

**Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und
Kommunikation / Bundesamt für Strassen**

**Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de
la communication / Office fédéral des routes**

**Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle
comunicazioni / Ufficio federale delle strade**

Teilhaftverbund Eine neue Technik im Verbundbrückenbau

Adhérence partielle

Une nouvelle technique pour la construction de ponts mixtes

Partial bond

A new technique for the construction of composite bridges

**Dauner Ingénieurs Conseils DIC S.A., Aigle
H.-G. Dauner, Dr. Ing.**

**Forschungsauftrag AGB 2001/448 auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) und des
Baudepartements des Kantons Aargau**

Februar 2005

583

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und
Kommunikation

Bundesamt für Strassen

Forschungsauftrag AGB2001/488
auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)
und des Baudepartements des Kantons Aargau

Teilhaftverbund
Eine neue Technik im Verbundbrückenbau

Adhérence partielle
Une nouvelle technique pour la construction des ponts mixtes

Partial bond
A new technique for the construction of composite bridges

Dauner Ingénieurs Conseils DIC SA, Aigle
Hans-G. Dauner, Dr. ing.

VORWORT

Die herkömmliche Bauweise bei Verbundbrücken besteht darin, nach der Montage der Stahlträger die Fahrbahnplatte aufzubetonieren, sei es im Schalbett, mittels eines Schalwagens oder nach dem Verlegen von vorfabrizierten Plattensegmenten in Aussparungen und Fugen.

Diese Methode ist zeitaufwendig, sprengt sie doch den Rhythmus, der vom Stahlbau vorgegeben ist.

Das Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, eine Methode zu entwickeln, bei der die Technik des Aufbetonierens der Fahrbahnplatte durch eine Technik des Verklebens von Fertigteilen ersetzt wird, so dass daraus ein substanzieller Zeitgewinn resultiert bei gleichem Qualitätsstandard.

Der vorliegende Bericht enthält die Ergebnisse der folgenden Forschungsaufträge :

- AGB 2001/488 "Verbundbrücken mit kurzer Bauzeit – Teilbereich C + D" des ASTRA vom 5. Juni 2002
- Auftrag Nr. 5.1.07.004.24.A.104.PJ "Teilhaftverbund" des Kantons Aargau vom 31. Juli 2002; dieser zweite Auftrag wurde objektbezogen zu Lasten der Nationalstrassen finanziert.

Labor- und praktische Ausführungsversuche führten zur Entwicklung einer Verbundtechnik zwischen Stahlträger und Betonplatte, die wir mit Teilhaftverbund bezeichnen, da der Verbund neben einer mechanischen Verzahnung teilweise auf einer Klebe- bzw. Haftschiicht beruht.

Die Fahrbahnplatte selbst wird dabei aus industriell gefertigten Segmenten zusammengesetzt, die untereinander verklebt und vorgespannt sind.

Mittels finiter Elementberechnung wurde die notwendige Vorspannung ermittelt, die zur Überdrückung der Fugen zwischen den Plattensegmenten erforderlich ist.

Mit dem vorliegenden Bericht werden sowohl diesbezügliche Untersuchungen und Entwicklungen als auch Erkenntnisse und Empfehlungen für die Praxis mitgeteilt.

Der Verfasser dankt dem Bundesamt für Strassen (ASTRA) und dessen Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB) als auch dem Baudepartement des Kantons Aargau, Abteilung Tiefbau und hier besonders Herrn W. Waldis für das Vertrauen in diese neue Entwicklung und für die finanzielle Ausstattung.

Ein besonderer Dank geht auch an die Begleitkommission C bestehend aus den Herren P. Matt (Vorsitz), M. Donzel, H. Figi, Prof. Dr. A. Muttoni und Dr. D. Somaini für ihre konstruktiven Impulse.

Erwähnen möchte ich auch die sehr gute Zusammenarbeit mit den beteiligten Firmen und dem Institut für Stahlbau ICOM an der ETH Lausanne, den Herren Dr. J.-P. Lebet und M. Thomann.

Ein Andenken geht an Prof. Dr. Hans-J. Hänsch, der schon früh den Wert der Klebetechnik für den Verbundbrückenbau in der DDR erkannt hat und leider kurz nach dem er im August letzten Jahres Herrn Waldis und mir mit grosser Begeisterung vier seiner "Klebebrücken" gezeigt hat, verstorben ist.

Aigle, Februar 2005

Dr. Hans-G. Dauner
Dauner Ingénieurs Conseils
DIC SA

INHALT

ZUSAMMENFASSUNG	6
RESUME	8
SUMMARY	10
1 NEUE VERBUNDTECHNIK	13
1.1 WISSENSSTAND	14
1.2 PROJEKTBECHRIEB	18
1.2.1 Die Talbrücke Dättwil	18
1.2.2 Wahl der Verbundfuge	21
1.3 VERSUCHE	23
1.3.1 Ausführungstechnik	23
1.3.2 "Push-out"-Versuche	30
1.3.3 Zusammenstellung der Ergebnisse	45
2 VORSPANNUNG	49
2.1 GRUNDLAGEN	49
2.2 BRÜCKENPARAMETER	51
2.3 LASTANNAHMEN	53
2.4 EINFLÜSSE AUS RESTSCHWINDEN UND PLATTENABKÜHLUNG	55
2.4.1 Schwinden	55
2.4.2 Plattenabkühlung	56
2.5 VORBERECHNUNG	57
2.6 BERECHNUNG MIT FINITEN ELEMENTEN	61
2.6.1 Projektbeschreibung	61
2.6.2 Rechenmethode	62
2.6.3 Bemessungskonzept	62
2.6.4 Einwirkungen	62

2.6.5	Materialien	63
2.6.6	Kriterien für die Bestimmung des Vorspanngrades	63
2.6.7	Hypothesen	63
2.6.8	Berücksichtigte Querschnitte und Modellbildung der drei Brückentypen	64
2.7	RECHENERGEBNISSE	66
2.7.1	Darstellung der Ergebnisse zur Bestimmung der Vorspannung	66
2.7.2	Zusammenstellung der ermittelten Vorspannung	70
2.7.3	Spannkraftverluste durch Kriechumlagerung	74
2.7.4	Einfluss der Plattenabkühlung und der Einzellastgruppe Q_{k2}	76
2.7.5	Schubkraft in der Verbundfuge	78
2.8	VERGLEICHE UND FOLGERUNGEN	79
3	EMPFEHLUNGEN FÜR DIE PRAXIS	85
3.1	VERBUNDTECHNIK	85
3.1.1	Ausbildung der Verbundfuge	85
3.1.2	Injektion und Kontrollen	87
3.1.3	Fugenbeanspruchungen	88
3.1.4	Bemessungswerte	89
3.2	VORSPANNUNG	92
3.2.1	Erforderliche Vorspannung	92
3.2.2	Beispiel : Talbrücke Dättwil	95
4.	WEITERE UNTERSUCHUNGEN	97
5.	LITERATUR	98
6.	BETEILIGTE UND SPONSOREN	100

ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegenden Arbeit wird eine neue Technik im Verbundbrückenbau vorgestellt, die des Teilhaftverbundes. Sie besteht darin, vorgefertigte Plattensegmente auf den Stahlträgern zu verlegen, diese untereinander zu verkleben, vorzuspannen und dann den Verbund herzustellen zwischen der so erstellten Fahrbahnplatte und dem darunter liegenden Stahlträger. Dies geschieht durch eine Zementmörtelinjektion in die Fuge zwischen beiden.

Die Gestaltung dieser Fuge, ihr Verguss mit dem Injektionsgut, ihre Kapazität zur Schubkraftübertragung und die Ermittlung der erforderlichen Vorspannung zur Überdrückung der Klebefugen zwischen den Plattensegmenten sind Gegenstand der in diesem Bericht zusammengefassten Untersuchungen.

Es wurden Fugenform, Fugenbeschaffenheit und Verbundmittel variiert und aus einer Vielzahl von Ausführungs- und Laborversuchen, letztere am ICOM der ETH-Lausanne, die besten Lösungen ermittelt.

Dabei war eine Kombination aus Haftschiicht und Riffelblech auf dem Stahlträger (darum Teilhaftverbund), eine Waschbetonoberfläche der Betonplatte im Bereich der Fuge und ein spezieller Hochleistungsinjektionsmörtel zu deren Verfüllung die beste Lösung. Gegenüber einer herkömmlichen Verbundherstellung mit Kopfbolzendübeln in einer vergleichbaren Fuge (Dübel einreihig) konnte in "push-out"-Versuchen die Schubkapazität mehr als verdoppelt werden.

Die Untersuchungen der vor der Verbundherstellung einzuprägenden Längsvorspannung in die Fahrbahnplatte zeigen, dass gegenüber der herkömmlichen Lösung, nämlich der Vorspannung des gesamten Verbundquerschnittes, Einsparungen möglich sind. In Tabellen und Faustformeln werden zur erforderlichen Vorspannung Angaben gemacht, die für eine Vorbemessung verwendet werden können.

Weitere Untersuchungen bezogen sich auf die Ausführungstechnik, insbesondere was die Injektion der Fuge mit Zementmörtel betraf. Hier stand besonders die Fugendichtung im Vordergrund. Eine 50 m lange Originalfuge konnte innert einer Stunde vollständig verfüllt werden. Da dabei die Dichtung an einer Stelle versagte, sind hier noch weitere Untersuchungen notwendig.

In der Folge ist die neue Technik in einer Art Bauanleitung zusammengefasst :

1. **Montage der Stahlträger**

Die Träger sind im Bereich der Verbundfuge mit stehenden Riffelblechen und einer Haftschiicht versehen (Bild 11).

2. **Montage der Plattensegmente**

Diese Segmente werden im "match-casting"-Verfahren im Werk (Kopf an Kopf) hergestellt. Ihre Stirnflächen sind sandgestrahlt und die Verbundfuge in 3 bis 4 mm tiefem Waschbeton ausgeführt. Sie liegen über den Stahlgurten auf ca. 13 mm hohen Gleitschuhen. Zur Dichtung der Verbundfuge werden vorgängig Dichtungsschläuche an den Rändern der Gurte aufgelegt.

3. **Aneinanderkleben der Plattensegmente**

Nach dem Aufbringen des Klebers auf die Stirnfläche werden die Platten über eine Hilfsvorrichtung aneinandergedrückt. Im Bereich der Vorspannkabel sind die Hüllrohre mit einem O-Ring gegen ein Eindringen des Klebemörtels zu schützen (Bild 6).

4. **Längsvorspannung des Plattenpaketes**
Nachdem alle Platten aneinandergelibt sind, werden die Monolitzen der Längsvorspannung in Bündeln eingezogen und vorgespannt (Bild 7).
5. **Injektion der Dichtungsschläuche**
Die Dichtungsschläuche werden mit Wasser gefüllt und unter Druck gesetzt (ca. 1.5 bar), so dass durch ihre Dehnung baupraktisch unvermeidliche Toleranzen in der Fugenhöhe ausgeglichen werden können. Nach dem Erhärten des Mörtels in der Verbundfuge wird das Wasser gegen das Injektionsmaterial ausgetauscht .
6. **Wässern der Verbundfugen**
Zur Sättigung des Betons im Bereich der Fuge und zur Dichtigkeitskontrolle werden die Verbundfugen über ca. 20 Stunden mit Wasser gefüllt.
7. **Injizieren der Verbundfuge mit Zementmörtel**
Ebenso wie die Spannkabel wird auch die Verbundfuge mit einem speziellen hochfesten Zementmörtel (Fließzeit ca. 17 Sekunden) ausinjiziert, wobei der Injektionsdruck von 1.0 bar nicht überstiegen werden soll. Die Injektionsstrecke beträgt maximal 50 m und die Verfüllung der Fuge wird an durchsichtigen Steigrohren ca. alle 10 m kontrolliert.
8. **Belagsarbeiten**
Nach dem Erhärten des Injektionsmörtels (ca. 24 Stunden bei 20° C) ist der Verbund hergestellt, so dass die Abdichtungs- und Belagsarbeiten beginnen können, d. h. die Verbundbrücke belastet werden kann.

RESUME

Le présent travail traite d'une nouvelle technique de construction de ponts mixtes : la technique de connexion acier-béton par adhérence partielle.

Elle consiste en la pose de dalles préfabriquées sur les poutres maîtresses en acier, qui sont ensuite collées et précontraintes entre elles avant d'être liées aux poutres métalliques. Cette liaison est obtenue par l'injection d'un mortier de ciment dans un joint, entre poutres et dalles, dont le volume est optimisé.

Les éléments principaux faisant partie de ce rapport sont les suivants :

- la réalisation de ce joint,
- son remplissage avec le mortier d'injection,
- sa capacité de transmission des efforts rasants
- l'obtention de la précontrainte nécessaire à la compression dans les joints collés entre les dalles préfabriquées.

Plusieurs variantes relatives à la forme du joint, à sa constitution ainsi que divers moyens de connexions ont été testés lors de nombreux essais de faisabilité à l'ICOM (EPFL). Ceux-ci ont permis d'établir les solutions les plus adaptées au type de joint étudié.

La meilleure solution obtenue pour la connexion est la combinaison d'une couche d'adhérence et de tôles striées sur la poutre métallique, d'une surface en béton lavé au droit de la dalle béton dans la zone du joint et d'un mortier d'injection à haute performance.

Les résultats obtenus par des essais dénommés "push-out" ont montré que la capacité portante de ce type de connexion est au moins deux fois plus élevée que celle de la solution traditionnelle avec des goujons alignés dans un joint comparable.

Les calculs montrent que le fait d'introduire la précontrainte dans la dalle avant sa connexion avec les poutres métalliques permet de réduire le nombre de câbles de précontrainte. Des tables et formules simples permettent le prédimensionnement de cette précontrainte.

D'autres investigations ont été menées sur la technique d'exécution, en particulier en ce qui concerne l'injection du joint avec du mortier de ciment. Ici les problèmes d'étanchéité de ces joints ont été prépondérants. Il a été possible de remplir un joint à échelle réelle sur une longueur de 50 m en une heure. Lors de cet essai, l'étanchéité a cédé en un endroit. Des investigations complémentaires seront donc encore nécessaires dans ce domaine.

Cette nouvelle technique est décrite par les directives d'exécution suivantes :

1. Montage des poutres métalliques

La membrure supérieure des poutres est munie de tôles striées et d'une couche d'adhérence selon la figure 11.

2. Montage des segments de dalle

Les segments de dalle sont bétonnés en usine selon la méthode des joints conjugués (match-casting). Les fronts de dalle sont sablés alors que la zone du joint mixte est en béton lavé avec une profondeur de rugosité de 3 à 4 mm. Les segments de dalle reposent sur des sabots de glissement de 13 mm de hauteur. L'étanchéité du joint est assurée par deux tubes en mousse (tubes d'étanchéité) posés préalablement.

3. Collage des segments de dalle côte à côte

Après la mise en place de la colle (figure 6), les segments sont ripés l'un contre l'autre par une installation auxiliaire. Il faut placer un anneau d'étanchéité O-ring autour des gaines de précontrainte.

4. Précontrainte longitudinale

La précontrainte longitudinale, constituée de monotorons groupés – selon le principe de la figure 7 – est mise en œuvre après le collage de la totalité des segments de dalle. Le degré de précontrainte à mettre en place peut être trouvé au chapitre 3 de ce rapport.

5. Injection des tubes d'étanchéité

Les tubes en mousse faisant office d'étanchéité sont remplis d'eau sous pression ne dépassant pas 1,5 bar. C'est ainsi que l'on peut tenir compte des tolérances de construction. Après le durcissement du joint, l'eau sera remplacée par du coulis d'injection.

6. Humidification du joint mixte

Afin de contrôler son étanchéité et de saturer les surfaces en béton, le joint mixte est rempli d'eau durant environ 20 heures.

7. Injection du joint mixte avec du mortier de ciment

Comme pour les câbles de précontrainte, du mortier de ciment à haute performance est injecté dans le joint mixte (temps d'écoulement environ 17 secondes).

La pression d'injection maximale ne sera pas supérieure à 1,0 bar. La longueur du joint d'injection ne dépassera pas 50 m. Des tuyaux de contrôle de remplissage transparents sont placés tous les 10 m environ.

8. Travaux de revêtement

Après le durcissement du mortier d'injection (environ 24 heures à 20°C), l'action mixte est active et les travaux de mise en place de l'étanchéité et du revêtement peuvent commencer.

SUMMARY

A new technique for composite bridge construction is presented in this report. It is the "partial bond" composite action. "Partial bond" composite action consists of placing precast concrete deck elements onto steel girders, then gluing them together with the aid of prestressing, and finally injecting cement grout between the steel and the concrete to achieve the bonding action.

The dimensions of this special joint, the injection with a new cement grout, the shear capacity of the partial bond joint and the degree of prestressing to limit the stresses in the segment joints are described.

The dimension and the surface of the special joint has been varied to find the optimal combination. The product for the bond action (injection) was also modified several times. All shear capacity tests were conducted by ICOM at the ETH-Lausanne.

The best solution for this partial bond action was the combination of an adhesion layer with a vertical corrugated plate welded on the steel girder, the surface of wash-concrete in the connection and the injection with a high quality cementitious grout. Compared to normal composite joints with shear studs the capacity of the partial bond joint was doubled in the push-out-tests.

The research has shown that the final prestressing degree can be optimised if the prestressing is applied before the connection of the concrete segments to the steel girder. Design charts and simple formulas are given which can be used for a quick pre-design.

Additional research was done to optimise the method of the construction. In particular the injection of the joint with the cement grout was studied. Several tests have shown that the sealing was not optimal and needs further research.

Construction method:

1. Erection of steel girder

The contact zone of the steel girder with concrete is composed of two vertical corrugated steel plates back to back and a horizontal adhesion layer (picture 11).

2. Erection of deck segments

The segments are produced by the match cast method. The joint faces are sand blasted and the contact zone is flushed with water to obtain a 3 to 4 mm deep surface. The segments are positioned on the steel girder on 13 mm thick sliding pads. To seal the shear joint rubber seals are positioned on the edge of the flange of the girder.

3. Gluing of the segments

After applying the glue on the segment faces the segments are pressed together with the aid of a temporary external prestressing system. Where the definitive prestressing cables are located, the glue is prevented to infiltrate the duct by a O-seal (picture 6).

4. Longitudinal prestressing of the deck

After all segments are glued, the monostrands are pushed into the provided ducts and prestressed.

5. Injection of the sealing rubber hose

The sealing rubber hoses are filled with water and pressurized up to 1.5 bar. Due to their elasticity they adapt to the construction tolerances, and the variable gap is uniformly sealed. After the grout in the composite joint sets, the water in the hoses is replaced by the same grout.

6. Wetting of the composite joint surface

To obtain a saturated concrete surface in the composite joint and to check the sealing efficiency, the joint is filled with water for 20 hours.

7. Injection of the composite-joint

The composite-joint is grouted with a special developed high resistance grout. The injection pressure has to remain under 1 bar. The length of the injected composite-joint is max. 50 m. Every 10 m transparent vents are provided to control the development of the injection.

8. Wearing surface

After the injection grout sets (approx. 24 hours at 20°C), the partial bond joint is active, and the composite bridge can be loaded.

1 NEUE VERBUNDTECHNIK

Seit den siebziger Jahren beschäftigt sich der Autor dieses Berichtes mit der Technik zum Bau von Verbundbrücken und hat in vielen Vorträgen und Veröffentlichungen ([5] ÷ [14]) aus Schweizer Sicht darüber berichtet.

Dabei war der Faktor Zeit nie so ausschlaggebend, dass er die angestammte Technik des Betonierens auf der Baustelle grundsätzlich in Frage gestellt hätte.

Dies hat sich im Rahmen der Projektierung der Talbrücke Dättwil, Zufahrt zu einer dritten Röhre der Bareggunnel, geändert. Der tägliche Stau vor den beiden zweispurigen Tunnelröhren veranlasste die Bauherrschaft, nach einer Lösung zu suchen, mit der Zeit gewonnen werden konnte.

Neben einer Spannbetonbrücke wurden eine Verbundbrücke mit einem Rohrfachwerk [12, 13, 14] projektiert und dabei folgende Techniken für den Bau der Fahrbahnplatte und die Verbundherstellung untersucht :

1. Verguss im stationären Schalbett;
2. Verguss im Schalwagen;
3. Einschiebeverfahren mit stationärem Schalbett [6, 7, 8] und anschliessendem Verguss von Aussparungen über nachträglich geschweissten Dübelgruppen;
4. Aufbetonieren von Plattensegmenten in der herkömmlichen Bauweise [6, 7, 8] (Verguss der Aussparungen und Fugen über Dübelgruppen);
5. Zusammenspannen untereinander verklebter Betonsegmente und Verschweissen von einbetonierten Dübelleisten mit den Stahlträgerobergurten. Danach ausinjizieren des Hohlraumes zwischen Stahlgurt und Fahrbahnplatte [1].

Die Lösungen eins bis drei wurden aus Zeit- und Kostengründen verworfen. Die notwendigen Investitionen für die Installationen waren unverhältnismässig für eine nur 214 m lange Brücke über sechs Felder. Die Lösung vier schied wegen qualitativer Mängel aus. Schliesslich wurden eine Spannbetonbrücke und eine Verbundbrücke, Letztere nach Lösung fünf, ausgeschrieben.

Nachdem für die Spannbetonbrücke kein Angebot in einer zeitsparenden Segmentbauweise einging, kam die Verbundbrücke zur Ausführung, weil sie statt in zwölf Monaten, die für die Spannbetonbrücke vorgesehen waren, in nur acht Monaten realisiert werden konnte.

Dennoch war der Zeitaufwand für die Baustellenschweissungen zur Verbundherstellung und deren Kontrollen unverhältnismässig hoch. Es wurden dafür zwei Wochen benötigt, während die Injektion der Hohlräume zwischen den Stahlobergurten und der Fahrbahnplatte nur zwei Tage dauerten.

Dabei keimte die Idee, die aufwendigen, zeitraubenden und fehleranfälligen Schweissnähte zu vermeiden und den Verbund über die Zementmörtelinjektion allein, mittels einer Haftschrift, auf dem Stahlträger herzustellen.

Da man für diese Haftschrift, entsprechend der bei orthotropen Fahrbahnplatten bewährten Lösung, Epoxydharz mit eingebettetem Quarzsplitt in Erwägung zog, entstand das in der Folge behandelte Forschungsprogramm, das sich unter anderem mit der Klebtechnik zur Schubkraftübertragung befasst.

1.1 WISSENSSTAND

Die Klebetechnik hat auf manchen Gebieten ihre Zuverlässigkeit bewiesen, z.B. im Flugzeugbau. Im Stahlbau zögert man noch [38], man misstraut auch der Dauerhaftigkeit, obwohl doch im Holzbau schon seit Jahrzehnten Leimbinder für grosse Ingenieurbauwerke eingesetzt werden. Auch in der Segmentbauweise bei Spannbetonbrücken werden Fugen verklebt, da jedoch ohne tragende Funktion. In einem Sachstandsbericht [1] wurde darüber berichtet ebenso wie über die herkömmlichen Techniken im Verbundbrückenbau.

Vor der westlichen Welt hinter dem "Eisernen Vorhang" in der ehemaligen DDR versteckt, haben die Herren Hänsch und Krämer im Rahmen der Forschung an der Ingenieurhochschule Cottbus in vielen Versuchen die Klebetechnik zur schubfesten Verbindung von Stahl und Beton getestet und in Zusammenarbeit mit Herrn Fiedler vom VEB-Entwurfs- und Ingenieurbüro des Strassenwesens an acht kleinen Verbundbrücken zur Ausführung gebracht. Sie haben darüber in zahlreichen Veröffentlichungen berichtet ([15] + [29]). So schreibt Hänsch z. B. dass diese Brücken kontrolliert wurden und keinerlei Schäden festgestellt werden konnten.

Bei einer Begehung am 3. August 2004 konnten sich auch der Autor dieses Berichtes und Herr Waldis vom Tiefbauamt des Kantons Aargau über den guten Zustand von vier dieser acht Brücken im Bezug auf die Verbundwirkung der Klebefuge überzeugen.

Ein Beispiel ist die in nachfolgendem Bild dargestellte über 25.5 m gespannte Brücke in der Nähe von Görlitz.

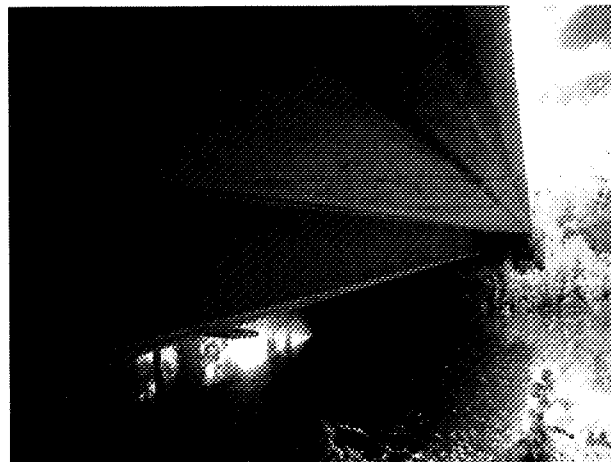


Bild 1 : Schöpsbrücke bei Görlitz (L = 25.5 m)

Die Klebtechnik wurde dazumal in zweierlei Weise eingesetzt :

- mit dem Aufkleben der Plattensegmente auf bestehende Stahlträger (Bild 2)
- mit dem Aufkleben der Plattensegmente bereits im Werk (Bild 3).



Bild 2 : Sanierung der Inselbrücke / Eisenhüttenstadt (32.0 m), im Jahre 1991

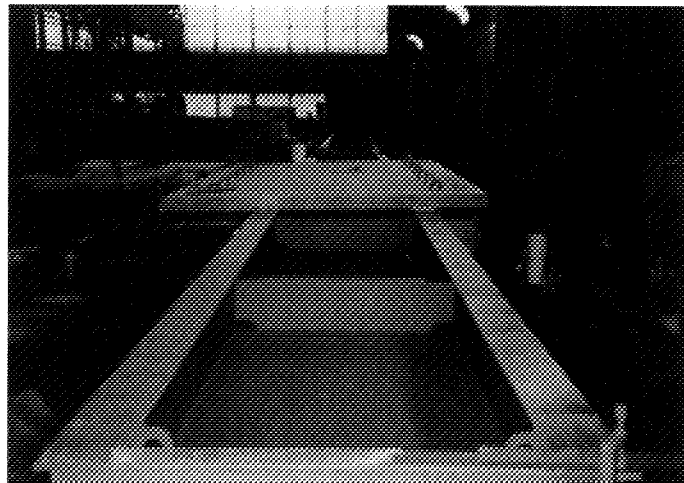


Bild 3 : Vorfabrikation der Schöpsbrücke im Jahre 1992

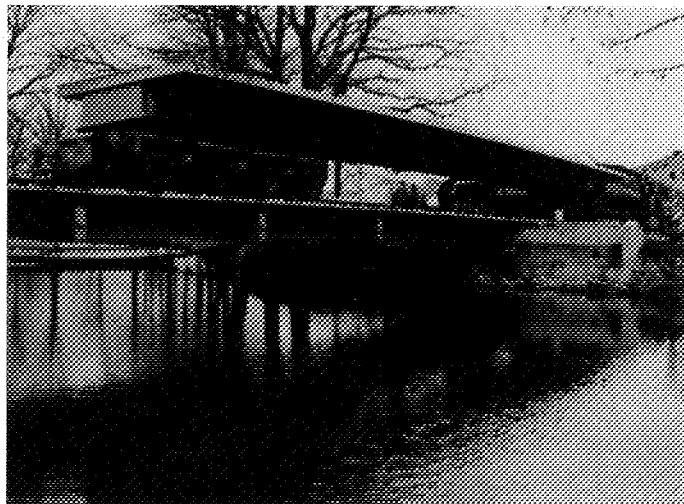


Bild 4 : Einsetzen der Schöpsbrücke

Die Schöpsbrücke konnte so in einem Tag versetzt werden (Bild 4).

Bei den Untersuchungen an der Ingenieurhochschule Cottbus wurden die folgenden Parameter variiert :

1. die Rezeptur des Klebers
2. die Betonrauhigkeit in den Fugen
3. die Betonqualität

Unter anderem wurden folgende Ergebnisse erzielt :

zu 1. Scherfestigkeit im Kleber und der Fuge mit dem Stahlgurt (SA 2 ½)

$$\tau_{ult} = 10 \text{ MPa}$$

bei folgender Mischung (elasto-plastischer Klebemörtel)

Epilox T 19-20	29.6 %
Epiloxhärter DTTA	3.3 %
Quarzmehl	65.8 %
PVC-S-Pulver	1.3 %

zu 2. Scherfestigkeit in der Waschbetonoberfläche (B 450)

$$\tau_{ult} = 3.12 \text{ MPa}$$

zu 3. die Betonqualitäten wurden variiert und folgende Bemessungsgrundlagen festgelegt :

für Schub in der Verbundfuge (Waschbeton), linear elastisch mit

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b} \leq \text{zul. } \tau$$

und Biegezugspannungen in den Plattenfugen mit

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \text{zul. } \sigma$$

für

	zul. τ [MPa]	zul. σ [MPa]
B 300	1.5	0.8
B 450	1.6	1.0
B 600	1.7	1.2

Interessante Ergebnisse lieferten Biegeversuche an der Fahrbahnplatte mit und ohne Querfugen [20]. So stellte man fest, dass in Querrichtung geklebte Platten steifer waren als monolithische. Hänsch und Krämer schreiben : "Damit ist bewiesen dass die geklebten Querfugen ... für die Plattentragwirkung voll funktionsfähig sind, ja sogar eine günstige orthogonal anisotrope Strukturumbildung der Fahrbahnplatte bewirken und eine bessere Lastverteilung ... zur Folge haben".

Der Verfasser hat zusammen mit Herrn Waldis und den Vätern dieser Klebeverbundbauweise, Herrn Professor Hänsch und Herrn Dipl.-Ing. E. Fiedler im August 2004 einige dieser Bauwerke inspiziert, ohne mit bloßem Auge Schäden in den Fugen feststellen zu können. Ein Prüfbericht von Prof. Hänsch von August 2004 über acht Brücken bestätigt die Dauerhaftigkeit der Klebefugen. Dabei muss jedoch festgehalten werden, dass es sich um kleine nicht sehr stark befahrene Landwirtschaftsbrücken handelt (Bild 1).

Grosse Erfahrungen mit einer Haftschrift auf Epoxydharzbasis wurden in Deutschland im Bereich der orthotropen Stahlfahrbahnen mit folgendem Schichtaufbau gemacht :

- strahlen der Stahloberfläche bis zum Reinheitsgrad Sa 2 ½ gemäss ISO 8501-1
- Grundbeschichtung mit ICOSIT EG Phosphat (2- Komponenten Epoxydharzschicht 40 µ)
- Verbundschicht mit ICOSIT-Haftmasse (2- Komponenten Epoxydharzbasis), Schichtdicke 1mm; einblasen von Quarzsand der Körnung 2 – 3.2 mm in die noch frische Schicht (5 – 6 kg/m²)

Diese Haftschrift stellt die schubfeste Verbindung zwischen dem Fahrbahnbelag aus Gussasphalt und der orthotropen Brückenplatte her. Sie ist den direkten Einwirkungen aus den konzentrierten Radlasten ausgesetzt und hat besonders den Bremskräften zu widerstehen. Es liegen viele Referenzen und Prüfberichte für ausgeführte Brücken ab dem Jahr 1988 bei der Firma SIKA Schweiz AG vor.

Hier wurde die Klebe- bzw. Haftschrift nicht direkt auf die gestrahlte Stahloberfläche aufgetragen, sondern aus Gründen des Korrosionsschutzes eine Grundierung aus EG-Phosphat vorgesehen. Argument : der Split perforiert stellenweise die Haftschrift und zerstört so den Korrosionsschutz.

Diese bewährte Beschichtung wird mit "mechanisch fest und dennoch flexibel (zähhart)" beschrieben. Sie wurde an Dauerschwingversuchen geprüft und ist wasser-, witterungs-, tausalz- und treibstoffbeständig.

Auf Grund der vorangegangenen Ausführungen kann festgestellt werden :

1. Klebeverbund im Kleinbrückenbau kennt man seit 1973, d.h. seit ca. 30 Jahren; Schäden an den Klebefugen konnten bisher nicht gefunden werden.
2. Direkt der Witterung und dem Verkehr ausgesetzte Klebe- bzw. Haftbeschichtungen gibt es seit 1988, d.h. seit ca. 15 Jahren. Sie haben sich bewährt und werden in Deutschland weiter verwendet.
3. Die Klebemörtelschichten der Brücken in der ehemaligen DDR haben sich eher besser erhalten als der umgebende Beton.

Daraus kann gefolgert werden, dass der verwendete Klebemörtel auf Epoxydharzbasis unter den gegebenen Bedingungen dauerhaft haltbar ist.

1.2 PROJEKTBSCHRIEB

An einer ausgeführten Brücke auf der A1, der Talbrücke Dättwil bei Baden vor dem Bareggunnel, werden neue Techniken des Verbundbrückenbaues, die sich dort bewährt haben, aufgezeigt und danach als Folgerung eine Weiterentwicklung der Verbundbauweise mit der Klebetechnik vorgestellt.

1.2.1 Die Talbrücke Dättwil

In mehreren Veröffentlichungen [13, 14] wurde diese Brücke beschrieben. Hier nur kurz zum Verständnis :

Es handelt sich um eine Verbundbrücke mit dreieckigem Rohrfachwerk.



Bild 5 : Talbrücke Dättwil

Sie wurde in nur acht Monaten gebaut dank einer neuen Technik für die Herstellung der Fahrbahnplatte.

Diese Technik, die Grundlage eines vierjährigen Forschungsprogramms und dieser Veröffentlichung, basiert auf folgenden Überlegungen :

- Verbundbrücken sind nur halbindustriell gefertigte Brücken, wenn die Fahrbahnplatten noch vor Ort betoniert werden müssen. Das ist zeitaufwendig und bei kurzen Brücken unwirtschaftlich.
- Verbundbrücken sind industriell gefertigte Brücken, wenn auch die Fahrbahnplatten im Werk vorfabriziert und auf der Baustelle montiert werden können.
- Die schnelle Erstellung der Fahrbahnplatte gelingt nur, wenn nicht Fugen und Dübelaussparungen nach dem Verlegen der Fertigteile, teilweise noch geschalt und dann vergossen werden müssen.
- Hier kann die Klebetechnik, wie sie in der Segmentbauweise und bei orthotropen Platten Anwendung findet, Abhilfe schaffen.

Die **Komponenten dieser neuen Technik** bei der Talbrücke Dättwil sind :

1. **Die Fahrbahnplattensegmente.** Sie werden im "match-casting"-Verfahren mit Nut und Feder im Werk gegossen und auf Teflungleitschuhen über den Obergurten verlegt.
2. **Die Fugen zwischen den Segmenten.** Sie werden mit Klebemörtel beschichtet und danach mittels äusserer Hilfsspannlitzen geschlossen. Um die Öffnungen für die Spannkabel werden Dichtungsringe gelegt.

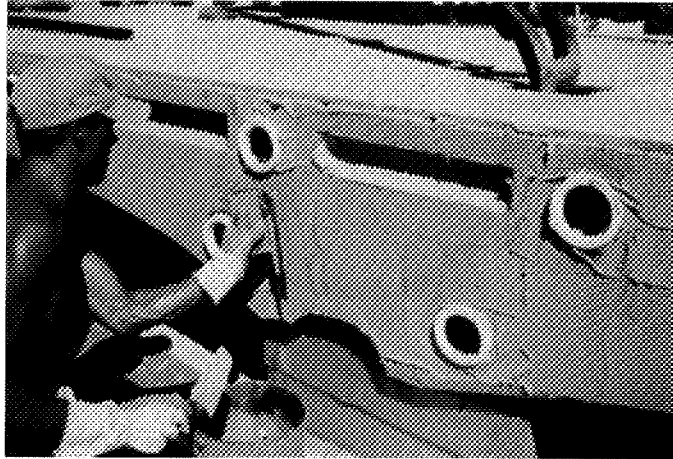


Bild 6 : Klebefuge mit Dichtungsringen

3. **Die Längsspannkabel** vom Typ VSL 6-7. Sie werden in die HDPE Hüllrohre über die ganze Brückenlänge von 214 m eingezogen und vor der Verbundherstellung mit insgesamt ca. 31 MN angespannt. Das Plattenpaket kann dabei frei auf den Teflonunterlagen gleiten.

