SPRITZBETON

und seine Eigenschaften

Vertiefte Untersuchungen
von speziellen Eigenschaften

Einfluss von Verkehrs-Erschütterungen
auf die Spritzbeton-Qualität
bei Brückensanierungen

von
Matthias Kruse, dipl. Bau-ing. ETH

Institut für Bauplanung und Baubetrieb
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich
August 1987

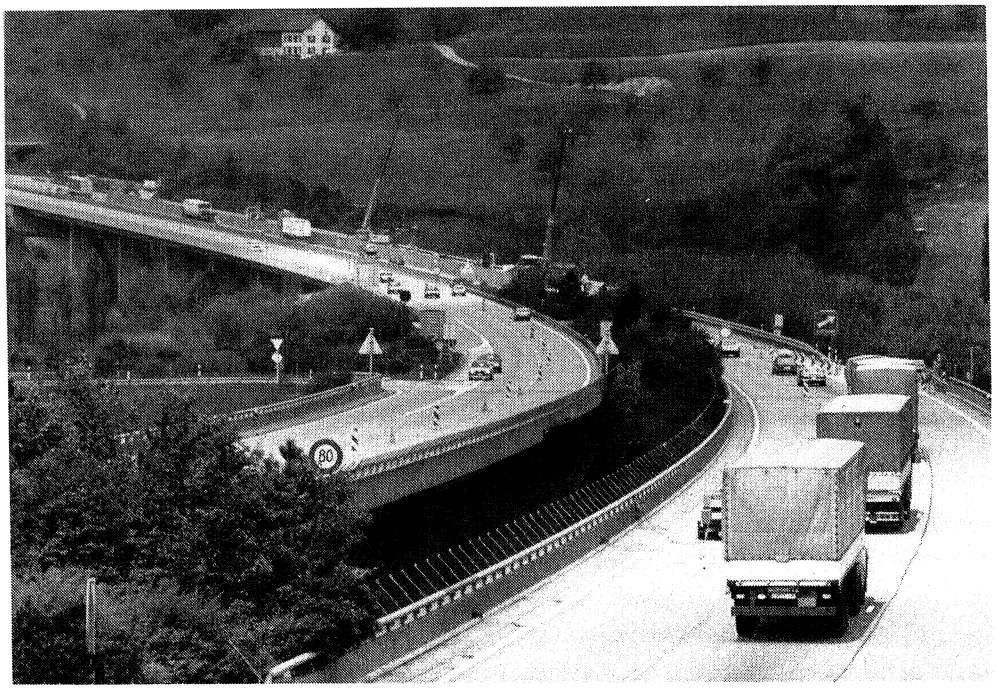
I N H A L T S V E R Z E I C H N I S

	Seite
VORWORT	I-III
1. EINLEITUNG	1
2. GEGENSTAND	2
3. VORUNTERSUCHUNGEN	3
3.1 Massgebende Erschütterungsgrössen	3
3.2 Stand der Forschung	6
4. FELDVERSUCH VIADUKT ZUNZGEN N2 / BL	8
4.1 Versuchskonzept	8
4.2 Versuchsdurchführung	13
4.3 Entnahme und Prüfung der Probekörper	18
4.4 Ergebnisse	19
5. MODELLVERSUCH AN VERSUCHSTRAEGERN	26
5.1 Versuchskonzept	26
5.2 Versuchsanlage	31
5.3 Versuchsdurchführung	33
5.4 Entnahme und Prüfung der Probekörper	37
5.5 Ergebnisse	40
6. UNTERSUCHUNGEN DER FA. ROEDL IN NUERNBERG/BRD	49
7. SYNTHESE DER VERSUCHSERGEBNISSE	56
SYNTHESE DES RESULTATS DES ESSAIS	58
8. ERGAENZENDE FESTSTELLUNGEN ACHT MONATE NACH DEN BRUECKEN-VERSUCHEN ZUNZGEN	61
9. KOSTEN	64
10. LITERATURVERZEICHNIS	66
11. ANHANG	67

V O R W O R T

Zum vierten Mal hat das Institut für Bauplanung und Baubetrieb ein Forschungsthema angegangen, das in der Schweiz noch nicht bearbeitet worden ist. Im Ausland sind in begrenztem Umfang, und dies meist firmenintern, Untersuchungen angestellt worden.

Die immer breiter werdende Motorisierung in unserem Land bringt es mit sich, dass man heute Hauptverkehrsachsen (National- und Kantonsstrassen) bei Reparaturarbeiten fast nicht mehr sperren kann. Es wird alles unternommen, dass der dichte Verkehr möglichst ungehindert zirkulieren kann. Gilt es Brücken zu sanieren so stellt sich die Frage allfälliger Qualitätseinbussen bei der Durchführung der Arbeiten unter Verkehr. Zahlreiche Kantonale Verwaltungen und Ingenieurbüros sind an den Resultaten aus unserer Arbeit stark interessiert.



Mit der vorliegenden Arbeit möchten wir all jenen Berufskollegen erste Erkenntnisse in die Hand geben, damit diese Machbarkeit oder Grenzen einer Spritzbetonapplikation an Brücken unter Verkehr beurteilen können.

Erneut fanden wir bei Behörden und Privaten ein offenes Ohr für unser Forschungsanliegen. Es ist mir ein Anliegen meinen Dank an die Adresse derer weiterzugeben, die unsere Forschungsarbeit unterstützt und zu ihrem guten Gelingen beigetragen haben:

1. - Firma Laich SA/Avegno

   - Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschung auf dem Gebiet des Beton- und Eisenbetonbaues des Vereins Schweiz. Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten (VSZKG)

   - Bundesamt für Strassenbau (ASB)

   - Kt. Baselland/Tiefbauamt

   - EMPA

   - ETH-Zürich

   welche das Projekt mit einem **gezielten Beitrag** unterstützten.

2. - Firma Laich SA/Avegno

   - Firma Saceba/Balerna

   - Ing. Büro A. Aegerter und Bosshardt

   - Tiefbauamt des Kt. Baselland

   für die **personelle Unterstützung bei den Feldarbeiten.**

3. - Firma Rödl GmbH/Nürnberg, BRD

- Herrn M. Baumann, Institut für Baustatik und Konstruktion der ETHZ

für die **fachlichen Gespräche in der Planungsphase**

4. Herrn M. Kruse, Dipl. Bauing. ETH

für die minutiöse Vorbereitung aller Details zur Durchführung des Forschungsprojektes, die Begleitung in der Durchführung, der Auswertung und Berichtsverfassung neben seinen weiteren Aufgaben im Rahmen der Tätigkeit am Institut für Bauplanung und Baubetrieb.

In den verschiedenen Phasen der Arbeit haben uns auch die Firmen Arter AG, Männedorf, Spannstahl AG, Hinwil sowie SA Conrad Zschokke, Bellinzona tatkräftig unterstützt.

Es wäre zu wünschen, dass bei den zahlreichen Sanierungen an Brücken, die in den nächsten Jahrzehnten (in der Schweiz und im Ausland) durchzuführen sind, weitere Ergebnisse erarbeitet werden könnten, um das Spektrum der Resultate zu vergrössern.

August 1987

Prof. R. Fechtig

Institut für Bauplanung
und Baubetrieb
ETH-Zürich

1. EINLEITUNG

Im Jahre 1986 führte das Institut für Bauplanung und Baubetrieb an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich gemeinsam mit der Firma E. Laich SA, Avegno, eine Forschungsarbeit im Bereich Spritzbeton durch. Mit der Untersuchung sollte abgeklärt werden

wie weit sich verkehrsbedingte Erschütterungen schädigend auf die Verwendung von Spritzbeton bei Brückensanierungen auswirken.

Die Untersuchung umfasste einen Feldversuch an der Brücke Zunzgen BL der Nationalstrasse N2 und Modellversuche an eigens hergestellten Versuchsträgern in den Kavernen der Zementfabrik Saceba SA in Morbio Inferiore TI.

Durch Untersuchungen an Probekörpern gewann man Ergebnisse in bezug auf:

- Druck- und Haftzugfestigkeit (im Betonlabor des Versuchsstollens Hagerbach in Sargans untersucht)

- Stahlausziehfestigkeit (an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf geprüft)

- den makroskopischen und mikroskopischen Gefügeaufbau (ermittelt im Labor für Präparation und Methodik (LPM) in Beinwil).

Ausser den eigenen Forschungen wurden Erkenntnisse aus dem benachbarten Ausland miteinbezogen. Nachdem wir erfahren hatten, dass die Firma Rödl GmbH in Nürnberg/BRD auf diesem Gebiet ebenfalls forschte, ergab sich eine Zusammenarbeit, weshalb deren Kenntnisse hier ebenfalls abgedruckt sind. Dies ermöglichte eine breitere Abstützung der Untersuchung.

2. GEGENSTAND

Das Sanieren von Bauwerken aus Stahlbeton oder Mauerwerk mit Spritzbeton ist ein bewährtes und wirtschaftliches Verfahren. Es zeichnet sich dadurch aus, dass der Haftverbund zwischen dem Neuauftrag und der Unterlage in der Regel die inneren Zugfestigkeiten der Materialen erreicht oder gar übertrifft. Nach dem Auftragen des Spritzbetons verhält sich der neue Querschnitt wie aus einem Guss, vorausgesetzt, dass man die allgemeinen Regeln der Spritzbetontechnologie einhält. Jedenfalls gilt das bei ruhenden Unterlagen.

Gerade beim Sanieren von jüngeren Brückenbauwerken sind vibrierende oder schwingende Auftragsflächen nicht zu umgehen. Die Kennzeichen jüngerer Brückenbauten sind die Spannbetontechnologie und eine weit getriebene Materialausnutzung. Die somit schlanker gebauten Brücken sind aber stärker verformungsempfindlich, deshalb auch anfälliger auf eine Schwinganregung.

Ob sich für den an der Brückenunterseite bei laufendem Verkehr frisch angebrachten Spritzbeton die Auftrags- und Abbindeverhältnisse wegen der schwingenden Auftragsfläche verschlechtern? Das galt es abzuklären.

Versucht man sich über die Auswirkungen der Erschütterungen klar zu werden, so besteht Grund zu den folgenden Annahmen:

- Eine schwingende Unterlage verursacht zusätzlich zum Eigengewicht des Spritzbetons **Massenkräfte:** Die Massenkräfte könnten zu Ablösungen des frischen Spritzbetons von der Unterlage führen, während des Ueberganges zum Festbeton das Gefüge wieder auflockern.

- Eine sich wechselnd dehnende Unterlage verursacht an der Kontaktfläche **Scherkräfte,** im Spritzbeton **Zugkräfte**: Die Scherkräfte könnten den Haftverbund beeinträchtigen, die Zugkräfte Risse verursachen.

3. V O R U N T E R S U C H U N G E N

3.1 Massgebende Erschütterungsgrössen

Ursache: Schwingende Unterlage

Idealisiert man einen Schwingvorgang auf eine harmonische Schwingung (Sinusfunktion), so gelten folgende Zusammenhänge (Abb. 1):

- Ein schwingendes Partikel erfährt eine periodisch wiederkehrende Veränderung in seiner Lage [y(t)]. Dabei ist die Wegamplitude (A) der grösste absolute Wert, den sein Weg erreicht. Die Frequenz (f) bezeichnet die Häufigkeit der periodischen Lageveränderung des Partikels während des Zeitraumes einer Sekunde.

- Die erste zeitliche Ableitung der Wegfunktion [$\dot{y}(t)$] ergibt die Schwinggeschwindigkeitsfunktion (v). Ihren grössten Wert bezeichnet man als Schwinggeschwindigkeitsamplitude ($\hat{v}$). Er setzt sich aus dem Produkt Wegamplitude mal Frequenz ($\hat{v} = A \cdot 2\pi f$) zusammen.

- Die zweite zeitliche Ableitung der Wegfunktion [$\ddot{y}(t)$] ergibt die Schwingbeschleunigungsfunktion (b). Bei der Beschleunigungsamplitude ($\hat{b}$) weist die Frequenz durch die zusätzliche Ableitung eine quadratische Potenz auf ($\hat{b} = A \cdot 4\pi^2 f^2$).

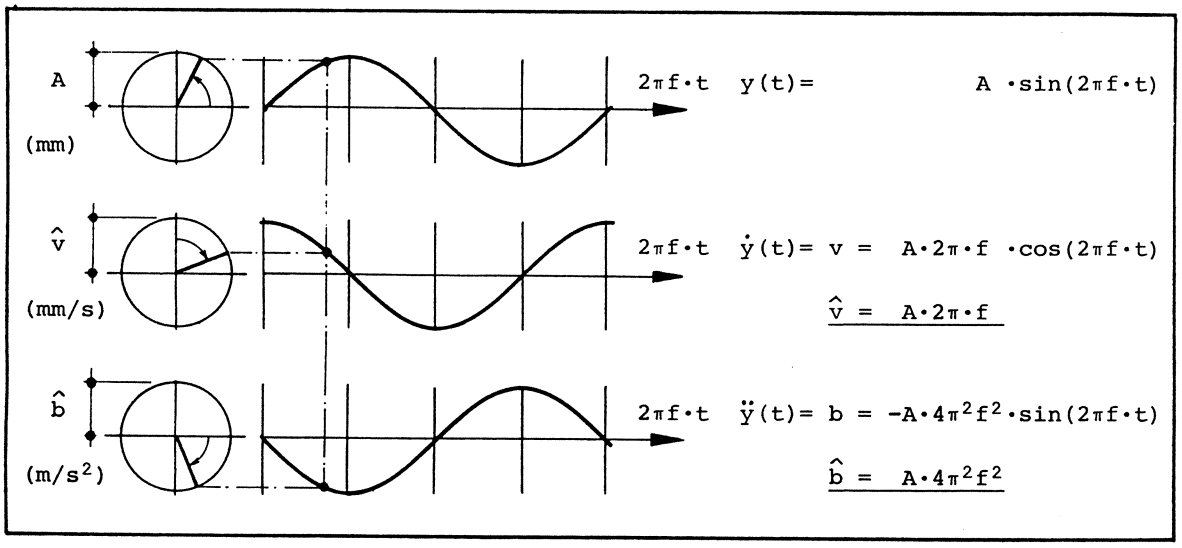


Abb. 1: Harmonische Schwingung: Weg-, Geschwindigkeits- und Beschleunigungsfunktionen

Auf einen starr an der schwingenden Auftragsfläche haftenden Spritzbeton wirkt eine Kraft ein, die sich direkt proportional zur Schwingbeschleunigung verhält. Als massgebende Grösse erweist sich somit die Beschleunigungsamplitude.

Häufiger als diese wird allerdings zur Beurteilung einer Schwingintensität die Geschwindkeitsamplitude herangezogen, unter Angabe der dabei aufgetretenen Frequenz oder Wegamplitude. Diese Feststellung ergibt sich beim Sichten von Normen und Werken zu Schwingungsproblemen.

Aufzeichnungen über die erwähnten Schwingungsgrössen an Strassenbrücken sind selten. Ueber die Grössen der beteiligten Faktoren konnten jedoch dem EMPA-Bericht über dynamische Belastungsversuche auf Strassenbrücken [1] einige Untersuchungsergebnisse entnommen werden.

Demnach treten Schwingungen hauptsächlich an Brücken mit Grundfrequenzen auf von

. 2 - 5 Hz: als normalfrequent bezeichnet,
. 10 - 15 Hz: als hochfrequent bezeichnet.

Solches aufgrund der im selben Bereich auftretenden Eigenschwingungen an Teilen der Belastungsfahrzeuge. Brücken der ersten Gruppe sind weit verbreitet, Brücken der zweiten Gruppe eher selten.

Die Schwingweite liess sich anhand des statistischen Materials über Dynamische Inkremente Ø (früher als Stosszuschlag bezeichnet) und Federkonstanten (Verhältnis Last zur statischen Durchbiegung im grössten Feld) sowie des Belastungsgewichtes des Versuchsfahrzeuges (in der Regel 16 to) abschätzen. Es ergab sich, dass die Wegamplitude in der Regel 1.0 mm nicht überschreitet. Am wahrscheinlichsten sind Grössen von 0.3/0.4 mm zu erwarten. Das gilt für unversehrte Beläge und für Brücken mit Federkonstanten unter 250 kN/mm.

Harmonische Schwingungen zugrunde gelegt, kann für die normalfrequenten Brücken ein Bereich der Schwinggeschwindigkeit um 10 mm/s erwartet werden. Einzelne Messergebnisse bestätigen diese Erwartung (siehe Kapitel 6). Ob Schwingungen auftreten, hängt jedoch schliesslich von der Fahrbahnbeschaffenheit und der Fahrgeschwindigkeit ab.

Das Beispiel des "Viadotto all' Ospizio" am Gotthard gemäss [1] lässt vermuten, dass für hochfrequente Brücken mit höheren Schwinggeschwindigkeiten bis 35 mm/s zu rechnen ist. Die Wahrscheinlichkeit einer Schwinganregung ist aber gering. Dazu wäre eine schlechte Fahrbahnbeschaffenheit notwendig.

Ursache: Wechselnde Dehnzustände

Die Randdehnung eines durch den Verkehr in Schwingung versetzten Brückenträgers setzt sich aus zwei Komponenten zusammen, nämlich aus einem

- **statischen Anteil:** Dieser tritt bei jeder Ueberfahrt eines Fahrzeuges auf

- **dynamischen Anteil:** Dieser überlagert den statischen Anteil je nach Schwinganregung.

Der am Träger haftende Spritzbeton erfährt durch die Dehnungen laufende Spannungswechsel, die seine Bruchfestigkeit nachteilig beeinflussen. Gilt es hinsichtlich der Lastwechselzahl den dynamischen Anteil zu beachten, erweist sich bei der Spannungsamplitude die statische Komponente als wichtiger, indem sie den dynamischen Anteil in der Regel weit übertrifft. Gerade bei höherem Schwerverkehrsaufkommmen kann auch die Lastwechselzahl des statischen Anteils bedeutend werden.

Anhaltswerte über gemessene Dehnungen an Strassenbrücken waren nur wenige vorhanden. Anhand dreier Beispiele gemäss [1] liess sich jedoch die Grössenordnung der statischen Dehnung herauslesen. Für ein Fahrzeug von 16 to stellte man einen Bereich von ε = 0.008 ‰ bis ε = 0.026 ‰ fest. Aus Deutschland waren Messungen bekannt (Untersuchungen der TU Braunschweig [2]), die bei 20 Prozent aller LW-Ueberfahrten grössere Dehnungen als 0.03 ‰ ermittelten. Spitzenwerte erreichten gar ε = 0.06 ‰. Massgebenden Anteil an diesem Wert hatte vor allem die statische Komponente der Dehnung.

3.2 Stand der Forschung

Abgesehen von der im vorhergehenden Kapitel zuletzt erwähnten Untersuchung der TU Braunschweig in Deutschland [2] lagen bei Untersuchungsbeginn hauptsächlich Erkenntnisse über die Auswirkungen der Erschütterungen auf Schalbeton vor. In Braunschweig wurde nebst vielen anderen Materialuntersuchungen an der gleichen Brücke eine 2 cm starke Spritzbetonschale an einem Träger aufgetragen. Geprüft wurde der Dehnungseinfluss auf den Haftverbund durch Haftzugversuche an Bohrkernen $\emptyset$ = 10 cm. Drei Bohrkerne stammten aus dem Bereich maximaler Betondehnung, drei aus der Nullinie. Wie vermutet, wiesen die gedehnten Proben im Mittel mit 1.12 N/mm^2 kleinere Festigkeiten auf als die nicht gedehnten mit 1.60 N/mm^2. Zu vermerken ist jedoch, dass die Streuung bei den gleich beanspruchten Proben recht beträchtlich war.

Aehnliche Probleme, wie bei der aktuellen Spritzbeton-Untersuchung, traten beim Schalbeton schon des öfteren auf. Die bisherigen Erkenntnisse über den Einfluss von Erschütterungen auf frischen und auf jungen Beton versuchten Bonzel und Schmidt anhand der Literatur aufzuzeigen [3]. Im Gegensatz zum aufgespritzten Beton haben Erschütterungen beim Schalbeton sogar eine erwünschte Wirkung: Sie führen anfänglich zu einer weiteren Verdichtung des frischen Betons. Die kritische Phase, in der Erschütterungen jedoch das Gefüge wiederauflockern, liess sich auf den Zeitraum von etwa 3 bis 14 Stunden nach dem Einbringen des Betons eingrenzen. Als weitere Erkenntnis ergab sich, dass Erschütterungen mit Schwinggeschwindigkeiten bis etwa 20 mm/sec keine nachteiligen Folgen auf die spätere Festigkeit des noch jungen Betons haben, solange die Wegamplituden unter 0.7 mm bleiben. Sind Druckfestigkeiten von 5 bis 6 N/mm^2 erreicht, so verursachen auch grössere Erschütterungen keine Beeinträchtigung mehr.

Muss man Spannbetonbrücken nachträglich, somit ebenfalls bei laufendem Verkehr im Koppelfugenbereich verstärken, so sind die Verhältnisse, von der Herstellungsweise abgesehen, die gleichen wie bei unserer Problemstellung. Auch hier geht es um den Haftverbund zwischen dem vorhandenen und dem nachträglich anbetonierten Bauteil. König, Weigler und Stülb

führten Untersuchungen über den Einfluss der Dehnungen auf den Wirkungsgrad der Verstärkungsmassnahme durch [4]. Demnach ist bei reinem PW-Verkehr nicht mit Qualitätseinbussen zu rechnen, bei uneingeschränktem Verkehr sind jedoch verminderte Haftzugfestigkeiten nicht auszuschliessen.

Trotz den ähnlichen Problemstellungen können wir die dort gemachten Erfahrungen nicht einfach übernehmen, weil die unterschiedliche Herstellungsweise von Schal- und Spritzbeton zu berücksichtigen ist. Es drängen sich somit eigene Untersuchungen auf.

4. FELDVERSUCH ZUNZGEN

4.1 Versuchskonzept

Ausgangslage

Dank der am Problem interessierten Bauherrschaft konnten wir die Auswirkungen der Erschütterungen auf den Spritzbeton an der in Sanierung begriffenen Zwillingsbrücke Zunzgen der Nationalstrasse N2 unter realen Bedingungen untersuchen.

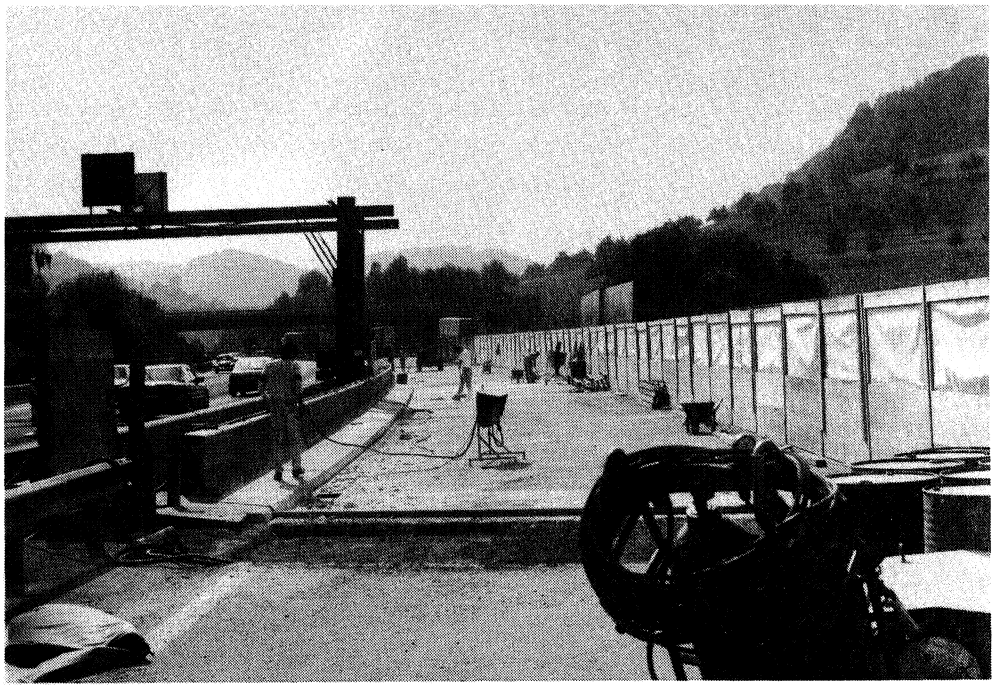


Abb. 2: Blick auf das Sanierungsprojekt in Richtung Widerlager Eptingen: In der Bildmitte die Sanierungszone auf der Brücke I. Rechts davon der Langsamfahrstreifen, links davon auf der Brücke II der umgelegte Schnellfahrstreifen der Fahrtrichtung Sissach-Eptingen.

Bei diesem dreifeldrigen Brückenobjekt handelte es sich im Hinblick auf die Spritzbetonversuche um einen Idealfall, da es je Fahrtrichtung täglich von rund 2500 schweren Fahrzeugen belastet wurde. Ausserdem waren die am Tragwerk induzierten Schwingungen ausgeprägt spürbar.

