

Indirekt gelagerte Betonbrücken

Sachstandbericht

Report**Author(s):**

Thoma, Karel ; Seelhofer-Schilling, Birgit; Büeler, Christoph

Publication date:

2014-04

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-b-000404291>

Rights / license:

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted



Indirekt gelagerte Betonbrücken – Sachstandsbericht

**Indirectly supported concrete bridges
– assessment report**

**Ponts en béton armé sur appuis indirects
– rapport sur l'état actuel**

**Hochschule Luzern – Technik & Architektur
CC Konstruktiver Ingenieurbau
K. Thoma, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/SIA
B. Seelhofer, Dr. sc. ETH Zürich, dipl. Bauing. ETH
Ch. Büeler, M. sc. FH Luzern, dipl. Bauing. FH**

**Forschungsprojekt AGB 2008/002 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Indirekt gelagerte Betonbrücken – Sachstandsbericht

**Indirectly supported concrete bridges
– assessment report**

**Ponts en béton armé sur appuis indirects
– rapport sur l'état actuel**

Hochschule Luzern – Technik & Architektur
CC Konstruktiver Ingenieurbau
K. Thoma, Dr. sc. techn., dipl. Bauing. ETH/SIA
B. Seelhofer, Dr. sc. ETH Zürich, dipl. Bauing. ETH
Ch. Büeler, M. sc. FH Luzern, dipl. Bauing. FH

**Forschungsprojekt AGB 2008/002 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Dr. Karel Thoma, Hochschule Luzern – Technik & Architektur

Mitglieder

Dr. Birgit Seelhofer, Hochschule Luzern – Technik & Architektur

Christoph Büeler, Hochschule Luzern – Technik & Architektur

Begleitkommission

Präsident

Dr. A. Fürst, Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, Wolfwil

Mitglieder

Dr. M. Alvarez, Bundesamt für Strassen, Bern

H. Figi, Tiefbauamt des Kantons GR, Chur

Dr H.R. Ganz, VSL (Schweiz) AG, Subingen

Prof. Dr. A. Muttoni, EPFL-IS-Beton, Lausanne

Dr. D. Somaini, AI Giardinett, Roveredo

Antragsteller

Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

Inhaltsverzeichnis

	Impressum	4
	Zusammenfassung	7
	Résumé	9
	Summary	11
	Vorwort	13
1	Einleitung	14
1.1	Problemstellung	14
1.2	Zielsetzung	14
1.3	Übersicht	14
1.4	Abgrenzung	15
2	Literatur zur indirekten Lagerung	16
2.1	Versuche zur indirekten Lagerung	17
2.1.1	M. Ferguson, 1956	17
2.1.2	R. Taylor, 1960	18
2.1.3	F. Leonhardt und R. Walther, 1960/61	18
2.1.4	H. Gaede, 1963	20
2.1.5	F. Leonhardt und R. Walther, 1965	21
2.1.6	T. Hagberg, 1967	22
2.1.7	F. Leonhardt, R. Walther und W. Dilger, 1968	23
2.1.8	T. Baumann und H. Rüschi, 1970	26
2.1.9	K. L. J. Trinh, 1970	28
2.1.10	F. Leonhardt, R. Koch und F. S. Rostásy, 1971	28
2.1.11	Weitere Versuche im englischen Sprachraum	30
2.1.12	Ph. Stoffel und P. Marti, 1997	31
2.1.13	Ch. Büeler und K. Thoma, 2009	33
2.2	Schweizerische Normeinträge	37
3	Theoretischer Hintergrund	38
3.1	Wirkungsweise der indirekten Lagerung	38
3.2	Fachwerkbeispiele zur Querkraftübertragung	40
4	Versuchsnachrechnung mit Spannungsfeldmodellen	47
4.1	Konzept für die Nachrechnung	47
4.2	Bauteilversuch Büeler und Thoma, 2009	48
4.2.1	Versuchskörper, Materialeigenschaften und Resultate	48
4.2.2	Nachrechnung Stufe 1	49
4.2.3	Nachrechnung Stufe 2	53
4.2.4	Nachrechnung Stufe 3	57
4.3	Versuch Leonhardt, Koch und Rostásy, 1970	61
4.3.1	Versuchskörper, Materialeigenschaften und Resultate	61
4.3.2	Nachrechnung	64
	Anhänge	69
	Abkürzungen	75
	Literaturverzeichnis	77
	Projektabschluss	79
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	82

Zusammenfassung

Geschichtlicher Rückblick

Erste Versuche zur indirekten Lagerung erfolgten Mitte des 20sten Jahrhunderts. Erkenntnisse aus Schubversuchen und die daraus abgeleitete Motivation, den Querkraftbewehrungsgehalt zu minimieren gaben den Anstoss zur Erforschung indirekt gelagerter Träger. Daraus wurden nebst aufwändigen Versuchsserien zahlreiche Berechnungsmodelle entwickelt, worunter Leonhardts Modell der „Verminderten Schubdeckung“ [17] in der Forschung der indirekten Lagerung eine wesentliche Rolle spielte. Durch die Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie [26] gelang es schliesslich die Kräfte in der erforderlichen Querkraftbewehrung abzumindern [16], [17].

Die eigentliche Betrachtung der Kraftübertragung im Kreuzungspunkt zwischen Längs- und Querträger erfolgten erst Ende der 1960er Jahre nach wiederkehrenden Schäden an indirekt gelagerten Brücken. Nach zahlreichen Versuchsserien wurde die Notwendigkeit einer Aufhängebewehrung in die europäischen und amerikanischen Normen aufgenommen [17], [18].

Ende 1990er Jahre erfolgten im Zusammenhang mit der Zustandserfassung der Europabrücke an der ETH Zürich Modellversuche der indirekt gelagerten Brückenteile und Nachrechnungen anhand Spannungsfeldern und Bruchmechanismen [34]. 2009 wurde an der Hochschule Luzern – Technik & Architektur ein indirekt gelagerter Spannbetonbalken untersucht [5] und aus den Versuchsergebnissen erweiterte Spannungsfeldmodelle entwickelt [4].

Theoretischer Hintergrund

Bei der Überprüfung indirekt gelagerter Bauteile werden vorzugsweise räumliche Spannungsfelder bzw. Fachwerkmodelle angewandt, deren Ausbildung von der vorhandenen Bewehrung abhängt. Die Resultierende der parallelen oder fächerartigen Spannungsfelder entspricht den Stabkräften im Fachwerkmodell [33].

Im Kreuzungspunkt der Längs- und Querträger werden die Kräfte mittels zentrierter Fächer zur Aufhängebewehrung geführt und von dort weitergeleitet. Die Ausbildung der Fächer erfordert in den Gurten der Träger eine Längsbewehrung. Bei fehlender Aufhängebewehrung werden die Kräfte kontinuierlich über ein Parallelfeld in den Querträger eingeleitet, wobei über die Höhe der Einleitungszone eine verteilte, horizontale Rückhaltebewehrung erforderlich ist. Eine Vorspannung mit gekrümmtem Spanngliedverlauf im Querträger ermöglicht eine Reduktion bzw. einen Ersatz der Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt, wobei allenfalls die vertikalen Umlenkkräfte mittels einer Querkraftbewehrung aufgenommen werden müssen.

Versuchsnachrechnung

Die Entwicklung von Spannungsfeldmodellen für die Bemessung, statische Überprüfung oder die Nachrechnung von Bauteilversuchen erfolgt vorzugsweise inkrementell bzw. schrittweise. Es empfiehlt sich, die zu untersuchenden Strukturen ausgehend von einfachen und übersichtlichen Spannungsfeldmodellen hin zu komplexen bzw. sehr aufwendig zu lösenden Spannungsfeldmodellen weiterzuentwickeln.

Die Nachrechnung der Bauteilversuche von Büeler/Thoma [5] geschieht in drei Stufen mit zunehmendem Berechnungsaufwand. Der Bauteilversuch I von Leonhardt/Koch/Rostásy [19] wird direkt für Stufe 3 nachgerechnet.

Stufe 1: Die Vorspannkräfte werden als Einwirkung berücksichtigt, was die Entwicklung von einfachen und übersichtlichen Spannungsfeldmodellen

erlaubt. Der Kräftefluss der Vorspannung und der schlaffen Bewehrung werden unabhängig voneinander betrachtet und anschliessend überlagert.

Stufe 2: Die Vorspannkkräfte werden dem inneren Widerstand angerechnet, was eine vollständige Ausnutzung der Vorspannung erlaubt. Dadurch kann der Kraftfluss im Tragwerk genauer bestimmt und eine höhere Traglast ermittelt werden.

Stufe 3: Ausgehend von der Lösung der Stufe 2 werden die Spannungsfeldmodelle optimiert und die Aussagekraft der Resultate gesteigert.

Die Analyse auf Stufe 4, nichtlineare FEM-Analyse [28], wird in diesem Bericht nicht vorgenommen.

Bei der Bestimmung eines unteren Grenzwerts der Traglast wird der Versagensmechanismus des Versuchskörpers angenommen und die entsprechenden Kräfte der im Bruchzustand befindlichen Elemente unter Berücksichtigung ihrer Widerstände bestimmt. Anschliessend kann das Spannungsfeldmodell sowie das dazugehörige Fachwerkmodell im Quer- und Längsträger entwickelt und die resultierenden Kräfte und Spannungen mit Hilfe von Gleichgewichtsbedingungen bestimmt werden. Schlussendlich werden die inneren Kräfte und Betondruckspannungen mit den vorhandenen Widerständen verglichen und das Spannungs- bzw. Fachwerkmodell solange angepasst, bis in allen Elementen die Fließgrenzen eingehalten werden.

Résumé

Développement historique

Des premiers essais sur des poutres sur appuis indirects ont été conduits au milieu du 20ème siècle. Des connaissances tirées d'essais de cisaillement et la volonté de réduire l'armature à l'effort tranchant, ont donné l'impulsion de scruter des poutres appuyées indirectement. A côté de séries d'essais de grande envergure, plusieurs modèles de calcul ont été développés. Notamment le modèle de Leonhardt, le « modèle de recouvrement réduit en cisaillement » [17], joua un grand rôle dans la recherche sur l'appui indirect. En élargissant l'analogie de treillis de Mörsch [26], il a été possible de réduire les forces nécessaires dans l'armature à l'effort tranchant [16], [17].

La transmission des forces aux croisements des porteurs longitudinales et transversales n'a été étudiée qu'en fin des années 1960, après des dégâts récurrents sur des ponts avec des appuis indirects ont été observés. Suite à plusieurs séries d'essais, les normes européennes et américaines introduisaient la nécessité d'une armature de suspension [17], [18].

Dans le cadre du relevé de l'état du pont d'Europe à Zurich (Europabrücke Zürich), des essais ont été conduits à l'EPF Zurich à la fin des années 1990 sur des éléments appuyés indirectement à échelle réduite, complétés par des vérifications théoriques à l'aide des champs de contraintes et des mécanismes de ruine [34]. En 2009, l'université de sciences appliquées de Lucerne – Technique et Architecture analysait une poutre en béton précontraint appuyée indirectement [5]. Les résultats d'essai ont permis de développer des modèles de champs de contraintes affinés [4].

Bases théoriques

Pour l'examen d'éléments de construction appuyés indirectement, l'application de champs de contraintes respectivement des modèles de treillis spatiales est à préférer dont la disposition découle de l'armature existante. Les résultantes de champs de contraintes parallèles ou en éventail correspondent aux forces dans les barres du modèle de treillis [33].

Au point d'intersection entre les poutres longitudinales et transversales, les forces sont amenées avec des éventails centrés à l'armature de suspension et transmises plus loin de cette dernière. Le développement de ces éventails nécessite de l'armature longitudinale dans les membrures des porteurs. Lorsqu'une armature de suspension manque, les forces sont introduites dans le porteur transversal de façon continue par un champ de contraintes parallèle ; ceci nécessite une armature horizontale de rétention sur toute la hauteur de l'introduction des forces. D'unités de précontrainte courbées dans le porteur transversal permettent la réduction respectivement le remplacement de l'armature de suspension à l'intersection, ce qui nécessite éventuellement en revanche une armature à l'effort tranchant pour la reprise des forces de déviation verticales.

Vérification théorique des essais

Le développement des modèles de champs de contraintes pour le dimensionnement des structures nouvelles, pour la vérification d'une structure existante ou pour la vérification théorique des essais se fait préférentiellement en étapes. Il est conseillé de développer le calcul à partir d'un modèle de treillis simple, en le raffinant ensuite au fur et à mesure jusqu'à passer à un modèle de champs de contraintes complexe.

La vérification théorique d'essais de Büeler/Thoma [5] se fait en trois étapes avec un effort de calcul progressif. L'essai I de Leonhardt/Koch/Rostásy [19] est vérifié directement au niveau 3.

- Niveau 1: Les forces dues à la précontrainte sont considérées comme actions, ce qui permet le développement des modèles de champs de contraintes facilement contrôlable. Les flux de forces dans la précontrainte et dans l'armature passive sont analysés séparément et ensuite superposés.
- Niveau 2: Les forces dues à la précontrainte sont prises en compte du côté de la résistance, ce qui permet une exploitation complète de la précontrainte. Ainsi, le flux des forces dans la structure porteuse peut être suivi de manière plus précise, permettant la détermination d'une capacité porteuse plus élevée.
- Niveau 3: Partant de la solution du niveau 2, les modèles de champs de contraintes sont optimisées et la signification des résultats est améliorée.

L'analyse au niveau 4, une analyse MEF non-linéaire [28], est omise dans ce rapport.

Une borne inférieure de la charge maximale est calculée en admettant le mécanisme de ruine observé dans les essais. Les forces dans les éléments à la rupture sont calculées selon la résistance des matériaux. Ensuite, un modèle de champs de contraintes ainsi que le modèle de treillis correspondant peuvent être développés dans le porteur longitudinal et transversal. Les forces et les contraintes résultantes sont déterminées selon les conditions d'équilibre. Enfin, les efforts internes sont comparés aux résistances des matériaux ; le modèle de champs de contraintes respectivement de treillis est ensuite adapté afin de respecter la limite d'écoulement dans tous les éléments.

Summary

Historical background

The first experiments on indirectly supported structures were carried out in the middle of the 20th century. The insights gained from these experiments and the resulting desire to minimize the amount of shear reinforcement in concrete led to further experiments on indirectly supported beams. Numerous test series were carried out and calculation models, such as Leonhardt's model for reducing the shear resistance [17] were developed. Leonhardt's model played a significant role in the research of indirectly supported structures. Finally an extension of Mörsch' truss analogy [26] led to reduced forces in the required shear reinforcement [16], [17].

Specific research on the force transfer at intersection points between girders and cross-girders was initiated in the late 1960s after recurring damage was observed on indirectly supported bridges. As a result of numerous experiments, requirements for suspension reinforcement at the intersection points of members were included in both European and American standards [17], [18].

In the late 1990s an assessment of the "Europabrücke" bridge inspired the model experiments on indirectly supported bridge members as well as the calculations using stress fields and fracture mechanics that were carried out at ETH Zurich [34]. In 2009 the behaviour of an indirectly supported prestressed concrete beam was investigated at the Lucerne University of Applied Science and Arts [5] and extended stress field models were developed from the test results [4].

Theoretical background

The behaviour of indirectly supported structural members is generally modelled with three-dimensional stress fields or strut-and-tie models. The configuration of both models is defined by the reinforcement layout in the member. The resultants of the parallel or fan-shaped stress fields correspond to the forces in the truss struts and ties [33].

At the intersection points of girders and cross-girders fan-shaped stress fields transfer the forces to the suspension reinforcement and into the crossing member. Fan-shaped stress fields require the presence of longitudinal reinforcement in the girder flanges. In the absence of suspension reinforcement, the forces are transferred via parallel stress fields to the cross-girders. This requires distributed horizontal reinforcement over the height of the stress field in the load introduction zone. The use of prestressing cables with parabolic profiles in the cross-girder allows for a reduction or omission of the suspension reinforcement at the intersection points with the girder; however, shear reinforcement must be present to transfer any deviation forces.

Recalculation of test results

Stress field models for design, static assessment or experiment recalculations are preferably developed gradually. It is recommendable to start with simple and easy-to-solve stress field models and to refine them gradually to obtain more precise and complex models.

The recalculations of the structural experiments executed by Büeler/Thoma [5] are carried out at three different levels of complexity, where each subsequent level requires an increased amount of calculation. In addition the Structural Member Test I conducted by Leonhardt/Koch/Rostásy [19] is directly recalculated at the most complex level.

Level 1: The prestressing forces are considered as external actions. This allows the development of simple and clear stress field models. The force flow is

considered separately for the prestressing tendons and the reinforcement and subsequently superimposed.

Level 2: The prestressing forces contribute to the inner resistance of the structural member. This permits the full use of the prestressing effect. As a result the internal forces in the structure can be evaluated more accurately, and a higher ultimate load can be determined.

Level 3: The stress field models are optimised based on the results from Level 2. This improves the obtained results.

Calculations at complexity level 4, which require non-linear FEM analysis [28], are not carried out in this document.

To determine a lower bound value of the ultimate load, a failure mechanism is assumed for the test specimen. The forces in the elements, which have reached the state of failure, are calculated by taking into account their respective structural resistances. Subsequently, stress field models and the corresponding strut-and-tie models can be developed for the girder and cross-girder and the resulting forces and stresses are determined from equilibrium conditions. Finally, the inner forces and compressive stresses in the concrete are compared with the existing resistances, and the stress field and strut-and-tie models are adjusted incrementally until the stresses in all elements fall below the yield limit.

Vorwort

Im Onlinenachschlagewerk Wikipedia ist folgende Definition des Begriffs Instandhaltung von Systemen zu finden:

„Die Instandhaltung kann vollständig in die Grundmaßnahmen Wartung, Inspektion, Instandsetzung, Verbesserung und Schwachstellenanalyse unterteilt werden.“

Gerade die Schwachstellenanalyse ist eine der wichtigsten Arbeiten im Rahmen der Erhaltung von Bauwerken, und war Ausgangslage dieses Sachstandsberichts. Viele ältere Brücken wurden nach dem Bemessungsvorschlag der „verminderten Schubdeckung“ von Leonhardt bemessen, und bereiten heute grosse Probleme bei der statischen Überprüfung. Kann die Tragsicherheit infolge der indirekten Lagerung nicht nachgewiesen werden sind die Kosten für die Instandsetzung in der Regel hoch, da diese „Schwachstelle“ nur schwierig zu verstärken ist.

Ziel dieses Sachstandsberichts ist es, die anerkannten Regeln der Baukunde bzw. den Stand der Technik zur indirekten Lagerung von Betonbrücken zu dokumentieren und Beispiellösungen zu präsentieren. Dieses Hilfsmittel soll den projektierenden Ingenieur befähigen Traglastreserven zu aktivieren und eine Verstärkung im besten Fall zu vermeiden bzw. die Instandsetzungskosten zu minimieren.

Die Autoren bedanken sich beim Bundesamt für Strassen (ASTRA) für die Unterstützung des Forschungsprojekts. Den Mitglieder der Begleitkommission BKC Dr. A. Fürst (Vorsitzender), Dr. M. Alvarez, H. Figi, Dr. H.R. Ganz, Prof. Dr. Muttoni und Dr. D. Somaini welche das Projekt begleiteten.

Horw, April 2014

Dr. Karel Thoma

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Im TEC21 15/2011 publizierte das ASTRA einen Artikel zum Thema „Gefährdete Strassenbrücken“ [13]. Im Detail wird die Querkraftgefährdung bestehender Brückentragwerke infolge der steigenden Verkehrslasten auf Schweizer Strassen beleuchtet. Als zentrale Aufgaben des Bauingenieurs wird im Artikel einerseits die Bestimmung der effektiven Tragsicherheit mit geeigneten Widerstandsmodellen und aktualisierten Strassenlastmodellen festgehalten, andererseits sollen auf Basis des Studiums der Bauwerksakten und der Zustandserfassung kritische Tragwerksteile erkannt werden.

Gerade die indirekte Lagerung ist eines dieser kritischen Tragwerksteile, welches im Rahmen einer Tragwerksanalyse kritisch hinterfragt werden muss. Die Tragwirkung des Gesamtsystems hängt stark von der konstruktiven Ausbildungen und dem Vorspannkonzent im Längs- und Querträger sowie der allenfalls vorhanden Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt ab. In vielen Fällen resultiert eine Interaktion zwischen der Längs- und Quertragwirkung d.h. der Biege- und Torsionswiderstand im Längsträger hängt vom vorausgesetzten Kraftfluss im Bereich der indirekten Lagerung ab.

Die Vorstellung, wie eine indirekte Lagerung in der Tragwerksanalyse modelliert werden soll bzw. wie der Tragwiderstand berechnet werden soll, haben sich im Verlauf der Zeit stark verändert. Ausgehend vom Modell der „verminderten Schubdeckung“ von Leonhardt [17] bis hin zur vollen Aufhängung der inneren Kräfte resultieren unterschiedliche Bewehrungslayouts und Vorspannkonzent. Mit den heute in den Normen des SIA formulierten Anforderungen sind einige dieser Modelle nicht mehr vereinbar. In der Norm SIA 262-2003 [2] wird deshalb die Anwendung von Querschnittsanalysen im Bereich der indirekten Lagerung ausgeschlossen und eine Untersuchung des Kraftflusses mit Hilfe von Fachwerkmodellen oder Spannungsfeldmodellen gefordert.

1.2 Zielsetzung

Die vorliegende Dokumentation ist ein Sachstandsbericht, mit folgenden Schwerpunkten:

- Dokumentation der Regel der Baukunde bzw. des Stands der Technik,
- Erarbeitung von Beispiellösungen als Leitfaden für die statische Überprüfung,
- Nachrechnung der Versuche von Leonhardt/Rostásy [19],
- Nachrechnung des Versuchs von Büeler/Thoma [5].

1.3 Übersicht

Der erste Teil der Arbeit gibt einen geschichtlichen Rückblick zur Thematik. Erste Versuche zur indirekten Lagerung erfolgten Mitte des 20sten Jahrhunderts. Daraus wurden nebst aufwändigen Versuchsserien zahlreiche Berechnungsmodelle entwickelt, worunter Leonhardts Modell der „Verminderten Schubdeckung“ eine wesentliche Rolle spielte. Ende 1990er Jahre erfolgten im Zusammenhang mit der Zustandserfassung der Europabrücke an der ETH Zürich Modellversuche der indirekt gelagerten Brückenteile und erstmals Nachrechnungen anhand Spannungsfeldern und Bruchmechanismen. 2009 wurde an der Hochschule Luzern – Technik & Architektur ein indirekt gelagerter Spannbetonbalken untersucht und aus den Versuchsergebnissen erweiterte Spannungsfeldmodelle entwickelt.

Der zweite Teil des Sachstandsberichts befasst sich mit dem theoretischen Hintergrund. Im Kreuzungspunkt der Längs- und Querträger werden die Kräfte mittels zentrierter Fächer zur Aufhängebewehrung geführt und von dort weitergeleitet. Die Ausbildung der Fächer erfordert in den Gurten der Träger eine Längsbewehrung. Bei fehlender Aufhängebewehrung werden die Kräfte kontinuierlich über ein Parallelfeld in den Querträger eingeleitet, wobei über die Höhe der Einleitungszone eine verteilte, horizontale Rückhaltebewehrung erforderlich ist. Eine Vorspannung mit gekrümmtem Spanngliedverlauf im Querträger ermöglicht eine Reduktion bzw. einen Ersatz der Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt.

Im letzten Teil der Arbeit werden ausgewählte und gut dokumentierte Bauteilversuche nachgerechnet. Die Entwicklung von Spannungsfeldmodellen für die Bemessung, statische Überprüfung oder die Nachrechnung von Bauteilversuchen erfolgt vorzugsweise inkrementell bzw. schrittweise. Es empfiehlt sich, die zu untersuchenden Strukturen ausgehend von einfachen und übersichtlichen Spannungsfeldmodellen hin zu komplexen bzw. sehr aufwendig zu lösenden Spannungsfeldmodellen weiterzuentwickeln.

1.4 Abgrenzung

Es ist nicht Absicht dieses Berichts, alle Aspekte der Tragwerksanalyse bzw. der Berechnung des Querkraftwiderstandes von vorgespannten Betonbrücken zu beleuchten. Vielmehr stehen die indirekte Lagerung und die damit verbundenen Probleme bei der Bestimmung des Querkraft-/Biege­widerstands im Vordergrund. Nicht duktile Bruchmechanismen und obere Grenzwerte der Plastizitätstheorie für die indirekte Lagerung sind nicht Gegenstand dieses Berichts.

2 Literatur zur indirekten Lagerung

Bis Mitte des 20sten Jahrhunderts haben zahlreiche Schubversuche gezeigt, dass die tatsächliche Beanspruchung der Querkraftbewehrung kleiner ausfällt als nach der Fachwerkanalogie zu erwarten ist. Mit dem Ziel, den Stahlbeton wirtschaftlicher zu gestalten, wurde darauf der Versuch unternommen, den Querkraftbewehrungsgehalt abzumindern. Verschiedene Modelle beteiligten die Druckzone, die Dübelwirkung der Längsbewehrung oder die Verzahnung der Rissufer zusätzlich an der Querkraftübertragung, welche eine Abminderung der Spannungen in der Querkraftbewehrung bewirkten [32], [14]. Eines der am weitest verbreiteten Modelle im Zusammenhang mit der indirekten Lagerung wurde Anfang der 1960er Jahre von Leonhardt entwickelt. Er propagierte auf der Grundlage zahlreicher Schubversuche und der Fachwerkanalogie nach Mörsch [26] die Theorie der „Verminderten Schubdeckung“ [17], bei welcher nur ein gewisser Prozentsatz der Querkraft über die Bewehrung abgetragen wird. Leonhardt sah seine Theorie in späteren, sowohl eigenen als auch fremden Versuchen [3], [20], [21], [22], [37] für indirekte Lagerungen und Krafteinleitungen bestätigt. Das Tragverhalten der indirekt gelagerten Stahlbetonbalken mit Querkraftbewehrung aus vertikalen Bügeln und aufgebogenen Längseisen wurde ebenfalls verglichen. Den bereits erwähnten Versuchsreihen gingen indirekt gelagerte Schubversuche [8], [35] ohne Querkraftbewehrung aus den 1950er Jahren voraus, welche die Forschertätigkeit in Europa anregten. Als Folgerung aus den Stuttgarter Schubversuchen wurde die Mörsch'sche Fachwerkanalogie durch Neigung des Obergurts und variabler Druckstrebenneigung erweitert, wodurch den geringen Kräften in der Querkraftbewehrung Rechnung getragen werden konnte [16], [17].

Entgegen der bisherigen Forschungsergebnisse bestritt Rausch [31] die Zulässigkeit der Abminderung der Querkraftbewehrung und unterstützt die Arbeiten von Mörsch [26], in welchen die „volle Schubdeckung“ verlangt wurde. Rauschs Auffassung bestärkten die Versuche von Gaede [11]. Die Versuchskörper hatten jedoch nach Leonhardts Auffassung für die indirekte Lastabtragung eine unzureichende Querkraftbewehrung, was nach seiner Ansicht die tiefen Bruchlasten herbeiführte [17].

Bis anhin wurde die Kraftübertragung im Kreuzungspunkt zwischen Längs- und Querträger und die daraus resultierende Querkraftbewehrung nur dürftig angesprochen. Lediglich die Ausbildung der Querkraftbewehrung im Längsträger unterlag ausgiebiger Untersuchungen. Erst wiederkehrenden Schäden in indirekt gelagerten Brücken bewog das deutsche Bundesministerium für Verkehr Ende der 1960er Jahre in Brücken eine Aufhängebewehrung für die volle Querkraft zu verlangen, sowie die Abmessungen des dazu benötigten Kreuzungsbereichs festzulegen, und beauftragte Leonhardt mit den Untersuchungen [18], [19]. Die Notwendigkeit einer Aufhängebewehrung wurde neben den Deutschen Vorschriften später auch in den Amerikanischen und Kanadischen Normen aufgenommen. Für geringe Schubspannungen glaubte man jedoch wie in den Schweizerischen Normen [7] auf eine Aufhängebewehrung verzichten zu können. Anfang der 1980er Jahre wurden zur Verifizierung der Normaussagen Versuche an T-Trägern sowie an auf kombinierte Torsion und Biegung beanspruchten, indirekt gelagerten Trägern vorgenommen [24], [25].

Infolge der Zustandserfassung der Europabrücke in Zürich wurden zur Verhinderung von unverhältnismässigen Erhaltungsmaßnahmen Ende 1990er Jahre unter der Leitung von Marti an der ETH Zürich Modellversuche und Nachrechnungen der indirekt gelagerten Brückenteile unternommen [34], [38]. Dabei kamen für die Berechnung der Traglast erstmals Spannungsfelder und Bruchmechanismen zum Einsatz. Zur Entwicklung von Spannungsfeldmodellen für indirekt gelagerte, vorgespannte Tragwerke, welche einen möglichst guten unteren Grenzwertes der Plastizitätstheorie erfüllen, wurde 2009 unter der Leitung von Thoma an der Hochschule Luzern – Technik & Architektur ein Versuch an einem indirekt gelagerten Spannbetonbalken durchgeführt [5].

2.1 Versuche zur indirekten Lagerung

Im Folgenden werden die wichtigsten Versuche zur indirekten Lagerung detaillierter besprochen.

2.1.1 M. Ferguson, 1956

1956 wurden an der University of Texas im Anschluss an Schubversuche die Auswirkungen der indirekten Lagerung untersucht [8]. Die sechs einfachen Balken mit 1 m Spannweite, 0.1 m Breite und einer statischen Höhe von 0.245 m variierten lediglich in der Anordnung der Lasteinleitung und Lagerung. Die Schubspanweite betrug $1.35 d = 343 \text{ mm}$. Die Bewehrung der Versuchskörper wiesen zwei Längsbewehrungsstäbe auf; Querkraftbewehrung wurde keine eingelegt. Die zwei symmetrisch angeordneten Einzellasten und Auflagerreaktionen griffen in den Versuchen 1 bis 5 direkt an der Oberkante bzw. Unterkante an, einerseits in Trägerachse, andererseits in einem Abstand von 191 mm dazu. In Versuch 6 befand sich die Lasteinleitung auf halber Trägerhöhe im Abstand von 191 mm zur Trägerachse. In Abb. 1 sind die unterschiedlichen Last- und Auflageranordnungen sowie die im Versuch ermittelte Schubspannungsübertragung in der Druckzone aufgezeigt.

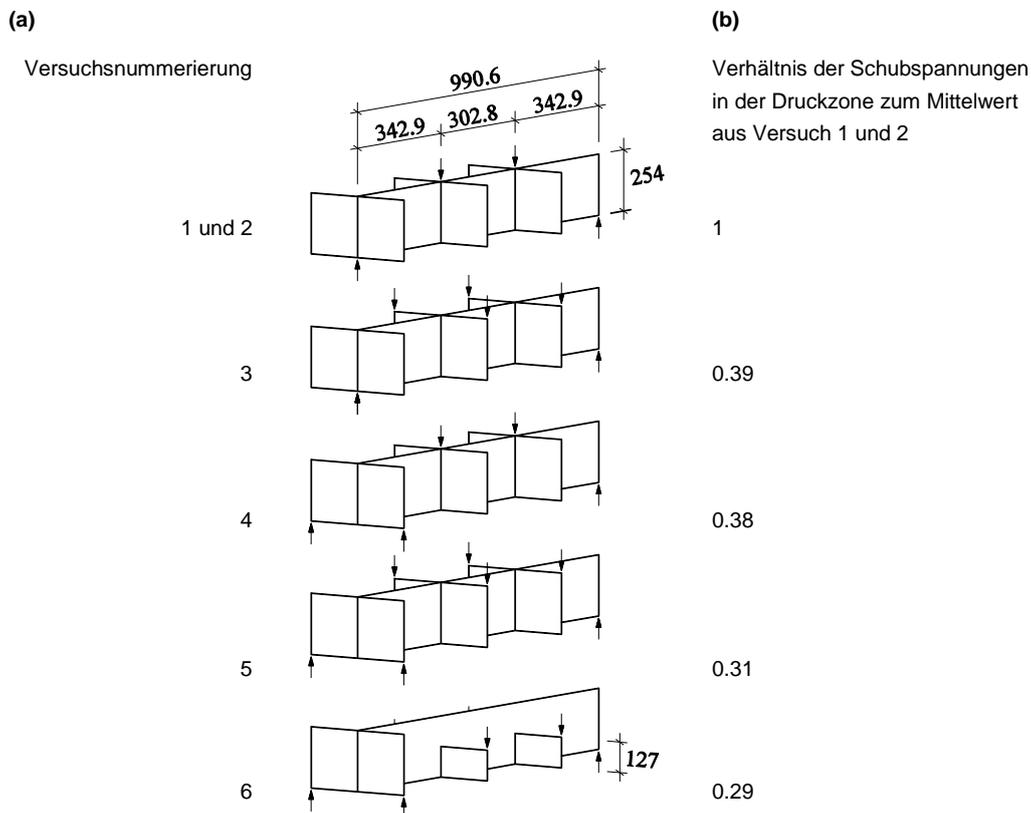


Abb. 1 (a) Anordnung der Lasteinleitung bzw. Lager, Abmessungen in mm; (b) Schubspannungsverhältnis in der Druckzone.

In allen Versuchen erfolgte ein Schubbruch. In Abb. 2 werden die Bruchbilder der Versuche 3 und 6 gezeigt.

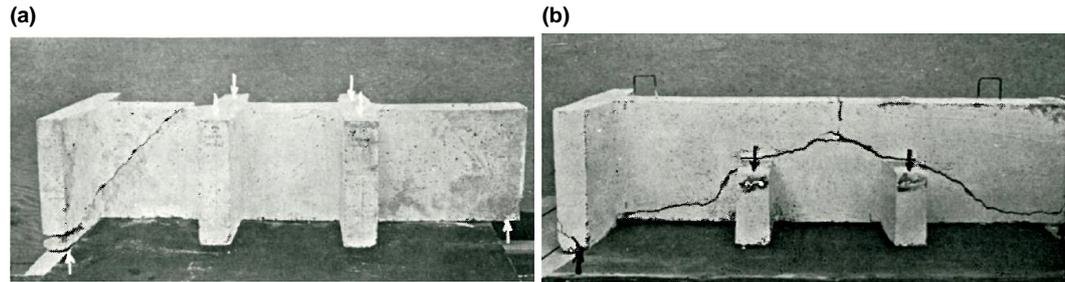


Abb. 2 Bruchbilder: (a) Versuch 3 und (b) Versuch 6, [8].

2.1.2 R. Taylor, 1960

R. Taylor erweiterte Fergusons Versuche mit weiterer Variation der Lageranordnung und Lasteinleitung [35]. Zu jedem indirekt gelagerten Träger prüfte Taylor einen identischen mit direkter Lasteinleitung und Lagerung. Die fünf Prüfkörper hatten einen Rechteckquerschnitt von 30 cm Höhe und 15 cm Breite. Die Vierpunktbiegeversuche wiesen Schubspannweiten zwischen 45 und 137 cm auf. Taylor untersuchte den Einfluss der Spannweiten, des Längsbewehrungsgehalts und der Betonfestigkeit auf den Querkraftwiderstand und gab zulässige Schubspannungen an.