Korrosionsschutz 5-fach

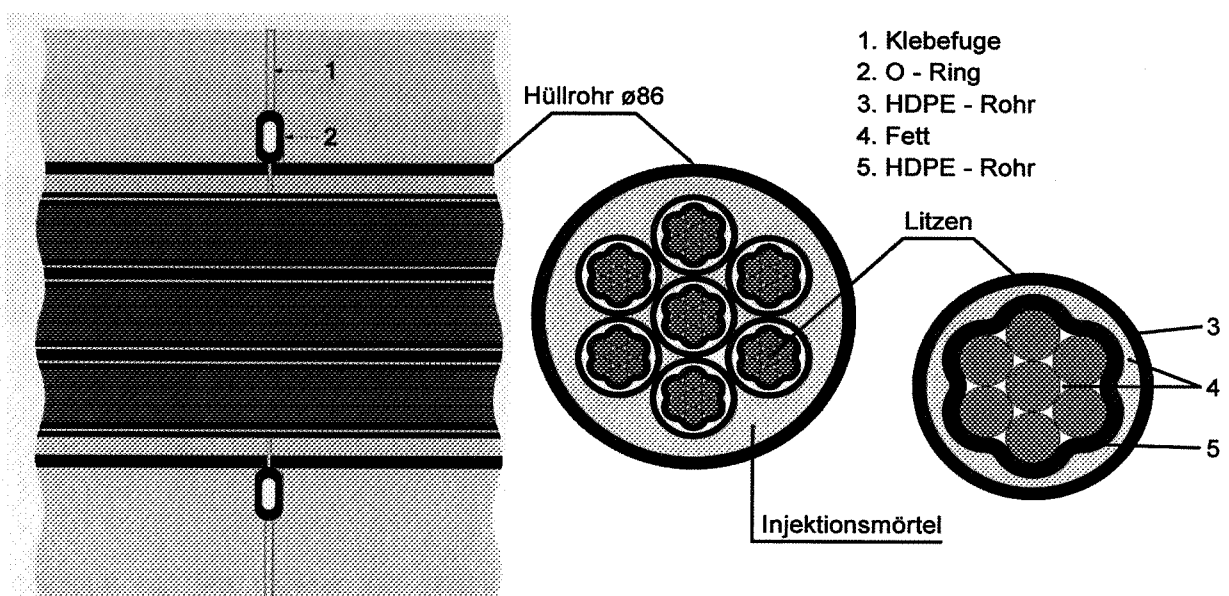


Bild 7 : Spannkabel und Fugendichtung

4. **Die Schweissnähte.** Sie dienen der Verbundherstellung zwischen den Rohrgurten und den Plattensegmenten.

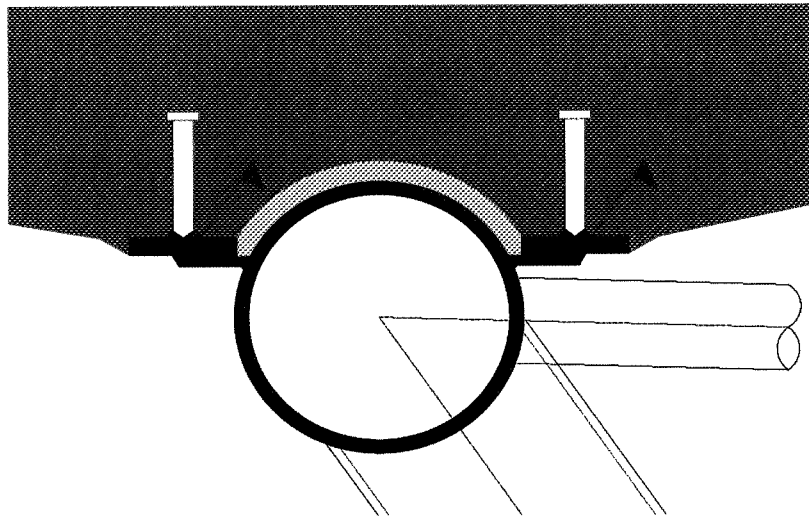


Bild 8 : Verbundfuge Stahl – Beton bei der Talbrücke Dättwil

5. **Der Injektionsmörtel.** Er wird in die Fuge zwischen dem Stahlrohr und der Betonplatte eingepumpt.

Der Schwachpunkt dieser Technik ist in zeitlicher als auch in technischer Hinsicht die Baustellenschweissung zur Herstellung des Verbundes :

- sie muss fast über Kopf, durch die Betonplatte behindert, ausgeführt werden;
- sie kann nur schwer überprüft werden (Augenschein und gegebenenfalls mit dem Eindringverfahren);
- ihre Herstellung dauert zu lange und kostet zu viel.

Da der Beanspruchungsgrad dieser Nähte sehr klein ist, die geprüften Schweisser zuverlässig arbeiten und kräftige Endverankerungen der Fahrbahnplatte in Ortbetonzonen der Endfelder eingebaut werden konnten, wurde diese Technik als Lösung gewählt.

Als Alternative zu den Schweissnähten wird vorgeschlagen, diese durch eine Haftschrift zu ersetzen und die Fugeninjektion zur Verbundherstellung heranzuziehen.



Bild 9 : Von der Schweiss- zur Injektionslösung

Dies bietet sich im Hinblick auf die guten Erfahrungen, die sowohl mit der Injektion von Spannkabeln im allgemeinen, als auch der in Bild 8 dargestellten über 200 m langen Fuge der Talbrücke Dättwil gemacht wurden, an.

Dabei glaubte man anfänglich, dass die Dübel einreihig, zusammen mit der Haftschrift eine genügende Schubkapazität ergeben könnten.

Wegen der sehr unterschiedlichen Tragweise der Dübel und der Haftschrift wurde diese Lösung nach den Vorversuchen jedoch verworfen, denn die zu erwartende Erkenntnis war, dass die Fuge nur soviel trägt wie der stärkere der beiden Verbundmittel. Wegen der sehr unterschiedlichen Steifigkeiten summiert sich die jeweilige Tragkapazität nicht. In diesem Fall ist die Klebefuge steifer als die Dübelreihe; sie reißt zuerst und danach tragen nur noch die Dübel.

1.2.2 Wahl der Verbundfuge

Die Verbundfuge zwischen Betonplatte und Stahloberggurt soll für zwei Verbundbrückentypen möglich sein :

- der Rohrfachwerkbrücke mit runden Obergurten;
- der Fachwerk- oder Vollwandträgerbrücke mit flachen Obergurten.

Zwei Methoden der Verbundherstellung wurden untersucht :

- die direkte Verklebung ⇒ **Klebeverbund**
- die Zementmörtelinjektion mit einer Kombination aus mechanischer Verdübelung und Haftschrift ⇒ **Teilhaftverbund**

Bei der **Verbundherstellung mittels Injektion** stellt sich die Frage, warum dieser Aufwand, warum nicht eine direkte Verklebung?

Die Antwort liegt in der Zugbeanspruchung der Fahrbahnplatte über den Pfeilern bei Durchlaufträgern. Da in den geklebten Fugen der Plattensegmente die schlaffe Bewehrung unterbrochen ist, muss diese Zugbeanspruchung durch eine Längsvorspannung aufgefangen werden. Diese Vorspannung ist, um optimal wirksam zu sein, vor dem Verbund aufzubringen. Dabei müssen die Fahrbahnsegmente auf den Stahlobergurten frei gleiten können : deshalb keine Direktaufklebung der Plattensegmente!

Zwei Dinge sind jetzt ausschlaggebend :

1. die Schubkapazität der Fuge;
2. das Injektionsvolumen.

Die Schubkapazität steigt mit der vom Injektionsmörtel umgebenen Fläche des Stahlträgers.

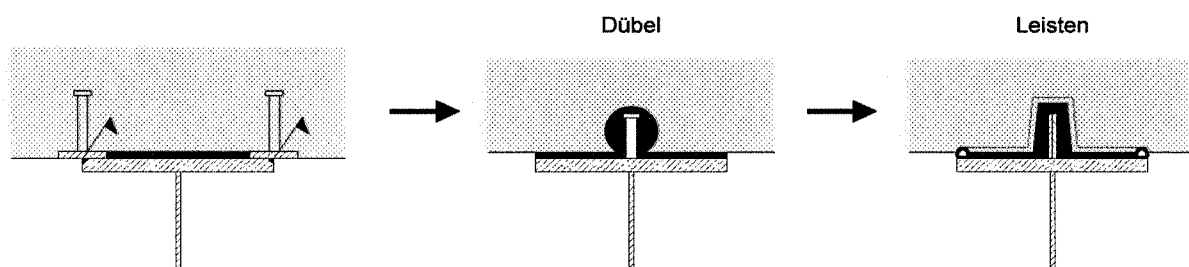


Bild 10 : Entwicklung der Verbundfuge

Um für die hier ins Auge gefassten Strassenbrücken von 30 bis maximal 60 m Spannweite (siehe Kapitel 2) eine genügende Schubkapazität zu erreichen, genügen einreihige Dübel allein nicht. Eine zusätzliche Haftschiicht verträgt sich nicht mit der Dübeltragweise. Deshalb wird zur Steigerung der Schubkapazität eine vertikale Leiste vorgesehen, die, wenn sie im Beton gut verankert ist, auch ein Abheben der Platte verhindert.

Es ergibt sich so, die in der Folge untersuchte und zur Ausführung vorgeschlagene Verbundfuge.

Dabei liegen die Betonsegmente auf kleinen ca. 13 mm dicken Klötzen, die so ausgebildet sind, dass die Fahrbahnplatte beim Vorspannen auf ihnen gleiten kann. Die seitlichen Dichtungen sind so zu wählen, dass sie vor dem Verlegen der Platten eingebaut werden können, kleine Längsverschiebungen beim Vorspannen ertragen und die Dichtigkeit beim Injizieren des Zementmörtels gewährleisten.

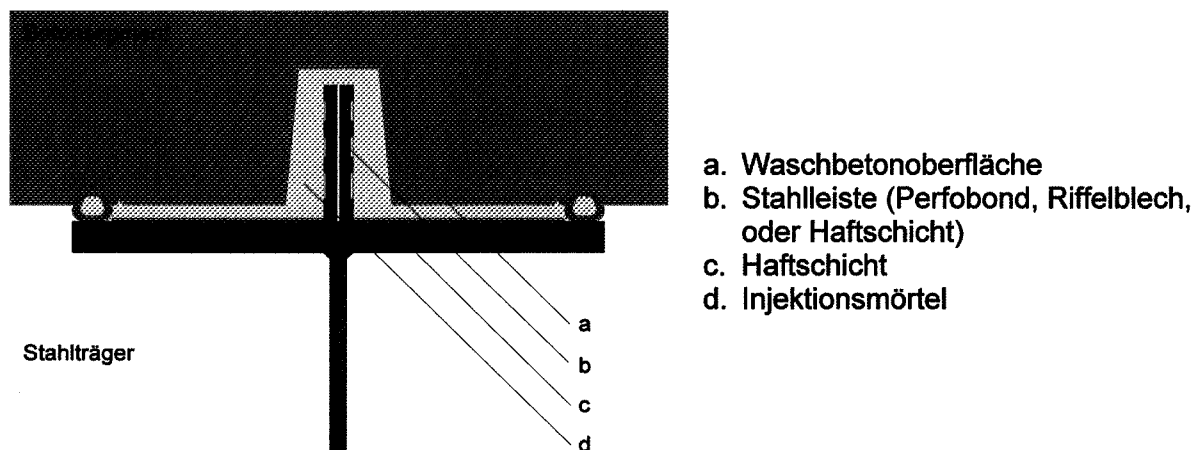


Bild 11 : Standardverbundfuge

An Machbarkeits- und "push-out"- Versuchen, die in der Folge beschrieben sind, werden folgende Parameter studiert :

- der Injektionsmörtel
- die Betonoberfläche
- die Haftschiicht
- die Stahlleiste

1.3 VERSUCHE

Die Versuche gliedern sich in zwei Teilbereiche, dem der Ausführungstechnik und dem des Tragverhaltens.

Im ersten soll untersucht werden, ob und wie eine voll ausinjizierte Fuge erreicht und kontrolliert werden kann. Im zweiten soll mittels sogenannter "push-out"-Versuche die Tragkapazität und das Kriechverhalten der Fugen ermittelt werden.

1.3.1 Ausführungstechnik

Die Ausführungstechnik wurde an fünf verschiedenen Probekörpern untersucht und entwickelt :

1. an einem 3.7 m langen Verbundträger im Oktober 2000 bei der Element AG in Tafers;
2. an einem 150 m langen Hüllrohr PT-Plus Typ 100 im Oktober 2000 bei der VSL in Subingen;
3. an einem 2 m langen Holzmodell im Mai 2004 bei der VSL in Subingen;
4. an kleinen Probekörpern mit Streckmetall im Juni 2004 bei der Element AG in Tafers;
5. an einem 50 m langen Verbundträger (1 : 1-Versuch) bei Zwahlen & Mayr SA in Aigle, an Hand von zwei Versuchen, am 8. September und am 16. November 2004.

Ausführungsversuch 1

Dieser Versuch hatte zum Ziel, die Ausführungstechnik für die Stahl- und Betonoberflächen in der Verbundfuge zu erproben und besonders die Dichtigkeit der Fugen beim injizieren zu prüfen. Er basiert auf einem naturgetreuen Stahlgurt von 40 cm Breite, sowie drei Betonfertigteilen, die untereinander verklebt und verspannt sind.

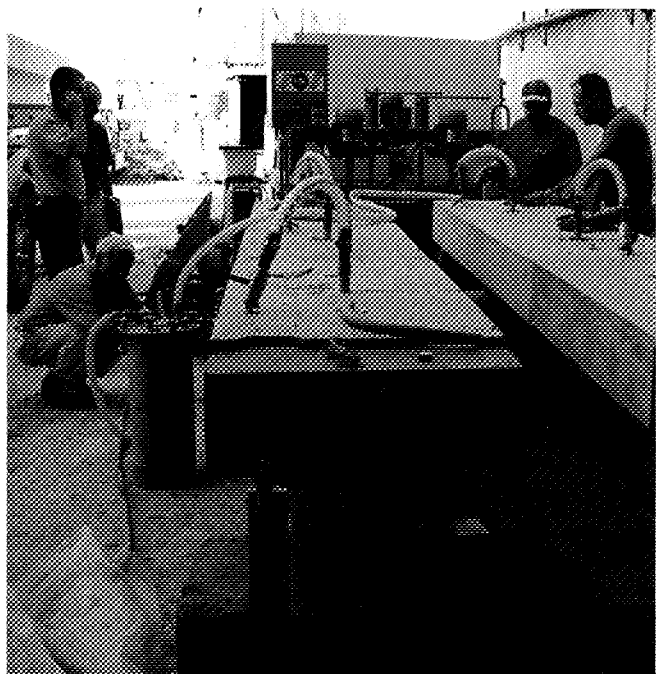
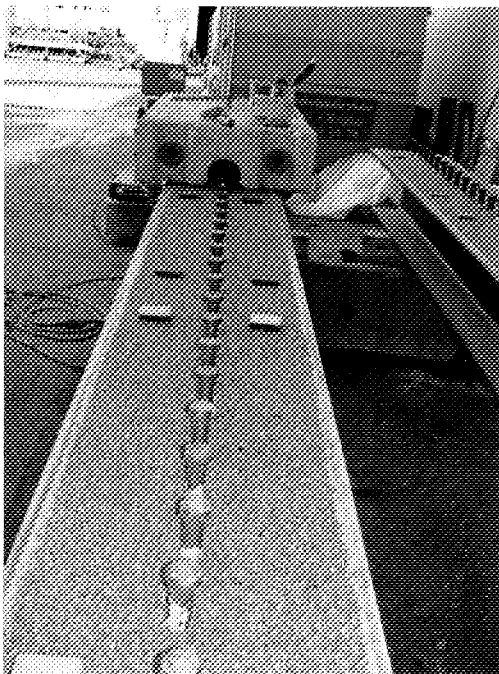


Bild 12 : Ausführungsversuch 1

Für die Dichtfuge zwischen Stahl und Beton wurden zwei Varianten studiert, einmal mit einer Verkittung, zum anderen mit einem unter Wasserdruck gesetzten Moosgummischlauch.

Die Verbundfuge entspricht im Querschnitt der in der Mitte von Bild 10 dargestellten.

Die runde Aussparung wurde mit einem Stahlhüllrohr 110/117 geschalt. Auf die Gurtoberfläche wurde eine Haftschrift aufgetragen bestehend aus einer Epoxydharzgrundlage (ICOSIT-Haftmasse 1mm) und eingestreutem Quarzsand.

Die Ausführungs- und Injektionsversuche brachten folgende **Erkenntnisse** :

1. der Ausbau der runden Schalung ist schwierig, d.h. eine einfachere Schalungsform ist anzustreben;
2. beim injizieren verbleiben am Kopf der Rillen unerwünschte Hohlräume, d.h. Querrillen sind zu vermeiden;
3. die Fuge zwischen den Betonfertigteilen, mit dem Kleber SIKADUR 31, ist dicht;
4. beide Längsfugendichtungen, die des Moosgummischlauches 25/13 und die der Kittfuge aus SIKAFLEX-11FC genügen den Anforderungen. Der Moosgummischlauch ist zu bevorzugen, da er eine gleichmässige Qualität garantiert;
5. die Längsaussparungen für den Moosgummischlauch müssen so verbessert werden, dass ein seitliches Ausweichen verhindert wird;
6. die Injektionsdrücke sind an einem Modell mit verbesserten Längsaussparungen für den Moosgummischlauch neu zu ermitteln.

Ausführungsversuch 2

Dieser Versuch hatte zum Ziel, die Injektionsdruckverteilung an einem vom Volumen her ähnlichen Hohlraum (Hüllrohr PT-Plus Typ 100) über eine grössere Länge zu ermitteln.

Die folgende Injektionsdruckverteilung konnte nach ca. 70 Minuten (1'700 l Füllgut) gemessen werden :

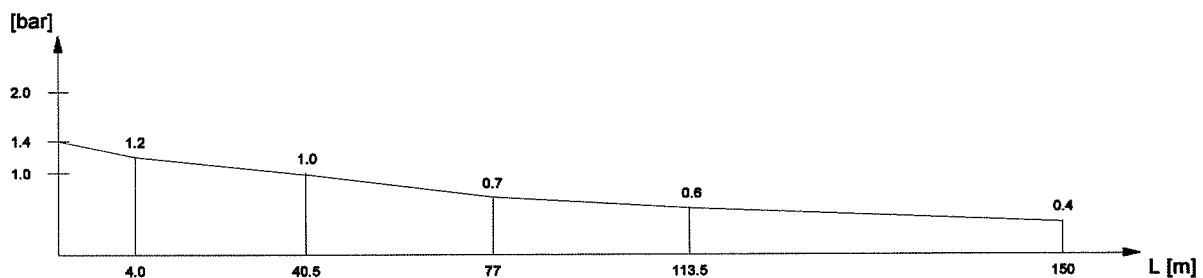


Bild 13 : Injektionsdruckverteilung

Die Einfüllung erfolgte in einen Unterdruck von – 0.7 Bar.

Im nahezu linearen Bereich, nach dem Druckabfall von 0.2 bar hinter dem Einfüllstutzen ist also mit einer Druckverminderung von ca. 0.55 bar auf 100 m zu rechnen. Dies gilt für einen hindernisfreien Kreisquerschnitt mit relativ glatter Oberfläche und einer ansteigenden Neigung von 1%.

Ausführungsversuch 3

Ziel dieses Versuches war es, den möglichen Injektionsdruck bei der Abdichtung mit einem Moosgummischlauch in einer trapezförmigen Aussparung zu testen.

Dafür wurde ein 2.0 m langes Holzmodell verwendet (Bild 14) :

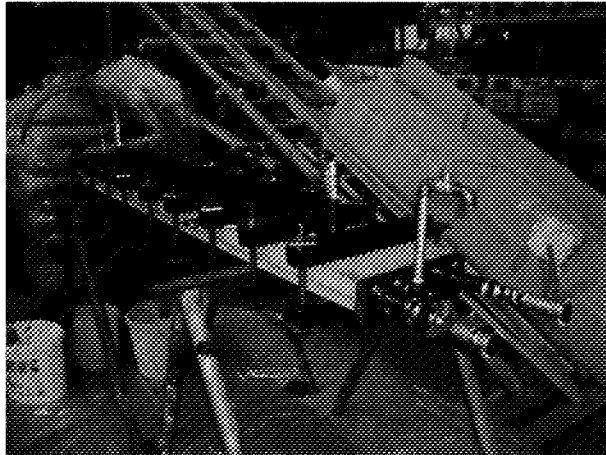
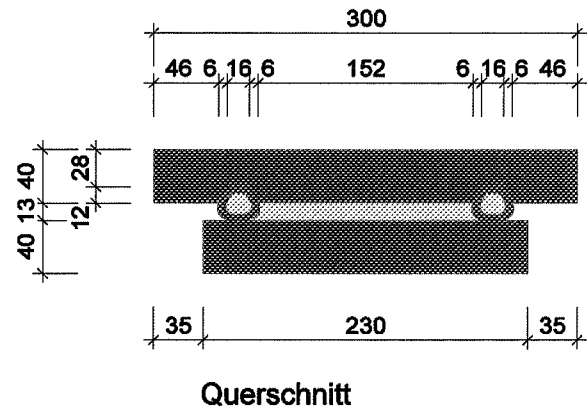


Bild 14 : Holzmodell



Folgende **Ergebnisse** wurden erzielt :

1. der Moosgummischlauch ertrug einen Wasserdruck von 3.0 bar. Bei einem nachträglichen Versuch ist er bei über 7 bar beplatzt;
2. mit einem Wasserdruck im Dichtungsschlauch von 2.0 bar war die Fuge optimal ausgefüllt und der Injektionsdruck des Verfüllmaterials in der Fuge konnte ohne die Spur einer Undichtigkeit bis auf ca. 13 bar gesteigert werden (Bild 15).

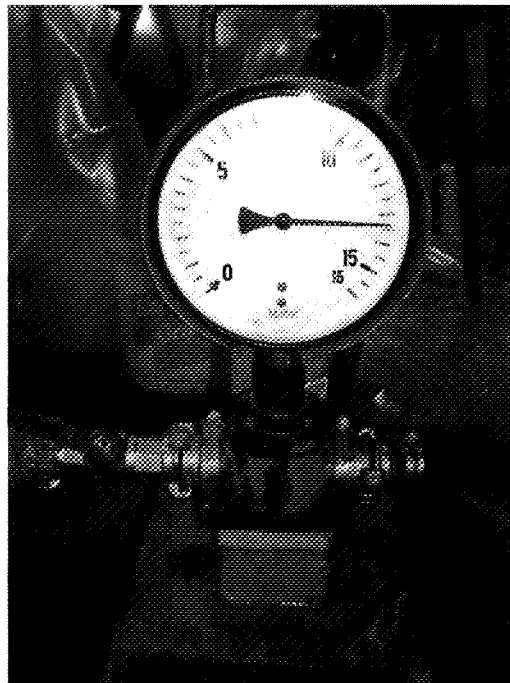


Bild 15 : Max. Injektionsdruck am Holzmodell

Folglich wurden sowohl die Form der trapezförmigen Aussparung als auch der Moosgummischlauch für den Hauptversuch am naturgetreuen Modell vorgesehen.

Ausführungsversuch 4

Bei der Herstellung der Betonelemente für die "push-out"-Versuche hat es sich gezeigt, dass die mit Abbindeverzögerern erlangte Betonrauhigkeit nicht immer den gestellten Anforderungen entsprach und bei den Versuchen zu unbefriedigenden Ergebnissen führte.

Es stellte sich die Frage, ob nicht durch das Einlegen von Streckmetall in die Fuge eine stets gleichermassen raue Oberfläche erreicht werden könnte.

Es wurden Betonversuche an flachen und trapezförmigen Fugenflächen durchgeführt.

Die folgenden Bildern zeigen die Ergebnisse :

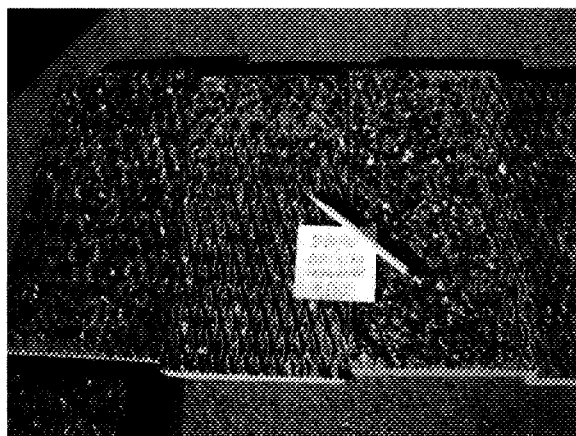
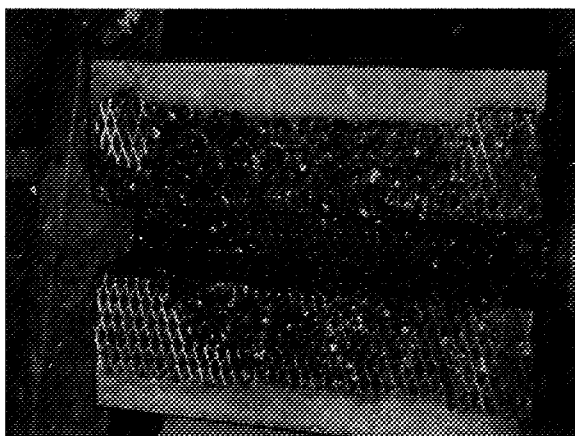


Bild 16 : Streckmetall in der Fuge

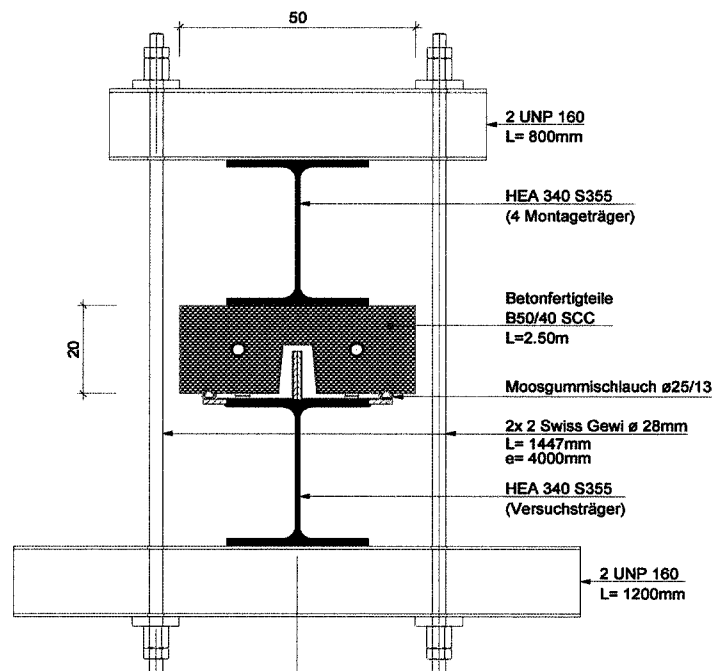
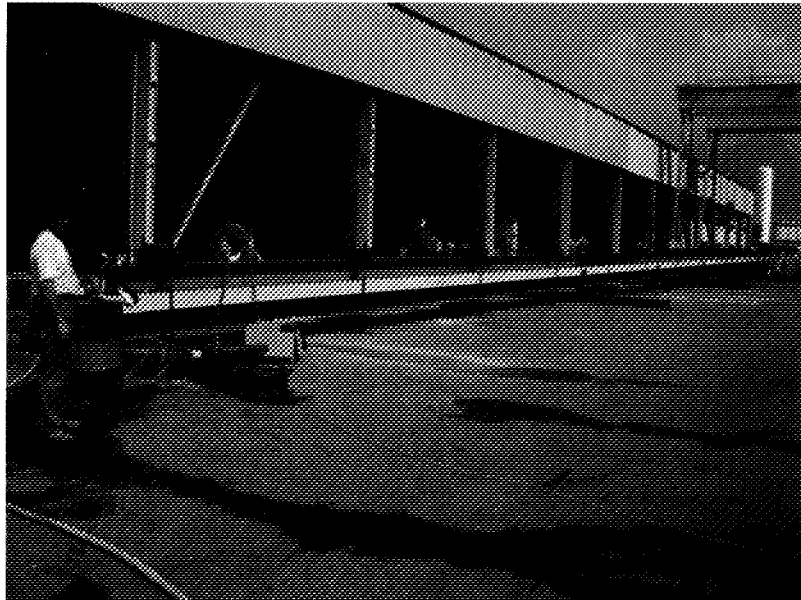
Es ist ersichtlich, dass es mit Streckmetall schwierig ist, eine gleichmässig raue Oberfläche zu erzielen, da der Beton das Streckmetall unterschiedlich tief durchdringt.

Versuche am ICOM der EPFL zeigen, dass die Fugenbewehrung mit Streckmetall gegenüber einer 3 bis 4 mm tiefen Waschbetonoberfläche keine Laststeigerung bringt.

Es wurde in der Folge auf diese Schalungsart verzichtet und eine nach klaren Vorgaben herzustellende und zu kontrollierende Waschbetonfuge vorgeschrieben.

Ausführungsversuch 5

Schlussendlich wurde an einem 50 m langen 1 : 1 Modell mit naturgetreuen, d.h. baupraktisch reellen Abmessungen und Oberflächenbeschaffenheiten die für das Verbundsystem entscheidende Injektionsprobe vorgenommen.



Querschnitt

Bild 17 : 1 : 1 Versuchsbank

Das Versuchsziel war, den Nachweis zu erbringen, dass es möglich ist, die "Standartfuge" von Bild 11 zwischen einem Stahlobergurt und einer Betonplatte in ihrer spezifischen Form und Oberflächenbeschaffenheit über eine ansteigende (1%) Strecke von 50 m mit dem von VSL speziell entwickelten HPI – Injektionsgut kraftschlüssig (voll) auszuinjizieren, wobei für die beidseitige Abdichtung der Moosgummischlauch 25/13, (hellgrau, Achtung Bezugskontrolle bei Maag-Technik, Poren und Dichtigkeit!) unter Innendruck (Wasser → Injektionsgut) verwendet wird.

Nachdem der Injektionsversuch am 8. September 2004 wegen eines fehlerhaften Dichtungsschlauches abgebrochen werden musste, wurde am 16. November der Versuch wiederholt. Dabei riss einer der beiden Moosgummischläuche, die mit einem durch Wasser erzeugten Innendruck von 1.6 bar in die Fuge gepresst waren, in der Nähe des Einfüllstutzens unter einem Injektionsdruck in der Fuge von 1.2 bar.

Nachdem das gerissene Schlauchteil längs aus der Fuge herausgezogen und der Schlauch wieder unter den ursprünglichen Innendruck gesetzt werden konnte, wurde die Injektion innert fünf Minuten unter einem Druck von 1.0 bar zu Ende geführt.

Die gesamte Injektionszeit betrug eine Stunde. Die Fuge war dicht, denn es lief kein Injektionsgut aus. Eine nachträgliche Kontrolle der ausgehärteten Fuge an sechs Schnittstellen zeigte eine hundert prozentige Verfüllung.

Der Riss des Moosgummischlauches ist mit grosser Wahrscheinlichkeit auf eine Verletzung beim Einbau oder die scharfen Kanten der Einlegenut zurückzuführen.

Bei Vorversuchen hat es sich gezeigt, dass der gewählte Schlauch in freier Luft unter beträchtlicher Verlängerung und Querschnittsvergrösserung schon bei 0.5 bar platzt, hingegen in die gewählte Fuge eingebettet bis 7.0 bar erträgt.

Aus diesen Versuchen können folgende Erkenntnisse gewonnen werden :

1. Für den Stahlbau ist die Einhaltung der in der Norm SIA 263/1 festgelegten geometrischen Toleranzen zu gewährleisten. Insbesondere der Abstand zwischen den Hauptträgern muss der Tabelle 10 (Kranbahnen) genügen.
Die Obergurte sind oben bündig auszuführen und die Schweissnähte sind im Bereich der Dichtungsschläuche abzuschleifen.
2. Die Betonfertigteile sind in einem genau vermessenen Schalbett herzustellen, so dass die Rillen für die Moosgummischläuche genau über den Gurträndern zu liegen kommen.
3. Die Stirnflächen der Betonfertigteile sind im Bereich der Klebefuge durch Sandstrahlen aufzurauen.
4. Die Verklebung der Plattenelemente untereinander hat so zu erfolgen, dass kein Klebstoff in die Hüllrohre für die Vorspannung und in die Rinnen für die Moosgummischläuche eindringen kann.
5. Die Moosgummischläuche sollen nicht eingezogen, sondern verlegt werden, so dass sie nicht unter Längszug stehen, der ihre Querdehnung behindert.
6. Die Moosgummischläuche sind mit einem Wasserdruck von maximal 1.5 bar aufzupumpen.
7. Die Fuge ist vorgängig mit Wasser zu füllen, um
 - die Betonoberflächen zu benetzen (Fülldauer ca. 20 Std.)
 - die Fugendichtigkeit zu prüfen.
8. Es ist zu prüfen ob der Injektionsdruck die Betonplatte abheben kann. Gegebenenfalls ist sie dagegen zu sichern.
9. Die Injektion der Fuge mit Zementmörtel ist in einem Unterdruck von – 0.8 bar und bis zur Verfüllung aller Sichtschläuche vorzunehmen. Dabei darf der gemessene Injektionsdruck am Eingang 1.0 bar, nicht übersteigen.
10. Nach dem Erhärten des Injektionsgutes (ca. 20 Std. nach Injektionsende) ist das Wasser in den Moosgummischläuchen durch den gleichen Injektionsmörtel zu ersetzen.
11. Am Injektionseingang ist nebst der Messuhr ein Druckreduzierventil einzubauen, mit dem der Spitzeninjektionsdruck auf 1.0 bar begrenzt werden kann.

12. Das VSL-HPI-Injektionsgut soll nach dem Mischen eine Fliesszeit von 17 Sekunden nicht überschreiten.
13. Die Länge eines Injektionsabschnittes ist auf maximal 50 m zu begrenzen mit durchsichtigen Steigrohren ca. alle 10 m.
14. Eine seitliche Fugensicherung ist so einzubauen, dass sich der Moosgummischlauch unter dem Injektionsdruck an ihr abstützen kann.
15. Mit den beteiligten Firmen sind die zu gewährleistenden Toleranzen so zu vereinbaren, dass die seitliche Fugensicherung wirksam installiert werden kann.
16. Das Verfahren "Teilhaftverbund durch Injektion" soll bei einer Verbundbrücke von einem Gesamtunternehmer abgewickelt werden.

Ergebnisse :

Bei strikter Einhaltung aller 16 Vorgaben kann das Injektionsverfahren empfohlen werden, wobei der Fliesszeit und der Zusammensetzung des Injektionsgutes in Abhängigkeit von der Aussentemperatur ein besonderes Augenmerk zu schenken ist. Eine Verbesserung und Vereinfachung der seitlichen Fugendichtung ist anzustreben.

1.3.2 "Push-out"-Versuche

In der Zeit von November 2001 bis August 2004 wurden am ICOM der ETH Lausanne in fünf Versuchsserien insgesamt 61 "push-out"-Versuche durchgeführt.

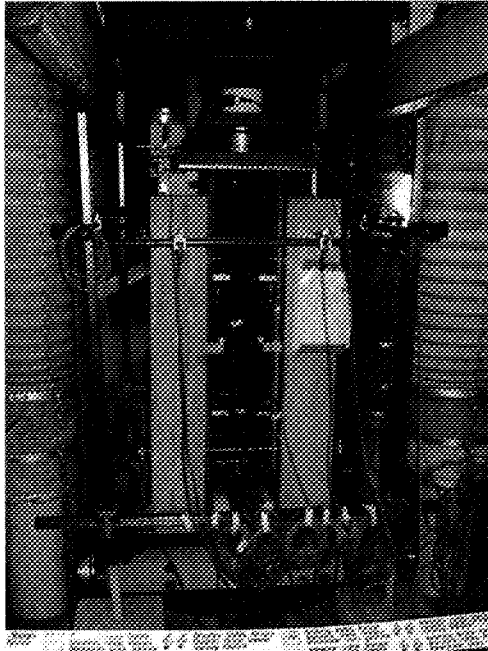


Bild 18 : Photo der Versuchseinrichtung

Folgende Tabelle erlaubt einen Überblick über die Versuchsserien :

Serie	Datum		Versuche	
	Nr.	Versuche ICOM	Bericht ICOM	Anzahl
1	28.11.01 ↓ 05.12.01	März 2002	6	Kapazitätssteigerung der Dübelfuge
2	22.10.02 ↓ 27.11.02	Dezember 2002	21	Wahl der Verdübelungsart
3	15.07.03 ↓ 26.11.03	November 2003	17	Abhängigkeiten der Verdübelungsart
4	27.11.03 ↓ 08.04.04	April 2004	8	Nachträge zu 3.
5	16.08.04 ↓ 27.08.04	September 2004	9	Kapazitäten der optimierten Verbundtechnik

Tabelle 1 : Zusammenstellung der Versuche

Ziel dieser Versuche war es, die Schubkapazität der entwickelten **Injektionsverbundtechnik** zwischen dem Stahlträger und der Betonplatte zu ergründen. Dabei wurde auch das Ermüdungs-, Kriech- und Ausreissverhalten der Verbundfugen untersucht.