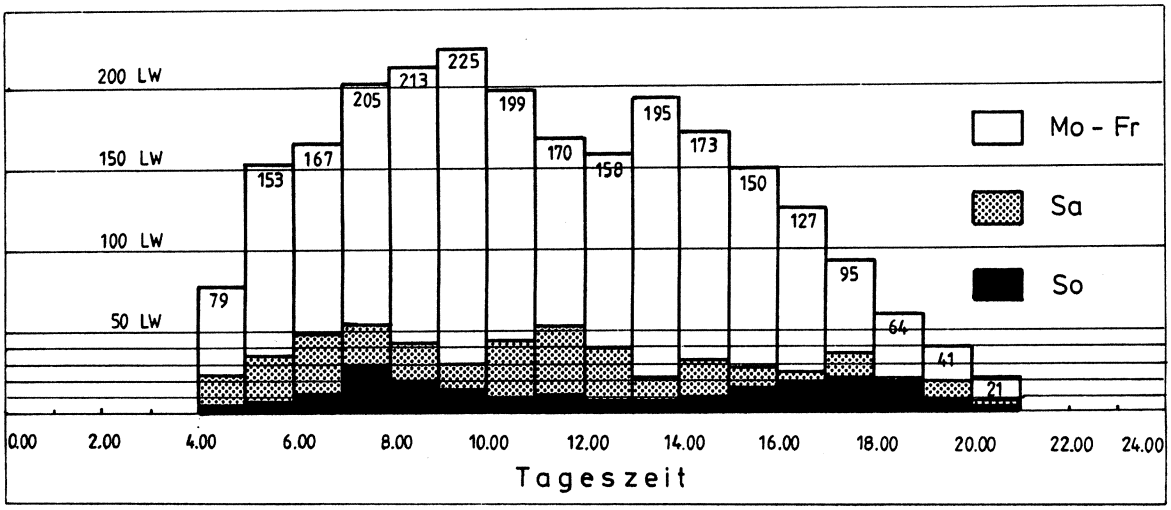


Abb. 3: Durchschnittliche Tagesganglinien der schweren Motorwagen in der Verkehrsrichtung Sissach-Eptingen (Quelle: Schweiz. Strassenverkehrszählung 1985).

Versuchsreihen

Die Verkehrsführung beim Sanierungsprojekt Zunzgen lag dem Entwurf des Versuchsprogamms zugrunde. Die Fahrstreifen waren derart angelegt, dass während der Bauzeit ein 4-spuriger Vollbetrieb der Autobahn erhalten blieb. Ermöglicht wurde dies durch das Aufrechterhalten des Langsamfahrstreifens auf der zur Zeit sanierten Brücke und durch das Umlegen des Schnellfahrstreifens auf die Parallelbrücke. Während der Versuche befand sich der Sanierungsbereich auf der Brücke I.

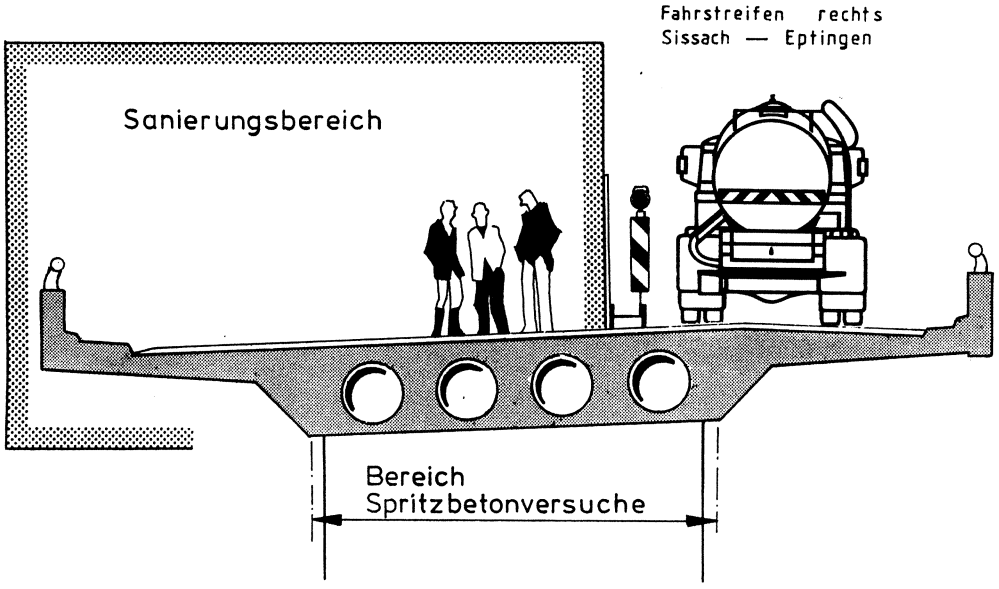


Abb. 4: Querschnitt Brücke I: Einstreifige Verkehrsführung während der Versuchsdurchführung.

Zusammen mit der Befugnis, den verbleibenden Fahrstreifen nachts zu sperren, ermöglichte dies ein Versuchsprogramm, das zusätzlich zur Variation der Erschütterungsgrösse auch unterschiedliche Schonzeiten für den aufgebrachten Spritzbeton vorsah. Hätten die Erschütterungen tatsächlich einen negativen Einfluss auf die Ausführungsqualität gehabt, so wäre ein Hinweis auf die Ausdehnung der unumgänglichen, aber vielleicht zu Randstunden durchführbaren Brückensperrung von grosser Bedeutung gewesen.

Für das Versuchsprogramm an dieser Brücke I wurden vier Serien gebildet, die das Spektrum von uneingeschränktem Verkehr (0 h Schonfrist für den Spritzbeton) über Sperrfristen in der Frischbetonphase (7 h) und der Jungbetonphase (13 h) bis zu weitreichenden Einschränkungen des Schwerverkehrs während der Ausführungsfrist (24 h) umfassten.

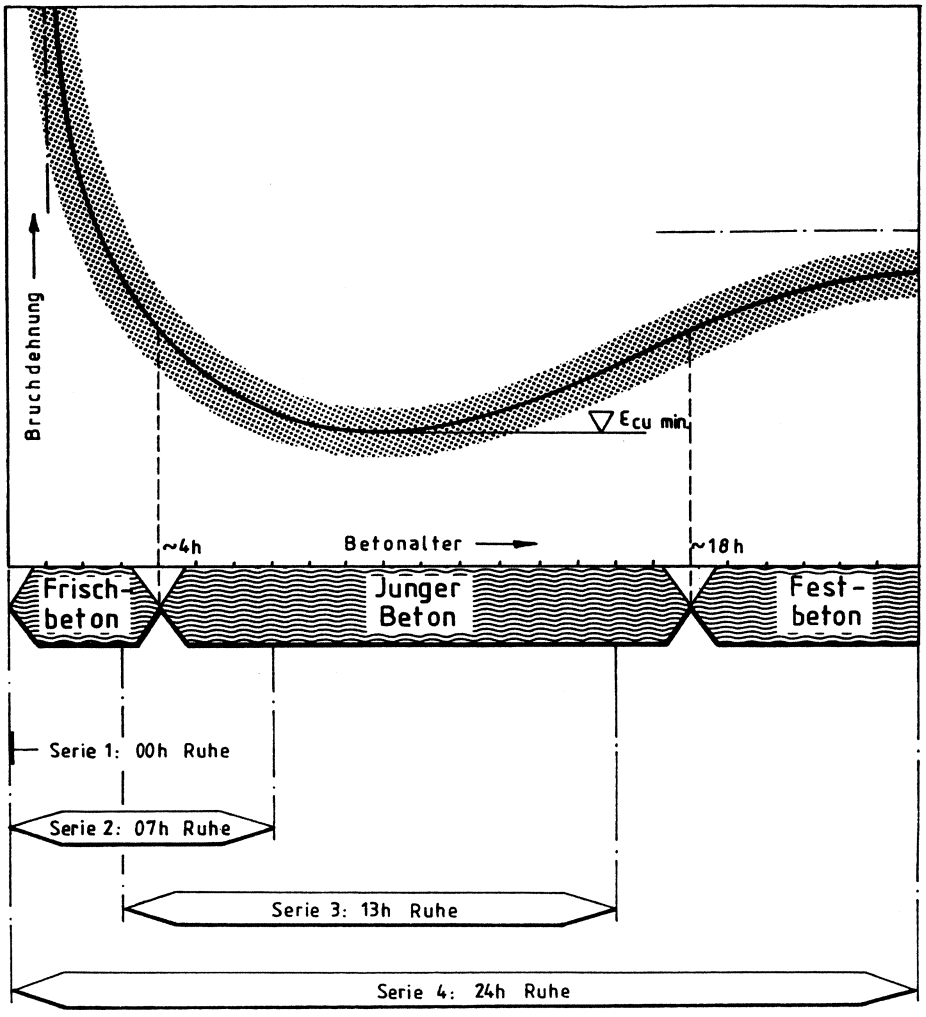


Abb. 5: Schematische Darstellung der Betonphasenabgrenzung (Quelle Prof. W. Wilk, Betonstrassen AG, Wildegg) und der darin eingebetteten Versuchsserien.

Versuchsorte

Man beabsichtigte, am Bauwerk zwei Versuchszonen mit unterschiedlichem Beanspruchungsgrad anzuordnen, wobei jede Versuchsfläche aus den vier beschriebenen Versuchsreihen bestehen sollte. Da der Beton unter den Hohlkörpern der Platte im Hinblick auf die vorzunehmenden Haftzugversuche nicht ausreichend verdichtet schien (einer der Gründe für den Sanierungsentscheid), bevorzugte man als Versuchsorte die Querrippen zwischen den Röhren in der Hälfte der Spannweite [H] und im Viertelspunkt [V]. Gegen den Einbezug der Längsrippen sprach die Anordnung der Spannkabel, die in der Feldmitte ihre unterste Lage erreichten.

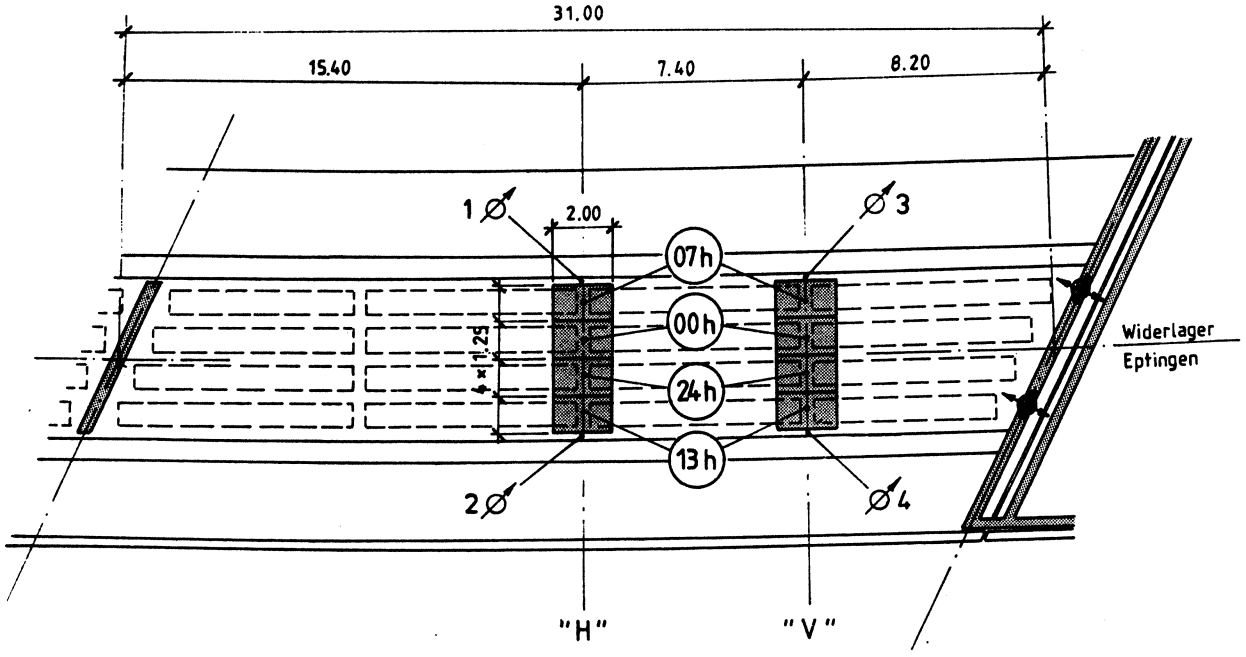


Abb. 6: Situation Randfeld Brücke I mit den Versuchszonen und den Messstellen 1 - 4 an der Untersicht.

Vom Querschnitt, der Spannweite und der Stützen- und Lageranordnung her durfte man annehmen, dass alle Versuchsmuster im gleichen Querschnitt etwa gleichförmig belastet würden, trotz schiefer Lagerung und exzentrischer Verkehrsbelastung. Um dies zu prüfen, dienten jeweils zwei Messpunkte pro Querschnitt beidseits der Versuchsflächen zum Festhalten der Schwing- und Dehngrössen.

Ergänzt wurden die Versuchsflächen am Bauwerk durch Spritzkisten, die man am Stahlrohrgerüst überkopf aufhing; so waren sie keinen Erschütterungen ausgesetzt. Man musste zu dieser nicht ganz befriedigenden Lösung greifen, weil das Bauwerk keine geeigneten Stellen für die Nullproben aufwies. So konnte man die Druckfestigkeit vergleichen, nicht aber die Haftzugfestigkeit.

Versuchsmuster

Insgesamt erforderte dies, wie die folgende Zusammenstellung zeigt, zwölf Versuchsmuster, bestehend aus vier Versuchsreihen und drei Versuchsorten.

Ort / Serie	Feldmitte H	Viertelspunkt V	Nullprobe (Spritzkiste) N
0 h	00/H	00/V	00/N
7 h	07/H	07/V	07/N
13 h	13/H	13/V	13/N
24 h	24/H	24/V	24/N

4.2 Versuchsdurchführung

Rahmenbedingungen

Da unsere Untersuchungen über das Spritzbetonverhalten mit den Sanierungsmassnahmen nicht zusammenhingen, war man bestrebt, mit der Versuchsabwicklung das übrige Baugeschehen möglichst wenig zu stören. Als Versuchsfeld wurde daher das Randfeld der einseitig befahrenen Brücke I gewählt. Ausserdem sah man für die Versuche ein eigenes Stahlrohrgerüst vor.

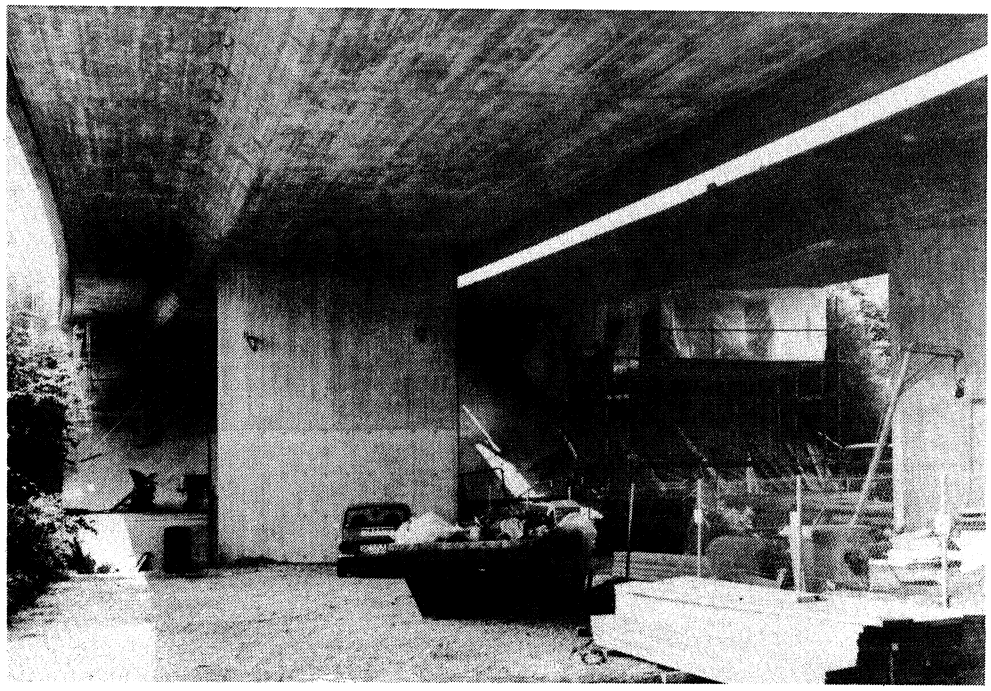


Abb. 7: Stahlrohrgerüst für den Versuch auf Seite Widerlager Eptingen, Brücke I.

Ausführung

Die Spritzbetonarbeiten oblagen wie bei den vorangegangenen Versuchen des IBETH der Firma E. Laich SA. Vorarbeiter P. Bogar als Düsenführer, der schon bei früheren Forschungsarbeiten im Einsatz stand, garantierte eine einwandfreie Arbeit. Man verwendete wieder das Standardtrockengemisch aus 350 kg Portlandzement auf 1000 l Kiessand von 0-8 mm Korngrösse ohne Zusatzmittel. Der Zement wurde wie die Zuschlagstoffe aus dem Handel bezogen.

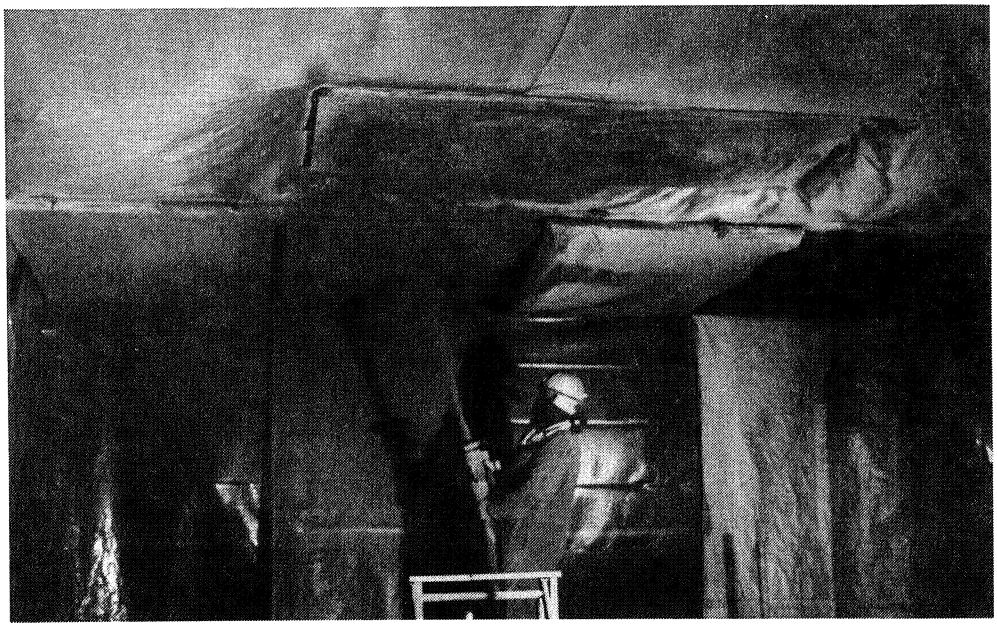
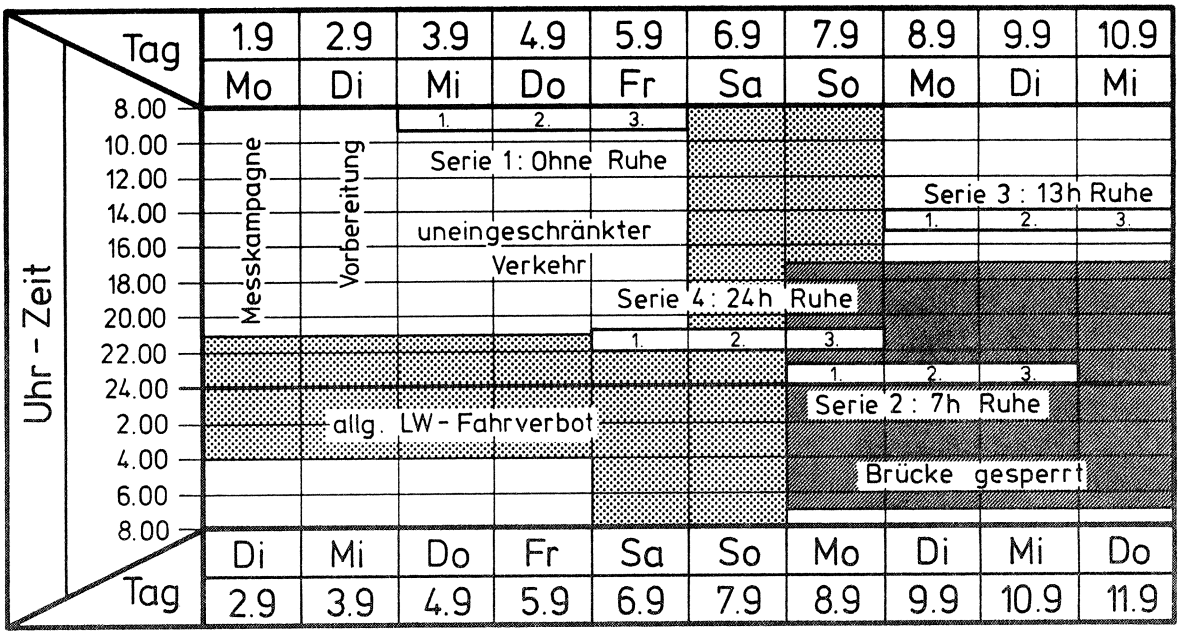


Abb. 8: Spritzauftrag für Versuchsmuster 24/H.

Versuchsprogramm

Unsere Versuche, die sich nach der Bau- und Verkehrsphasenabwicklung richten mussten, umfassten die Zeit vom 28.8. bis 19.9.86. Hierauf entfielen sowohl die Vorbereitungsarbeiten wie Gerüstmontage, Abschalen, Sandstrahlen der Auftragsflächen, als auch die Messkampagne und die Versuchsausführung selbst. Eine Woche nach dem letzten Auftrag wurden die Bohrkerne entnommen. Die Ausführung der Versuchsreihen ist im folgenden Tages- und Wochenablaufplan festgehalten:



Jede Versuchsreihe bestand aus drei Spritzbetonlagen von 2 cm Stärke, was bei einem 24-h-Rhythmus des Auftrages drei Ausführungstage pro Serie ergab. Zum Versuchsprogramm sind noch einige Präzisierungen anzubringen:

- In der Schweiz besteht ein allgemeines LW-Fahrverbot während der Nachtstunden von 21.00 bis 04.00 Uhr, ebenso über das Wochenende von Freitag 21.00 bis Montag 04.00 Uhr. Letzteres wurde ausgenutzt für die Versuchsreihe 4 mit 24 h Schonfrist: Allerdings bringen Ausnahmeregelungen für Spezialtransporte und Reisebusse den Schwerverkehr auch in den Sperrzeiten nie ganz zur Ruhe. An eine Brückensperrung über das Wochenende, die ja auch den Privatverkehr betroffen hätte, war nicht zu denken.

- Den Versuchsreihen 2 und 3 kamen vier nächtliche Brückensperrungen von 17.00 bis 06.30 Uhr zugut.

- Leider erlitt die Versuchsreihe 1, für die keine Schonfrist vorgesehen war, ab 17.00 Uhr ebenfalls zwei von der Baustelle kurzfristig angeordnete nächtliche Brückensperren. Für das Versuchsresultat war dies jedoch nicht allzu nachteilig, da der Schwerverkehr gegen Abend ohnehin stark abflachte.

Messkampagne

Damit sollten folgende Grössen ermittelt werden:

. Schwinggrössen, wie Weg, Geschwindigkeit und Beschleunigung, mit einem Schwingungsaufnehmer.
. Verformungen der Auftragsflächen, mit einem induktiven Wegaufnehmer.

Für die Messungen stand ein Tag zur Verfügung, an dem alle anderen Vorbereitungsarbeiten eingestellt wurden. Die Messungen erfolgten jeweils nur in kurzen, zu verschiedenen Tageszeiten durchgeführten Messintervallen. Man bezweckte damit folgendes:

. das Ausnützen von Arbeitspausen an der Fahrbahnplattenausführung
. das Herstellen von Korrelationen zu gleichzeitig durchgeführten Verkehrserhebungen
. einen noch überblickbaren Datenumfang zu erzielen

Man beabsichtigte, die gewonnenen Daten hinsichtlich der Auftretenshäufigkeit auszuwerten.

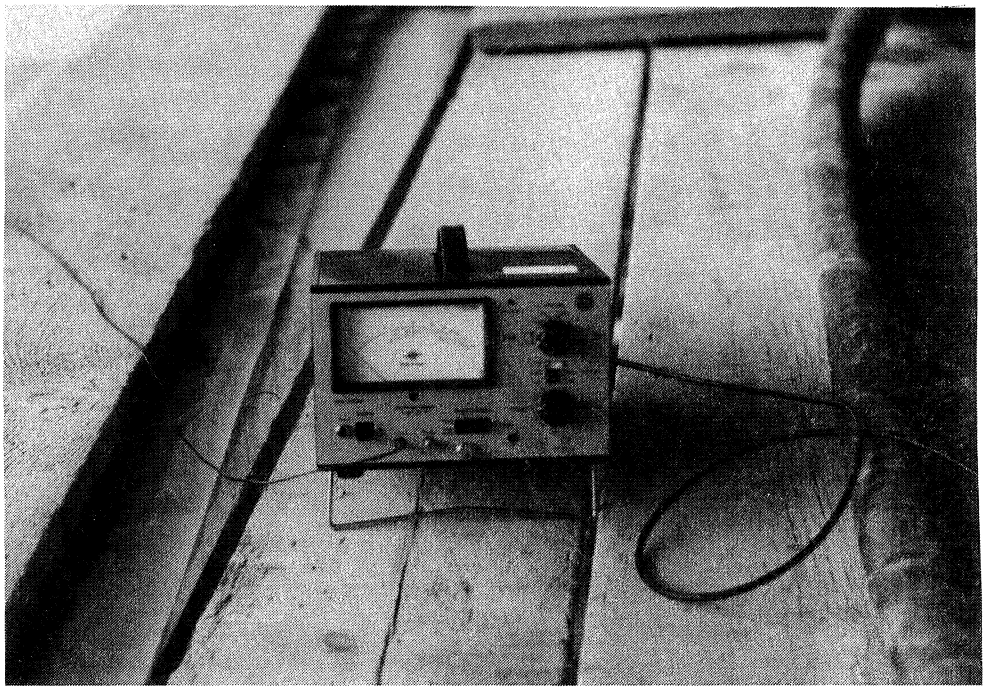


Abb. 9:

Ansicht einer Messstelle: links Wegaufnehmer (Hottinger Wl), rechts Schwingungsaufnehmer (Brüel + Kjaer Typ 4370).