2.1.3 F. Leonhardt und R. Walther, 1960/61

Im Winter 1960/61 wurden an der Universität Stuttgart unter der Leitung von Leonhardt zur Überprüfung der in der deutschen Norm aufgeführten oberen Schubspannungsgrenze zwei Schubversuche an Stahlbetonbalken mit indirekter Lagerung durchgeführt [20]. Die indirekte Lagerung sollte die zu dieser Zeit diskutierte günstige Wirkung der Lagerpressung auf die Verankerung der Bewehrung sowie auf die Stegspannungen vermeiden.

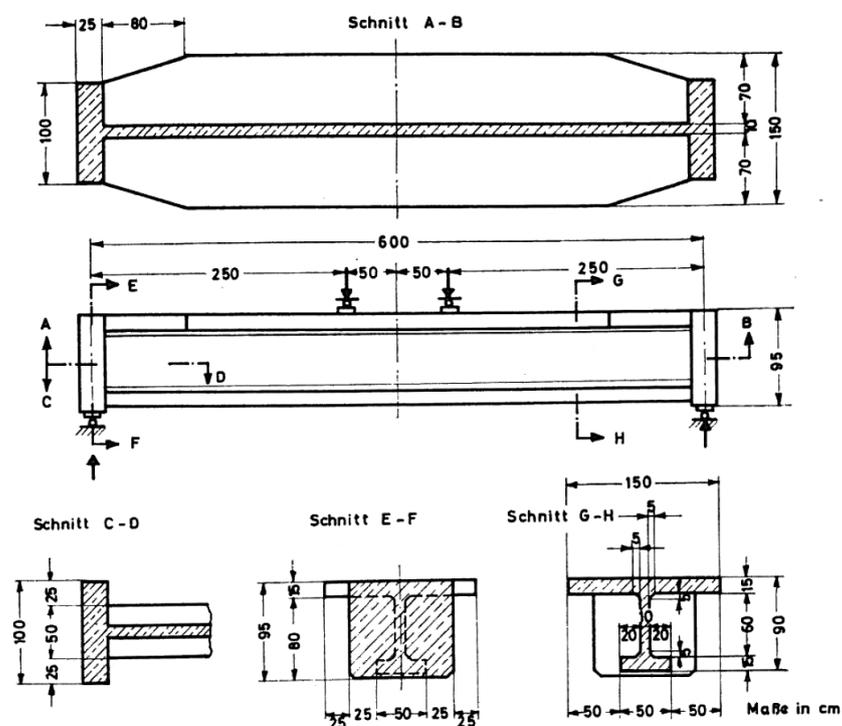


Abb. 3 Schalplan der beiden Versuchsträger [20].

Die 6 m weit gespannten Plattenbalken wiesen im Vergleich zu den nur 10 cm breiten Stegen eine starke Gurtung auf. Somit wurde im Bruch das Versagen des Stegbetons sichergestellt. Die Anordnung der Bügel erfolgte im ersten Träger vertikal, im zweiten unter einem Winkel von 45°. Die Plattenbalken waren beidseitig indirekt über einen 1 m breiten Querträger gelagert, vgl. Abb. 3. Die Längsbewehrung wurde mit Ankerplatten verankert. Die Bügelbewehrung bestand in der einen Hälfte aus geripptem Stahl, in der anderen Hälfte wurde glatter Stahl verwendet, welcher abgesehen von der Verbundgüte mit gleichen Eigenschaften hergestellt wurde.

Das Versagen der beiden Versuchsträger erfolgte durch die Zerstörung des Stegbetons. Die Bruchlast des Trägers mit schräger Bügelanordnung erreichte einen um 50 % höheren Wert. Die Rissweiten waren nur ein Drittel so gross wie bei vertikaler Verbügelung, wodurch im Steg höhere Betondruckspannungen übertragen werden konnten. Der Bruch erfolgte im ersten Träger auf der Seite der vertikalen Bügel, im zweiten Träger auf der Seite der glatten Bügel. Ein Einfluss der Ripplung auf die Versagensstelle konnte jedoch nicht gefunden werden. Eher wurde die Schwankung der Betongüte als bestimmender Faktor vermutet.

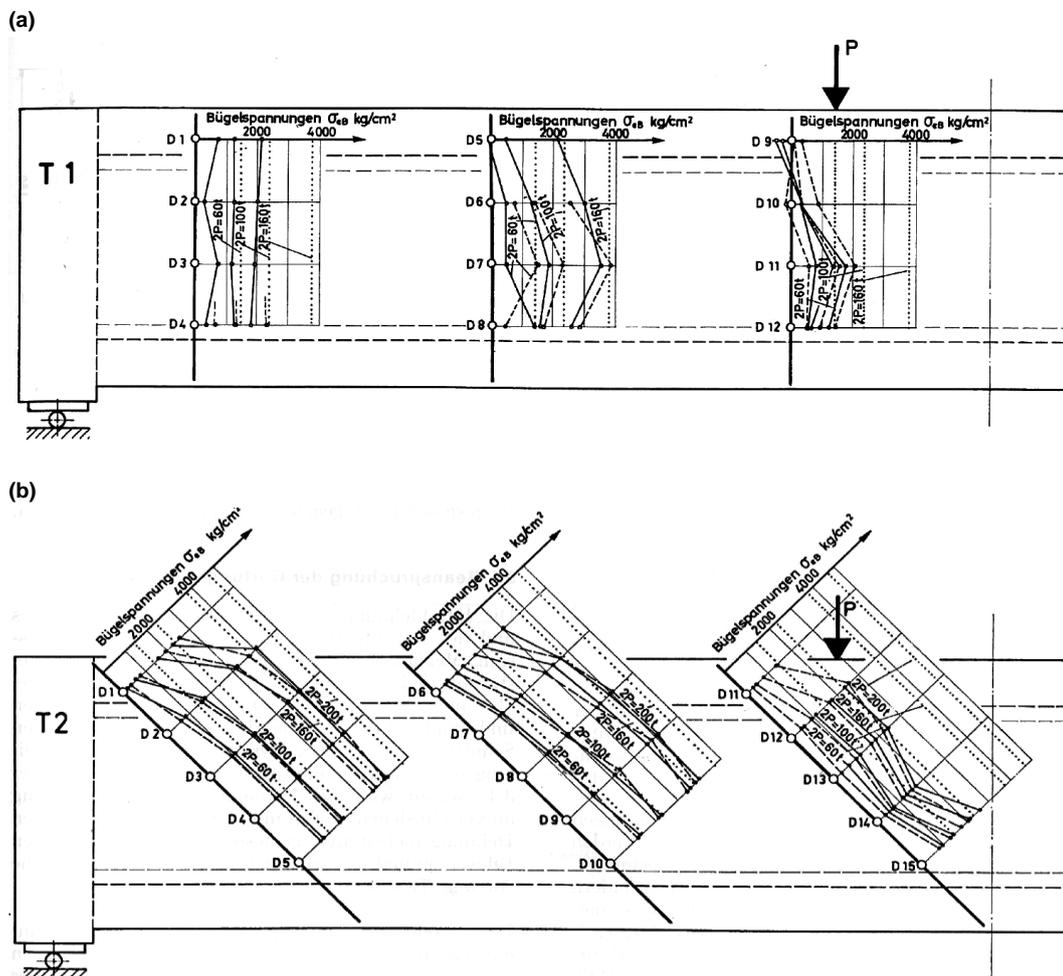


Abb. 4 Bügelspannungen im Längsträger in Auflagernähe; (a) Träger T1; (b) Träger T2 [20].

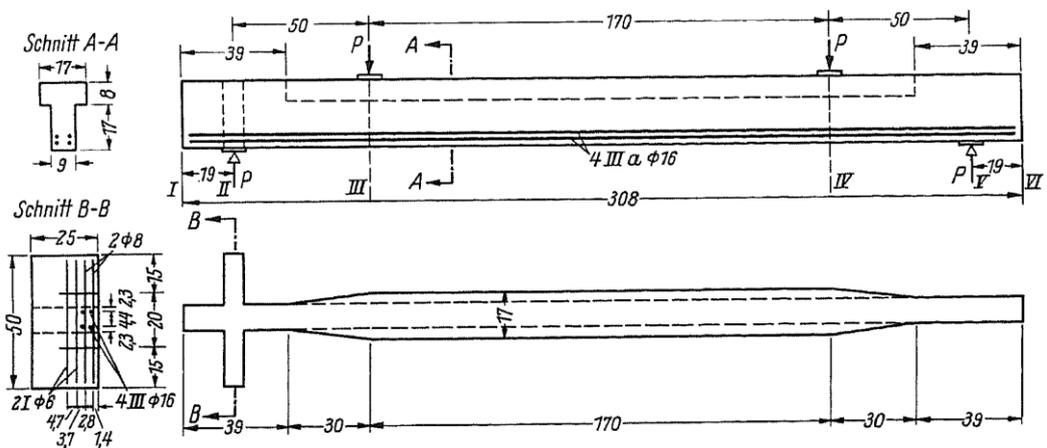
Anhand der Bügelspannungen in Auflagernähe war ersichtlich, wie der Kraftverlauf vom Längsträger in den Querträger erfolgte, siehe Abb. 4. Die geringen Stahlspannungen des auflagernächsten vertikalen Bügels, sowie die Spannungsspitzen in Stegmitte führte Leonhardt auf die Bogenwirkung zurück. Die gleichmässigerere Verteilung der Spannungen in den schrägen Bügeln liess erkennen, dass die Kraft bei höheren Laststufen wie bei

den vertikalen Bügeln in deren Abbiegungen eingeleitet wurde. Leonhardt bemerkte weiter, dass das Vorhandensein einer indirekten Lagerung für die Schubtragfähigkeit kein Nachteil bedeute, falls genügend gut verankerte Aufhängebewehrung angeordnet werde.

2.1.4 H. Gaede, 1963

Von 1959 bis 1963 wurden an der Technischen Hochschule Hannover nach sechs Balken mit direkter Lagerung zehn 3 m lange, 25 cm hohe Balken mit einseitiger, indirekter Lagerung geprüft [11]. Die letzten sechs Versuche wiesen zusätzlich eine indirekte Lasteinleitung und eine vertikale Bügelbewehrung auf. Die genauen Abmessungen der Versuchskörper sowie die Last- und Auflageranordnung sind in Abb. 5 ersichtlich. Untersucht wurde der günstige Einfluss des Auflagerquerdrucks auf die Schubtragfähigkeit der Balken. Variiert wurde die Betongüte und Querkraftbewehrung.

(a)



(b)

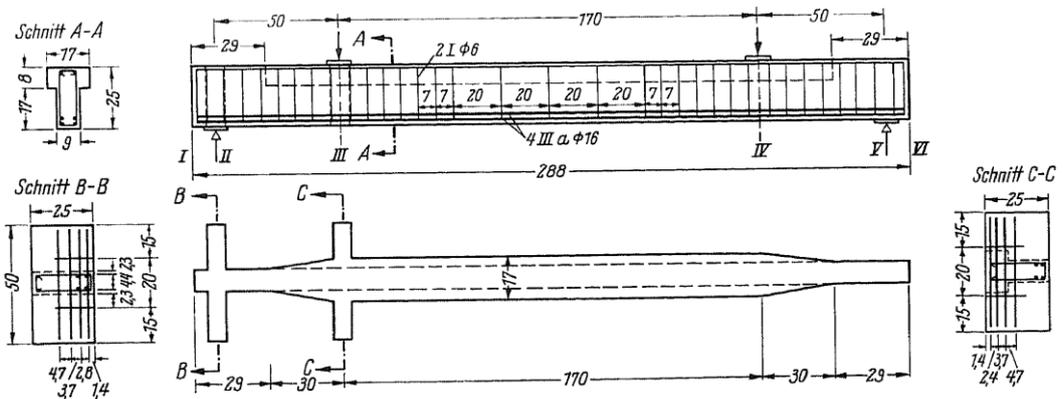


Abb. 5 Abmessungen und Bewehrungsanordnung der Balken (a) 7 bis 11 und (b) 12 bis 17 [11].

Sämtliche Balken erlitten einen Schubbruch. Die Bruchkraft der indirekt gelagerten Balken lag um bis zu 30 % tiefer als bei den direkt gelagerten.

2.1.5 F. Leonhardt und R. Walther, 1965

An der Technischen Hochschule Stuttgart wurde zwischen 1962 bis 1964 unter der Leitung von Leonhardt das Tragverhalten wandartiger Betonelemente im gerissenen Zustand untersucht [21]. Darunter fielen auch zwei einfeldrige Träger mit indirekter Lagerung und Kräfteinleitung. Die äusseren Abmessungen der zwei Versuchsträger IWT 1 und 2 sowie die Anordnung der Lasteinleitung und Lager sind in Abb. 6 ersichtlich. Die Spannweite betrug 2.4 m, die Exzentrizität der Lasteinleitung und Auflager 72 cm. Zur Sicherstellung der gleichen Pressungen im Bereich der Lasteinleitung sowie über den Auflagern wurden die Seitenränder der Mittelquerscheibe von 10 cm auf 20 cm erweitert.

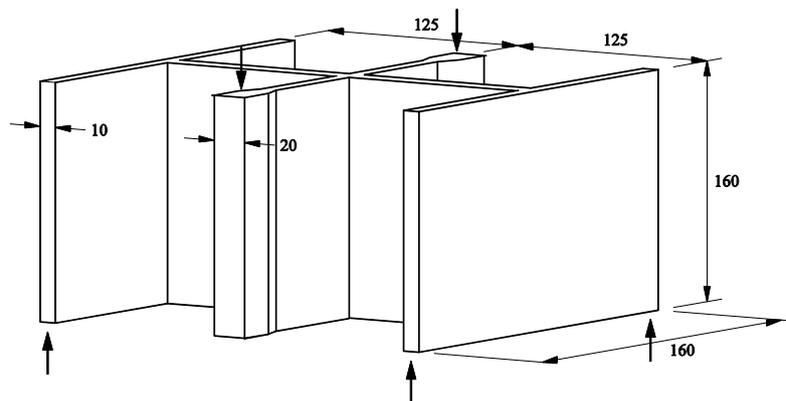


Abb. 6 Äussere Abmessungen der Versuchsträger, Abmessungen in cm, sowie Anordnung der Lasteinleitung und Lager.

Die beiden Träger unterschieden sich lediglich in der Anordnung der Bewehrung, vgl. Abb. 7. In Träger IWT 1 wurde die Biegebewehrung zur Schubübertragung mit 60° Neigung aufgebogen, in Träger IWT 2 dienen zweischnittige Vertikalbügel als Aufhängebewehrung.

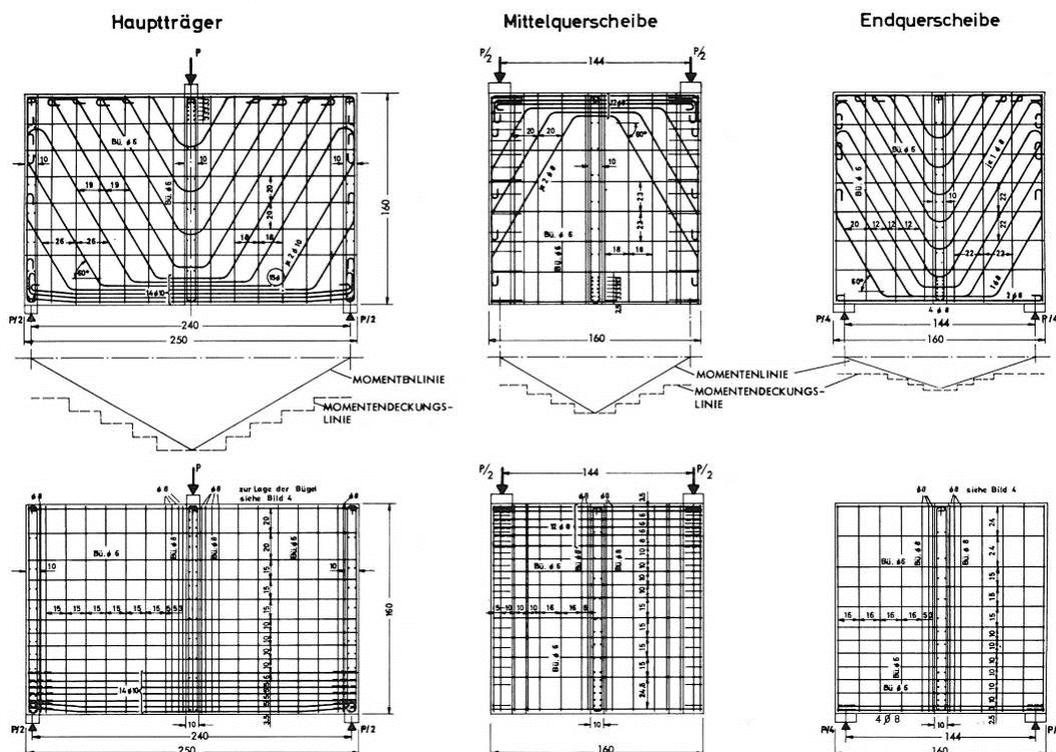


Abb. 7 Bewehrungsanordnung der Versuchsträger IWT 1 oben und IWT 2 unten [21].

Bei 92 % der Bruchlast drohte die Mittelscheibe des Trägers IWT 1 vorzeitig durch Spalten des Betons an den Abbiegestellen der Schrägstäbe zu versagen. Daraufhin wurde der Versuch kurz unterbrochen und der Zuggurt des Querträgers durch zwei seitlich angeordnete Spannstangen vorgespannt. Der eigentliche Bruch erfolgte im Hauptträger etwa im Drittelpunkt der Spannweite ebenfalls durch Spalten des Betons an den Abbiegestellen und anschliessend durch Versagen der Druckstrebe. Die aufgebogenen Stäbe erwiesen sich in dünnen Scheiben somit als ungeeignet. Träger IWT 2 versagte durch Zerstörung der Betondruckstrebe am Übergang des Hauptträgers in die Endquerscheibe. Die Bruchlast betrug 94 % derjenigen von IWT 1.

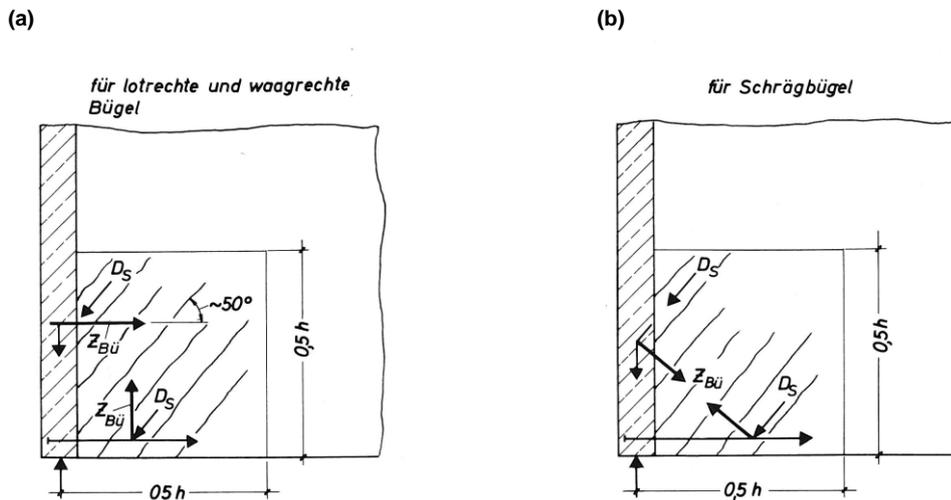


Abb. 8 Idealisierter Kräfteverlauf für die Bemessung der Bewehrung: (a) lotrechte und waagrechte Bügel, (b) schräge Bügel [21].

Ausgehend von den Versuchsergebnissen wurden Richtlinien zur Bemessung von wandartigen Trägern aufgestellt. Der idealisierte Kräfteverlauf ist in Abb. 8 ersichtlich. Die Druckfeldneigung wurde zu 50° angenommen und die Bewehrungskräfte anhand eines einfachen Fachwerkmodells ermittelt. Die Anschlusszone erstreckte sich über die untere Hälfte der Steghöhe. Bei hohen Beanspruchungen seien Schrägbügel zu bevorzugen.

2.1.6 T. Hagberg, 1967

Geleitet von Prof. Inge Lyse untersuchte Hagberg 1967 an der Technischen Hochschule Trondheim in Oslo das Verhalten von vier schubbewehrten, an einem Ende indirekt gelagerten Plattenbalken. Die Versuche werden in [22] beschrieben. Die Abmessungen der Träger, die Belastungs- und Bewehrungsanordnung sind in Abb. 9 abgebildet.

Der Bruch erfolgte bei drei von vier Versuchskörpern durch Versagen der schiefen Betondruckstreben während Stahlfließen der Bügel. Die genaue Versagensart von Träger LB4 war umstritten. Die Bügelspannungen der direkt und indirekt gelagerten Trägerhälften unterschieden sich kaum und lagen erheblich unter den theoretischen Werten nach der Fachwerkanalogie. Die mittleren Stegdruckspannungen unter 45° im Hauptträger waren bei Balken mit vertikaler Verbügelung bedeutend höher als mit Schrägbügel. Hagberg wies darauf hin, die Längsbewehrung des Längsträgers gut zu verankern, da der Schlupf der Längsbewehrung bei indirektem Auflager infolge Biegerissen (Verankerung in der Biegezugzone) im Querträger erheblich grösser sei, als bei direkter Auflagerung.

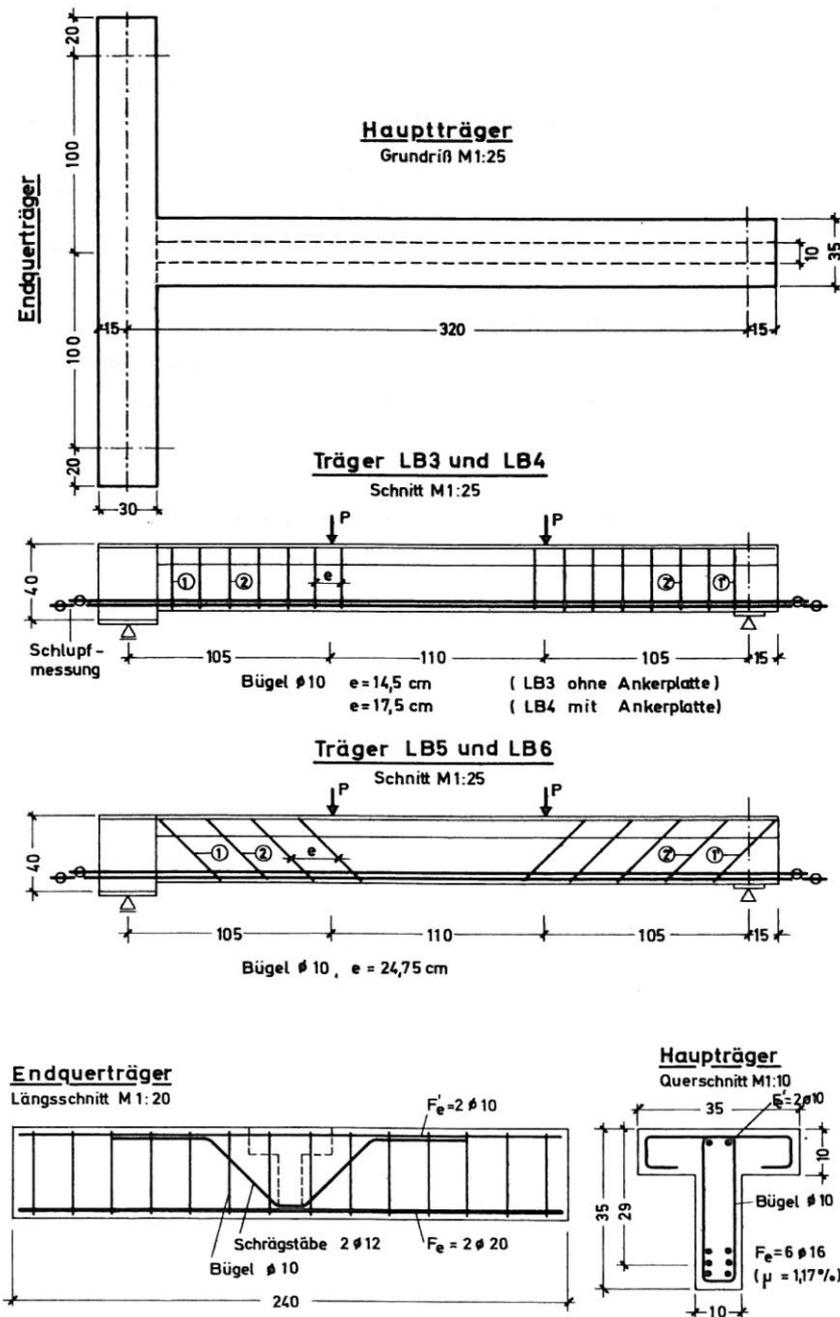


Abb. 9 Skizzen der einseitig, indirekt gelagerten Plattenbalken [22].

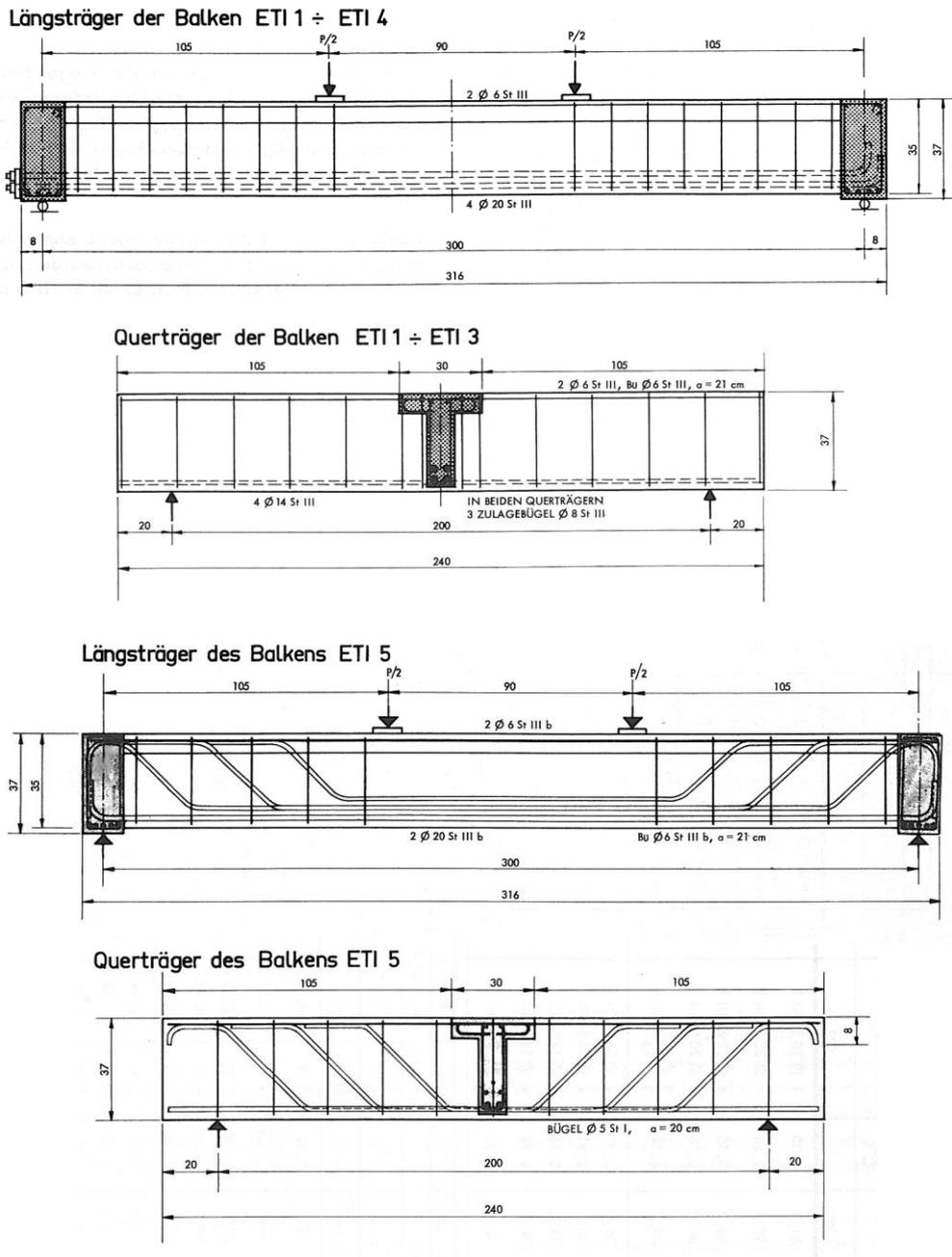
2.1.7 F. Leonhardt, R. Walther und W. Dilger, 1968

1965 und 1966 wurden unter der Leitung von Leonhardt an der Universität Stuttgart Schubversuche an indirekt gelagerten, ein- und zweifeldrigen Stahlbetonbalken durchgeführt [22].

Schubversuche an indirekt gelagerten, einfeldrigen Stahlbetonbalken

Die Spannweite der fünf einfeldrigen Balken mit verschiedenen Stegdicken und Schubdeckungsgraden betrug 3 m, die der Querträger 2 m, vgl. Abb. 10 a). Die Querschnitte der ersten drei Versuchskörper wurden gemäss Abb. 10 b) ausgehend von einem Rechteckquerschnitt bis zu einem T-Querschnitt verkleinert. Die letzten zwei Träger hatten einen konstanten T-Querschnitt mit 10 cm Stegbreite. Die Lasteinleitung wurde entsprechend Abb. 10 a) sichergestellt.

(a)



(b)

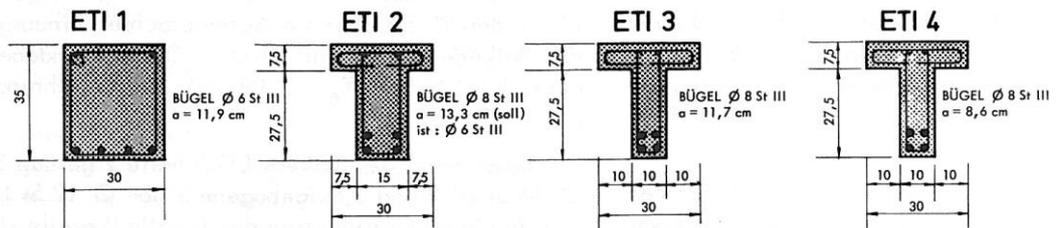


Abb. 10 Stahlbetonbalken: a) Hauptabmessungen der Längs- und Querträger; b) Querschnittsabmessungen [22].

Die Querkraftbewehrung wurde nach der von Leonhardt propagierten „Verminderten Schubdeckung“ bemessen und bestand in den ersten vier Versuchskörpern aus

vertikalen Bügeln. Im letzten Träger wurde zur Querkraftaufnahme zusätzlich die Biegebewehrung im Längs- und Querträger aufgebogen. Die Verankerung der Längsbewehrung basierte auf neusten Erkenntnissen [15], [32] wobei noch die Zugkraftlinie gegenüber der Momentendeckungslinie um das Versatzmass verschoben wurde.

Es erfolgte bei allen Trägern ein Biegebruch zwischen den Einzellasten durch schlagartiges Versagen der Biegedruckzone, da diese nicht verbügelt war. Das Bruchbild des Versuchs ETI 3 wird in Abb. 11 gezeigt. Weder bei den drei Versuchen mit Aufhängebewehrung als auch bei den zwei Versuchen ohne zusätzliche Bügel im Kreuzungsbereich, konnte eine Überbeanspruchung der Bügel im Querträger ausgemacht werden. Die grössten Schubbeanspruchungen traten in Lastnähe auf, wo gleichzeitig grosse Querkraft und Momente wirkten.

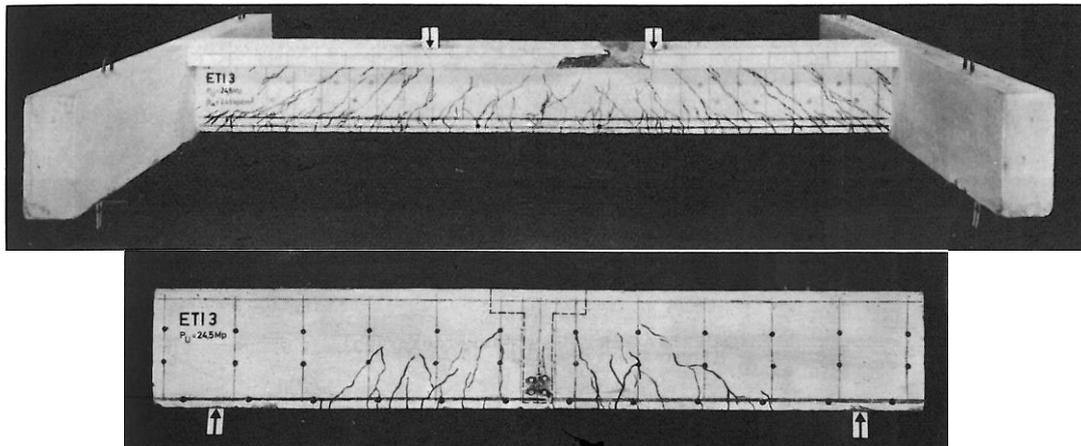


Abb. 11 Bruchbilder des Versuchsträgers ETI 3 im Längs- und Querträger [22].

Schubversuche an indirekt gelagerten, durchlaufenden Stahlbetonbalken

Getestet wurden drei Durchlaufträger HI 1 bis HI 3 mit zwei symmetrischen Feldern von 2.5 m Spannweite und zwei Einzellasten in Feldmitte. Die Endauflager der Plattenbalken waren direkt gelagert. Das Mittelaufleger bestand aus einem 2 m weit gespannten Querträger. Die Querschnittsabmessungen entsprachen derjenigen der einfeldrigen Versuche ETI 3 bis 5. Die Querkraftbewehrung des ersten Versuchs bestand rein aus vertikalen Bügeln, im zweiten Versuch wurden zusätzlich die Längsstäbe im Querträger aufgebogen und im dritten Versuch dasselbe im Längsträger. Der Schubdeckungsgrad der Längsträger betrug 80 %. In den Kreuzungspunkten wurden zusätzlich drei Bügel eingelegt.

Alle drei Träger erlitten einen Schubbruch, siehe Abb. 12. Im Steg des Längsträgers in Balken HI 1 trat ein schlagartiger Schubbruch auf. Die Bügel im Bereich der Bruchstelle hatten die Fließgrenze erreicht. Im Balken HI 2 wurde der Beton der Druckstreben an der Umlenkstelle der Aufbiegung aufgespaltet, was zum Bruch führte. Dieselbe Ursache löste auch bei Balken HI 3 den Bruch aus. Der Längsträger wurde in Nähe des Mittelauflegers durch Spalten des Betons im Bereich einer Abbiegestelle zerstört. Ebenfalls haben die horizontalen Schenkel der beiden Schubzulagen im Mittelaufleger nicht ausgereicht, um die Zugkraft des Stabes ohne Schlupf am Stabende abzubauen, was ebenfalls zur Zerstörung des Stegs beitrug.

Im Vergleich zu den direkt gelagerten Durchlaufträgern waren die Bügelspannungen im Längsträger wegen der indirekten Lagerung um 10 % höher. Die Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt wies höhere Beanspruchungen auf als die benachbarten Schubbügel. Leonhardt et al. folgerten daraus, dass in Kreuzungspunkten umgehend eine ausreichend bemessene, vertikale Aufhängebewehrung notwendig sei, selbst wenn aufgebogene Längseisen vorhanden sind.