Versuchserie 1 (Vorversuche)

Alle Details dieser Versuchserie sind in dem Bericht des ICOM Nr IC 698-1 mit dem Titel "Essais push-out : Teilklebeverbund" von März 2002 beschrieben [31].

Die Versuche fanden an folgenden Probekörpern statt :

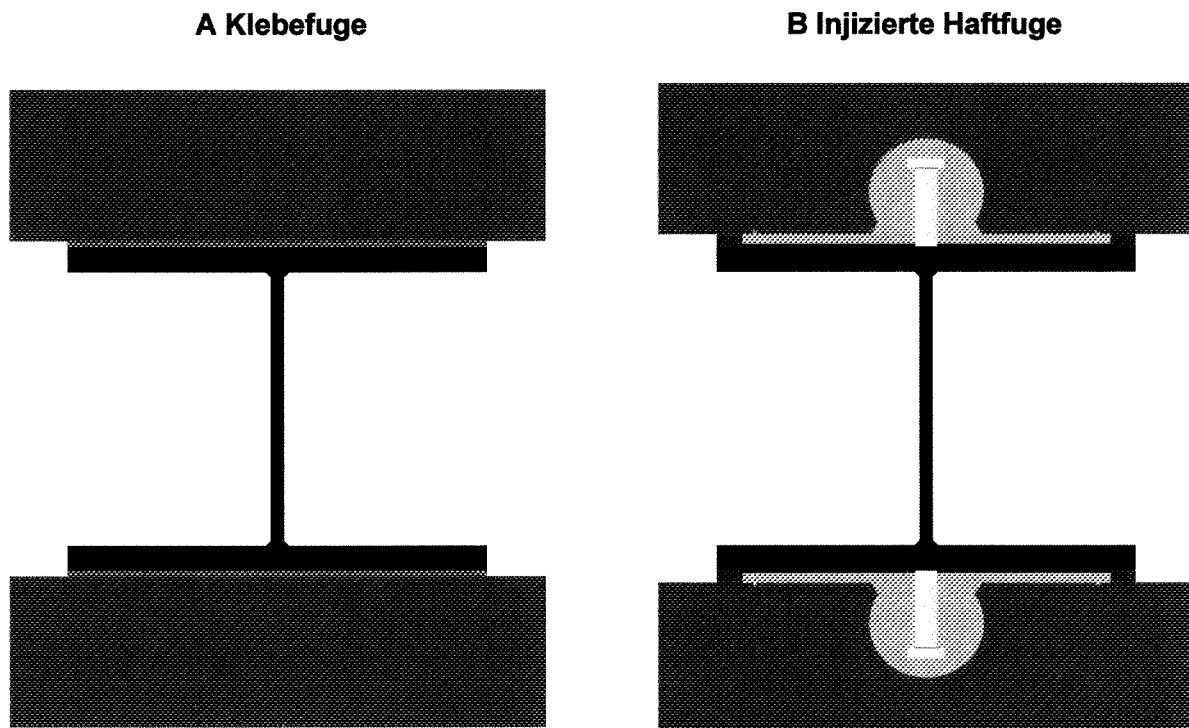


Bild 19 : Probekörper im Querschnitt

1. Versuch	P_{ref}	Fuge B	6 Dübel
2. Versuch	P_0	Fuge B	feine Haftschrift
3. Versuch	P_1	Fuge B	6 Dübel und feine Haftschrift
4. Versuch	P_2	Fuge B	6 Dübel und grobe Haftschrift
5. Versuch	P_3	Fuge A	geklebt (SIKADUR 31)
6. Versuch	Zugversuch an einer Hälfte von P_0		

Die Ergebnisse der "push-out"-Versuche sind in folgender Graphik zusammengestellt :

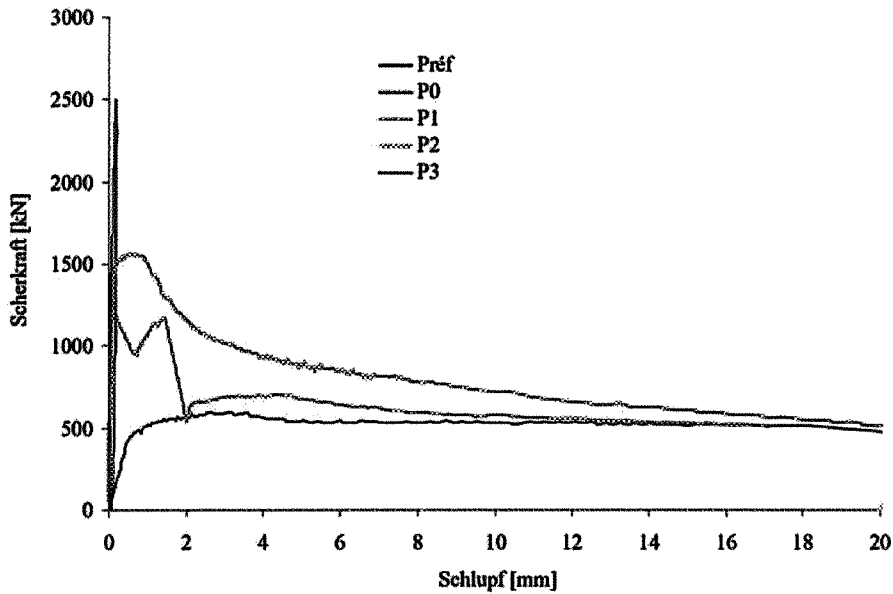


Bild 20 : Kraft-Verformungsdiagramm

Es ergeben sich folgende Erkenntnisse :

1. Die Traglast der Dübel alleine (Préf) ist mit 594 kN um ca. 18% kleiner als die nach der Norm SIA 161 mit einem Beton C35/45 berechnete (720 kN).
Das Bruchbild hat gezeigt dass dafür die Qualität des unbewehrten Injektionsmaterialies ($f_{ck} = 44$ MPa) verantwortlich ist.
Folgerung : Injektionsmaterial verbessern
2. Die Traglast der Klebefuge allein (P3) erreicht mit 2'506 kN den höchsten Wert aller Versuche. Die errechnete Schubspannung beträgt dabei 3.30 MPa.
Die Bruchlast liegt beim Wiederholen des Versuches mit 2'112 kN etwas niedriger, wobei eine gewisse Lastumlagerung durch Kriechen in der Fuge zu beobachten ist.
Folgerung : Kriechverhalten der Verbundfugen überprüfen
3. Die Kombination von injizierter Haftfuge und Dübel (P1) bringt erwartungsgemäss keine Laststeigerung, da ihr duktilen Verhalten zu unterschiedlich ist.
Folgerung : Dübel scheidet für die weiteren Untersuchungen mit Klebe- bzw. Haftfuge aus
4. Die grobe Haftschrift (P2), d.h. die mit der groben Körnung bis 3.2 mm Durchmesser bringt einen um ca. 23% höheren Wert als jene mit der feinen Körnung (0.4 – 0.8 mm).
Folgerung : Versuche mit grober Haftschrift fortsetzen
5. Der Abriss der Klebefuge im Zugversuch erfolgt bei einer Spannung von 0,53 MPa entsprechend einer Zugkraft von 185 kN/m.
Es ist ein stellenweiser Abriss in der Korrosionsbeschichtung zu beobachten.
Folgerung : Haftschrift direkt auf SA 2 ½ gestrahltem Stahl auftragen
6. Das Ausschalen der mit einem Metallhüllrohr erstellten Verbundfuge ist schwierig. Dabei ist mit Betonabbrissen an den Kanten zu rechnen.
Folgerung : Fugenform und Schalung ändern

Versuchsserie 2

(Siehe Bericht ICOM Nr. IC 464-1, [32])

Diese Versuchsserie umfasst 21 Versuche, drei Ausreissversuche und 18 "push-out"-Versuche.

Nach den Auswertungen der ersten Versuchsserie wurde die Verbundfuge statt in der Omega in einer Trapezform (Bild 11) ausgebildet und das Injektionsgut verbessert. Das neue Injektionsgut, von VSL International entwickelt [37], erreicht eine Mindestdruckfestigkeit von 80 MPa. Ausserdem wurde neben reinem Haftverbund eine Kombination mit mechanischer Verdübelung studiert, neben konventionellen Dübeln allein als Referenzverdübelung, mit Perfobond- und Riffelblechleisten.

Die Ausreissversuche fanden an den folgenden drei Probekörpern statt :

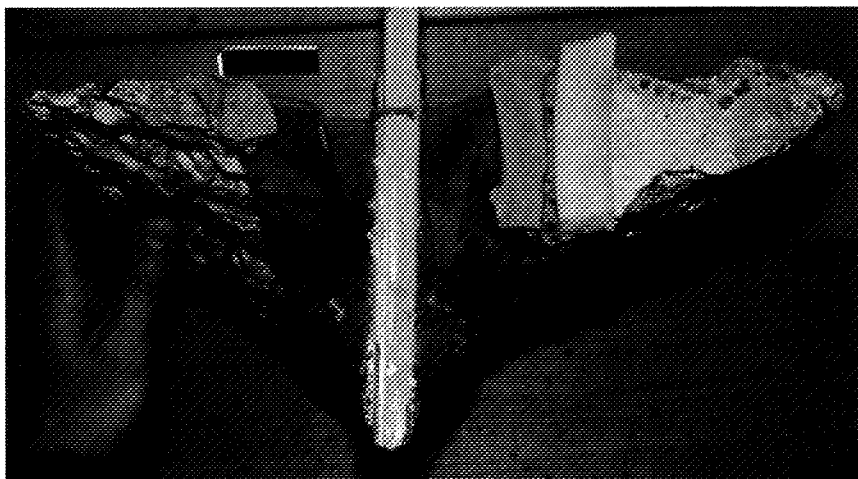
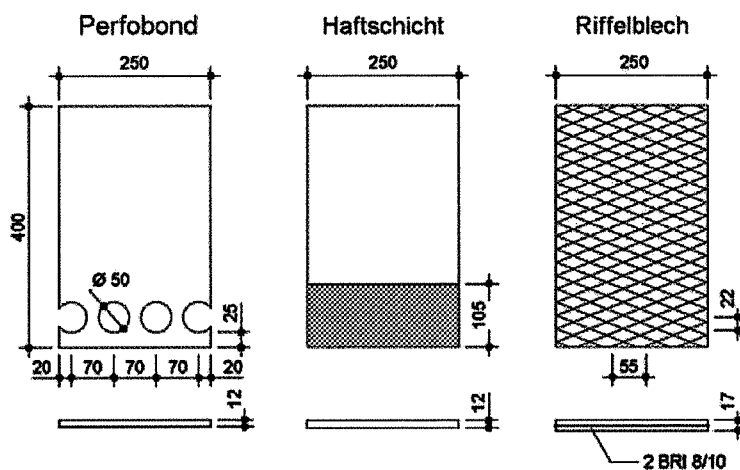


Bild 21 : Versuchskörper für die Ausreissversuche + Risskonus

Folgende Ausreisslasten wurden bei einer Einbindetiefe von 97 mm erreicht :

- Perfobondleiste $Z = 275 \text{ kN/m}$
- Haftschrift $Z = 376 \text{ kN/m}$
- Riffelblech $Z = 373 \text{ kN/m}$

Offensichtlich werden sowohl mit der Haftschrift als auch mit dem Riffelblech höhere Werte als mit der Perfobondleiste erzielt. Sie entsprechen in etwa dem doppelten Wert der bei direktem Aufkleben erreicht wird. Insgesamt, d.h. mit Leiste und Haftschrift kann eine Ausreisslast von ca. 560 kN/m erwartet werden.

Die "push-out"-Versuche wurden mit den folgenden Versuchskörpern in jeweils dreifacher Ausführung durchgeführt :

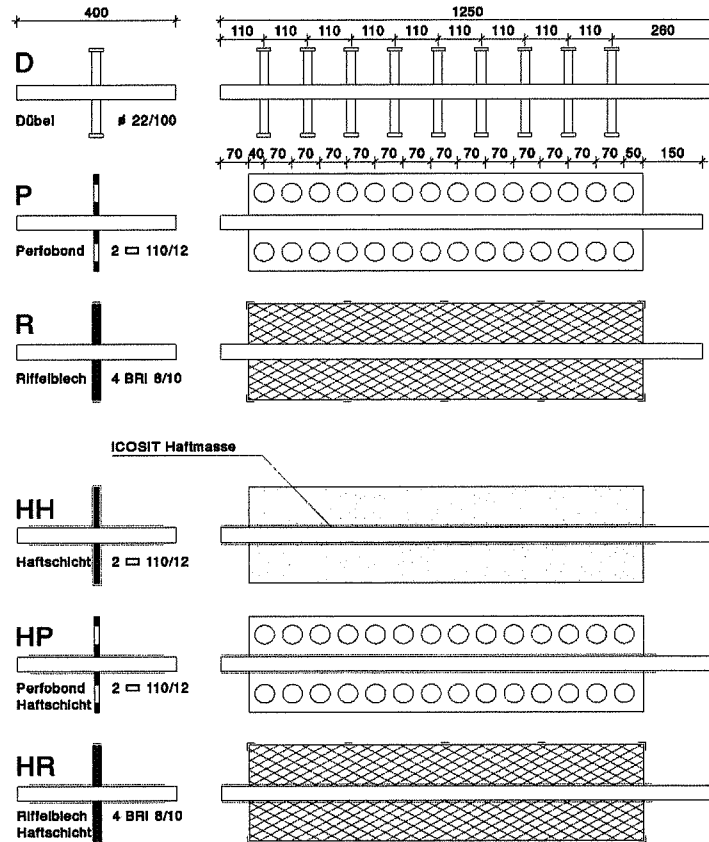


Bild 22 : Versuchskörper für die "push-out"-Versuche – Typ 100

Es ergaben sich folgende Bruchlasten T_u in kN :

Probekörpertyp		Gerechnet	Gemessen		
			Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3
Dübel allein	D	2'160	1'757 ⁽⁺⁾	2'464	—
Perfobond allein	P	2'540	1'321 ⁽⁺⁾	1'966	1'996
Riffelblech allein	R	2'540	2'337	2'226	2'033
Haft + Haft	HH	4'000	4'378	4'537	3'913 ⁽⁻⁾
Haft + Perfo	HP	4'000	4'449	4'952	4'330 ⁽⁻⁾
Haft + Riffel	HR	4'000	5'750	5'635 ⁽⁻⁾	5'339 ⁽⁻⁾

Tabelle 2 : Ergebnisse der "push-out"-Versuche

(+) Betonprobekörper nicht vorschriftsmässig gelagert

(-) nach dreitägiger Belastung mit 50% der errechneten Traglast

Bei diesen Versuchen fällt die mittels der auf den Gurt aufgetragenen Haftschrift erreichte Verdoppelung der Traglast gegenüber einer mechanischen Verdübelung auf.

Unerwartet hohe Werte wurden mit der Kombination von Haftschrift auf den Gurten und stehenden Riffelblechen erreicht. Über die kürzeste Risslinie (siehe Bild 25) beträgt die mittlere Schubspannung bei den Versuchen maximal 6.25 MPa und im Mittel aus drei Versuchen ca. 6.0 MPa.

Ein Vergleich der Kraft-Verformungsdiagramme zeigt, dass die Duktilität der Verbindung mit zunehmendem Haftverbund abnimmt.

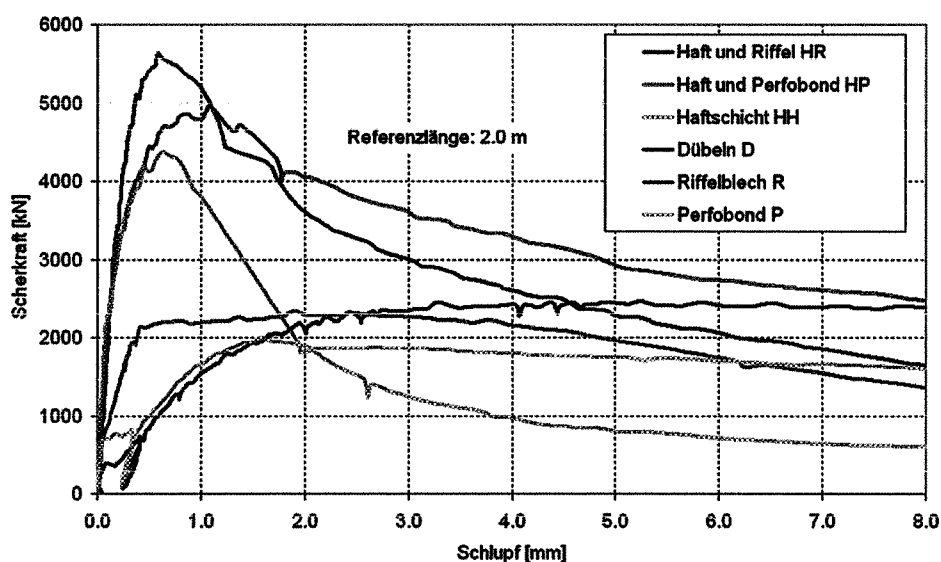


Bild 23 : Kraft-Verformungsdiagramme

Eine Analyse der Bruchbilder ergibt, dass die Tragkapazität in der Fuge nach der substantziellen Verbesserung des Injektionsmaterialies besonders von zwei Bereichen abhängt :

- der Oberfläche des Stahles,
- der Oberfläche des Betons.

Aus den Versuchen R (nur Riffelblech) und HH (nur Haftschrift) können die folgenden Grenzscherbanspannungen (MPa) in der Fuge zwischen Stahlgurt und Injektionsgut ermittelt werden :

Riffelblech		Haftschrift	
R - 1	5.3	HH - 1	3.7
R - 2	5.1	HH - 2	3.8
R - 3	4.6	PHH - 3	3.3
Mittelwert	5.0		3.6

Die verhältnismässig niederen Werte in den Haftschriftfugen vom Typ HH erklären sich aus dem Bruchbild, das zeigt, dass das Versagen im Korrosionsanstrich statt fand. **Deshalb wird in der Folge die ICOSIT-Haftschrift direkt auf den gestrahlten Stahl aufgetragen.**

Aus der Produktsumme der Mittelwerte mit den anteiligen Flächen erhalten wir die folgende Schubkapazität :

$$T_{\text{berechnet}} \cong 5.0 \times (4 \times 110 \times 1'000) + 3.6 (2 \times 340 \times 1'100) \cong 4'900 \times 10^3 \text{N}$$

Der Mittelwert aus den Versuchen ergibt sich wie folgt :

$$T_{\text{Versuch}} = \frac{1}{3} (5'750 + 5'635 + 5'339) = 5'575 \text{ kN} \cong 1.14 F_{\text{berechnet}}$$

Es ist interessant festzustellen, dass der Widerstand der aus beiden Verbundmitteln zusammengesetzten Probekörper (HR) im Mittel ca. 14% grösser liegt, als der berechnete. Hier spielt voraussichtlich die orthogonale Anordnung der Schubflächen eine Rolle, da durch sie jeweils die Querdehnung behindert wird und ein gutes Zusammenwirken ergibt [36].

Folgende **Kriechverformungen** unter einer konstanten Last von 2'000 kN konnten beobachtet werden :

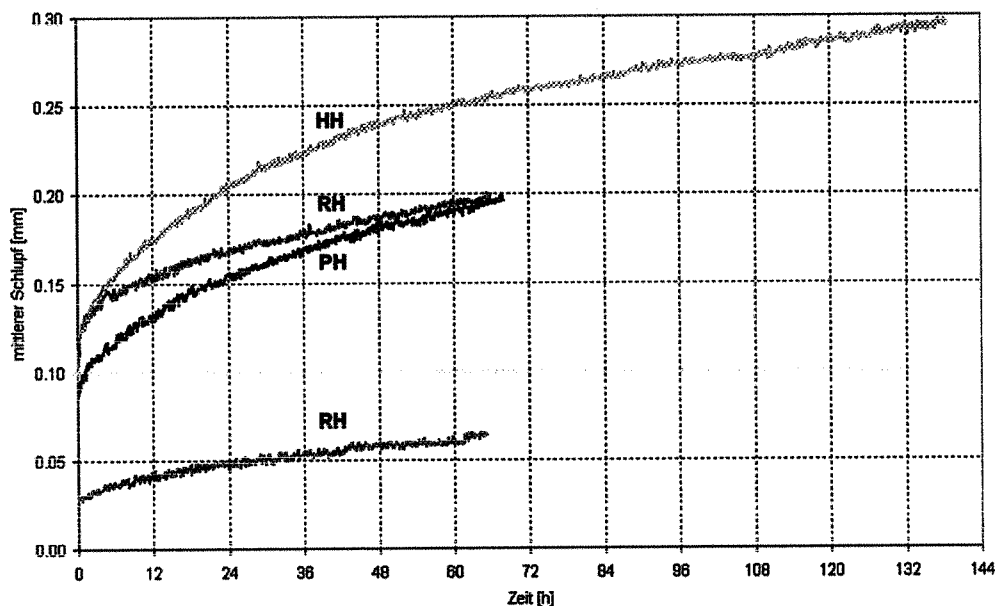


Bild 24 : Kriechverformungen

Fugen mit mechanischem Verbund scheinen weniger kriechnfällig zu sein als solche mit alleiniger Haftschrift.

Aus diesen Versuchen können die nachstehenden **Folgerungen** gezogen werden :

1. die **Verbundkombination Riffelblech – Haftschrift ist in Bezug auf die Schubkapazität vielversprechend** ($\tau_{\text{ULT}} \sim 5 \text{ MPa}$), verhält sich jedoch nur mässig duktil. Sie ist in Bezug auf das Kriechen und die Ermüdung weiterzuverfolgen;
2. die rein mechanische Verzahnung mit stehenden Riffelblechen ergibt höhere Werte als der entsprechende Haftverbund. Ein reiner orthogonaler Riffelblechverbund sollte noch untersucht werden.

Versuchsserien 3 und 4

(Siehe Bericht ICOM Nr. IC 464-2, [33, 34])

Diese Versuchsserien hatten folgende **Ziele** :

1. die **Abhängigkeit der Traglast von der Fugengrösse** zu überprüfen. Deshalb werden Versuchskörper hergestellt, die nur ca. 33 bzw. 66% der Verbundfläche der vorausgegangenen Versuche aufweisen;
2. die **Abhängigkeit der Traglast von der Oberflächenbeschaffenheit** der Betonkörper in der Fuge zu zeigen;
3. **rein mechanischen Verbund mit orthogonalen Riffelblechen zu prüfen**, um zu sehen ob sich die in der vorausgehenden Versuchsserie geweckten Hoffnungen erfüllen;
4. an Langzeitkriechversuchen (2 Monate) das **Kriechverhalten** mit dem von herkömmlichem Dübelverbund zu vergleichen;
5. **Ermüdungsversuche** durchzuführen.

Für die bleibenden Versuche wurden folgende Bezeichnungen festgelegt :

HR 33	} Haftschrift + Riffelblech	33%	} Verbundfläche
HR 66		66%	
HR 100		100%	

Ebenso die Bezeichnung RR für liegendes und stehendes Riffelblech und D für Dübel.

Im Gegensatz zu den Versuchen der zweiten Serie wurde hier die geforderte Betonrauhigkeit nur vereinzelt erreicht. Die ungenügenden Probekörper wurden mit einem Nadelhammer oder einer Sandstrahlung nachbehandelt.

In der folgenden Tabelle ist das Versuchsprogramm zusammengestellt, mit den Grundannahmen für die Kriech- und Ermüdungsversuche, die erreichten Bruchlasten und die Bruchflächenanteile.

Vorgaben in [MPa]				Versuchsergebnisse			
Versuchskörper	Kriechen (2 Monate)	Kriechen (12 Stunden)	Ermüdung Min/max.	Bruchlast [kN]	Bruchflächenanteile Typ		
	τ	τ	τ	T_u	1	2	3
HR 33 - 1	1.9/1.2*			1'670	30	70	-
- 2		1.9		1'546	50	30	20
- 3		1.17		1'062	15	85	-
- 4		1.17		995	15	85	-
- 5	1.17			-	-	-	-
HR 66 - 1			1.4/2.3	-	60	15	15
- 2			0.7/1.3	2'537	50	20	10
- 3	1.8/1.1*			2'061	30	60	10
- 4		1.8		2'399	20	80	-
- 5		1.17		1'541	15	85	-
- 6		1.17		2'705	15	85	-
- 7			0.9/1.7	-	-	-	-
RR 33 - 1	-	-	-	-	80	20	-
- 2		0.6		1'076	100	-	-
- 3	1.17			-	-	-	-
- 4		1.17		1'516	20	80	-
RR 66 - 1			0.7/1.3	2'246	100	-	-
- 2			0.9/1.7	2'409	100	-	-
- 3	1.8/1.1*			2'085	100	-	-
- 4				2'824	70	30	-
- 5		1.17	0.9/1.7	-	-	-	-
D 66 - 1	1.12						

Tabelle 3 : Versuchsprogramm und Ergebnisse

* Anfänglich zu hoch angesetzt

Dabei handelt es sich bei den Bruchflächen um folgende Typen :

Typ 1 zwischen Haftschrift und Injektionsmörtel

Typ 2 zwischen Betonkörper und Injektionsmörtel

Typ 3 zwischen Haftschrift und Stahlgurt

Die Beanspruchungen für die Kriech- und Ermüdungsversuche wurden wie folgt festgelegt :

Annahme für die Grenzscherbspannung : $\tau_u = 3.5 \text{ N/mm}^2$

Ermüdungslasten min. und max. : $0,26 \tau_u \div 0,48 \tau_u$

$$\Delta\tau = 0,22 \tau_u$$

Kriechen : $\tau = 0,33 \tau_u$

Diese Festlegungen entsprechen den in der Praxis des Verbundbrückenbaues nach Schweizer Normen berechneten Grenzwerten.

Die möglichen Bruchflächen betreffen die folgenden Fugentypen oder queren teilweise auch das Injektionsgut und den Betonkörper über die kürzeste Risslinie :

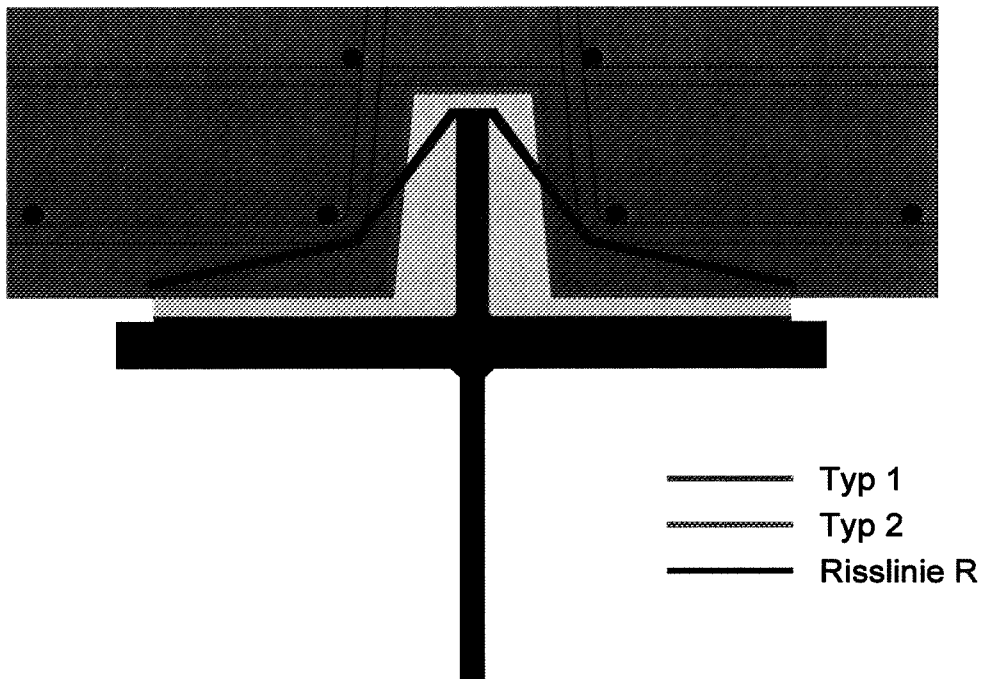


Bild 25 : Bruchflächentypen

Versuchskörper Typ	Bruchflächen A in cm ²		
	1	2	R
33	3'400	4'300	3'000
66	7'200	8'400	6'300
100	11'600	12'200	9'200

Tabelle 4 : Bruchflächen

Mit diesen möglichen Bruchflächen ergeben sich die folgenden mittleren Schubspannungen :

Typ	$t_u = T_u / A$ [MPa]		
	1	2	R
HR 33 - 1	4.9	3.9	5.6
- 2	4.5	3.6	5.2
- 3	3.1	2.5	3.5
- 4	2.9	2.3	3.3
HR 66 - 2	3.5	3.4	4.0
- 3	2.9	2.5	3.3
- 4	3.3	2.9	3.8
- 5	2.1	1.8	2.4
- 6	3.8	3.2	4.3
Mittelwerte	3.9	3.2	4.4
RR 33 - 2	3.2	2.5	3.6
- 4	4.5	3.5	5.0
RR 66 - 1	3.1	2.7	3.6
- 2	3.3	2.9	3.8
- 3	2.9	2.5	3.3
- 4	3.9	3.4	4.5
Mittelwerte	3.5	2.9	4.0

Tabelle 5 : Bruchschubspannungen

Analyse der Ergebnisse

Die Versuchsergebnisse zeigen eine sehr grosse Streuung und erreichen nicht die aus der zweiten Versuchsserie erhofften Bruchlasten.

Die Bruchbilder zeigen, dass bei den Versuchen vom Typ HR der Bruch mehrheitlich in der Betonfuge eintritt, während beim Typ RR dies eher auf Seite Riffelblech der Fall ist.

Dies erklärt sich einerseits aus der ungenügenden Rauigkeit der Betonoberflächen und zum anderen aus der Tatsache, dass der Verbund über das Riffelblech schlechter ist als über die Haftschrift.

Im Bereich der Haftschrift sind nur kleinere Bruchflächenanteile erkennbar.

Folgende Kraft-Verformungsdiagramme wurden aufgezeichnet :

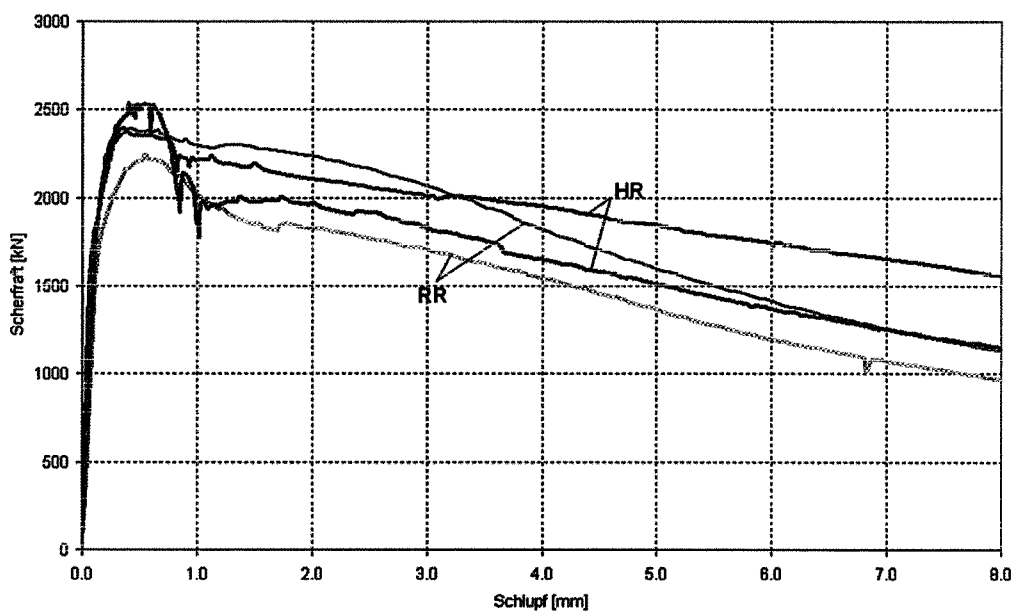


Bild 26 : Kraft-Verformungsdiagramme

Die Duktilität der Verbundfuge wird durch die mechanische Verzahnung gesteigert.

Für die Langzeitkriechversuche gibt folgende Darstellung Aufschluss :

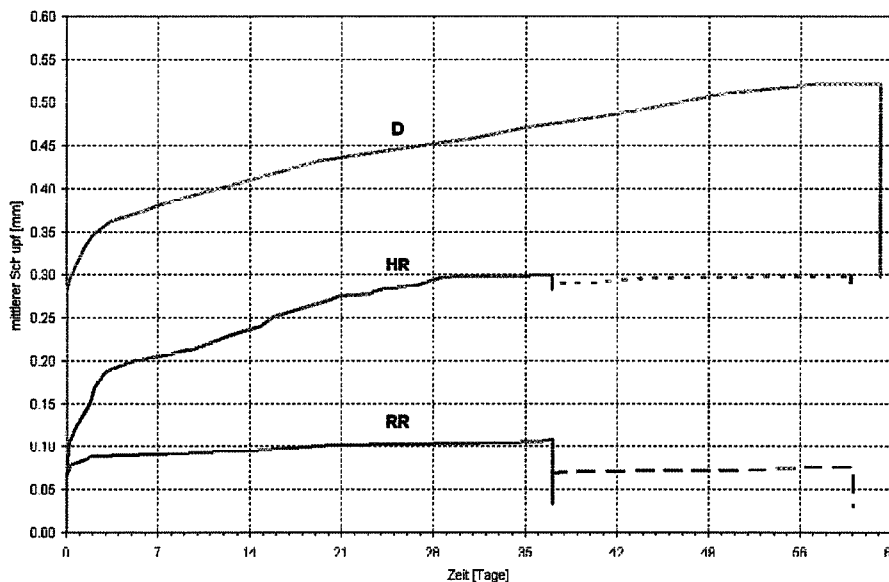


Bild 27 : Kriechverformungen

Erwartungsgemäss sind die HR- und RR-Verbundfugen steifer als jene mit Dübeln. Sie stabilisieren sich auch schneller.

Es wurden vier **Ermüdungsversuche** durchgeführt. In einem Falle, dem Versuch am Probekörper HR 66-1 trat bereits nach 920'000 Lastwechselln der Bruch in der Fuge ein. Bei den anderen drei Versuchen konnten die vorgesehenen 2.0 Millionen Zyklen ohne Schaden erreicht werden.

Der frühe Bruch bei dem ersten Ermüdungsversuch erklärt sich aus den zu hoch gewählten Belastungswerten von 1.3 bis 2.4 MPa, d.h. einem $\Delta\tau$ von 1.1 MPa. Diese Werte wurden in Erwartung höherer Grenzspannung gewählt und entsprechen bei einer mittleren Bruchschubspannung dieser Versuche von ca. 3.30 MPa folgenden Ermüdungslasten :

$$\text{min./max} = 1.3 \div 2.4 \text{ MPa} \quad \equiv \quad 0.39 \tau_u \div 0.73 \tau_u$$

$$\text{mit } \Delta\tau \quad \equiv \quad 0.33 \tau_u$$

Vergleichsberechnungen an Strassenbrücken auf der Basis der geltenden Normen zeigen, dass diese Werte zu hoch angesetzt waren und dass sowohl der Spitzen- als auch der Schwellenwert herabgesetzt werden musste. Die dann gewählten Werte der Tabelle 3 entsprechen diesen Forderungen. Das Ergebnis sagt aus, dass die erforderlichen Ermüdungsfestigkeiten der Verbundfugen erreicht werden.

Erkenntnisse und Folgerungen

Bruchlasten :

Die Bruchlast hängt sehr stark von der Oberflächenbeschaffenheit in den Fugen zwischen dem Injektionsgut und dem Stahlteil einerseits und der Betonoberfläche andererseits ab.

Bei reinem Riffelblechverbund RR tritt der Bruch meistens in der mechanischen Verzahnung zwischen dem Stahl und dem Injektionsgut ein. Eine Steigerung wäre nur durch die Verbesserung der Verzahnung möglich.