Abb. 10:

Schwingungsmessgerät Brüel + Kjaer Typ 2511.



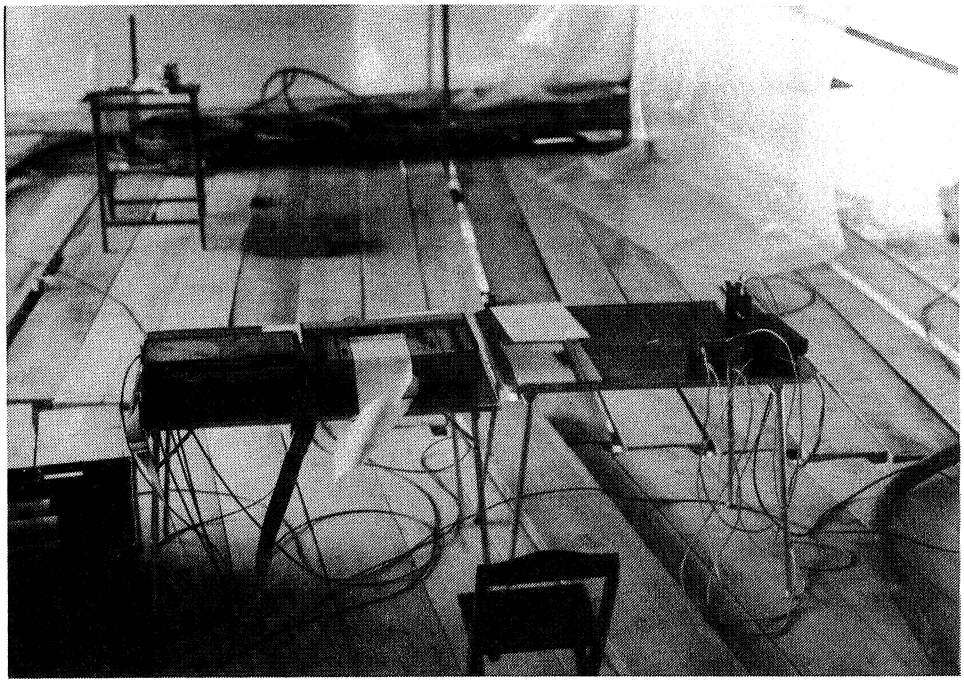


Abb. 11: Einrichtung des für die Schwingungsmessungen zuständigen Büros für Bau- und Raumakustik an der Ingenieurschule beider Basel: links Magnetbandgerät, rechts Pegelschreiber.



Abb. 12:

Messwagen des IBETH, das mit Unterstützung des Instituts für Baustatik und Konstruktion der ETH die Wegmessungen durchführte: links Messverstärker und Digitalvoltmesser, rechts Bandaufzeichungsgerät.

4.3 Entnahme und Prüfung von Probekörpern

Entnahme

Am Bauwerk entnahm eine Spezialfirma je Versuchsstelle 21 Kleinbohrkerne Ø = 50 mm von ca. 10 cm Länge (6 cm Spritzbeton + 4 cm Altbeton). Gewonnen wurden die Proben ungefähr auf einer Linie quer zur Längsachse in den Querrippen.

Pro Spritzkiste wurden je 6 Bohrkerne Ø = 50 mm entnommen, wobei die Bohrkerne 6 cm Spritzbeton aufwiesen (3 Lagen zu 2 cm).

Insgesamt lieferten das Bauwerk 168 und die Spritzkisten 36 Bohrkerne.



Abb. 13: Versuchszone im Viertelspunkt mit den Bohrkern-Entnahmestellen.

Prüfungen

Eine Prüfkampagne bezog sich auf die Druckfestigkeit, wobei hier sämtliche Muster miteinander vergleichbar waren, eine zweite auf die Haftzugfestigkeit aller Bauwerksproben nach 28 Tagen. Den zu erwartenden Streuungen entsprechend, zählten die Stichproben für den Druckversuch 6, für den Haftzugversuch 15 Probekörper pro Versuchsmuster.

4.4 Ergebnisse

Festigkeiten

. **Druckversuch** (Abb. 14):

- Die 48, alle Versuchsmuster umfassenden Bauwerksproben ergaben eine mittlere 28-Tage-Bruchfestigkeit von 44.0 N/mm^2 (Standardabweichung 3.1 N/mm^2, Variationskoeffizient 7.0 Prozent)

- Die jeweils 6 Proben aufweisenden Versuchsmuster des Bauwerkes ergaben mittlere 28-Tage-Bruchfestigkeiten von 41.0 bis 46.8 N/mm^2.

- Die 36 Nullproben erzielten eine mittlere 28-Tage-Bruchfestigkeit von 42.0 N/mm^2 (Standardabweichung 5.8 N/mm^2, Variationskoeffizient 13.8 Prozent)

. **Haftzugversuch** (Abb. 15):

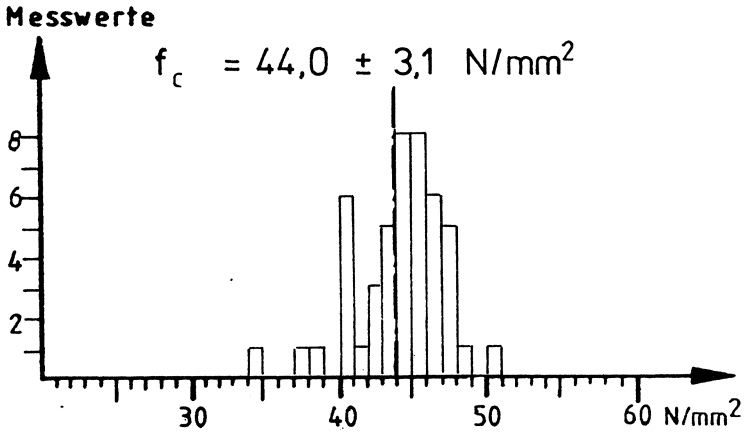
- Die 120, alle Versuchsmuster umfassenden Proben ergaben eine mittlere 28-Tage-Bruchfestigkeit von 2.53 N/mm^2 (Standardabweichung 0.56 N/mm^2, Variationskoeffizient 22.1 Prozent)

- Die jeweils 15 Proben aufweisenden Versuchsmuster ergaben mittlere 28-Tage-Bruchfestigkeiten von 2.18 bis 2.88 N/mm^2.

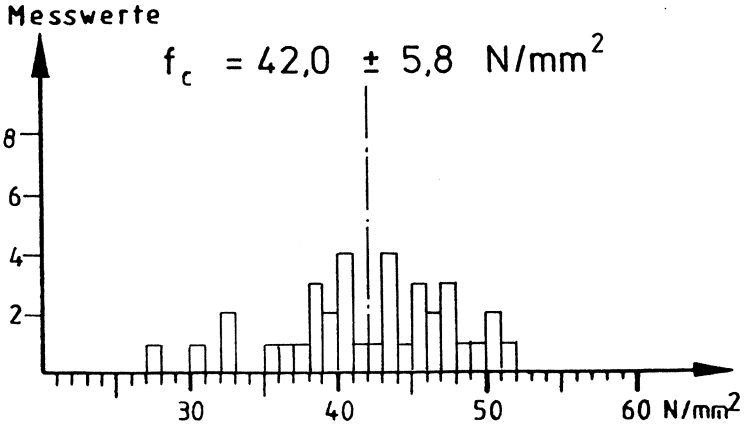
Aus diesen Ergebnissen lässt sich folgendes ableiten:

- Der Variationskoeffizient der Druckfestigkeit ist bei den Bauwerksproben deutlich kleiner als bei den Nullproben. Obwohl bekannt ist, dass die Druckfestigkeiten bei Proben aus Spritzkisten grössere Schwankungen aufweisen können, kann dieser Sachverhalt als eine geringe Einflussnahme bei den Bauwerksproben durch die Schonfrist und Auftragsorte gewertet werden.

Querschnitte H / V



Nullproben



Serie \ Ort	Druckfestigkeiten f_c [N/mm²] Hälfte[H]	Viertelspunkt[V]	Nullprobe[N]
0 h Schonfrist	(46,8)	(45,2)	(41,6)
7 h Schonfrist	(42,9)	(45,9)	(46,0)
13 h Schonfrist	(44,1)	(46,3)	—
24 h Schonfrist	(42,3)	(41,0)	(38,5)

Abb. 14: 28-tägige Druckfestigkeiten

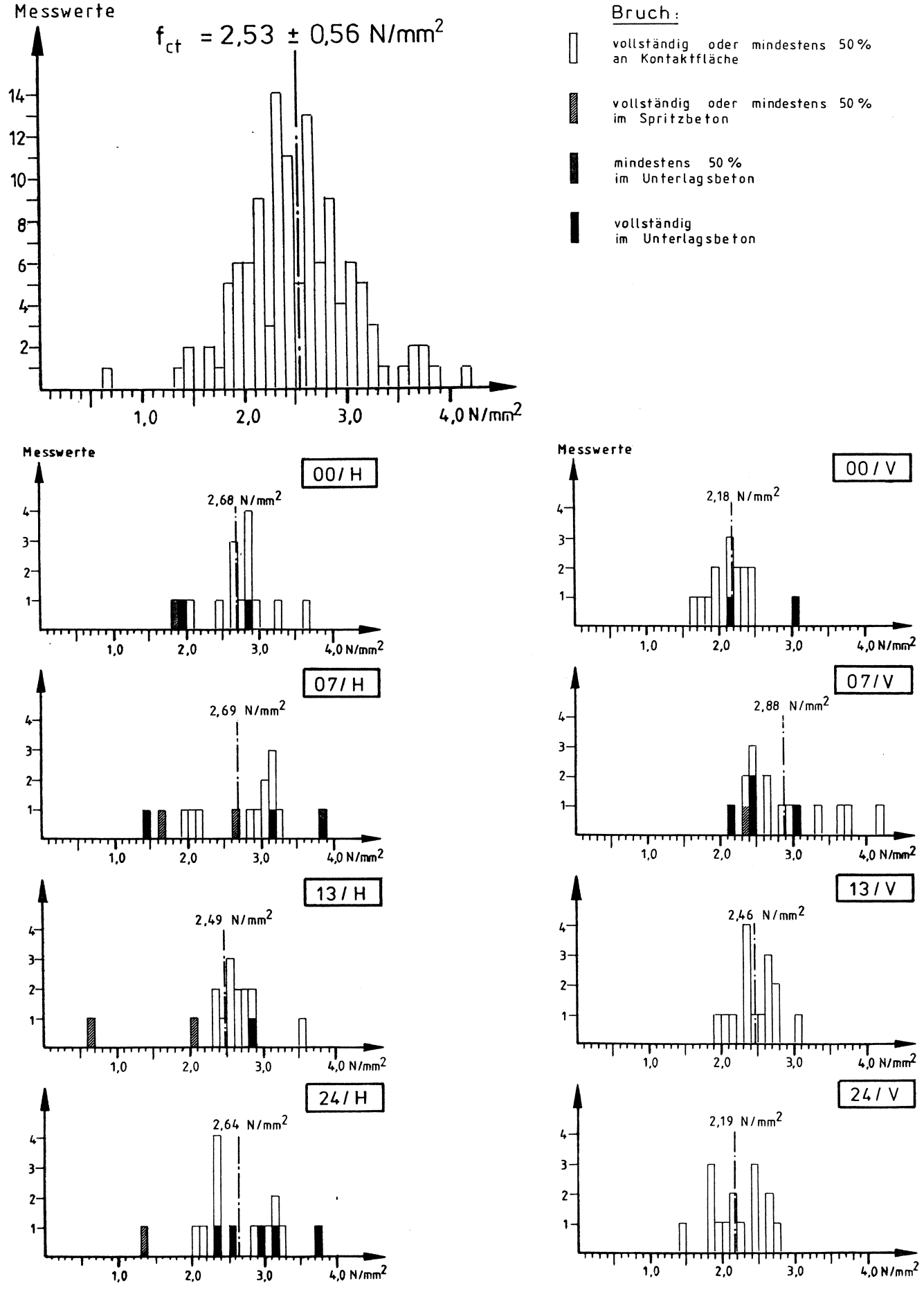


Abb. 15: 28-tägige Haftzugfestigkeiten

- Die teilweise bei den Druck- und Haftzugfestigkeiten aufgetretenen Schwankungen lassen keine Tendenzen erkennen, die den unterschiedlichen Schonfristen und Auftragsorten entsprochen hätten.

- Der am Bauwerk aufgebrachte Spritzbeton hält einen Vergleich mit dem hochwertigen Beton nach SIA-Norm 162 aus.

Erschütterungsgrössen

Während einer insgesamt 2 1/2 Stunden langen, zu verschiedenen Tageszeiten durchgeführten Messung, wurden senkrecht zu den Versuchsflächen folgende Spitzenwerte von Schwinggrössen ermittelt:

Spitzenwerte	Messpunkt 1	Messpunkt 2	Messpunkt 3	Messpunkt 4
Schwingweg X_{RMS} (mm)	0,48-0,65	0,5-0,71	0,25-0,56	0,4-0,48
Schwingweg $X_{Peak-Peak}$ (mm)	1,45-2,4	1,4-1,8	1,1-1,3	0,95-1,95
Schwinggeschwindigkeit V_{RMS} (mm/s)	5,9-10,3	7,0-8,6	9,4-10,5	5,2-10,0
Schwinggeschwindigkeit $V_{Peak-Peak}$ (mm/s)	16,5-29	15,5-27	18-26	14,1-23
Schwingbeschleunigung A_{RMS} (m/s^2)	0,17-0,25	0,16-0,26	0,14-0,24	0,18-0,20
Schwingbeschleunigung $A_{Peak-peak}$ (m/s^2)	0,67-0,75	0,75-0,92	0,58-0,82	0,71-0,86

Zur Erklärung der Messwerte:

- Der RMS-Wert (Root Mean Square) entspricht der Standardabweichung eines Signales mit Mittelwert Null. Das Zeitfenster, in dem der RMS-Wert ermittelt wurde, betrug hier eine Sekunde. Bei einer andauernd harmonischen Schwingung wäre er um den Faktor $\sqrt{2}$ kleiner als die Amplitude.

- Der Peak-Peak-Wert gibt hingegen die Grösse des Scheitelabstandes zweier aufeinander folgenden Halbwellen an. Bei einer harmonischen Schwingung würde er der doppelten Amplitude entsprechen.

Für den Vergleich mit Richtwerten von Normen und sonstiger Literatur, worin meist Werte von Schwinggeschwindigkeits-Amplituden angegeben sind, ist der maximale V Peak-Peak-Wert zu halbieren. Dementsprechend beziffert sich hier die maximal aufgetretene Schwinggeschwindigkeits-Amplitude auf 13,5 bis 14,5 mm/s, bei einer Grundfrequenz von 2.8 Hz.

Nimmt man die subjektive Wahrnehmungsfähigkeit eines stehenden Menschen als Mass, so fällt nach der VDI-Richtlinie 2057 [5] die Wahrnehmungsstärke KZ = 4.2 für den grössten RMS-Wert der Beschleunigung von 0.25 m/s^2 und der Eigenfrequenz von 2.8 Hz in die Kategorie "stark spürbar". Dies bestätigt das anfangs auf Seite 8 beschriebene Empfinden des Schreibenden.

Anhand der ermittelten Summenkurven der Peak-Peak-Werte über die Schwinggeschwindigkeit lässt sich folgendes sagen (Abb. 16):

- Die Summenkurven weisen einen exponentiellen Charakter auf, d.h. im Bereich der kleinen Peak-Peak-Werte nimmt die Uebertretenshäufigkeit mit zunehmender Schwingintensität sehr rasch ab, wird aber im Verlauf gegen die Spitzenwerte hin immer flacher. So wird die Hälfte des registrierten Spitzenwertes nicht einmal von einem Prozent aller Fälle überschritten.

- Die Summenkurven stimmen weitgehend in allen vier Messpunkten überein, im gleichen Querschnitt wie auch zwischen den beiden Querschnitten sind die Abweichungen nur unerheblich.

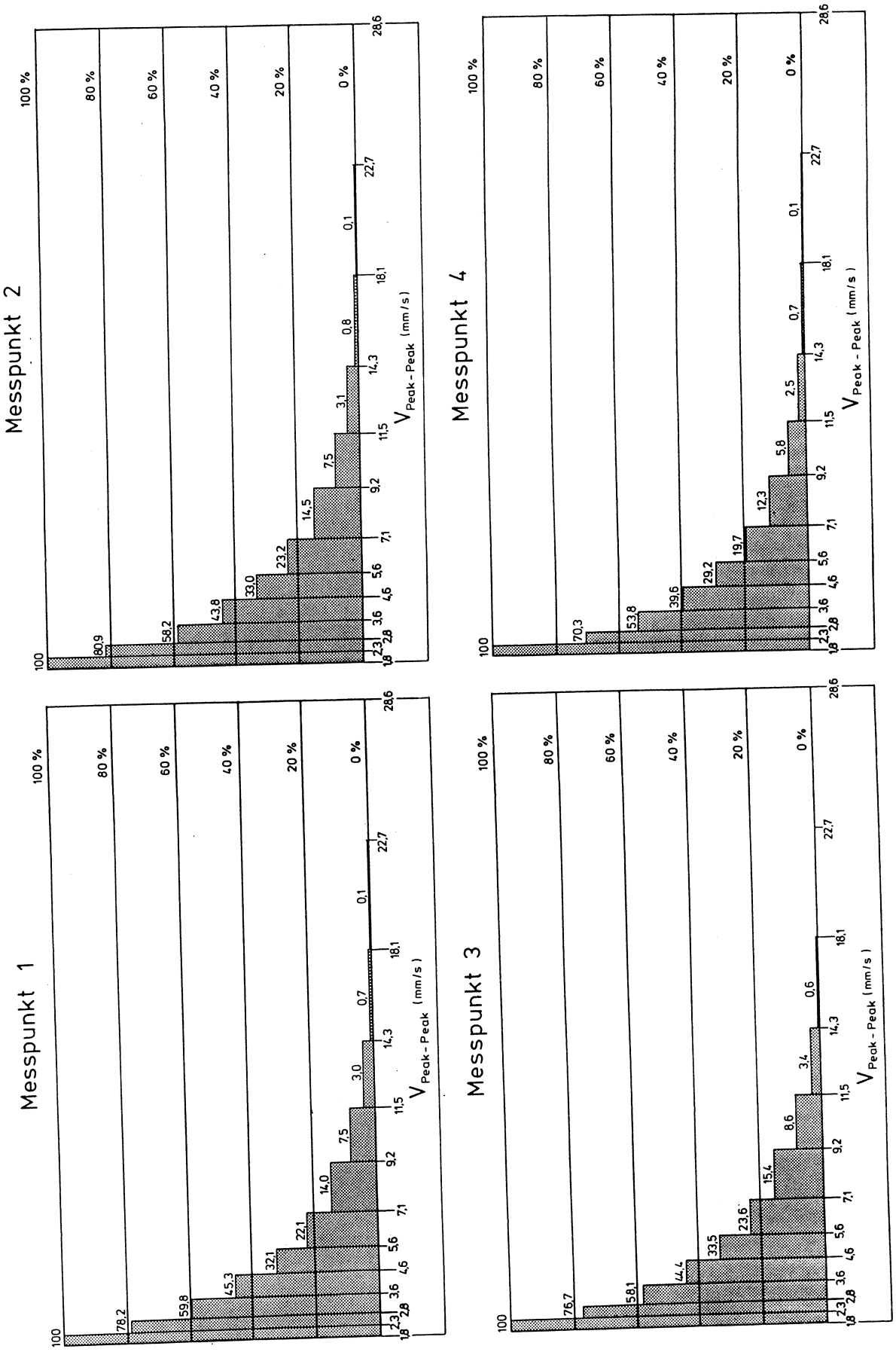


Abb. 16: Summenkurven der gemessenen Schwinggeschwindigkeiten

Zurückzuführen ist dies auf eine dominierende, die ganze Hohlplatte erfassende Grundschwingung in der Längsrichtung, wie man dies erhofft hatte. Andrerseits kommt die nicht sonderlich grosse Differenz der Schwingungen zwischen den beiden Querschnitten infolge der Aufsummation kaum mehr zur Geltung.

Bei den Randdehnungen wurden in Feldmitte folgende Werte ermittelt:

- auf der Fahrstreifenseite:	im Mittel	0.008 ($\pm$ 0.003) ‰
	maximal	0.014 ‰
- auf der Baustellenseite:	im Mittel	0.005 ($\pm$ 0.002) ‰
	maximal	0.008 ‰

Diese Werte widerspiegeln ausschliesslich den aufgetretenen statischen Anteil. Der überlagerte dynamische Anteil erwies sich als weitaus kleiner. Sein Wert erreichte maximal 0.005 ‰.

Es zeigte sich, dass die Dehnungen im Viertelspunkt nur unwesentlich von jenen in der Feldmitte abweichen, deshalb sei hier auf Angaben verzichtet. Die obigen Zahlen verdeutlichen eher ein Gefälle in der Brückenquerrichtung. Die nur geringe Querbiegesteifigkeit des Tragwerkes machte sich somit statisch bemerkbar, auf das Schwingverhalten hatte sie allerdings keinen Einfluss.

Der Vergleich zwischen den Aufzeichnungen der Dehnungsgrössen und der Verkehrserhebungen bestätigt die Vermutung, dass nur schwere Motorwagen ein Schwingen verursachen können.

5. MODELLVERSUCH AN VERSUCHSTRAEGERN

5.1 Versuchskonzept

Zielsetzung

Mit diesem Modellversuch wollte man die beim Feldversuch gewonnenen Ergebnisse wenn möglich erweitern. Diese Ergebnisse entstanden zwar unter realen Verhältnissen, die Wahl des Brückenobjektes ergab sich jedoch aus rein ausführungstechnischen Gründen. Um alle möglichen Schwinganregungsverhältnisse zu berücksichtigen, wurden beim Modellversuch die Einflussgrössen breit abgewandelt. Sowohl hinsichtlich des Schwing- wie des Dehnungseinflusses sollten Rückschlüsse möglich sein.

Versuchsserien

Entsprechend den in der Voruntersuchung gesammelten Erfahrungen, sah das Versuchskonzept das Umsetzen der vorkommenden Schwinganregungsfälle an zwei Schwingbalken vor, nämlich:

- an einem Schwingbalken mit 3.5 Hz Frequenzbeaufschlagung, stellvertretend für die normalfrequenten Brücken

- an einem Schwingbalken mit 14.0 Hz Frequenzbeaufschlagung, stellvertretend für die hochfrequenten Brücken

Ein dritter Balken, der Nullbalken, diente ausschliesslich zu Vergleichszwecken.

Die Wegamplituden in der Balkenmitte wurden auf

- 0.8 mm beim Schwingbalken 3.5 Hz
- 0.4 mm beim Schwingbalken 14.0 Hz

festgelegt. Für eine harmonische Schwingung ergäbe dies Schwinggeschwindigkeitsamplituden von

- 17.6 mm/sec beim Schwingbalken 3.5 Hz
- 35.2 mm/sec beim Schwingbalken 14.0 Hz.

Bei der Randdehnung sah das Konzept hingegen bei beiden Schwingbalken übereinstimmende Werte vor. Dadurch hoffte man, im Falle eines negativen Einflusses der "Erschütterungen" einen Hinweis zu erhalten, welche der beiden Ursachen (Schwingung oder Dehnung) für die Wirkung verantwortlich wäre. Die Grösse in Balkenmitte wurde auf $\varepsilon = 0.03$ ‰ festgelegt. In Anbetracht der Schwingweite (vergleichbar mit einer statischen Dehnung) und der Lastwechselzahl (analog zur Schwingfrequenz) entsprach dieser Wert einer recht hohen Ermüdungsbeanspruchung.

Eine zusätzliche Variante zur Frequenzbeaufschlagung ergab sich jeweils durch die Balkenlänge bei der Wegamplitude und der Dehnungsgrösse. Das liess sich so ausnützen, dass jede Versuchsserie einem Querschnitt an den Balken zugeordnet wurde. Aus Abb. 17 ist die vorgenommene Querschnittszuteilung ersichtlich.