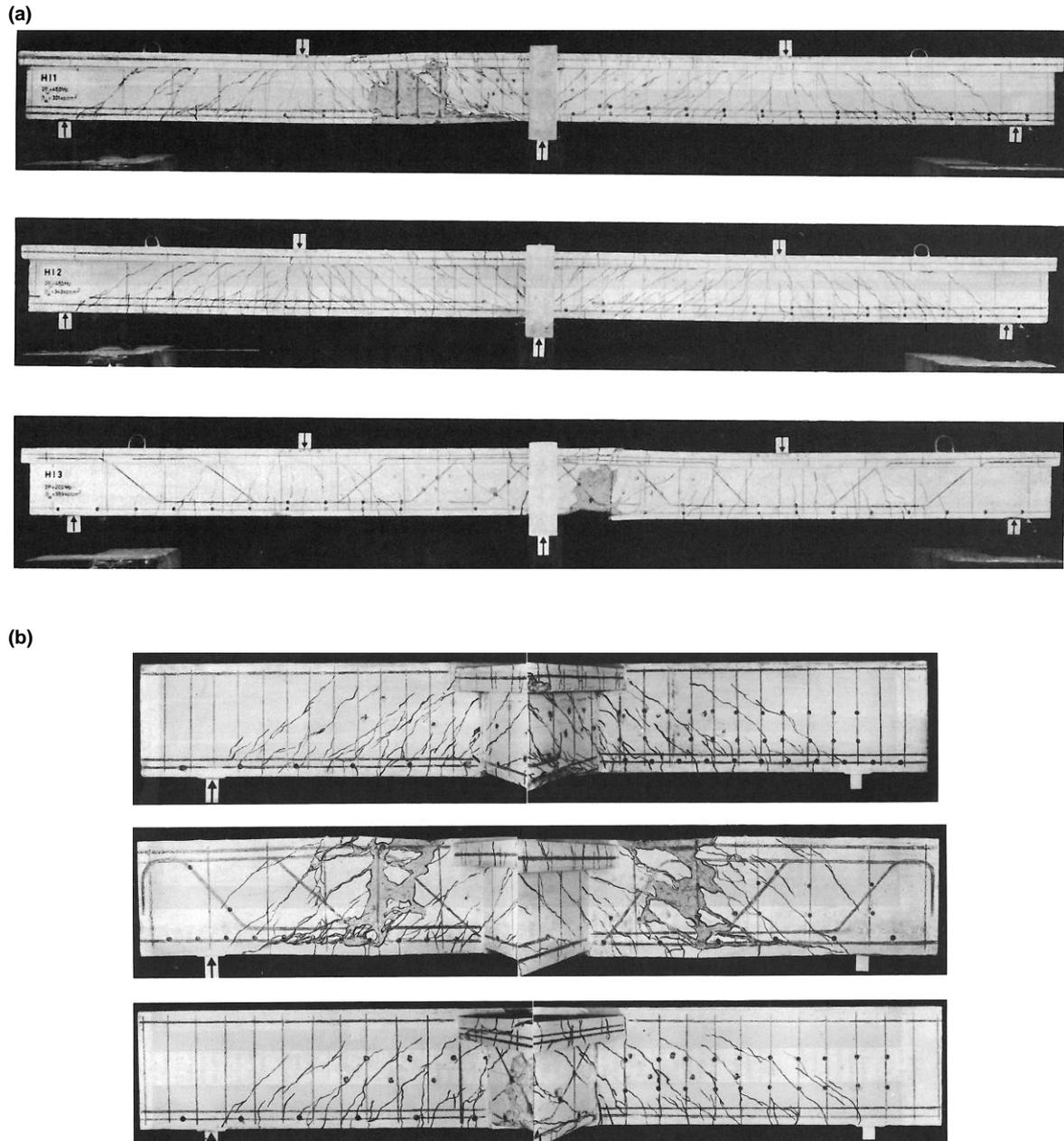
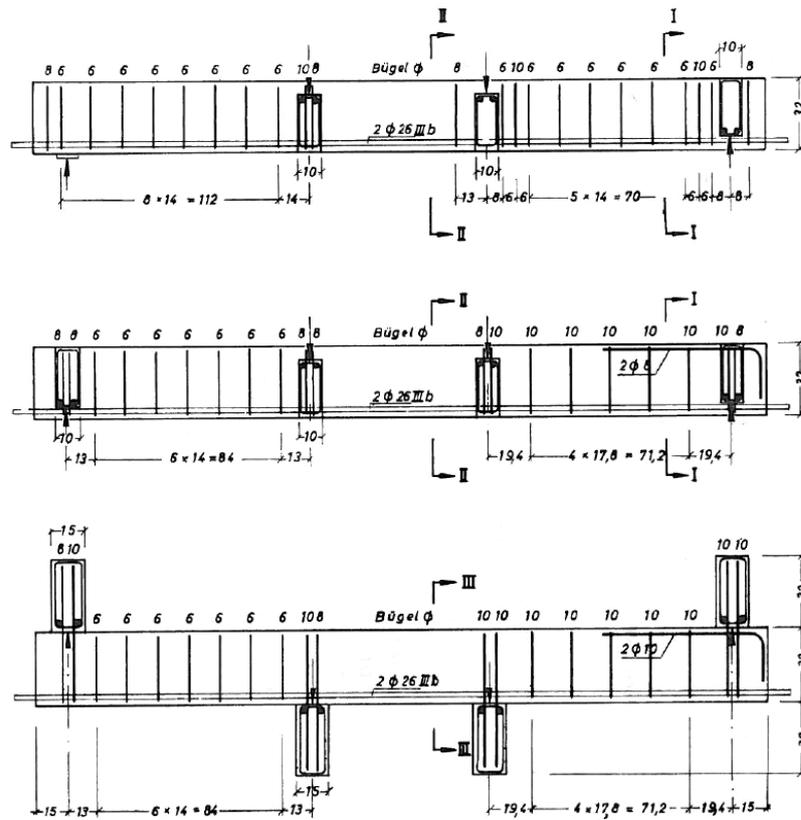


Abb. 12 Bruchbilder der (a) Längsträger und (b) Querträger [22],[20].

2.1.8 T. Baumann und H. Rüschi, 1970

In den Jahren 1965 und 1966 fand an der TH München eine Versuchsreihe an Stahlbetonbalken mit indirekter Krafteinleitung statt [3]. Anschliessend an einen Nullversuch mit direkter Abstützung wurde an drei Balken das Schubtragverhalten infolge unterschiedlicher Anordnung der Krafteinleitung untersucht. Die 3 m weit gespannten, rechteckigen Träger wiesen eine Höhe und Breite von 32 bzw. 11 cm auf. Die Querkraftbewehrung bestand aus vertikalen Bügeln. Die Anordnung der 111 cm breiten Querträger ist in Abb. 13 a) ersichtlich. Für die Biegedruckzone der Längsträger wurde ein hochfester Beton eingesetzt. Somit konnte auf ein Plattenbalken verzichtet und der Spannungsverlauf in den Bügeln einfacher ermittelt werden. Der Versuchsablauf, die Versagensarten und die Bruchlasten werden in Abb. 13 b) gezeigt.

(a)



(b)

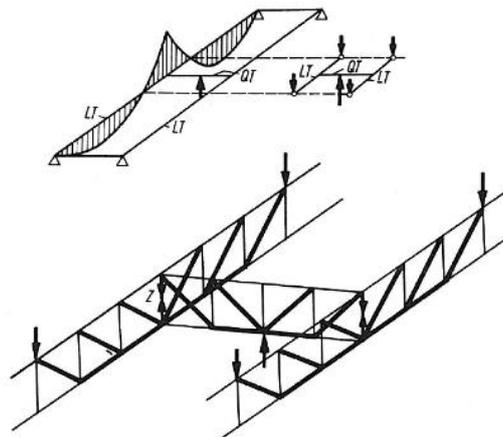
Balken- Bezeichnung	Rechn. Biegebruchlast			Versuchsergebnisse								
	\bar{M}_{u}	\bar{Q}_{u}	$\bar{\tau}_{0,u}$	Lastanordnung und Bruchort		Bruchart	Bruch in Balken- hälfte	M_{u}	Q_{u}	$\tau_{0,u}$	$\frac{M_u}{M_{u,zul. Q}}$	$\frac{Q_u}{zul. Q}$
	Mp · m	Mp	kg/cm ²	A	B							
64/1	11,91	10,81	41,0			Biegebruch	—	11,40	10,35	39,20	0,96	2,71
65/1	11,90	10,80	41,0			Herausscheren des Auflagerquerträgers	B	11,75	10,65	40,30	(0,99)	2,57
						Biegebruch	A	11,40	14,23	54,00	0,96	3,44
65/2	12,00	10,90	41,2			Versagen der Biegedruckzone	A	10,40	9,45	35,80	0,87	2,52
						Biegebruch	B	11,50	10,50	39,80	0,96	1,98
						Versagen der Endverankerung der Längsbewehrung	A	—	11,50	43,50	—	3,07
65/3	11,55	10,48	39,7			Nachgeben der Endverankerung der Längsbewehrung	A und B	8,08	7,35	27,80	(0,70)	1,44
						Versagen der Biegedruckzone	A	10,40	9,45	35,80	0,90	2,61
						Fließen der Bügel im Querkraftbereich	A	—	10,07	38,10	—	2,78
						Ausplatzen der bandagierten Biegedruckzone	B	—	11,42	43,3	—	2,23

Abb. 13 a) Längsansicht und Bewehrungsanordnung der Versuchsträger mit indirekter Kräfteinleitung bzw. Auflagerung auf unterschiedlicher Höhe des Längsbalkenstegs, b) Versuchsergebnisse [3].

Verteilung im Kreuzungsbereich ermittelt. Das zugrunde gelegte Fachwerkmodell ist in Abb. 15 a) dargestellt. Der detaillierte Versuchsbericht ist in [19] wiedergegeben.

Getestet wurden zwei Versuchsträger, deren Abmessungen und Spanngliedführung in Abb. 15 b) dargestellt werden. Die Träger unterschieden sich durch die Anordnung der Spannglieder im Querträger. In Versuchsträger I wurde die Querkraft einzig mit einer schlaffen Bügelbewehrung übertragen, in Versuchsträger II durch gekrümmte Spannglieder im Querträger in Kombination mit schlaffer Bügelbewehrung. Einer der zwei Kreuzungspunkte wurde zur Aufnahme der ganzen Knotenkraft ausgebildet ($\eta_A = 1$), der andere besass eine Schubdeckung von der halben Kraft ($\eta_A = 0.5$).

(a)



(b)

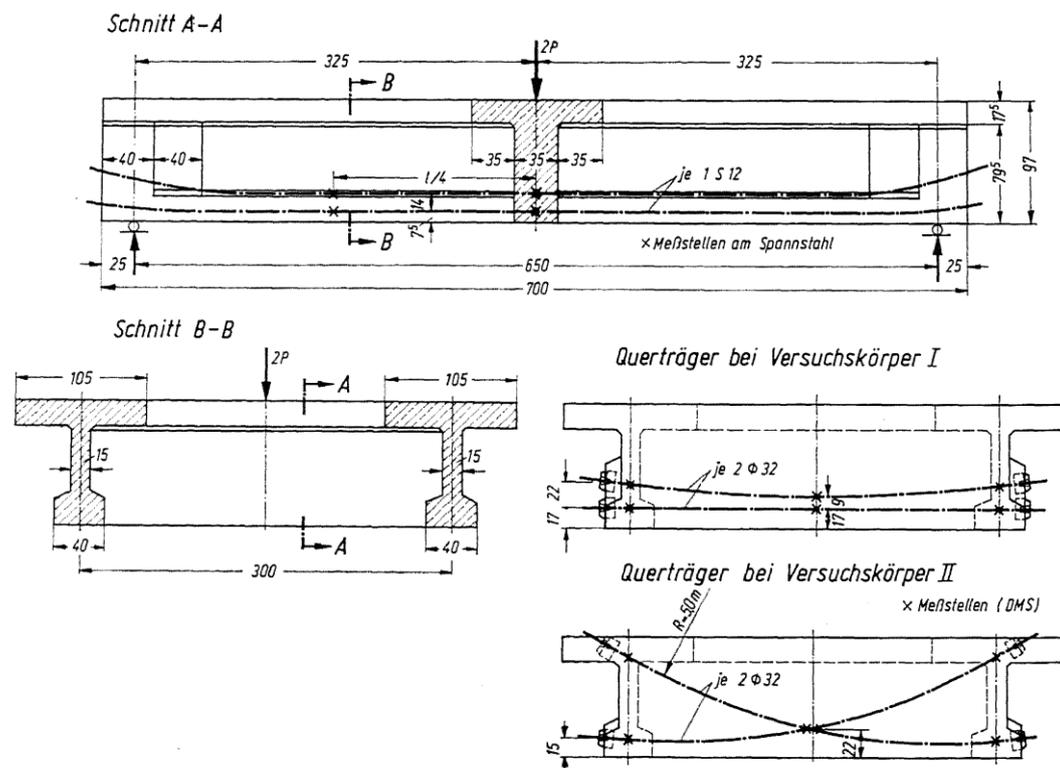


Abb. 15 a) Fachwerkmodell und b) Abmessungen der Versuchsträger in cm sowie Führung der Spannglieder [18].

Die Bruchursachen waren bei beiden Trägern unterschiedlich. In Versuchskörper I versagte der mit $\eta_A = 0.5$ bewehrte Kreuzungsbereich vor der rechnerischen Biegebruchlast, wobei die Bügel zerrissen wurden. In Versuchskörper II wurde die rechnerische Biegebruchlast im mit $\eta_A = 0.5$ bewehrten Kreuzungsbereich erreicht, wobei die Bügel weit über die Streckgrenze beansprucht wurden. Der Bruch erfolgte als Schubdruckbruch im Längsträger. In den mit $\eta_A = 1.0$ bewehrten, unzerstörten Knoten beider Versuchskörper wurden die Bügel bis zur Streckgrenze beansprucht. Bei vollem Deckungsgrad der Knotenkraft beschränkte sich die Wirkung auf den definierten Kreuzungsbereich, der sich zu allen Seiten um die halbe Trägerhöhe ausweitete. Bei den schwächer bewehrten Knoten, weitete sich der Einflussbereich weiter in die Längsträger aus.

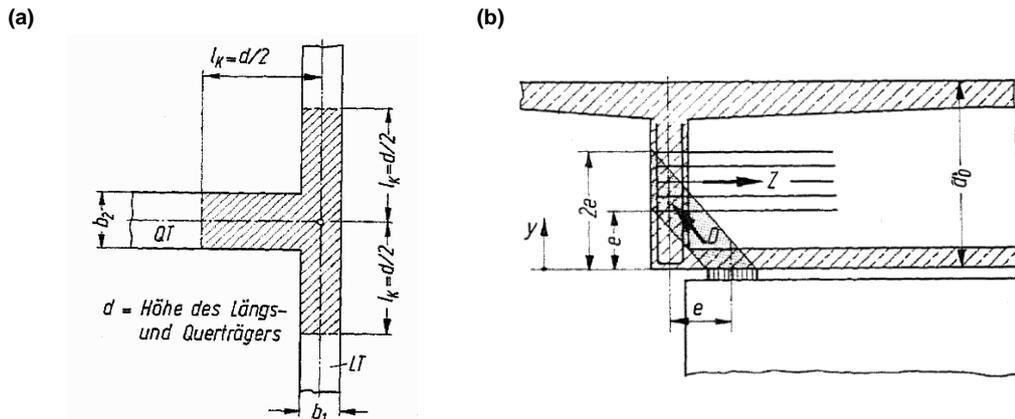


Abb. 16 a) Abmessungen des Kreuzungsbereichs und b) Tragwirkung sowie Bewehrung bei Konsolenwirkung, Exzentrizität e kleiner als halbe Höhe d_0 des Querträgers [18].

Auf diese Versuchsergebnisse abgestützt, empfehlen Leonhardt et al. Die gesamte Knotenkraft im Bereich, der sich um die halbe statische Höhe $d/2$ auf alle Seiten ausbreitet, aufzuhängen, siehe Abb. 16 a). 70 % der Aufhängebewehrung sollen dabei im Last abnehmenden Träger liegen. Zur Aufnahme der Knotenkraft seien geneigte Spannglieder wirkungsvoller als lotrechte Bügel. Bei einer Aufhängebewehrung mit schlaffen Bügeln, müssen diese geschlossen sein und in einer engen Teilung angeordnet werden. Ausserdem sei erst von einer indirekten Lagerung zu sprechen, wenn das Lager unter dem Querträger mehr als die Hälfte der Trägerhöhe d_0 von der Längsträgerachse entfernt liege. Bei einem kleineren Abstand sei der Bereich analog einer kurzen Konsole zu verbügeln, siehe Abb. 16 b).

2.1.11 Weitere Versuche im englischen Sprachraum

1982 wurde an der University of Washington unter der Leitung von Mattock die Effektivität der Aufhängebewehrung in Versuchen überprüft [25]. Die rechteckigen Versuchskörper von 30 cm Höhe besaßen in horizontaler Richtung eine E-Form, wodurch der 1.5 m lange Mittelteil kombinierter Biegung und Torsion unterlag, siehe Abb. 17 a). Die Versuche ergaben, dass die an den Kreuzungspunkt angrenzende Querkraftbewehrung das frühzeitige Fließen der Biegebewehrung verhinderte. Des Weiteren bekräftigten die Versuche die in der Norm vertretene Auffassung, dass im indirekt gelagerten Balken keine Aufhängebewehrung erforderlich sei, falls die mittlere Schubspannung den Betrag von $0.25(f_c)^{0.5}$ [N/mm²] nicht überschreitet. Anderweitig soll diese auf die volle Querkraft ausgelegt werden.

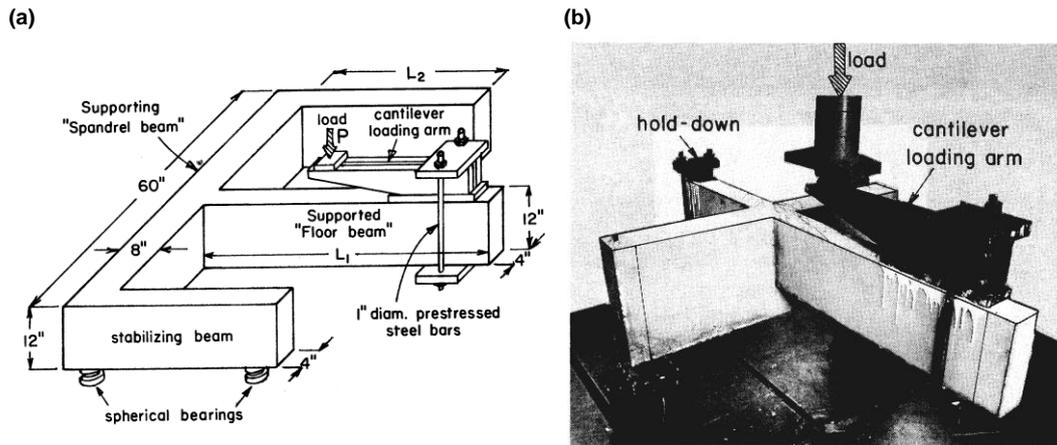


Abb. 17 a) Abmessungen und Lastanordnung der Versuchskörper in Inch ($1'' = 2.54 \text{ cm}$) [25]; b) Versuchsaufbau [24].

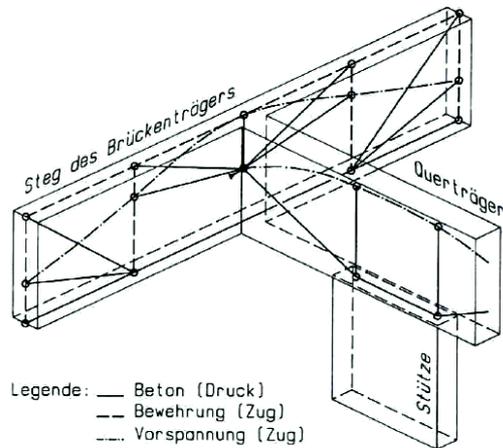
Des Weiteren wurde die Auswirkung der Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt bei unterschiedlichen Balkenhöhen von direkt und indirekt belasteten Trägern geprüft [24]. Die Rechteckquerschnitte wiesen ähnliche Abmessungen wie in den vorherigen Versuchen auf. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 17 b) ersichtlich. Die Versuche ergaben, dass bei eingelegter Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt sowie geringen Schubspannungen, kleiner $0.25 (f_c)^{0.5} \text{ [N/mm}^2\text{]}$, eine Erhöhung der Biegebewehrung infolge Schub nicht berücksichtigt werden muss.

2.1.12 Ph. Stoffel und P. Marti, 1997

Mitte der 1990er Jahre wurde der Bauwerkszustand der aus den Jahren 1961/62 stammenden Europabrücke in Zürich untersucht [38]. Grosse Probleme verursachte die indirekte Lagerung der Brückenstege. Die heute üblichen Fachwerkmodelle und Spannungsfelder gehörten während der Projektierung damals noch nicht zu den anerkannten Bemessungsverfahren. Die Nachrechnung mit Fachwerkmodellen wie in Abb. 18 a) gezeigt, erfüllte die Anforderungen bei weitem nicht. Demgegenüber liessen die mit der kinematischen Methode (Stegbruchmechanismen) ermittelten oberen Grenzwerte der Schubtragfähigkeit noch Reserven zu. Bevor allenfalls kostspielige und eventuell unverhältnismässige Verstärkungsmassnahmen eingeleitet würden, sollten die Resultate experimentell bestätigt werden. Stoffel und Marti führten daraufhin Modellversuche an der ETH Zürich durch [34].

Das Versuchsprogramm bestand aus vier Versuchsträgern mit jeweils gleicher Geometrie, jedoch unterschiedlichen Bewehrungsanordnungen, Krafteinleitungen und Lagerungen. Es wurde der Trägerabschnitt im Bereich der Momentennullpunkte links und rechts einer Zwischenstütze rekonstruiert, siehe Abb. 18 b). Parallel zu den Versuchen wurden Traglastberechnungen angestellt.

(a)



(b)

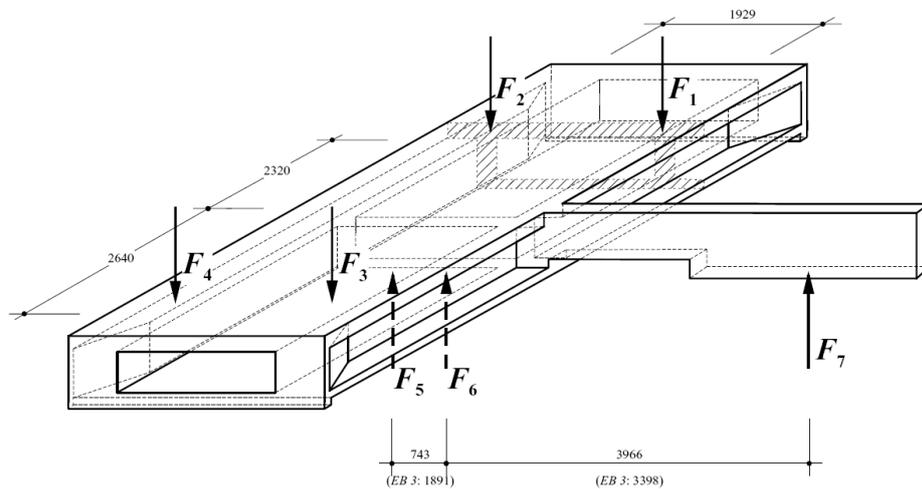


Abb. 18 a) Statisches Modell zur Nachrechnung der Schubtragfähigkeit im Übergang Steg – Querträger [38]; b) Belastungs- und Lagerungskonzept des Versuchskörpers [34].

Abb. 19 zeigt, wie anhand von diskontinuierlichen Spannungsfeldern der untere Grenzwert der Schubtraglast ermittelt wurde. Da die Europabrücke bei den indirekten Lagerpunkten keine eigentliche Aufhängebewehrung hat, musste für die Nachrechnung die Querkraft über ein Paralleldruckfeld übertragen werden. Daraus folgte eine Reduktion des inneren Hebelarms im Biegeträger.

Durch die Versuche konnte gezeigt werden, dass beachtliche Tragreserven vorhanden waren. Die Berechnung der Traglast mit Hilfe von Stegdruckbruchmechanismen entsprach den aus den Versuchen erhaltenen Resultaten sehr gut. Somit konnte dank den experimentell nachgewiesenen Tragreserven, auf umfangreiche Verstärkungsmassnahmen an der Europabrücke verzichtet werden.

Während der ersten Versuchsphase wurde der Versuchskörper einer zyklischen Belastung zwischen 500 kN und 1000 kN ausgesetzt. Die Längsträger *LT 1* und *LT 2* war dabei jeweils zwischen Kompression und Dekompression des Querschnitts in Trägermitte beansprucht. In der zweiten Versuchsphase wurde die Belastung bis zum duktilen Biegebruch von Längsträger *LT 1* gesteigert. In Versuchsphase 3 erfolgte die Belastung solange, bis ein Schubbruch in Längsträger *LT 2* auftrat.

Geometrie, Bewehrung und Vorspannung

In Abb. 21 (a) und (b) sind die Abmessungen und der Vorspannkabelverlauf im Versuchskörper dargestellt. Das Bewehrungslayout der beiden Längsträger war bis auf die Biegezugbewehrung im Untergurt des Stringerquerschnitts (*LT 1*: 8 \varnothing 8 mm; *LT 2*: 10 \varnothing 14 mm) identisch, vgl. Abb. 21 (c). Die Schubbewehrung im Längsträger und Querträger war über die Länge konstant. Die Querkraftbewehrung der Längsträger wurde im Abstand $s = 20$ cm durchgezogen. Auf eine eigentliche Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt Längs- und Querträger wurde verzichtet.

Für die Vorspannung des Versuchskörpers kam das Drahtspannsystem Stahlton-BBRV mit nachträglichem Verbund zur Anwendung. Bei allen drei Trägern wurde jeweils der Spanngliedtyp 810 mit flachem Hüllrohr eingelegt (pro Spannglied 18 Drähte \varnothing 7 mm). Die Drähte waren auf 75 % der charakteristischen Zugkraft $P_k = 1157$ kN vorgespannt ($P_{k, 75\%} = 868$ kN) und auf 70 % nachgelassen ($P_{k, 70\%} = 810$ kN).

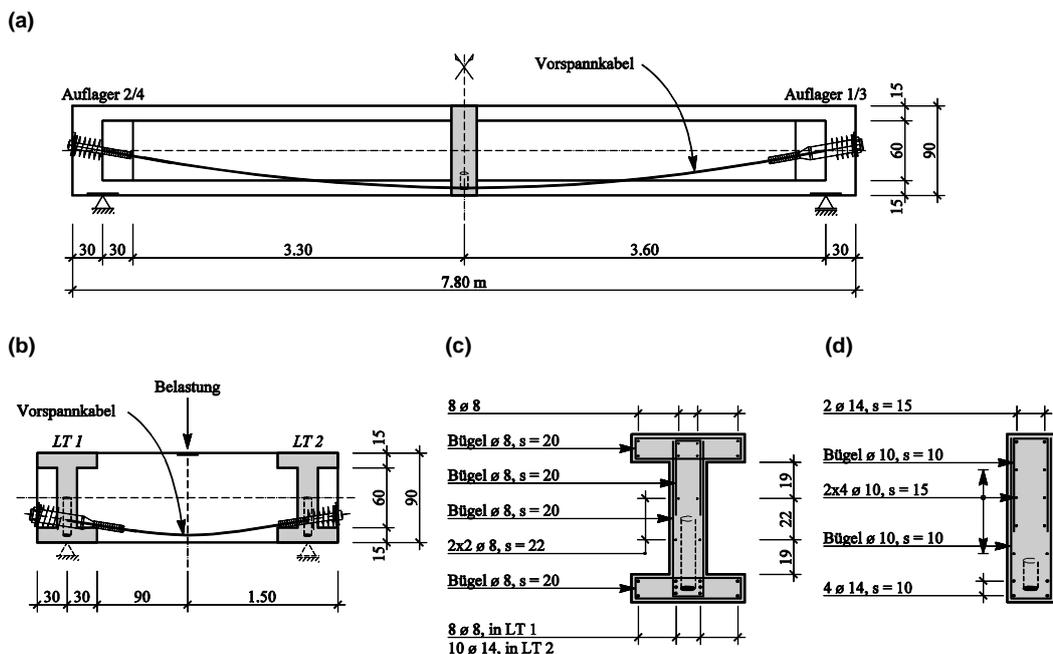


Abb. 21 Geometrie (a) der Längsträger und (b) des Querträgers mit Vorspannkabelverlauf; Querschnitte (c) der Längsträger und (d) des Querträgers mit Bewehrungslayout [5].

Versuchsergebnisse

Die maximale Beanspruchung im Kreuzungspunkt des Längsträgers *LT 1* betrug 635 kN (Abb. 22 (a)). Dabei wies die Trägermitte eine Durchbiegung von 47.2 mm auf. Der Bruch ereignete sich bei einer Belastung von 589 kN und einer Durchbiegung von 135.2 mm. Von der maximalen Belastung bis zum Bruch nahm die Durchbiegung um 88.0 mm zu.

Die maximale Beanspruchung im Kreuzungspunkt des Längsträgers *LT 2* betrug 863 kN (Abb. 22 (b)). Dabei wies die Trägermitte eine Durchbiegung von 77.6 mm auf. Der Bruch

ereignete sich bei einer Belastung von 831 kN und einer Durchbiegung von 87.7 mm. Von der maximalen Belastung bis zum Bruch nahm die Durchbiegung um 10.1 mm zu.

Bei Erreichen der maximalen Beanspruchung im Kreuzungspunkt des Längsträgers *LT 1* in Versuchsphase 2 betrug die Beanspruchung im Kreuzungspunkt des Längsträgers *LT 2* 700 kN und die Durchbiegung 16.0 mm. Beim Bruch des Längsträgers *LT 1* wurde der Längsträger *LT 2* mit 693 kN beansprucht. Die Durchbiegung betrug 10.6 mm. In Versuchsphase 2 lag die maximale Beanspruchung im Kreuzungspunkt des Längsträgers *LT 2* bei 718 kN.

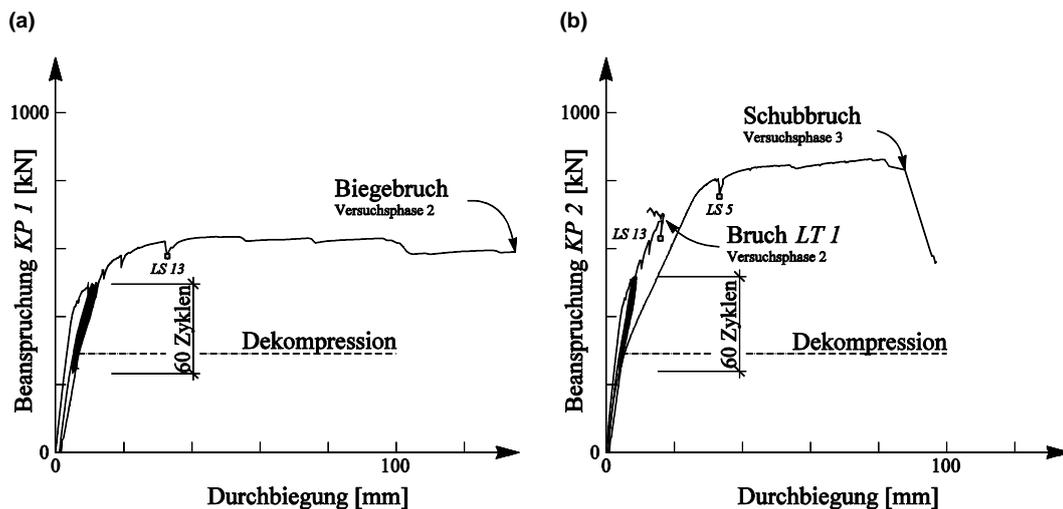


Abb. 22 Lastverformungskurve der Querkraftbeanspruchung im Kreuzungspunkt; (a) *LT 1*; (b) *LT 2*.

Längsträger *LT 1*

Bei Bruch entstand im Zuggurt direkt neben dem Kreuzungspunkt *KP 1* zur Seite des Auflagers 2 ein Kollapsriss und es etablierte sich ein Biegemechanismus, siehe Abb. 23 (a) und (b). Diese Öffnung verlief hinauf bis Unterkante Druckgurt. In diesem Hauptriss versagten die Längsbewehrung und das Spannglied im Zuggurt, wie auch die Längsbewehrungen im Steg (Abb. 23 (c)). Der in der Lastverformungskurve Abb. 22 (a) feststellbare punktuelle Lastabfall ab Laststufe *LS 13* ist auf den Bruch einzelner Bewehrungsstäbe zurückzuführen. Auf der Biegedruckseite versagte der Beton im Bereich des Kreuzungspunktes *KP 1*. Die oberen vier $\varnothing 8$ mm Bewehrungsstäbe im Druckgurt knickten aus. Die Schubbewehrung versagte nicht. Ebenfalls war kein Versagen der Verankerungen der Rückhaltebewehrung für die horizontale Verteilbewehrung und die Biegezugbewehrung im Querträger feststellbar, vgl. Abb. 23 (c).

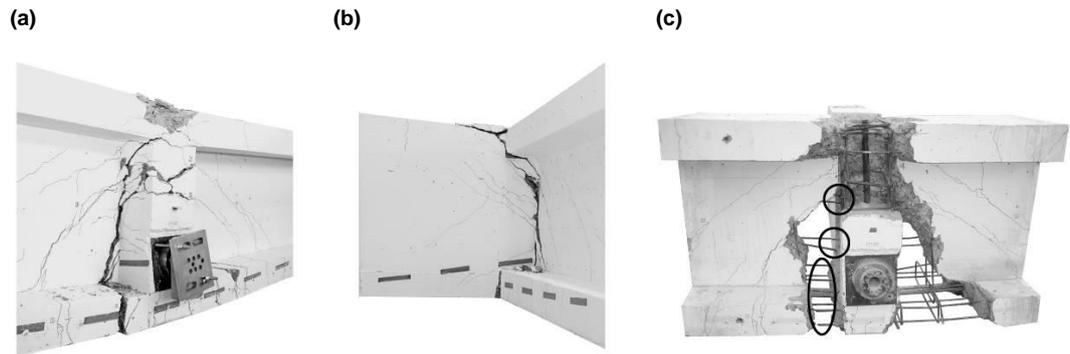


Abb. 23 *Bruchmechanismus und Rissbild: (a) Längsträger LT 1; (b) Querträger; (c) gebrochene Biegebewehrung und Spannglied im Kreuzungspunkt KP 1 (eingekreist).*

Längsträger LT 2

Bei Bruch entstand quer über den Kreuzungspunkt *KP 2*, von Oberkante Querträger zu Unterkante Längsträger *LT 2*, eine klaffende Rissöffnung (Abb. 24 (a) und (b)). Im Längsträger versagte die vertikale Schubbewehrung (Abb. 24 (c)). Ebenfalls brach der aussen beim Ankerkopf eingelegte Bügel auf der Höhe des Risses. Die Längsbewehrung im Längsträger 2 versagte nicht. Im Querträger versagte die Betondruckstrebe im oberen Drittel der Trägerhöhe; die Schubbewehrung hingegen nicht. Ebenfalls war kein Versagen der horizontalen Rückhaldebewehrung im Querträger feststellbar.