Bei kombiniertem Verbund HR tritt der Bruch hauptsächlich in der Fuge zwischen dem Betonsegment und dem Injektionsgut ein.

Eine Steigerung ist möglich durch die Verbesserung der Betonoberfläche. Wenn deren Rauhtiefe 3 bis 4 mm beträgt werden gute Ergebnisse erzielt.

Da eine orthogonale Anordnung von Riffelblech als Obergurt in der Praxis nur schwer herzustellen ist, wird im Rahmen dieser Forschungsarbeit nur die kombinierte Lösung HR weiterverfolgt und die Lösung RR aufgegeben.

Die Lösung HR erlaubt eine Kapazitätssteigerung der Fuge bis zum Bruch an der Oberfläche des Betonsegmentes bzw. über die kürzeste Risslinie.

Kriechen in der Fuge :

Die Langzeitkriechversuche von zwei Monaten zeigen ein besseres Verhalten als bei der konventionellen Dübellösung. Die Fuge ist steifer und kriecht weniger.

Ermüdung :

Das Ergebnis der Ermüdungsversuche mit zwei Millionen Lastwechseln unter der angenommenen Beanspruchung von Strassenbrücken genügt den Anforderungen.

Versuchsserie 5

Diese Versuchsserie hat zum Ziel, den Einfluss der Betonoberflächenqualität zu bestätigen, unter Befolgung der aus den vorangegangenen Versuchen gewonnenen Erkenntnisse, die da sind :

- Verbundtyp HR, d.h. mit aufgeschweissten Riffelblechen und Haftschrift mit grober Körnung auf der Gurtoberfläche ohne Korrosionsschutz;
- Waschbetonoberfläche der Betonkörper im Bereich der Verbundfuge mit einer Rauhtiefe von 3 – 4 mm;
- Injektionsgut vom Typ VSL – HPI, Zylinderdruckfestigkeit ca. 80 MPa;
- Beton C40/50.

In der folgenden Tabelle sind die Versuche aufgelistet und die mittleren Schubspannungen in den drei Bruchflächentypen angegeben.

Versuchskörper Typ	P _u [kN]	τ _u [Mpa]		
		1	2	R
HR 33 - 6	2'114	6.2	4.9	7.0
- 7	2'520	7.4	5.9	8.4
- 8	2'559	7.5	6.0	8.5
HR 66 - 8	4'004	5.6	4.8	6.4
- 9	4'159	5.8	5.0	6.6
- 10	4'243	5.9	5.1	6.7
HR 100 - 4	4'534	3.9	3.7	4.9
- 5	4'548	3.9	3.7	4.9
- 6	5'595	4.8	4.6	6.1
Mittelwerte		5.7	4.9	6.6

Tabelle 6 : Bruchschubspannungen

Die folgenden Kraft-Verformungsdiagramme wurden aufgezeichnet :

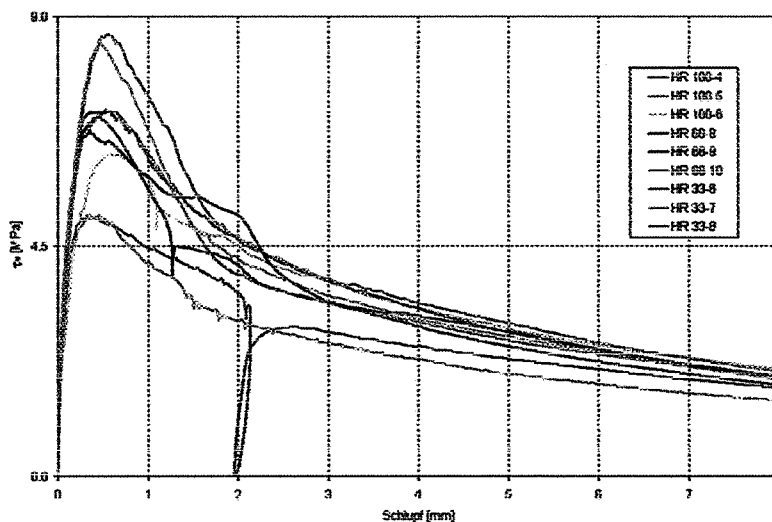


Bild 28 : Kraft-Verformungsdiagramme

Diese letzten "push-out" Versuche wurden nach einer zwölfstündigen Vorbelastung mit ca. einem Drittel der erwarteten Bruchlast durchgeführt.

Erkenntnisse und Folgerungen

Gegenüber den Ergebnissen der Versuchsserien 3 und 4 sind markante Steigerungen der Bruchlasten festzustellen, im Mittel der drei Bruchflächentypen um 50%. Dies ist der griffigeren Waschbetonoberfläche zu verdanken.

Innerhalb der neun Versuche dieser letzten Serie fallen Schwankungen sowohl bei jedem Typ als auch solche unter den drei Versuchskörpergrössen auf.

Der Grund dafür liegt ebenfalls in der Qualität der Waschbetonoberflächen. Bei grösser werdenden Flächen wird es immer schwieriger gleichmässig die geforderte Höchstqualität zu halten. Auch die Steifigkeit der verschiedenen Probekörpergrössen schlägt hier zu Buche, da sie zu unterschiedlichen Druckspreizkräften führt. Deshalb fallen die Mittelwerte in der Risslinie im Schnitt von 8.0 auf 6.6 bis auf 5.3 MPa beim grossen Typ HR 100.

In den nachfolgenden Bildern sind die Oberflächen von Versuchskörpern dargestellt, die verschiedene Qualitätsabweichungen aufzeigen.

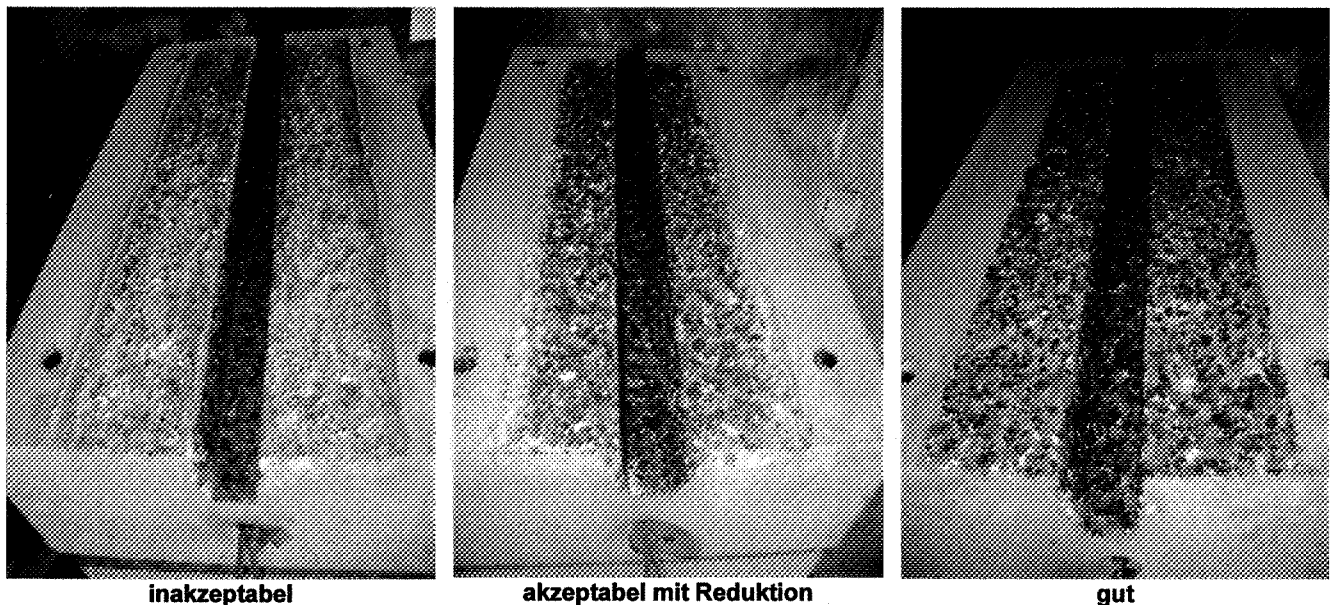


Bild 29 : Waschbetonoberflächen

Insgesamt übertreffen die Ergebnisse die Erwartungen, insbesondere bei den Typen 33 und 66, deren Bruchlasten gegenüber der Versuchsserien 3 und 4 fast verdoppelt wurden.

Aus diesen letzten Versuchen kann gefolgert werden, dass mit der vorgeschlagenen Fugenausbildung bei lückenloser Beachtung der Vorgaben und einer intensiven Qualitätssicherung hohe Schubkraftübertragungswerte erreicht werden können.

Die von einer linearen Steigerung abweichenden Werte beruhen zum Teil auf den verschiedenen Fugenqualitäten und Steifigkeiten der Betonkörper (siehe dazu auch [36]).

1.3.3 Zusammenstellung der Ergebnisse

In der Nachfolgenden Bildern sind die Versuchsergebnisse gesammelt dargestellt.

In Bild 30 sind die Mittelwerte der Bruchlasten aus den jeweiligen Versuchsserien und Verbundtypen eingetragen, wobei für die Dübelfuge D und die Klebefuge K jeweils nur ein einziger gültiger Wert zur Verfügung stand.

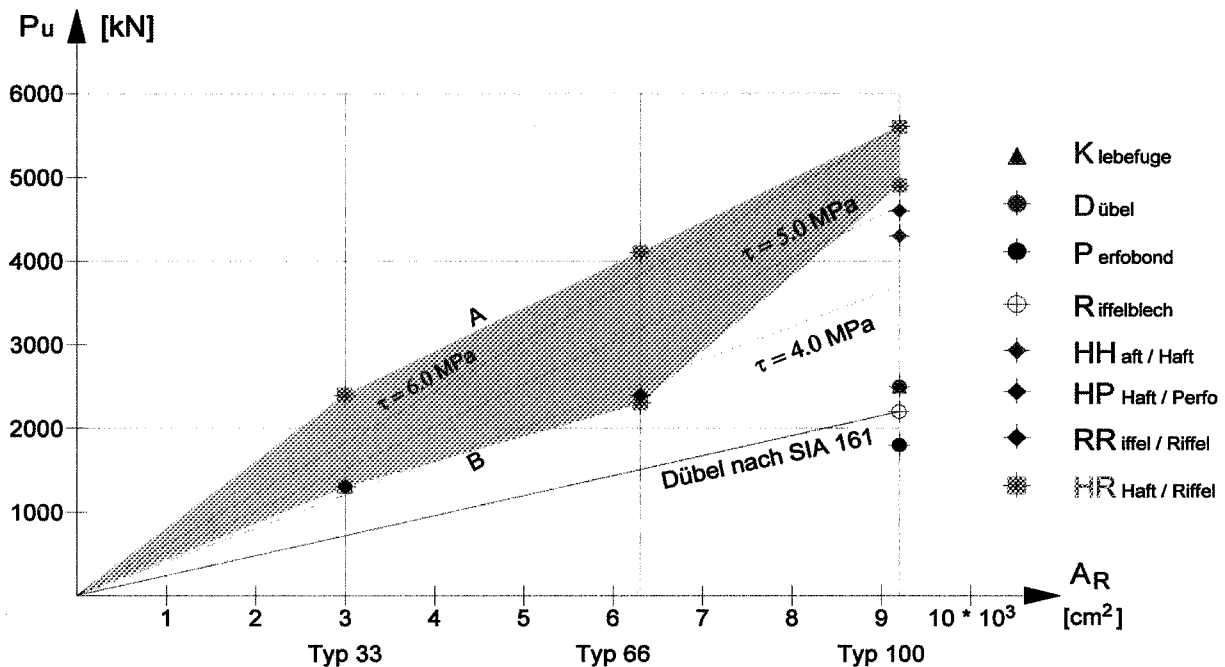


Bild 30 : Mittelwerte der Bruchlasten

Dabei sind auf der Linie A die Werte eingetragen, die mit einer guten Qualität der Waschbetonoberfläche gemäss Bild 22 erreicht wurden, während für die Ergebnisse auf der Linie B fehlerhafte Ausführungen verantwortlich sind.

Es ist ersichtlich dass :

- die Tragkapazität der Fuge durch den Teilhaftverbund, d.h. das Zusammenwirken von steifer mechanischer Verdübelung (Perfobondleiste, Riffelblech, ...) mit der Haftsicht gegenüber einer herkömmlichen Dübellösung mehr als **verdoppelt werden kann**,
- das Zusammenwirkung von mechanischem und Haftverbund zu den besten Ergebnissen führt,
- die Qualität der Betonoberfläche sich sehr stark auf die Tragkapazität der Fuge auswirkt,
- bei "push-out"-Versuchen mittlere Schubspannungen in den Flächen A_R (über die kürzeste Risslinie) von 6.0 MPa erreicht werden können, wenn die Fuge vorschriftsmässig einwandfrei ausgebildet wurde.

In Bild 31 sind die Mittelwerte der Schubspannungen über der kürzest möglichen Risslinie dargestellt.

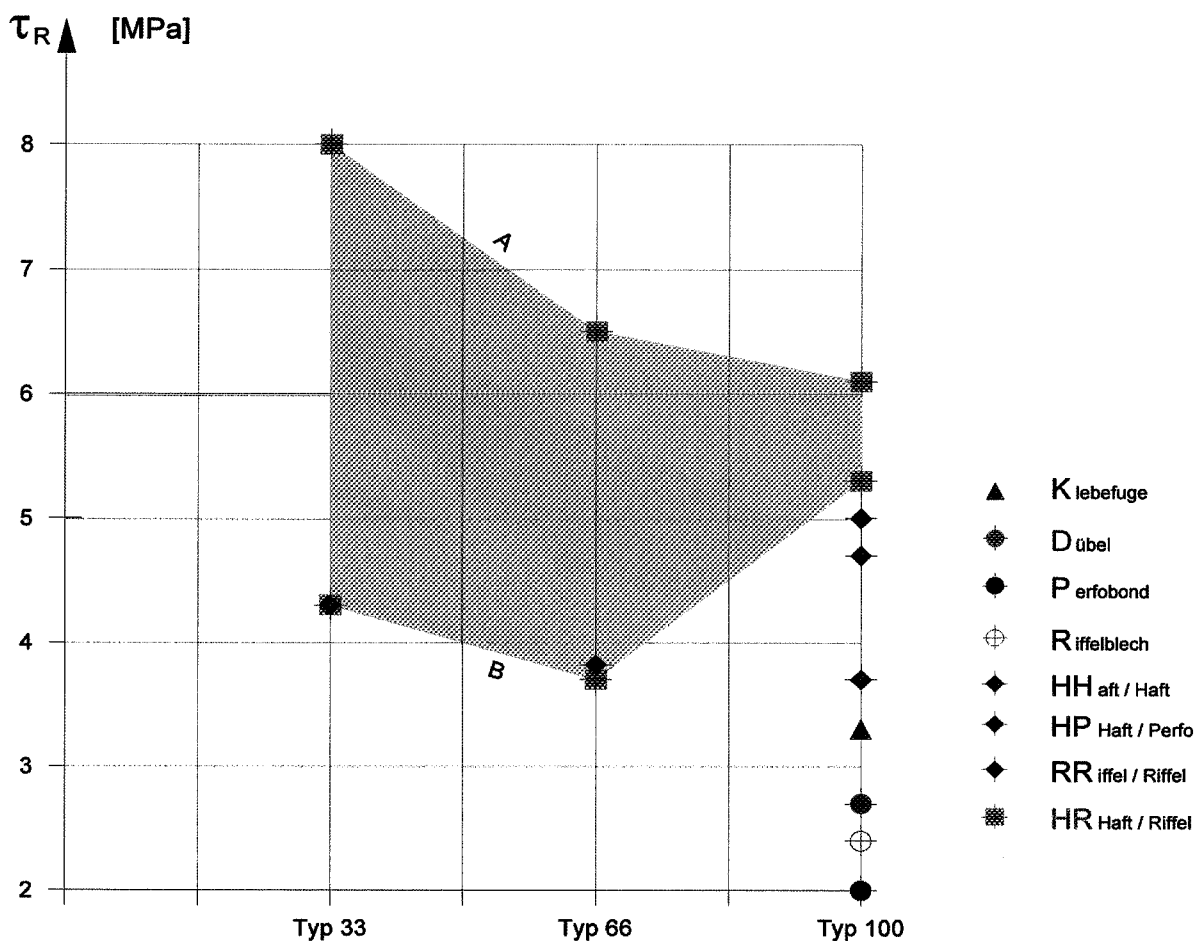


Bild 31 : Mittelwerte der Schubspannungen

Es fällt auf dass :

- bei reiner Direktaufklebung (horizontale Klebefuge K) sehr viel kleinere Bruchschubspannungen als jene in der orthogonalen Haftschiicht HH erreicht werden;
- die maximalen mittleren Bruchschubspannungen bei grösser werdenden Probekörpern abnehmen.

Bild 32 zeigt typische Kraft-Verformungsdiagramme.

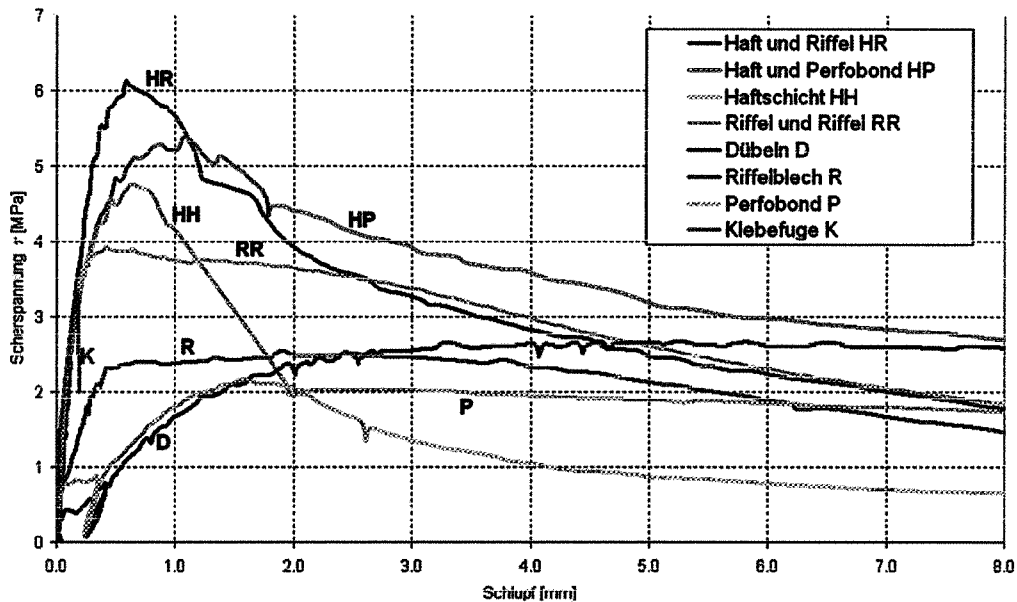


Bild 32 : Kraft-Verformungsdiagramme

Es können die unterschiedlichen Fugenduktilitäten abgelesen werden, einmal :

- das schlagartige Versagen der reinen Klebefuge K,
- der grosse Lastabfall bei der Haftfuge HH,
- die grössere Duktilität bei den rein mechanischen Verdübelungen R und RR,
- und als logische Folge daraus die reduzierte Duktilität der Fuge beim Zusammenwirken von mechanischem und Haftverbund HR.

In Bild 33 ist das Fugenkriechverhalten zum Vergleich zwischen einer herkömmlichen Dübelfuge (D), einer rein mechanischen Verdübelung mit Riffelblechen (RR) und dem Teilhaftverbund (dem Zusammenwirken von mechanischem und Haftverbund) (HR) dargestellt.

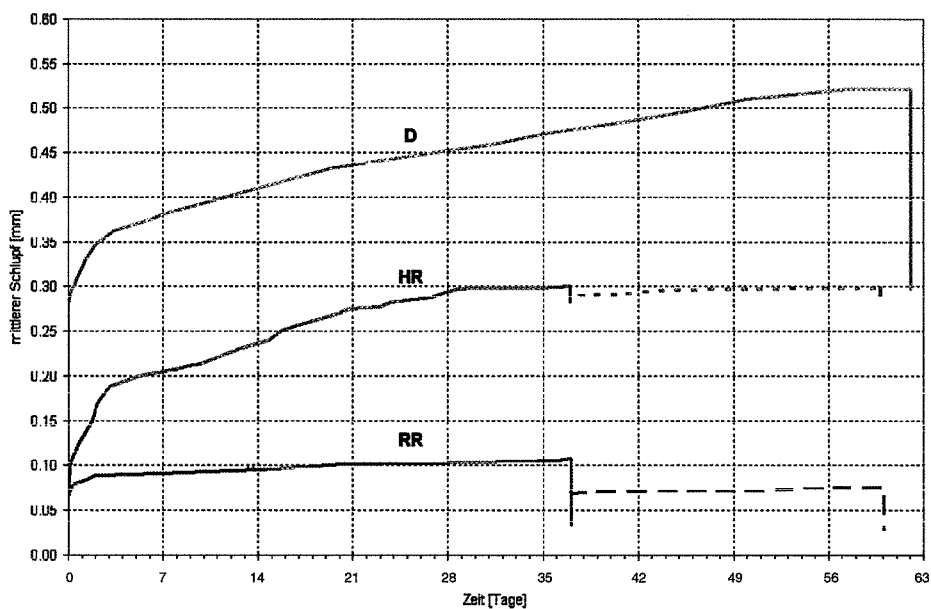


Bild 33 : Kriechkurven

Es ist ersichtlich, dass in allen drei Fällen das Kriechen unter Dauerlasten abklingt und die Fugen sich entsprechend den Steifigkeiten verhalten.

Schlussendlich soll in dieser Zusammenfassung der Versuchsergebnisse noch darauf hingewiesen werden, dass an drei von vier Ermüdungsversuchen unter praxisnahen Schwelllasten 2.0 Millionen Lastwechsel ohne Schaden und danach noch die zu erwartenden Bruchlasten erreicht wurden. Beim vierten Versuch wurden mit zu hohen Schwelllasten noch 920'000 Lastwechsel gezählt.

Es kann gefolgert werden, dass mit der Verbundfuge HR, bestehend aus mechanischem- und Haftverbund für die Verbundpraxis interessante Werte in Bezug auf die Traglast, die Ermüdungsfestigkeit und das Kriechverhalten erreicht werden können. Voraussetzung ist eine qualitativ hochstehende Ausführung gemäss den Empfehlungen im Kapitel 3.

2 VORSPANNUNG

In diesem Kapitel wird die erforderliche Längsvorspannung für die Fahrbahnplatten von Verbundbrücken ermittelt, die vor der Herstellung des Verbundes mit dem Stahlträger aufgebracht wird und den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit Rechnung trägt.

Die Verwendung der mitgeteilten Tabellen und Faustformeln kann eine fallbezogene, vertiefte statische Berechnung nicht ersetzen. Die Tabellen und Faustformeln dienen der Vorbemessung.

2.1 GRUNDLAGEN

Verbundbrücken, deren Fahrbahnplatte konventionell, d.h. durch das Betonieren vor Ort hergestellt wird, wurden und werden auch heute noch oft ohne jegliche Vorspannung ausgeführt. Im negativen Momentenbereich toleriert man Haarrisse und bewehrt entsprechend, so dass auch die Tragsicherheit gewährleistet wird.

Wird die Fahrbahnplatte aus Fertigteilen hergestellt, so war es in der Schweizer Vergangenheit oder ist es im Ausland auch heute noch üblich, in den zu betonierenden Fugen die Zugkräfte durch eine überlappende Bewehrung zu übertragen, wobei die Gefahr von Rissen im Bereich dieser Fugen gross ist. Auch hier wurde und wird auf eine Vorspannung verzichtet und die Bewehrung zur Bestimmung der Tragsicherheit herangezogen.

In dem hier besprochenen Bauverfahren soll nun die Fahrbahnplatte aus Fertigteilen hergestellt werden, die untereinander verklebt sind.

In den Fugen gibt es also keine verbindende schlaffe Bewehrung mehr, die zur Tragsicherheit mit herangezogen werden kann, d.h. wir haben es mit einer Bauweise zu tun, die ähnlich der Segmentbauweise im Betonbrückenbau bei Durchlaufträgern der Vorspannung bedarf. In einer Sachstandsstudie [1] wurde über aktuelle Kenntnisse in der Segmentbauweise und im Verbundbrückenbau referiert.

Ausgehend von diesen Erkenntnissen werden für den Verbundbrückenbau und das Zusammenwirken der einzelnen Fahrbahnsegmente folgende Grundlagen übernommen :

1. **Industrielle Herstellung** der einzelnen Plattensegmente im sogenannten "match-casting"-Verfahren, d.h. durch das Aneinanderbetonieren der jeweiligen Segmente in der Werkstatt wird das Zusammenpassen auf der Baustelle gewährleistet.
2. **Mechanische Verzahnung** der Plattenelemente untereinander mit Nut und Feder.
3. **Zusammenspannen** der Plattensegmente mit einer sogenannten "äusseren Vorspannung", hier einer zentrischen Vorspannung ohne Verbund der Spannglieder mit dem Beton.

Diese Art der Vorspannung wird für alle mehrfeldrigen Brücke vorgeschlagen.

Aus drei Gründen wird das aus der Zeit der zulässigen Spannungen stammende Verfahren der Vorspannung durch Auflagerbewegung hier nicht empfohlen

1. wegen der fehlenden Bewehrung in den Fugen und der deshalb allein von einem überdimensionierten Stahlträger zu gewährleistenden Tragsicherheit,
2. wegen des weitgehenden Verlustes der Plattenvorspannung durch das Kriechen des Betons,
3. wegen der Gefahr des nicht duktilen Versagens in der Verbundfuge.

Dazu ist zu sagen, dass dabei wegen des Eigengewichtsverbundes die Fuge mehr belastet ist und dass wegen der fehlenden Bewehrung die Bemessung nach der Tragsicherheit im Stützenbereich zu so starken Stahlträgern führt, dass der Fugenbruch vor dem Fließen des Stahluntergurtes eintreten kann.

Ähnlich wie bei dieser Eigengewichtsvorspannung verhält es sich auch bei der Druckkolbenvorspannung, bei der die Betonplatte vor der Verbundherstellung mittels Druckdosen zwischen den Fertigteilen oder Druckkolben an den Plattenenden unter Druck gesetzt wird. Auch hier fehlen sowohl eine schlaffe Fugenbewehrung als auch Spannglieder. In der Schweiz bisher nicht bekannt, wird diese Methode aus den drei oben genannten Gründen nicht weiterverfolgt.

Die äussere Vorspannung oder Vorspannung ohne Verbund wird in einigen Ländern mehr und mehr zur Regel, weil auswechselbar.

Es muss jedoch gewährleistet sein, dass die Spannglieder keiner Korrosion ausgesetzt sind, auch nicht in der Fuge zwischen zwei Plattensegmenten. Dabei genügt der Kleber in der Fuge als alleiniger Korrosionsschutz nicht.

Für die Talbrücke Dättwil auf der A1 wurde dazu ein Schutzpaket entwickelt, das beispielhaft ist und für Brücken mit grossen Ansprüchen in Bezug auf die Dauerhaftigkeit empfohlen werden kann.

In Bild 7 ist dieser Korrosionsschutz mit folgendem Aufbau dargestellt:

- HDPE-Hüllrohre werden in einem maximalen gegenseitigen Abstand von 1.0 m zentrisch in die Segmente eingegossen. Sie schliessen bündig an den Kopfenden der Segmente ab;
- in die durch das gegenseitige Verkleben der Segmente zustande gekommene Fahrbahnplatte wird ein Bündel von Monolitzen (je nach Bedarf 4, 7 oder 12 Litzen) mit doppelter Hülle eingezogen, wobei die äussere Hülle gewissermassen das unterbrochene Hüllrohr ersetzt und die Monolitzen in einem Fettbett gleiten können;
- nach der Vorspannung wird der Zwischenraum zwischen den umhüllten Monolitzen mit einem Zementmörtel druckinjiziert.

Sieht man einmal von der Schutzwirkung des Klebers in der Fuge und des Mörtelmantels um die Litzen ab, besteht immer noch ein dreifacher Schutz aus den HDPE-Hüllen und dem Fettbett.

Da dieser Aufwand für die Vorspannung wirtschaftliche Auswirkungen hat, besteht die Aufgabe dieses Kapitels darin, den erforderlichen Vorspanngrad zur Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit gemäss den gültigen SIA-Normen mit einer verfeinerten Untersuchung zu ermitteln.

Dabei wurde auf die Methode der finiten Elemente (FE) unter der Anwendung eines speziellen Programms (ANSYS) zurückgegriffen, um besonders zwei Phänomenen Rechnung zu tragen :

1. der Lastumlagerung durch Kriechen einer vorgespannten Platte, die nachträglich mit mehr oder weniger steifen Stahlträgern verbunden wird;
2. der Spannungsverteilung über die Plattenbreite im Stützenquerschnitt.

Herkömmliche Rechenmethoden erfassen hier die Wirklichkeit zu ungenau, z. B. im zweiten Falle bei breiten Fahrbahnen und kleinen Spannweiten und führen zu unwirtschaftlichen Vorspanngraden.

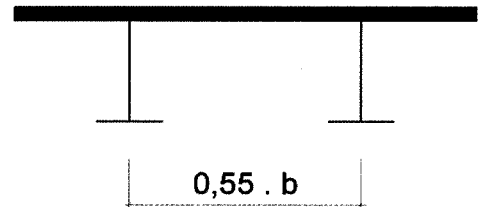
Da die Ermittlungen nur den Bereich der Gebrauchstauglichkeit abdecken, muss stets überprüft werden ob die gewählten Spannkabel auch für die Bruchsicherheit im Stützenquerschnitt ausreichen.

2.2 BRÜCKENPARAMETER

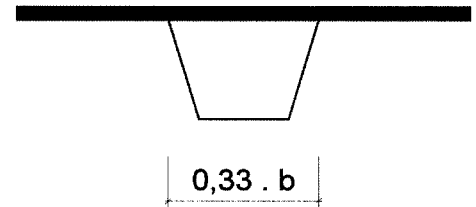
Da es sich um eine Parameterstudie handelt muss eine Auswahl getroffen werden, die den üblichen Verhältnissen des Brückenbaues in der Schweiz Rechnung trägt, d.h.

- übliche **Spannweiten** für Verbundbrücken von 30 bis 50 m
 - ⇒ Wahl **30 m, 40 m, 50m**
- **Fahrbahnbreiten**, die den Richtlinien des Bundesamtes für Strassen Rechnung tragen und ausgeführten Beispielen entsprechen
 - ⇒ Wahl **b = 9 m** z.B. für Bundesstrassen
 - b = 12 m** z.B. für Autobahn 2-spurig mit Haltestreifen
 - b = 15 m** z.B. für Autobahn 3-spurig mit Haltestreifen
- **Brückentypen**, die wirtschaftlich und ästhetisch befriedigen und als Verbundbrücken Erfolg hatten

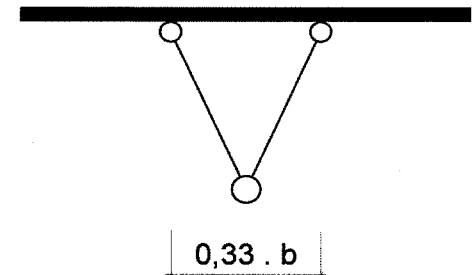
⇒ Wahl **Doppelträger - Bezeichnung Typ TT**



Kastenträger - Bezeichnung Typ K



Rohrfachwerk – Bezeichnung Typ F



- **statische Systeme** bei denen Litzenvorspannung in Frage kommt und die die meisten der auftretenden Fälle abdecken

⇒ Wahl **Zweifeldträger**



wegen seiner besonders hohen Beanspruchung über der Mittelstütze

Fünffeldträger mit reduzierten Randfeldern



weil er die übrigen Durchlaufträger mit seinen Momenten über den Stützen abdeckt.

Ursprünglich waren die Rohrfachwerkbrücken nicht vorgesehen, so dass die Parameter eine Anzahl von 36 zu berechnende Brücken ergeben hätten. Weil sie jedoch in letzter Zeit aus ästhetischen Gründen mehrmals zur Ausführung kamen, wurden sie unseren Untersuchungen hinzugefügt, dafür jedoch eine Auswahl und Reduktion anderer Parameter vorgenommen. So wurde die 9 m-Brücke nur für den wirtschaftlichen TT-Typ untersucht, jedoch beim Kastenträger statt der 30 m-Spannweite die 60 m-Spannweite hinzugefügt. Dies deshalb, weil bei der kleinen Spannweite das Kasteninnere wegen der geringen Höhe nur schwer zugänglich wird und sich der Kastenträger wegen seiner reduzierten Bauhöhe auch für grosse Spannweiten noch transportieren lässt. Damit erhöht sich die Zahl der zu berechnende Brücken auf 42.

Aufgrund ausgeführter Brücken wurden für die Platten die folgenden Querschnittsflächen in m² gewählt :

Plattenbreite b	9 m	12 m	15 m
Typ TT	2.4	3.4	4.3
Typ K	—	3.9	5.7
Typ F	—	3.9	5.7

Die Plattendicken bewegen sich dabei gemäss den Bildern 40 und 41 zwischen minimal 25 cm an den Enden und maximal 55 cm über dem Kasten- oder Dreiecksträger bei den 15 m breiten Brücken.

2.3 LASTANNAHMEN

Der in der Zusammenfassung beschriebene Bauablauf bringt es mit sich, dass die erforderliche Vorspannung von folgenden Beanspruchungen abhängt :

- dem **Belag** und gegebenenfalls den Bordüren oder den Leitwänden

Die zugehörigen Einwirkungen sind :

Belag 2.4 kN/m²

Bordüre ca. 5.0 kN/m

Leitwand ca. 15.0 kN/m

Damit erhalten wir für die drei Fahrbahnbreiten die folgenden Einwirkungen g in [kN/m]

b [m]	9 m	12 m	15 m
Belag	21.6	28.8	36.0
Bordüre	10.0	10.0	10.0
Leitwand	30.0	30.0	30.0

Da die Bordüren und auch die Leitwände in den vorgefertigten Segmenten integriert sein können, rechnen wir mit dem Belag allein (Zahlen aufgerundet für Sonstiges) und ermitteln Zuschläge.

b [m]	9 m	12 m	15 m
Belag allein [kN/m]	25.0	30.0	40.0
Zuschläge für Bordüre	40%	33%	25%
Zuschläge für Leitwand	120%	100%	75%

- **den Verkehrslasten**

Die Einwirkungen aus Verkehr gemäss Swisscode SIA 261 (2003) haben sich gegenüber der vorausgegangenen Norm SIA 160 von 1989 beträchtlich erhöht. In Tabelle 7 sind die entsprechenden Werte für die untersuchten Brückentypen vergleichend zusammengestellt. In seiner Dissertation [2] hat Ludescher unter anderem deutlich gemacht, dass dies im Bereich eines Lastwagens zu einer Lastkonzentration führt, die so den "realen Gegebenheiten" nicht mehr entspricht. Darum betrachten wir im Sinne der Norm SIA 260 (Grundlagen der Projektierung von Tragwerken) die volle Berücksichtigung des Lastmodells 1 der Norm SIA 216 (Einwirkungen auf Tragwerke) als eher "seltenen Lastfall" und legen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und damit auch für die erforderliche Vorspannung im Sinne des "häufigen Lastfalls" eine entsprechende Reduktion der Einwirkungen aus Verkehr von ca. 25% fest.

Um dabei den örtlichen Einfluss der einzelnen Radlasten auf die Fahrbahnplatte nicht zu vermindern, belassen wir die vollen Werte des Lastmodells 1, jedoch ohne Berücksichtigung der zweiten Einzellastgruppe Q_{k2} , was ungefähr einer gleichwertigen Reduktion der Beanspruchung entspricht.

Da die damit gewonnene erforderliche Vorspannung nur der Vorbemessung dient, ist von Fall zu Fall im Detail zu überprüfen, ob diese Näherung der Reduktion von 25% aus der Norm SIA 260 entspricht oder ob der Bauherr die Vorspannung für den "selten auftretenden" vollen Lastfall 1 auslegen will.

Die Tragsicherheit des Bauwerkes ist dabei stets mit dem vollen Lastfall 1 der Norm SIA 261 nachzuweisen.

2.4 EINFLÜSSE AUS RESTSCHWINDEN UND PLATTENABKÜHLUNG

2.4.1 Schwinden

Die gewählte Bauart, d.h. hier die Vorfabrikation im Werk der Segmente bringt es mit sich, dass zwei Voraussetzungen für das Restschwindmass so gesteuert werden können, dass es sehr klein wird :

- die fast labormässigen Fertigungsbedingungen, die wie z. B. in [4] beschrieben, zu einer hohen Betonqualität führen;
- die im Verhältnis zur Fertigungszeit späte Behinderung der Schwindverformungen durch die Verbundherstellung.