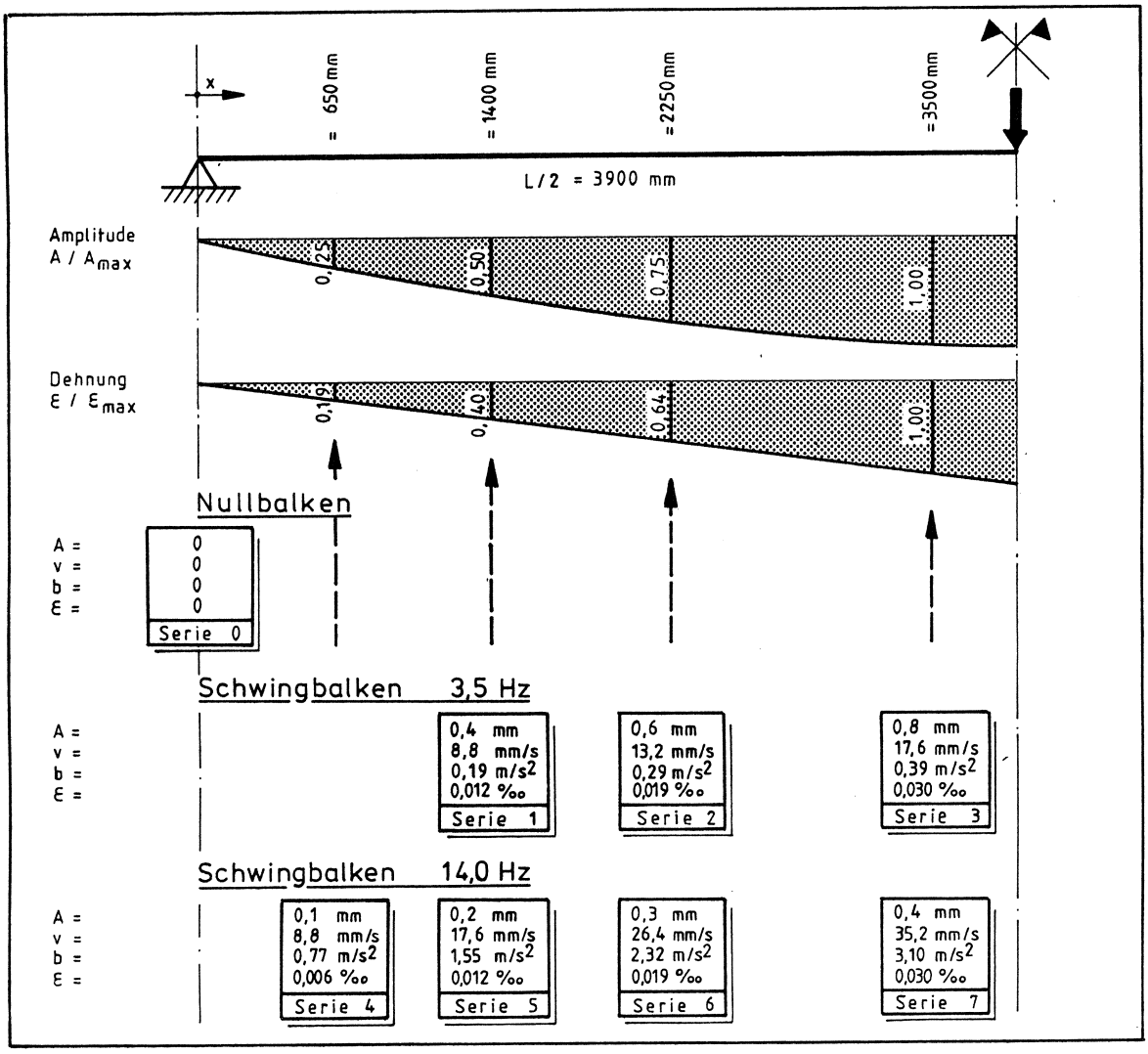


Abb. 17: Die Versuchsserien und ihre theoretischen Einflussgrössen

Bezüglich der senkrechten Mittelachse der Balken ergab sich jeweils eine symmetrische Anordnung der Querschnitte.

Bei beiden Schwingbalken legte man fest, dass die Schwingweite, bezogen auf das Maximum in Feldmitte, schrittweise um 25 Prozent abnahm. Untereinander entstanden dadurch an den Trägern identische Querschnitte mit übereinstimmenden Dehnungen, die sich jedoch in den Schwinggrössen unterschieden.

Den Querschnittszuteilungen wurde ein Verformungs- und Dehnungsverlauf zugrunde gelegt, welcher der Belastung einer in der Mitte angreifenden Einzellast entsprach. Dies hing mit der gewählten Schwingerzeugung zusammen, die man durch einen Kurbeltrieb gewährleistete. Dabei war das Verhältnis Exzentrizität zu Lenkstangenlänge derart klein ($\lambda = 10^{-4}$), dass der erzeugte Schwingverlauf als harmonisch gelten durfte.

Die jeweils den Querschnitten entnommenen Proben wurden auf ihre Druck- und Haftzugfestigkeiten geprüft.

Ausserhalb der Versuchsserien waren weitere Materialuntersuchungen vorgesehen, so Ausziehversuche an eingespritzten Bewehrungsstäben und Gefügeanalysen an einzelnen Stichproben.

Versuchsbalken

Das Versuchskonzept liess sich mit den folgenden, aus der Abb. 18 ersichtlichen Versuchsbalken realisieren:

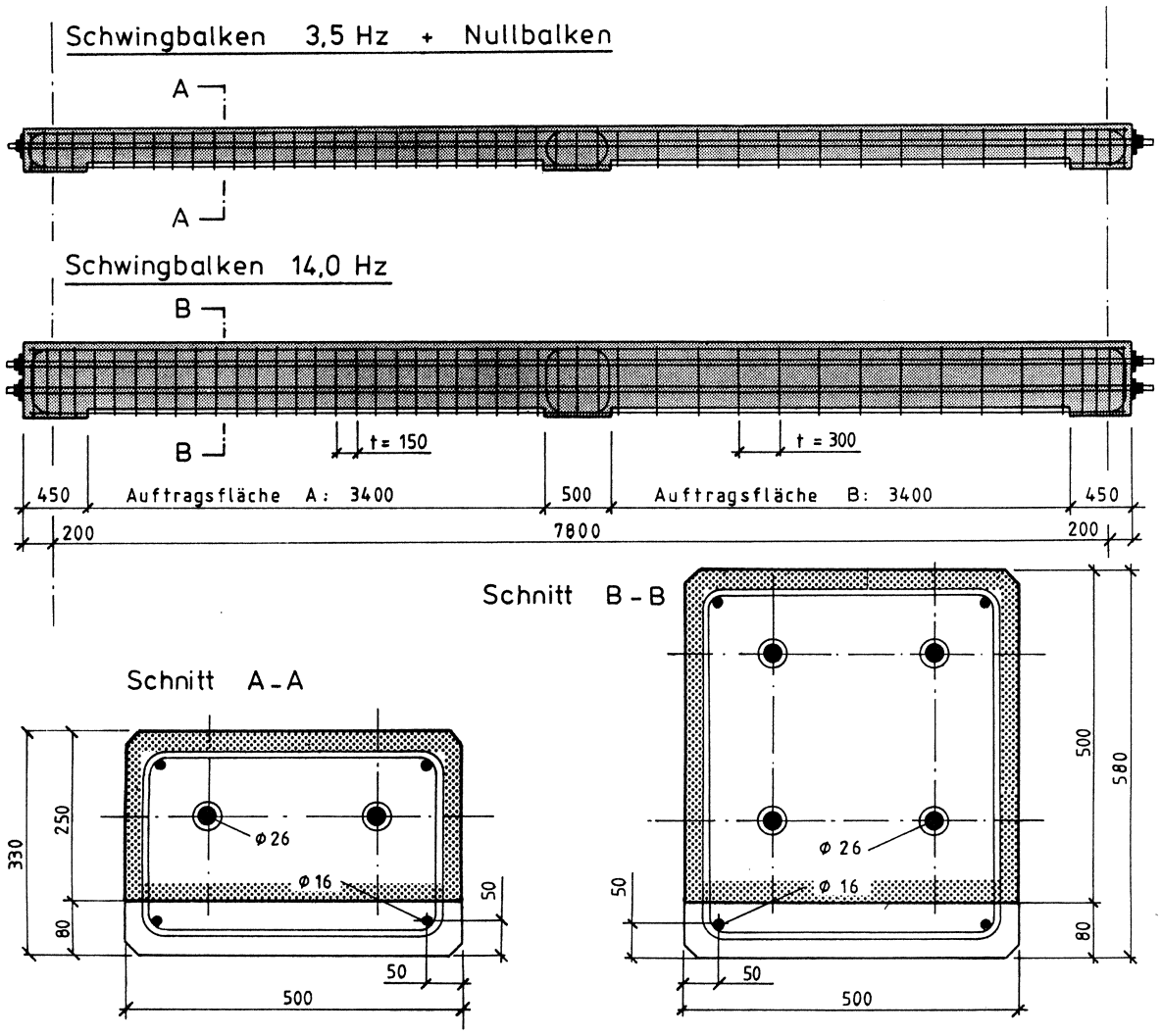


Abb. 18: Ansichten und Querschnitte der Versuchsbalken

Der Schwingbalken 14.0 Hz wies gegenüber dem Schwingbalken 3.5 Hz die doppelte Trägerhöhe auf. Damit konnten die Dehnungen in äquivalenten Querschnitten trotz unterschiedlichen Schwingweiten der Schwingwege gleich gross gehalten werden.

Mit Gewindestahlstangen wurden die Träger zentrisch voll vorgespannt. Dadurch wollte man Risse in der Auftragsfläche, die zu Inhomogenitäten im Dehnungsverlauf geführt hätten, vermeiden.

Der Spritzbeton wurde an den Trägerunterseiten aufgetragen. Durch das Ausscheiden von End- und Mittelblöcken für die Lagerung und den Lastangriff entstanden je Balken zwei Auftragsflächen (A und B).

Die Bewehrung, bestehend aus zwei Längseisen Ø 16 mm und Bügeln, lag in diesen Bereichen frei. Sie diente ausschliesslich dem Versuch selbst und bezweckte, eine realitätsnahe Reprofilierungsarbeit durchzuspielen. Das Verbundverhalten des Stahles mit seinem umhüllenden Spritzbeton zu prüfen, war für später vorgesehen.

Im Hinblick auf diesen Stahlausziehversuch wandelte man die Bügelabstände je nach Auftragsfläche ab. Auf der Seite A betrugen sie t = 15 cm, auf der Seite B t = 30 cm. Damit trug man einer unterschiedlichen Bewegungsfreiheit der Armierung Rechnung.

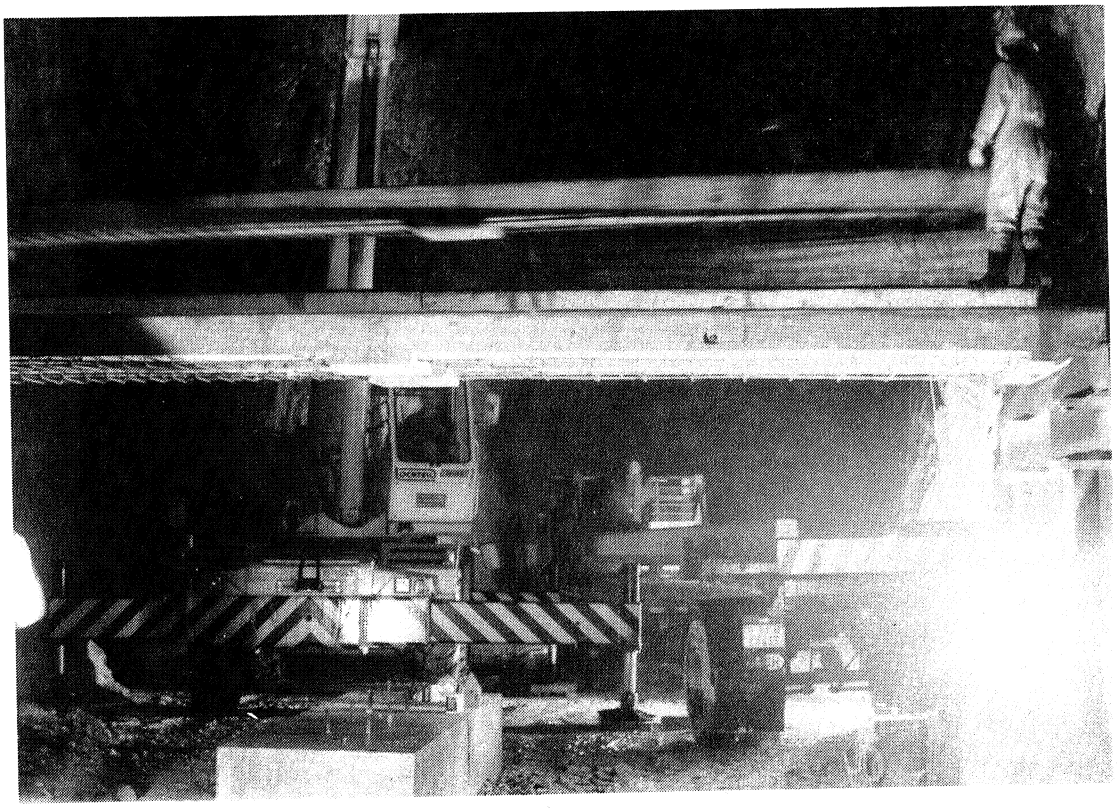


Abb. 19 : Versetzen der Versuchsträger am Versuchsort in der Kaverne. Die Herstellung der Träger erfolgte seitenverkehrt (Unterseite oben), um aufwendige Schalarbeiten bei den Anschlusseisen zu vermeiden.

5.2 Versuchsanlage

Die Modellversuche erfolgten wie in den früheren IBETH-Versuchen im stillgelegten Bergwerk der Zementfabrik Saceba SA in Morbio Inferiore. Dieser für den Spritzbeton gut geeignete Versuchsort erforderte für die Versuchstechnik einfache und robuste Mittel.

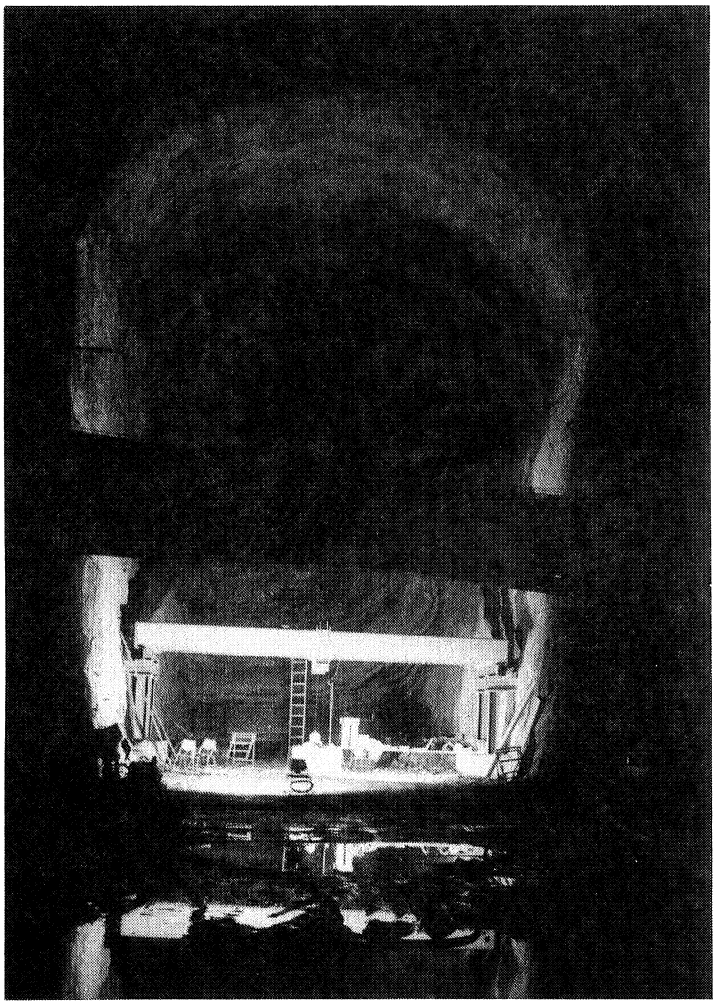


Abb. 20: Blick in die Kaverne mit der Versuchsanlage. Beim Schatten quer zum Bild handelt es sich um die Lüftungslutte des kreuzenden Zugangsstollen.

Für die zweckmässigste Anordnung der drei Versuchsträger eignete sich die kürzere Kavernenabmessung. Durch Rückverankerungen in den Felsen liess sich die Auflagerkonstruktion aus Stahl recht einfach gestalten. Der direkten Lagerung der Balken dienten Querträger, unterstützt durch zwei Profile. Die Konstruktion gestattete das gleichzeitige Lagern aller drei Versuchsträger. Die Schwingbalken waren aussen im Bereich der Unterstützung, der Nullbalken dazwischen im Feld angeordnet.

Unter den Balken befand sich in der Feldmitte ein Betonsockel, welcher der Lagerung des Exzenters diente. Darin eingelassene Ankerstäbe gewährleisteten die Uebertragung seiner Zugkräfte bis in den Felsen.

Der Exzenter bestand aus einem Rahmen, auf dem ein stufenlos verstellbares Regelgetriebe und eine Exzenterwelle montiert waren (Abb. 23). Die gewünschten Exzentrizitäten liessen sich durch zwei exzentrisch angeordnete Scheiben im Schwungrad erzeugen. Deren gegenseitiges Verschieben im Bereich von 180^{o} erlaubte, Werte zwischen 0 und 2 mm einzustellen.

Die Hubbewegungen übertrugen sich durch eine Lenkstange auf den zum Schwingen bestimmten Balken. Dadurch erzielte man am Balken eine Ursprungsbelastung im Zugbereich.

Das Versuchskonzept mit zwei Schwingbalken verlangte das Umsetzen des Exzenters von einem Balken zum anderen. Die Anschlüsse der Ankerstäbe waren entsprechend eingerichtet, ebenso die Lasteinleitungskonstruktion am zweiten Schwingbalken.

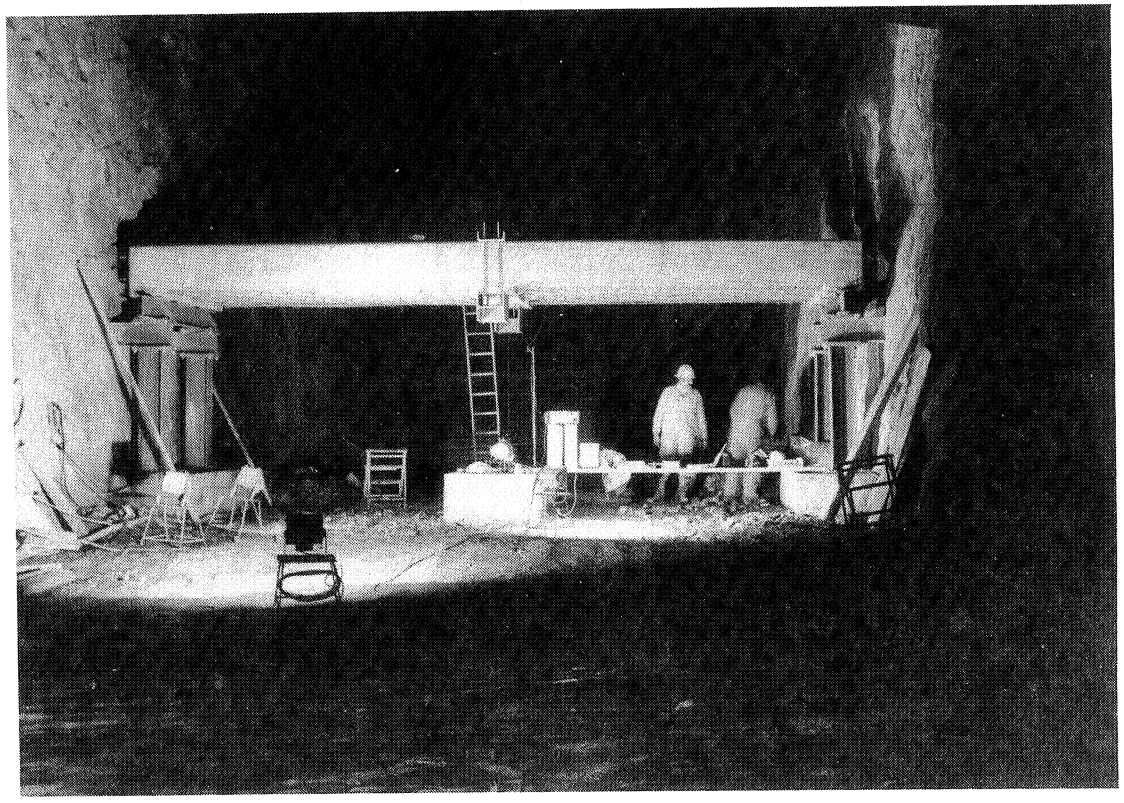


Abb. 21: Die Versuchsanlage

5.3 Versuchsdurchführung

Versuchsprogramm

Durch die aufeinanderfolgende Arbeit an den beiden Schwingbalken wickelten sich die Versuche in zwei Abschnitten ab. In einer ersten Phase galten Schwinganregung und gleichzeitiger Spritzbetonauftrag dem normalfrequenten Balken, in einer zweiten dem hochfrequenten. Der Auftrag am Nullbalken erfolgte je zur Hälfte gleichzeitig mit den Arbeiten an den Schwingbalken. Eine Phase umfasste jeweils eine Woche, die wie folgt verlief:

- am letzten Wochentag der vorhergehenden Woche:
  Einstellen der Sollwerte an Exzentrizität, der Umdrehungen am Exzenter und Kontrolle der Messwerte am betreffenden Balken.
- Wochentage von Montag bis Donnerstag:
  vier Spritzbetonaufträge von durchschnittlich 2 cm Stärke am schwingenden sowie je hälftig am ruhenden Balken.

Der Spritzbeton wurde jeweils am Morgen um 08.00 Uhr aufgetragen. Kurz vorher setzte eine Schaltuhr den Exzenter in Betrieb. Nach dem Auftrag wurden die Schwingungen während vierzehn Stunden fortgesetzt, bis die Schaltuhr abends um 22.00 Uhr den Versuch unterbrach.

Die zwei Wochen dauernden Versuche fielen nach längerer Vorbereitungszeit auf die zweite Hälfte Januar 1987.

Justierkampagne am Exzenter

Die durch den Exzenter verursachten Schwingungen am Balken wurden in Feldmitte gemessen. Eine Messung bezog sich auf die Schwingweite des Weges, eine zweite auf jene der Dehnung.

Die unvermeidlichen Verformungsänderungen im Zugstangen- und Lasteinleitungssystem berücksichtigte man bei der Einstellung der Exzentrizität. Man verglich die Soll-Ist-Werte und brachte sie durch laufende Korrekturen am Exzenter in Uebereinstimmung.

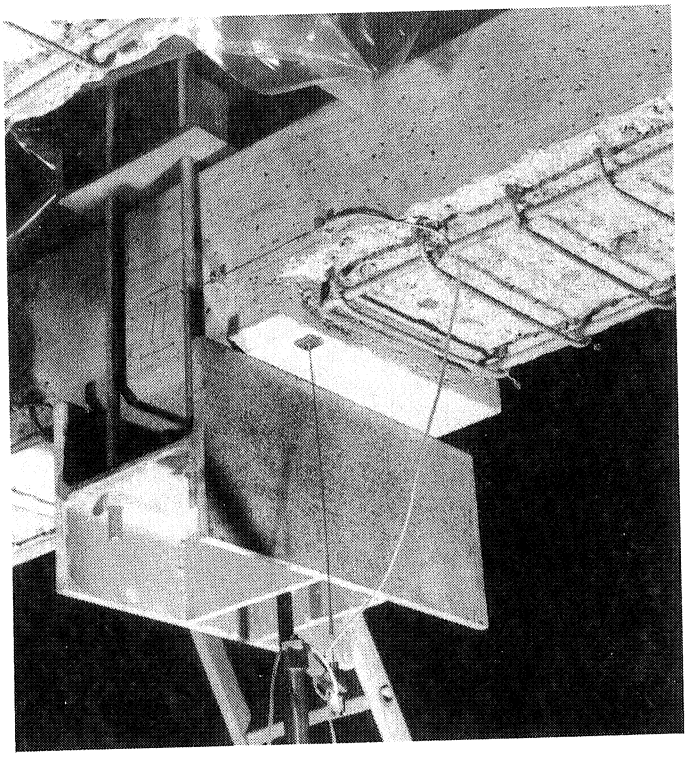


Abb. 22:

Messstellen bei Justierkampagne: Induktive Weggeber für Durchbiegung (Hottinger W 10) und Dehnung (Hottinger W 1).