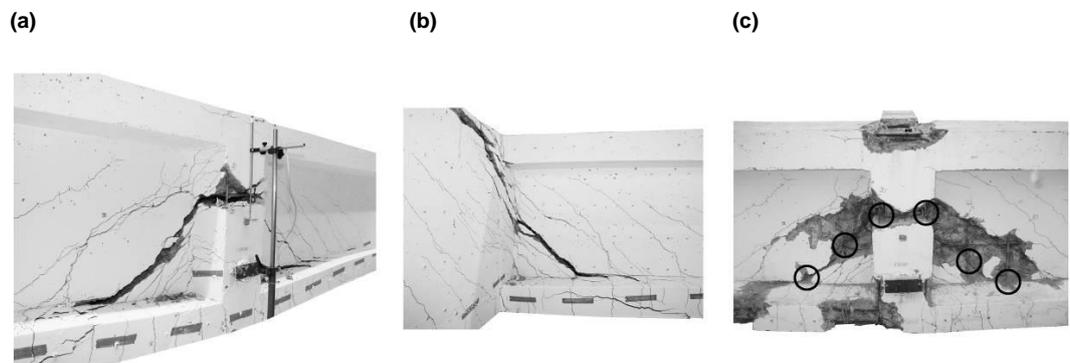


Abb. 24 *Bruchmechanismus und Rissbild; (a) Längsträger LT 2; (b) Querträger; (c) gebrochene Schubbewehrung im Kreuzungspunkt KP 2 (eingekreist).*

Zusammenfassung

Als Folge der fehlenden Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt waren die statischen Verhältnisse von Längs- und Querträger nicht unabhängig voneinander. Es konnte gezeigt werden, dass der Bruchmechanismus, die Traglast und die Kräfteinteraktion von der Bewehrungsanordnung im Bereich der indirekten Lagerung abhängig sind. Die Rissbildung verglichen mit den gemessenen Hauptdruckspannungen bei den höchsten Laststufen kurz vor Bruch zeigte, dass nur eine unwesentliche Rissverzahnung stattfand. Dies bestätigt die Ausbildung eines plastischen Bruchmechanismus, weshalb ein Size-Effekt nicht berücksichtigt werden muss. Folglich ist es angebracht,

Spannungsfeldmodelle zu benutzen, um die statischen Verhältnisse und den Kraftfluss darzustellen sowie die Traglast zu berechnen [36].

2.2 Schweizerische Normeinträge

Die Schubbemessung in Balken wurde erstmals in der schweizerischen Norm SIA 112 von 1935 [7] behandelt. Bei Überschreiten der schrägen Hauptzugspannungen um einen gewissen Schwellenwert mussten diese durch abgebogene Haupttrageisen, Bügel oder sonstige Zusatzeisen aufgenommen werden. Ausserdem mussten die Schubspannungen des Betonquerschnitts ohne Berücksichtigung der Stahleinlagen begrenzt werden. In der Norm SIA 162 von 1956 [7] wurde lediglich ergänzt, dass die zur Aufnahme der schrägen Hauptzugspannungen verwendeten Stahleinlagen auch aus orthogonalen Netzen (Längseisen und Bügel) bestehen konnte.

In der Norm SIA 162 von 1968 [7] sind die Ergebnisse aus den umfangreichen Schubversuchen eingeflossen. In Balken wurde eine konstruktive Bügelbewehrung verlangt, die Schubbemessung in Platten wurde eingeführt und die aus der Fachwerkberechnung resultierende Verschiebung der Momentendeckungslinie um das Versatzmass wurde berücksichtigt. Des Weiteren wurden konstruktive Anforderungen an die Einlage der Querkraftbewehrung formuliert.

In der Norm SIA 162 von 1989 [1] wurde das der Schubbemessung zugrunde gelegte Fachwerkmodell präzisiert und die in gewissen Grenzen variable Neigung der Betondruckdiagonalen eingeführt. Die Querkraftkomponenten aus dem Druck-, Zuggurt und der Vorspannung wurden ebenfalls berücksichtigt. Ausserdem erfolgte erstmals der Hinweis, dass bei indirekter Auflagerung und Lasten der Kräfteverlauf zwingend mit einem Fachwerkmodell nachzubilden sei. Zur Verhinderung der Aufspaltung der Betondruckdiagonalen, durften aufgebogene Längsstäbe für die Schubbemessung nur bei Gewährleistung der Kraftumlenkung berücksichtigt werden. Diese allgemeinen Festlegungen haben sich auch in der heutigen Norm SIA 262 von 2003 [2] nicht bedeutend geändert. Für die Schubbemessung bei Neubauten wird ein Spannungsfeld mit begrenzter variabler Neigung der Druckfelder zugrunde gelegt und bei indirekter Auflagerung die Querschnittsbetrachtungen grundsätzlich ausgeschlossen. Damit soll sichergestellt werden, dass eine ausreichende Aufhängebewehrung im Krafteinleitungsbereich vorgesehen wird.

3 Theoretischer Hintergrund

3.1 Wirkungsweise der indirekten Lagerung

Zur Überprüfung indirekt gelagerter Bauteile werden vorzugsweise räumliche Spannungsfelder bzw. Fachwerkmodelle verwendet. Für deren Anwendung werden Tragwerke in Ober-, Untergurte und Stegscheiben aufgeteilt (Stringermodell [23], [30]). Normalkräfte und Biegemomente werden mittels Gurtkräften modelliert. Die Abtragung der Querkräfte in den Stegscheiben erfolgt über parallele oder fächerartige Spannungsfelder, deren Resultierende den Stabkräften im Fachwerkmodell entsprechen. In [29] sowie Abb. 25 werden die Wirkungsweise einfacher Spannungsfelder ohne und mit Vorspannung veranschaulicht. Die Grundlagen zur Spannungsfeldberechnung können in (I.1) bis (I.15) des Anhangs entnommen werden.

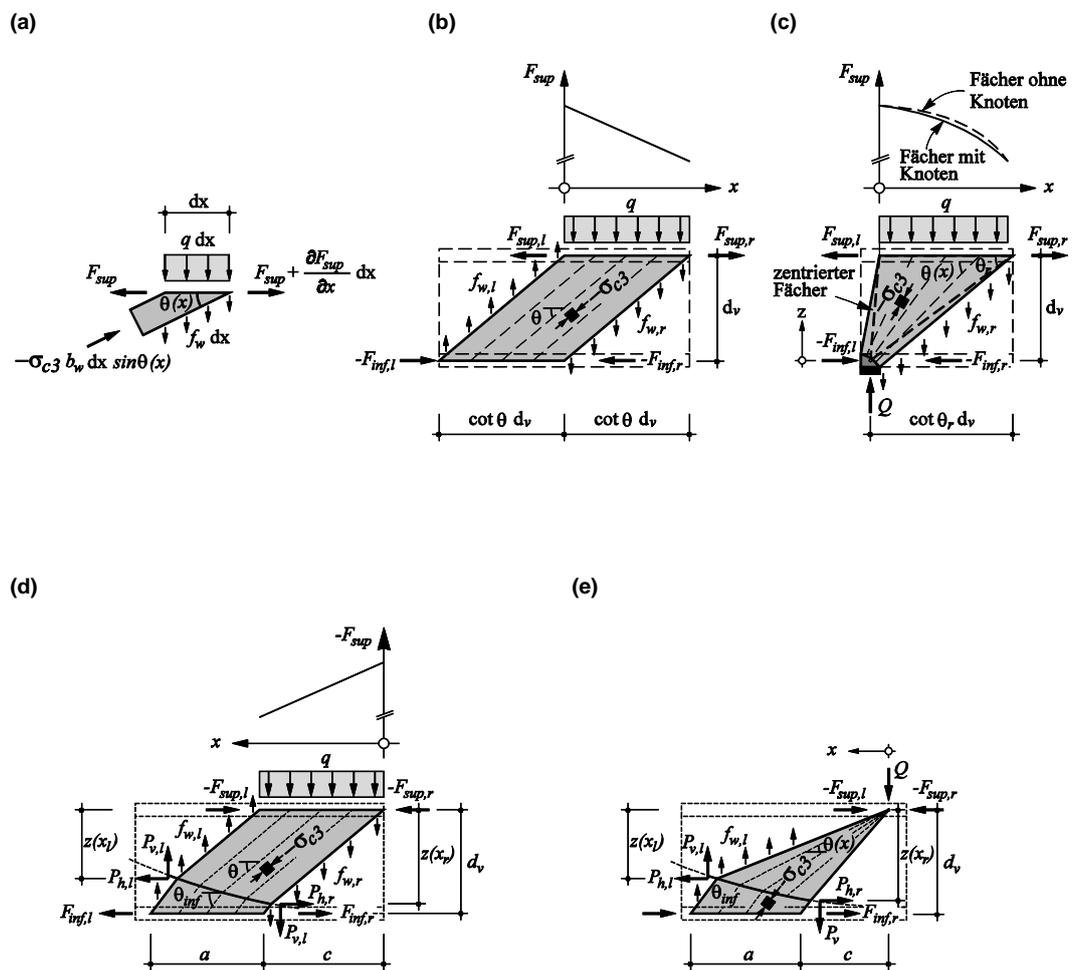


Abb. 25 Einfache Spannungsfelder ohne Vorspannung: (a) infinitesimale Druckstrebe; (b) Parallelfeld; (c) zentrierter Fächer mit bzw. ohne ausgebildetem Knoten; Spannungsfelder für Träger mit vorgespannter und schlaffer Bewehrung: (d) Parallelfeld und parallel begrenztes Spannungsfeld; (e) zentrierter Fächer und Parallelfeld [12].

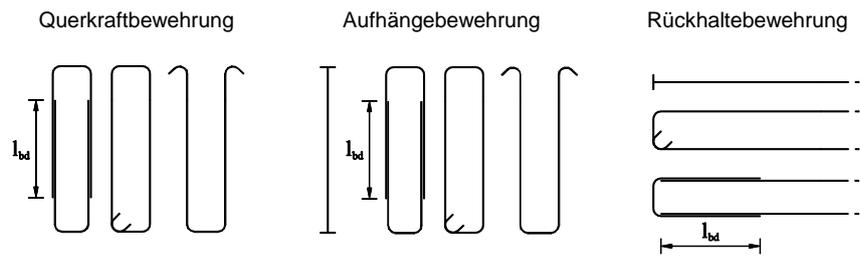


Abb. 26 Ausformungsvarianten der Querkraftbewehrung.

Je nach vorhandener Bewehrung erfolgt die Einleitung der Querkräfte vom Längs- in den Querträger in unterschiedlicher Weise. Nachfolgend werden anhand von Spannungsfeldern die grundlegenden Kraftflussvarianten im Kreuzungspunkt beschrieben. Die für den Kraftfluss notwendige Querkraftbewehrung wird nur beispielhaft dargestellt und kann aus den in Abb. 26 dargestellten Bewehrungsstabformen ausgeführt werden.

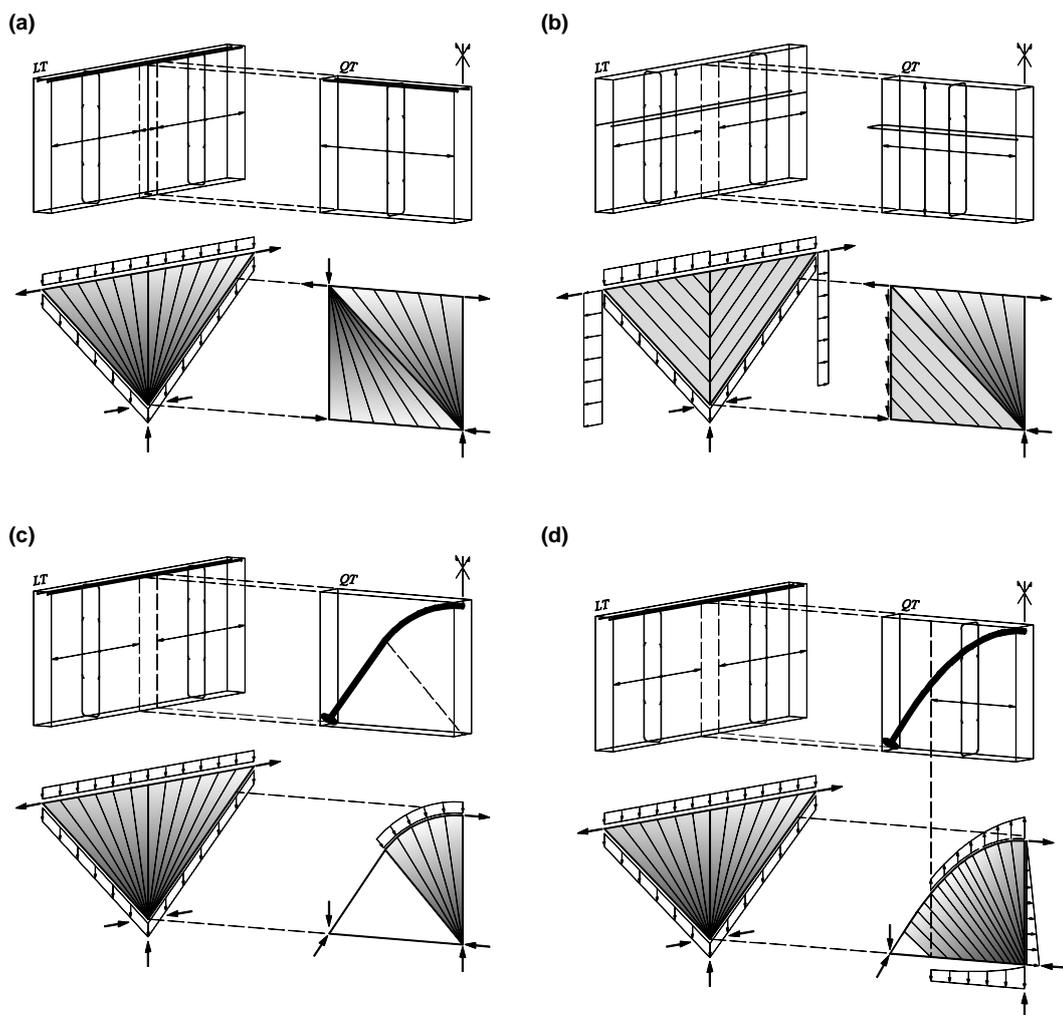


Abb. 27 Einleitung der Querkraft vom Längsträger LT in den Querträger QT: (a) mit Aufhängebewehrung, (b) ohne Aufhängebewehrung, (c) mit kreisförmiger Vorspannung im Querträger und (d) mit parabolisch geführter Vorspannung im Querträger.

Bei rein schlaff bewehrten Längs- und Querträgern mit ausreichender Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt, wird die Querkraft im Längsträger beidseitig über einen Endfächer auf die Höhe des Untergurts geführt und mittels der Aufhängebewehrung konzentriert zum Obergurt geführt, siehe Abb. 27 (a). Die konzentrierte Last wird wiederum über einen Fächer in den Querträger eingeleitet. Zur Ausbildung der im Untergurt zentrierten Fächer ist im Obergurt der Längs- und Querträger eine Längsbewehrung erforderlich. Die vertikale Querkraftbewehrung ermöglicht die kontinuierliche Übertragung der Querkräfte. Längs- und Querträger können getrennt voneinander untersucht werden.

Bei fehlender Aufhängebewehrung wird die Querkraft kontinuierlich über ein Parallelfeld in den Querträger eingeleitet. Zur Einleitung der Querkraft in den Querträger ist eine über die Höhe der Einleitungszone verteilte, horizontale Rückhaltebewehrung erforderlich. In Abb. 27 (b) entspricht dies der gesamten Steghöhe. Bei asymmetrisch belasteten Trägern entstehen beidseits des Zwischenauflegers unterschiedliche horizontale Druckkräfte, welche durch eine über die Einleitungshöhe verteilte Längsbewehrung oder unterschiedliche Neigung der Parallelfelder ins Gleichgewicht gebracht werden können.

Eine Vorspannung mit gekrümmtem Spanngliedverlauf im Querträger ermöglicht eine Reduktion bzw. einen Ersatz der Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt, siehe Abb. 27 (c). Wirkt die Ankerkraft auf der Höhe des Untergurts, kann die Querkraft wie in Abb. 27 (a) über einen Fächer konzentriert in den Querträger geleitet werden. Entspricht der Spanngliedverlauf einem Kreisabschnitt, dessen Krümmungsmittelpunkt auf bzw. über dem Mittelaufleger liegt, werden die Umlenkkräfte direkt ins Auflager geführt, womit im Querträger keine Querkraftbewehrung benötigt wird.

Bei einem parabolischen Spannkabelverlauf müssen die vertikalen Umlenkkräfte mittels einer Querkraftbewehrung aufgenommen werden, siehe Abb. 27 (d). In den meisten Fällen genügt es, die vertikalen Umlenkkräfte als konstant anzunehmen. Gedrungene Querträger können jedoch stark gekrümmte Spannglieder aufweisen, bei welchen die Umlenkkräfte detaillierter betrachtet werden müssen.

3.2 Fachwerkbeispiele zur Querkraftübertragung

Nachfolgend werden anhand von Fachwerkmodellen die unterschiedlichen, durch die vorhandene Bewehrung bedingten Querkrafteinleitungen vom Längs- in den Querträger dargestellt. Ausserdem wird die statisch notwendige Bewehrung in Längs- und Querträger schematisch aufgezeigt.

Dem Fachwerkmodell ist das dazugehörige Spannungsfeld hinterlegt, wobei die jeweilige Spannungsintensität durch die Grauabstufung angedeutet wird. Die Kraftintensität wird neben den absoluten Zahlenwerten zusätzlich anhand der Strebendicken veranschaulicht. Zugstäbe sind durchgehend, Druckstreben gestrichelt gezeichnet. Der Kraftabtrag des Eigengewichts wird vernachlässigt und kann demjenigen der äusseren Einwirkung überlagert werden. Eine Direktabstützung im Querträger wird nicht betrachtet.

Abb. 28 zeigt einen symmetrisch belasteten Längsträger, dessen Querkräfte am Zwischenaufleger über zentrierte Endfächer auf die Höhe des Untergurts geführt werden und im Kreuzungspunkt einerseits anhand einer Aufhängebewehrung, siehe Abb. 28 (a), andererseits mittels einem parabolisch geführten Spannglied, siehe Abb. 28 (b), in den Querträger geleitet werden. Im Gegensatz zum Fachwerkmodell, bei dem die aus der Vorspannung resultierenden Umlenkkräfte auf Spanngliedhöhe von der Querkraftbewehrung aufgenommen werden, breiten sich die Umlenkkräfte in Wirklichkeit erst auf die gesamte Stegdicke aus und werden dann auf der Höhe des Untergurts auf die vertikale Querkraftbewehrung abgestützt.

Die Zugspannungen im Spannglied nehmen infolge der Auflast und Spanngliedgeometrie gegen den Scheitel über dem Mittelaufleger ab. Der horizontale Anteil der Spanngliedkraft bleibt konstant, wobei der Vertikalanteil zum Scheitel hin verschwindet. Die Obergurtkraft im Fachwerkmodell über dem Mittelaufleger setzt sich aus dem Anteil

der schlaffen Bewehrung (erster Summand) und der Kraft im Spannglied (zweiter Summand) zusammen.

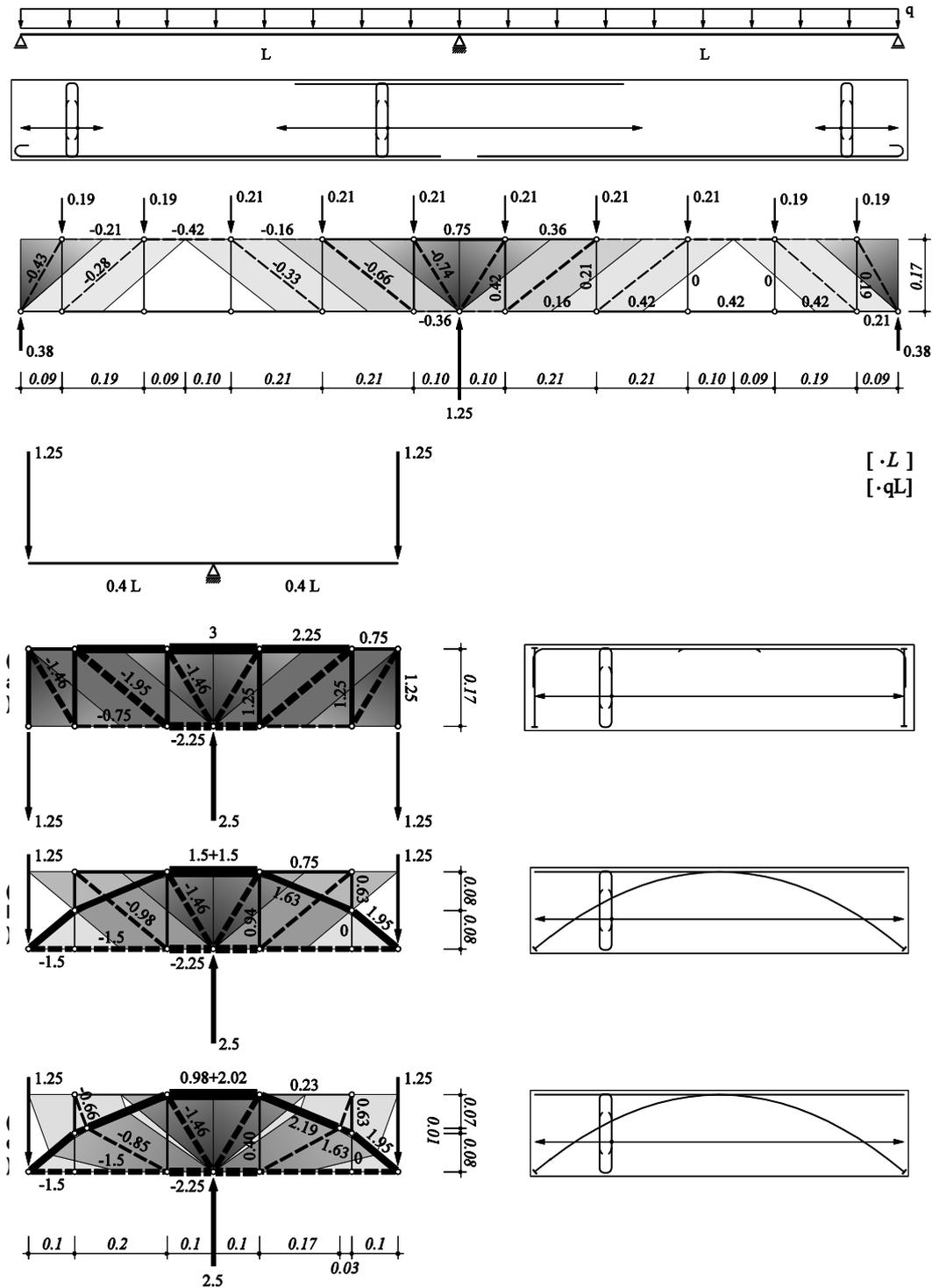


Abb. 28 Symmetrisch belasteter Längsträger mit Querkraftübertragung: (a) mittels Aufhängebewehrung oder (b) und (c) durch Querträgervorspannung.

Bei schwacher Horizontalbewehrung im Obergurt kann es sinnvoll sein, die parallelen Druckfelder auf das Spannglied abzustützen, wodurch im Kabel ein Kraftaufbau erzielt wird, siehe Abb. 28 (c). Zusätzlich wird die Beanspruchung der Vertikalbewehrung in

Mittelaufлагernähe vermindert. Unterhalb des Spannglieds bilden sich nicht zentrierte Fächer.

Abb. 29 zeigt einen asymmetrisch belasteten Längsträger, dessen Querkräfte analog zu Abb. 28 am Zwischenaufleger über zentrierte Endfächer auf die Höhe des Untergurts geführt werden. Die Weiterleitung der Querkraft in den Querträger kann entsprechend der in Abb. 28 gezeigten Fälle erfolgen, wobei die Streben- und Gurtkräfte um den Faktor 0.25 kleiner sind.

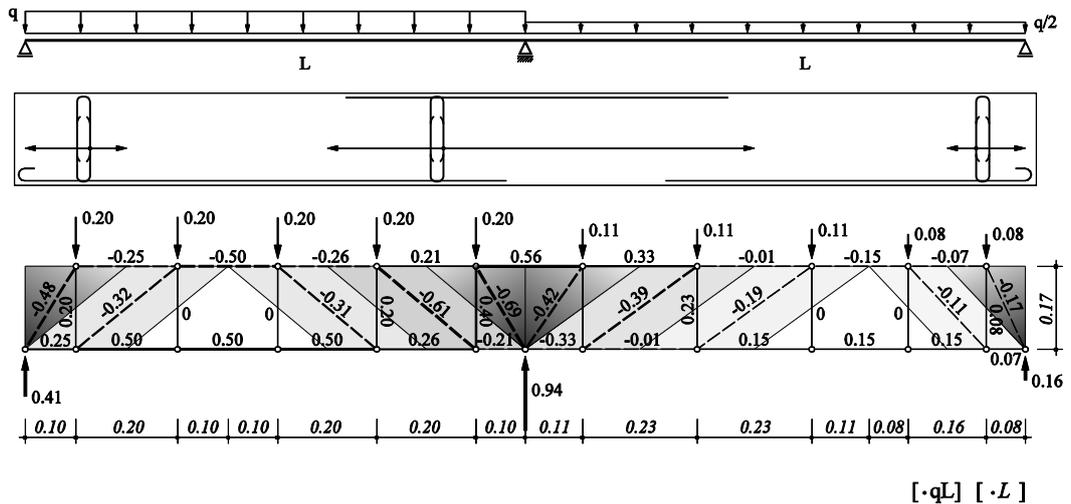


Abb. 29 Asymmetrisch belasteter Längsträger mit auf der Höhe des Untergurts zentrierten Endfächern.

In Abb. 30 ist der Längsträger asymmetrisch belastet. Fehlt die Aufhängebewehrung im Kreuzungsbereich, wird die Querkraft über ein Parallelfeld in den Querträger geleitet. Das Zwischen-aufleger im Fachwerkmodell des Längsträgers liegt somit auf halber Steghöhe, wodurch sich die resultierende Druckkraft im Längsträger im Vergleich zu Abb. 28 weiter oben befindet und dadurch im Obergurt eine grössere Zugkraft entsteht. Die unterschiedlichen horizontalen Druckkräfte beidseits des Zwischenauflegers können entweder mit der unterschiedlichen Neigung der Endparallelfelder, siehe Abb. 30 (a), oder durch eine horizontale, über die gesamte Steghöhe verteilte Rückhaltebewehrung, siehe Abb. 30 (b), ins Gleichgewicht gebracht werden. Diese wird durch die gekrümmte Betondruckstrebe verankert. Die Weiterleitung der Querkraft in den Querträger erfolgt in beiden Fällen identisch durch Parallelfelder und entsprechende Querkraftbewehrung, siehe Abb. 30 (c). Die horizontale Kraftkomponente im Kreuzungsbereich wird mit einer über die Steghöhe gleichmässig verteilten Rückhaltebewehrung aufgenommen.

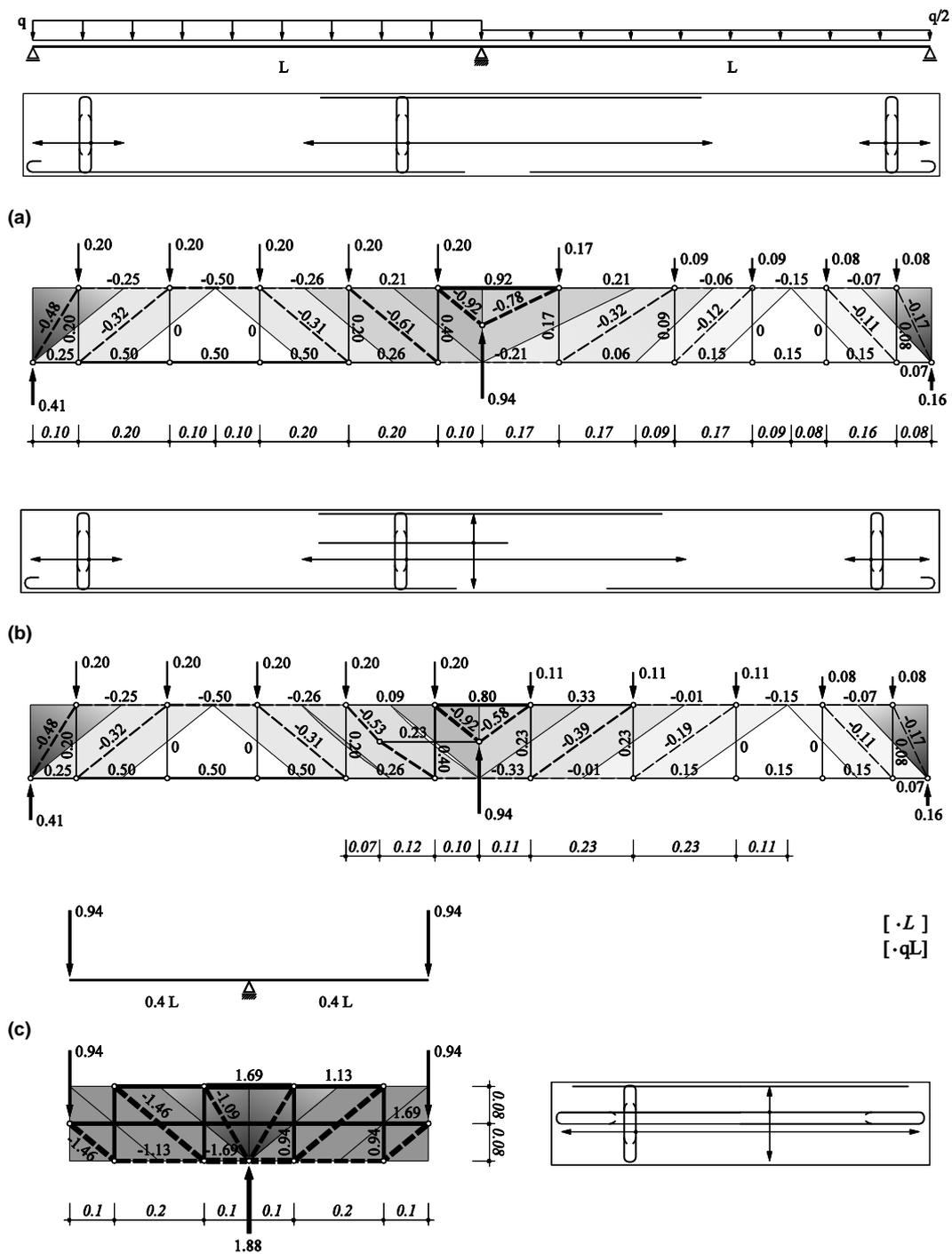


Abb. 30 Asymmetrisch beanspruchter Längsträger mit unterschiedlicher Querkraftübertragung ohne Vorspannung im Querträger: (a) Parallelfelder unterschiedlicher Neigung über dem Mittelauger; (b) verteilte Horizontalbewehrung über dem Mittelauger; (c) Querträger.

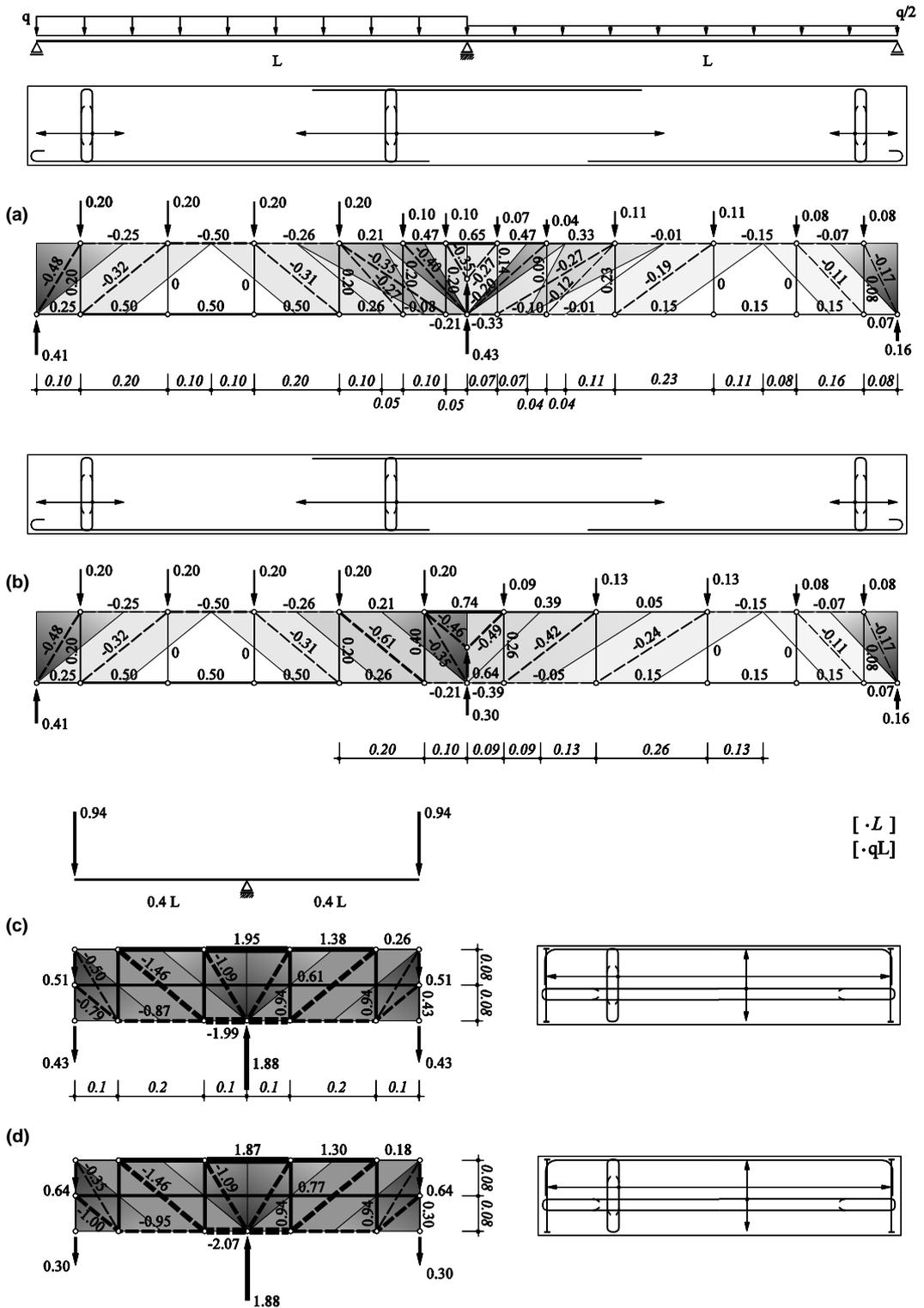


Abb. 31 Asymmetrisch beanspruchter Längsträger mit unterschiedlicher Querkraftübertragung ohne Vorspannung im Querträger: (a) und (b) Aufteilung der Querkraft auf Endparallelfeld und Fächer; (c) und (d) Querträger.