Untersuchungen und Messungen an ausgeführten Bauwerken [3] zeigen, dass sich unter dem Einfluss einer relativen Luftfeuchtigkeit, die im Messzeitraum (2 Jahre) zwischen 60 und 90% schwankte ein Gesamtschwindmass von 0.15‰ und ein Restschwindmass nach drei Monaten von 0.06‰ ergab.

Nach der Norm SIA 262 ergäben sich folgende Werte für das Restschwinden mit $f_{ck} = 50$ MPa, $h_o = 300$ mm und einer Schwindbehinderung nach ca. 60 Tagen :

$$\begin{array}{ll} \text{RH} = 60\% & \epsilon_{cs}(t) = 0.35 \cdot 0.45 = 0.16\text{‰} \\ \text{RH} = 90\% & \epsilon_{cs}(t) = 0.13 \cdot 0.45 = 0.06\text{‰} \end{array}$$

unter Berücksichtigung der besonderen Herstellungsbedingungen rechnen wir mit einem maximalen Restschwindmass von 0.10‰ und einem Kriechbeiwert $\varphi = 1.5$ und erhalten für eine Kriechbehinderung β folgende Betonzugspannung :

$$\sigma_{LS} = \frac{\epsilon_{cs} \beta E_{CO} \cdot E_a}{\beta E_a + \beta E_a \cdot \chi \cdot \varphi + E_{CO}} \text{ aus [3]}$$

mit	ϵ_{cs}	= 0.10‰	Restschwindmass
	β	= A_g/A_B	Rückhaltebeiwert
	E_{CO}	= 35 kN/mm ²	
	E_a	= 210 kN/mm ²	
	χ	= 0.6	Alterungsbeiwert

Daraus lässt sich für die Betonzugspannung aus dem Restschwinden folgende Formel ableiten:

$$\sigma \text{ [MPa]} \cong 18\beta - 80\beta^2$$

2.5 VORBERECHNUNG

Mit den üblicherweise angenommenen Quereinflusslinien ergeben sich die für die Berechnung zugrunde gelegten Beanspruchungen der Tabelle 7.

Brückentyp TT

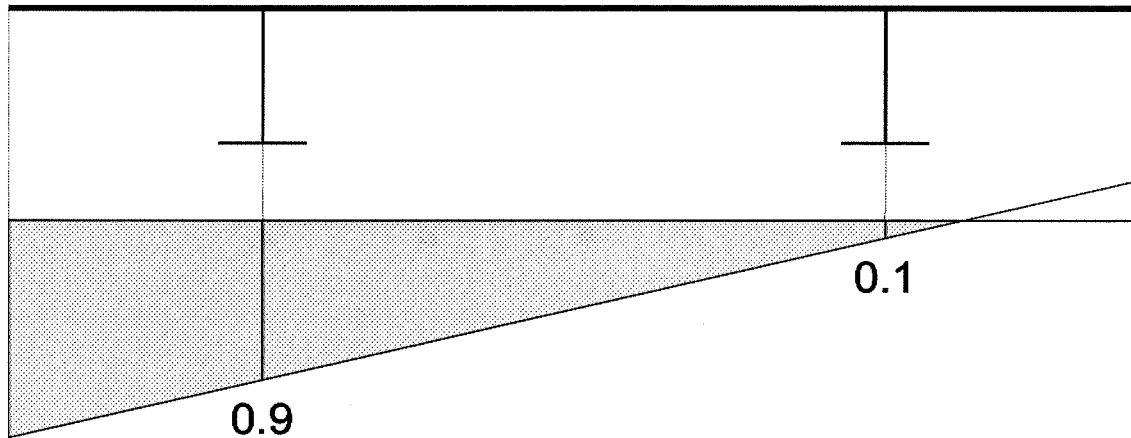


Bild 35 : Angenommene Quereinflusslinie

Brückentypen K und F

Hier gehen wir davon aus, dass die Lastexzentrizitäten über die Torsion des Kastenträgers aufgefangen werden und die für die Vorspannungen massgebliche Biegung über die Summe aller Zentrisch angesetzten Einwirkungen ermittelt werden kann.

Damit erhalten wir folgende Vergleichstabelle für die drei Brückentypen :

Einwirkung aus Verkehr pro Brücke			Fahrbahnbreite		
Typ	Norm	Einwirkung	9 m	12 m	15 m
TT	SIA 160 SIA 261	q_k [kN/m]	41.4 55.4 (134 %)	50.0 64.6 (129 %)	55.6 73.8 (133 %)
	SIA 160 SIA 261	Q_k [kN] ohne Q_{k2}	1128 1058 (94 %)	1182 1128 (95 %)	1232 1188 (96 %)
	SIA 261	mit Q_{k2}	1418 (126 %)	1620 (137 %)	1764 (143 %)
K + F	SIA 160 SIA 261	q_k	36.0 37.8 (105 %)	42.0 44.5 (106 %)	45.0 51.3 (114 %)
	SIA 160 SIA 261	Q_k [kN] ohne Q_{k2}	540 540 (100 %)	540 540 (100 %)	540 540 (100 %)
		mit Q_{k2}	900 (167 %)	900 (167 %)	900 (167 %)

Tabelle 7 : Verkehrslasten pro Brücke

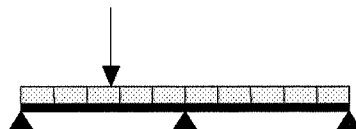
Die nachfolgenden Überschlagsrechnungen wurden gemäss Kapitel 2.3 ohne die Lastgruppe Q_{k2} der Norm SIA 261 durchgeführt. Die Werte in Tabelle 7 für Berechnungen nach der alten SIA 160 erlauben einen Vergleich alte Norm – neue Norm mit und ohne Q_{k2} .

Die Grössenordnung der erforderlichen Vorspannkraft zum Zeitpunkt $t = 0$ errechnen wir an den folgenden statischen Systemen über die Momente wie folgt :

	P	$\cong M / h$
mit	h	$= L / 20$ für die Typen TT + K
und	h	$= L / 12$ für den Typ F
d.h.	P_F / P_k	$\cong 0.6$

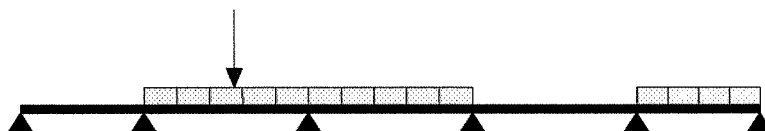
Statische Systeme, Momente und Plattenzug :

Zweifeldträger



Belag u.s.w.	M	$= - 0.125 \cdot g l^2$
	P_G	$= 2.5 g l$
Lastmodell q_k	M	$= - 0.125 \cdot q_k l^2$
	P_q	$= 2.5 q_k l$
Lastmodell Q_k	M	$\cong - 0.10 Q_k l$
	P_Q	$= 2.5 Q_k$

Mehrfeldträger



Belag u.s.w.	M	$= - 0.083 \cdot g l^2$
	P_g	$= 1.66 g l$
Lastmodell q_k	M	$= - 0.114 \cdot q_k l^2$
	P_q	$= 2.28 q_k l$
Lastmodell Q_k	M	$\cong - 0.08 Q_k l$
	P_Q	$= 1.6 Q_k$

Damit ergeben sich zum Beispiel die in Bild 36 angegebenen Werte für die Vorspannung in kN aus Auflasten und Verkehr ohne Kriecheinfluss am Zweifeldträger.

Für die Bestimmung der zugehörigen Zugspannungen wurden die in Kapitel 2.2 angegebenen Plattenquerschnitte gewählt. Damit erhalten wir die in Bild 37 dargestellten Werte in MPa am Beispiel des Fünffeldträgers.

Der Einfluss von Bordüren oder Leitwänden auf die Vorspannung kann über die einzuprägende Längsspannung in der Fahrbahnplatte berücksichtigt werden, indem man diese Spannung mit einer Plattenfläche samt Bordüren oder Leitwänden multipliziert (siehe Kapitel 3).

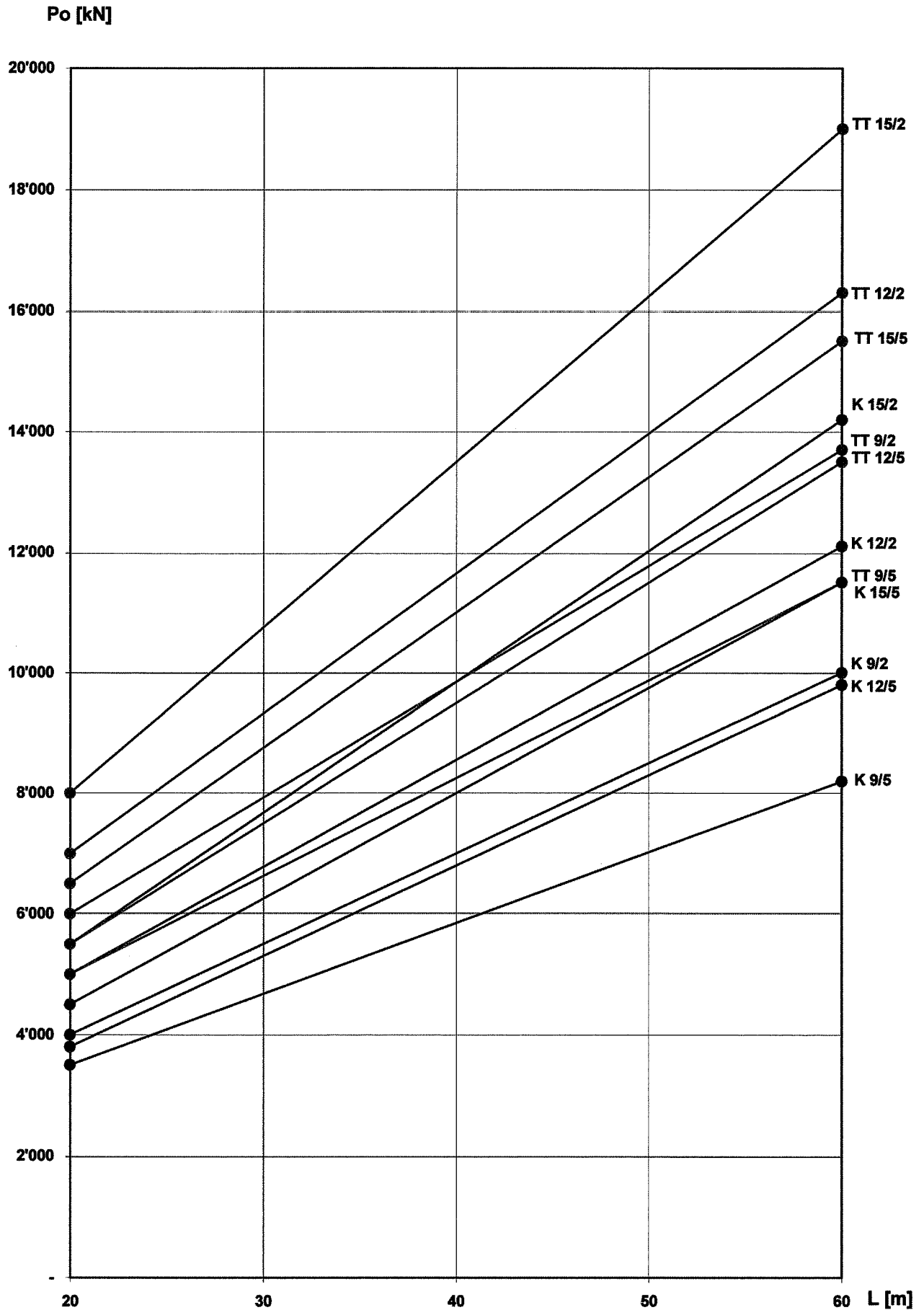


Bild 36 Plattenzugkräfte nach überschlägiger Berechnung ohne Kriechen am Zweifeldträger

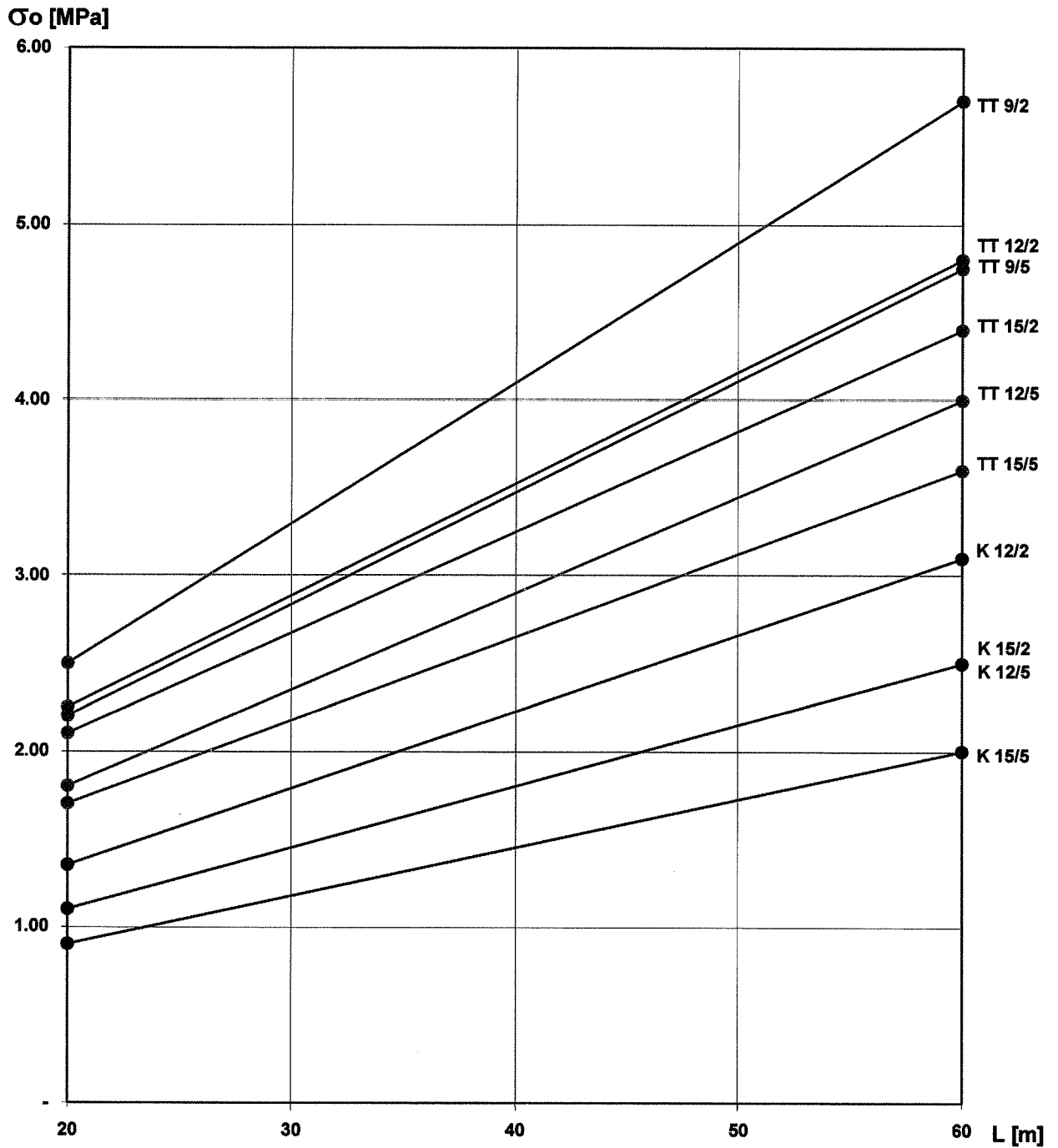


Bild 37 : Plattenzugspannungen nach überschlägiger Berechnung ohne Kriechen am Fünffeldträger

2.6 BERECHNUNG MIT FINITEN ELEMENTEN

2.6.1 Projektbeschreibung

In diesem Kapitel wird die statische Berechnung mittels finiter Elemente in 3 D zur Bestimmung des minimalen Vorspanngrades für 42 Verbundbrücken zusammengefasst wiedergegeben.

Nach praxisbezogenen Abwägungen wurde folgende Auswahl getroffen :

		Brückentyp			
		TT	K	F	
Spannweiten in [m]	30	9, 12, 15	—	12, 15	Fahrbahn- breite in [m]
	40	9, 12, 15	12, 15	12, 15	
	50	9, 12, 15	12, 15	12, 15	
	60	—	12, 15	—	

Jede Brücke wurde für zwei statische Systeme berechnet

- dem Zweifeldträger
- dem Fünffeldträger

Zur Festlegung der Lastfälle wird nachstehend der Bauablauf wiederholt :

1. Die vorgefertigten Plattenelemente der Fahrbahn werden auf die Stahlträger gelegt und dann als Gesamtpaket zentrisch vorgespannt. Dabei kann dieses Plattenpaket auf den Stahlträgern mittels kleiner Teflonschuhe gleiten, so dass beim Vorspannen keine Kraft auf die Stahlträger übertragen wird. Dies wird in der Folge der **Lastfall 1** sein.
2. Danach werden die Fugen zwischen den Stahlträgern und der Fahrbahnplatte mit Zementmörtel injiziert, sodass nach deren Erhärtung der Verbund hergestellt ist. Ab diesem Zeitpunkt beginnt die Kriechumlagerung der Plattenvorspannung auf das Verbundtragwerk.
3. Der **Lastfall 2** besteht im Aufbringen des Fahrbahnbelages und der Leitplanken auf das Verbundbauwerk.
4. Anschliessend wird im **Lastfall 3** die Kriechumlagerung berücksichtigt, um so den Spannungszustand vor dem Aufbringen der Einwirkungen aus dem Strassenverkehr ablesen zu können.
5. Im **Lastfall 4** wird nur die Ermüdungslastgruppe $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ki}$ des fiktiven äusseren Fahrbahnstreifens in Rechnung gestellt.
6. Der **Lastfall 5** addiert die gleichmässig verteilten Lasten q_K .
7. Der Einfluss der Lastgruppe Q_{K2} auf dem zweiten fiktiven Fahrstreifen wird separat zusammen mit den Einflüssen aus Schwinden und Temperatur untersucht.

Die Berechnung mit finiten Elementen wurden von Herrn Dr. Cesar Falla Luque durchgeführt.

Die numerische Simulation erlaubt dem Bauablauf und insbesondere dem Kriechen einer unter Spannung und Verbund stehenden Betonplatte, sowie den Temperaturunterschieden zwischen den Stahlträgern und der Betonplatte, Rechnung zu tragen.

Zur Festlegung der erforderlichen Vorspannkraft waren 216 statische Berechnungen im interaktiven Verfahren zur Annäherung an die gewählten Grenzspannungen an der Plattenober- und Unterseite erforderlich.

2.6.2 Rechenmethode

Die Berechnungen mit finiten Elementen in 3D wurden mit dem Programm ANSYS durchgeführt. Es erlaubt zeitabhängige, nicht lineare Prozesse zu erfassen, was insbesondere bei der Relaxation der vorgespannten Fahrbahnplatte im Verbund mit den Stahlträger wichtig ist.

So wurde die Verbundfuge mit speziellen Elementen simuliert, die so in den Rechenprozess integriert sind, dass der Bauablauf rechnerisch erfasst werden kann, d.h. beim Vorspannen kann die Platte noch auf den Stahlträgern gleiten, wird dann über diese Elemente verbunden um schliesslich über einen Kriechprozess, d.h. eine Relaxation des Betons, die Spannungsumlagerung zu erfassen.

2.6.3 Bemessungskonzept

Es geht hier ausschliesslich darum, die erforderliche Vorspannung zu ermitteln, die notwendig ist, um die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit der Brücken nach den SIA-Normen gemäss Kapitel 2.3 zu erfüllen.

Es geht nicht um die Tragsicherheit, die unabhängig nachzuprüfen ist und so zu einer Steigerung der Vorspannung führen kann.

Da jedoch der Grad der Vorspannung sowohl von den Steifigkeiten der Betonplatte, der Stahlträger und des Verbundtragwerkes, als auch von deren Verhältnissen untereinander abhängt, war es unumgänglich für jede der 42 Brücken eine überschlägige Bemessung der Stahlträger durchzuführen.

Zur Vereinfachung wurde der im Brückenbau übliche Stahl S355 und eine Spannungsgrenze unter den Gebrauchlasten samt Vorspannung und Kriechumlagerung von 240 MPa angenommen.

Es wurden jeweils zwei Trägerquerschnitte berücksichtigt, der steifere Stützenquerschnitt über eine Länge von $L/5$ und der Feldquerschnitt.

Die Betonrelaxation wurde in zwei Stufen erfasst mit einer Reduktion des Elastizitätsmoduls auf $E/2$ und auf $E/3$.

2.6.4 Einwirkungen

Folgende Einwirkungen wurden berücksichtigt :

- **ständig** :
 - Eigengewichte, Belag, Leitplanken
 - 10 zentrische Kabel pro Fahrbahnplatte
 - Vorspannung
- **veränderlich**:
 - Lastmodell 1 der Norm SIA 261 / 2003 mit $\alpha = 0.9$
 - Strassenverkehr

Nicht berücksichtigt, weil unerheblich für die Vorspannung, wurden Wind- und Bremslasten.

2.6.5 Materialien

Die für die Berechnung zugrunde gelegten Materialeigenschaften sind :

	γ kN/m ³	α °C ⁻¹	E MPa	ν	f_y MPa
Belag	24		—		
Beton	25	10 ⁻⁵	35'000	0.18	
Stahl	80	10 ⁻⁵	210'000	0.3	350
Spannstahl	80	10 ⁻⁵	210'000	0.3	

2.6.6 Kriterien für die Bestimmung des Vorspanngrades

Grundsätzlich dient die Vorspannung bei Verbundbrücken der Gebrauchstauglichkeit, d.h. hier der Verhinderung von Rissen in der Fahrbahnplatte durch die Begrenzung der auftretenden Zugspannungen.

Zwei Kriterien wurden dabei herangezogen :

1. Unter der Ermüdungslastgruppe α Q_{K1} durfte an keinem Punkt der Platte eine Zugspannung auftreten.
2. Unter der vollen Belegung der Brücke zusammen mit der Ermüdungslastgruppe α ($q_K + Q_{K1}$) durfte die punktuelle Zugspannung den Wert von 2.0 MPa nicht überschreiten.

Zur Begründung der zugelassenen Zugspannung ist zu sagen, dass

- der Mittelwert der Betonzugfestigkeit von 3.5 MPa für den gewählten Beton C 40/50 um den Faktor 1.75 unterschritten wird;
- der Spannungsgrenzwert an der Oberfläche nur in einem Punkt auftritt;
- die Klebefuge zwischen den Betonplatten eine höhere Zugfestigkeit als der Beton selbst hat;
- und das wirkliche Auftreten der Normlasten unwahrscheinlich ist. (Es müssten zwei 40 t-Lastzüge auf eine Länge von ca. 11 m zusammengeschoben werden; siehe auch [2]).

In Iterationsprozessen wurden diese beiden Kriterien im Stützenbereich angenähert und so der Vorspanngrad ermittelt. Dabei wurde überprüft ob auch unter der Lastgruppe an der Plattenunterseite das erste Kriterium eingehalten war. Wenn nicht, werden Angaben für eine Erhöhung der Vorspannung gemacht.

In zwei zusätzlichen Rechenschritten wurde überprüft, um welchen Faktor jeweils die angegebene Vorspannung zu multiplizieren ist, um sowohl der zusätzlichen Lastgruppe auf dem zweiten Fahrstreifen als auch der Abkühlung der Platte Rechnung zu tragen.

2.6.7 Hypothesen

Folgende Annahmen wurden bei den Berechnungen mit finiten Elementen getroffen :

- Beton und Stahl wurden linearelastisch modelliert;
- da die erzeugten Betonspannungen im Bereich $< 0.4 f_{ck}$ liegen, kann von Primärkriechen ausgegangen und demzufolge eine lineare Gesetzmässigkeit zugrunde gelegt werden. Zwei Fälle werden berücksichtigt, einmal mit resultierenden Betondeformationen die einer Reduktion des E-moduls auf seine Hälfte und ein zweites mal auf ein Drittel gleichkommen;

- die Betonplatte wird isotrop und nicht gerissen angenommen.

2.6.8 Berücksichtigte Querschnitte und Modellbildung der drei Brückentypen

Bei der Modellbildung wurde wie folgt vorgegangen :

- in Längsrichtung werden für die Platte 50 cm lange 3D-Plattenelemente gewählt, die sich in Querrichtung der Geometrie anpassen, wie aus nachfolgenden Figuren ersichtlich ist.
- für die Stahltragteile wurden je nach Querschnittsform Stab- oder Plattenelemente gewählt.

In den Nachfolgenden Abbildungen sind die elementierten Brücken dargestellt :

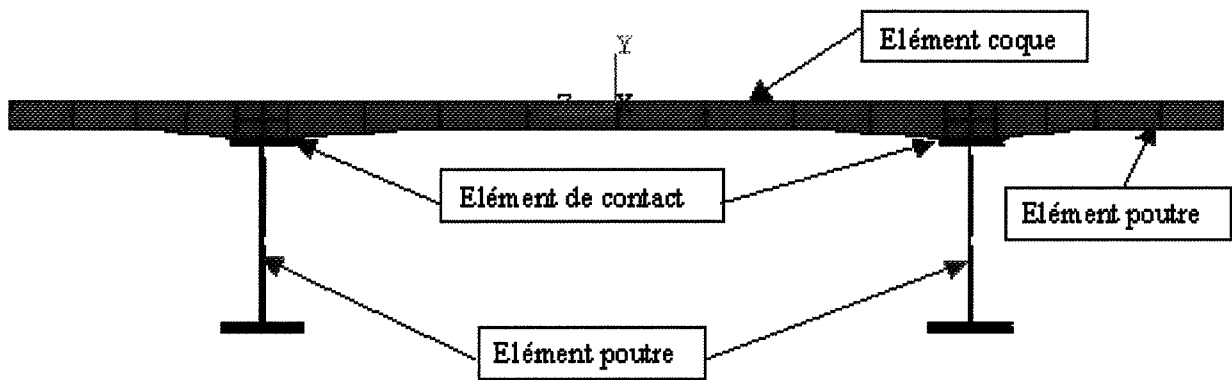


Bild 38 : Elemente der Doppelträgerbrücke Typ TT

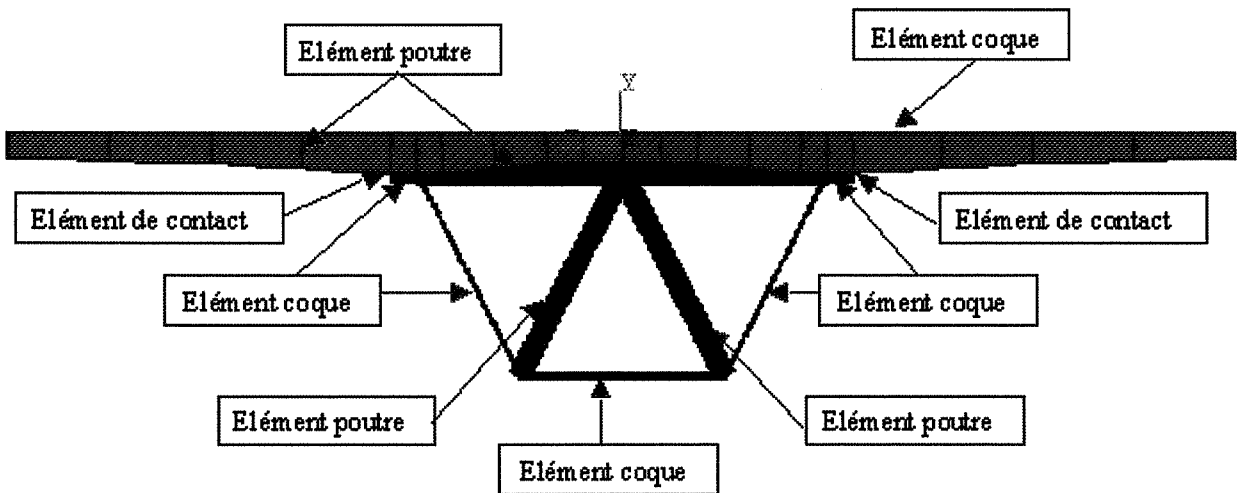


Bild 39: Elemente der Kastenträgerbrücke Typ K

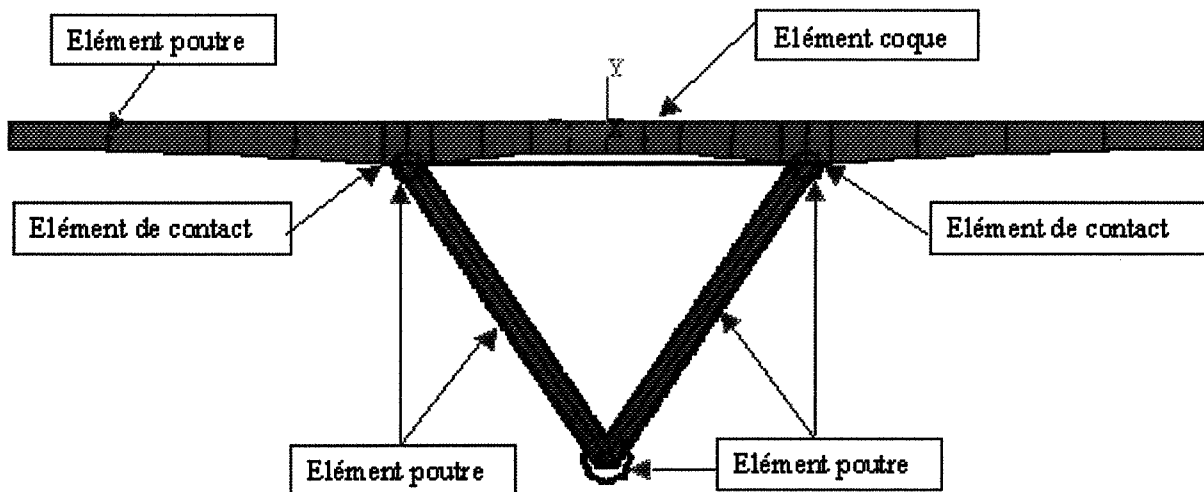


Bild 40 : Elemente der Fachwerkbrücke Typ F

Die folgenden weiteren Annahmen liegen den Berechnungen zugrunde :

- die Lagerung der Brücken besteht aus einem in Längsrichtung festen Lager, sonst Rollenlagern. Quer zur Brücke sind einseitig die Lager blockiert. Beim Dreiecksfachwerk sind sie an den oberen Knoten so angeordnet, dass Torsion aufgenommen werden kann.
- die zehn nicht im Verbund stehenden Spannkabel sind jeweils als ein einziges über die ganze Brückenlänge gehendes Stabelement modelliert, das an den beiden Endstirnflächen der Fahrbahnplatte angebunden ist. Sie liegen so im Zentrum eines jeden Plattenelementes, dass keine Plattenbiegung entsteht.
- die Verbundfugen zwischen den Stahlträgern und der Betonplatte wird mit 50 cm langen speziellen Kontaktelementen modelliert, die anfangs kraftfrei gleiten können und dann nach dem Injizieren und Erhärten eine starre Schubverbindung bilden.

2.7 RECHENERGEBNISSE

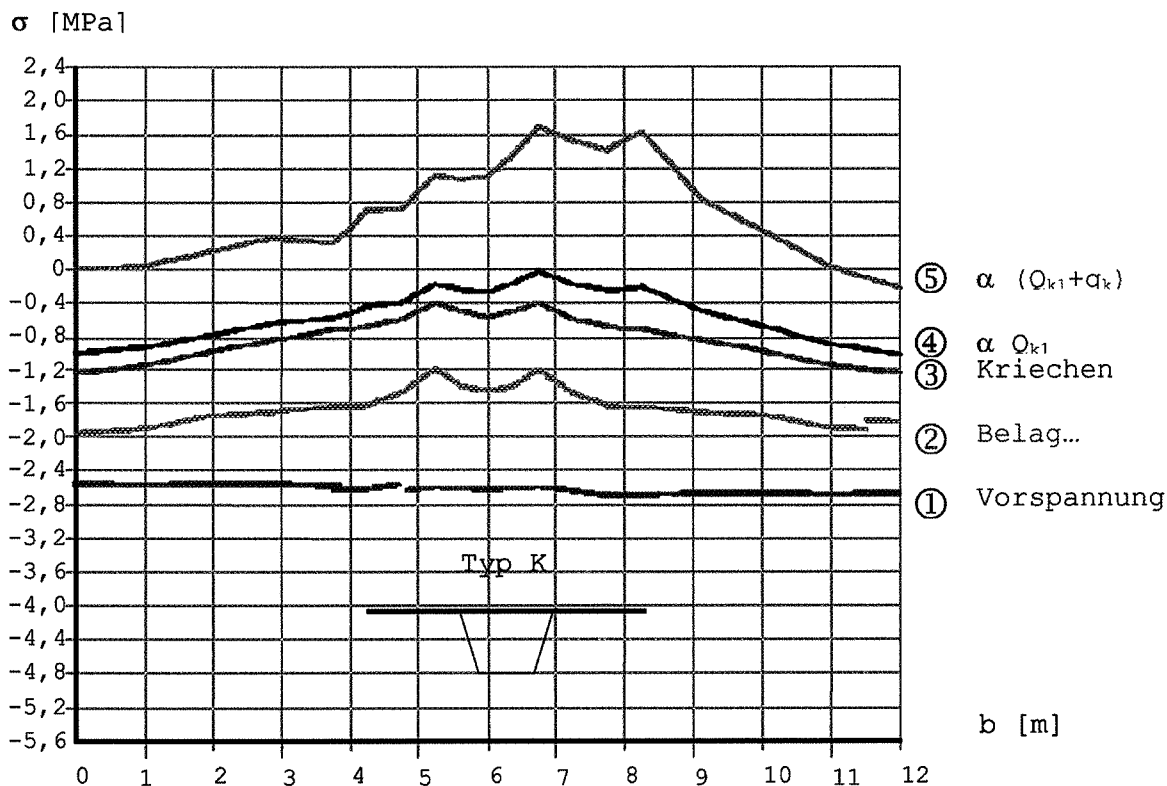
2.7.1 Darstellung der Ergebnisse zur Bestimmung der Vorspannung

Für alle 42 Brücken wurde der Spannungszustand an den Oberflächen der Fahrbahnplatte für drei Fälle berechnet :

- zum Zeitpunkt t_0 mit $E = E_0$
- zum Zeitpunkt t_∞ mit $E = E_0/2$
oder $E = E_0/3$

Dann wurde die erforderliche Vorspannung iterativ so ermittelt, dass die festgelegten Kriterien eingehalten waren.

In Bild 41 ist die Spannungsverteilung im Stützenquerschnitt an der Plattenoberseite unter dem Einfluss der Vorspannung und der Relaxation des Betons auf $E/3$ für einen Zweifeldträger mit Kastenprofil dargestellt :



Bild

41 . Spannungsverteilung an der Plattenoberfläche im Stützenquerschnitt von Typ K 12/2 x 40 m

Es ist ersichtlich, dass mit einer aus Vorspannung erzeugten Spannung von 2.8 MPa die beiden Kriterien eingehalten sind, d.h. in diesem Fall, dass unter der Ermüdungslast Q_{K1} an keiner Stelle der Platte im Stützenbereich Zug auftritt und dass die maximale Zugspannung unter den Lastmodellen Q_{K1} und q_K den Wert von ca. 1.7 MPa nicht überschreitet.

In Bild 42 ist die Oberflächenspannung der gesamten Fahrbahnplatte dargestellt.