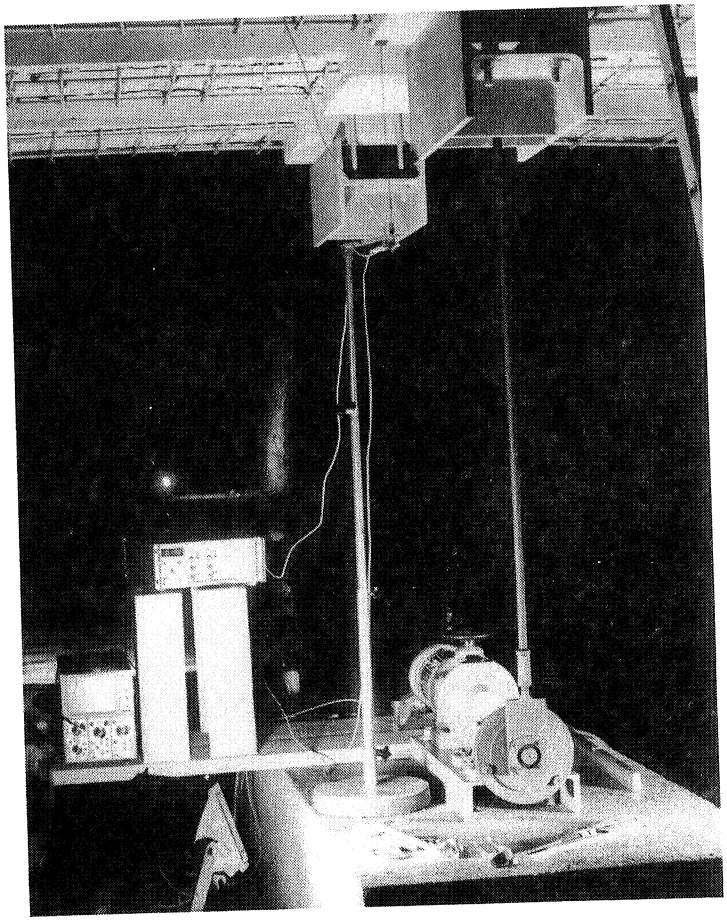


Abb. 23:

Laufende Justierkampagne: Rechts der Exzenter, links Verstärker und Kathodenstrahloszillograph zur Registrierung der Durchbiegungs- und Dehnungssignale.

Die Drehzahl des Exzenters unter Last wurde ebenfalls gemessen. Beim Schwingbalken 14.0 Hz betrug die effektive Frequenzbeaufschlagung 13.7 Hz. Eine Reduzierung liess sich nicht umgehen, da bei der gewünschten Frequenz das Auflager störend vibrierte.

Die tatsächlich erbrachten Schwingweiten der Schwingwege sind aus den folgenden Abbildungen ersichtlich:

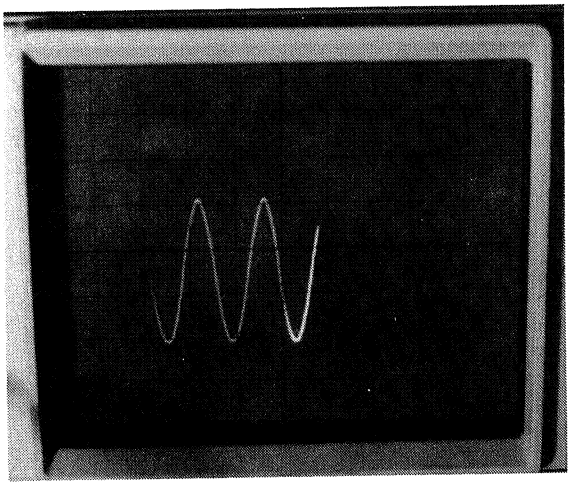


Abb. 24:

Schwingbalken 3,5 Hz:
Schwingweite in Feldmitte
1.6 mm (≙ 3.2 Felder)

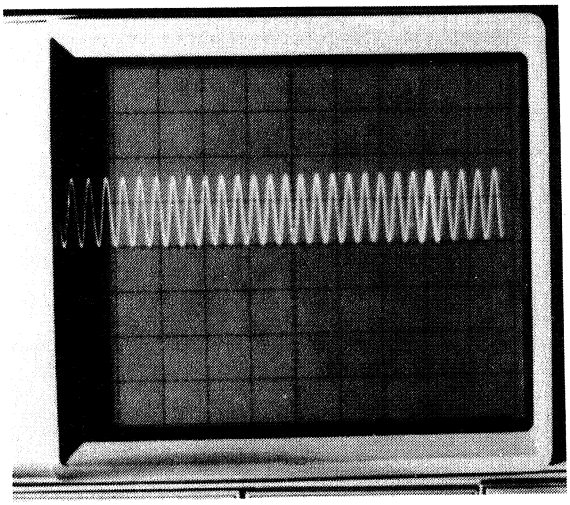


Abb. 25:

Schwingbalken 13.7 Hz:
Schwingweite in Feldmitte
0.8 mm (≙ 1.6 Felder)

Die den obigen Angaben entsprechenden Schwingweiten der Dehnungen betrugen beim normalfrequenten Balken effektiv 0.031 %o, beim hochfrequenten 0.028 %o.

Ausführung

Wie bereits beim Feldversuch in Zunzgen und in den IBETH-Versuchen früherer Jahre, lag die Ausführung bei der Firma E. Laich SA, mit dem Vorarbeiter P. Bogar als Düsenführer.

Gespritzt wurde ohne chemische Zusätze ein Standardtrockengemisch von 350 kg Zement auf 1000 l Zuschlagstoffe der Korngrösse 0-8 mm. Den Portlandzement bezog man von der Saceba SA, auf deren Gelände die Versuche stattfanden, den Kiessand von Weiach.

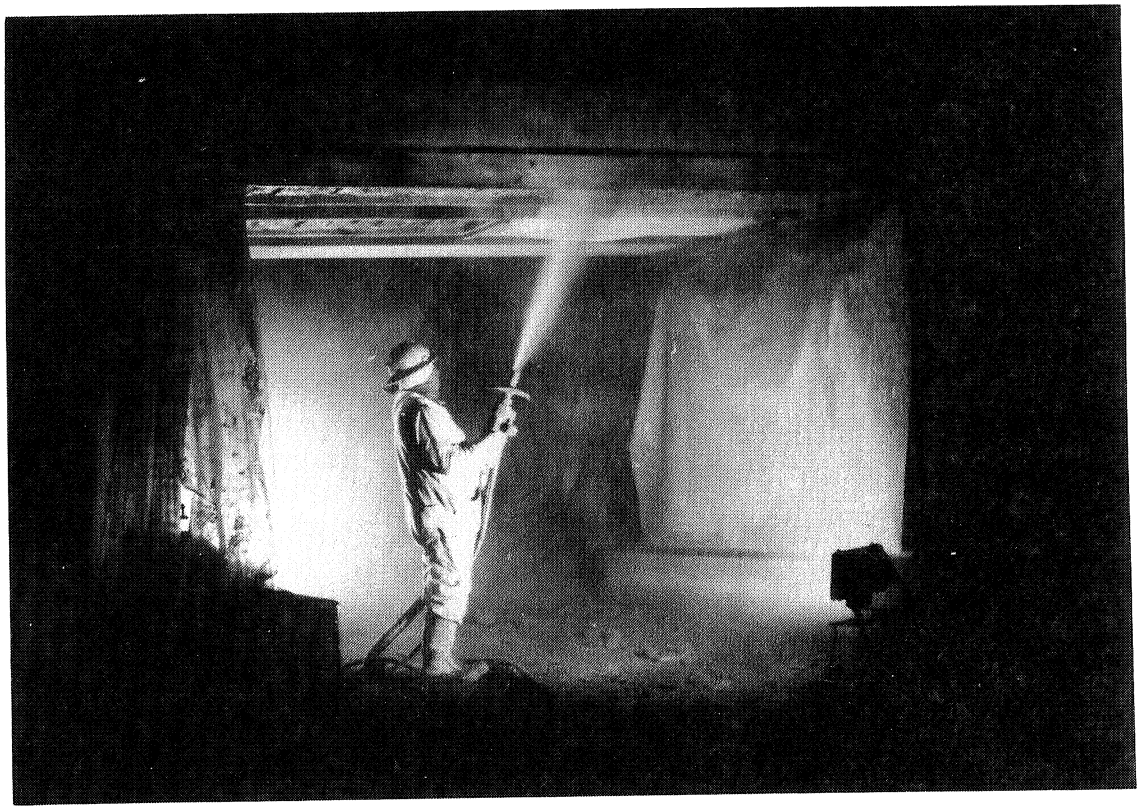


Abb. 26: Düsenführer beim Auftragen von Spritzbeton am schwingenden Balken

Ganz als ob es sich um eine realistische Arbeit an einem Brückenträger handelte, wurden die Auftragsflächen wie üblich durch Sandstrahlen und Vornässen vorbehandelt. Eine aktive Nachbehandlung erübrigte sich, weil die konstante Temperatur von 14° C und die 100%-ige Luftfeuchtigkeit in der Kaverne die gleiche Wirkung gewährleisteten.

5.4 Entnahme und Prüfung von Probekörpern

Prüfungen

Das Prüfprogramm sah folgende Untersuchungen vor:

- Druckversuch nach 28 Tagen an Bohrkernen Ø = 50 mm
- Haftzugversuch nach 28 Tagen an Bohrkernen Ø = 50 mm
- Gefügeuntersuchungen an Bohrkernen Ø = 50 mm
- Stahlausziehversuch der eingespritzten Längseisen an herausgetrennten Quadern.

Das Schwergewicht der Prüfung lag auf den zwei ersten Versuchen, wozu die Proben dienten, die den einzelnen Versuchsserien zugeordnet waren. Während die Gefügeuntersuchungen die gleichen Eigenschaften von einem anderen Gesichtspunkt beleuchteten, wollte man mit dem Stahlausziehversuch die bei Betonsanierungen übliche Armierung berücksichtigen.

Dabei wurde möglichst nahe zur Balkenmitte auf beiden Seiten ein Prüfquerschnitt angeordnet, wobei der eine den engeren, der andere den weiteren Bügelabstand aufwies. Der dritte Querschnitt aus der gleichen Phase befand sich am Nullbalken (Abb. 27). Da jeweils ein Querschnitt zwei zu bewertende Prüfkörper umfasste, waren 12 Stahlausziehversuche nach der Vorschrift von SIA 162 RL 13 auszuführen. Dazu waren zur Bestimmung der charakteristischen Stahlspannung pro Querschnitt weitere Prüfkörper zu entnehmen, um die Druckfestigkeit des umhüllenden Betons zu ermitteln. In unserem Fall waren es jeweils 5 Bohrkerne Ø 50 mm.

Beim Haftzugversuch wurden Proben, die bereits im Spritzbeton an einer Schichtgrenze brachen, wenn möglich einer zweiten Prüfung unterzogen. Samt den 8 Nachprüfungen erstreckte sich der Haftzugversuch auf 119 Messwerte, der Druckversuch auf deren 111.

Die Gefügeuntersuchungen erstreckten sich auf 5 Proben, wovon zwei durch ein Bewehrungseisen durchdrungen waren. Ein weiteres Prüfstück von parallelen Versuchen der Firma E. Laich SA diente als neutraler Vergleich.

Entnahme und Präparation

Um die Entnahme der Probekörper zur erleichtern, entfernte man die Versuchsträger von den Auflagern und wendete die Auftragsflächen nach oben.

Die Spritzbetonunternehmung entnahm daraus die Bohrkerne, das Schneiden des Betons für die Gewinnung der Quader übernahm eine darauf spezialisierte Unternehmung.

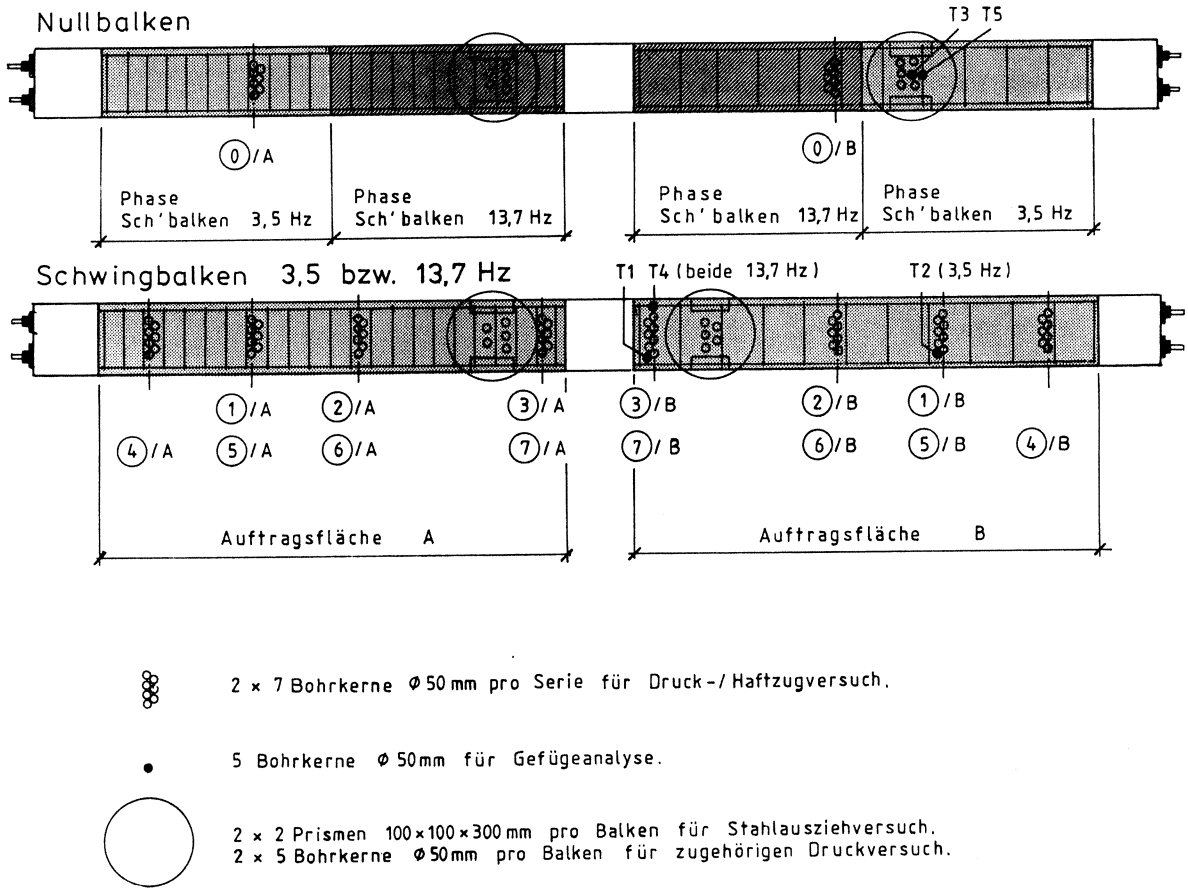


Abb. 27: Lage der Entnahmestellen

Begünstigt durch vier vorhandene Spritzbetonlagen, liessen sich die Bohrkerne zugleich für den Druck- wie für den Haftzugversuch verwenden, was den Bohraufwand erheblich verminderte.

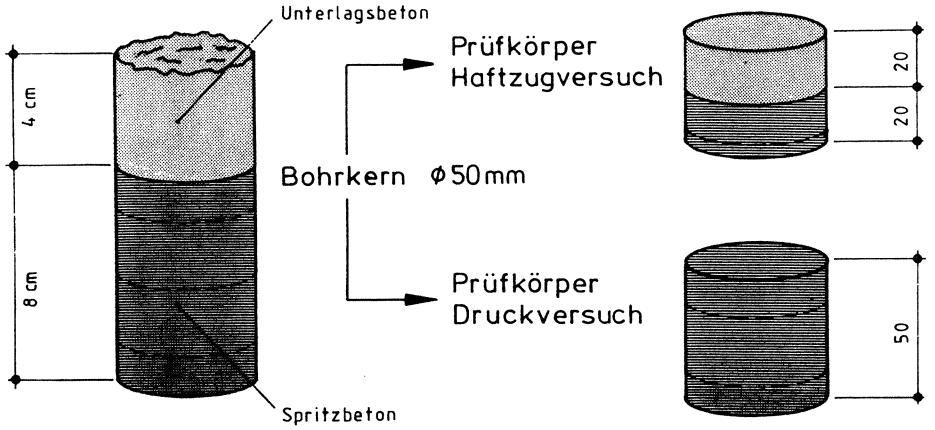


Abb. 28: Probekörper für Druck- und Haftzugversuch

Die Herstellung der Probekörper für den Stahlausziehversuch erforderte einen grösseren Aufwand. Einerseits war das im Quader eingebettete Längseisen zum Ausziehen freizulegen und mit einem Muffenstoss zu verlängern, andererseits war der restliche Probekörper auf das nach der Prüfrichtlinie vorgeschriebene Mass zu bringen. Entsprechend dem Stahldurchmesser von ⌀ = 16 mm bedeutete dies eine Mindestwürfelform von 16 cm Kantenlänge. Indem man den Querschnitt quer zum Eisen mit schnellerhärtendem Epoxidharzmörtel erweiterte, konnte man für den Versuch das beim Entnahmequader meist nicht zentrisch eingelagerte Eisen zentrieren.

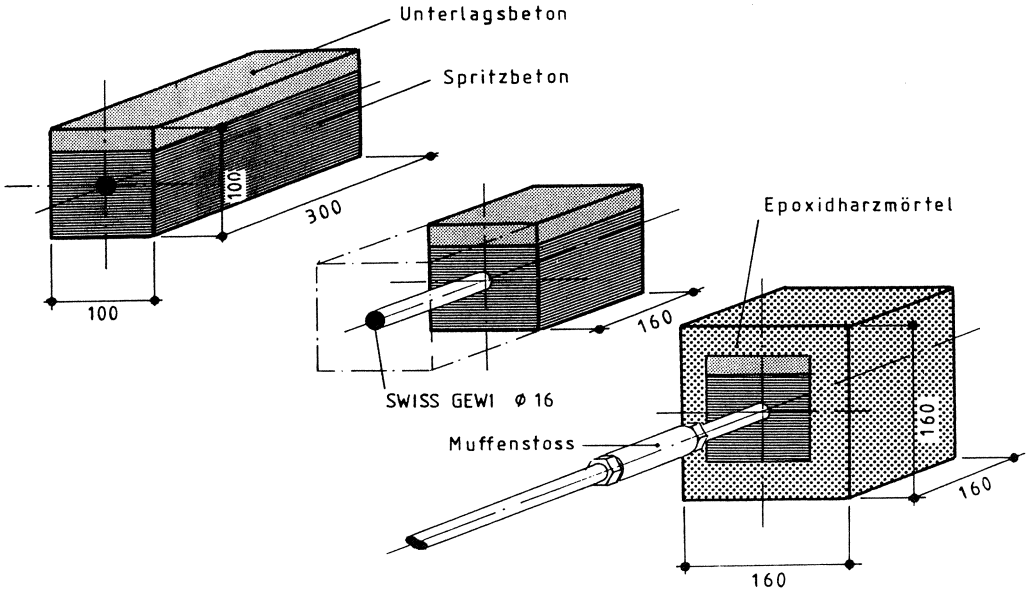


Abb. 29: Probekörper für Stahlausziehversuch: Von der Entnahme bis zur Versuchsdurchführung.

5.5 Ergebnisse

Der Druckversuch (Abb. 30)

ergab die folgenden mittleren 28-Tage-Bruchfestigkeiten:

- 47.1 N/mm^2 für die 111, alle Versuchsserien umfassenden Proben (Standardabweichung 3.7 N/mm^2, Variationskoeffizient 7.9 Prozent)

- 43.4 bis 50.0 N/mm^2 für die jeweils aus 13 bis 14 Proben bestehenden Versuchsserien.

Der Haftzugversuch (Abb. 31)

ergab die folgenden mittleren 28-Tage-Bruchfestigkeiten:

- 2.09 N/mm^2 für die 111, alle Versuchsserien umfassenden Proben (Standardabweichung 0.64 N/mm^2, Variationskoeffizient 30.6 Prozent, erste Werte bei nachgeprüften Proben nicht eingeschlossen)

- 1.60 bis 2.42 N/mm^2 für die jeweils aus 13 bis 14 Proben bestehenden Versuchsserien.

Zum Haftzugversuch ist zu bemerken, dass die ermittelten 28-Tage-Bruchfestigkeiten als untere Grenzwerte aufzufassen sind, wenn man den Haftverbund an der Kontaktfläche beurteilt. Darum nämlich, weil eines der beteiligten Materialien oft frühzeitig brach. Indem man 8 Proben nachprüfte, die im Spritzbeton brachen, konnten wir die Festigkeitswerte des Haftverbundes etwas besser eingrenzen. Die dabei zuerst ermittelten Festigkeitswerte wurden nicht mehr berücksichtigt. Ebenfalls unberücksichtigt blieb bei der Mittelwertbildung der Serie 5 konsequenterweise der kleinste Extremwert von 0.3 N/mm^2, der dem Versagen des Spritzbetons zuzuschreiben war, ohne dass eine Nachprüfung stattgefunden hätte.

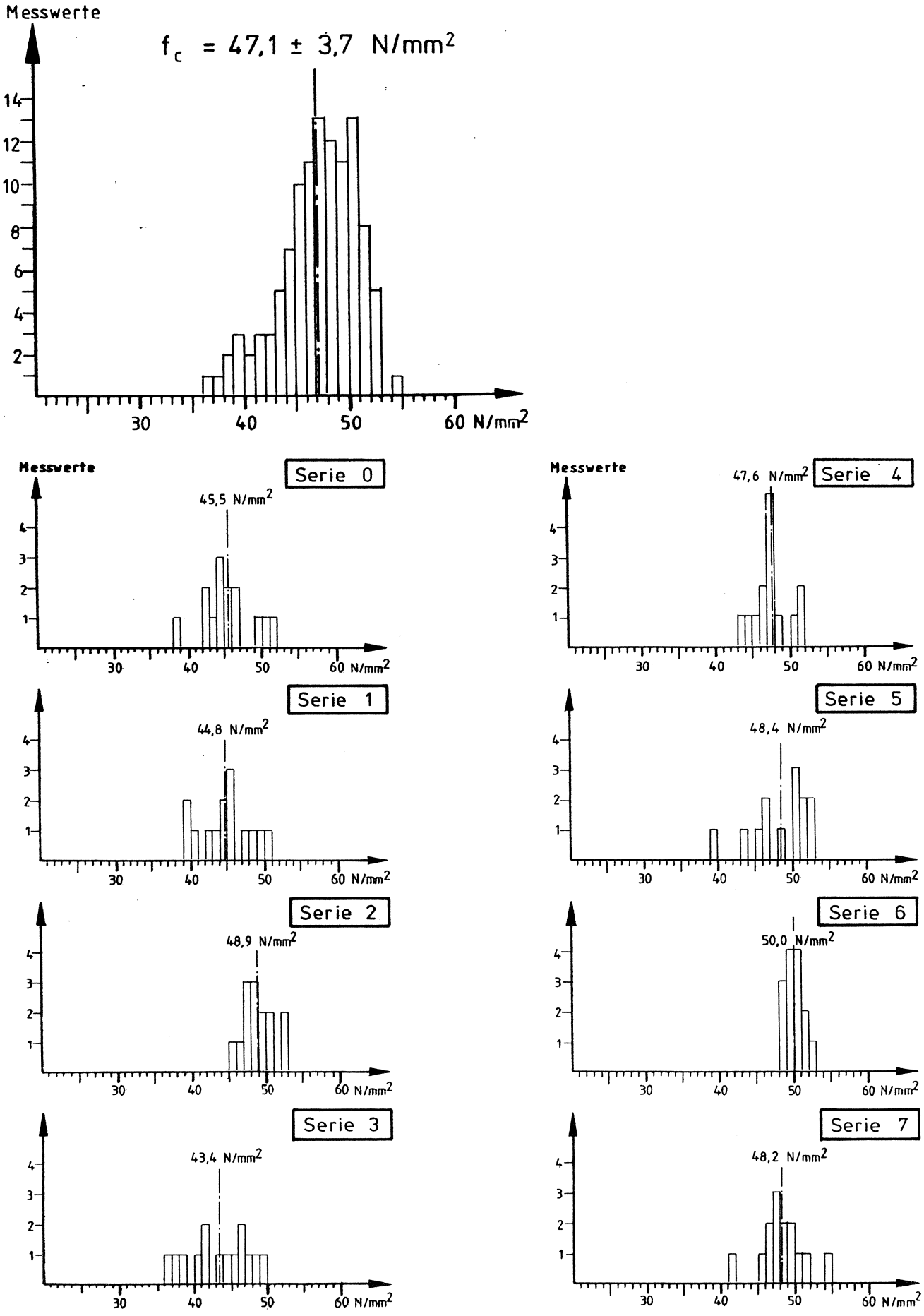


Abb. 30: 28-tägige Druckfestigkeiten

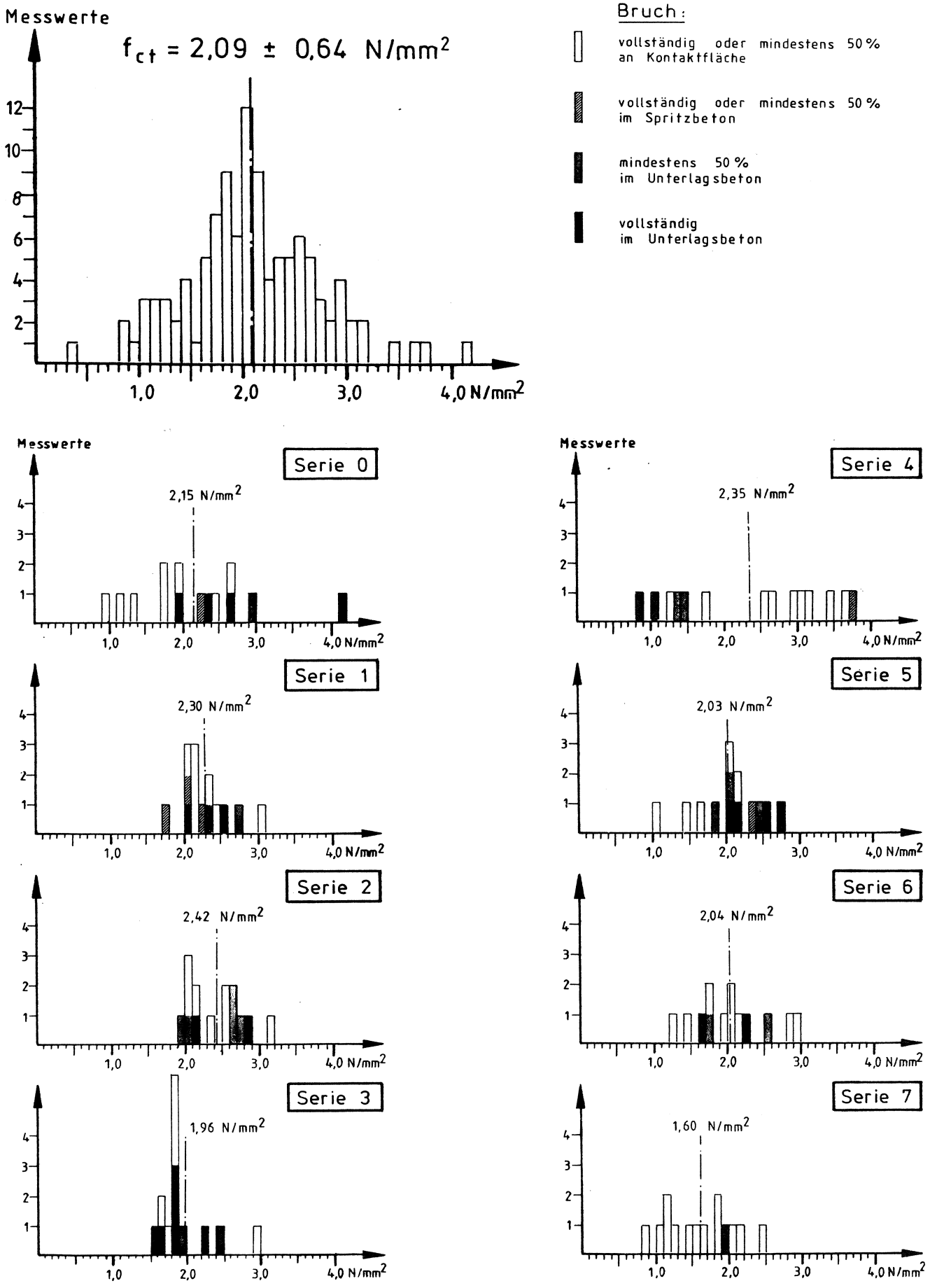


Abb. 31: 28-tägige Haftzugfestigkeiten

Abbildung 32 zeigt die ermittelten Druck- und Haftzugfestigkeiten in Abhängigkeit ihrer Erschütterungsgrössen. Diese basieren auf den effektiv gemessenen Werten in Balkenmitte.