Bei unzureichend vorhandener Aufhängebewehrung besteht die Möglichkeit, einen Teil der Querkraft über einen Endfächer auf die Aufhängebewehrung abzustützen und den anderen Teil über ein

Kann das Spannkabel wegen der Einhaltung der Mindestradien wie in Abb. 32 (b) nicht bis auf die Höhe des Untergurts geführt werden, verschiebt sich dadurch auch das Zwischenaufleger des Längsträgers nach oben, siehe Abb. 32 (a). Die Querkräfte werden im Längsträger wie in Abb. 28 durch Endfächer zum Spannkabel geführt. Im Querträger werden die aus der Vorspannung resultierenden Umlenkräfte über die gesamte Trägerlänge mittels einer vertikalen Querkraftbewehrung aufgenommen, siehe Abb. 32 (b). Werden die Umlenkräfte mit Hilfe der horizontalen Druckstrebe umgelenkt, kann die Druckkraft im Untergurt erhöht und somit nicht nur die Querkraftbewehrung sondern auch die benötigte schlaffe Horizontalbewehrung im Obergurt reduziert werden, siehe Abb. 32 (c).

4 Versuchsnachrechnung mit Spannungsfeldmodellen

4.1 Konzept für die Nachrechnung

Die Entwicklung von Spannungsfeldmodellen für die Bemessung, statische Überprüfung oder die Nachrechnung von Bauteilversuchen erfolgt vorzugsweise inkrementell bzw. schrittweise [27], wie es in [2] für die Bemessung von Stützen oder in [10] für den Tragsicherheitsnachweis von Fahrbahnplatten vorgeschlagen ist. Es empfiehlt sich die zu untersuchenden Strukturen ausgehend von einfachen und übersichtlichen Spannungsfeldmodellen hin zu komplexen bzw. sehr aufwendig zu lösenden Spannungsfeldmodellen weiterzuentwickeln. Oft lassen sich Fragestellungen mit relativ einfachen Spannungsfeldmodellen beantworten und nur in Ausnahmefälle oder bei sehr hohen Investitionskosten bzw. Instandsetzungskosten ist die Analyse des Tragwerks mit aufwendigen und zeitintensiven Spannungsfeldmodellen erforderlich, siehe Abb. 33.

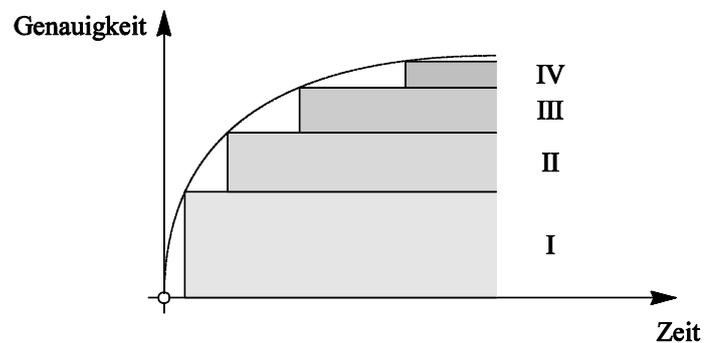


Abb. 33 Erwartete Genauigkeit in Funktion des Rechenaufwandes bzw. der Zeit.

Im Rahmen dieses Berichts wird das Konzept folgendermassen umgesetzt:

- Stufe 1: Die Vorspannkräfte (Anker- und Umlenkkräfte) werden als Einwirkung berücksichtigt. Dies erlaubt die Entwicklung von einfachen und übersichtlichen Spannungsfeldmodellen und der Aufwand für die Berechnung der Traglast ist gering. Eine exakte Bestimmung der inneren Kräfte und Betondruckspannungen ist jedoch nicht möglich.
- Stufe 2: Die Vorspannkräfte werden dem inneren Widerstand angerechnet. Die Grundlagen solcher Spannungsfeldmodelle sind in [33] publiziert, z.B. Abb. 25 (d). Damit kann der Kraftfluss im Tragwerk genauer bestimmt sowie der Kraftverlauf im Spannkabel und die Betondruckspannungen ermittelt werden.
- Stufe 3: Ausgehend von der Lösung der Stufe 2 können sodann Spannungsfeldmodelle entwickelt werden, welche dem Kraftfluss bzw. dem Bewehrungslayout exakter Rechnung tragen. Die Entwicklung von Lösungen für einzelne Spannungsfeldtypen ist oft erforderlich, z.B. Abb. 25 (e). Die Optimierung von Spannungsfeldmodellen ist zeitaufwändig und erfordert Erfahrung, die Aussagekraft der Resultate ist hingegen sehr hoch.
- Stufe 4 Nichtlineare FEM-Analyse [28]. In [9] sind Lösungsansätze für einfache Fälle vorgestellt und diskutiert. Die Analyse und die Interpretation von nichtlinearen FEM-Analysen stellen an den Anwender hohe Anforderungen und sollte nur von ausgewiesenen Spezialisten überhaupt in Betracht gezogen werden.

Nachfolgend werden der Bauteilversuch von Büeler/Thoma [5] für die Stufen 1 – 3 und der Bauteilversuch I von Leonhardt/Koch/Rostásy [19] direkt für die Phase 3 nachgerechnet. Für die Nachrechnung des Bauteilversuchs II mit stark gekrümmten Spannkabeln im Querträger ist zuerst eine Weiterentwicklung von Spannungsfeldtypen für stark gekrümmte Spannkabelverläufe erforderlich. Die Analyse auf Stufe 4 ist nicht Bestandteil dieses Berichts.

4.2 Bauteilversuch Büeler und Thoma, 2009

4.2.1 Versuchskörper, Materialeigenschaften und Resultate

Die Geometrie des Versuchskörpers, der Versuchsablauf und die wichtigsten Versuchsergebnisse sind in Kap 2.1.13 zusammengefasst. Detailliert ist der Versuch in [5] beschrieben.

Die für die Traglastberechnung benötigten Werkstoffkenngrößen sind nachfolgend aufgeführt. Beim verwendeten Beton handelte es sich um Pumpbeton mit einer gemessenen Zylinderdruckfestigkeit $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$ und einem Elastizitätsmodul $E_c = 25'300 \text{ N/mm}^2$. Die wichtigsten Werkstoffkenngrößen der Bewehrung und der Vorspannung (Stahlton-Paralleldrahtsystem) sind in Tab. 1 zusammengefasst und die Spannungsdehnungsdiagramme in Abb. 34 abgebildet.

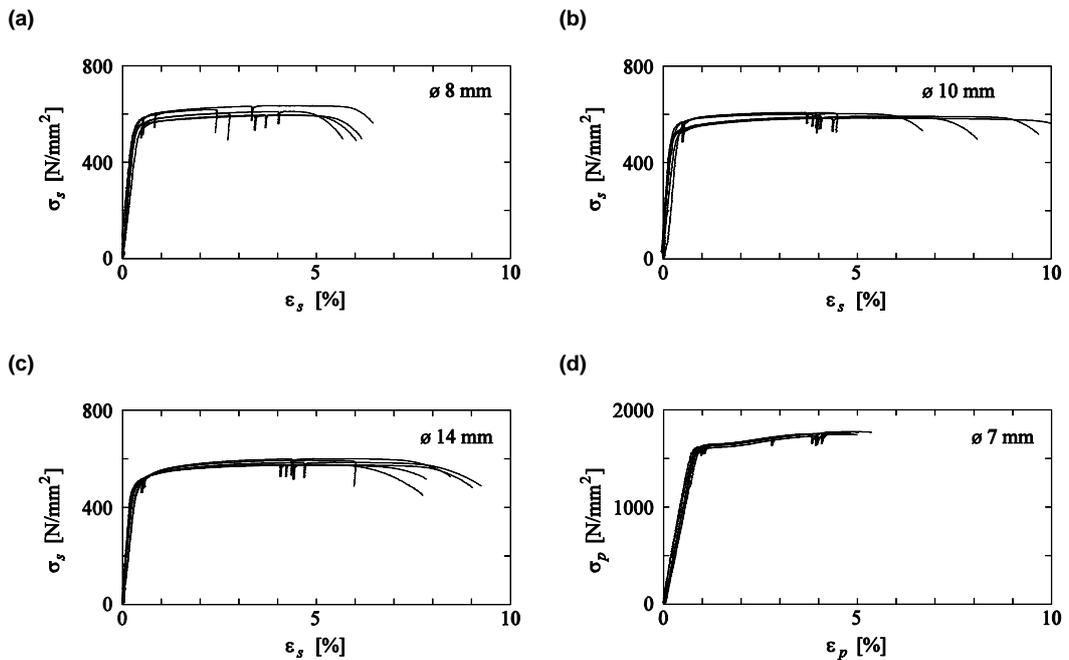


Abb. 34 Spannungs-Dehnungsdiagramme: (a), (b) und (c) Betonstahl; (d) Spanndraht BBRV.

Materialeigenschaften :	[mm]	Stab	Stab	Stab	Draht
		ø 8	ø 10	ø 14	ø 7
Dynamische Fließgrenze $f_{y,dyn}$	[N/mm ²]	566	549	513	1621
Dynamische Zugfestigkeit $f_{u,dyn}$ (bei Höchstlast)	[N/mm ²]	610	596	585	1765
Bruchdehnung ε_u (bei Höchstlast)	[%]	3.9	4.4	5.0	4.6
Elastizitätsmodul E	[kN/mm ²]	177*	188*	170*	201

Tab. 1 Mechanische Werkstoffkenngrößen des Betonstahls und des Spanndrahts bezogen auf den nominellen Durchmesser (*fehlerhafte Werte, vgl.[5]).

4.2.2 Nachrechnung Stufe 1

Variante 1

Abb. 35 zeigt ein einfaches Spannungsfeldmodell. Die Kräfte aus Vorspannung sind als Anker- und Umlenkkräfte mit P_∞ und u_∞ angenommen, vgl. Abb. 35 (a). Die Berechnung kann somit zweigeteilt und der Kräftefluss der Vorspannung und der schlaffen Bewehrung unabhängig voneinander betrachtet und schlussendlich überlagert werden. Als Versagensmechanismus wurde für die Berechnung der Kräfte angenommen, dass die Rückhaltebewehrung im Querträger und die Aufhängebewehrung im Längsträger versagen. Der Widerstand der Rückhaltebewehrung beträgt 772 kN/m und der Widerstand der Aufhängebewehrung 123 kN. Ausgehend vom Versagensmechanismus kann das Spannungsfeldmodell sowie das resultierende Fachwerkmodell im Querträger und im Längsträger entwickelt und die resultierenden Kräfte und Spannungen bestimmt werden. Die statischen und geometrischen Verhältnisse können Abb. 35 (b) und (c) entnommen werden.

Unter Berücksichtigung der Widerstände der Rückhaltebewehrung und der Aufhängebewehrung können mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen die resultierenden Kräfte am Schnittkörper des Querträgers bestimmt werden. Mithin resultiert aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma \uparrow = 0$ die mögliche Beanspruchung des Querträgers. Der zu Grunde liegende Kraftfluss kann mit dem in Abb. 35 (b) dargestellten Spannungsfeld bzw. dem in Abb. 35 (c) dargestellten Fachwerkmodell abgebildet werden. Damit können sodann die inneren Kräfte und die Betondruckspannungen im Querträger berechnet und mit den vorhandenen Widerständen verglichen werden.

In Analogie können mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen die äusseren Kräfte am Schnittkörper des Längsträgers bestimmt werden. Eine mögliche Spannungsfeldkonfiguration und das zugehörige Fachwerkmodell im Längsträger ist in Abb. 35 (b) resp. Abb. 35 (c) dargestellt. Auf Grund dessen können wiederum die inneren Kräfte und die Betondruckspannungen berechnet werden.

Die Betonhauptdruckspannungen innerhalb der Spannungsfelder sind für den Obergurt und Untergurt in Abb. 35 (e) angegeben. Im Längsträger ist $-\sigma_{c3,sup}$ im Steg direkt unterhalb des Obergurts berechnet.

Aus den Berechnungen resultiert ein unterer Grenzwert der Traglast. Für diese einfache Nachrechnung ergibt sich für den Längsträger LT1 ein Verhältnis der errechneten Traglast zum effektiven Versuchswert von $150 \text{ kN} / 351 \text{ kN} = 43\%$ und für den Längsträger LT2 $150 \text{ kN} / 465 \text{ kN} = 32\%$. Die Anordnung und Struktur der Spannungsfelder im Längsträger sind sehr einfach und können den Kraftverlauf nur bedingt abbilden. Entlang IJ ergibt sich eine Zugkraft im Untergurt von 528 kN, die grösser ist als der vorhandene Bruchwiderstand von 245 kN der $8 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$ Stäbe im

Längsträger *LT* 1. Mit Hilfe eines verfeinerten Spannungsfelds können die Stabkräfte in diesem Bereich vermindert werden (vgl. Nachrechnung Stufe 3). Auf das globale Gleichgewicht bzw. auf die äusseren Kräfte hat dieser Sachverhalt keinen Einfluss.

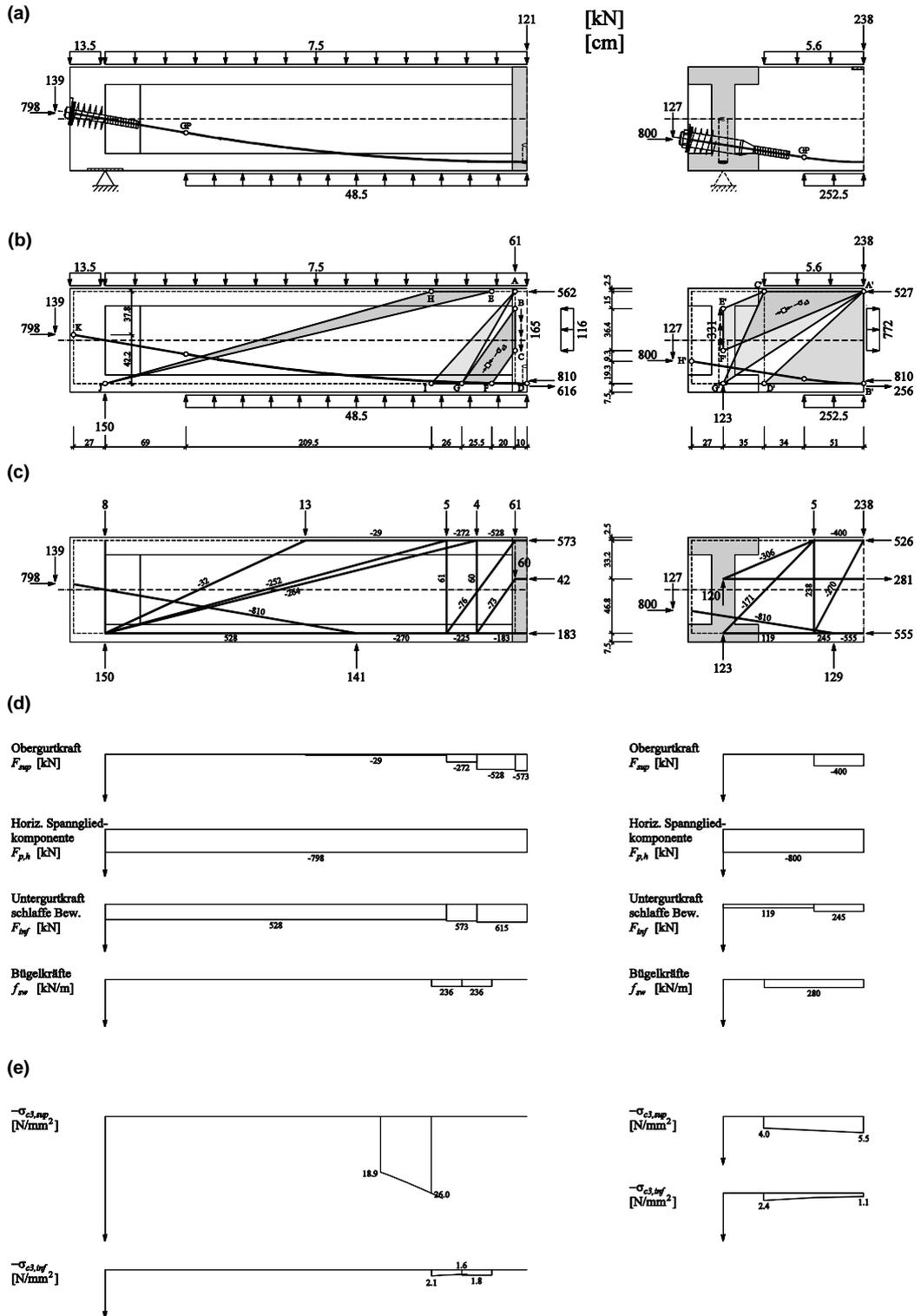


Abb. 35 Längsträger *LT* (links) und Querträger zu KP (rechts) auf Stufe 1, Variante 1: (a) äussere Kräfte; (b) Spannungsfeldmodell; (c) Fachwerkmodell; (d) Bewehrungs-kräfte; (e) Betonhauptdruckspannungen.

Variante 2

Die errechnete Tragkraft kann weiter gesteigert werden, wenn nicht nur die eigentliche Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt von Längs- und Querträger sondern auch der Bügel im Bereich der Verankerung der Vorspannung berücksichtigt wird (Bügel \varnothing 8 mm ganz aussen am Querträger entlang H'K').

Da der Bügel ausserhalb des Kreuzungspunkts liegt, muss die ihm zugewiesene Last über das Parallelfeld E'F'H'I' dem Längsträger übertragen werden. Die Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt wird nicht wie in Variante 1 über einen Fächer, sondern mit Hilfe einer Direktabstützung (A'G') aktiviert. Verteilt über die Höhe E'F' wirken die Kräfte aus den beiden Parallelfeldern E'F'H'I' von 168 kN/m und A'C'E'F' von 331 kN/m. Die beiden horizontalen Komponenten dieser Parallelfelder (303 + 468 kN/m) erreichen zusammen den Bruchwiderstand der über diese Trägerhöhe vorhandenen Rückhaltebewehrung von 772 kN/m. Die horizontalen Kräfte des Parallelfeldes A'C'E'F' sind zum einen mit der verteilten horizontalen Druckkraft aus dem Parallelfeld E'F'H'I' entlang E'F' (303 kN/m) und zum anderen mit der Kraft von 468 kN/m aus der Rückhaltebewehrung im Gleichgewicht. Die äusseren Kräfte können sodann wie in Variante 1 mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden. Die Berechnung der inneren Kräfte und der Betondruckspannungen basiert auf den in Abb. 36 (b) dargestellten Spannungsfeldern. Die resultierenden Fachwerkmodelle sind in Abb. 36 (c) abgebildet.

Der Kraftabtrag im Längsträger erfolgt gleich wie in Variante 1 (Abb. 35). Die über die Höhe verteilte Kraft beansprucht den Längsträger entlang BC ($(168 + 331 \text{ kN/m}) / 2 = 250 \text{ kN/m}$). Diese Kraft wird wiederum als Parallelfeld BCFG in den Längsträger eingeführt. Die vertikale Bügelkraft entlang FG von 306 kN/m entspricht dem Bruchwiderstand der vorhandenen Querkraftbewehrung (Bügel \varnothing 8 mm, $s = 200 \text{ mm}$). Das Parallelfeld BCFG in Variante 2 hat eine flachere Feldneigung als in Variante 1. Aus der flacheren Neigung ergibt sich bei gleichbleibender Strecke BC eine längere Strecke FG. Der Bruchwiderstand von 306 kN/m der über diese Strecke verteilten Querkraftbewehrung steht mit der Einwirkung entlang BC im Gleichgewicht. Die Kraft welche im Querträger in Punkt G' von der Aufhängebewehrung übernommen wird, wirkt auf den Längsträger im Punkt A. Diese Kraft von 61 kN ($123 \text{ kN} / 2$) wird über den Fächer AGI in den Längsträger eingeleitet. Die Bügelkräfte entlang FGI werden im Obergurt entlang EH dem Fächer EHJ übertragen und direkt aufs Auflager geleitet.

Die Betonhauptdruckspannungen innerhalb der Spannungsfelder für den Obergurt und Untergurt sind in Abb. 36 (e) ersichtlich. Im Steg des Längsträgers ist $-\sigma_{c3,sup}$ direkt unterhalb des Obergurts berechnet.

Diese Analyse entspricht wiederum einem unteren Grenzwert der Plastizitätstheorie und ergibt das Verhältnis der errechneten Traglast zum effektiven Versuchswert von $181 \text{ kN} / 351 \text{ kN} = 52\%$ im Längsträger LT1 sowie $181 \text{ kN} / 465 \text{ kN} = 39\%$ im Längsträger LT2. Die Anordnung und Struktur der Spannungsfelder im Längsträger sind ebenfalls sehr einfach, wodurch die Zugkraft im Untergurt von 639 kN entlang IJ die vorhandene Bruchwiderstand von 245 kN der $8 \varnothing 8 \text{ mm}$ Stäbe im Längsträger LT1 wiederum übersteigt. Diesem Umstand kann ebenso mit einem verfeinerten Spannungsfeld im Längsträger begegnet werden. Die Ober- und Untergurtkräfte sowie die horizontale Spanngliedkomponente in Abb. 36 (d) entsprechen den Kräften im Fachwerkmodell.

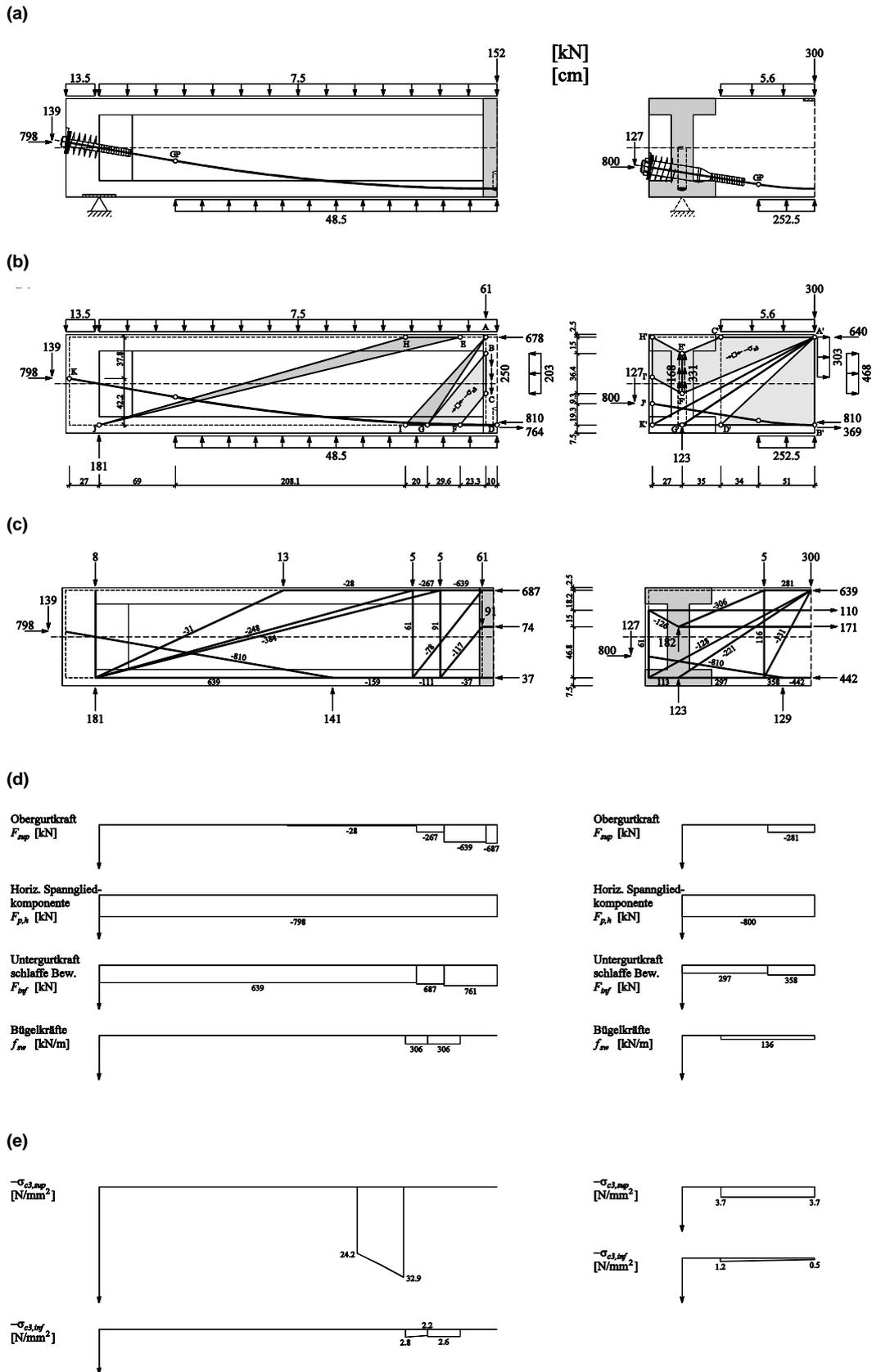


Abb. 36 Längsträger LT (links) und Querträger zu KP (rechts) auf Stufe 1, Variante 2: (a) äussere Kräfte; (b) Spannungsfeldmodell; (c) Fachwerkmodell; (d) Bewehrungskräfte; (e) Betonhauptdruckspannungen.

4.2.3 Nachrechnung Stufe 2

Im Folgenden wird die Vorspannung in der Berechnung nicht mehr als äussere Kraft sondern als Widerstand berücksichtigt. Die in dieser Nachrechnung verwendeten Spannungsfelder erlauben eine Kraftabtragung sowohl auf die schlaife als auch auf die vorgespannte Bewehrung, wodurch sich der Rechenaufwand gegenüber der vorherigen Stufe erhöht.

Längsträger *LT1*

Abb. 37 zeigt die Nachrechnung der Traglast für den Biegebruch im Längsträger *LT1* auf Stufe 2. Die Pressenlast auf den Querträger in Punkt A' wird über drei verschiedene Pfade dem Längsträger übertragen: Direktabstützung auf das Spannglied und die Aufhängebewehrung über die Druckstrebe A'B'I', verteilte Lastabtragung über das Parallelfeld A'D'G'H' und verteilte Lastabtragung über das Parallelfeld G'H'J'K'. Die Lastabtragung über die beiden Parallelfelder ist einerseits beschränkt durch den Kraft in der horizontalen Rückhaltebewehrung (\varnothing 10 mm, $s = 150$ mm) mit 2×3 Stäben entlang G'H' und andererseits durch den Bruchwiderstand von 61 kN des Bügels \varnothing 8 mm entlang J'M' ausserhalb des Kreuzungspunkts *KP1*. Der Bügel wird durch die Druckstrebe entlang A'M' aktiviert und ist durch die vorhandene Biegebewehrung entlang C'M' rückverankert. Für die verteilte Rückhaltekraft entlang G'H' von 771 kN/m ($468 + 303$ kN/m) wurde der volle Tragwiderstand angenommen. Die Direktabstützung von 334 kN in Punkt I' ist aufgeteilt in einen Anteil von 123 kN, welcher von der Aufhängebewehrung $2 \times$ Bügel \varnothing 8 mm aufgenommen wird und einen Anteil von 212 kN, welcher auf das Spannglied abgestützt wird. Das Spannglied ist ab Punkt E' bis zum Ankerkopf in Punkt L' mit der Vorspannkraft $P_{\infty} \approx 810$ kN konstant beansprucht.

Im Längsträger *LT1* wirken die übertragenen Kräfte auf drei verschiedenen Steghöhen. Die von der Aufhängebewehrung aufgenommene Kraft von 61 kN (123 kN / 2) wirkt im Punkt A im Obergurt des Längsträgers, die von den Parallelfeldern übertragene verteilte Kraft von 249 kN/m ($(168 + 303$ kN/m) / 2) wirkt über die Steghöhe gleichmässig verteilt entlang BC und die direkt auf das Spannglied abgestützte Kraft von 106 kN (212 kN / 2) greift im Punkt C mit einem Abstand von 15 cm zur resultierenden Biegezugkraft von 1468 kN in Punkt E an. Letztere Kraft wird über zwei Fächer in den Längsträger eingebracht. Der erste Fächer DEG bildet ein Spannungsfeld mit gekrümmtem Untergurt (Spannglied) ohne schlaife Bewehrung. Der zweite Fächer DGHJK bildet ein Spannungsfeld mit Krafteintrag sowohl in die vorgespannte als auch in die schlaife Bewehrung. Die Druckfeldneigung θ_{inf} zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 55.0° . Dabei bezeichnet der Eckpunkt H die Lage des ersten Querkraftbügels \varnothing 8 mm ausserhalb des Kreuzungspunkts *KP1*. Die Querkraftbügel entlang HK werden mit 307 kN/m auf Bruchwiderstandsniveau belastet. Die über die Trägerhöhe verteilt eingeleitete Belastung entlang BC wird innerhalb des Parallelfelds BCKLMN ausgebreitet. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld BCLN beträgt 32.4° . Die Druckfeldneigung θ_{inf} zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 79.5° . Die Querkraftbewehrung entlang KO wird mit 124 kN/m beansprucht. Die im Obergurt in Punkt A angreifende Kraft wird über den Fächer ANOQR eingeleitet. Die Druckfeldneigung θ_{inf} zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt ebenfalls 79.5° . Die Querkraftbügel entlang OR sind mit dem Bruchwiderstand von 307 kN/m voll ausgelastet. Das Spannglied ist ab Punkt Q bis zum Ankerkopf in Punkt T mit der Vorspannkraft $P_{\infty} \approx 810$ kN beansprucht. Daraus folgt, dass der Längsträger *LT1* in diesem Bereich komprimiert ist. Die am Obergurt entlang FIMP ankommenden Bügelkräfte werden über Druckstreben und Fächer abgetragen, welche mit der Spannkraft in Punkt T, der Auflagerreaktion in Punkt S und der schlaffen Bewehrung im Untergurt in Punkt S im Gleichgewicht sind. Ab Punkt Q bis zum Ende des parabolischen Spannkabelverlaufs in Punkt GP, 69 cm innerhalb des Auflagers (Punkt S), ergibt sich eine Umlenkkraft von -49 kN/m. Die Richtungen der Druckstreben werden durch die Grösse der Umlenkkräfte beeinflusst. Die Lastabtragung im komprimierten Bereich, entlang Spannkabellänge QT, wurde mit Hilfe eines Fachwerkmodells (Abb. 37 (c)) berechnet.

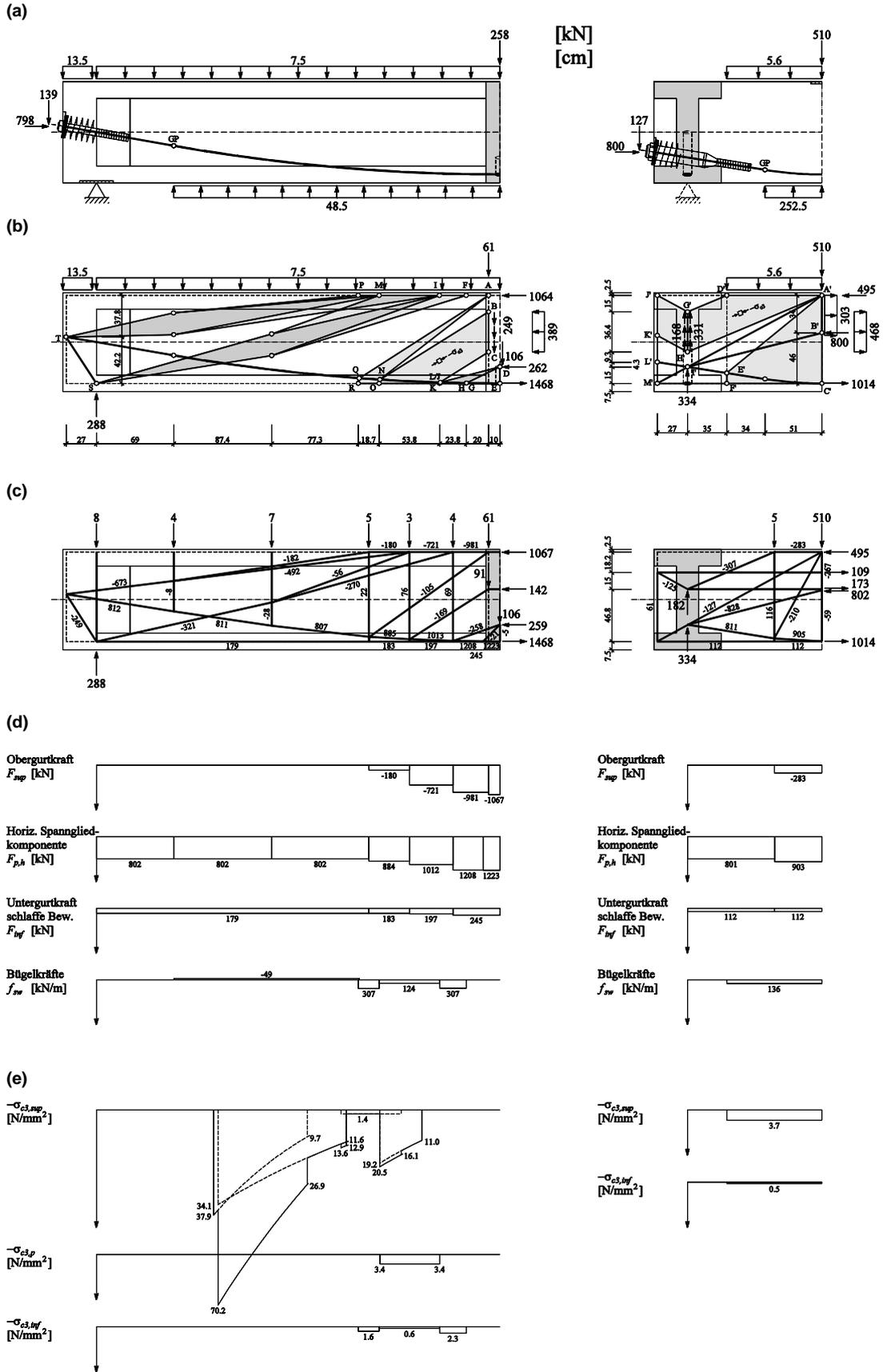


Abb. 37 Längsträger LT 1 (links) und Querträger zu KP 1 (rechts) auf Stufe 2: (a) äussere Kräfte; (b) Spannungsfeldmodell; (c) Fachwerkmodell; (d) Bewehrungskräfte; (e) Betonhauptdruckspannungen.

Die Zug- und Druckstreben im Fachwerkmodell werden durch die Feinheit der Unterteilung der parabolischen Vorspannung in gerade Polygonsegmente beeinflusst. Die grobe Unterteilung im komprimierten Bereich in nur 3 Polygonsegmente hat einen grösseren Einfluss auf den inneren Kräfteverlauf, nicht aber auf die Traglast. So werden die Bügelkräfte entlang HKOR nur grob durch die vertikalen Zugstreben approximiert (z.B. entlang OR: $307 \text{ kN/m} \cdot 0.187 \text{ m} = 57 \text{ kN} \neq 22 \text{ kN}$). Diese Unterteilung beeinflusst ebenfalls die Grösse der Betonhauptdruckspannungen im komprimierten Bereich des Längsträgers. Sie erreichen im Steg direkt unter dem Obergurt Maximalwerte von $-\sigma_{c3,sup} = 70.2 \text{ N/mm}^2$.

Für die Nachrechnung auf Stufe 2 ergibt sich für den Längsträger *LT 1* ein Verhältnis der errechneten Traglast zum effektiven Versuchswert von $288 \text{ kN} / 351 \text{ kN} = 82\%$.