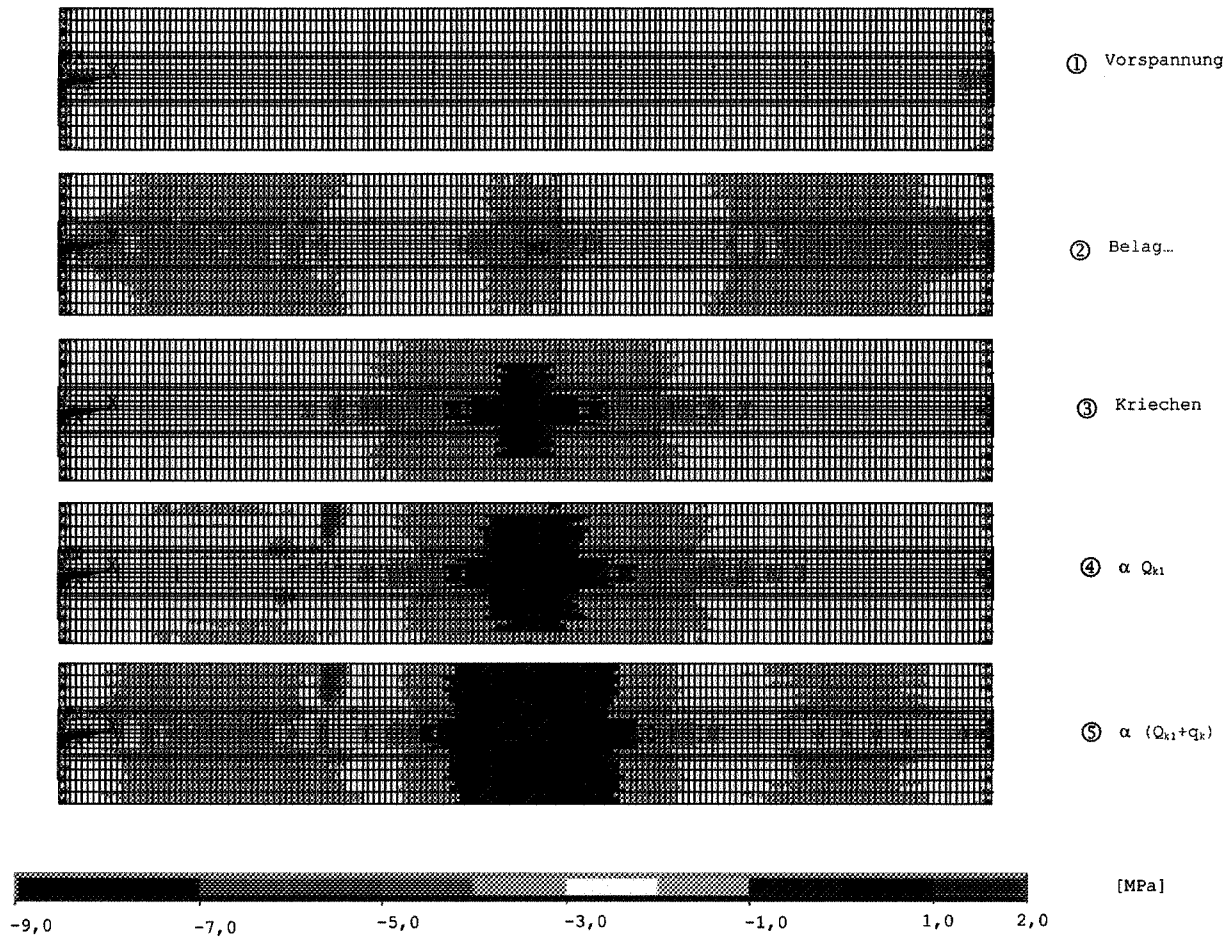


Bild 42 : Spannungsverteilung über der gesamten Plattenoberfläche am Typ K 12/2 x 40 m

Es zeigt die verschiedenen Einflüsse auf die Spannungsverteilung, z.B. den Ruhezustand mit Druckspannungsspitzen bei den Verankerungen der Spannkabel und den minimalen Druck über dem Mittelpfeiler, der nach der Relaxation des Betons um 0.8 MPa nachlässt.

Zum Vergleich sind in den folgenden Bildern die Spannungsverteilungen im Stützenquerschnitt der beiden anderen Brückentypen TT und F dargestellt :

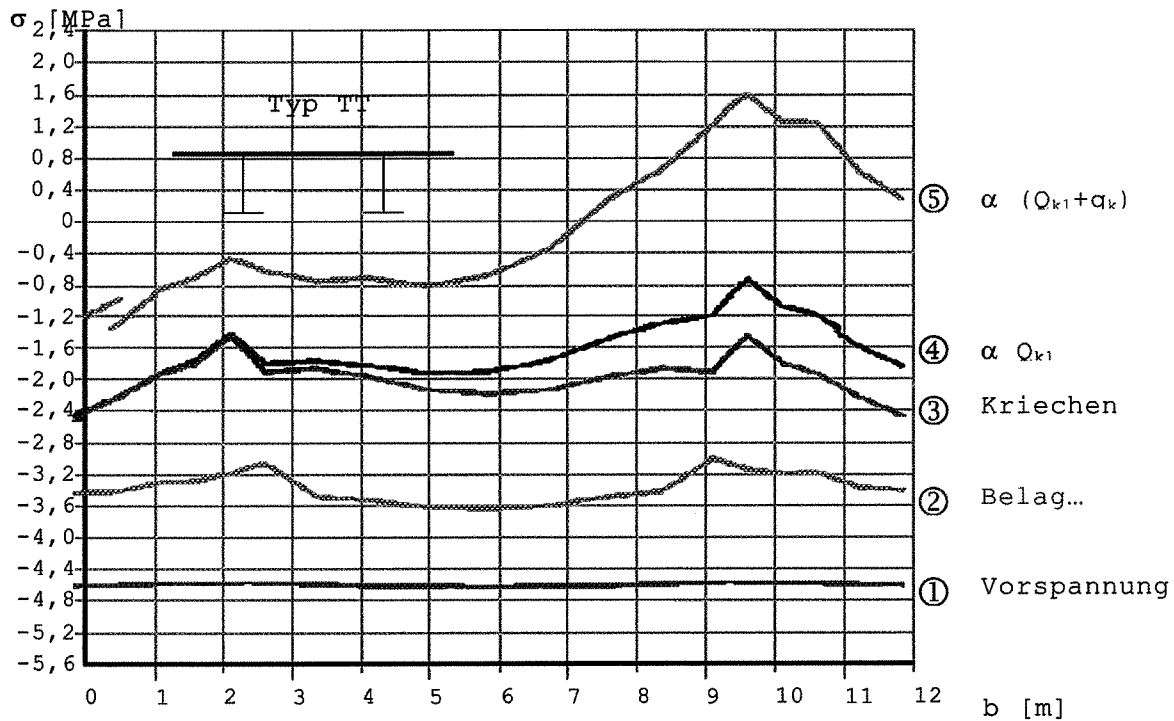


Bild 43 : Spannungsverteilung an der Plattenoberfläche im Stützenquerschnitt von Typ TT 12/2 x 40 m

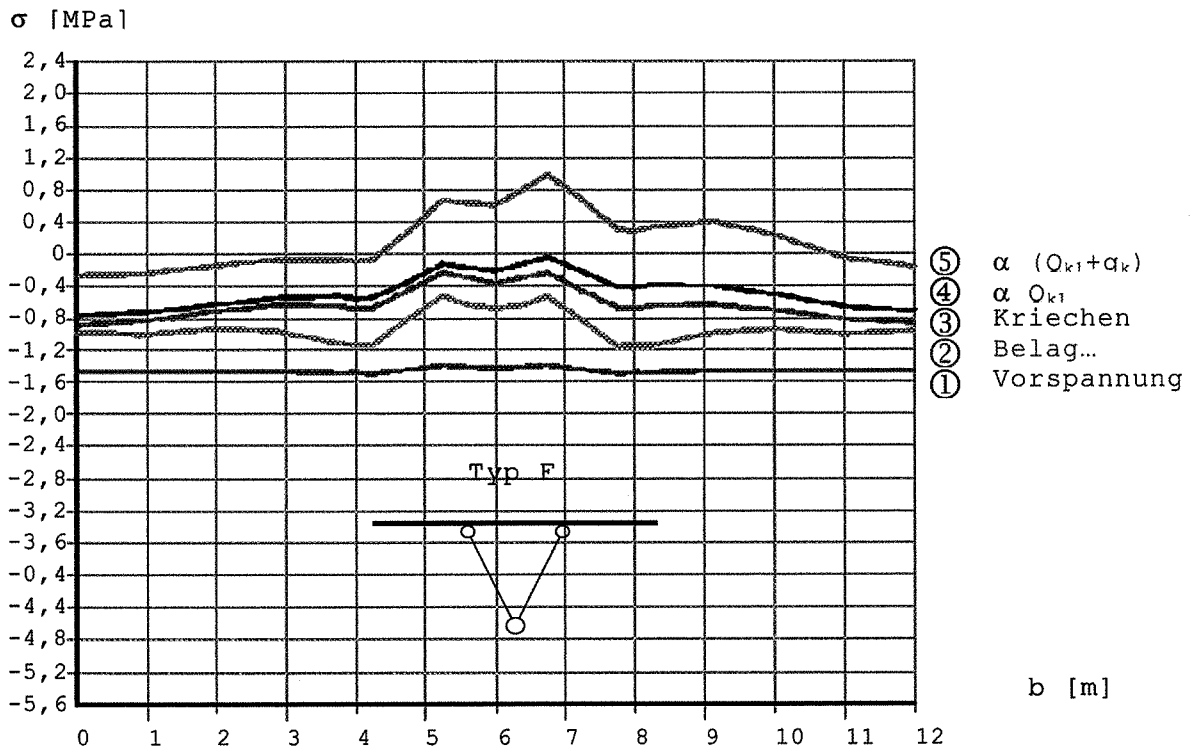


Bild 44 : Spannungsverteilung an der Plattenoberfläche im Stützenquerschnitt von Typ F 12/2 x 40 m

Während beim Typ F infolge der ebenfalls vorhandenen Torsionssteifigkeit des Kastenquerschnittes auch das erste Kriterium ausschlaggebend ist, zeigt sich beim Typ TT die mangelnde Torsionssteifigkeit mit einer Konzentration der Spannungen über dem mehr belasteten Träger und damit der Bezug auf das zweite Kriterium, wegen der Steigerung der exzentrischen Lastenflüsse.

Auffallend ist der Unterschied der erforderlichen Vorspannung, der wie folgt erklärt werden kann:

Bei den torsionssteifen Kastentypen K und F verteilt sich die Spannung gleichmässiger über die Plattenbreite, d.h. die für die Vorspannung massgebliche Spannungsspitze liegt niedriger als beim Doppelträgertyp TT.

Der recht grosse Unterschied zwischen dem Trapezkastentyp K und dem Dreiecksfachwerk Typ F beruht auf dessen grösserer Bauhöhe. Um in etwa die gleiche Torsionssteifigkeit zwischen beiden zu erreichen, wurde die Bauhöhe des Fachwerkes vergrössert, so dass folgendes Verhältnis der inneren Hebelarme entsteht :

$$H_K/H_F \cong \frac{L/20}{L/12} = 12/20 = 0.60$$

Die ermittelten Vorspannungen stehen mit $1.6/2.8 = 0.57$ in einem ähnlichen Verhältnis.

Bei der Kontrolle der Zugspannungen an der Plattenunterseite unter den konzentrierten Lasten Q_{K1} hat es sich gezeigt, dass eine geringe Zugbeanspruchung nur beim Dreiecksfachwerktyp F mit den grossen Kragarmen und der geringeren Vorspannung auftreten kann.

Dies ist zum Beispiel aus folgendem Bild ersichtlich :

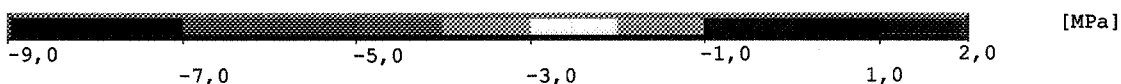
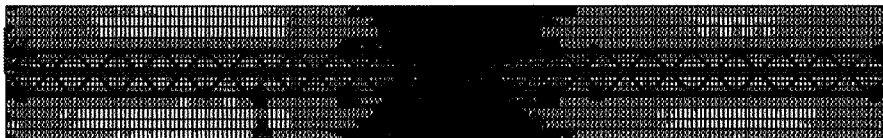


Bild 45 : Spannungen auf der Plattenunterseite beim Typ F 15/2 x 50 m

Die zugehörige Vorspannung ergibt 1.6 MPa, wobei die verbleibende Zugspannung unter 1.0 MPa liegt.

Die errechnete Vorspannung für den Trapezkastentyp mit gleicher Plattenbreite und Spannweite ergibt 2.6 MPa, d.h. einen Wert der die Zugspannung der Plattenunterseite bei dem im Bild 14 dargestellten Typ annullieren würde.

Darum schlagen wir vor, auch für den Typ F die erforderliche Vorspannung der Typen K zu übernehmen.

2.7.2 Zusammenstellung der ermittelten Vorspannung

Die nach den vorausgehenden Kriterien ermittelte Vorspannung ist in den folgenden Bildern für alle Parameter dargestellt.

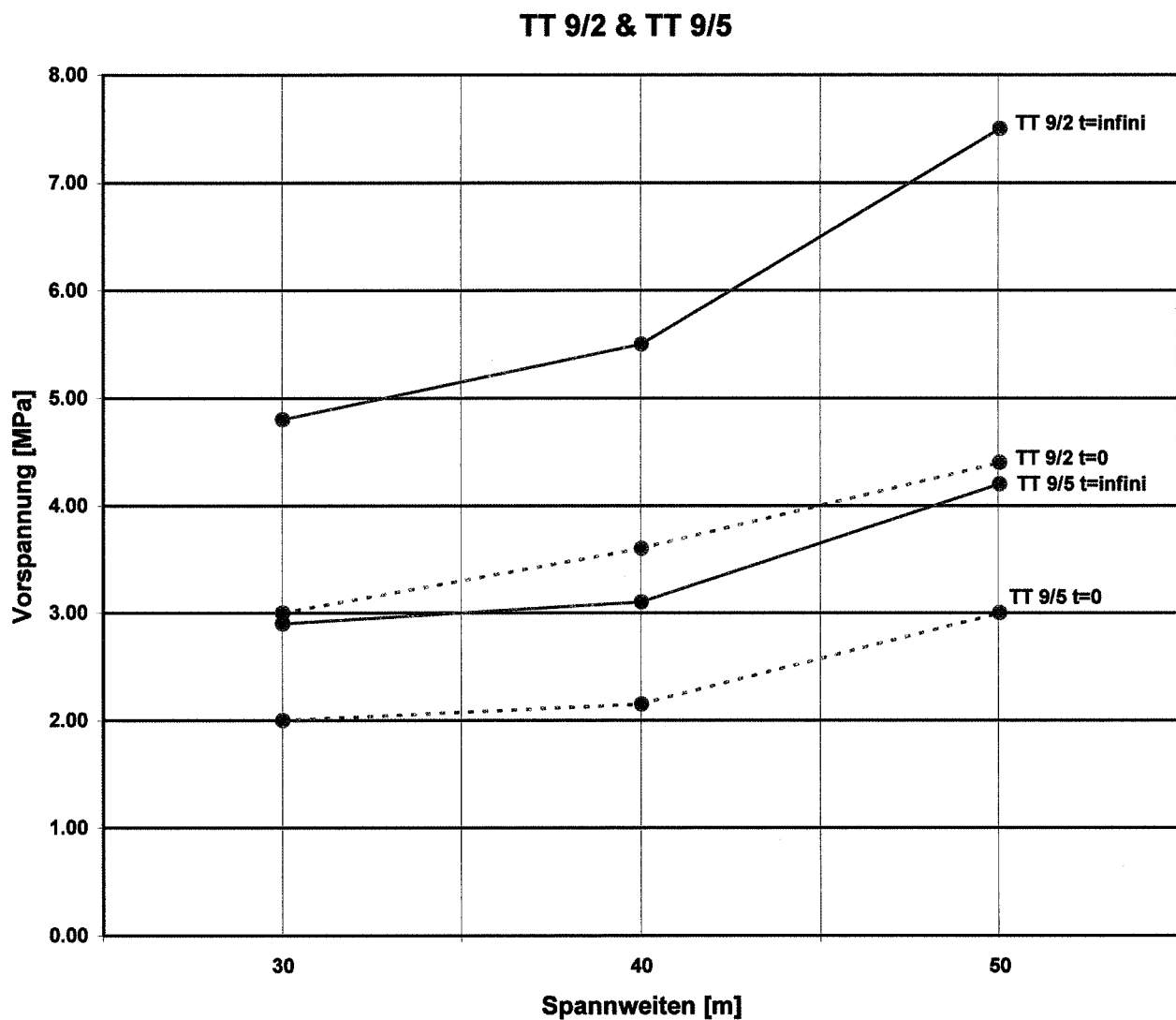


Bild 46 : Vorspannung für den Brückentyp TT, $b = 9 \text{ m}$

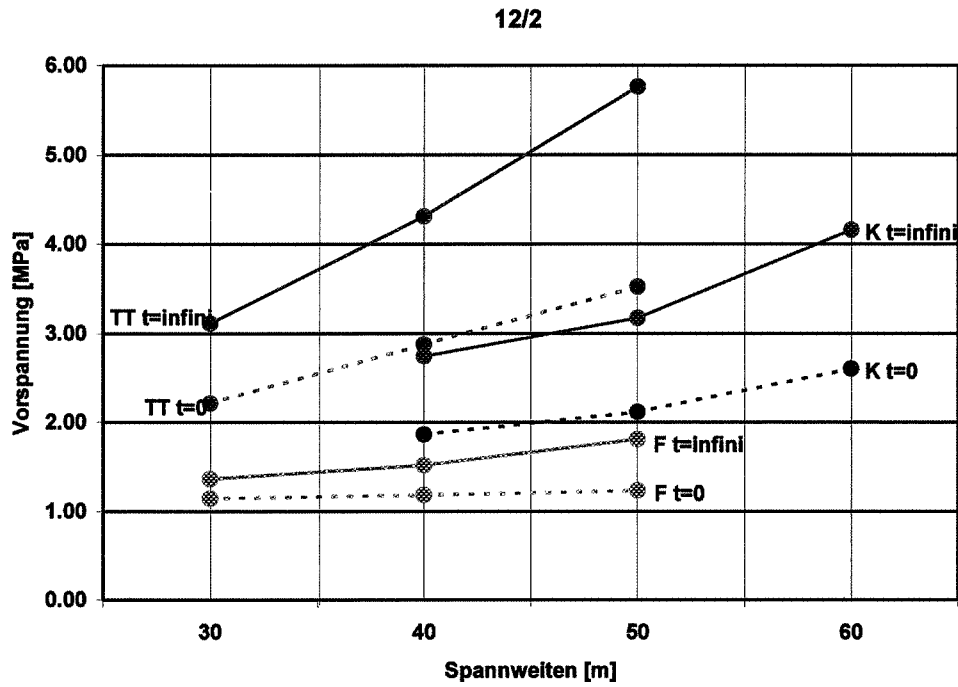


Bild 47 : Vorspannung für alle Typen 12/2

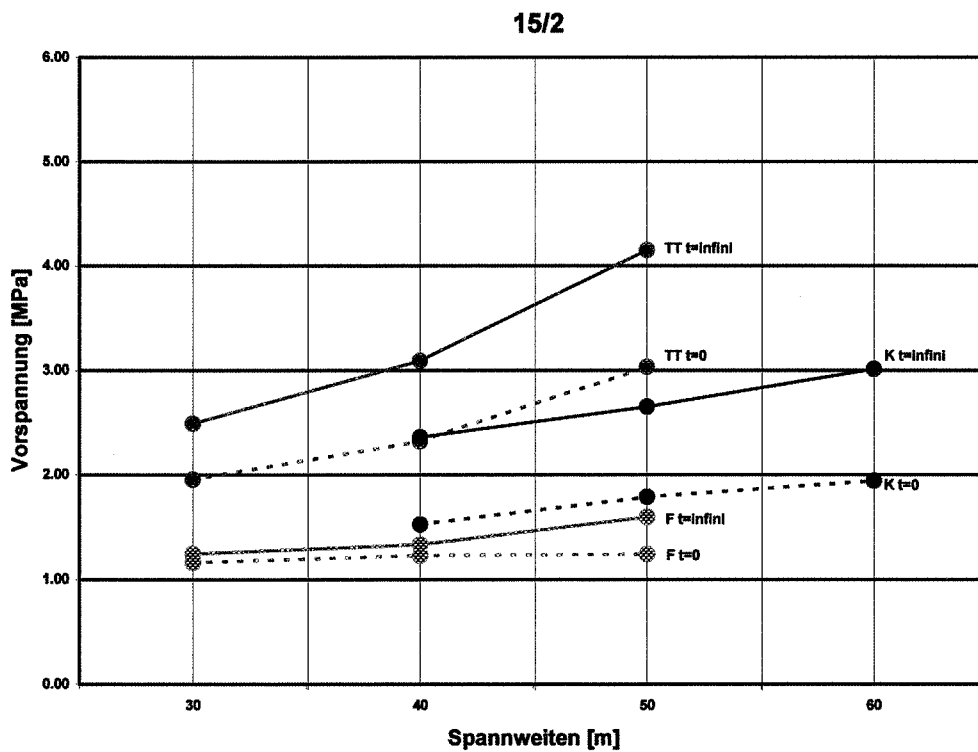


Bild 48 : Vorspannung für alle Typen 15/2

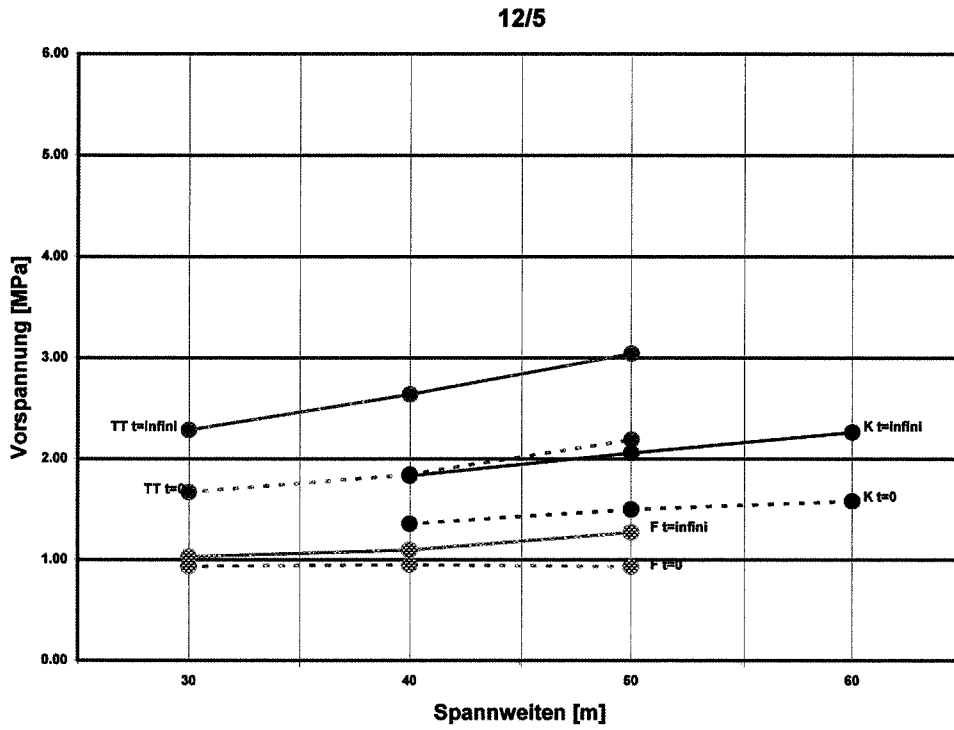


Bild 49 : Vorspannung für alle Typen 12/5

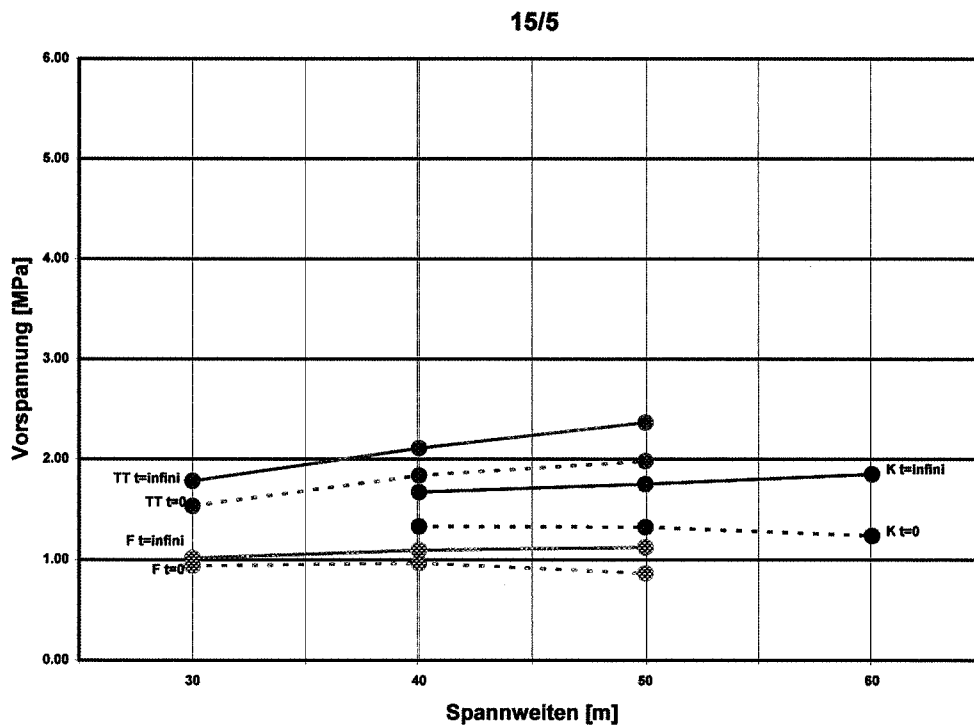


Bild 50 : Vorspannung für alle Typen 15/5

Auffallend in den Bildern 49 und 50 ist die bei steigenden Spannweiten abfallende Vorspannung für $t = 0$, insbesondere bei den Brücken mit Dreiecksfachwerken.

Bei einer genaueren Analyse der Spannungsverteilung über die Plattenbreite im Stützenquerschnitt zeigt es sich, dass die Schwankungen mit zunehmender Spannweite abnehmen (Bilder 51 + 52), d.h. dass gewissermassen die mitwirkende Plattenbreite zunimmt.

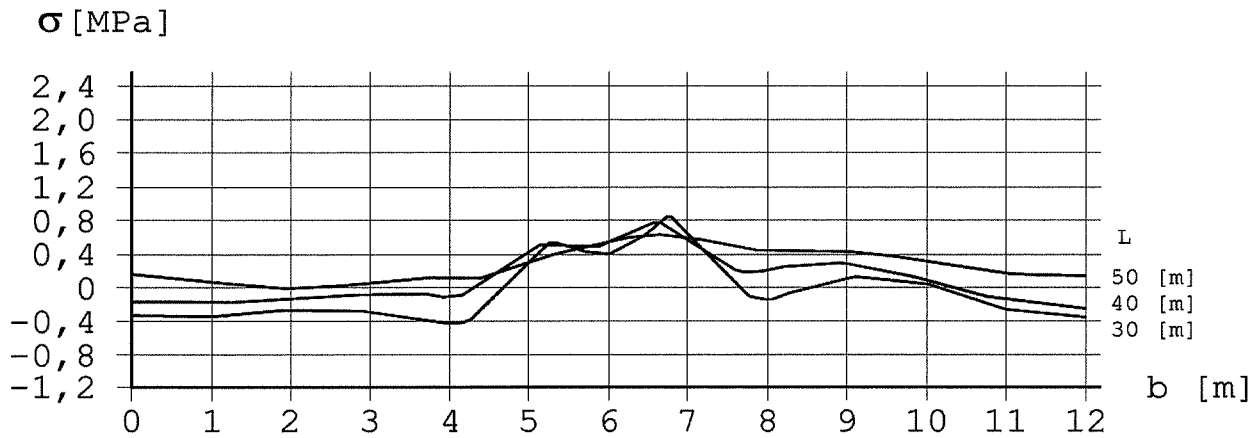


Bild 51 : Vergleich der Spannungsverteilung an Typ F 12/5 für $t = 0$

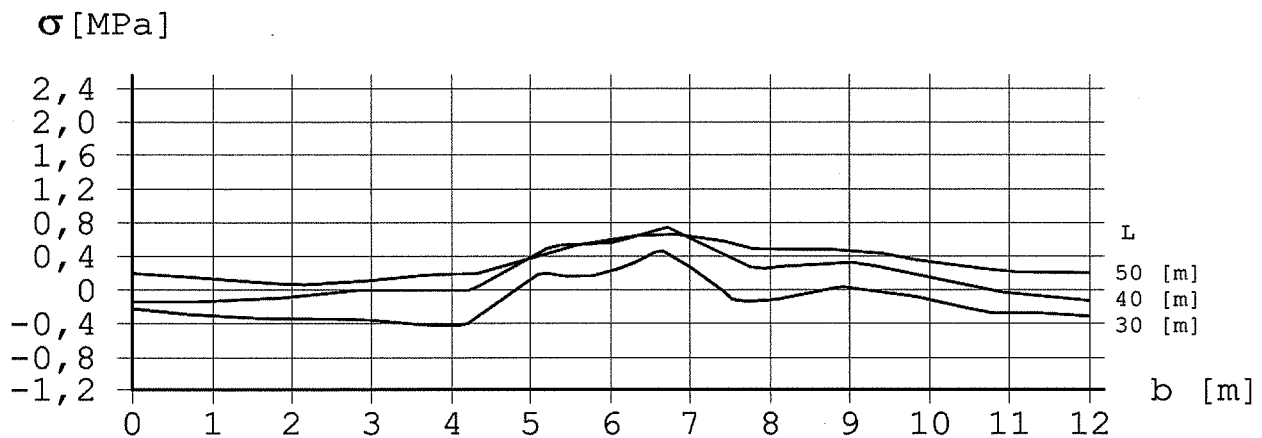




Bild 52 : Vergleich der Spannungsverteilung an Typ F 12/5 für $t = \infty$

Da die Vorspannung nach den Spannungsspitzen bestimmt wird, kann so das Ergebnis erklärt werden.

Durch das Betonkriechen, d.h. einem weicher werden der Betonplatte, wirken sich die Spannweiten wieder mehr aus und führen zu der erwarteten Steigerung der Spannungen.

2.7.3 Spannkraftverluste durch Kriechumlagerung

In der folgenden Tabelle sind die Spannkraftverluste infolge Betonkriechen für $E_0/2$ und $E_0/3$ angegeben :

				
b [m]	l [m]	TT %	K %	F %
9.0	30	59 (24)		
	40	56 (25)		
	50	69 (29)		
12.0	30	41 (20)	-	19 (9)
	40	50 (19)	47 (22)	28 (14)
	50	64 (28)	50 (24)	47 (25)
	60	-	60 (27)	-
15.0	30	27 (13)	-	7 (2)
	40	33 (14)	55 (27)	8 (2)
	50	37 (16)	48 (23)	29 (11)
	60	-	55 (26)	-
				
b [m]	l [m]	TT %	K %	F %
9.0	30	47(22)		
	40	43 (19)		
	50	41 (18)		
12.0	30	37 (14)	-	10 (4)
	40	43 (17)	35 (20)	15 (6)
	50	39 (19)	37 (17)	36 (19)
	60	-	43 (24)	-
15.0	30	16 (5)	-	8 (3)
	40	15 (6)	26 (9)	13 (3)
	50	19 (9)	32 (13)	30 (16)
	60	-	50 (26)	-

Tabellen 8 + 9 : Spannkraftverluste in %

() Werte berechnet für $E_0/2$

Da die Spannkraftverluste ebenfalls aus den Spitzenwerten der Spannungen an der Plattenoberfläche ermittelt wurden und nicht aus Mittelwerten, ergaben sich grosse Schwankungen. Diese Schwankungen hängen sehr stark von der Spannungsverteilung im Plattenquerschnitt ab.

Die grössten Werte erhalten wir mit maximal 69% am Zweifeldträger mit den ausgeprägten Spannungsspitzen über dem Mittelpfeiler und den Stahlträgern (Kasten oder Doppel-T), die im Verhältnis zur Betonplatte einen grossen Rückhaltebeiwert β haben. Dieser Rückhaltebeiwert erfasst gemäss Ducret [3] das Verhältnis Stahlträgerquerschnitt zu Fahrbahnplattenquerschnitt.

In dem folgendem Bild wird der Einfluss von β auf die Kriechumlagerungen bzw. die dafür erforderliche Spannkraftsteigerung dargestellt :

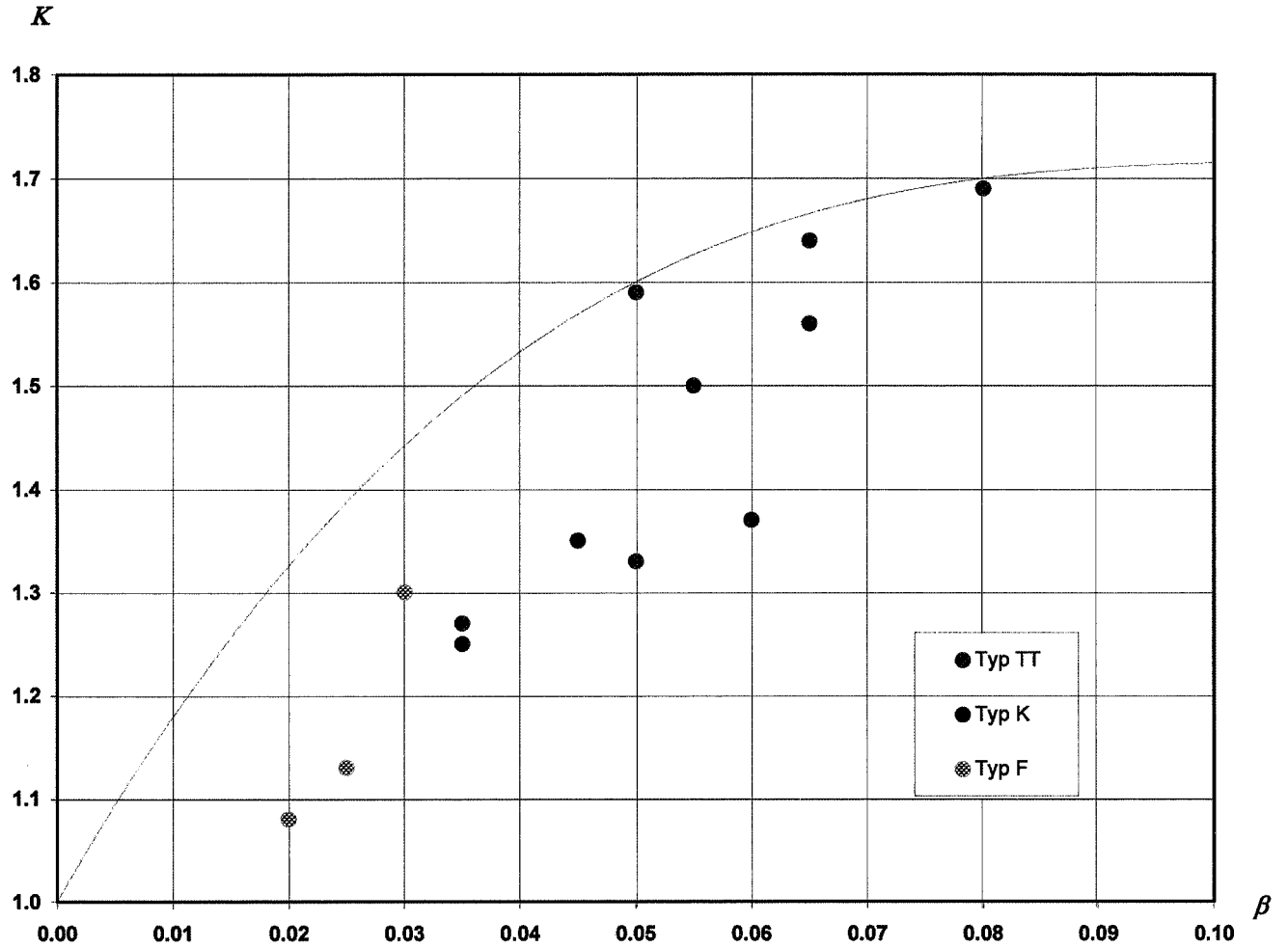


Bild 53 : Spannkraftsteigerung k nach FE-Berechnung in Funktion des Rückhaltebeiwertes β

Es ist ersichtlich, dass die Spannkraftverluste mit wachsender Plattenschlankheit l/b und steigenden Rückhaltebeiwerte β zunehmen.

2.7.4 Einfluss der Plattenabkühlung und der Einzellastgruppe Q_{k2}

In der nachfolgenden Tabelle sind die ermittelten Zugspannungen wiedergegeben, die an der Plattenoberfläche entstehen, wenn sie gemäss der Norm SIA 261 um 4° C abgekühlt wird.