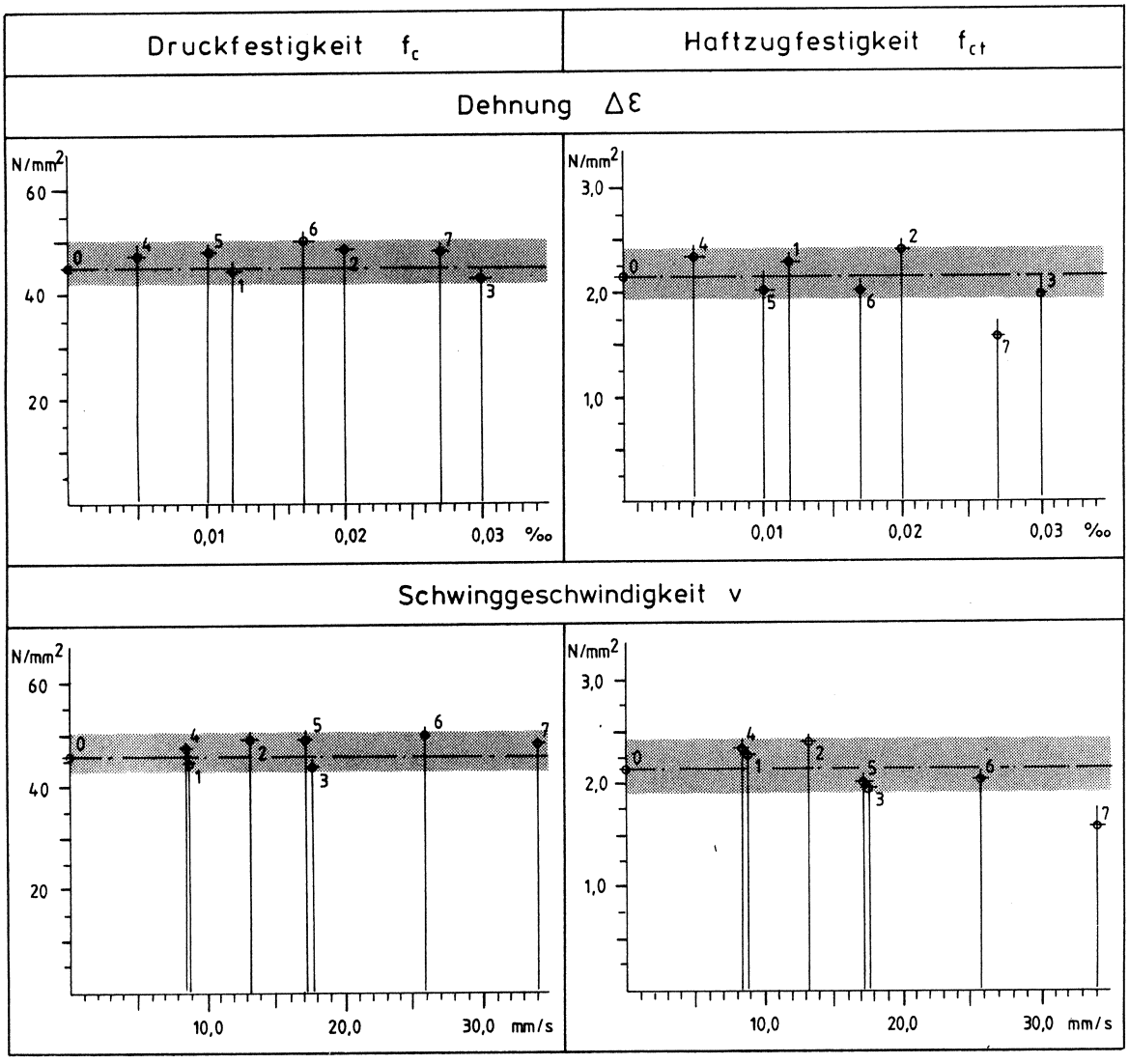


Abb. 32: Druck- und Haftzugfestigkeiten in Abhängigkeit zur Erschütterungsgrösse

Aufgrund der Resultate lässt sich folgendes feststellen:

- Der Variationskoeffizient des gesamten Probeumfanges und der Streubereich, in dem die einzelnen Mittelwerte anzutreffen sind, zeigen, dass die Druckfestigkeit nicht durch die Erschütterungsgrössen beeinflusst wird.

- Die Druckfestigkeiten erfüllen die Anforderungen eines hochwertigen Betons gemäss der SIA-Norm 162.

- Für die Haftzugfestigkeit gelten die gleichen Feststellungen wie für die Druckfestigkeit. Dass insbesondere am hochfrequenten Balken die Bruchfestigkeit beträchtlich schwankt, ist dem unterschiedlichen Haftverbund bei den symmetrisch angeordneten Querschnitten zuzuschreiben. Offensichtlich übte hier die Beschaffenheit der Auftragsfläche einen grösseren Einfluss auf den Materialverbund aus als die Erschütterungen selbst.

- Eine Ausnahme bildete beim Haftzugversuch die Serie 7, wo beide Querschnitte gleichmässigen Anteil am kleinsten Mittelwert hatten. Ausserdem fiel hier im Gegensatz zu anderen Serien auf, dass die ermittelte Bruchfestigkeit tatsächlich der Haftfestigkeit des Verbundes entsprach. Diese Sachverhalte könnten als Indiz dafür gelten, dass die Erschütterungen den Haftverbund etwas beeinträchtigten. Bei der geringen Differenz und den wenigen Messwerten ist jedoch kein sicheres Urteil möglich.

Die Gefügeanalysen

zeigen, dass durchwegs alle fünf mikroskopisch untersuchten Proben einen guten, ja sogar ausgezeichneten Verbund zwischen Spritzbeton und Unterlagsbeton aufweisen. Da zwei Proben der Serie 7 entstammen, lässt sich das erwähnte Indiz des Erschütterungseinflusses visuell nicht belegen.

Das Spritzbetongefüge selbst ist allgemein gut verdichtet und durch eine kugelig-isolierte Einzelporenbildung geprägt. Stellenweise sind Zonen mit Verdichtungsporen (Lunkern) oder gar Klaffungen (bzw. Risse) auszumachen, doch liess sich eine Abhängigkeit zum jeweiligen Erschütterungsgrad nicht feststellen. Auch eine neutrale Probe aus einem anderen Auftragsort wies dieselben örtlichen Feinlunker auf.

Bei den von Bewehrungseisen durchdrungenen Proben ist jene mit Bügel (T5) gut und vollständig mit Beton umhüllt. Bei jener mit Längsarmierung (T4) fällt dagegen in Richtung Traggrund eine deutliche Stelle mit Feinlunkern auf. Diese bemerkte man bereits beim Entnehmen der Prüfkörper, besonders der Quader, von blossem Auge. Offensichtlich hatte man den Abstand vom Längseisen zur Abschalung zu klein gewählt, weshalb sich ein ausgeprägter Spritzschatten bilden konnte.

Der Stahlausziehversuch

zeigte, dass diesem Mangel eine weit geringere Tragweite zukam, als befürchtet. Wohl erwies sich das Herausgleiten des Stahles aus dem Betonkörper als die häufigere Versagensart als das Sprengen des Probekörpers. Einen Schlupf von 0.1 mm zu erzeugen, erforderte jedoch jedesmal eine höhere Stahlspannung, als der Richtwert nach SIA 162 RL 13 vorschreibt (Abb. 33 und 34). Danach hat die charakteristische Stahlspannung einen Minimalwert aufzuweisen, welcher der 7,5-fachen Druckfestigkeit des umhüllenden Betons entspricht. Dass die Druckfestigkeiten nicht etwa zu klein waren, bezeugt die Spannweite der gemittelten Werte von 48,5 bis 61,4 N/mm^2. Diese Festigkeiten wurden jeweils 49 Tage nach der Herstellung der dritten Lage ermittelt.

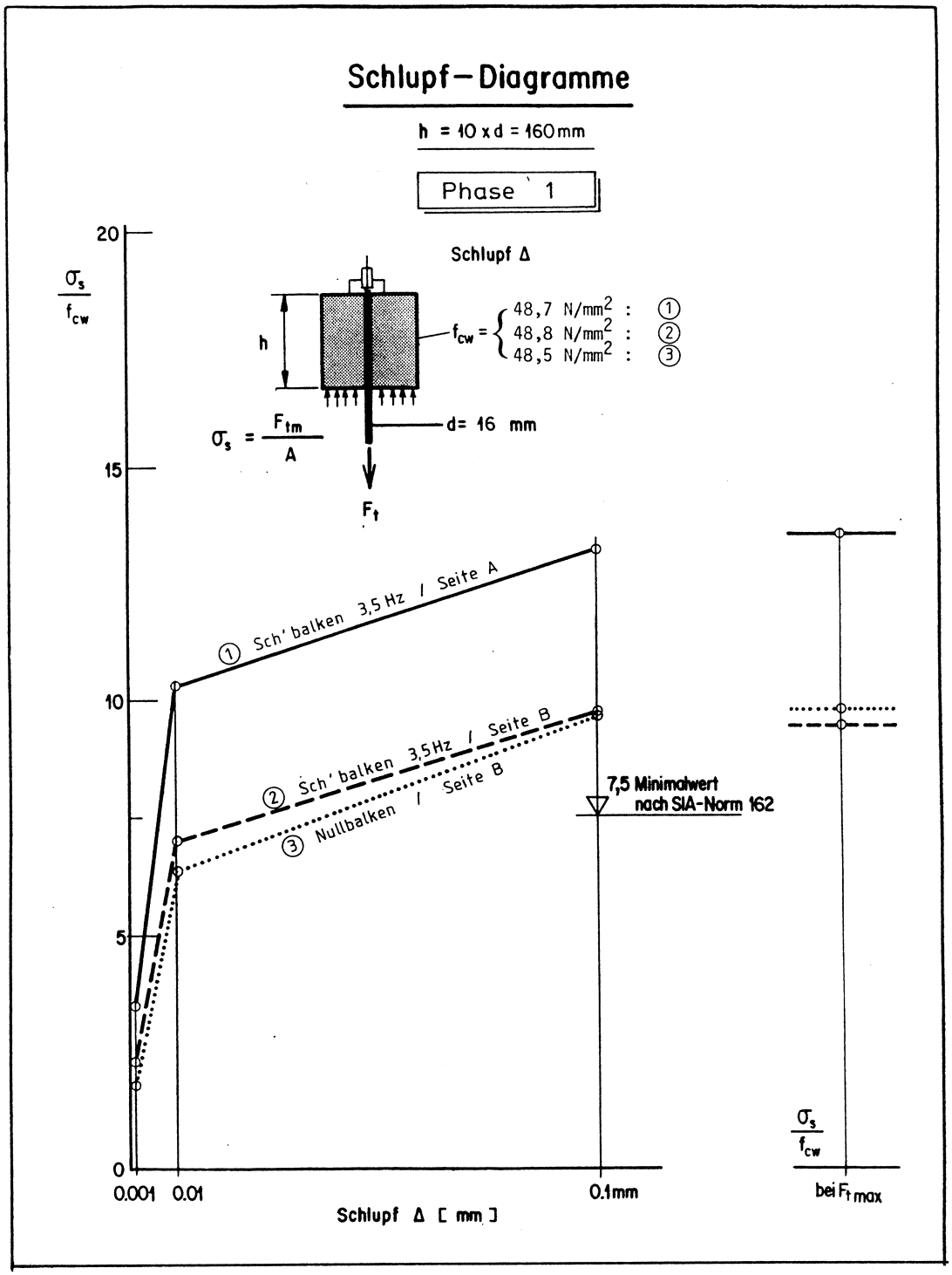


Abb. 33: Schlupf-Diagramme Phase 1

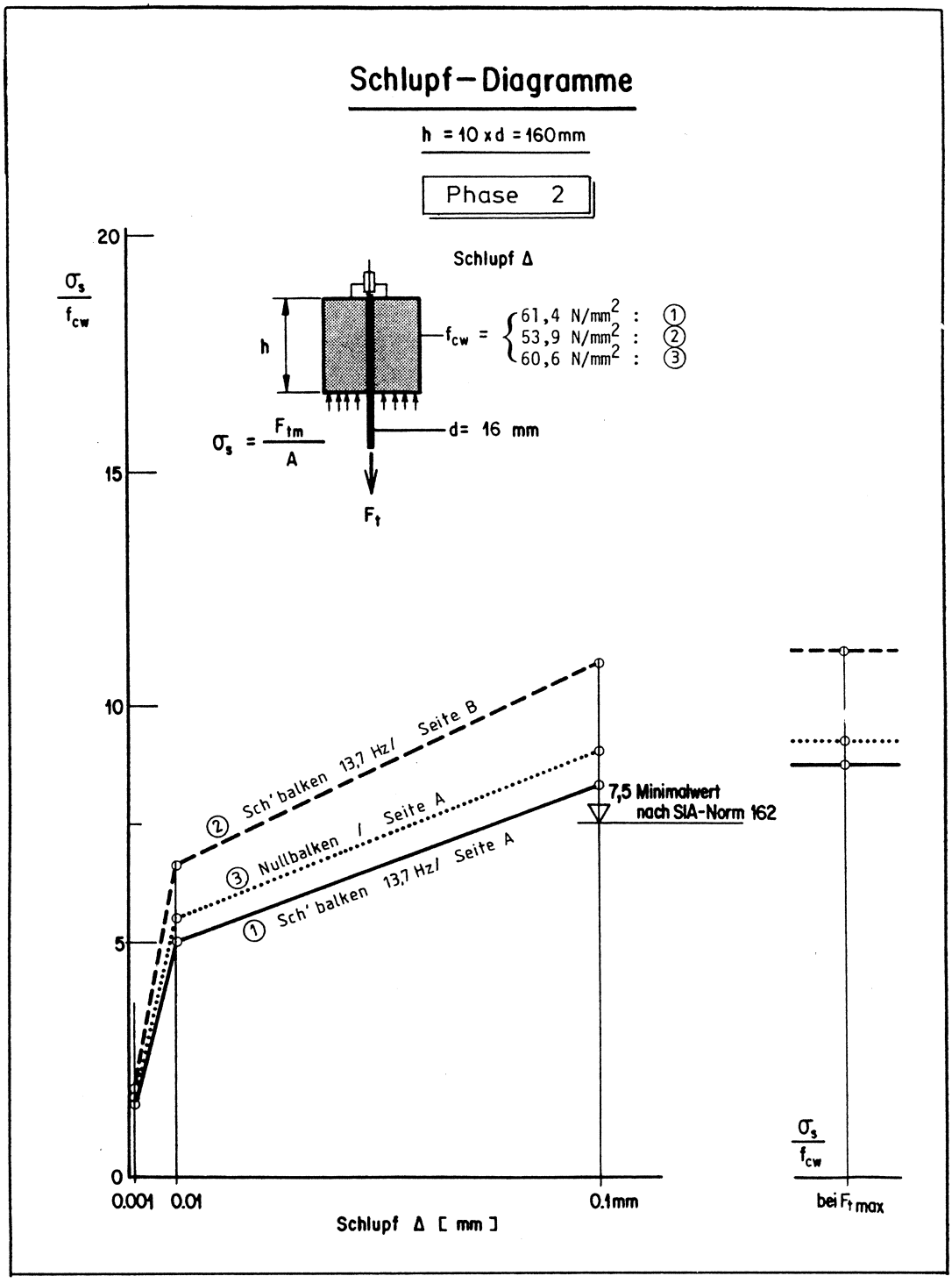


Abb. 34: Schlupf-Diagramme Phase 2

Interessanterweise wuchs die Festigkeit der Proben aus der Phase Schwingbalken 13,7 Hz weiterhin kräftig, während die Proben aus der anderen Phase, die bereits nach 28 Tagen etwas zurücklagen, bei rund 49 N/mm2 stagnierten.

Beim Stahlausziehversuch selbst bewegten sich die bezogenen Stahlspannungen zwischen 8,3 bis 13,2, wobei beim ersten Wert die hohe Druckfestigkeit von 61,4 N/mm^2, beim zweiten die etwas niedrigere von 48,7 N/mm^2 das Verhältnis beeinflusste. Untereinander waren keine Unterschiede bei den Schwingungsgrössen oder bei den unterschiedlichen Bügelabständen auszumachen.

6. UNTERSUCHUNGEN DER FIRMA ROEDL (Nürnberg/BRD)

Ausgangslage

Während der Vorbereitungsarbeiten zu den eigenen Versuchen erfuhren wir, dass eine deutsche Bauunternehmung das gleiche Problem bereits untersucht hatte. Die Untersuchung wurde jedoch nicht publiziert. Wir nahmen mit der Firma Rödl GmbH aus Nürnberg Kontakt auf, was schliesslich auch bei anderen Problemen des Spritzbetons zu einem Erfahrungsaustausch führte.

Zweck der Untersuchung

Im Gegensatz zu unserer Untersuchung, die sich der Grundlagenforschung widmete, handelte es sich bei den Untersuchungen der Firma Rödl um Eignungsprüfungen für konkrete Brückensanierungsprojekte.

Ablauf der Untersuchung

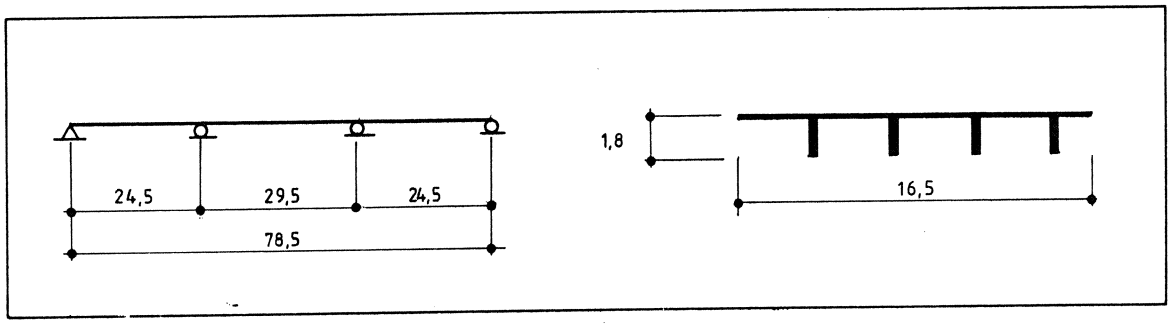
Vordergründig stand eine Messkampagne an den ausgewählten Objekten auf dem Programm, mit der das Grundbauinstitut der Landesgewerbeanstalt Bayern (LGA) beauftragt wurde. Aufgezeichnet wurde jeweils Grösse und Form der Schwingungskurve mittels einer Kette von vier elektrodynamischen Schwingungsaufnehmern vom Typ Hottinger SMU 300. Die gemessenen Schwingwege liessen sich mit einer statischen Berechnung auf ein entsprechendes Lastbild umformen, womit die resultierenden Betonrandspannungen und -dehnungen ermittelt werden konnten.

Der so erhaltene Höchstwert der Dehnungen war Ausgangswert für das Abbilden der Betonrandspannungen auf die Probebalken. Geplant waren zwei Laststufen, wobei einmal eine 1,5-fache, das andere mal eine 2,0-fache Beaufschlagung des ermittelten Ausgangswertes vorgesehen war. Der Balken mit höherer Beaufschlagung musste allerdings aufgegeben werden, da während der Einregulierung der Unwuchtmaschine durch Ueberbelastung ein feiner, durchgehender Riss im Altbeton auftrat. Demzufolge fand die Untersuchung nur noch an einem Schwingbalken (Bezeichnung III) und an einem ruhenden Nullbalken (Bezeichnung I) statt.

Gemessene Schwinggrössen

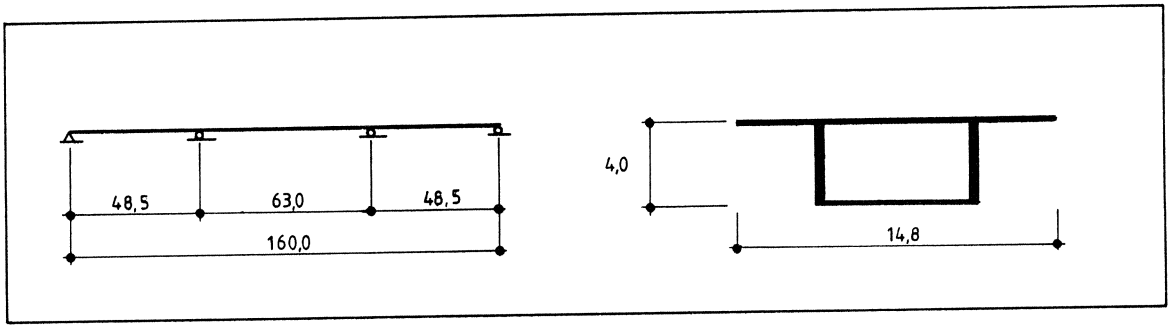
An den drei ausgewählten Brücken wurden folgende Schwinggrössen ermittelt:

. Rednitzbrücke (BAB A6 Heilbronn-Nürnberg)



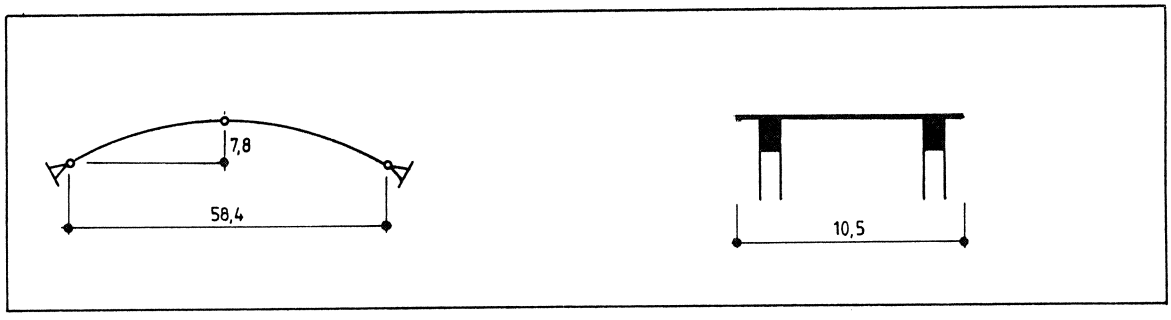
V_{max} = 12,0 mm/s
A_{max} = 0,4 mm
f = 4,8 Hz

. Talbrücke Theilheim (BAB A3 Frankfurt-Nürnberg)



V_{max} = 10,9 mm/s
A_{max} = 0,6 mm
f = 3,0 Hz

. Autobahnüberführung Weibersbrunn (BAB A3 Frankfurt-Nürnberg)



V_{max} = 7,4 mm/s
A_{max} = 0,3 mm
f = 3,9 Hz

Probebalken

Die Grösse der Probebalken richtete sich nach den erforderlichen Erschütterungsgrössen. Die aus der statischen Berechnung hervorgehende Randdehnung betrug 0.018 $^{o}/oo$: Die abgebildete Randdehnung am Schwingbalken III hatte somit einen Wert von 0.027 $^{o}/oo$ aufzuweisen. Dazu waren auch die erhobenen Schwinggeschwindigkeiten zu berücksichtigen.

