

**Zeitschrift:** IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht

**Band:** 10 (1976)

**Rubrik:** Theme VIb: Developments in manufacture and assembly

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 08.02.2025

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## **VIb**

**Développements dans la production et  
l'assemblage**

**Entwicklungen in Herstellung und Montage  
Developments in Manufacture and Assembly**

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

**Beton hoher Grünstandfestigkeit für vorgefertigte Bauteile**

Concrete of High Strength in "Green" Condition for Precast Concrete Products

Béton à haute résistance au décoffrage immédiat pour éléments préfabriqués

**BERNHARD DARTSCH**

Dipl. Ing.

Verein Deutscher Ingenieure VDI  
Düsseldorf, BRD

1. Einführung

Für die Herstellung von Betonfertigteilen werden oft frühhochfeste Betone bevorzugt, weil sie u.a. eine schnelle Wiederverwendung der Schalung zulassen. Nachteilig ist in diesen Fällen oft der zusätzliche wirtschaftliche Aufwand sowie auch ein erhöhtes betontechnisches Risiko in bezug auf Rißbildung, Ausblühungen usw. In vielen Fällen könnte statt eines frühhochfesten Betons ein Beton besonders hoher Grünstandfestigkeit die erwünschte wirtschaftliche Fertigung ermöglichen.

Mit Grünstandfestigkeit bezeichnet man die Festigkeit, die ein nach besonderen Regeln zusammengesetzter Beton unmittelbar nach dem Einbringen, Verdichten und Entformen aufweist /1/. Ein geeigneter Beton kann also nach dem Betonieren und Verdichten sogleich entschalt und die Schalung sofort wieder verwendet werden.

Weitere Vorteile dieses Verfahrens sind die in der Zusammensetzung des Betons begründete hohe Stapel-, Transport- und Einbaufestigkeit derartiger Bauteile nach bereits kurzer Zeit, ohne daß besondere Einrichtungen nötig würden.

Nachteilig steht einer breiten Verwendung dieser Technik entgegen, daß die mit den üblichen betontechnischen Mitteln erreichbare Grünstandfestigkeit recht klein ist und zudem empfindlich auf Streuungen in der Betonzusammensetzung reagiert. Die Anwendung beschränkt sich daher zur Zeit auf kleine oder besonders standfeste Fertigteile wie Steine oder Rohre.

2. Eigenschaften und Prüfverfahren

In Tabelle 1 sind Anhaltswerte zu den Eigenschaften von Beton hoher Grünstandfestigkeit zusammengestellt.

Der Begriff "Grünstandfestigkeit" wird in der Tabelle nicht genannt, sondern ist dort durch den Begriff "Druckfestigkeit" ersetzt, die im allgemeinen an frisch ausgeschalteten Würfeln mit 20 cm Kantenlänge bestimmt wird, wobei seit der Wasserzugabe im Mischer im allgemeinen mindestens 20 Minuten vergangen sind. Die Übertragung der Druckfestigkeitsprüfung des Festbetons auf den "grünen" Beton ist nicht problemlos: Wichtig für den Formling ist weniger die Bruchfestigkeit als die Belastung, die noch ohne nennenswerte Verformung aufgenommen werden kann. Bei den Bemühungen um die Verbesserung der Grünstandfestigkeit darf dies nicht außer acht gelassen werden.

**Tabelle 1** Anhaltswerte für die Eigenschaften von Beton hoher Grünstandfestigkeit (nach versch. Quellen)

		Betonalter						
		"grün"					1 d	28 d
		1 h	2 h	4 h	8 h	16 h	24 h	
Druckfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>	0,1 - 0,5	0,2 - 0,6	0,3 - 0,8	0,5 - 2,0	5 - 10	10 - 35	50 - 70
	%				0,05-1,0	10 - 30	30 - 50	<u>100</u>
Zugfestigkeit	%				0,05-1,0	10 - 30	30 - 50	<u>100</u>
E-Modul	1000 N/mm <sup>2</sup>			< 0,5	3 - 5	10 - 15	10 - 20	25 - 35
	%			bis 2	10 - 15	40 - 50	60 - 70	<u>100</u>
Bruchstauchung	%	> 20	> 20	> 15	~ 8	~ 3	~ 3	~ 2
Bruchdehnung	%	> 2	0,5 - 1,0	0,1 - 0,6	0,1	> 2	> 2	> 2

### 3. Verbesserung der Grünstandfestigkeit durch Faserzugabe

Die Wirkung einer Zugabe von kurzgeschnittenen Fasern in die Mischung auf die Betoneigenschaften ist in zahlreichen Arbeiten untersucht worden, u.a. in /2/ bis /6/. Die Möglichkeiten, die sich in Hinblick auf die Verbesserung der Grünstandfestigkeit von Beton ergeben, wurden bisher aber kaum beachtet. Im Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf, Bundesrepublik Deutschland, wurden daher auf Anregung des Verfassers einige Versuche durchgeführt, in denen die Erhöhung der Grünstandfestigkeit von Beton durch Zugabe von handelsüblichen Kunststoff-, Glas- und Stahlfasern beobachtet werden konnte.\*)

#### 3.1. Wirkung einer Faserbewehrung im Beton

Im Gegensatz zu der üblichen Bewehrung im Stahlbetonbau sind bei einer Bewehrung aus kurzen Fasern, die dem Beton beim Mischen zugegeben wurden, die Bewehrungselemente weder in Krafrichtung ausgerichtet noch in der Zugzone konzentriert. In Verbindung mit den kurzen Einbindelängen ergibt sich so ein "Wirkungsgrad", der etwa bei 1/10 dessen einer üblichen Stabstahlbewehrung liegt. Die möglichen Verbesserungen der Eigenschaften des erhärteten Betons sind daher - und die zahlreichen veröffentlichten Versuche (/2/ bis /5/) haben das auch bestätigt - sehr gering.