Brückentyp		Spannweite [m]	Spannung [MPa]	Mittelwert	Rückhaltebeiwert β
TT	9/2	30	0.35	0.35	0.05
		50	0.50		0.08
	15/2	30	0.31		0.04
		50	0.36		0.06
	9/5	30	0.34		
		50	0.37		
	15/5	30	0.32		
		50	0.27		
K	12/2	40	0.24	0.22	0.05
		60	0.33		
	15/2	40	0.23		0.04
		60	0.25		
	12/5	40	0.17		
		60	0.22		
	15/5	40	0.12		
		60	0.18		
F	12/2	30	0.11	0.11	
		50	0.17		
	15/2	30	0.11		0.02
		50	0.14		0.015
	12/5	30	0.07		
		50	0.07		
	15/5	30	0.10		
		50	0.10		

Tabelle 10 : Betonzugspannungen infolge Plattenabkühlung

Es zeigt sich, dass die Spannungen mit zunehmendem Rückhaltebeiwert β steigen, ähnlich der für das Schwinden ermittelten Werte und dass im Mittel die Spannungen der Kastenträger mit 0.22 MPa kleiner sind als jene der TT-Brücken mit 0.35 MPa und dass bei Fachwerkbrücken nur die Gurtungen den Rückhaltebeiwert beeinflussen.

Aus den errechneten Werten kann folgende Hüllkurve abgeleitet werden :

$$\sigma = 11\beta - 56\beta^2$$

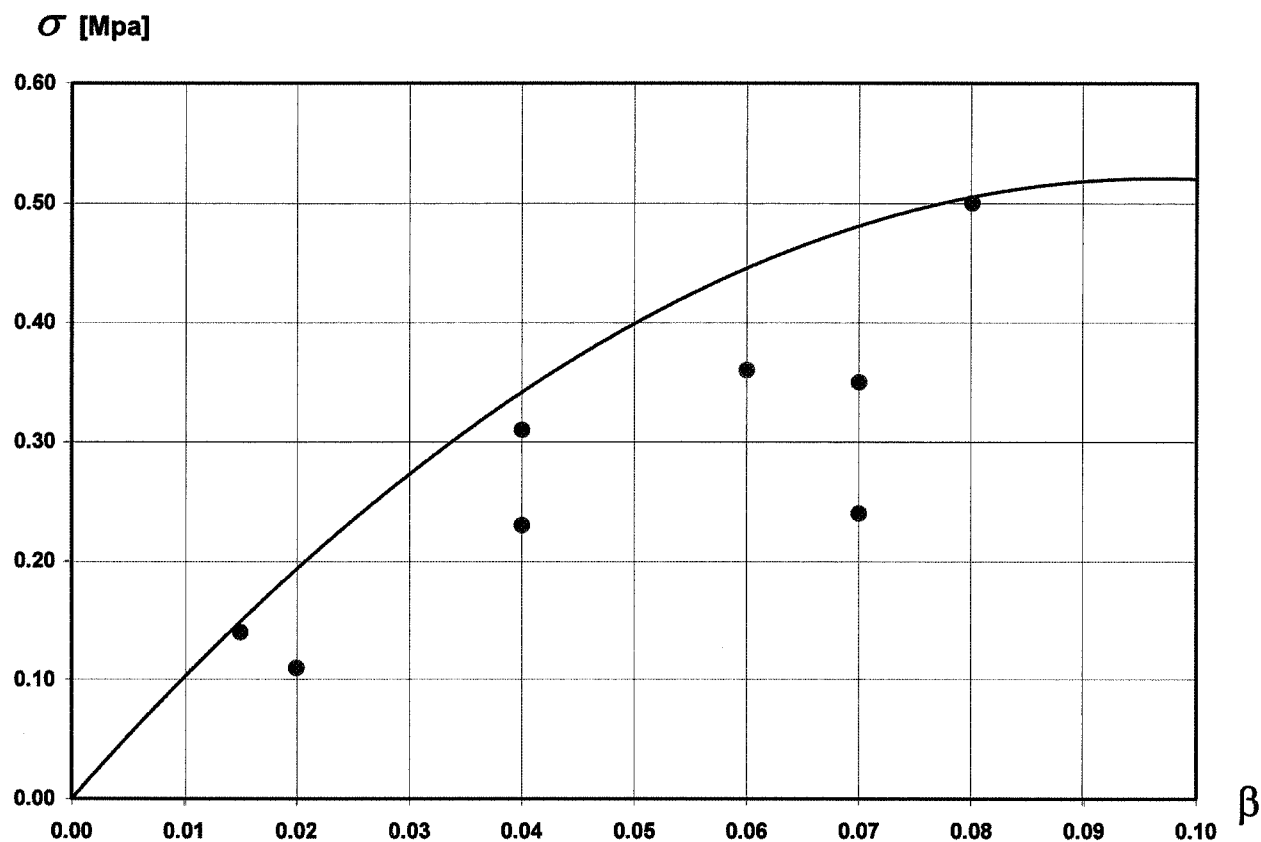


Bild 54 : Temperaturspannungen in Funktion des Rückhaltebeiwertes

An Hand einer weiteren Nachrechnung wurde ermittelt, dass die Berücksichtigung der Lastgruppe Q_{k2} im zweiten fiktiven Fahrstreifen zu einer Steigerung der Zugspannung in der Fahrbahnplatte über den Stützen von maximal 20% führt.

2.7.5 Schubkraft in der Verbundfuge

Die Berechnung dieser Schubkraft war nicht das Ziel der Parameterstudie für die erforderliche Vorspannung.

Dennoch interessiert im Hinblick auf Kapitel 1, d.h. auf die statische Kontrolle der Verbundfuge, die Grössenordnung der auftretenden Kraft.

Das im folgenden Bild dargestellte Diagramm zeigt die Maximalwerte der Schubkräfte in der Verbundfuge für die gewählte Einzellaststellung von $0.422 L$.

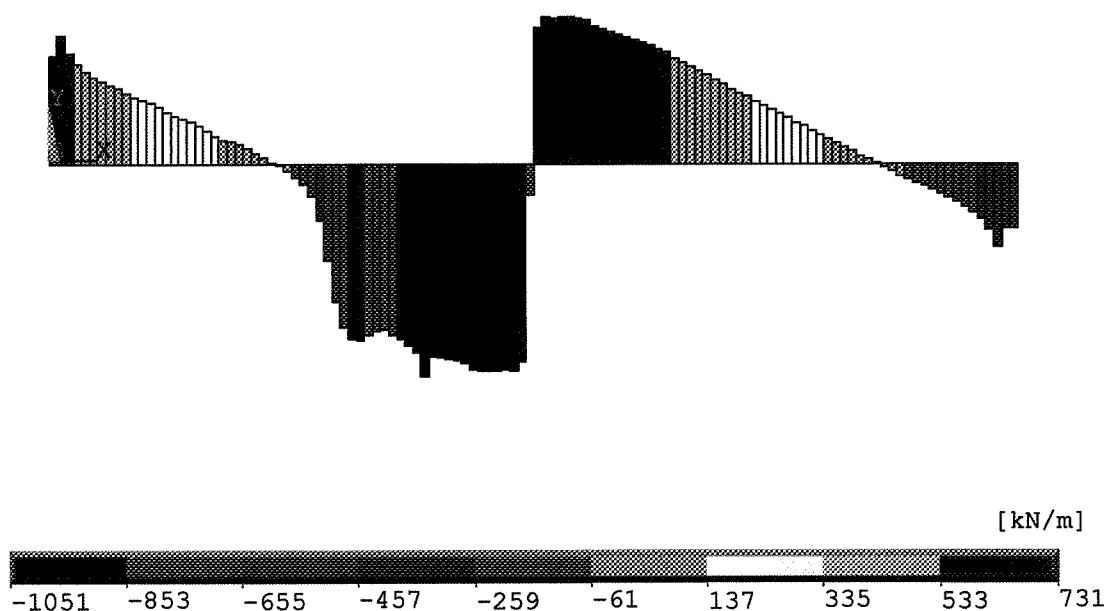


Bild 55 : Schubkräfte in der Verbundfuge am Typ TT 30/15

Unter der Annahme einer Verschiebung der Einzellast zur Mittelstütze hin erhöht sich die Querkraft am Auflager um ca. 10%, so dass ein Maximalwert von ca. 1'200 kN/m angenommen werden kann.

Wir erinnern in diesem Zusammenhang, dass die zur Ausführung vorgeschlagene Verbundfuge von Bild 59 gemäss den Versuchsergebnisse am Typ 100 mehr als doppelt so hohe Lasten ertragen kann.

2.8 VERGLEICHE UND FOLGERUNGEN

In den folgenden Bildern werden Rechenergebnisse der vereinfachten Handstatik mit jenen der finiten Elemente verglichen und die Faktoren ermittelt die den Einfluss des Kriechens auf die Ergebnisse der Handstatik aufzeigen (Tabelle 11). Dabei sind die Ergebnisse der Handstatik für $t = 0$ gestrichelt eingetragen, während die der Berechnung mit finiten Elementen für $t = \infty$ mit ausgezogenen Strichen dargestellt sind.

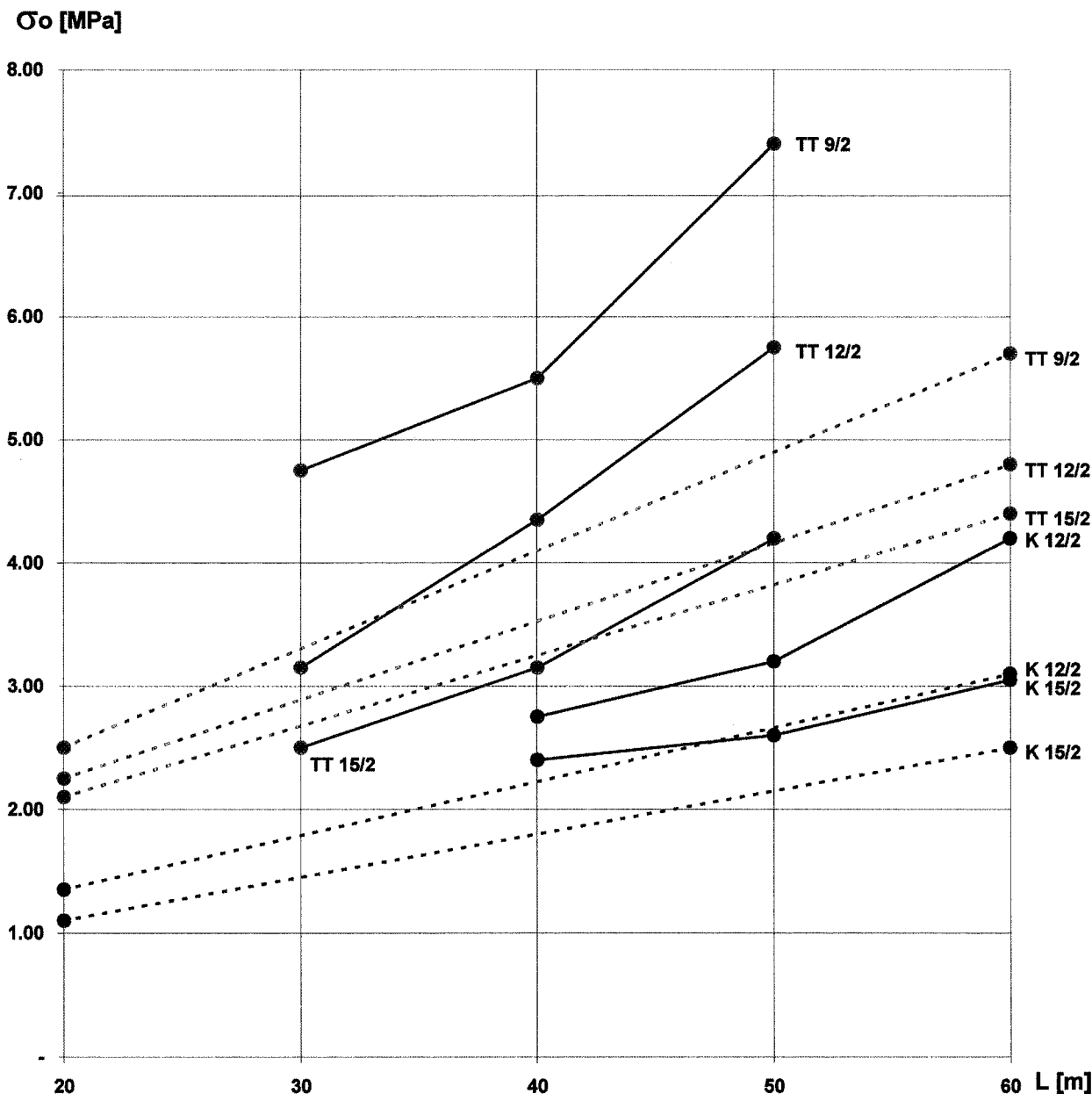
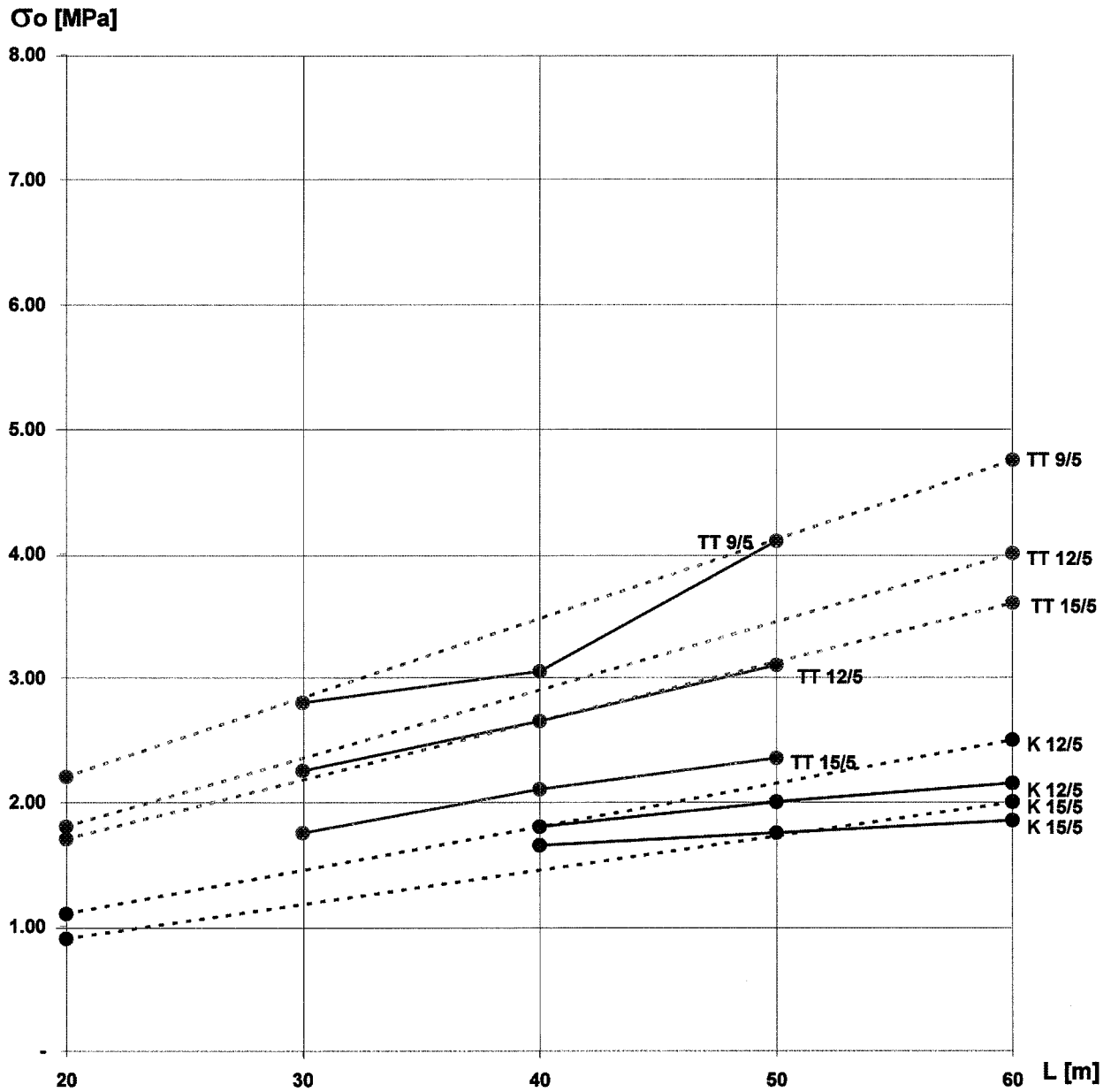


Bild 56 : Vergleich der Ergebnisse aus Handstatik und FE-Berechnungen am Zweifeldträger



Bilder 57 : Vergleich der Ergebnisse aus Handstatik und FE-Berechnungen am Fünffeldträger

Die Ergebnisse der nachfolgenden Tabelle erhalten wir mit

$$k = P_{FE} / P_H$$

wobei nur der grösste Quotient aus allen berücksichtigten Spannweiten eingetragen ist.

n	b	TT	K
2	9	1.50	-
	12	1.38	1.34
	15	1.10	1.35
5	9	1.08	-
	12	1.00	1.00
	15	0.90	1.24

Tabelle 11

Überschlägig kann danach die erforderliche Vorspannung samt Vorspanverlust aus Betonkriechen wie folgt bestimmt werden :



$$P_{\infty} = 1.5 P_H$$



$$P_{\infty} = 1.25 P_H$$

mit P_H nach einfacher Handstatik gemäss Kapitel 2.5.

Einflüsse aus Schwinden und Temperatur sind dabei noch nicht berücksichtigt.

In dem nachfolgenden Bild sind die aus der FE-Berechnung abgeleiteten Spannungen aufgetragen, die durch die Spannkabel in die Platte eingepreßt werden müssen, um die vorgegebenen Bedingungen in Bezug auf die Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen.

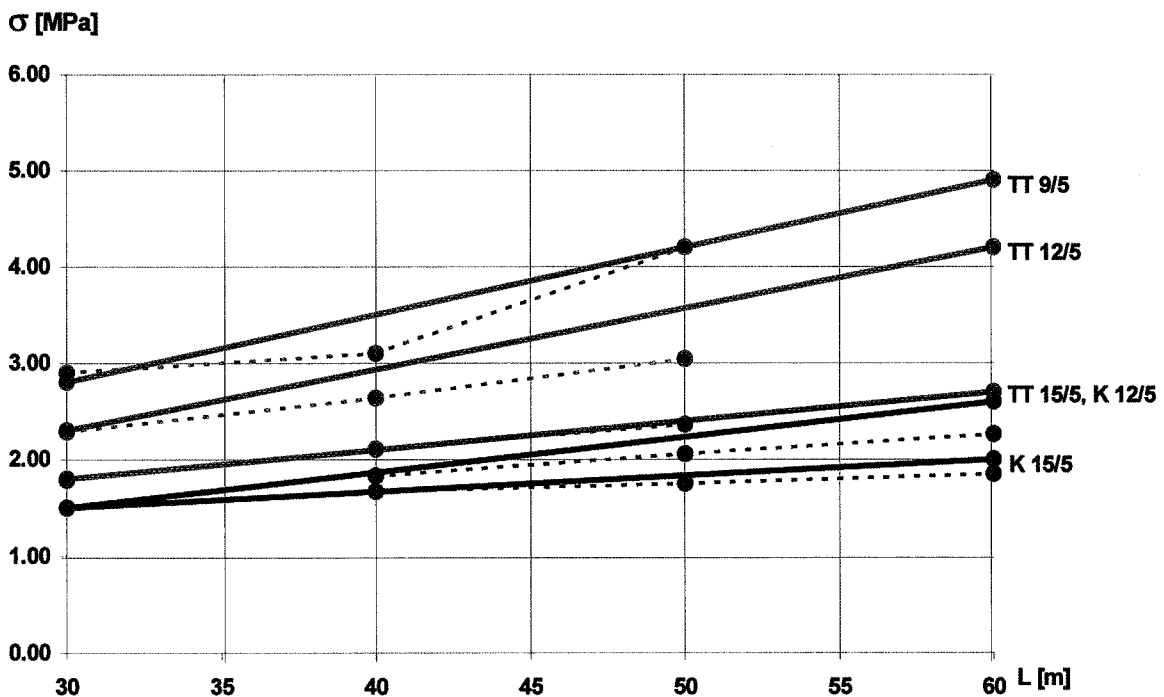
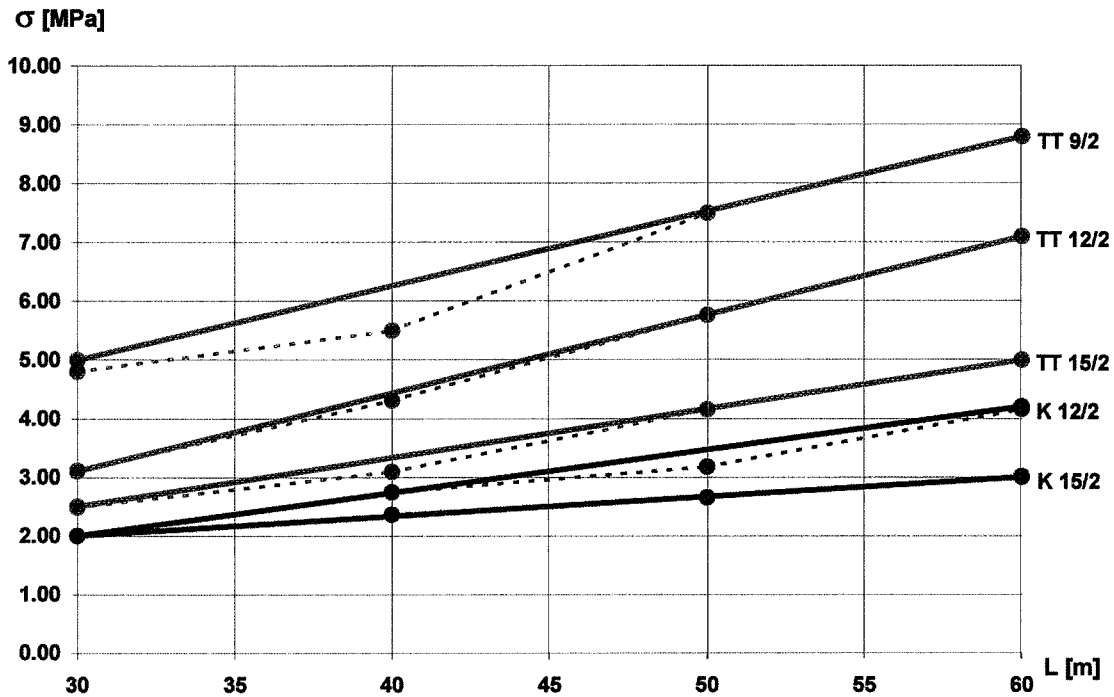


Bild 58 : Erforderliche Längsspannung in der Fahrbahnplatte aus Vorspannung ohne Schwind- und Temperatureinflüsse am Zweifeldträger (oben) und am Fünffeldträger (unten)

Aussergewöhnlich hohe Spannungen ergeben Träger von Typ TT mit schlanken Fahrbahnplatten, z.B. am Zweifeldträger mit 5.0 bis 7.5 MPa.

Hier ist die Spannung in einem Punkt der Plattenoberfläche sehr ausgeprägt (Bild 43), während bei den Kastenträgern die in Querrichtung ausgeglichene Verteilung eine um fast die Hälfte reduzierte Vorspannung ergibt (Bild 41). So genügen z.B. beim Fünffeldträger 2.0 MPa aus der Vorspannung.

Es kann gefolgert werden, dass mit Ausnahme des Sonderfalles einer schmalen Zweifeldbrücke vom Typ TT, die bei Verbundbrücken in die Fahrbahnplatte einzuprägenden Spannungen zur Vermeidung von Rissen in der Platte zwischen 2.0 und 4.0 MPa liegen, wobei Zuschläge für Schwinden, Plattenabkühlung und Spannkabelrelaxation noch nicht berücksichtigt sind.

3 EMPFEHLUNGEN FÜR DIE PRAXIS

3.1 VERBUNDTECHNIK

Die nachfolgenden Angaben und Überlegungen beziehen sich auf den Hoch- und Strassenbrückenbau. Sie können in dieser Form für Eisenbahnbrücken noch nicht Verwendung finden.

3.1.1 Ausbildung der Verbundfuge

Das Prinzip der Verbundfuge ist in folgendem Bild dargestellt.

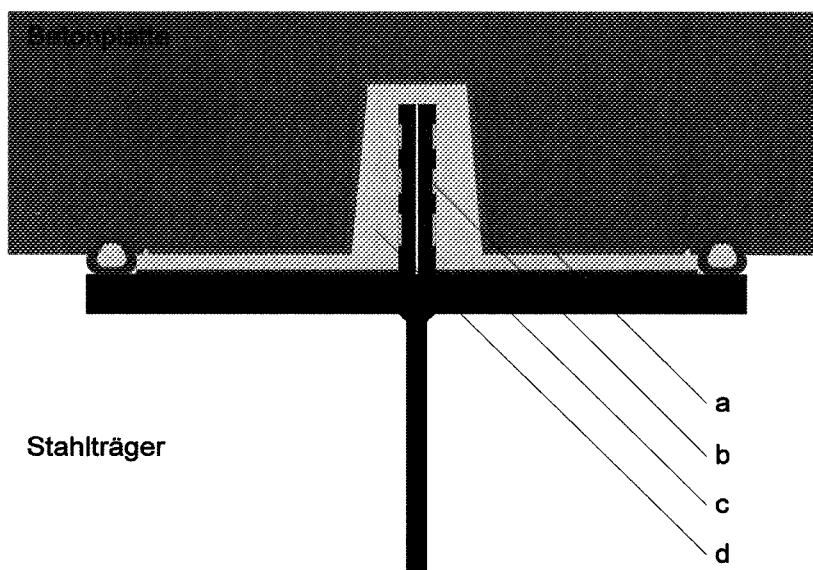


Bild 59 : Verbundfuge

Für die in Kapitel 3.4 angegebenen Bemessungswerte müssen die folgenden Materialqualitäten durch ausreichende Kontrollen garantiert werden :

BETONPLATTE : C40/50 - maximale Korngrösse 16 mm

STAHLTRÄGER: mindestens S 235, normalerweise S 355

VERBUNDFUGE :

a WASCHBETON

Der Waschbeton muss eine Oberflächenbeschaffenheit mit 3 bis 4 mm Tiefe haben.

Die in Bild 60 dargestellte Oberfläche wurde mit einem Abbindeverzögerer von Typ DRC 6/130 erreicht.

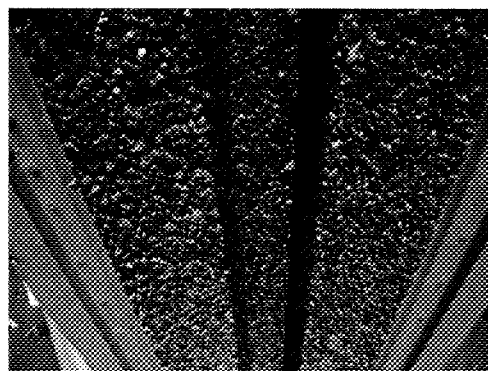


Bild 60 : Waschbetonoberfläche

b RIFFELBLECH

Die Riffelbleche vom Typ BRI 8/10 müssen Rücken an Rücken mit stehenden Rauten und beidseitigen 4 mm Kehlnähten auf den Trägerflansch geschweisst werden. Die beiden Bleche sind auf ihrer Oberkante im Abstand von ca. 50 cm punktuell zu verschweißen. Die handelsübliche Stahlqualität dieser Bleche (S 235) genügt den Anforderungen.

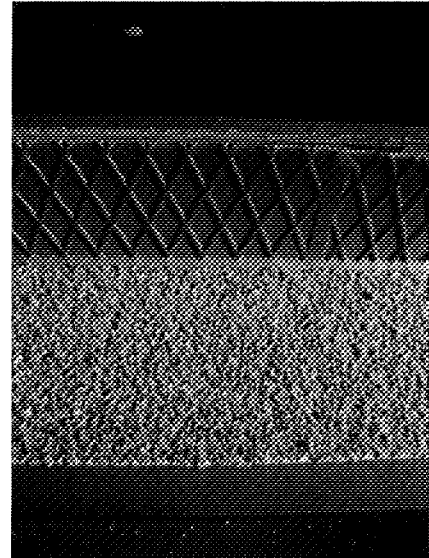


Bild 61 : Riffelblech + Haftschrift

c HAFTSCHICHT

Die Haftschrift besteht aus einer ca. 1 mm dicken ICOSIT-Haftmasse, die mit einer Spachtel auf die nackte und im Grad 2 ½ gestrahlte trockene und saubere Stahloberfläche aufgetragen wird und Quarzsand.

Dieser Quarzsand mit einer Körnung von 2 ÷ 3.2 mm wird in die noch weiche Haftmasse so eingestreut dass die in Bild 61 dargestellte Fläche entsteht.

Materialverbrauch : Haftmasse 1.6 – 2.0 kg/m²
Quarzsand 5.0 – 6.0 kg/m²

d INJEKTIONSMÖRTEL

Der bei den Versuchen verwendete Injektionsmörtel ist eine Entwicklung von VSL International, speziell für die Vorspanntechnik. Mit einem W/C-Faktor von 0.28 bei 20° C und einem sehr kleinen Schwindmass erreicht er eine Zylinderdruckfestigkeit von 75 - 100 MPa (siehe dazu auch [37]). Die Fliesszeit soll dabei 17 Sekunden nicht überschreiten.

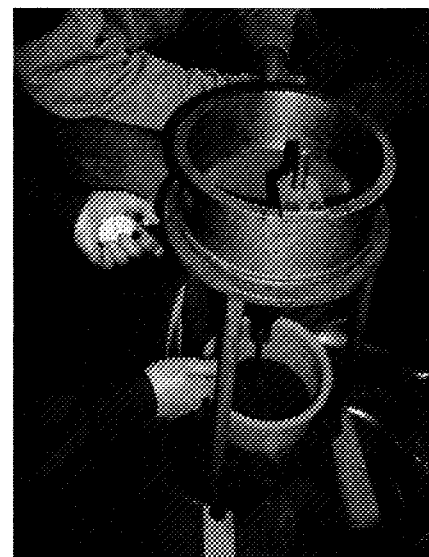


Bild 62 : Injektionsmörtel

3.1.2 Injektion und Kontrollen

Anmerkung

Die folgenden Angaben beziehen sich auf die in dem geschilderten 1 : 1-Versuch angewendeten Verfahren und Techniken.

Dabei hat sich herausgestellt, dass der gewählte Moosgummischlauch Ø 25/13 unter einem inneren Wasserdruck die Fuge mit ihren Toleranzen gut dichtet, jedoch unter einem Injektionsdruck von 1.2 bar versagen kann, wenn er nicht seitlich gehalten ist.

Deshalb sind weitere Abklärungen für eine widerstandsfähigere Dichtung notwendig.

Mit einer für Spannkabelinjektionen typischen Pumpe (samt Mixer) wird die Verbundfuge ausgefüllt. Dabei wird in durchsichtigen Steigröhren, der Verfüllungsgrad kontrolliert. Ausserdem wird der Fülldruck mindestens an den beiden Enden der Strecke gemessen.

Zur Fugendichtung werden beidseitig hellgraue Moosgummischläuche Ø 25/13 eingelegt und nach dem Verspannen der Betonplattensegmente unter Wasserdruck gesetzt. Mittels einer Vakuumpumpe wird die Dichtigkeit der Fuge geprüft und gegebenenfalls der Wasserdruck in den Dichtungsschläuchen erhöht, um baupraktischen Toleranzen Rechnung zu tragen.

Für die Praxis des "Teilhaftverbundes" sind die folgenden dem Kapitel 1.3.1 entnommenen Anweisungen zu beachten :

1. Für den Stahlbau ist die Einhaltung von geometrischen Toleranzen zu gewährleisten, die von den beteiligten Firmen vorgängig festzulegen sind. Insbesondere der Abstand zwischen den Hauptträgern muss strengen Anforderungen genügen.
Die Obergurte sind oben bündig auszuführen und die Schweissnähte im Bereich der Dichtungsschläuche abzuschleifen.
2. Die Betonfertigteile sind in einem genau vermessenen Schalbett herzustellen, so dass die Rillen für die Dichtungsschläuche über den Gurträndern zu liegen kommen. Die Rillen sind glatt und ohne scharfe Kanten auszuführen.
3. Die Stirnflächen der Betonfertigteile sind im Bereich der Klebefuge durch Sandstrahlen aufzurauen.
4. Die Verklebung der Plattenelemente untereinander hat so zu erfolgen, dass kein Klebstoff in die Hüllrohre für die Vorspannung und in die Rillen für die Dichtungsschläuche eindringen kann.
5. Die Dichtungsschläuche sollen nicht eingezogen, sondern verlegt werden, so dass sie nicht unter Längszug stehen, der ihre Querdehnung behindert.
6. Die Dichtungsschläuche sind mit einem Wasserdruck von maximal 1.5 bar aufzupumpen.
7. Die Fuge ist vorgängig mit Wasser zu füllen, um
 - die Betonoberflächen zu benetzen (Fülldauer ca. 20 Std.)
 - die Fugendichtigkeit zu prüfen.
8. Es ist zu prüfen ob der Injektionsdruck die Betonplatte abheben kann. Gegebenenfalls ist sie dagegen zu sichern.
9. Die Injektion der Fuge mit Zementmörtel ist in ein Vakuum von – 0.8 bar und bis zur Verfüllung aller Sichtschläuche vorzunehmen. Dabei darf der gemessene Injektionsdruck am Eingang 1.0 bar, nicht übersteigen.
10. Nach dem Erhärten des Injektionsgutes (ca. 20 Std. nach Injektionsende) ist das Wasser in den Moosgummischläuchen durch den gleichen Injektionsmörtel zu ersetzen.
11. Am Injektionseingang ist nebst der Messuhr ein Druckreduzierventil einzubauen, mit dem der Spitzeninjektionsdruck auf 1.0 bar begrenzt werden kann.
12. Das VSL-HPI-Injektionsgut soll nach dem Mischen eine Fliesszeit von 17 Sekunden nicht überschreiten.

13. Die Länge eines Injektionsabschnittes ist auf maximal 50 m zu begrenzen mit durchsichtigen Steigrohren ca. alle 10 m.
14. Eine seitliche Fugensicherung ist so einzubauen, dass der Dichtungsschlauch sich unter dem Injektionsdruck an ihr abstützen kann.
15. Mit den beteiligten Firmen sind die zu gewährleistenden Toleranzen so zu vereinbaren, dass die seitliche Fugensicherung wirksam installiert werden kann.
16. Das Verfahren "Teilhaftverbund durch Injektion" darf bei einer Verbundbrücke nur von einem Gesamtunternehmer abgewickelt werden.

3.1.3 Fugenbeanspruchungen

Die Verbundfuge kann neben Längsschub, wie zum Beispiel bei einer Verbundbrücke noch von folgenden Kräften beansprucht werden :

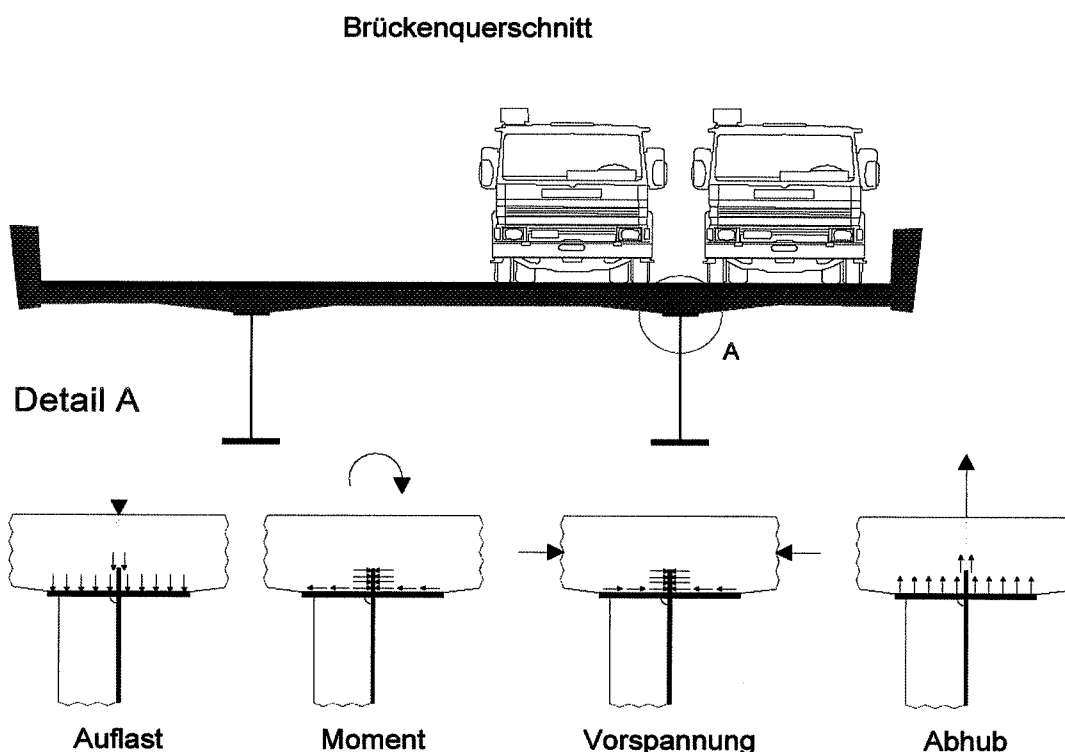


Bild 63 : Fugenbeanspruchungen

Bis auf den Abhub haben die drei anderen Beanspruchungen durch den Druck auf die Verbundflächen eine kapazitätssteigernde Wirkung. Thomann untersucht in [36] die verschiedenen Einflüsse.