Der Probebalken ist in der Abb. 35 ersichtlich. Eine massstabgetreue Abbildung der ermittelten Schwinggrössen strebte man nicht an. Das Produkt Amplitude mal Frequenz entsprach jedoch den gestellten Anforderungen der erhobenen Schwinggeschwindigkeiten. Die grösste gemessene Amplitude am längeren Kragarm von 0.09 mm und die beaufschlagte Frequenz von rund 24 Hz ergaben eine maximale Schwinggeschwindigkeit von 13,5 mm/s. Bei der Schwingbeschleunigung führte dies an gleicher Stelle zu einem Wert von rund 2 m/sec^2. Die Schwingungen wurden durch eine Umwuchtmaschine auf der Balkenoberseite in Feldmitte aufgebracht.

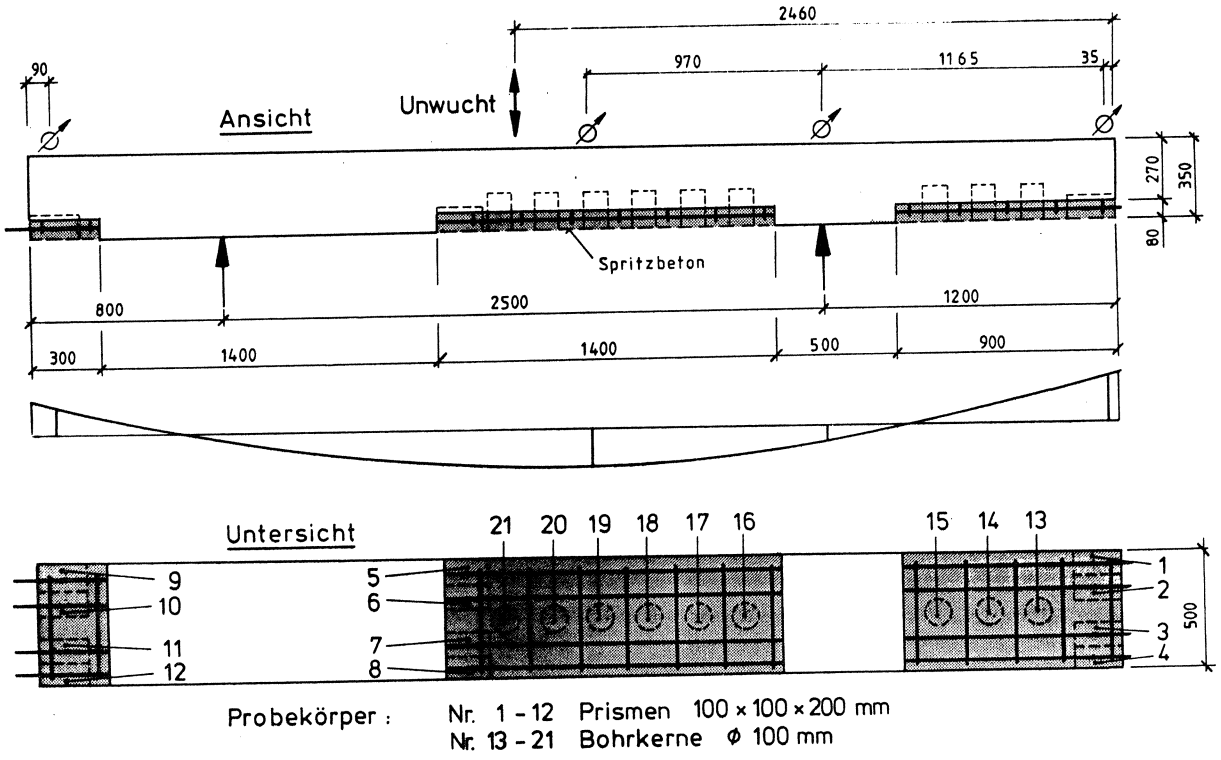


Abb. 35: Der Probebalken (Masse in mm)

Die Bewehrung lag frei. Sie bestand aus vier in Profil und Grösse unterschiedlichen Stählen: An ihnen sollte der Haftverbund im Spritzbeton geprüft werden.

Versuchsdurchführung

Die Durchführung erfolgte im Freien auf firmeneigenem Werksgelände. In der ersten Phase fand der Auftrag am vorzeitig abgebrochenen Schwingbalken und am ruhenden Balken statt, in der zweiten Phase am intakten Schwingbalken. Der Auftrag von 8 cm Spritzbeton wurde beim Nullbalken teils in drei (kurzes Endstück), teils in vier Lagen ausgeführt. Der brauchbare Schwingbalken hatte durchwegs drei Lagen. Der Auftragsrhythmus betrug für alle 24 Stunden. Der verwendete Spritzbeton entsprach laut Prüfzeugnis der LGA mit einem Mittelwert von 57 N/mm^2 im Alter von 28 Tagen der deutschen Festigkeitsklasse B 45. Jedem ersten Auftrag ging eine Vorbehandlung der Fläche mit Sandstrahlen und Vornässen voraus. Nachbehandelt wurde mit einem Abdeckzelt aus Plastikfolie, unter dem eine Wärmequelle stand, da der Versuch zur kalten Jahreszeit durchgeführt wurde.

Ergebnisse

Nach Prüfungsbericht der LGA [6] wurden folgende Ergebnisse zu den einzelnen Untersuchungen erhalten:

- Druckfestigkeiten
  (an Bohrkernen ⌀ 100 mm x 100 mm)

Prüftag: 21.7.82 Prüfalter: ca. 4 Monate Prüfzustand: lufttrocken

Proben-Nr.	Spritzbetondicke in mm		Betonrohdichte kg/m³		Druckfestigkeit N/mm²	
	Nullbalk.	Schwingbalk.	Nullbalk.	Schwingbalk.	Nullbalk.	Schwingbalk.
I/13 III/13	77-97	80-100	2290	2280	51	53
I/15 III/15	85-96	81-91	2300	2300	61	62
I/17 III/17	96-180	84-100	2210	2260	54	62
I/19 III/19	97-100	100	2290	2300	58	57
I/21 III/21	90-100	95-100	2270	2310	57	65
				Mittelwerte:	56	60

- Haftfestigkeiten
  (an Bohrkernen Ø 100 mm x 150 mm)

Proben-Nr.	Spritzbetondicke in mm		Prüfalter[1] Tg.		Abreißfestigkeit N/mm²		Abriß erfolgte	
	Nullbalk.	Schwingbalk.	Nullbalk.	Schwingbalk.	Nullbalk.	Schwingbalk.	Nullbalken	Schwingbalken
I/14 III/14	80-100	78-90	182	163	1,49	1,53	im Spritzbeton nahe Stahlplatte	im Spritzbeton nahe Stahlplatte
I/16 III/16	97-104	70-98	163	113	1,64	0,41	im Spritzbeton nahe Stahlplatte	in Probenmitte 60% Altbeton- 40% Fuge
I/18 III/18	87-109	95-115	163	113	1,54	1,04	im Altbeton nahe Stahlplatte	in Probenmitte im Spritzbeton [2]
I/20 III/20	91-111	110-125	163	119	1,61	1,32	im Spritzbeton nahe Stahlplatte	im Altbeton nahe Stahlplatte
				Mittelwerte:	1,57	1,08		

Eine Nachprüfung an neuen Bohrkernen erfolgte hierauf infolge mangelnder Aussagekraft der zu wenigen Stichproben und den grossen Streuungen. Die ergänzenden Prüfungen am Schwingbalken ergaben:

Proben-Nr.	Entnahmestelle 1)	Spritzbetondicke in mm	Prüfalter Tage	Abreißfestigkeit N/mm²	Abriß erfolgte
1	mittl.Bereich	8o - 1oo	716	1,64	im Altbeton
2	mittl.Bereich	1o5 - 12o	716	1,83	ca. 3o % i.d. Verbundfuge und ca. 7o % im Altbeton
3	mittl.Bereich	95 - 1oo	716	1,72	im Altbeton, nahe der Stahlplatte
4	mittl.Bereich	95 - 11o	716	1,73	im Spritzbeton *) nahe der Stahlplatte
5	äußerer Bereich	8o - 85	716	1,8o	im Spritzbeton *) nahe der Stahlplatte
6	äußerer Bereich	8o - 9o	716	1,81	im Altbeton, nahe der Fuge
7	äußerer Bereich	8o - 95	716	1,84	im Altbeton, nahe der Stahlplatte
Mittelwert:				1,77	

- Stahlausziehfestigkeit

Die entnommenen Prismen wurden nochmals in eine Form 200 x 200 mm einbetoniert, so dass die Stähle zentrisch gebettet waren und alle Prüfkörper die gleichen Abmessungen aufwiesen. Die herausragenden Stähle wurden durch eine stumpfe Anschweissung verlängert.

Probenbez.	Balkenart	Einbeton. Stahlsorte	Nenn Ø mm	Schlupf 3) mm	zugehörige Zuglast in kN	Höchstlast kN	Bemerkung
I/1	Null	glatter Rundstahl	20	0,004 *)	97,50	98,20	Stab herausgezogen
III/1	Schwing	glatter Rundstahl	20	0,004	93,75	96,60	Stab herausgezogen
I/2	Null	Stahl mit Schrägrippen	20	0,004	135,00	135,44	Stahlbruch 4)
III/2	Schwing	Stahl mit Schrägrippen	20	0,004	91,50	130,00	Stahlbruch 4)
I/4	Null	Stahl mit Schrägrippen	10	0,004	40,00	44,64	Stahlbruch Schweißstelle 5)
III/4	Schwing	Stahl mit Schrägrippen	10	0,004	44,10	45,00	Stahlbruch Schweißstelle 5)
I/9	Null	glatter Rundstahl	20	0,004	92,50	96,00	Stab herausgezogen
III/9	Schwing	glatter Rundstahl	20	0,004	96,75	99,17	Stab herausgezogen
I/11	Null	Stahl mit Querrippen	22	0,004	87,00	131,00	Stahlbruch 4)
III/11	Schwing	Stahl mit Querrippen	22	ohne Schlupferscheinung		130,00	Stahlbruch 4)
I/12	Null	Stahl mit Schrägrippen	10	0,004	40,75	43,07	Stahlbruch Schweißstelle 5)
III/12	Schwing	Stahl mit Schrägrippen	10	0,004	41,75	50,08	Stahlbruch Schweißstelle 5)
I/3 1)	Null	Stahl mit Querrippen	22	0,004	116,60	130,60	Stahlbruch 4)
III/10 2)	Schwing	Stahl mit Schrägrippen	20	0,004	92,00	131,00	Stahlbruch 4)

Zusammengefasst wird im Prüfbericht festgehalten:

1. Durch die Schwingungen wurde die Druckfestigkeit des angespritzten Betons nicht beeinträchtigt. Bei 5 Parallelproben ergab sich im Mittel beim ruhenden Balken eine Druckfestigkeit von 56 N/mm^2 und beim schwingenden Balken von 60 N/mm^2, jeweils im Alter von ca. 4 Monaten.

2. Die Prüfungen auf Haftfestigkeit (Abreissfestigkeit) zwischen Spritzbeton und Altbeton im Vergleich ruhender Balken zu schwingendem Balken (4 Parallelproben) erlaubten keine eindeutige Aussage, weder in der einen noch in der anderen Richtung. Der Grund hierfür war, dass aus prüftechnischen Gegebenheiten die Prüfalter nicht gleich waren und weil wegen der bei Abreissprüfungen naturgemäss grösseren Streuungen nur 4 Versuche für eine massgebliche Beurteilung zu wenig waren.

Im Nachtrag der ergänzenden Prüfungen:

Die neuerlichen, ergänzenden Abreissversuche ergaben im Alter von rd. 2 Jahren ziemlich gleichmässige relativ hohe Werte

zwischen 1,64 und 1,84 N/mm^2, im Mittel 1,77 N/mm^2.

Sie haben gezeigt, dass durch die Schwingungen eine Ablockerung bzw. eine weniger feste Zone zwischen Altbeton und Spritzbeton nicht entstanden war.

3. Bei den Ausziehversuchen von verschiedenen Betonstählen aus dem Spritzbeton des ruhenden Balkens und des schwingenden Balkens (6 Parallelproben) wurde ein negativer Einfluss der Schwingungen nicht festgestellt. Die Haftung der Stähle im Spritzbeton war bei beiden Arten der Versuche so gut, dass, ausgenommen bei den glatten Rundstählen, jeweils ein Bruch im Stahlquerschnitt bzw. an Schweissstellen des Stahles erfolgte, ohne dass der jeweilige Stahl herausgezogen werden konnte.

Es gilt anzufügen, dass die hier gewonnen Haftzugfestigkeiten sich nicht mit den eigenen Ergebnissen vergleichen lassen. Einerseits lagen grössere Querschnittsflächen vor, andererseits längere Prüfkörper. Die Wahrscheinlichkeit, auf eine Fehlstelle zu treffen, war somit um einiges grösser. So gesehen sind Festigkeiten über 1.0 N/mm2 als genügend, über 1.5 N/mm2 als gut zu bewerten (gemäss LGA).

Der hier verwendete Begriff "Abreissfestigkeit" deckt sich hingegen mit der in der Schweiz gebräuchlichen "Haftzugfestigkeit". Die Versuche wurden ebenfalls an Bohrkernen mit aufgeklebten Stahlplatten und einer kardanisch-gelenkigen Zugvorrichtung ausgeführt.

7. SYNTHESE DER VERSUCHSERGEBNISSE

Die Untersuchung zum vorliegenden Bericht befasste sich mit dem Einfluss der Verkehrserschütterungen auf die Spritzbetonqualität bei Brückensanierungen. Zur Ermittlung des Untersuchungsergebnisses konnte auf drei Einzelversuche zu gleicher Problemstellung zurückgegriffen werden. Zwei fanden an Modellträgern statt, einer wurde unter realen Bedingungen an einer stark befahrenen Autobahnbrücke durchgeführt. Der Versuch an der Brücke sowie einer der Modellversuche wickelten sich im Rahmen des IBETH-Forschungsvorhabens "Spritzbeton und seine Eigenschaften" ab. Die dritte Untersuchung wurde von der Bauunternehmung Rödl in Nürnberg vorgenommen und verstand sich als Eignungsprüfung für geplante Brückensanierungen. Ihre Ergebnisse konnten hier übernommen werden. Ermittelt wurde jeweils die Druckfestigkeit des Spritzbetons, seine Haftzugfestigkeit an der Unterlage sowie teilweise die Stahlausziehfestigkeit der eingespritzten Bewehrung.

Es kann festgestellt werden, dass die Erschütterungen sich bei keinem der Einzelversuche nachteilig auf die Spritzbetoneigenschaften auswirkten.

Keine Anzeichen einer äusseren Einwirkung waren beim Druck- und Stahlausziehversuch zu erkennen.

Der Spritzbeton liess sich durchwegs mit einem hochwertigen Beton nach SIA-Norm 162 (bzw. einem Beton der Festigkeitsklasse B 45 nach DIN-Norm 1045 beim Rödl-Versuch) vergleichen.

Die Stahlausziehfestigkeiten genügten beim IBETH-Modellversuch den Anforderungen der Richtlinie 13 aus der SIA-Norm 162. Beim Rödl-Versuch waren die Stahlausziehfestigkeiten bei erschütterten und nicht erschütterten Proben gleich.

Beim Haftzugversuch sind unterschiedliche Festigkeitswerte nicht ausgeblieben. Solche Schwankungen im Haftverbund sind jedoch für das Aufbringen von Spritzbeton auf eine Unterlage üblich. Sie beruhen auf der Zusammenwirkung vielfältiger Einflussfaktoren während der Ausführung. Oertliche Unterschiede in der Beschaffenheit der Auftragsfläche machen sich gleichermassen bemerkbar wie der nicht immer gleich aufgetragene Spritzbeton. So gesehen waren keine abweichenden Festigkeitswerte zu

erkennen, die nicht den üblichen Streuungen zuzurechnen waren. Bei einem Ergebnis der Haftzugversuche liess sich ein Indiz für einen Erschütterungseinfluss anhand einer mikroskopischen Gefügeanalyse nicht erhärten. Man konnte schliesslich feststellen, dass die gemittelten Haftzugfestigkeiten trotz der aufgetretenen Streuungen als gut zu bezeichnen waren.

Dass sich eine der aufgespritzten Versuchsplatten bei der Brücke Zunzgen nach einem halben Jahr vollständig löste, konnte nicht auf den Erschütterungseinfluss zurückgeführt werden. Versuchsplatten mit vergleichbaren Erschütterungseinwirkungen waren vom mangelnden Haftverbund nicht betroffen (siehe Kapitel 8).

Die untersuchten Erschütterungen umfassten häufig auftretende Schwinganregungsfälle mit Frequenzen im Bereich von 2 bis 5 Hz, jedoch auch seltenere Anregungen zwischen 10 und 15 Hz. Bei den Schwingungen im höheren Frequenzbereich, hier an einem Balken mit 13.7 Hz Frequenzbeaufschlagung untersucht, erreichten die Schwingbeschleunigungen ihre maximale Grösse. Sie machte etwa einen Drittel der Erdbeschleunigung aus. Die entsprechende Schwinggeschwindigkeit wies einen Wert von rund 30 mm/s auf. Die wechselnden Dehnungen an der Kontaktfläche betrugen beim gleichen Versuch angenähert 0.03 %o. Die Erschütterungen am Brückenversuch in Zunzgen fielen dagegen bescheidener aus. Es liess sich dort eine Grundfrequenz von 2.8 Hz feststellen, was auch zu entsprechend niedrigeren Schwinggrössen führte. Die Dehnungen waren ebenfalls kleiner.

Als abschliessende Beurteilung kann festgehalten werden, dass Erschütterungen, wie sie hier aufgetreten sind, die Spritzbetonqualität nicht in Frage stellen. Dies deckt sich mit den am Schalbeton gewonnen Feststellungen von Bonzel und Schmidt, die den Erschütterungen bis zu einer Grösse von 20 mm/s eine Einflussnahme auf die Betonfestigkeit absprechen. Dem Haftverbund ist jedoch in jedem Fall, ob Erschütterungen vorhanden sind oder nicht, eine besondere Beachtung zu schenken. Konstruktive Massnahmen, wie das Einleiten von stetig verteilten Schubkräften an der Kontaktfläche, das Einlegen einer Netzarmierung in den Spritzbeton und eine eventuelle Verdübelung der Armierung in der Unterlage können die Gefahr einer Beeinträchtigung des Haftverbundes weiter vermindern.

SYNTHESE DES RESULTATS DES ESSAIS

Les travaux de recherche qui ont mené au présent rapport concernent les projets d'assainissement de ponts-route et ont pour objet l'étude de l'effet des vibrations dûes au traffic sur la qualité du béton projeté. Trois séries d'essais indépendantes, portant sur le même sujet, ont permis la mise au point des résultats. Deux essais ont été effectués sur des poutres-modèles, le troisième a été effectué sur un pont-route fortement fréquenté dans des conditions réelles d'application. L'essai effectué sur le pont ainsi que l'un des essais à modèle ont été réalisés dans le cadre du projet de recherche "Le béton projeté et ses qualités" de l'IBETH. La troisième série d'essais a été réalisée par l'entreprise de construction Rödl à Nürnberg (RFA) dans le but de vérifier l'aptitude du béton projeté pour des projets d'assainissement de ponts. Les résultats ont pu être repris pour la présente recherche. Les propriétés suivantes ont été mises à l'essai: la résistance à la compression, l'adhésivité à la surface d'accrochage ainsi que, pour certains essais, la résistance à l'arrachage de l'armature.

Il peut être retenu que, pour l'ensemble des essais, il n'était pas possible de conclure sur une éventuelle influence négative des vibrations sur la qualité du béton projeté.

Aucune influence dûe aux forces extérieures n'a pu être mise en évidence à l'analyse de la résistance à l'arrachage de l'armature.

Les qualités du béton projeté ont toutefois atteint celles d'un béton de haute qualité défini par la norme SIA 162 (resp. celles d'un béton B45 selon la norme DIN 1045).

Les résistances à l'arrachage ont suffi aux exigences de la directive 13 de la norme 162. Dans le cas des essais Rödl, la résistance à l'arrachage des échantillons soumis aux vibrations du traffic correspondait à celle des échantillons non-sollicités.

Les essais d'adhésivité ont fait apparaître une certaine variation des résultats. Il s'agit cependant de variations normales pour l'application de béton projeté sur une surface d'accrochage. Cet effet est dû à

l'influence simultanée de nombreux facteurs lors de l'exécution des travaux. Des variations locales de l'état de la surface d'accrochage apparaissent à même titre que les épaisseurs localement différentes des couches d'application. Compte tenu de ces circonstances, il n'était pas possible de mettre en évidence des variations des valeurs limites ne pouvant être attribuées aux écarts normaux des résultats. Le résultat d'un des essais d'adhésivité aurait pu indiquer un rapport avec l'influence des vibrations, cependant, l'analyse de la texture microscopique n'a pas confirmé cette hypothèse. En plus il a pu être retenu qu'en moyenne, les résultats des essais d'adhésivité ont donné de bons résultats.

Le fait, que l'une des plaques d'essai se soit complètement détachée de la surface d'accrochage lors des essais au pont de Zunzgen, n'a pu être mis en rapport avec l'influence des vibrations. D'autres échantillons soumis à des vibrations comparables n'ont pas fait apparaître une adhésivité réduite.

Les vibrations analysées provenaient en grande partie de sources émettrices à fréquence comprise entre 2 et 5 Hz ce qui représente le cas normal, cependant, le cas plus rare de fréquences comprises entre 10 et 15 Hz a également été pris en considération. L'accélération du mouvement vibratoire a atteint une valeur maximale pour les fréquences plus élevées; le cas étudié dans ce contexte était celui d'une poutre sollicitée par des vibrations d'une fréquence de 13,7 Hz. La valeur de cette accélération correspondait à environ 1/3 de l'accélération terrestre. La vitesse d'oscillation a alors atteint une valeur de 30 mm/sec. La variation des dilatations à la surface de contact était de 0,03 mm pour ce même essai.

Par contre, les influences des vibrations étaient plus faibles pour l'essai au pont de Zunzgen. La fréquence de base était de 2,8 Hz ce qui a provoqué des oscillations plus faibles. Les dilatations étaient également plus petites.

La conclusion à tirer de la présente étude est celle, que les vibrations, telles qu'elles ont été analysées dans le cadre de ce projet de recherche, n'ont pas mis en doute la qualité du béton projeté. L'étude menée par Bonzel et Schmidt sur le béton coulé parvient à une conclusion semblable, à savoir que les vibrations de vitesse

d'oscillation inférieure à 20 mm/sec n'ont pas d'influence sur la résistance du béton. Il est cependant important de mesurer beaucoup d'importance à l'adhésivité, indépendamment s'il y a présence de vibrations ou non. Des mesures constructives, comme par exemple l'introduction impeccable de l'effort tranchant dans le béton projeté, la pose d'une armature en treillis et un goujonnage éventuel de l'armature au support, peuvent réduire considérablement le risque d'une dimunition de l'adhésivité.

8. ERGAENZENDE FESTSTELLUNGEN ACHT MONATE NACH DEN BRUECKENVERSUCHEN ZUNZGEN

Rund acht Monate nach den Versuchen löste sich die Versuchsplatte OO/V vollständig vom Bauwerk. Die Trennung erfolgte durchgehend an der Kontaktfläche, so dass die sandgestrahlte Unterlage wieder deutlich zu erkennen war.

Nach diesem Vorfall entschloss man sich, die restlichen Versuchsplatten ebenfalls zu entfernen. Leider geschah der Abbruch so schnell, dass von diesen Platten keine Handstücke mehr gerettet werden konnten.

Beim Abspitzen mit einem Spitzhammer liess sich immerhin folgendes feststellen:

- Die restlichen Platten hafteten weiterhin gut am Bauwerk.

- Für das Abspitzen der drei restlichen Platten im Querschnitt V benötigte man im Durchschnitt 17 Minuten, im Querschnitt H 26 Minuten, entsprechend 0.11 Std. bzw. 0.17 Std. je Quadratmeter.

- Die Randpartien der Versuchsplatten schienen allgemein leichter lösbar als die inneren Zonen.

Der erhebliche Aufwand für das Entfernen der restlichen Platten zeigt, dass das Ablösen des Versuchsmusters OO/V offensichtlich eine Ausnahme war. Von Interesse scheint, dass im Querschnitt V der Verbund allgemein etwas schwächer war als im Querschnitt H.

Von der abgelösten Versuchsplatte liess sich in Auftragsstärke ein Handstück von rund 420 cm^2 Grundfläche sicherstellen. Dank dem seitlich sichtbaren Abdruck der Abschalung konnte es der Randzone des Musters zugeordnet werden. Eine mikroskopische Untersuchung des Handstückes an der EMPA ergab folgendes:

- Das Spritzbetongefüge war fest und kompakt, die Kornbindung sehr hoch.

- Die Ablösefläche (Kontaktfläche) war grösstenteils von einer 0.2 bis 0.3 mm dicken Sinterhaut belegt, die neben viel Fillerkorn unter 0.1 mm sehr stark überhydratisierten und karbonisierten Zement aufwies.