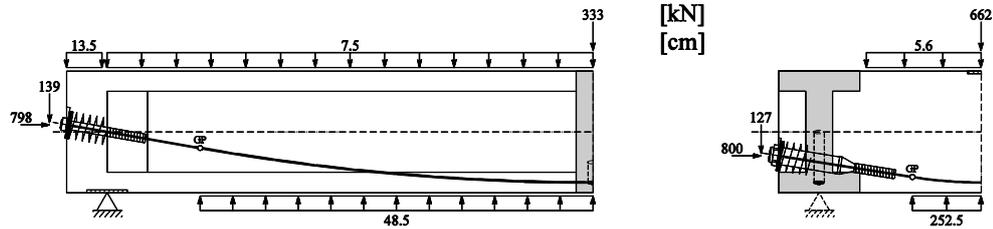
Längsträger *LT 2*

Abb. 38 zeigt die Nachrechnung der Traglast für den Schubbruch in Längsträger *LT 2* auf Stufe 2. Der Kraftfluss im Querträger verläuft analog der Lösung für den Längsträger *LT 1* in Abb. 37. Die Pressenlast auf den Querträger im Punkt A' wird wieder über drei verschiedene Pfade dem Längsträger übertragen: Direktabstützung auf das Spannglied und die Aufhängebewehrung über die Druckstrebe A'B'I', verteilte Lastabtragung über das Parallelfeld A'D'G'H' und verteilte Lastabtragung über das Parallelfeld G'H'J'K'. Die Lastabtragung über die beiden Parallelfelder ist einerseits durch die Kraft in der horizontalen Rückhaltebewehrung ($\varnothing 10 \text{ mm}$, $s = 150 \text{ mm}$) mit 2×3 Stäben entlang G'H' beschränkt und andererseits durch Bruchwiderstand von 61 kN des Bügels $\varnothing 8 \text{ mm}$ entlang J'M' ausserhalb des Kreuzungspunkts *KP 2*. Der Bügel wird durch die Druckstrebe entlang A'M' aktiviert und ist durch die vorhandene Biegebewehrung entlang C'M' rückverankert. Für die verteilte Rückhaltekraft entlang G'H' von 771 kN/m ($468 + 303 \text{ kN/m}$) wurde der Bruchwiderstand der voll verankerten Rückhaltebewehrung angenommen. Die Direktabstützung von 485 kN in Punkt I' ist aufgeteilt in einen Anteil von 123 kN , welcher von der Aufhängebewehrung $2 \times$ Bügel $\varnothing 8 \text{ mm}$ aufgenommen wird und einen Anteil von 363 kN , welcher auf das Spannglied abgestützt wird. Das Spannglied ist ab Punkt E' bis zum Ankerkopf in Punkt L' mit der Vorspannkraft $P_{\infty} \approx 810 \text{ kN}$ konstant beansprucht.

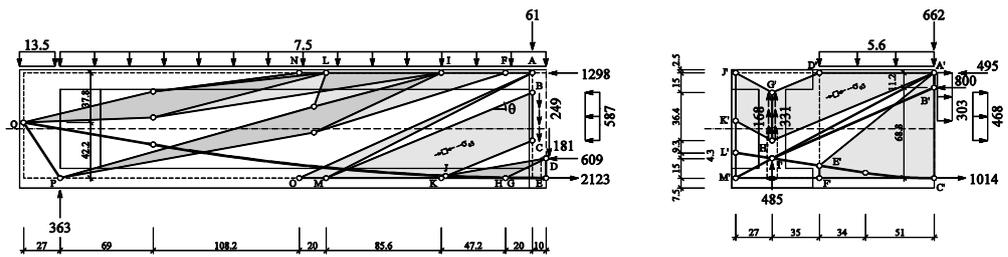
Im Längsträger *LT 2* wirken die übertragenen Kräfte auf drei verschiedenen Steghöhen. Die von der Aufhängebewehrung aufgenommene Kraft von 61 kN ($123 \text{ kN} / 2$) wirkt in Punkt A im Obergurt des Längsträgers, die von den Parallelfeldern übertragene, gleichmässig verteilte Kraft von 249 kN/m ($(168 + 303 \text{ kN/m}) / 2$) wirkt im Steg entlang BC und die direkt auf das Spannglied abgestützte Kraft von 181 kN ($363 \text{ kN} / 2$) greift in Punkt C mit einem Abstand von 15 cm zur resultierenden Biegezugkraft von 2123 kN in Punkt E an. Letztere Kraft wird über zwei Fächer in den Längsträger eingebracht. Der erste Fächer DEG bildet ein Spannungsfeld mit gekrümmtem Untergurt (Spannglied) ohne Kraftabtragung in die schlaffe Bewehrung. Der zweite Fächer DGHJK bildet ein Spannungsfeld mit Kraftabtragung sowohl in die vorgespannte als auch in die schlaffe Bewehrung. Die Druckfeldneigung θ_{inf} zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 36.6° . Dabei bezeichnet der Eckpunkt H die Lage des ersten Querkraftbügels $\varnothing 8 \text{ mm}$ ausserhalb des Kreuzungspunkts *KP 2*. Die Querkraftbügel entlang HK werden mit 307 kN/m auf Bruchwiderstandsniveau belastet. Die über die Trägerhöhe verteilte eingeleitete Belastung entlang BC wird innerhalb des Parallelfelds BCKM ausgebreitet. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld beträgt 23.0° . Die Querkraftbewehrung entlang KM wird mit 106 kN/m beansprucht. Die im Obergurt in Punkt A angreifende Kraft wird über den Fächer AMO eingeleitet. Die Querkraftbewehrung entlang MO ist mit dem Bruchwiderstand von 307 kN/m voll ausgenützt. Das Spannglied ist ab Punkt J bis zum Ankerkopf in Punkt Q mit der Vorspannkraft $P_{\infty} \approx 810 \text{ kN}$ konstant beansprucht. Daraus folgt, dass der Längsträger *LT 2* in diesem Bereich komprimiert ist und sich ab Punkt J keine weiteren Spannungsfelder auf die Vorspannung abstützen. Die am Obergurt entlang FILN ankommenden Bügelkräfte werden über Druckstreben und Fächer abgetragen, welche mit der Spannkraft in Punkt Q, der Auflagerreaktion in Punkt P und der schlaffen Bewehrung im Untergurt in Punkt P im Gleichgewicht sind. Ab Punkt J bis zum Ende des

parabolischen Spannkabelverlaufs in Punkt GP 69 cm innerhalb des Auflagers in Punkt P ergibt sich eine Umlenckraft von -49 kN/m .

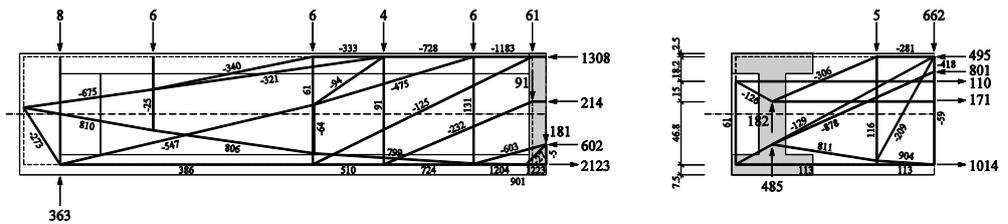
(a)



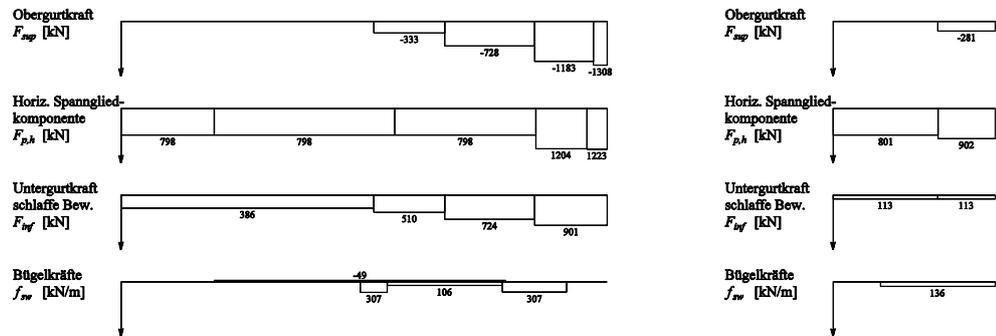
(b)



(c)



(d)



(e)

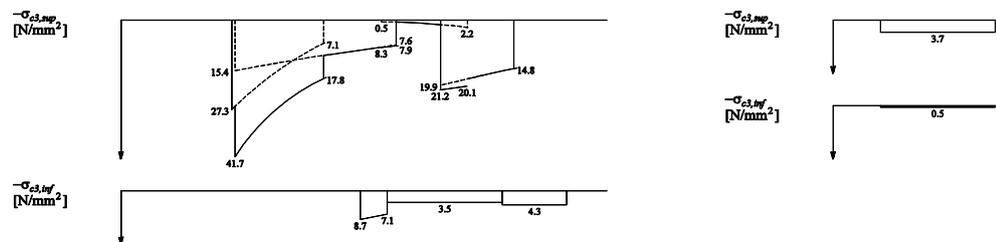


Abb. 38 Längsträger LT 2 (links) und Querträger zu KP 2 (rechts) auf Stufe 2: (a) äussere Kräfte; (b) Spannungsfeldmodell; (c) Fachwerkmodell; (d) Bewehrungskräfte; (e) Betonhauptdruckspannungen.

Die Zug- und Druckstreben im Fachwerkmodell in Abb. 38 (c) werden beeinflusst durch die Feinheit der Unterteilung der parabolischen Vorspannung in einen geraden Polygonzug. Die Unterteilung im komprimierten Bereich in 3 Polygonsegmente hat keinen grösseren Einfluss auf den inneren Kräfteverlauf. So werden die Bügelkräfte entlang HK gut durch die vertikalen Zugstreben approximiert (z.B. entlang MO: $307 \text{ kN/m} \cdot 0.472 \text{ m} = 145 \text{ kN} \approx 131 \text{ kN}$). Die Betonhauptdruckspannungen im komprimierten Bereich des Längsträgers erreichen im Steg direkt unter dem Obergurt einen Maximalwerte von $\sigma_{c3,sup} = 41.7 \text{ N/mm}^2$.

Für die Nachrechnung auf Stufe 2 ergibt sich für den Längsträger *LT 2* das Verhältnis der errechneten Traglast zum effektiven Versuchswert von $363 \text{ kN} / 465 \text{ kN} = 78\%$.

4.2.4 Nachrechnung Stufe 3

Um gegenüber Stufe 2 ein besseres Verhältnis der errechneten Traglast zum effektiven Versuchswert zu erhalten, werden die Spannungsfelder im Querträger leicht verändert. Das Ziel ist es, im Längsträger den Abstand zwischen der Biegezugkraft in Punkt E und der horizontalen Druckkomponente in Punkt D (vgl. Abb. 37 (b) und Abb. 38 (b)) zu vergrössern.

Längsträger *LT 1*

Abb. 39 zeigt die Nachrechnung der Traglast für den Biegebruch im Längsträger *LT 1* auf Stufe 3. Die Pressenlast auf den Querträger im Punkt A' wird über vier verschiedene Pfade dem Längsträger übertragen: Direktabstützung auf das Spannglied über die Druckstrebe A'H', Abstützung auf die Aufhängebewehrung über die Druckstrebe A'H'L'I', verteilte Lastabtragung über das Parallelfeld A'C'F'G' und verteilte Lastabtragung über das Parallelfeld F'G'J'K'. Die Lastabtragung über die beiden Parallelfelder ist charakterisiert durch die gleichen Bedingungen wie bei Stufe 2. Die Direktabstützung auf das Spannglied von 248 kN in Punkt H' liegt 21.7 cm über dem Untergurt. Sie ist 6.7 cm höher als in Stufe 2 (vgl. Abb. 37 (b)) mit einem Abstand von 15 cm über dem Untergurt. Die resultierende Druckkraft der Vorspannung in Punkt L' wird dadurch umgelenkt und liegt nicht mehr auf der Spanngliedachse. Die Umlenkung erfolgt mittels vertikalen Anteils der Druckstrebe L'I' und der Bügelkraft von 61 kN im äussersten Bügel am Querträgerrand. Die Druckstrebe L'I' aktiviert die Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt *KP 1*. Das Spannglied ist ab Punkt D' bis zum Ankerkopf in Punkt L' mit der Vorspannkraft $P_{\infty} \approx 810 \text{ kN}$ konstant beansprucht.

Im Längsträger *LT 1* wirken die übertragenen Kräfte auf drei verschiedenen Steghöhen. Die von der Aufhängebewehrung aufgenommene Kraft von 61 kN ($123 \text{ kN} / 2$) wirkt in Punkt A im Obergurt des Längsträgers, die von den Parallelfeldern übertragene, gleichmässig verteilte Kraft von 249 kN/m ($(168 + 303 \text{ kN/m}) / 2$) wirkt im Steg entlang BC und die direkt auf das Spannglied abgestützte Kraft von 124 kN ($248 \text{ kN} / 2$) greift in Punkt D mit einem Abstand von 21.7 cm zur resultierenden Biegezugkraft von 1468 kN in Punkt E an. Letztere Kraft wird über zwei Fächer in den Längsträger eingebracht. Der erste Fächer DEG bildet ein Spannungsfeld mit gekrümmtem Untergurt (Spannglied) ohne Kraftabtrag in die schlaffe Bewehrung. Der zweite Fächer DGHKM bildet ein Spannungsfeld mit Kraftabtragung sowohl in die vorgespannte als auch in die schlaffe Bewehrung. Die Druckfeldneigung θ_{inf} zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 45.0° . Dabei bezeichnet der Eckpunkt H die Lage des ersten Querkraftbügels $\varnothing 8 \text{ mm}$ ausserhalb des Kreuzungspunktes *KP 1*. Die Querkraftbügel entlang HM werden mit 307 kN/m auf Bruchwiderstandsniveau belastet. Die über die Trägerhöhe verteilt eingeleitete Belastung entlang BC wird innerhalb des Parallelfelds BCLMPQ ausgebreitet. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld BCLMPQ beträgt 29.9° . Die im Obergurt in Punkt A angreifende Kraft wird über den Fächer AJO eingeleitet. Dieser Fächer wird durch die horizontale Verteilbewehrung $\varnothing 8 \text{ mm}$, $s = 220 \text{ mm}$ im Steg (vgl. Abb. 21 (e)) umgelenkt und in das Parallelfeld JLMOPQ überführt. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld beträgt 75.0° . Das Parallelfeld BCLMPQ und das Parallelfeld JLMOPQ werden entlang des Spannglieds LP überlagert.

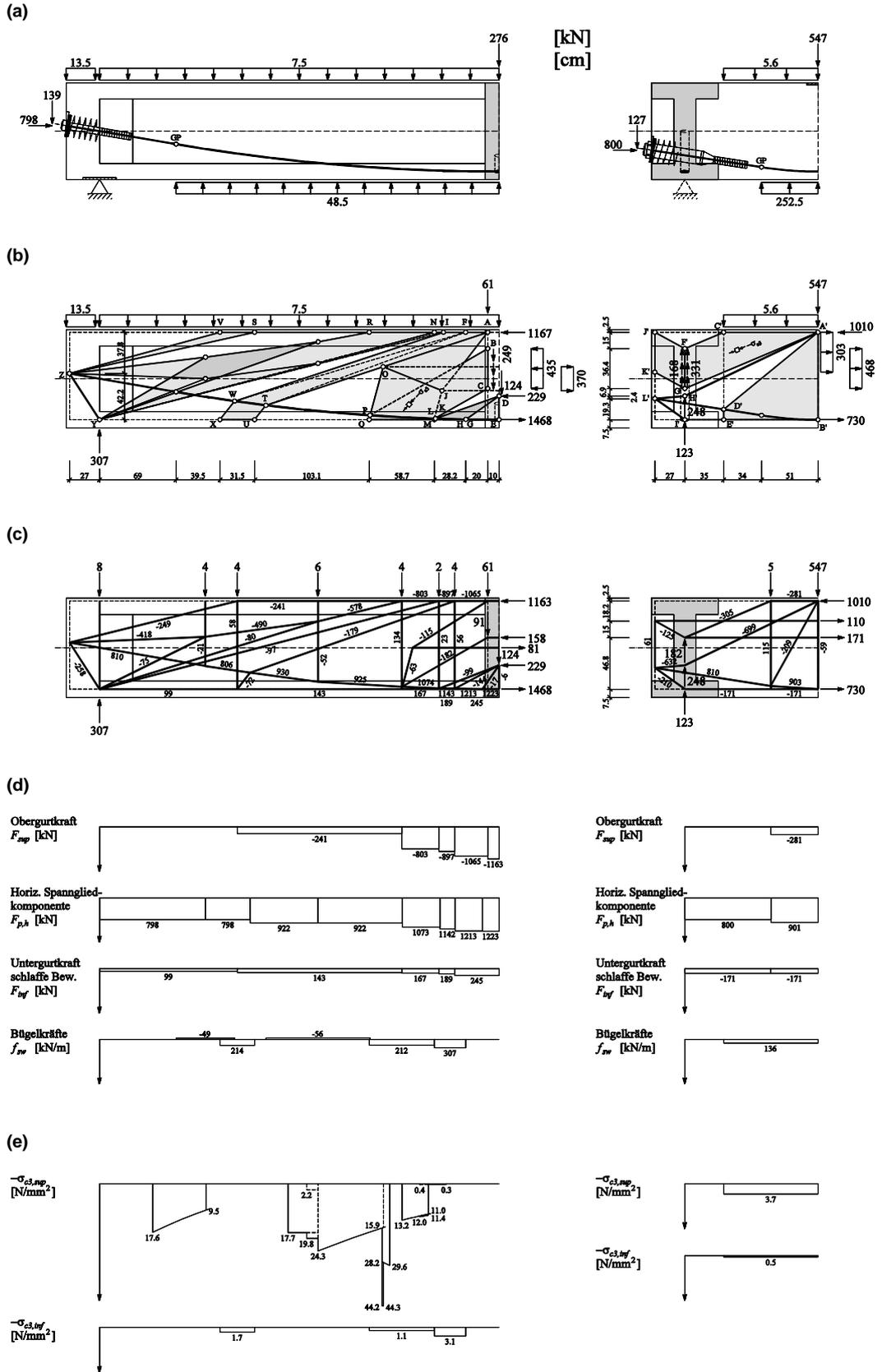


Abb. 39 Längsträger LT 1 (links) und Querträger zu KP 1 (rechts) auf Stufe 3: (a) äussere Kräfte; (b) Spannungsfeldmodell; (c) Fachwerkmodell; (d) Bewehrungskräfte; (e) Betonhauptdruckspannungen.

Die Druckfeldneigung θ_{inf} für das gemeinsame Feld LMPQ zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 80.0° . Die Querkraftbewehrung entlang MQ wird mit 212 kN/m beansprucht. Da die Spanngliedkraft in Punkt P über der Vorspannkraft $P_\infty \approx 810 \text{ kN}$ liegt, wird ein weiteres Spannungsfeld AITUWX ausgebildet. Dieses wird durch die Bügelkraft von 307 kN/m entlang FI und dem Eigengewicht $g = 7.5 \text{ kN/m}$ entlang AI belastet. Das Spannglied ist ab Punkt W bis zum Ankerkopf in Punkt Z mit der Vorspannkraft $P_\infty \approx 810 \text{ kN}$ konstant beansprucht. Daraus folgt, dass der Längsträger *LT 1* in diesem Bereich komprimiert ist. Die am Obergurt entlang NRSV ankommenden Bügelkräfte werden über Druckstreben und Fächer abgetragen, welche mit der Spannkraft im Punkt Z, der Auflagerreaktion im Punkt Y und der schlaffen Bewehrung im Untergurt im Punkt Y im Gleichgewicht stehen. Aufgrund des gekrümmten Spannglieds ergibt sich entlang PT eine Umlenkraft von -56 kN/m und entlang W bis zum Ende des parabolischen Spannkabelverlaufs in Punkt GP eine Umlenkraft von -49 kN/m .

Die grobe Unterteilung des parabolischen Spannkabelverlaufs im komprimierten Bereich in einzelne Polygonsegmente hat keinen grösseren Einfluss auf den inneren Kräfteverlauf. So werden die Bügelkräfte entlang HMQ und UX gut durch die vertikalen Zugstreben approximiert (z.B. entlang UX: $214 \text{ kN/m} \cdot 0.315 \text{ m} = 67 \text{ kN} \approx 58 \text{ kN}$). Die Betonhauptdruckspannungen im komprimierten Bereich des Längsträgers erreichen im Steg direkt unter dem Obergurt einen Maximalwert von $-\sigma_{c3,sup} = 44.3 \text{ N/mm}^2$.

Für die Nachrechnung auf Stufe 3 ergibt sich für den Längsträger *LT 1* ein Verhältnis der errechneten Traglast zum effektiven Versuchswert von $307 \text{ kN} / 351 \text{ kN} = 87\%$.

Längsträger *LT 2*

Abb. 40 zeigt die Nachrechnung der Traglast für den Schubbruch im Längsträger *LT 2* auf Stufe 3. Die Pressenlast auf den Querträger im Punkt A' wird über fünf verschiedene Pfade dem Längsträger übertragen: Direktabstützung auf das Spannglied über die Druckstrebe A'H', Abstützung auf die Aufhängebewehrung über die Druckstrebe A'H'M'J', Direktabstützung entlang A'I' auf die horizontale Verteilbewehrung 20 cm über dem Untergurt, verteilte Lastabtragung über das Parallelfeld A'C'F'G' und verteilte Lastabtragung über das Parallelfeld F'G'K'L'. Die Lastabtragung über die beiden Parallelfelder ist charakterisiert durch die gleichen Bedingungen wie bei Stufe 2. Die Direktabstützung auf das Spannglied von 389 kN in Punkt H' liegt 20.1 cm über dem Untergurt. Sie ist 5.1 cm höher als in Stufe 2 (Abb. 38 (b)) mit einem Abstand von 15 cm über dem Untergurt. Das heisst, die resultierende Druckkraft der Vorspannung in Punkt M' wird umgelenkt und liegt nicht mehr auf der Spanngliedachse.

Die Umlenkung erfolgt mit Hilfe des vertikalen Anteils der Druckstrebe J'M' und der Bügelkraft von 61 kN im äussersten Bügel am Querträgerend. Die Druckstrebe J'M' aktiviert die Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt *KP 2*. Die Druckstrebe entlang A'I' stützt sich direkt mit einer vertikalen Kraft von 31 kN auf die beiden Verteilstäbe $\varnothing 10 \text{ mm}$ ab und wird durch den Bruchwiderstand der Stäbe begrenzt. Das Spannglied wird auf die volle Länge über die Vorspannkraft $P_\infty \approx 810 \text{ kN}$ beansprucht. Im Längsträger *LT 2* wirken die übertragenen Kräfte in vier verschiedenen Steghöhen. Die von der Aufhängebewehrung aufgenommene Kraft von 61 kN ($123 \text{ kN} / 2$) wirkt in Punkt A im Obergurt des Längsträgers, die von den Parallelfeldern übertragene, gleichmässig verteilte Kraft von 249 kN/m ($(168 + 303 \text{ kN/m}) / 2$) wirkt im Steg entlang BCD, die Direktabstützung auf die Verteilbewehrung von 15 kN ($31 \text{ kN} / 2$) wirkt in Punkt E mit einem Abstand von 20 cm zum Untergurt und die direkt auf das Spannglied abgestützte Kraft von 195 kN ($389 \text{ kN} / 2$) greift in Punkt F mit einem Abstand von 20.1 cm zur resultierenden Biegezugkraft von 2123 kN in Punkt G an. Letztere Kraft wird über zwei Fächer in den Längsträger eingebracht. Der erste Fächer FGI bildet ein Spannungsfeld mit gekrümmtem Untergurt (Spannglied) ohne Kraftabtrag in die schlaffe Bewehrung. Der zweite Fächer FIJLO bildet ein Spannungsfeld mit Kraftabtragung sowohl in die vorgespannte als auch in die schlaffe Bewehrung. Der Fächer EIJLO wird dem Fächer FIJLO überlagert.

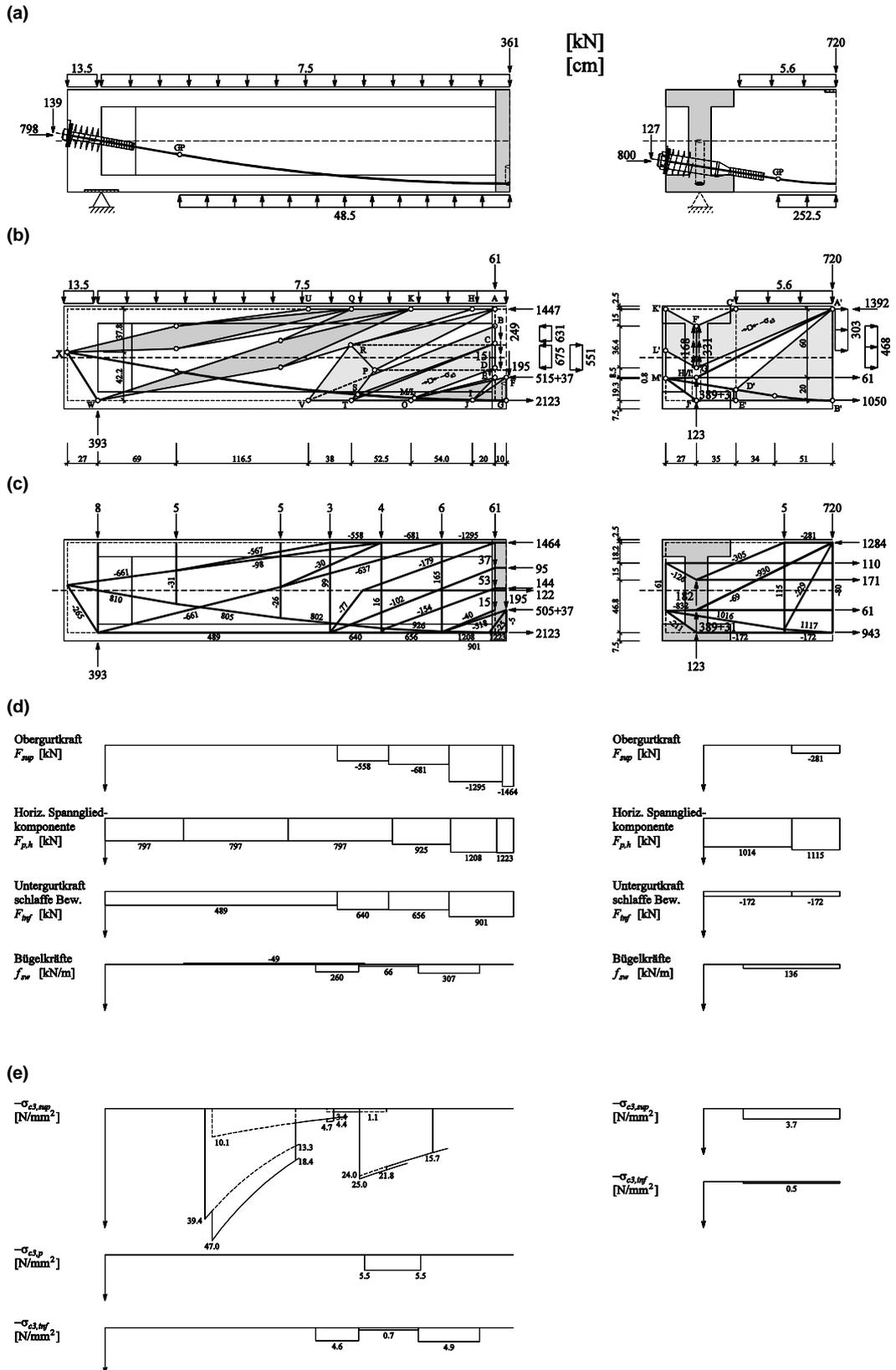


Abb. 40 Längsträger LT 2 (links) und Querträger zu KP 2 (rechts): (a) äussere Kräfte; (b) Spannungsfeldmodell; (c) Fachwerkmodell; (d) Bewehrungskräfte; (e) Betonhauptdruckspannungen.

Die Druckfeldneigung θ_{inf} zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 34.0° . Dabei bezeichnet der Eckpunkt J die Lage des ersten Querkraftbügels $\varnothing 8$ mm ausserhalb des Kreuzungspunktes *KP 2*. Die Querkraftbügel entlang JO werden mit 307 kN/m auf Bruchwiderstandsniveau belastet. Die über die Trägerhöhe verteilt eingeleitete Belastung entlang BCD wird innerhalb zweier Parallelfelder ausgebreitet. Das Parallelfeld CDMOST ist ein Spannungsfeld mit Kraftabtragung sowohl in die vorgespannte als auch in die schlaffe Bewehrung, während sich das Parallelfeld BCVT nur auf die schlaffe Bewehrung abstützt. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld CDMOST beträgt 20.3° . Die Druckfeldneigung θ_{inf} zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 45.0° . Die Querkraftbewehrung entlang OT wird mit 66 kN/m beansprucht. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld BCTV beträgt 21.6° . Die im Obergurt in Punkt A angreifende Kraft wird über den Fächer APR eingeleitet. Dieser Fächer wird durch die horizontale Verteilbewehrung $\varnothing 8$ mm, $s = 220$ mm im Steg (vgl. Abb. 21 (c)) umgelenkt und in das Parallelfeld PTRV überführt. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld beträgt 52.5° . Das Parallelfeld BCTV und das Parallelfeld PTRV werden entlang TV überlagert. Die Querkraftbewehrung entlang TV wird mit 260 kN/m beansprucht. Das Spannglied ist ab Punkt S bis zum Ankerkopf in Punkt X mit der Vorspannkraft $P_\infty \approx 810$ kN konstant beansprucht. Daraus folgt, dass der Längsträger *LT 2* in diesem Bereich komprimiert ist. Die am Obergurt entlang HKQU ankommenden Bügelkräfte werden über Druckstreben und Fächer abgetragen, welche mit der Spannkraft im Punkt X, der Auflagerreaktion im Punkt W und der schlaffen Bewehrung im Untergurt im Punkt W im Gleichgewicht stehen. Aufgrund des gekrümmten Spannglieds ergibt sich entlang S bis zum Ende des parabolischen Spannkabelverlaufs in Punkt GP eine Umlenkraft von -49 kN/m.

Die grobe Unterteilung der parabolischen Spannkabelverlaufs im komprimierten Bereich in einzelne Polygonsegmente hat einen grösseren Einfluss auf den inneren Kräfteverlauf. So werden die Bügelkräfte entlang JOT nur grob durch die vertikalen Zugstreben approximiert (z.B. entlang OT: 66 kN/m $\cdot 0.525$ m = 35 kN $\neq 16$ kN). Die Betonhauptdruckspannungen im komprimierten Bereich des Längsträgers erreichen im Steg direkt unter dem Obergurt einen Maximalwerte von $-\sigma_{c3,sup} = 47.0$ N/mm².

Für die Nachrechnung auf Genauigkeitsstufe 3 ergibt sich für den Längsträger *LT 2* ein Verhältnis der errechneten Traglast zum effektiven Versuchswert von 393 kN / 465 kN = 85% .

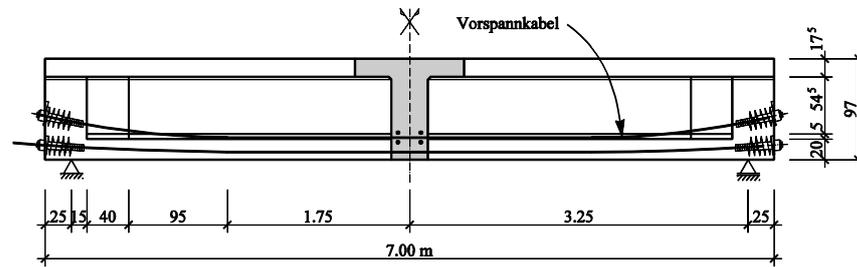
4.3 Versuch Leonhardt, Koch und Rostásy, 1970

4.3.1 Versuchskörper, Materialeigenschaften und Resultate

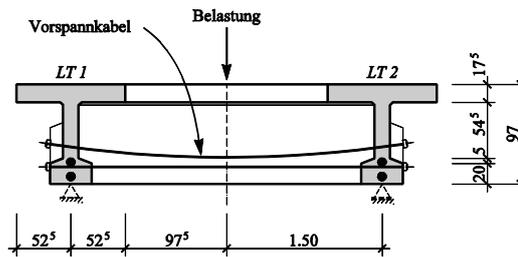
Der grobe Versuchsablauf und die wichtigsten Resultate sind in Kap 2.1.10 zusammengefasst. Die Hauptabmessungen und die Bewehrung sind in Abb. 41 dargestellt. Für detaillierte Informationen wird auf den Versuchsbericht [19] verwiesen.

Im Kreuzungspunkt Querträger/Längsträger *LT 1* wurde eine konzentrierte Aufhängebewehrung von fünf Bügeln $\varnothing 12$ mm eingelegt. Im Kreuzungspunkt von Querträger zu Längsträger *LT 2* war eine Aufhängebewehrung bestehend aus drei Bügeln $\varnothing 10$ mm vorgesehen.

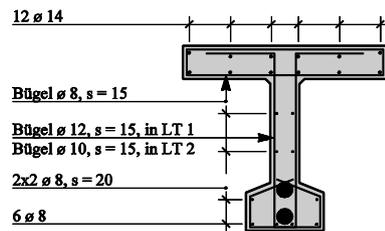
(a)



(b)



(c)



(d)

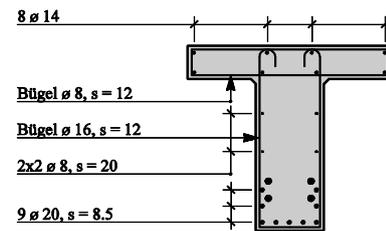


Abb. 41 (a) Geometrie Längsträger und (b) Geometrie Querträger mit Vorspannkabelverlauf; Querschnitte Längsträger (c) und Querträger (d) mit Bewehrungslayout.

Die für die Traglastberechnung benötigten Materialeigenschaften sind nachfolgend kurz aufgeführt. Der verwendete Beton hatte eine Zylinderdruckfestigkeit von $f_c = 34 \text{ N/mm}^2$, siehe Abb. 42.

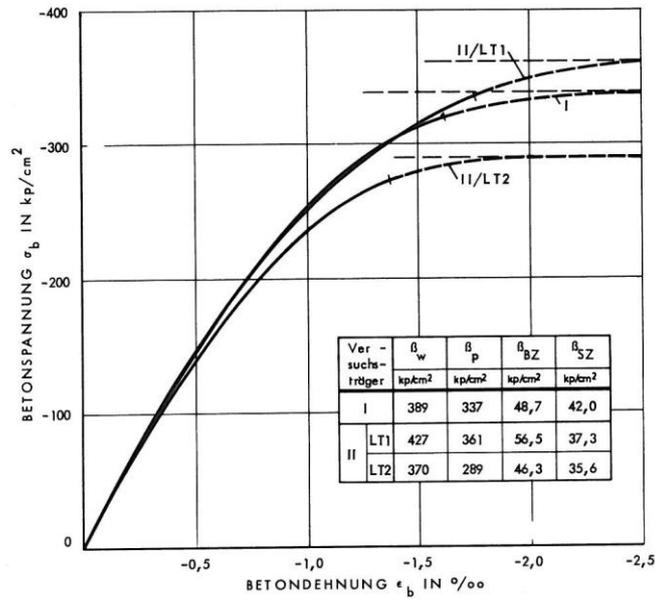


Abb. 42 Spannungs-Dehnungsdiagramm des Betons [19].