Nachrechnungen an Brücken mit Kastenträgern und grossen Kragarmen der Betonplatte, wie zum Beispiel bei der Talbrücke Dättwil, zeigen, dass wegen des Plattengewichtes keine oder nur geringe Abhubkräfte auftreten können, die, wie die Ausreissversuche der Serie 2 zeigen, schon allein durch das stehende Riffelblech problemlos aufgenommen werden können.

Wegen des grossen Steifigkeitsunterschiedes der meist über dem Stahlflansch mehr als 30 cm dicken Betonplatte und des Stahlträgers, bei dem nur der dünne Steg und die Beulsteifen auf Querbiegung reagieren, treten auch unter dem Moment auf dem Flansch keine Zugkräfte auf.

3.1.4 Bemessungswerte

Bei korrekter Fugenausbildung gemäss Kapitel 3.1.1 findet der Bruch in etwa entsprechend der Risslinie statt, beginnend am Kopfende der Riffelbleche um dann, wie in Bild 64 dargestellt, durch den Injektionsmörtel in der Fuge zum Beton und teilweise im Beton bis zur Bewehrung weiterzugehen.

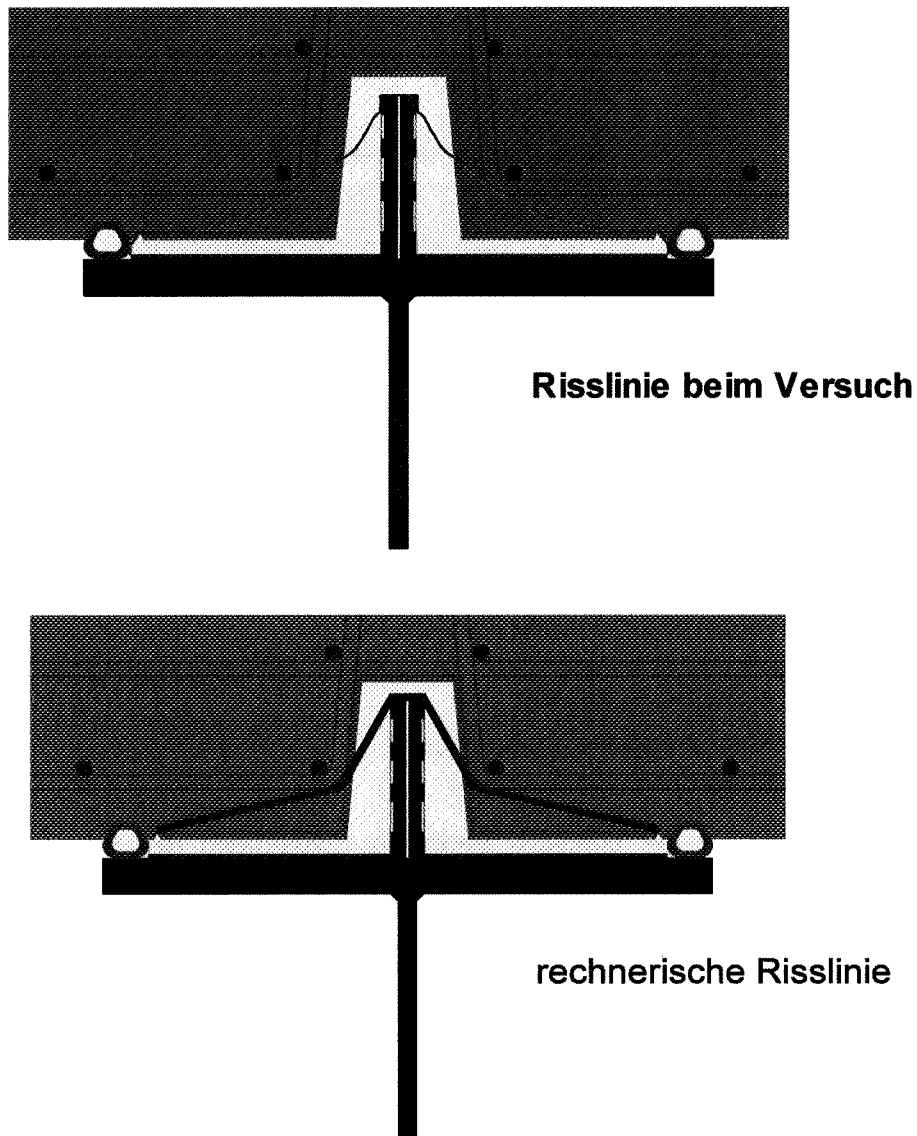


Bild 64 : Risslinien

Zur Steigerung der Schubkapazität der Fuge tragen neben den in Kapitel 3.1.3 angesprochenen Druckkräften sowohl die Beton- und Fugenqualität als auch die Lage der Bewehrung bei.

Wir schlagen darum für die Bemessung vor, die rechnerische Risslinie an der Lage der Bewehrung auszurichten und letztere seitlich und oben an die Fugenflächen anzulegen (siehe Bild 64 und 65).

Wie Thomann in [36] zeigt, spielt neben dem Verhältnis der Haft- zur geriffelten Oberfläche die Steifigkeit der Betonplatte über der Verbundfuge eine ausschlaggebende Rolle. Sie und die horizontale Bewehrung über dem Spalt gewährleisten, dass sich die Fuge in diesem Bereich unter dem Einfluss der Horizontalkräfte aus dem Riffelblech nur im Zusammenhang mit dem Aufbau grosser Druckkräfte auf das Blech öffnen kann. Diese Druckkräfte tragen wesentlich zur Steigerung der Fugenkapazität bei.

Die in der Tabelle 12 vorgeschlagene Grenzschubspannung zur Bemessung der Fuge ist nur gültig, wenn die in Bild 65 angegebenen Minimalabmessungen und Minimalbewehrungen um die Fuge eingehalten werden.

Grenzschubspannungen τ_R in MPa

Fugenqualität	Berechnungsart elastisch
Q1	5.0
Q2	$\frac{A_{Q1}}{A} 5.0$

Tabelle 12 : Bemessungswert

Dabei ist

Q1 die einwandfreie Ausführungsqualität der Waschbetonfuge gemäss Kap. 3.1.1

Q2 die durch Mängel abgeminderte Qualität

τ_R der rechnerische Grenzwert für die mittlere Schubspannung in Bezug auf die kürzeste Risslinie nach Bild 64

A_{Q1} die einwandfreie Waschbetonoberfläche

A die gesamte Waschbetonoberfläche

Sollte an den Trägerenden der elastisch ermittelte Spitzenwert der Schubspannung unter Einbezug der Temperatureinflüsse nicht genügen, kann dort eine zusätzliche mechanische Verankerung vorgesehen, oder die Fuge gemäss Bild 65 proportional vergrössert werden.

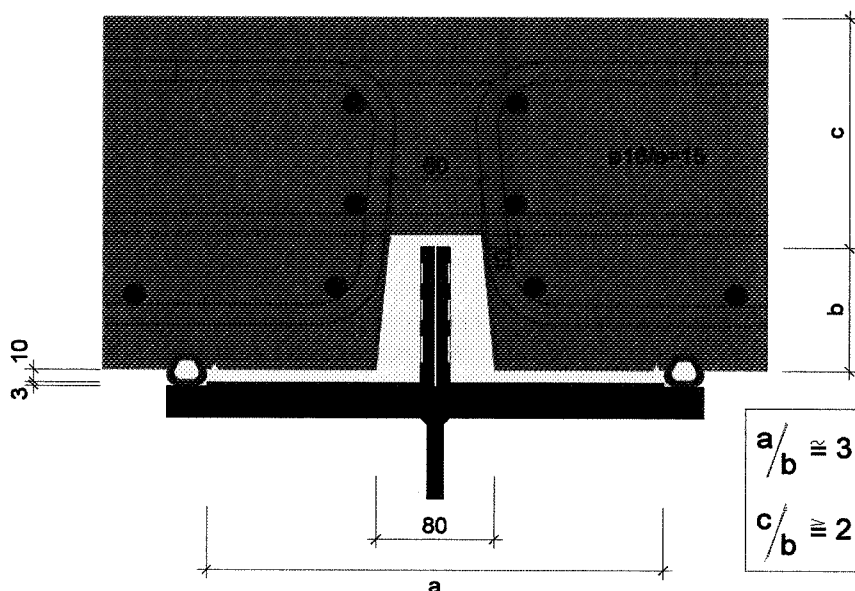


Bild 65 : Fugenabmessungen

Wie bereits erwähnt, kann durch das Vorhandensein einer äusseren Druckkraft auf die Fuge deren Schubkapazität gesteigert werden. Dies ist an Trägerenden von Interesse wo die Spitzen der Schubkraft von Verkehrslasten erzeugt werden, die über oder nahe der untersuchten Fuge stehen. Die zugehörige Grenzschubkapazität τ_u in diesem Bereich könnte dann wie folgt ermittelt werden :

$$\tau_u = \tau_R + \frac{2k_1 \cdot \sigma_1 + 3k_2 \cdot \sigma_2}{5}$$

mit	τ_R	nach Tabelle 12
	σ_1	Druckspannung auf das Riffelblech
	σ_2	Druckspannung auf die Haftpuge
	k_1	Beiwert für Riffelblech
	k_2	Beiwert für Haftschrift

Diese Beiwerte sind noch ausstehend und werden von Thomann in [36] erarbeitet.

Die Nachweise sind wie folgt zu führen :

$$T_d \leq \frac{T_R}{\gamma_v}$$

mit	T_d	Bemessungswert der Schubkraft in der Verbundfuge
	T_R	der Schubwiderstand der Verbundfuge, ermittelt über die rechnerische Risslinie und τ_R der Tabelle 12
	γ_v	= 1.25 nach SIA 264 für Verdübelungen

Wegen der gegenüber einem klassischen Dübelverbund verminderten Duktilität der Teilhaftverbundfuge, ist bei der Bemessung des Tragwerkes darauf zu achten, dass das Versagen durch eine Überbeanspruchung im Feld- oder Stützenquerschnitt ausgelöst wird, d.h. eine Systemduktilität zur Wirkung kommt.

3.2 VORSPANNUNG

3.2.1 Erforderliche Vorspannung

Die nachfolgenden Faustformeln und Diagramme dürfen nur für Vorbemessungen verwendet werden.

Sie erfüllen die Anforderungen an die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit gemäss der Norm SIA 260 für die Bemessungssituation "häufige Lastfälle". Sollte vom Bauherrn der Grenzzustand "seltene Lastfälle" gefordert werden, ist die aus Bild 66 ermittelte Vorspannung um 20% zu erhöhen.

Der Bruchsicherheitsnachweis ist stets gemäss den Normen SIA 260 und 261 für das Lastmodell 1 durchzuführen.

Weiter zu beachten :

- Die Angaben in Bild 67 gelten für Verbundbrücken mit Spannweiten zwischen 30 und 60 m. Extrapolationen sind nicht erlaubt.
- Die Berechnungen wurden für Bauhöhen der Stahlträger von $l/20$ durchgeführt. Bei kleineren Bauhöhen sind die Werte entsprechend zu erhöhen.
- Die ermittelten Werte basieren auf der Annahme, dass unter einer extremen Verkehrslast, gemäss SIA 261, jedoch ohne die Achslastgruppe Q_{K2} auf dem zweiten fiktiven Fahrstreifen, die Betonzugspannung an einem einzigen Punkt der Plattenoberfläche den Wert von 2.0 MPa erreichen darf.

Die erforderliche Vorspannung zur Befriedigung der Gebrauchstauglichkeit wird wie folgt ermittelt :

$$P = k \cdot (\sigma_V + \sigma_{S+K}) A \cdot 10^3$$

mit :

P [kN] : erforderliche Vorspannkraft

k : Multiplikator für Relaxation und Reibung

σ_V [MPa] : Spannung in der Platte nach Bild 66

σ_{S+K} [MPa] : Spannungszuschlag für Einflüsse aus Schwinden und Temperatur nach Bild 67

A [m²] : Querschnittsfläche der Platte samt Bordüren oder Leitwänden

In den Bildern werden die folgenden Bezeichnungen benutzt :

TT : Brückentyp mit zwei Hauptträgern

K + F : Vollwand- oder Fachwerkkastenbrücke

9, 12, 15 : Plattenbreiten in m

2, 5 : Zweifeld- oder Fünffeldträger

Die nach dieser Faustformel ermittelte Vorspannung berücksichtigt folgendes Gefährdungsbild :

- Leiteinwirkung : Strassenverkehr
- Begleiteinwirkungen : Kriechen, Schwinden, Temperatur

Für die Fachwerkbrücke vom Typ F können in dem nachfolgenden Bild die Linien für die Kastenbrücke vom Typ K übernommen werden.

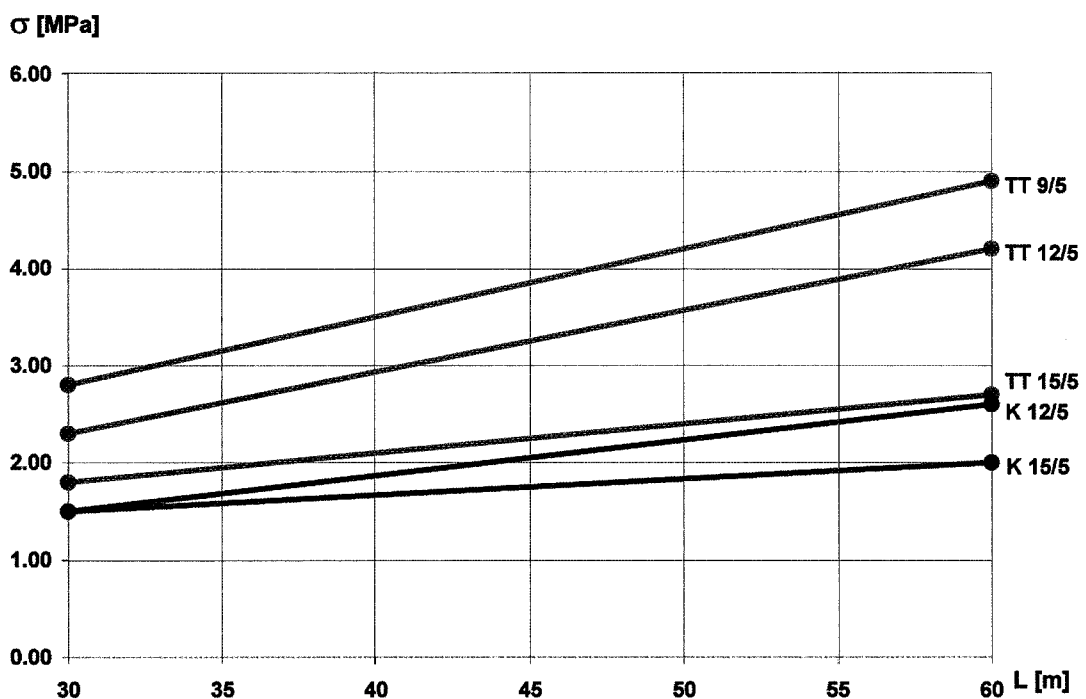
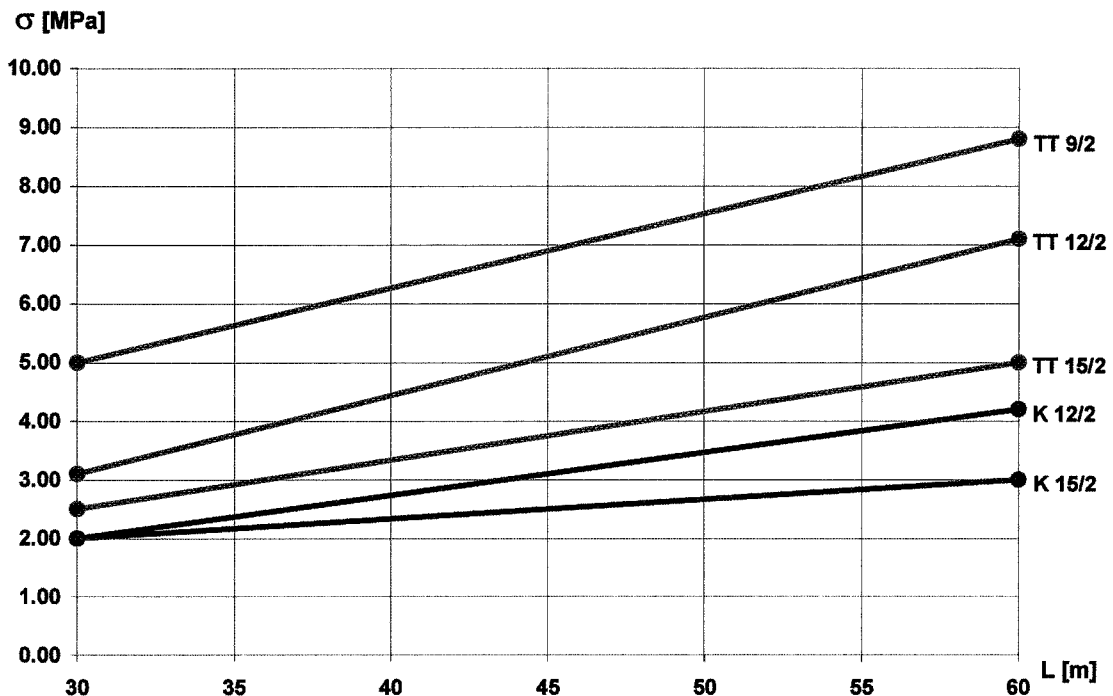


Bild 66 : Erforderliche Längsspannung in der Fahrbahnplatte aus der Vorspannung ohne Schwind- und Temperatureinflüsse für den Zweifeldträger (oben) und den Fünffeldträger (unten)

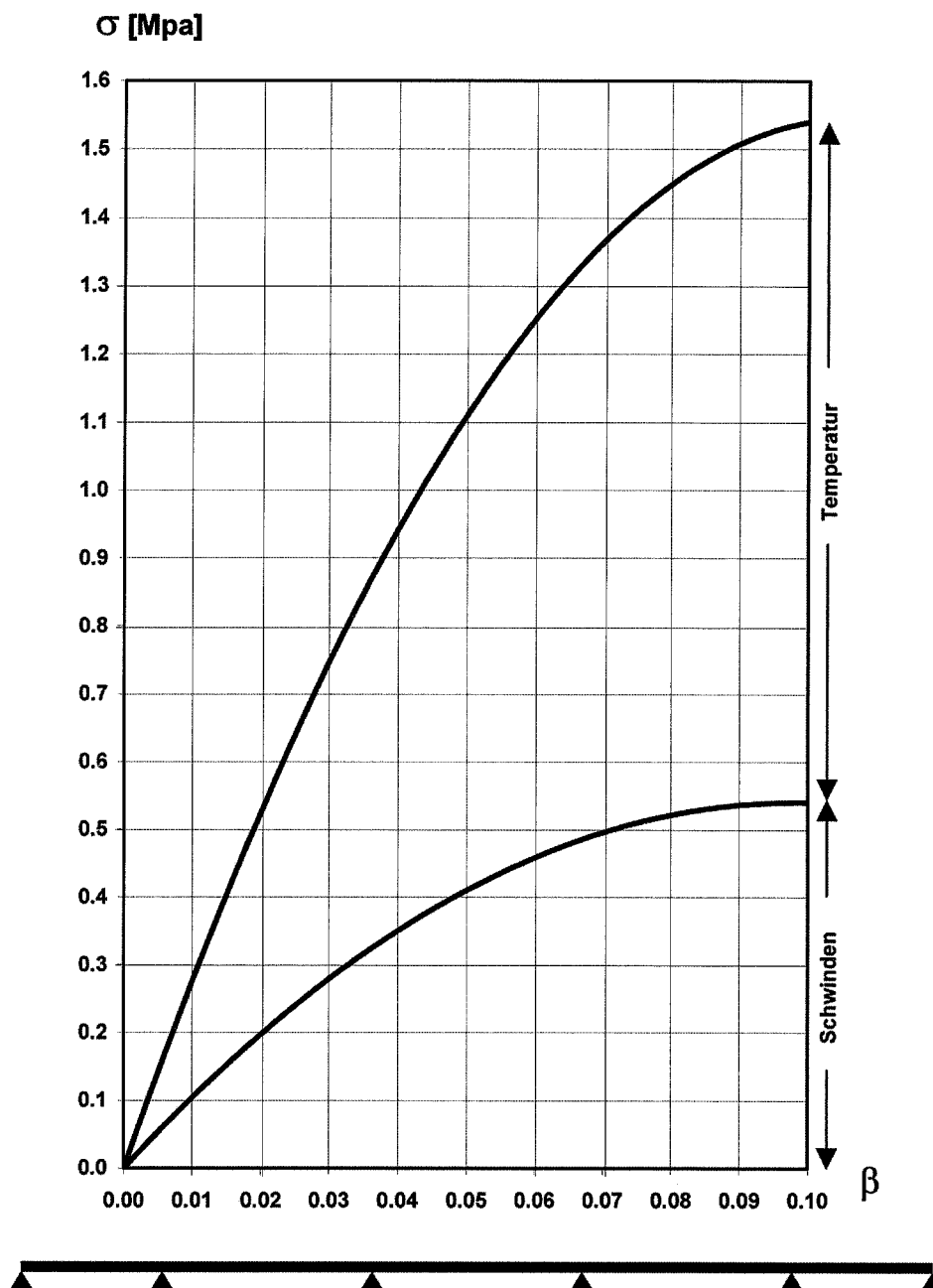


Bild 67 : Spannungen aus Schwinden und Abkühlen der Fahrbahnplatte

$$\beta = \frac{A_s}{A_B}$$

$$\sigma = 29\beta - 136\beta^2$$

A_s [m²] : Mittlerer Querschnitt des Stahlträgers (Mittelwert aus Stützen und Feldquerschnitt)

A_B [m] : Querschnitt der Fahrbahnplatte ohne Bordüren oder Leitwänden

3.2.2 Beispiel : Talbrücke Dättwil

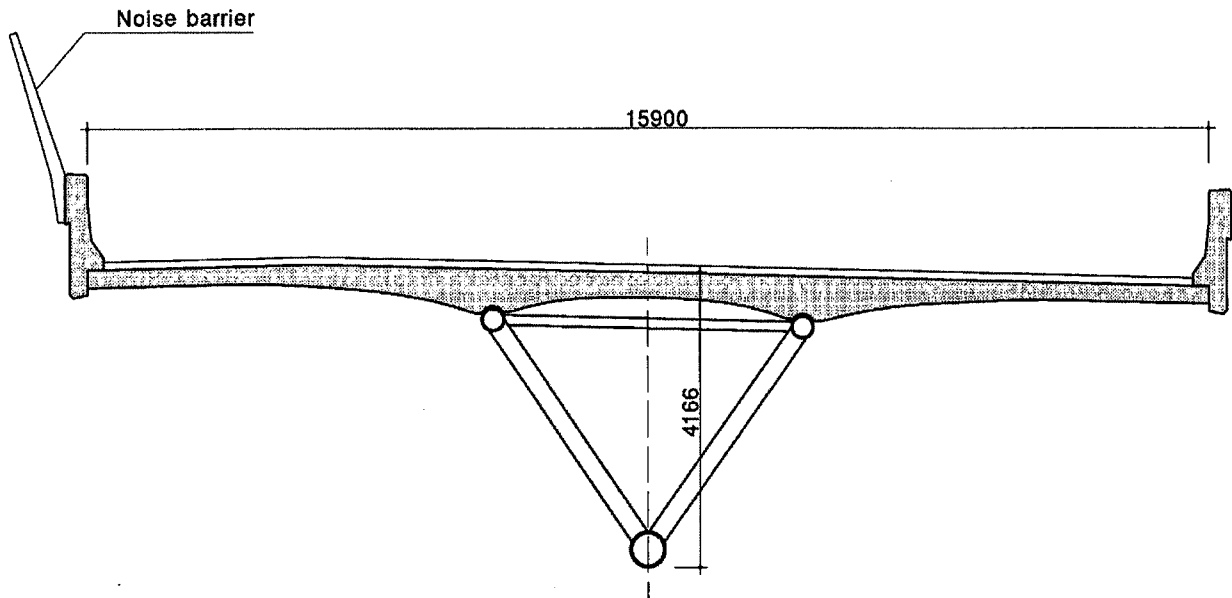


Bild 68 : Querschnitt

Spannweite	37.5 m
Querschnitt Fahrbahn	$A_B = 5.8 \text{ m}^2$
Querschnitt Leitwand	$A_L = 1.2 \text{ m}^2$
	$\beta \sim 0.03$
	$k = 1.10$

Damit erhalten wir die erforderliche Vorspannkraft

$$P = 1.1 (1.6 + 1.8) \cdot (5.8 + 1.2) \cdot 10^3$$

$$P = 18'480 \text{ kN}$$

d.h. 14 Spannglieder mit einem Litzenbündel 6 – 7 (150 mm^2 Litze) und einer gesamten Vorspannkraft von $P = 19'510 \text{ kN}$ ($0.75 P_{PK}$)

Zur Ausführung kam eine Vorspannung von $31'000 \text{ kN}$. Demnach lohnt es sich nachzuprüfen, ob nicht mittels vertiefter Berechnungen Einsparungen an der Vorspannung möglich sind.

4. WEITERE UNTERSUCHUNGEN

Mit den in diesem Bericht beschriebenen Untersuchungen sind die im Heft Nr. 567 vom April 2002 [1] angesprochenen weiteren Untersuchungen beendet.

Sie führen zu Empfehlungen an der in Bild 11 dargestellten Verbundfuge, wobei nur die reine Schubkapazität dieser Fuge untersucht wurde.

Die weiteren Untersuchungen zur Schubkapazität der Verbundfuge könnten sich mit folgenden Themen befassen :

- dem Einfluss baupraktischer Beanspruchungen quer zur Fuge;
- dem Einfluss geänderter Proportionen zwischen Haftschrift und Riffelblech;
- dem Einfluss der umgebenden Betonsteifigkeit;
- dem Einfluss der Ausrichtung der Riffelbleche.

Daneben wäre interessant mehr über direkt aufgeklebte Platten zu erfahren, z.B. mit welchem Kleber für ein duktileres Verhalten auf welchen Beton- und Stahloberflächen der Verbund hergestellt werden kann.

Auch über das Verhalten von aus Fertigteilen zusammengeklebten Fahrbahnplatten mit oder ohne Vorspannung unter Zug und Biegung sollten weitere Untersuchungen gemacht werden.

Was die baupraktischen Verfahren anbetrifft, sollte vor allem auf folgenden Gebieten die Entwicklung weitergehen :

- der Fugendichtung
- der Fugenoptimierung (Grösse und Form)
- der Sicherung der Oberflächenbeschaffenheiten in der Fuge
- der Verfahrensanpassung an die baupraktisch möglichen Toleranzen.

Schlussendlich könnte es interessant sein, zu studieren, in wie weit das Injektionsverfahren auch im Hochbau für eine sogenannte "trockene Bauweise", d.h. ohne Betonierarbeiten anzuwenden wäre.

5. LITERATUR

- [1] Hans-G. Dauner, Sacha Antille, Ponts mixtes à construction rapide
Eidg. Dep. für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation / Bundesamt für
Strassen, Heft 567 – April 2002
- [2] Hannes Ludescher, Berücksichtigung von dynamischen Verkehrslasten beim
Tragsicherheitsnachweis von Strassenbrücken, Thèse n° 2894 (2003), EPFL
- [3] Jean-Marc Ducret, Etude du comportement réel des ponts mixtes et modélisation
pour le dimensionnement, Thèse n° 1738 (1997), EPFL
- [4] M. Badawy, K. Hermann, Stahlbetonverbundbrücke aus vorgefertigten
Plattenelementen, Zementbulletin 69 [6] 2001
- [5] Hans-G. Dauner, Neue Verbundtechnik / Teilhaftverbund, Schlussbericht
(unveröffentlicht), November 2004
- [6] Hans-G. Dauner, Koautor J. Petignat, Evolution dans la conception et la
construction des ponts mixtes acier-béton en Suisse, Schweizer Bauzeitung 5/1974
- [7] Hans-G. Dauner, Entwicklungstendenzen im Schweizer Verbundbrückenbau, VDI-
Zeitschrift, Reihe 4 Nr. 33
- [8] Hans-G. Dauner, Entwicklung im Brückenbau, SIA D0127 – 1995
- [9] Hans-G. Dauner, Ponts mixtes : développements, Ingénieurs et architectes suisses
11/1996
- [10] Hans-G. Dauner, Entwicklung im Verbundbrückenbau, Schweizer Ingenieur und
Architekt 42/1996
- [11] Hans-G. Dauner, Stahlverbundbrücken im Aufwind, Schweizer Ingenieur und
Architekt 26/1997
- [12] Hans-G. Dauner, Der Viadukt von Lully – Eine Neuheit im Verbundbrückenbau,
Stahlbau 1/1998
- [13] Hans-G. Dauner, Moderner Verbundbrückenbau in der Schweiz, Bauingenieur
2/2002
- [14] Hans-G. Dauner, Moderner Verbundbrückenbau an zwei Beispielen, Betonbau in
der Schweiz, Osaka 2002, FIB-CH
- [15] E. Fiedler, Die Entwicklung des Stahlbrückenbaues in der DDR bis zum Zeitpunkt
der Wende – ein Rückblick; Stahlbau, Heft 5, mai 2001
- [16] Prof. Dr.-Ing. H. Hänsch, Ingenieurhochschule Cottbus; Erfahrungen mit geklebten
Verbundbrücken in der DDR; Vortrag am 18.03.1985 in Weimar
- [17] Dr.-Ing. C. Schleicher, Chem.-Ing. E. Küchler, Bericht über die Prüfung und
Herstellung einer vorgespannten Klebeverbindung zur Untergurtverstärkung eines
Hauptträgers des Bw 71 in der A9 bei Bad-Dürrenberg, Berlin 1990
- [18] Dr.-Ing. H. Hänsch, Ing. W. Krämer, Versuche mit geklebten Verbundkonstruk-
tionen, Die Strasse, Heft 3, März 1968
- [19] Ing. W. Krämer, Strassenbrücke mit Stahlbetonfertigteilen im Klebeverbund, Die
Strasse, Heft 3, März 1969
- [20] Dr.-Ing. H. Hänsch, Ing. W. Krämer, Kraftschlüssige Klebeverbindungen im
Fertigteilverbundbrückenbau, Die Strasse, Heft 10, Oktober 1975 und Heft 11,
November 1975
- [21] Dr.-Ing. H. Hänsch, Die Klebeverbindung als instandhaltungsgerechtes
Konstruktionselement und Schnellmontageverbindung im Fertigteilverbundbrücken-
bau, Symposium AIPC, Dresden 1975

- [22] Dr.-Ing. H. Hänsch, Ing. W. Krämer, Anwendung der Klebtechnik zur Schnellmontage einer Trägerrostverbundbrücke, Die Strasse, Heft 1, Januar 1976
- [23] Dr.-Ing. H. Hänsch, Ing. W. Krämer, Geklebte Stahlverbundstrassenbrücke, Schweisstechnik 1978, Heft 11
- [24] Dr.-Ing. H. Hänsch, Ing. H. Ramoth, Bruchversuche an Klebeverbindungen mit Epoxidharzmörtel zwischen Beton und Stahl, Die Strasse, 1984, Heft 3
- [25] Dr.-Ing. H. Hänsch, Schnellmontagebrücke in Vorgefertigtem Stahl-, Stahlbeton-klebeverbund, Die Strasse 1986, Heft 3
- [26] Dr.-Ing. H. Hänsch, Ing. M. Mündecke, Eine neue geklebte Stahl-, Stahlbeton-verbundbrücke in Kastenträgerbauweise, Die Strasse, 1988, Heft 7
- [27] Dr.-Ing. H. Hänsch, Ing. M. Mündecke, Variable Stahl-, Stahlbetonverbundbrücke in Klebeverbundkastenträgerbauweise für Stützweiten bis 30 m, Die Strasse, 1990, Heft 12
- [28] Dr.-Ing. H. Hänsch, Schnellmontagebrückenkonstruktion in Klebeverbundbauweise für Stützweiten von 10 bis 20 m
- [29] Dr.-Ing. H. Hänsch, Klebeverbundbrücken, komplett vorgefertigt, schnell montiert, Fachbeitrag, s + t 1993, Heft 3
- [30] SIKA Ausgeführte Brückenbeläge auf Stahlfahrbahnen ab 01.01.1988 mit ICOSIT Haftmasse, Referenzliste
- [31] S. Walbridge/M. Hirt, Essais "push-out" / Teilklebeverbund, Rapport ICOM, mandat n° IC 698-1, März 2002 (unveröffentlicht)
- [32] M. Thomann/M. Hirt, Exécution de 3 essais d'arrachement et de 18 essais "push-out", Rapport ICOM, mandat n° IC 464-1, Dezember 2002
- [23] M. Thomann/M. Hirt, Exécution de 12 essais "push-out", de 4 essais de fluage et de 4 essais de fatigue, Rapport ICOM, mandat n° IC 464-2, November 2003
- [34] M. Thomann/M. Hirt, Exécution de 5 essais "push-out" et de 3 essais de fluage, Rapport ICOM, mandat n° IC 464-3, April 2004
- [35] M. Thomann/M. Hirt, Exécution de 9 essais "push-out" – Conclusion des rapports IC 464-1 à 464-4
- [36] M. Thomann, Connexion par adhérence entre acier et éléments béton, Dissertation in Vorbereitung am ICOM der EPFL
- [37] H. R. Ganz/St. Vildaer, Grouting of post-tensioning tendons. VSL report Series n° 51/2002
- [38] M. Wissling, Kleben von Stahl mit Stahl und Glas mit Stahl, FE-Simulationen, Anwendungen, Perspektiven, Stahlbau 73 (2004), Heft 6

6. BETEILIGTE UND SPONSOREN

An den Untersuchungen beteiligt waren :

- Auftraggeber** *Bundesamt für Strassen ASTRA*
- M. Donzel, Dipl. Bauing. ETHZ

Baudepartement des Kantons Aargau, Abteilung Tiefbau
- W. Waldis, Ing. ETS
- Auftragnehmer** *DIC SA – Dauner Ingénieurs Conseils, 1860 Aigle*
- Hans-G. Dauner Dr.-ing.
- Farida Salamé Ing. dipl. EPFL
- César Falla Luque Dr. sc. tech. EPFL
- Experten** - Begleitkommission C unter der Leitung von Peter Matt, Dipl. Bauing. ETHZ
- Peter Sommer Dipl. Bauing. ETHZ
- Institut** *ICOM an der EPFL*
- Jean-Paul Lebet Dr. sc. tech. EPFL
- Michel Thomann Ing. dipl. EPFL
- Firmen** *Element AG – 1712 Tafers*
- Heinz Kläy Verkaufsberater Ing. HTL
- B. Fauchère Werkstattchef

Sika Schweiz AG – 8048 Zürich
- A. Rechsteiner Geschäftsbereichsleiter
- I. Schädler Dipl. Ing. ETHZ

ULO Offshore Ltd – 3047 Bremgarten
- Urs Leuenberger

VSL Switzerland Ltd – 4553 Subingen
- Hans R. Ganz Dr. sc. tech. ETHZ
- Stephanie Vildaer materials engineer
- M. Bevilacqua Ing. civil

Zwahlen & Mayr SA – 1860 Aigle
- René Ryser Ing. dipl. EPFL

Neben den finanziellen Ausstattungen durch Bund und Kanton haben folgende Firmen finanzielle Beiträge geleistet :

Zwahlen & Mayr SA	1860 Aigle
Element AG	1712 Tafers
VSL Switzerland Ltd	4553 Subingen
Sika Schweiz AG	8048 Zürich
DIC SA	1860 Aigle
ULO Offshore Ltd	3047 Bremgarten