- Die Abdrücke grösserer Kieskörner der Untersicht des Konstruktionsbetons wiesen zahlreiche netzartig verteilte Schwindmikrorisse auf. Die Kornbindung dieser Haut war schwach, was ein brüchiges, hoch kapillarporöses Gefüge bewirkte.

An der abgespitzten Fläche der benachbarten Probe 07/V liess sich nachträglich aus der Brückenuntersicht ein etwa 30 cm^2 grosses, nur 3 bis 10 mm dickes, durch das Abspitzen bereits vorgelockertes Materialstück heraustrennen. Es bestand zu zwei Dritteln aus Konstruktionsbeton und zu einem Drittel aus noch haftendem Spritzbeton. Die mikroskopische Analyse stellte eine sehr hohe Kornbindung und ein ungewöhnlich dichtes Gefüge des Konstruktionsbetons fest. Weiter war dort, wo der Spritzbeton noch innig haftete, keine Sinterhaut festzustellen. Daneben war sie jedoch stellenweise wieder vorhanden.

Der Untersuchungsbericht kommt zum Schluss, dass das Ablösen einer Spritzbetonplatte eindeutig auf die vorhandene Zementmilchhaut zurückzuführen ist. Es ist anzunehmen, dass sich der Zementleim beim Auftreffen des Spritzstrahles nur ungenügend mit der aufgerauhten Betonfläche der Brückenuntersicht verbunden hat. Die Ursache war vermutlich eine zu nasse Altbetonfläche: Gemäss EMPA-Bericht wäre es durchaus denkbar, dass diese auch auf das dichte, wenig saugfähige Gefüge des Altbetons (10 - 20 s Aufsaugzeit für Wassertropfen von ca. 50 mg) zurückzuführen war.

Dass die Haftung schliesslich an der ganzen Kontaktfläche nachliess, ist wahrscheinlich dem Schwinden und der Plattengeometrie zuzuschreiben. Da es sich beim aufgebrachten Spritzbeton um "Versuchsplatten" handelte, die man wieder entfernen wollte, wiesen sie für das Schwinden eher ungünstige Proportionen auf: Sie massen 2.00 x 1.25 m, wie-

sen jedoch eine effektive Stärke bis 8,5 cm auf. Da der Spritzbeton selber sehr kompakt und fest war, ist anzunehmen, dass die Verformungen vor allem in der weichen Zementmilchhaut auftraten. Zudem ist davon auszugehen, dass die Plattenform das Abschälen vom geraden Rand her begünstigte, wo konzentrierte Scher- und Zugspannungen auftraten. So deutet die karbonatisierte Zementmilchhaut des vom Rand her stammenden Bruchstückes darauf hin, dass die Ablösung aussen begonnen hat. Die völlige Ablösung musste schliesslich erfolgen, als das Eigengewicht der Platte das Haftvermögen überschritt. Dabei dürften auch die Schwingungen der Brücke mitgewirkt haben. Mit dieser Theorie liesse sich auch erklären, warum die Haftzugfestigkeit nach 28 Tagen noch sehr hoch war. Es kann nämlich angenommen werden, dass erst das Schwinden die Zementmilchhaut in ein brüchiges, poröses Gefüge umwandelte, das die Kornbindung schwächte.

Abschliessend sei festgestellt, dass die Ablösung der Platte offensichtlich darauf zurückzuführen ist, dass der Auftrag der ersten Spritzbetonschicht auf eine zu nasse Altbetonfläche erfolgte. Die Erschütterungen, denen der Versuch galt, haben den Vorfall nicht bewirkt, sondern höchstens gefördert. Zudem ist zu bedenken, dass Form und Auftragsstärke der Spritzbetonmuster nur versuchs- und prüftechnischen Ueberlegungen entsprangen. Deshalb waren **die Platten weder armiert noch konstruktiv mit dem Altbeton verbunden.** Bei einer praktischen Anwendung würde unter vergleichbaren Voraussetzungen eine so starke Spritzbetonschicht selbstverständlich armiert und mit dem Altbeton verdübelt.

9. K O S T E N

1) FELDVERSUCH BRUECKE ZUNZGEN

- Feldarbeit:	47'000.-	
. Löhne, Material, Geräte, Transporte . Messungen		
- Laboruntersuchungen:	10'000.-	
. Druckversuche . Haftzugversuche		
- Konzept und Vorbereitung	5'000.-	
T O T A L		62'000.-

2) MODELLVERSUCH AN BALKEN

- Feldarbeit:	48'000.-	
. Löhne, Material, Geräte, Transporte		
- Laboruntersuchungen:	24'000.-	
. Druck-/Haftzugversuche . Stahlausziehversuche . Gefügeanalysen		
- Installationen:	47'000.-	
. Versuchsbalken . Auflagerung . Schwingerzeugung		
- Konzept und Vorbereitung	16'000.-	
T O T A L		135'000.-

3) BERICHT	25'000.-	
. Auswertung und Interpretation der Ergebnisse . Verfassen des Berichtes . Druck / Fotos		
T O T A L		25'000.-
G E S A M T T O T A L		222'000.-

Diese Kosten wurden getragen von:

- Firma Laich SA, Avegno	42'000.-
- Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschung auf dem Gebiet des Beton- und Eisenbetonbaues des Vereins Schweiz. Kalk- und Gipsfabrikanten (VSZKG)	20'000.-
- Bundesamt für Strassenbau (ASB) und Kanton Baselland	80'000.-
- EMPA	12'000.-
- ETH Zürich	68'000.-
	222'000.-

10. L I T E R A T U R V E R Z E I C H N I S

[1] R. Cantieni:
Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken in der Schweiz.
60 Jahre Erfahrung der EMPA, Forschungs- und Arbeitsberichte Abt. 116, Massivbau, Bericht Nr. 116/1.

[2] Untersuchungen an der Brücke Leine-Rhume-Flutmulde der Autobahn A7, Prüfung von Sanierungsmassnahmen, u.a. mit Spritzbeton, Untersuchungsbericht 80 128.
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig.

[3] J. Bonzel, M. Schmidt:
Einfluss von Erschütterungen auf frischen und jungem Beton, Beton, Hefte 9 und 10/80.

[4] G. König, H. Weigler, J. Stülb:
Nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich durch bewehrte Betonlaschen.
Einbringen und Erhärten des Betons unter rollendem Verkehr, Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Heft 378/83.

[5] VDI-Richtlinie 2057:
Beurteilung der Einwirkung mechanischer Schwingungen auf den Menschen,
Mai 87.

[6] Prüfungsbericht Nr. 125 520:
Feststellungen und Materialprüfungen bei Spritzbetonarbeiten an schwingenden Stahlbetonarbeiten,
Landesgewerbeanstalt Bayern, Materialprüfungsamt Nürnberg, 1983/84.

Bildnachweis:
Abb. 13: Firma E. Laich SA
Restliche Fotos: IBETH

11. ANHANG

(A1) Beispiel einer Druckfestigkeitsbestimmung:
Feldversuche Brücke Zunzgen Probe 00/V

(A2) Beispiel einer Haftzugfestigkeitsbestimmung:
Feldversuch Brücke Zungen Prove 00/V

(A3) Ausschnitte von Messstreifen beim
Feldversuch Brücke Zunzgen:
Messstellen 1-4 :
- oben Dehnungen
- unten Schwinggeschwindigkeit

(A4) Beispiel einer Stahlausziehfestigkeitsbestimmung
(Proben Schwingbalken 13,7 Hz)

(A5) Beispiel einer Gefügeanalyse
(Proben T1, T2, T3)

(A6) 8 Monate nach Versuchsdurchführung an der Brücke Zunzgen:
Ansichten der Kontaktflächen nach Entfernung der Versuchsplatten

A1

CH - 7320 Sargans
Postfach 147
Telefon 085 3 19 22
Telex 855525TMTCH

Beton- und Felslabor der

versuchsstollen hagerbach ag

Prüfbericht Druckfestigkeit

U.Nr. 360.1111.1/E5

Auftraggeber: Kanton BL, Bau- und Landwirtschaftsdirektion, 4410 Liestal

Bauobjekt: Nationalstrasse N2, Sanierung Viadukt Zunzgen

Bauteil: Bohrkernuntersuchungen, Serie 1 K.Nr. 360.111

Proben eingeliefert durch: Fa. Läich SA, Avegno am 25.9.1986

Angaben zum Baustoff

Herstellungsdatum: 3.-5.9.1986

☐ Beton ☐ Mörtel ☒ Spritzbeton ☐ Fels: _____

Zement ☐ PC ☐ HPC ☐ _____ Dosierung: 350 kg/1000 lt. Kiessand

Zusatzmittel: Keine Dosierung: _____

Zusatzmittel: _____ Dosierung: _____

Zusatzstoff: ☐ HK ☐ _____ Dosierung: _____

Zuschlagstoffe: Kiessand 0-8 mm

Korngrösse	Menge	Gew. %	Vol. %
0 - ___ mm	___ kg	___ %	___ %
___ - ___ mm	___ kg	___ %	___ %
___ - ___ mm	___ kg	___ %	___ %
___ - ___ mm	___ kg	___ %	___ %

Herkunftsort: _____

☐ Rundmaterial ☐ Gebrochenes Material

☐ _____

☐ geschätzte ☐ gemessene Feuchte: _____ %

Wasserzugabe: _____ Liter / _____ ☐ geschätzter ☐ gemessener WZ: _____

Konsistenz: ☐ erdfeucht ☐ steifplastisch ☐ plastisch ☐ weichplastisch ☐ flüssig

Mischung: ☐ von Hand ☐ maschinell Typ: _____ Nassmischzeit: _____ Sek.

Nassraumgewicht verdichtet: _____ kg/dm³ Luftgehalt verdichtet: _____ Vol. %

Einbau und Verdichtung: ☐ Kübel ☐ Pumpe ☐ Förderband ☐ vibriert ☐ gestampft

Probekörper: ☐ Würfel ☐ Prisma ☐ Zylinder ☐ _____ ☒ Bohrkern aus Bauobjekt

Probenlagerung auf Baustelle: _____

Probenlagerung im Labor: Beton etc. bei 20°C und 90% relativer Luftfeuchtigkeit

Druckfestigkeitsprüfung

Prüfdatum: 2.10.1986, Bu

Prüfkörper-bezeichnung	Prüf-alter Tage	Abmessungen Länge mm	Breite ø mm	Höhe mm	Gewicht kg	Roh-dichte kg/dm³	Druck-fläche mm²	Bruch-kraft kN	Druck-festigkeit N/mm²
00 / V 16	28		50^{7}	50	0.227	2.25	2'019	90.7	44.9
17	28		50^{7}	49^{7}	0.225^{5}	2.25	2'019	92.0	45.6
18	28		50^{7}	50	0.226^{5}	2.24	2'019	88.7	43.9
19	28		50^{7}	50	0.227^{5}	2.25	2'019	97.2	48.1
20	28		50^{7}	50	0.226^{5}	2.24	2'019	90.3	44.7
21	28		50^{7}	49^{8}	0.226	2.25	2'019	89.2	44.2

Sargans, 7.10.1986

versuchsstollen hagerbach ag

i.V. Gola

A2

Auftraggeber: Kanton BL, Bau- und Landwirtschaftsdirektion, 4410 Liestal
Bauobjekt: Nationalstrasse N2, Sanierung Zunzgen
Bauteil: Bohrkernuntersuchungen, Serie 1 — K. Nr. 360.111

U. Nr. 360.1111.1/E3
U. Datum: 2.10.1986
Ausgeführt: Bu

Untergrund — Baustoff: Beton PC 300 — Alter: 19 Jahre
Vorbehandlung: Sandgestrahlt und genässt

Deckmaterial — Baustoff: Spritzbeton 0-8 mm; 1000 lt. Kiessand auf 350 kg Zement; ohne Zusätze
Hergestellt: 3.-5.9.1986 — Alter: 28 Tage

Sargans, 8.10.1986

versuchsstollen hagerbach ag

i.V. Locher

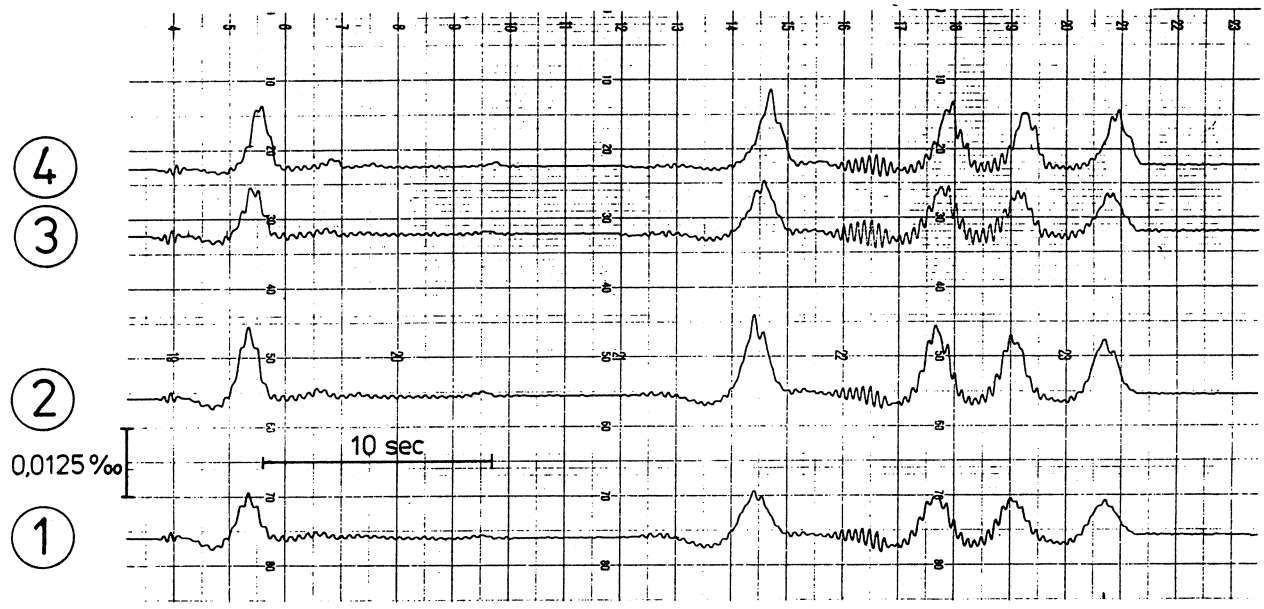
versuchsstollen hagerbach ag

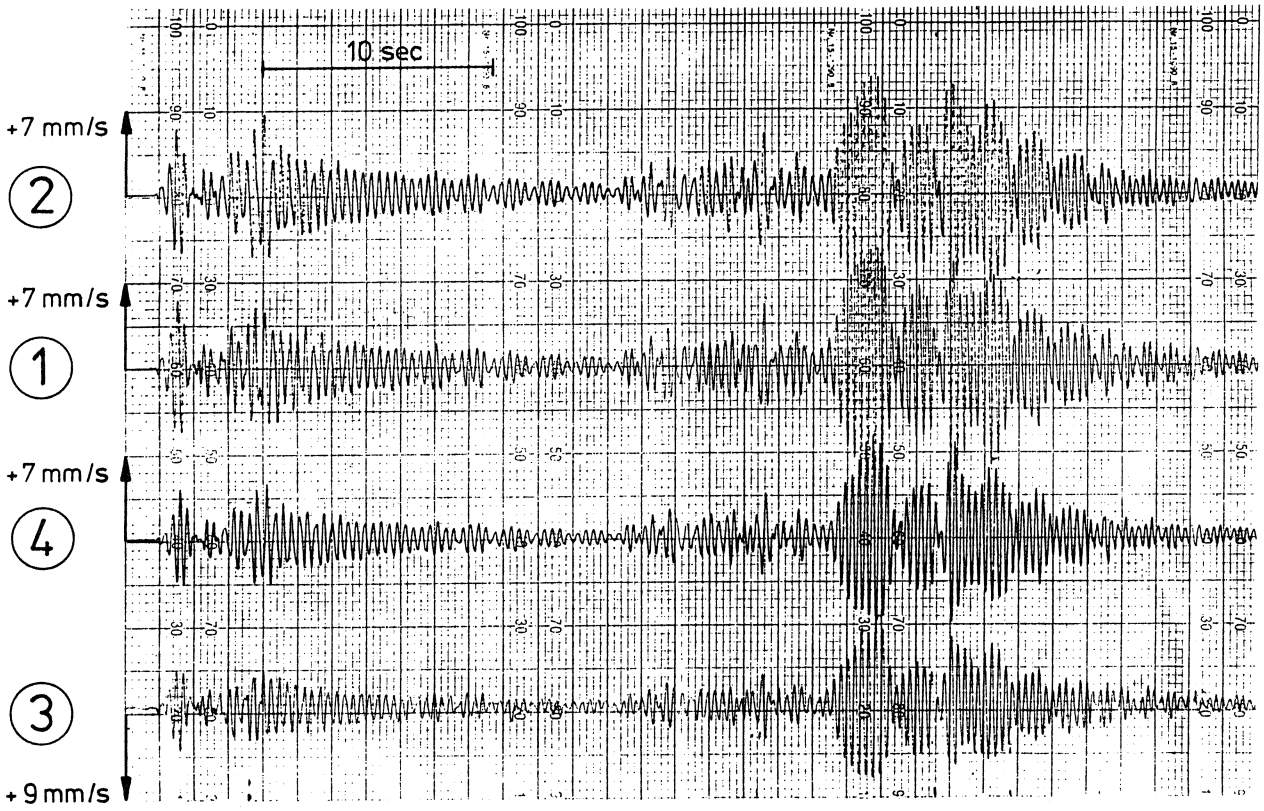
Haftzugfestigkeit

Beilage

Probebezeichn.	Abmessungen ⌀	Höhe	Unt./Deck mat.	Bruchlinie	Fläche mm²	Bruchkraft N	Haftzugfest N/mm²	Bemerkungen
00 / V 1	50⁷	50			2'019	4'535	2.25	Bruch auf Kontaktfläche
2	50⁷	50			2'019	5'020	2.49	Bruch auf Kontaktfläche
3	50⁷	50			2'019	4'570	2.26	Bruch auf Kontaktfläche
4	50⁷	50			2'019	6'110	3.03	Bruch im Beton
5	50⁷	50			2'019	4'330	2.15	Bruch im Beton
6	50⁷	50			2'019	4'350	2.15	Bruch auf Kontaktfläche
7	50⁷	50			2'019	4'330	2.15	Bruch auf Kontaktfläche
8	50⁷	50			2'019	3'700	1.83	Bruch auf Kontaktfläche
9	50⁷	50			2'019	4'640	2.30	Bruch auf Kontaktfläche
10	50⁷	50			2'019	4'970	2.46	Bruch auf Kontaktfläche
00 / V 11	50⁷	50			2'019	3'940	1.95	Bruch auf Kontaktfläche
12	50⁷	50			2'019	3'840	1.90	Bruch auf Kontaktfläche
13	50⁷	50			2'019	3'620	1.79	Bruch auf Kontaktfläche
14	50⁷	50			2'019	3'420	1.69	Bruch auf Kontaktfläche
15	50⁷	50			2'019	4'720	2.34	Bruch auf Kontaktfläche

A 3





4. VERSUCHSRESULTATE

Serie	Stahl Ø [mm]	Quer-schnitt A [mm²]	Umfang U [mm]	Haft-länge h [mm]	Beton-festigkeit f_{cw} [N/mm²]	Schlupf Δ [mm]	F_{t_1} [kN]	F_{t_2} [kN]	F_{t_3} [kN]	F_{tm} [kN]	$\sigma_s = \frac{F_{tm}}{A}$ [N/mm²]	$\frac{\sigma_s}{f_{cw}}$	$\tau = \frac{F_{tm}}{U \cdot h}$ [N/mm²]	$\frac{\tau_h}{f_{cw}}$
1/I A	16	201	50.3	160	61.4	0.001	15.6	20.0	-	17.8	88.6	1.4	2.2	0.036
						0.010	52.4	69.8	-	61.1	304.0	5.0	7.6	0.124
						0.100	89.4	114.8	-	102.1	508.0	8.3	12.7	0.207
						$\Delta F_{t\,max}$	100.6	115.2	-	107.9	536.8	8.7	13.4	0.218
							G	G						
1/I B	16	201	50.3	160	53.9	0.001	21.2	18.4	-	19.8	98.5	1.8	2.5	0.046
						0.010	78.8	63.2	-	71.0	353.2	6.5	8.8	0.164
						0.100	128.2	108.6	-	118.4	589.1	10.9	14.7	0.273
						$\Delta F_{t\,max}$	128.2	111.6	-	119.9	596.5	11.1	14.9	0.276
							S	G						

S : Sprengen des Betonkörpers

G : Herausgleiten des Stahles aus dem Betonkörper

B : Stahlbruch ausserhalb des Betonkörpers

F_{tm} : Mittelwert aus drei Versuchen

Minimalwert nach Norm SIA 162, Richtlinie 13

Bewehrungsstahl III: $\frac{\sigma_{s\ 0.1}}{f_{cw}} \geq 7.5$

A5

LPM

Untersuchungsbericht A-6661-1 12.3.1987/md

KURZBESCHRIEB SPRITZBETONGEFUEGE

Bohrkernprobe Nr. T1

Das Spritzbetonkonzept T1 weist praktisch keine nennenswerte Gefügestörungen auf. Die Verdichtung des Betons ist gut und vollständig geprägt durch die kugelig-isolierte Einzelporenbildung. Nennenswerte Verdichtungsporen (Feinlunkern) wurden nicht festgestellt.

Einzig in 30 mm Profiltiefe sind lokal Risse resp. Klaffungen vorhanden, ersichtlich in der entsprechenden Gefügeaufnahme.

Der Bereich Spritzbeton-Traggrund zeigt einen ausgezeichneten Materialverbund, ohne visuell feststellbare Störungen.

Bohrkernprobe Nr. T2

Die Spritzbetonqualität der Bohrkernprobe T2 ist gleichzusetzen mit der Probe T1, ohne nennenswerte Herstellungs-, Verdichtungs- und Nachbehandlungsfehler.
Das Betongefüge ist praktisch störungsfrei mit Ausnahme in 40 mm Profiltiefe wo lokal vereinzelte Verdichtungsporen (Lunkern) vorhanden sind, welche jedoch keinesfalls statistisch verteilt im Gefüge vorkommen.

Wiederum ausgezeichnet ist der Materialverbund Spritzbeton-Traggrund.

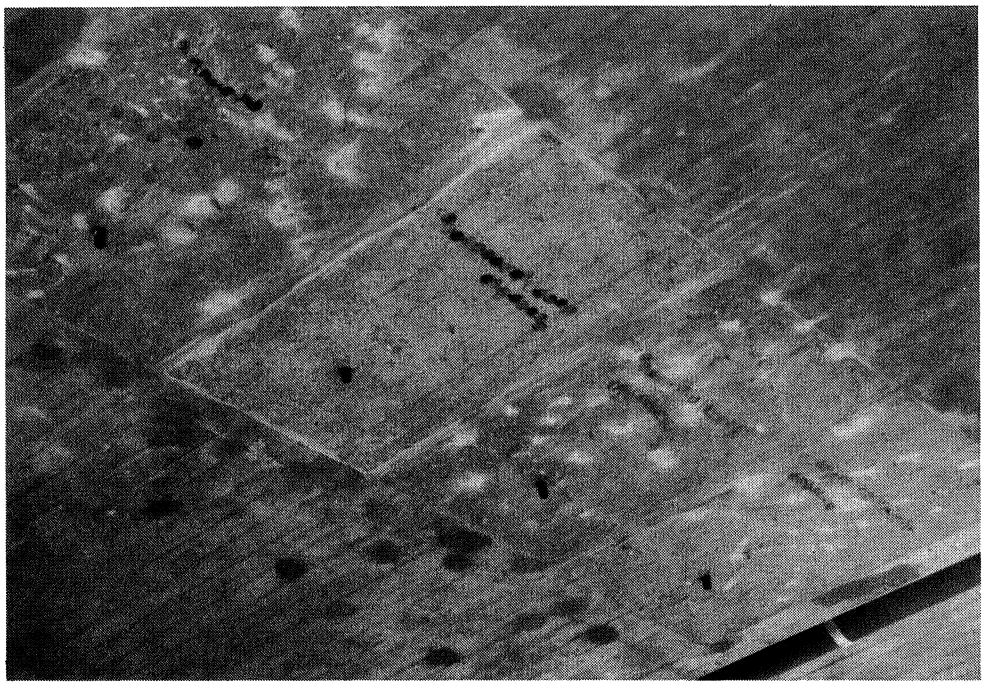
Bohrkernprobe Nr. T3

Bis ca. 60 mm Profiltiefe sind auch am Betongefüge der Probe T3 keine erheblichen Störungen feststellbar infolge Herstellungs-, Verarbeitungs- und Nachbehandlungsfehler.

In der Profiltiefe von ca. 60-65 mm sind stärkere Risse resp. Klaffungen vorhanden welche auch deutlich im Anschliff sichtbar sind.

Der Materialverbund Spritzbeton-Traggrund ist wiederum gut, ohne feststellbare Störungen.

Querschnitt V:



v. links n. rechts: 07/V, 00/V (löste sich nach 8 Monaten), 24/V, 13/V

Querschnitt H:



v. vorne n. hinten: 07/H, 00/H, 24/H, 13/H