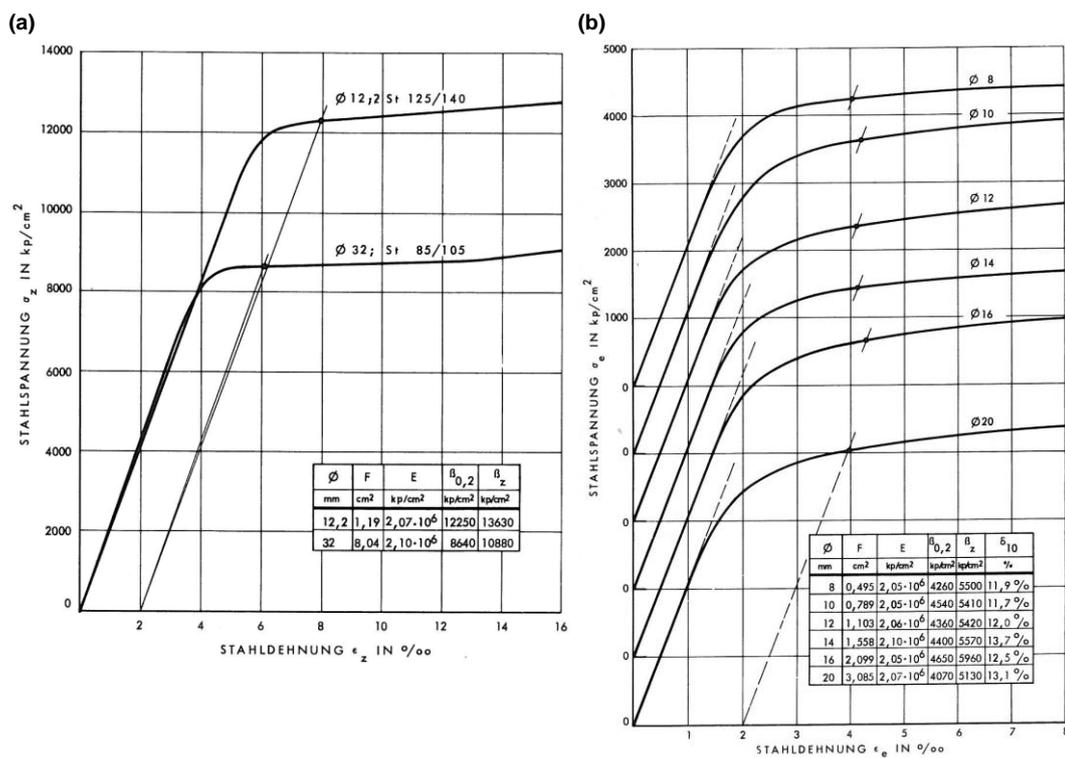


Abb. 43 Spannungs-Dehnungsdiagramme: (a) Spannstahl; (b) Betonstahl [19].

Die Spannglieder der Längsträger bestanden aus je 12 Drähten mit 12.2 mm Durchmesser der Stahlgüte St 125/140 mit an beiden Enden kalt aufgerollten Sondergewinden. Die Spannstäbe St 85/105 der Querträger hatten einen Durchmesser von 32 mm und ein an beiden Enden kalt aufgerolltes Sondergewinde. Die wichtigsten Materialeigenschaften der Bewehrung und der Vorspannung sind in Tab. 2 und Tab. 3 zusammengefasst und die Spannungsdehnungsdiagramme in Abb. 43 abgebildet.

Materialeigenschaften : [mm]	Draht	Stab
	ø 12.2, St 125/140	ø 32, St 85/105
Dynamische Fließgrenze $f_{sy,dyn}$ [N/mm ²]	1201	847
Dynamische Zugfestigkeit $f_{su,dyn}$ [N/mm ²]	1337	1067
Elastizitätsmodul E_p [kN/mm ²]	203	206

Tab. 2 Mechanische Kennwerte des Spannstahls [19].

Materialeigenschaften : [mm]	Stab	Stab	Stab	Stab	Stab	Stab
	ø 8	ø 10	ø 12	ø 14	ø 16	ø 20
Dynamische Fließgrenze $f_{py,dyn}$ [N/mm ²]	418	445	428	431	456	399
Dynamische Zugfestigkeit $f_{pu,dyn}$ [N/mm ²]	539	531	532	546	584	503
Elastizitätsmodul E_s [kN/mm ²]	201	201	202	206	201	203

Tab. 3 Mechanische Kennwerte des Betonstahls [19].

4.3.2 Nachrechnung

Die Nachrechnung wurde für den Versuchsträger VT 1 mit horizontal eingelegten Spannkabeln im Querträger und einer schlaffen Aufhängebewehrung durchgeführt. Auf die Nachrechnung des Versuchsträgers VT 2 wurde verzichtet, da die Entwicklung von Spannungsfeldern für stark gekrümmte Vorspannkabel noch einer vertieften Analyse bedarf. Die Nachrechnung erfolgt auf Genauigkeitsstufe 3. Die im Längs- und Querträger auf zwei Höhen geführten Spannkabel wurden im Schwerpunkt in ein Kabel zusammengefasst.

Längsträger LT 1

Abb. 44 zeigt die Nachrechnung der Traglast für den Biegebruch im Längsträger LT 1. Die Pressenlast auf den Querträger im Punkt A' wird über drei verschiedene Lastpfade dem Längsträger übertragen: Direktabstützung auf das Spannglied und die Aufhängebewehrung über die Druckstrebe A'L', Direktabstützung auf die Aufhängebewehrung über den Fächer A'D'H'L'M' und die verteilte Lastabtragung über das Parallelfeld D'G'J'K'. Die Lastabtragung über das Parallelfeld D'G'J'K' ist beschränkt durch die vorhandene horizontale Verteilbewehrung (ø 8 mm, s = 200 mm) mit 2 x 2 Stäben entlang J'K'. Die mangelhafte Verankerung dieser Stäbe ist durch eine Reduktion der zulässigen Stahlspannung $\sigma_{sd} \leq f_{sd}$ in die Berechnung eingeflossen. Mit einer maximalen Rückhaltekraft von 225 kN/m entlang J'K' ist es möglich eine verteilte Lasteinleitung von 363 kN/m über die Steghöhe J'K' in den Längsträger einzuleiten. Die Druckstrebe A'L' stützt sich in Punkt L' einerseits auf das Spannglied (774 kN) und andererseits auch teilweise auf die Aufhängebewehrung (944 – 774 kN = 170 kN). Im Punkt M' stützt sich eine Kraft von 431 kN auf die Aufhängebewehrung ab. Somit ist die Aufhängebewehrung (5 Bügel ø 12 mm) mit der Bruchlast von 601 kN beansprucht. Der Grund für die Aufteilung der Lastübertragung auf die Aufhängebewehrung liegt in der ebenfalls ungenügenden Verankerung der schlaffen Biegezugbewehrung im Untergurt. Das approximierte Spannglied wird über die volle Länge mit einer Spannkraft grösser als $P_\infty \approx 1826$ kN beansprucht.

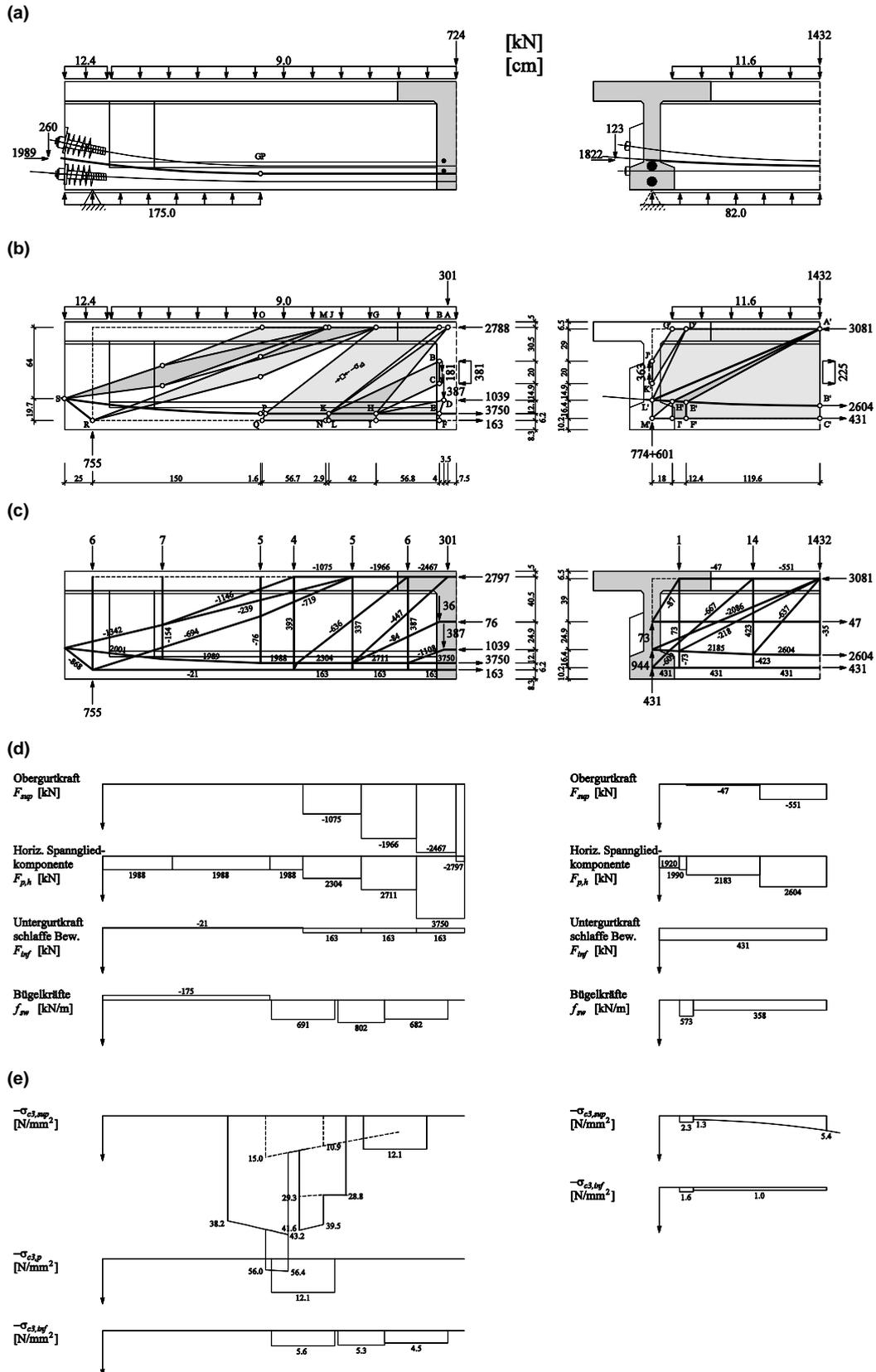


Abb. 44 Längsträger LT 1 (links) und Querträger (rechts): (a) äussere Kräfte; (b) Spannungsfeldmodell; (c) Fachwerkmodell; (d) Bewehrungskräfte; (e) Betonhauptdruckspannungen.

In Längsträger *LT 1* wirken die übertragenen Kräfte in drei verschiedenen Steghöhen. Die von der Aufhängebewehrung aufgenommene Kraft von 301 kN (601 kN / 2) wirkt in Punkt A im Obergurt des Längsträgers, die vom Parallelfeld übertragene verteilte Kraft von 181 kN/m (363 kN/m / 2) wirkt über die Steghöhe entlang BC und die direkt auf das Spannglied abgestützte Kraft von 387 kN (774 kN / 2) greift in Punkt D an. Letztere Kraft wird über den Fächer DEFHI, ein Spannungsfeld für vorgespannte und schlaffe Bewehrung, in den Längsträger eingebracht. Die Druckfeldneigung θ_{inf} zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 90.0°. Dabei bezeichnet der Eckpunkt F die Lage des ersten Schubbügels \varnothing 12 mm, $s = 150$ mm ausserhalb des Kreuzungspunktes. Die Schubbügel entlang FI werden mit 682 kN/m beansprucht. Die Bruchlast der Bügel liegt bei 802 kN/m. Die über die Trägerhöhe verteilt eingeleitete Belastung entlang BC wird über das Parallelfeld BCHIKL ausgebreitet. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld oberhalb des Spannkabels beträgt 25.4°. Die im Obergurt in Punkt A angreifende Kraft wird über den Fächer AHIKL eingeleitet. Das Parallelfeld und der Fächer werden entlang HK überlagert. Die Druckfeldneigung θ_{inf} für das gemeinsame Feld HIKL zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 90.0°. Die vertikale Querkraftbewehrung entlang LI wird mit der Bruchlast von 802 kN/m beansprucht. Da das Spannglied in Punkt K noch über der Vorspannkraft $P_{\infty} \approx 1989$ kN beansprucht ist, wird zusätzlich ein Parallelfeld BGKNPQ auf dieses abgestützt.

Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld oberhalb des Spannkabels beträgt 38.1°. Zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt die Druckfeldneigung $\theta_{inf} = 64.9^\circ$. Diese Neigung ist so eingestellt, dass ab Punkt P bis zum Ankerkopf in Punkt S im Spannglied die Vorspannkraft P_{∞} wirkt. Die am Obergurt entlang GJMO ankommenden Bügelkräfte werden über Druckstreben und Fächer abgetragen, welche mit der Spannkraft im Punkt S, der Auflagerreaktion im Punkt R und der schlaffen Bewehrung im Untergurt im Punkt R im Gleichgewicht sind. Aufgrund des gekrümmten Spannglieds ergibt sich im Bereich des parabolischen Spannkabelverlaufs eine Umlenkkraft von -175 kN/m. Die Lastabtragung im komprimierten Bereich, entlang Spannkabellänge SP, wurde mit Hilfe eines Fachwerkmodells berechnet, vgl. Abb. 44(c).

In Längsträger *LT 1* wirken die übertragenen Kräfte in drei verschiedenen Steghöhen. Die von der Aufhängebewehrung aufgenommene Kraft von 301 kN (601 kN / 2) wirkt in Punkt A im Obergurt des Längsträgers, die vom Parallelfeld übertragene verteilte Kraft von 181 kN/m (363 kN/m / 2) wirkt über die Steghöhe entlang BC und die direkt auf das Spannglied abgestützte Kraft von 387 kN (774 kN / 2) greift in Punkt D an. Letztere Kraft wird über den Fächer DEFHI, ein Spannungsfeld für vorgespannte und schlaffe Bewehrung, in den Längsträger eingebracht. Die Druckfeldneigung θ_{inf} zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 90.0°. Dabei bezeichnet der Eckpunkt F die Lage des ersten Schubbügels \varnothing 12 mm, $s = 150$ mm ausserhalb des Kreuzungspunktes. Die Schubbügel entlang FI werden mit 682 kN/m beansprucht. Die Bruchlast der Bügel liegt bei 802 kN/m. Die über die Trägerhöhe verteilt eingeleitete Belastung entlang BC wird über das Parallelfeld BCHIKL ausgebreitet. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld oberhalb des Spannkabels beträgt 25.4°. Die im Obergurt in Punkt A angreifende Kraft wird über den Fächer AHIKL eingeleitet. Das Parallelfeld und der Fächer werden entlang HK überlagert. Die Druckfeldneigung θ_{inf} für das gemeinsame Feld HIKL zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 90.0°. Die vertikale Querkraftbewehrung entlang LI wird mit der Bruchlast von 802 kN/m beansprucht. Da das Spannglied in Punkt K noch über der Vorspannkraft $P_{\infty} \approx 1989$ kN beansprucht ist, wird zusätzlich ein Parallelfeld BGKNPQ auf dieses abgestützt. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld oberhalb des Spannkabels beträgt 38.1°. Zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt die Druckfeldneigung $\theta_{inf} = 64.9^\circ$. Diese Neigung ist so eingestellt, dass ab Punkt P bis zum Ankerkopf in Punkt S im Spannglied die Vorspannkraft P_{∞} wirkt. Die am Obergurt entlang GJMO ankommenden Bügelkräfte werden über Druckstreben und Fächer abgetragen, welche mit der Spannkraft im Punkt S, der Auflagerreaktion im Punkt R und der schlaffen Bewehrung im Untergurt im Punkt R im Gleichgewicht sind. Aufgrund des gekrümmten Spannglieds ergibt sich im Bereich des parabolischen Spannkabelverlaufs eine

Umlenkraft von -175 kN/m . Die Lastabtragung im komprimierten Bereich, entlang Spannkabellänge SP, wurde mit Hilfe eines Fachwerkmodells berechnet, vgl. Abb. 44(c).

Die Betonhauptdruckspannungen im komprimierten Bereich des Längsträgers erreichen im Steg direkt unter dem Obergurt einen Maximalwert von $-\sigma_{c3,sup} = 56.4 \text{ N/mm}^2$.

Für die Nachrechnung ergibt sich für den Längsträger *LT1* ein Verhältnis der errechneten Traglast zum effektiven Versuchswert von $755 \text{ kN} / 944 \text{ kN} = 80\%$.

Längsträger *LT2*

Abb. 45 zeigt die Nachrechnung der Traglast für den Aufhängebruch im Längsträger *LT2*. Die Pressenlast auf den Querträger im Punkt A' wird über drei verschiedene Arten dem Längsträger übertragen: Direktabstützung auf das Spannglied über die Druckstrebe B'L', Direktabstützung auf die Aufhängebewehrung über den Fächer A'E'M'N' und die verteilte Lastabtragung über das Parallelfeld E'H'K'L'. Die Lastabtragung über das Parallelfeld E'H'K'L' ist charakterisiert durch die gleichen Bedingungen wie in Längsträger *LT1*. Die Druckstrebe B'M' stützt sich in Punkt M' mit einer vertikalen Kraft von 815 kN auf das Spannglied ab.

Die Aufhängebewehrung (3 Bügel $\varnothing 10 \text{ mm}$) wird im Punkt N' mit der Bruchlast von 250 kN belastet. Das approximierte Spannglied wird im Punkt M' mit der Vorspannkraft von $P_{\infty} \approx 1826 \text{ kN}$ beansprucht, danach wird die Kraft im Spannglied über die volle Länge kontinuierlich gesteigert.

Im Längsträger *LT2* wirken die übertragenen Kräfte auf drei verschiedenen Steghöhen. Die von der Aufhängebewehrung aufgenommene Kraft von 125 kN ($250 \text{ kN} / 2$) wirkt im Punkt A im Obergurt des Längsträgers, die vom Parallelfeld übertragene verteilte Kraft von 181 kN/m ($363 \text{ kN/m} / 2$) wirkt über die Steghöhe entlang BC und die direkt auf das Spannglied abgestützte Kraft von 408 kN ($815 \text{ kN} / 2$) greift im Punkt D an. Die letztere Kraft wird über den Fächer DEFKL, ein Spannungsfeld für vorgespannte und schlaffe Bewehrung, in den Längsträger eingebracht. Die Druckfeldneigung θ_{inf} zwischen Spannglied und schlaff bewehrtem Untergurt beträgt 78.9° . Dabei bezeichnet der Eckpunkt F die Lage des ersten Querkraftbügels $\varnothing 10 \text{ mm}$, $s = 150 \text{ mm}$ ausserhalb des Kreuzungspunktes. Die Querkraftbügel entlang FL werden mit der Bruchlast von 556 kN/m beansprucht. Die über die Trägerhöhe verteilt eingeleitete Belastung entlang BC wird über das Parallelfeld BCNL ausgebreitet. Die Druckfeldneigung θ im Parallelfeld beträgt 20.6° . Die im Obergurt in Punkt A angreifende Kraft wird über den Fächer AHJ eingeleitet. Dieser Fächer wird durch die horizontale Verteilbewehrung $\varnothing 8 \text{ mm}$, $s = 200 \text{ mm}$ im Steg (vgl. Abb. 41 (c)) umgelenkt und in das Parallelfeld HLJN überführt. Die Druckfeldneigung θ in diesem Parallelfeld beträgt 43.0° . Das Parallelfeld BCLN und das Parallelfeld HLJN werden entlang NL überlagert. Die Querkraftbewehrung entlang NL wird mit 303 kN/m beansprucht. Ab Punkt K bis zum Ankerkopf in Punkt P wirkt auf dem Spannkabel die Vorspannkraft $P_{\infty} \approx 1989 \text{ kN}$. Die am Obergurt entlang GIM ankommenden Bügelkräfte werden über Druckstreben und Fächer abgetragen, welche mit der Spannkraft im Punkt P, der Auflagerreaktion im Punkt O und der schlaffen Bewehrung im Untergurt im Punkt O im Gleichgewicht sind. Aufgrund des gekrümmten Spannglieds ergibt sich im Bereich des parabolischen Spannkabelverlaufs eine Umlenkraft von -175 kN/m .

Die Betonhauptdruckspannungen im komprimierten Bereich des Längsträgers erreichen im Steg direkt unter dem Obergurt einen Maximalwert von $-\sigma_{c3,sup} = 54.6 \text{ N/mm}^2$.

Für die Nachrechnung ergibt sich für den Längsträger *LT2* ein Verhältnis der errechneten Traglast zum effektiven Versuchswert von $601 \text{ kN} / 822 \text{ kN} = 73\%$.

Anhänge

I	Grundlagen zur Spannungsfeldberechnung	71
I.1	Spannungsfelder ohne Vorspannung	71
I.1.1	Einzelne Druckstrebe	71
I.1.2	Parallelfeld.....	71
I.1.3	Zentrierter Fächer	71
I.2	Spannungsfelder mit Vorspannung.....	72
I.2.1	Parallele Spannungsfelder	72
I.2.2	Zentrierte Fächer	73

I Grundlagen zur Spannungsfeldberechnung

I.1 Spannungsfelder ohne Vorspannung

I.1.1 Einzelne Druckstrebe

Aus den Gleichgewichtsbedingungen am Schnittkörper in Abb. 25 (a) ergeben sich die Beziehungen für den Kraftzuwachs der Obergurtkraft zu

$$\frac{dF_{\text{sup}}}{dx} = -(q + f_w) \cot \theta(x), \quad (1.1)$$

sowie für die Hauptdruckspannung in der Stegscheibe zu

$$-\sigma_{c3} = \frac{q + f_w}{b_w} (1 + \cot^2 \theta(x)). \quad (1.2)$$

Die Berechnung des Kraftzuwachses der Untergurtkraft erfolgt analog.

I.1.2 Parallelfeld

In Parallelfeldern bleibt θ über die gesamte Spannungsfeldbreite konstant. Somit ergeben die Gleichgewichtsbedingungen am Schnittkörper in Abb. 25 (b) die Beziehungen für die Obergurtkraft am Rand des Parallelfelds zu

$$F_{\text{sup},r} = F_{\text{sup},l} - f_{w,l} \cot^2 \theta d_v, \quad (1.3)$$

sowie für die Spannung in der vertikalen Querkraftbewehrung zu

$$f_{w,r} = f_{w,l} - q. \quad (1.4)$$

Die Berechnung der Untergurtkraft am Rand des Parallelfelds erfolgt analog. Mit den Beziehungen (1.1) und (1.2) kann gezeigt werden, dass die Veränderung der Ober- bzw. Untergurtkraft linear verläuft und die Hauptdruckspannungen in der Stegscheibe konstant sind.

I.1.3 Zentrierter Fächer

In fächerartigen Spannungsfeldern ist θ variabel. Aus den Gleichgewichtsbedingungen am Schnittkörper in Abb. 25 (c) ergeben sich die Beziehungen für die Obergurtkraft am Rand des zentrierten Endfächers zu

$$F_{\text{sup},r} = F_{\text{sup},l} - \frac{Q}{2} \cot \theta_r, \quad (1.5)$$

sowie für die Spannung in der vertikalen Querkraftbewehrung zu

$$f_{w,r} = \frac{Q}{\cot \theta_r d_v} - q. \quad (I.6)$$

Die Berechnung der Untergurkraft am Rand des zentrierten Endfächers erfolgt analog. Aus den Beziehungen (I.1) und (I.2) resultiert, dass die Veränderung der Obergurkraft einen quadratischen Verlauf aufweist. Die Hauptdruckspannung in der Stegscheibe variiert in x - und z -Richtung wie folgt

$$\sigma_{c3}(x,z) = \frac{q + f_{w,r}}{b_w} \left[1 + \left(\frac{x}{z} \right)^2 \right] \frac{d_v}{z}. \quad (I.7)$$

I.2 Spannungsfelder mit Vorspannung

I.2.1 Parallele Spannungsfelder

Bei einem Parallelfeld unterhalb des Spannkabels, $\theta_{inf} = \text{konstant}$ und einem Spannungsfeld mit parallelen Begrenzungen oberhalb des Spannkabels, $\theta_l = \theta_r = \theta$, folgen aus den Gleichgewichtsbedingungen am Schnittkörper in Abb. 25 (d) die Beziehungen am Rand der Spannungsfelder für die Vorspannkraft

$$P_{h,l} = P_{v,l} u(x_l) = \frac{P_{h,r} [u(x_r)(k + x_r) + z(x_r)] + (f_{w,r} + q) c \left[k + \frac{c}{2} \right]}{[u(x_l)(k + x_l) + z(x_l)]}, \quad (I.8)$$

für die Spannung in der vertikalen Querkraftbewehrung

$$f_{w,l} = \frac{P_{h,r} u(x_r) - P_{h,l} u(x_l) + (f_{w,r} + q) c}{a}, \quad (I.9)$$

für die Obergurkraft

$$F_{sup,l} = F_{sup,r} - P_{h,l} + P_{h,r} + f_{w,l} a \cot \theta_{inf}, \quad (I.10)$$

sowie für die Untergurkraft

$$F_{inf,l} = F_{inf,r} - f_{w,l} a \cot \theta_{inf} \quad (I.11)$$

mit

$$k = \cot \theta_{inf} d_v - \frac{a}{2} - c \quad (I.12)$$

und

$$u(x) = -\frac{dz(x)}{dx}. \quad (I.13)$$

$z(x)$ beschreibt die Lage des Spannglieds. Im Spannungsfeld oberhalb des Spannglieds ändert sich θ mit x . Der Verlauf der Gurtkräfte sowie die Hauptdruckspannungen in der Stegscheibe lassen sich aus den Beziehungen (I.1) und (I.2) ermitteln. Unterhalb des Spannglieds entspricht der Verlauf demjenigen in den Parallelfeldern ohne Vorspannung. Der qualitative Verlauf des Spannungsfelds oberhalb des Spannglieds ist in Abb. 25 (d) ersichtlich.

I.2.2 Zentrierte Fächer

Bei einem zentrierten Fächer oberhalb und einem parallelen Spannungsfeld unterhalb des Spannkabels folgen aus den Gleichgewichtsbedingungen am Schnittkörper in Abb. 25 (e) die Beziehungen am Rand der Spannungsfelder für die Vorspannkraft

$$P_{h,l} = P_{v,l}u(x_l) = \frac{P_{h,r} [u(x_r)(k + x_r) + z(x_r)] + Qk}{[u(x_l)(k + x_l) + z(x_l)]}, \quad (I.14)$$

und für die Spannung in der vertikalen Querkraftbewehrung

$$f_{w,l} = \frac{P_{h,r}u(x_r) - P_{h,l}u(x_l) + Q}{a}. \quad (I.15)$$

Die Obergurt- und Untergurtkraft ergeben sich aus (I.10) und (I.11). Der Verlauf der Untergurtkraft sowie die Hauptdruckspannungen in der Stegscheibe lassen sich aus den Beziehungen (I.1) und (I.2) ermitteln und besitzen die gleichen Eigenschaften wie in Parallelfeldern bzw. Fächern ohne Vorspannung.

Abkürzungen

Begriff	Bedeutung
F	Gurtkraft
P	Vorspannkraft
Q	Einzellast
a, c	Abmessungen
b_w	Stegscheibenbreite
d_v	statischer Hebelarm
f_w	Spannung in der vertikalen Querkraftbewehrung
q	konstant verteilte Linienlast
x, z	Koordinaten
θ	Spannungsfeldneigung
σ_{c3}	Hauptspannung in der Stegscheibe
F	Gurtkraft
P	Vorspannkraft
Q	Einzellast
a, c	Abmessungen
b_w	Stegscheibenbreite
d_v	statischer Hebelarm

Literaturverzeichnis

Normen

- [1] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, „**Norm SIA 162: 1989 (Teilrevision 1993) – Betonbauten**“, Zürich, 1993, 85 pp.
- [2] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA, „**Norm SIA 262: 2003 – Betonbau**“, Zürich, 2003, 90 pp.

Dokumentationen

- [3] Baumann, T., Rüschi, H., „**Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung, Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens**“, TH München, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 210, Berlin 1970, pp. 1–41.
- [4] Büeler, Ch., „**Tragverhalten indirekt gelagerter Stahlbetonträger**“, *CC Konstruktiver Ingenieurbau, Hochschule Luzern – Technik & Architektur*, Master-Thesis, 2011, 104 pp.
- [5] Büeler, Ch. und Thoma, K., „**Indirekt gelagerter Spannbetonträger – Versuchsbericht**“, *CC Konstruktiver Ingenieurbau, Hochschule Luzern – Technik & Architektur*, Bericht, 2010, 61 pp.
- [6] Büeler, Ch., Thoma K., „**Indirectly Supported Bridges – Large-Scale Experiment**“, 34th IABSE Symposium, Venice, Sept. 2010, 8 pp.
- [7] Egli, P., „**Tragwerksnormen 1892–1956: eine Sammlung der in der Schweiz zwischen 1892 und 1956 erlassenen Verordnungen, Vorschriften und Normen für Tragwerke aus Stahl, Beton, Mauerwerk und Holz**“, SIA, Zürich, 1994, 312 pp.
- [8] Ferguson, Ph. M., „**Some Implications of Recent Diagonal Tension Tests**“, *Journal of the American Concrete Institute ACI*, Proc. Vol. 53, Title No. 53-8, August 1956, pp. 157-172.
- [9] Fernández Ruiz M., Muttoni A., „**On Development of Suitable Stress Fields for Structural Concrete**“, *ACI, Structural Journal*, Vol. 104 n°4, Farmington Hills, USA, 2007, pp. 495-502.
- [10] Fernandez Ruiz, M., Vaz Rodrigues, R., Muttoni, A., „**Bemessung und Nachweis der Fahrbahnplatten von Strassenbrücken (französisch)**“, Bundesamt für Strassen, Bericht Nr. 636, 2009, 53 pp.
- [11] Gaede, H., „**Zur Frage des Einflusses der Ausbildung der Auflager auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken**“, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 187, Berlin, 1966, 29 pp.
- [12] Kaufmann, W., „**Strength and Deformations of Structural Concrete Subjected to In-Plane Shear and Normal Forces**“, *Institut für Baustatik und Konstruktion IBK, ETH Zuerich*, Bericht Nr. 234, Birkhaeuser Verlag, Basel, July 1998, 147 pp.
- [13] Kun, St., „**Gefährdete Strassenbrücken**“, *Tec21*, sia, Nr. 15, Zürich, April 2011, pp. 26–29.
- [14] Kupfer, H., „**Erweiterung der Mörsch’schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit**“, *Vortrag auf dem Schub-Kolloquium*, Stuttgart, Oktober 1962, 57 pp.
- [15] Kupfer, H., „**Zusammenhang zwischen Momentendeckung und Schubsicherung beim schlanken Plattenbalken**“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Jg. 62, Berlin, 1967, pp. 238–245.
- [16] Leonhardt, F. und Mönning, E., „**Vorlesungen über Massivbau – Erster Teil, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau**“, Springer Verlag, Berlin, 1973, 303 pp.
- [17] Leonhardt, F., „**Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbetontragwerken**“, *Der Bauingenieur*, Jahrgang 40, Heft 1, Berlin, 1965, pp. 1–15.
- [18] Leonhardt, F., Koch, R., Rostásy, F. S., „**Aufhängebewehrung bei indirekter Lasteintragung von Spannbetonträgern, Versuchsbericht und Empfehlungen**“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Heft 10, Jg. 66, Berlin, Oktober 1971, pp. 233–241.
- [19] Leonhardt, F., Koch, R., Rostásy, F. S., „**Schubversuche an Spannbetonträgern**“, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 227, Berlin, 1973, 179 pp.
- [20] Leonhardt, F., Walther, R., „**Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung**“, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 152, Berlin, 1962, 71 pp.
- [21] Leonhardt, F., Walther, R., „**Wandartige Träger**“, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 178, Berlin, 1966, 159 pp.
-

-
- [22] Leonhardt, F., Walther, R., Dilger, W., „**Schubversuche an indirekt gelagerten, einfeldrigen und durchlaufenden Stahlbetonbalken**“, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 201, Berlin, 1968, 69 pp.
-
- [23] Lundgren, H., „**Cylindrical Shells: Volume 1 – Cylindrical Roofs**“, *Danish Technical Press*, Institution of Danish Civil Engineers, Copenhagen, 1949, 360 pp.
-
- [24] Mattock, A.H. und Kumar, A., „**Flexural Reinforcement Stress in an Indirectly Supported Reinforced Concrete Beam**“, *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No.4, July-August 1992, pp. 398–404.
-
- [25] Mattock, A.H. und Shen, J.F., „**Joints between Reinforced Concrete Members of Similar Depth**“, *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No.3, May-June 1992, pp. 290–295.
-
- [26] Mörsch, E., *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*, Fünfte Auflage, 1. Band, 2. Hälfte, Wayss & Freytag AG, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1922, 460 pp.
-
- [27] Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., „**Design Through an Incremental Approach: The Swiss Experience**“, *Joint IABSE-fib Conference*, Dubrovnik, Croatia, 2010, 8 pp.
-
- [28] Muttoni, A., Fernández Ruiz, M. und Kostic, N., „**Champs de contraintes et méthode des bielles-et-tirants–Applications dans la conception et le dimensionnement des structures en béton armé**“, *École Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL*, 2011, 116 pp.
-
- [29] Muttoni, A., Schwartz, J., Thuerlimann, B., *Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern*, Birkhaeuser Verlag, Basel, Schweiz, 1997, pp. 145.
-
- [30] Nielsen, M.P., „**On the Strength of Reinforced Concrete Discs**“, *The Danish Academy of Technical Sciences*, Copenhagen, 1969, 261 pp.
-
- [31] Rausch, E., „**Zur Schubsicherung im Stahlbetonbau**“, *Der Bauingenieur*, Jg. 38, Heft 7, Berlin, Juli 1963, pp. 257–262.
-
- [32] Rüschi, H., „**Über die Grenzen der Anwendbarkeit der Fachwerkanalogie bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbeton**“, *Ehrenbuch "Amici et alumni" für Professor Campus*, Paris, 1964, pp. 281–300.
-
- [33] Stoffel, Ph., „**Zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Stahlbetonbauten**“, *Institut für Baustatik und Konstruktion IBK*, ETH Zürich, Bericht Nr. 251, Juli 2000, 185 pp.
-
- [34] Stoffel, Ph., Marti, P., „**Europabrücke: Modellversuche**“, *Schweizer Ingenieur und Architekt*, Heft Nr. 19, 9. Mai 1997, pp. 369–373.
-
- [35] Taylor, R., „**Some shear tests on reinforced concrete beams without shear reinforcement**“, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 12, Nr. 36, London, November 1960, pp. 145–154.
-
- [36] Thoma, K., Büeler, Ch., „**Indirectly supported bridges – Risk of brittle failure?**“, *Proceedings, 3. fib International Congress*, Washington D.C., 2010, 10 pp.
-
- [37] Trinh, K. L. J., „**Appui mutuel en Té de poutres en béton armé**“, *Faculté des Sciences de l'Université de Paris*, Paris, Oktober 1970, 58 pp.
-
- [38] Vogt, R., Kugler, R., Rutishauser, W., Ingold, J., „**Europabrücke: Bauwerkszustand und Erhaltungsmassnahmen**“, *Schweizer Ingenieur und Architekt*, Heft Nr. 19, Zürich, 9. Mai 1997, pp. 360–365.
-

Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 31.05.2012

Grunddaten

Projekt-Nr.: AGB 2008/002

Projekttitel: Indirekt gelagerte Betonbrücken - Interaktion Längs-/Querträger

Enddatum: 31.05.2012

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Geschichtlicher Rückblick

Erste Versuche zur indirekten Lagerung erfolgten Mitte des 20sten Jahrhunderts. Daraus wurden nebst aufwändigen Versuchsserien zahlreiche Berechnungsmodelle entwickelt, worunter Leonhardts Modell der „Verminderten Schubdeckung“ eine wesentliche Rolle spielte. Ende 1990er Jahre erfolgten im Zusammenhang mit der Zustandserfassung der Europabrücke an der ETH Zürich Modellversuche der indirekt gelagerten Brückenteile und Nachrechnungen anhand Spannungsfeldern und Bruchmechanismen. 2009 wurde an der Hochschule Luzern – Technik & Architektur ein indirekt gelagerter Spannbetonbalken untersucht und aus den Versuchsergebnissen erweiterte Spannungsfeldmodelle entwickelt.

Theoretischer Hintergrund

Im Kreuzungspunkt der Längs- und Querträger werden die Kräfte mittels zentrierter Fächer zur Aufhängebewehrung geführt und von dort weitergeleitet. Die Ausbildung der Fächer erfordert in den Gurten der Träger eine Längsbewehrung. Bei fehlender Aufhängebewehrung werden die Kräfte kontinuierlich über ein Parallelfeld in den Querträger eingeleitet, wobei über die Höhe der Einleitungszone eine verteilte, horizontale Rückhaltebewehrung erforderlich ist. Eine Vorspannung mit gekrümmtem Spanngliedverlauf im Querträger ermöglicht eine Reduktion bzw. einen Ersatz der Aufhängebewehrung im Kreuzungspunkt.

Versuchsnachrechnung

Die Entwicklung von Spannungsfeldmodellen für die Bemessung, statische Überprüfung oder die Nachrechnung von Bauteilversuchen erfolgt vorzugsweise inkrementell bzw. schrittweise. Es empfiehlt sich, die zu untersuchenden Strukturen ausgehend von einfachen und übersichtlichen Spannungsfeldmodellen hin zu komplexen bzw. sehr aufwendig zu lösenden Spannungsfeldmodellen weiterzuentwickeln.

Zielerreichung:

Die Ziele bezüglich:

- Dokumentation der Regel der Baukunde bzw. des Stands der Technik.
- Nachrechnung der Versuche von Leonhardt/Rostásy [Leonhardt/Koch/Rostásy].
- Nachrechnung des Versuchs von Büeler/Thoma [Büeler/Thoma].
- Erarbeitung von Beispiellösungen als Leitfaden für die statische Überprüfung.

wurden erfüllt.

Folgerungen und Empfehlungen:

Hinweise zu Bemessungsregeln:

- Die Bemessungsregel der „verminderten Schubdeckung“ nach Leonhardt [Leonhardt] hat zur Folge, dass aufgrund der reduzierten Aufhängebewehrung einerseits nicht der volle Biege Widerstand aktiviert werden kann, andererseits müssen die Kräfte über Parallelfelder in den Querträger eingeleitet werden. Auf Grund dessen ist die Traglast des Systems vom Bewehrungslayout im Längs- und Querträger abhängig.
- Wird die volle Beanspruchung im Kreuzungspunkt Längsträger/Querträger mit Hilfe einer Aufhängebewehrung aufgehängt, können der Längsträger und der Querträger statisch unabhängig voneinander untersucht werden. Damit wird auch den Forderungen der Norm SIA 262-2003 [SIA] Rechnung getragen.
- Die konstruktive Ausbildung im Bereich des Kreuzungspunktes Längsträger/Querträger bedarf besonderer Beachtung.

Hinweise zur statischen Überprüfung:

- Die Untersuchung des Kraftflusses im Bereich indirekter Lagerung muss zwingend auf Basis von Spannungsfeldmodellen erfolgen, wie dies die Norm SIA 262-2003 [SIA] vorschreibt.
 - Es ist empfehlenswert bei der Entwicklung von Spannungsfeldmodellösungen stufenweise vorzugehen – vom groben zum verfeinerten Modell. Der Zeitaufwand für detaillierte Lösungen ist beträchtlich.
 - Müssen Tragreserven aktiviert werden, ist die Vorspannung als Widerstand zu betrachten.
 - Zur Aufhängebewehrung dürfen nur diejenigen Bewehrung angerechnet werden, welche im Kreuzungsbereich des Längsträger/Querträger angeordnet sind.
- Hinweise zu möglichen Forschungstragen:
- Das Verformungsvermögen der plastischen Gelenke im Bereich indirekter Lagerung mit unzureichender Aufhängebewehrung sollte untersucht werden.
 - Für Brücken mit einem sehr hohen Vorspanngrad in Kombination mit geringen Schubbewehrungsgehalten im Längs- und Querträger ist zu vermuten, dass die Querkrafttragfähigkeit mit Spannungsfeldmodellen unterschätzt wird. Diese Fragestellung müsste sowohl experimentell als auch theoretisch diskutiert werden.
 - Der indirekte Lastabtrag für mehrzeilige Kastenträger könnte eine mögliche Forschungsfrage sein.

Publikationen:

- [Büeler/Thoma] Büeler, Ch. und Thoma, K., „Indirekt gelagerter Spannbetonträger – Versuchsbericht“, CC Konstruktiver Ingenieurbau, Hochschule Luzern – Technik & Architektur, Bericht, 2010, 61 pp.
- [Leonhardt] Leonhardt, F., „Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbetontragwerken“, Der Bauingenieur, Jahrgang 40, Heft 1, Berlin, 1965, pp. 1–15.
- [Leonhardt/Koch/Rostásy] Leonhardt, F., Koch, R., Rostásy, F. S., „Schubversuche an Spannbetonträgern“, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 227, Berlin, 1973, 179 pp.
- [SIA] SIA, Norm SIA 262: 2003 – Betonbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2003, 90 pp.

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Thoma

Vorname: Karel

Amt, Firma, Institut: Hochschule Luzern - Technik & Architektur, CC Konstruktiver Ingenieurbau

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:





Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Mit dem Projekt AGB 2008/002 "indirekt gelagerte Betonbrücken – Interaktion Längs-/Querträger" wurden die aktuellen Möglichkeiten zur Modellierung des Tragverhaltens von indirekt gelagerten Stahlbetontragwerken nach dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie mit Hilfe von Spannungsfeldern dargelegt. Das Ziel der Arbeit war es, die Möglichkeiten der Analyse mit Spannungsfeldern mit unterschiedlichem Vertiefungs- und Detaillierungsgrad im Rahmen eines Sachstandsberichts darzulegen und eine Validierung der Methode an Experimenten vorzunehmen. Dieses Ziel wurde erreicht und es wurde gezeigt, dass für die zuverlässige Abbildung des Tragverhaltens mit Spannungsfeldern bei komplexen Systemen ein erheblicher Aufwand erforderlich ist.

Umsetzung:

Die dargestellten Lösungen können als Ansatz für die Behandlung entsprechender Fragestellungen dienen. Der Sachstandsbericht zeigt die dazu erforderlichen Schritte auf und ermöglicht den Einstieg in die statische Analyse indirekt gelagerter Betontragwerke mittels Spannungsfeldern.

weitergehender Forschungsbedarf:

Da die statische Analyse komplexer Fragestellungen mit Spannungsfeldern mit grossem Aufwand verbunden ist, wurde mit AGB 2009-009 ein weiteres Projekt lanciert mit dem Ziel einer computerunterstützten Methode für die Spannungsfeldanalyse zu entwickeln.

Einfluss auf Normenwerk:

Kein Einfluss auf das Normenwerk

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Fürst

Vorname: Armand

Amt, Firma, Institut: AGB, Begleitkommission C

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

sig. A. Fürst



Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1422	ASTRA 2011/006_OBF	Fracture processes and in-situ fracture observations in Gipskeuper	2013
1421	VSS 2009/901	Experimenteller Nachweis des vorgeschlagenen Raum- und Topologiemodells für die VM-Anwendungen in der Schweiz (MDATrafo)	2013
1420	SVI 2008/003	Projektierungsfreiräume bei Strassen und Plätzen	2013
1419	VSS 2001/452	Stabilität der Polymere beim Heisseinbau von PmB-haltigen Strassenbelägen	2013
1416	FGU 2010/001	Sulfatwiderstand von Beton: verbessertes Verfahren basierend auf der Prüfung nach SIA 262/1, Anhang D	2013
1415	VSS 2010/A01	Wissenslücken im Infrastrukturmanagementprozess "Strasse" im Siedlungsgebiet	2013
1414	VSS 2010/201	Passive Sicherheit von Tragkonstruktionen der Strassenausstattung	2013
1413	SVI 2009/003	Güterverkehrsintensive Branchen und Güterverkehrsströme in der Schweiz Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz Teilprojekt B1	2013
1412	ASTRA 2010/020	Werkzeug zur aktuellen Gangliniennorm	2013
1411	VSS 2009/902	Verkehrstelematik für die Unterstützung des Verkehrsmanagements in ausserordentlichen Lagen	2013
1410	VSS 2010/202_OBF	Reduktion von Unfallfolgen bei Bränden in Strassentunneln durch Abschnittsbildung	2013
1409	ASTRA 2010/017_OBF	Regelung der Luftströmung in Strassentunneln im Brandfall	2013
1408	VSS 2000/434	Vieillissement thermique des enrobés bitumineux en laboratoire	2012
1407	ASTRA 2006/014	Fusion des indicateurs de sécurité routière : FUSAIN	2012
1406	ASTRA 2004/015	Amélioration du modèle de comportement individuel du Conducteur pour évaluer la sécurité d'un flux de trafic par simulation	2012
1405	ASTRA 2010/009	Potential von Photovoltaik an Schallschutzmassnahmen entlang der Nationalstrassen	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1404	VSS 2009/707	Validierung der Kosten-Nutzen-Bewertung von Fahrbahn-Erhaltungsmassnahmen	2012
1403	SVI 2007/018	Vernetzung von HLS- und HVS-Steuerungen	2012
1402	VSS 2008/403	Witterungsbeständigkeit und Durchdrückverhalten von Geokunststoffen	2012
1401	SVI 2006/003	Akzeptanz von Verkehrsmanagementmassnahmen-Vorstudie	2012
1400	VSS 2009/601	Begrünte Stützgitterböschungssysteme	2012
1399	VSS 2011/901	Erhöhung der Verkehrssicherheit durch Incentivierung	2012
1398	ASTRA 2010/019	Environmental Footprint of Heavy Vehicles Phase III: Comparison of Footprint and Heavy Vehicle Fee (LSVA) Criteria	2012
1397	FGU 2008/003_OBF	Brandschutz im Tunnel: Schutzziele und Brandbemessung Phase 1: Stand der Technik	2012
1396	VSS 1999/128	Einfluss des Umhüllungsgrades der Mineralstoffe auf die mechanischen Eigenschaften von Mischgut	2012
1395	FGU 2009/003	KarstALEA: Wegleitung zur Prognose von karstspezifischen Gefahren im Untertagbau	2012
1394	VSS 2010/102	Grundlagen Betriebskonzepte	2012
1393	VSS 2010/702	Aktualisierung SN 640 907, Kostengrundlage im Erhaltungsmanagement	2012
1392	ASTRA 2008/008_009	FEHRL Institutes WIM Initiative (Fiwi)	2012
1391	ASTRA 2011/003	Leitbild ITS-CH Landverkehr 2025/30	2012
1390	FGU 2008/004_OBF	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Belchentunnel	2012
1389	FGU 2003/002	Long Term Behaviour of the Swiss National Road Tunnels	2012
1388	SVI 2007/022	Möglichkeiten und Grenzen von elektronischen Busspuren	2012
1387	VSS 2010/205_OBF	Ablage der Prozessdaten bei Tunnel-Prozessleitsystemen	2012
1386	VSS 2006/204	Schallreflexionen an Kunstbauten im Strassenbereich	2012
1385	VSS 2004/703	Bases pour la révision des normes sur la mesure et l'évaluation de la planéité des chaussées	2012
1384	VSS 1999/249	Konzeptuelle Schnittstellen zwischen der Basisdatenbank und EMF-, EMK- und EMT-DB	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1383	FGU 2008/005	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Chienbergtunnel	2012
1382	VSS 2001/504	Optimierung der statischen Eindringtiefe zur Beurteilung von harten Gussasphaltsorten	2012
1381	SVI 2004/055	Nutzen von Reisezeiteinsparungen im Personenverkehr	2012
1380	ASTRA 2007/009	Wirkungsweise und Potential von kombinierter Mobilität	2012
1379	VSS 2010/206_OBF	Harmonisierung der Abläufe und Benutzeroberflächen bei Tunnel-Prozessleitsystemen	2012
1378	SVI 2004/053	Mehr Sicherheit dank Kernfahrbahnen?	2012
1377	VSS 2009/302	Verkehrssicherheitsbeurteilung bestehender Verkehrsanlagen (Road Safety Inspection)	2012
1376	ASTRA 2011/008_004	Erfahrungen im Schweizer Betonbrückenbau	2012
1375	VSS 2008/304	Dynamische Signalisierungen auf Hauptverkehrsstrassen	2012
1374	FGU 2004/003	Entwicklung eines zerstörungsfreien Prüfverfahrens für Schweissnähte von KDB	2012
1373	VSS 2008/204	Vereinheitlichung der Tunnelbeleuchtung	2012
1372	SVI 2011/001	Verkehrssicherheitsgewinne aus Erkenntnissen aus Datapooling und strukturierten Datenanalysen	2012
1371	ASTRA 2008/017	Potenzial von Fahrgemeinschaften	2011
1370	VSS 2008/404	Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen aus Betongranulat	2011
1369	VSS 2003/204	Rétention et traitement des eaux de chaussée	2012
1368	FGU 2008/002	Soll sich der Mensch dem Tunnel anpassen oder der Tunnel dem Menschen?	2011
1367	VSS 2005/801	Grundlagen betreffend Projektierung, Bau und Nachhaltigkeit von Anschlussgleisen	2011
1366	VSS 2005/702	Überprüfung des Bewertungshintergrundes zur Beurteilung der Strassengriffigkeit	2010
1365	SVI 2004/014	Neue Erkenntnisse zum Mobilitätsverhalten dank Data Mining?	2011
1364	SVI 2009/004	Regulierung des Güterverkehrs Auswirkungen auf die Transportwirtschaft Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP D	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1363	VSS 2007/905	Verkehrsprognosen mit Online -Daten	2011
1362	SVI 2004/012	Aktivitätenorientierte Analyse des Neuverkehrs	2012
1361	SVI 2004/043	Innovative Ansätze der Parkraumbewirtschaftung	2012
1360	VSS 2010/203	Akustische Führung im Strassentunnel	2012
1359	SVI 2004/003	Wissens- und Technologietransfer im Verkehrsbereich	2012
1358	SVI 2004/079	Verkehrsanbindung von Freizeitanlagen	2012
1357	SVI 2007/007	Unaufmerksamkeit und Ablenkung: Was macht der Mensch am Steuer?	2012
1356	SVI 2007/014	Kooperation an Bahnhöfen und Haltestellen	2011
1355	FGU 2007/002	Prüfung des Sulfatwiderstandes von Beton nach SIA 262/1, Anhang D: Anwendbarkeit und Relevanz für die Praxis	2011
1354	VSS 2003/203	Anordnung, Gestaltung und Ausführung von Treppen, Rampen und Treppenwegen	2011
1353	VSS 2000/368	Grundlagen für den Fussverkehr	2011
1352	VSS 2008/302	Fussgängerstreifen (Grundlagen)	2011
1351	ASTRA 2009/001	Development of a best practice methodology for risk assessment in road tunnels	2011
1350	VSS 2007/904	IT-Security im Bereich Verkehrstelematik	2011
1349	VSS 2003/205	In-Situ-Abflussversuche zur Untersuchung der Entwässerung von Autobahnen	2011
1348	VSS 2008/801	Sicherheit bei Parallelführung und Zusammentreffen von Strassen mit der Schiene	2011
1347	VSS 2000/455	Leistungsfähigkeit von Parkieranlagen	2010
1346	ASTRA 2007/004	Quantifizierung von Leckagen in Abluftkanälen bei Strassentunneln mit konzentrierter Rauchabsaugung	2010
1345	SVI 2004/039	Einsatzbereiche verschiedener Verkehrsmittel in Agglomerationen	2011
1344	VSS 2009/709	Initialprojekt für das Forschungspaket "Nutzensteigerung für die Anwender des SIS"	2011
1343	VSS 2009/903	Basistechnologien für die intermodale Nutzungserfassung im Personenverkehr	2011
1342	FGU 2005/003	Untersuchungen zur Frostkörperbildung und Frosthebung beim Gefrierverfahren	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1341	FGU 2007/005	Design aids for the planning of TBM drives in squeezing ground	2011
1340	SVI 2004/051	Aggressionen im Verkehr	2011
1339	SVI 2005/001	Widerstandsfunktionen für Innerorts-Strassenabschnitte ausserhalb des Einflussbereiches von Knoten	2010
1338	VSS 2006/902	Wirkungsmodelle für fahrzeugseitige Einrichtungen zur Steigerung der Verkehrssicherheit	2009
1337	ASTRA 2006/015	Development of urban network travel time estimation methodology	2011
1336	ASTRA 2007/006	SPIN-ALP: Scanning the Potential of Intermodal Transport on Alpine Corridors	2010
1335	VSS 2007/502	Stripping bei lärmindernden Deckschichten unter Überrollbeanspruchung im Labormassstab	2011
1334	ASTRA 2009/009	Was treibt uns an? Antriebe und Treibstoffe für die Mobilität von Morgen	2011
1333	SVI 2007/001	Standards für die Mobilitätsversorgung im peripheren Raum	2011
1332	VSS 2006/905	Standardisierte Verkehrsdaten für das verkehrsträgerübergreifende Verkehrsmanagement	2011
1331	VSS 2005/501	Rückrechnung im Strassenbau	2011
1330	FGU 2008/006	Energiegewinnung aus städtischen Tunneln: Systemevaluation	2010
1329	SVI 2004/073	Alternativen zu Fussgängerstreifen in Tempo-30-Zonen	2010
1328	VSS 2005/302	Grundlagen zur Quantifizierung der Auswirkungen von Sicherheitsdefiziten	2011
1327	VSS 2006/601	Vorhersage von Frost und Nebel für Strassen	2010
1326	VSS 2006/207	Erfolgskontrolle Fahrzeugrückhaltesysteme	2011
1325	SVI 2000/557	Indices caractéristiques d'une cité-vélo. Méthode d'évaluation des politiques cyclables en 8 indices pour les petites et moyennes communes.	2010
1324	VSS 2004/702	Eigenheiten und Konsequenzen für die Erhaltung der Strassenverkehrsanlagen im überbauten Gebiet	2009
1323	VSS 2008/205	Ereignisdetektion im Strassentunnel	2011
1322	SVI 2005/007	Zeitwerte im Personenverkehr: Wahrnehmungs- und Distanzabhängigkeit	2008
1321	VSS 2008/501	Validation de l'oedomètre CRS sur des échantillons intacts	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1320	VSS 2007/303	Funktionale Anforderungen an Verkehrserfassungssysteme im Zusammenhang mit Lichtsignalanlagen	2010
1319	VSS 2000/467	Auswirkungen von Verkehrsberuhigungsmassnahmen auf die Lärmimmissionen	2010
1318	FGU 2006/001	Langzeitquellversuche an anhydritführenden Gesteinen	2010
1317	VSS 2000/469	Geometrisches Normalprofil für alle Fahrzeugtypen	2010
1316	VSS 2001/701	Objektorientierte Modellierung von Strasseninformationen	2010
1315	VSS 2006/904	Abstimmung zwischen individueller Verkehrsinformation und Verkehrsmanagement	2010
1314	VSS 2005/203	Datenbank für Verkehrsaufkommensraten	2008
1313	VSS 2001/201	Kosten-/Nutzenbetrachtung von Strassenentwässerungssystemen, Ökobilanzierung	2010
1312	SVI 2004/006	Der Verkehr aus Sicht der Kinder: Schulwege von Primarschulkindern in der Schweiz	2010
1311	VSS 2000/543	VIABILITE DES PROJETS ET DES INSTALLATIONS ANNEXES	2010
1310	ASTRA 2007/002	Beeinflussung der Luftströmung in Strassentunneln im Brandfall	2010
1309	VSS 2008/303	Verkehrsregelungssysteme - Modernisierung von Lichtsignalanlagen	2010
1308	VSS 2008/201	Hindernisfreier Verkehrsraum - Anforderungen aus Sicht von Menschen mit Behinderung	2010
1307	ASTRA 2006/002	Entwicklung optimaler Mischgüter und Auswahl geeigneter Bindemittel; D-A-CH - Initialprojekt	2008
1306	ASTRA 2008/002	Strassenglätte-Prognosesystem (SGPS)	2010
1305	VSS 2000/457	Verkehrserzeugung durch Parkieranlagen	2009
1304	VSS 2004/716	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen	2008
1303	ASTRA 2009/010	Geschwindigkeiten in Steigungen und Gefällen; Überprüfung	2010
1302	VSS 1999/131	Zusammenhang zwischen Bindemittleigenschaften und Schadensbildern des Belages?	2010
1301	SVI 2007/006	Optimierung der Strassenverkehrsunfallstatistik durch Berücksichtigung von Daten aus dem Gesundheitswesen	2009
1300	VSS 2003/903	SATELROU Perspectives et applications des méthodes de navigation pour la télématique des transports routiers et pour le système d'information	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
		de la route	
1299	VSS 2008/502	Projet initial - Enrobés bitumineux à faibles impacts énergétiques et écologiques	2009
1298	ASTRA 2007/012	Griffigkeit auf winterlichen Fahrbahnen	2010
1297	VSS 2007/702	Einsatz von Asphaltbewehrungen (Asphalteinlagen) im Erhaltungsmanagement	2009
1296	ASTRA 2007/008	Swiss contribution to the Heavy-Duty Particle Measurement Programme (HD-PMP)	2010
1295	VSS 2005/305	Entwurfsgrundlagen für Lichtsignalanlagen und Leitfaden	2010
1294	VSS 2007/405	Wiederhol- und Vergleichspräzision der Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk	2010
1293	VSS 2005/402	Détermination de la présence et de l'efficacité de dope dans les bétons bitumineux	2010
1292	ASTRA 2006/004	Entwicklung eines Pflanzenöl-Blockheizkraftwerkes mit eigener Ölmühle	2010
1291	ASTRA 2009/005	Fahrmuster auf überlasteten Autobahnen Simultanes Berechnungsmodell für das Fahrverhalten auf Autobahnen als Grundlage für die Berechnung von Schadstoffemissionen und Fahrzeitgewinnen	2010
1290	VSS 1999/209	Conception et aménagement de passages inférieurs et supérieurs pour piétons et deux-roues légers	2008
1289	VSS 2005/505	Affinität von Gesteinskörnungen und Bitumen, nationale Umsetzung der EN	2010
1288	ASTRA 2006/020	Footprint II - Long Term Pavement Performance and Environmental Monitoring on A1	2010
1287	VSS 2008/301	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit von komplexen ungesteuerten Knoten: Analytisches Schätzverfahren	2009
1286	VSS 2000/338	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit auf Strassen ohne Richtungstrennung	2010
1285	VSS 2002/202	In-situ Messung der akustischen Leistungsfähigkeit von Schallschirmen	2009
1284	VSS 2004/203	Evacuation des eaux de chaussée par les bas-cotés	2010
1283	VSS 2000/339	Grundlagen für eine differenzierte Bemessung von Verkehrsanlagen	2008

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1282	VSS 2004/715	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen: Zusatzkosten infolge Vor- und Aufschub von Erhaltungsmassnahmen	2010
1281	SVI 2004/002	Systematische Wirkungsanalysen von kleinen und mittleren Verkehrsvorhaben	2009
1280	ASTRA 2004/016	Auswirkungen von fahrzeuginternen Informationssystemen auf das Fahrverhalten und die Verkehrssicherheit Verkehrspsychologischer Teilbericht	2010
1279	VSS 2005/301	Leistungsfähigkeit zweistreifiger Kreisel	2009
1278	ASTRA 2004/016	Auswirkungen von fahrzeuginternen Informationssystemen auf das Fahrverhalten und die Verkehrssicherheit - Verkehrstechnischer Teilbericht	2009
1277	SVI 2007/005	Multimodale Verkehrsqualitätsstufen für den Strassenverkehr - Vorstudie	2010
1276	VSS 2006/201	Überprüfung der schweizerischen Ganglinien	2008
1275	ASTRA 2006/016	Dynamic Urban Origin - Destination Matrix - Estimation Methodology	2009
1274	SVI 2004/088	Einsatz von Simulationswerkzeugen in der Güterverkehrs- und Transportplanung	2009
1273	ASTRA 2008/006	UNTERHALT 2000 - Massnahme M17, FORSCHUNG: Dauerhafte Materialien und Verfahren SYNTHESE - BERICHT zum Gesamtprojekt "Dauerhafte Beläge" mit den Einzelnen Forschungsprojekten: - ASTRA 200/419: Verhaltensbilanz der Beläge auf Nationalstrassen - ASTRA 2000/420: Dauerhafte Komponenten auf der Basis erfolgreicher Strecken - ASTRA 2000/421: Durabilité des enrobés - ASTRA 2000/422: Dauerhafte Beläge, Rundlaufversuch - ASTRA 2000/423: Griffigkeit der Beläge auf Autobahnen, Vergleich zwischen den Messergebnissen von SRM und SCRIM - ASTRA 2008/005: Vergleichsstrecken mit unterschiedlichen oberen Tragschichten auf einer Nationalstrasse	2008
1272	VSS 2007/304	Verkehrsregelungssysteme - behinderte und ältere Menschen an Lichtsignalanlagen	2010
1271	VSS 2004/201	Unterhalt von Lärmschirmen	2009
1270	VSS 2005/502	Interaktion Strasse Hangstabilität: Monitoring und Rückwärtsrechnung	2009
1269	VSS 2005/201	Evaluation von Fahrzeugrückhaltesystemen im Mittelstreifen von Autobahnen	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1268	ASTRA 2005/007	PM10-Emissionsfaktoren von Abriebspartikeln des Strassenverkehrs (APART)	2009
1267	VSS 2007/902	MDAinSVT Einsatz modellbasierter Datentransfernormen (INTERLIS) in der Strassenverkehrstelematik	2009
1266	VSS 2000/343	Unfall- und Unfallkostenraten im Strassenverkehr	2009
1265	VSS 2005/701	Zusammenhang zwischen dielektrischen Eigenschaften und Zustandsmerkmalen von bitumenhaltigen Fahrbahnbelägen (Pilotuntersuchung)	2009
1264	SVI 2004/004	Verkehrspolitische Entscheidungsfindung in der Verkehrsplanung	2009
1263	VSS 2001/503	Phénomène du dégel des sols gélifs dans les infrastructures des voies de communication et les pergélisols alpins	2006
1262	VSS 2003/503	Lärmverhalten von Deckschichten im Vergleich zu Gussasphalt mit strukturierter Oberfläche	2009
1261	ASTRA 2004/018	Pilotstudie zur Evaluation einer mobilen Grossversuchsanlage für beschleunigte Verkehrslastsimulation auf Strassenbelägen	2009
1260	FGU 2005/001	Testeinsatz der Methodik "Indirekte Vorauserkundung von wasserführenden Zonen mittels Temperaturdaten anhand der Messdaten des Lötschberg-Basistunnels	2009
1259	VSS 2004/710	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen - Synthesebericht	2008
1258	VSS 2005/802	Kaphaltestellen Anforderungen und Auswirkungen	2009
1257	SVI 2004/057	Wie Strassenraumbilder den Verkehr beeinflussen Der Durchfahrtswiderstand als Arbeitsinstrument bei der städtebaulichen Gestaltung von Strassenräumen	2009
1256	VSS 2006/903	Qualitätsanforderungen an die digitale Videobild-Bearbeitung zur Verkehrsüberwachung	2009
1255	VSS 2006/901	Neue Methoden zur Erkennung und Durchsetzung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit	2009
1254	VSS 2006/502	Drains verticaux préfabriqués thermiques pour la consolidation in-situ des sols	2009
1253	VSS 2001/203	Rétention des polluants des eaux de chaussées selon le système "infiltrations sur les talus". Vérification in situ et optimisation	2009
1252	SVI 2003/001	Nettoverkehr von verkehrintensiven Einrichtungen (VE)	2009
1251	ASTRA 2002/405	Incidence des granulats arrondis ou partiellement arrondis sur les propriétés d'adhérence des bétons bitumineux	2008

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1250	VSS 2005/202	Strassenabwasser Filterschacht	2007
1249	FGU 2003/004	Einflussfaktoren auf den Brandwiderstand von Betonkonstruktionen	2009
1248	VSS 2000/433	Dynamische Eindringtiefe zur Beurteilung von Gussasphalt	2008
1247	VSS 2000/348	Anforderungen an die strassenseitige Ausrüstung bei der Umwidmung von Standstreifen	2009
1246	VSS 2004/713	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen: Bedeutung Oberflächenzustand und Tragfähigkeit sowie gegenseitige Beziehung für Gebrauchs- und Substanzwert	2009
1245	VSS 2004/701	Verfahren zur Bestimmung des Erhaltungsbedarfs in kommunalen Strassennetzen	2009
1244	VSS 2004/714	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen - Gesamtnutzen und Nutzen-Kosten-Verhältnis von standardisierten Erhaltungsmassnahmen	2008
1243	VSS 2000/463	Kosten des betrieblichen Unterhalts von Strassenanlagen	2008
1242	VSS 2005/451	Recycling von Ausbaus asphalt in Heissmischgut	2007
1241	ASTRA 2001/052	Erhöhung der Aussagekraft des LCPC Spurbildungstests	2009
1240	ASTRA 2002/010	L'acceptabilité du péage de congestion : Résultats et analyse de l'enquête en Suisse	2009
1239	VSS 2000/450	Bemessungsgrundlagen für das Bewehren mit Geokunststoffen	2009
1238	VSS 2005/303	Verkehrssicherheit an Tagesbaustellen und bei Anschlüssen im Baustellenbereich von Hochleistungsstrassen	2008
1237	VSS 2007/903	Grundlagen für eCall in der Schweiz	2009
1236	ASTRA 2008/008_07	Analytische Gegenüberstellung der Strategie- und Tätigkeitsschwerpunkte ASTRA-AIPCR	2008
1235	VSS 2004/711	Forschungspaket Massnahmenplanung im EM von Fahrbahnen - Standardisierte Erhaltungsmassnahmen	2008
1234	VSS 2006/504	Expérimentation in situ du nouveau drainomètre européen	2008
1233	ASTRA 2000/420	Unterhalt 2000 Forschungsprojekt FP2 Dauerhafte Komponenten bitumenhaltiger Belagsschichten	2009
651	AGB 2006/006_OBF	Instandsetzung und Monitoring von AAR-geschädigten Stützmauern und Brücken	2013
650	AGB 2005/010	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen	2012
649	AGB 2008/012	Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
648	AGB 2005/023 + AGB 2006/003	Validierung der AAR-Prüfungen für Neubau und Instandsetzung	2011
647	AGB 2004/010	Quality Control and Monitoring of electrically isolated post-tensioning tendons in bridges	2011
646	AGB 2005/018	Interactin sol-structure : ponts à culées intégrales	2010
645	AGB 2005/021	Grundlagen für die Verwendung von Recyclingbeton aus Betongranulat	2010
644	AGB 2005/004	Hochleistungsfähiger Faserfeinkornbeton zur Effizienzsteigerung bei der Erhaltung von Kunstbauten aus Stahlbeton	2010
643	AGB 2005/014	Akustische Überwachung einer stark geschädigten Spannbetonbrücke und Zustandserfassung beim Abbruch	2010
642	AGB 2002/006	Verbund von Spanngliedern	2009
641	AGB 2007/007	Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen	2009
640	AGB 2003/011	Nouvelle méthode de vérification des ponts mixtes à âme pleine	2010
639	AGB 2008/003	RiskNow-Falling Rocks Excel-basiertes Werkzeug zur Risikoermittlung bei Steinschlagschutzgalerien	2010
638	AGB2003/003	Ursachen der Rissbildung in Stahlbetonbauwerken aus Hochleistungsbeton und neue Wege zu deren Vermeidung	2008
637	AGB 2005/009	Détermination de la présence de chlorures à l'aide du Géoradar	2009
636	AGB 2002/028	Dimensionnement et vérification des dalles de roulement de ponts routiers	2009
635	AGB 2004/002	Applicabilité de l'enrobé drainant sur les ouvrages d'art du réseau des routes nationales	2008
634	AGB 2002/007	Untersuchungen zur Potenzialfeldmessung an Stahlbetonbauten	2008
633	AGB 2002/014	Oberflächenschutzsysteme für Betontragwerke	2008
632	AGB 2008/201	Sicherheit des Verkehrssystem Strasse und dessen Kunstbauten Testregion - Methoden zur Risikobeurteilung Schlussbericht	2010
631	AGB 2000/555	Applications structurales du Béton Fibré à Ultra-hautes Performances aux ponts	2008
630	AGB 2002/016	Korrosionsinhibitoren für die Instandsetzung chloridverseuchter Stahlbetonbauten	2010
629	AGB 2003/001 + AGB 2005/019	Integrale Brücken - Sachstandsbericht	2008

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
628	AGB 2005/026	Massnahmen gegen chlorid-induzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit	2008
627	AGB 2002/002	Eigenschaften von normalbreiten und überbreiten Fahrbahnübergängen aus Polymerbitumen nach starker Verkehrsbelastung	2008
626	AGB 2005/110	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Baustellensicherheit bei Kunstbauten	2009
625	AGB 2005/109	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Effektivität und Effizienz von Massnahmen bei Kunstbauten	2009
624	AGB 2005/108	Sicherheit des Verkehrssystems / Strasse und dessen Kunstbauten / Risikobeurteilung für Kunstbauten	2010
623	AGB 2005/107	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten	2009
622	AGB 2005/106	Rechtliche Aspekte eines risiko- und effizienzbasierten Sicherheitskonzepts	2009
621	AGB 2005/105	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Szenarien der Gefahrenentwicklung	2009
620	AGB 2005/104	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Effektivität und Effizienz von Massnahmen	2009
619	AGB 2005/103	Sicherheit des Verkehrssystems / Strasse und dessen Kunstbauten / Ermittlung des Netzrisikos	2010
618	AGB 2005/102	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Methodik zur vergleichenden Risikobeurteilung	2009
617	AGB 2005/100	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Synthesebericht	2010
616	AGB 2002/020	Beurteilung von Risiken und Kriterien zur Festlegung akzeptierter Risiken in Folge aussergewöhnlicher Einwirkungen bei Kunstbauten	2009