\*) Der Verfasser dankt seinem damaligen Direktor, dem Leiter dieses Instituts, Herrn Prof. Dr. Ing. G. Wischers, für die Unterstützung und das Interesse an dieser Frage und für die freundliche Genehmigung, Einzelheiten aus diesem Versuchsprogramm hier zu veröffentlichen.

Im frischen Beton liegen andere Verhältnisse vor. Ein wichtiges Kriterium für die Wirksamkeit einer Bewehrung ist das Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Bewehrung und Matrix. Beim "grünen" und auch beim jungen Beton ist dieses Verhältnis günstiger als im Festbeton. Im "grünen" Beton wirken selbst relativ weiche Fasern aus Kunststoff als steife Einschlüsse und werden entsprechend zum Tragen herangezogen.

Die Haftung der Fasern in der Matrix ist eine weitere wichtige Einflußgröße für die Wirkung einer Faserbewehrung. Fasern mit großer Oberfläche und wassersaugende Fasern sind in dieser Beziehung günstiger, Stahlfasern ungünstig. Diese bieten aber Vorteile durch ihre Eigensteifigkeit und insbesondere durch ihr günstiges Tragverhalten im erhärteten Beton.

### 3.2. Einige Angaben zur Herstellung und Prüfung

Ausgangsstoffe: Als Ausgangsstoffe kommen die üblichen Ausgangsstoffe für Beton hoher Grünstandfestigkeit infrage. Es können alle handelsüblichen Fasern eingesetzt werden, d.h. insbesondere Kunststoff-, Glas- und Stahlfasern. Bei Tastversuchen wurden rd. 30 mm lange Fasern verwendet.

Mischungsverhältnis: Das Mischungsverhältnis entspricht weitgehend dem eines üblichen Betons hoher Grünstandfestigkeit. Bei den Versuchen wurde ein Zementgehalt von rd.  $350 \text{ kg/m}^3$  und ein Zuschlaggemisch mit einer Kornzusammensetzung in der Mitte zwischen den Sieblinien A 16 und B 16 gewählt. Bei Zugabe von Stahlfasern brauchte das Mischungsverhältnis des Ausgangsbetons nicht geändert zu werden: Kunststoff- und vor allem Glasfasern haben jedoch eine große Oberfläche und erfordern daher die Zugabe von Zementleim, wenn eine vergleichbare Verarbeitbarkeit der Mischung und gleiche Festigkeiten des erhärteten Betons sichergestellt werden sollen. Die Faserzugabe zur Erhöhung der Grünstandfestigkeit kann sehr gering sein, oft unter 1 Vol.-%.

Herstellen: Die Fasern wurden von Hand gleichmäßig innerhalb 1 Minute in den laufenden Mischer gegeben. - Die Stahlfasern kamen nach Zugabe aller Mischungsbestandteile in den Mischer. Bei Einsatz von Kunststoff- und Glasfasern wurden erst Zement, Wasser und die mittleren Kornfraktionen vorgemischt, dann die Fasern und anschließend die restlichen Kornfraktionen zugegeben.

Verdichten: Faserbewehrter Beton verhält sich auch bei einer geringen Faserzugabe etwas anders als Beton ohne Faserzugabe, dies ist auf das große Auflockerungsvermögen des Betons infolge der Fasern zurückzuführen. Bei den Versuchen war der Verdichtungswiderstand und damit die erforderliche Verdichtungsenergie der Faserbetonmischungen aber praktisch nicht höher als bei den Nullmischungen. Die Beurteilung des Verdichtungswiderstandes erfolgte dabei nach dem in /7/ beschriebenen modifizierten Verdichtungsversuch, der sich eng an den Verdichtungsversuch nach DIN 1048 anlehnt.

Prüfen: Das Prüfen der Festigkeit an grünem Beton kann wegen der geringen Festigkeiten nicht streng nach DIN 1048 bzw. einem anderen genormten Verfahren zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Festbetons erfolgen. Bei den Tastversuchen erwies sich folgende Verfahrensweise als praktikabel:

Die Probekörper wurden wie folgt in die Prüfpresse eingebaut: Der Boden der Form wurde entfernt, dann der Prüfkörper in die Prüfpresse gestellt und dort die Seitenwände eingeschalt. Dieses

Verfahren ist auch bei Würfeln mit 30 cm Kantenlänge und bei Zylindern 15/30 durchführbar.

Die Probekörper wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von etwa  $0,1 \text{ kp/cm}^2\text{sec}$  geprüft, so daß nach rd. 30 sec der Bruch eintrat. Diese Prüfung fand im allgemeinen rd. 30 min nach der Wasserzugabe in den Mischer statt.

Im Bild 1 sind die gemessenen Festigkeiten von faserbewehrtem Beton in Relation zum Nullbeton hoher Grünstandfestigkeit dargestellt.

Tastversuche mit Dauerbelastungen von rd. 50% der jeweiligen Bruchlast zeigten, daß die erhöhten Gründruckfestigkeiten auch weitgehend ausgenutzt werden können: Die Verformungen waren optisch nicht wahrnehmbar und kamen nach rd. 10 min praktisch zum Stillstand.

Die Verbesserungen der Eigenschaften des grünen Betons durch eine Faserzugabe beschränken sich nicht nur auf die Festigkeit. Das Bruchverhalten wird ebenfalls verbessert. Ein Beton ohne Faserzugabe zerfällt nach dem Bruch, ein Beton mit Faserzugabe behält trotz erheblicher Stauchung einen gewissen Zusammenhalt.

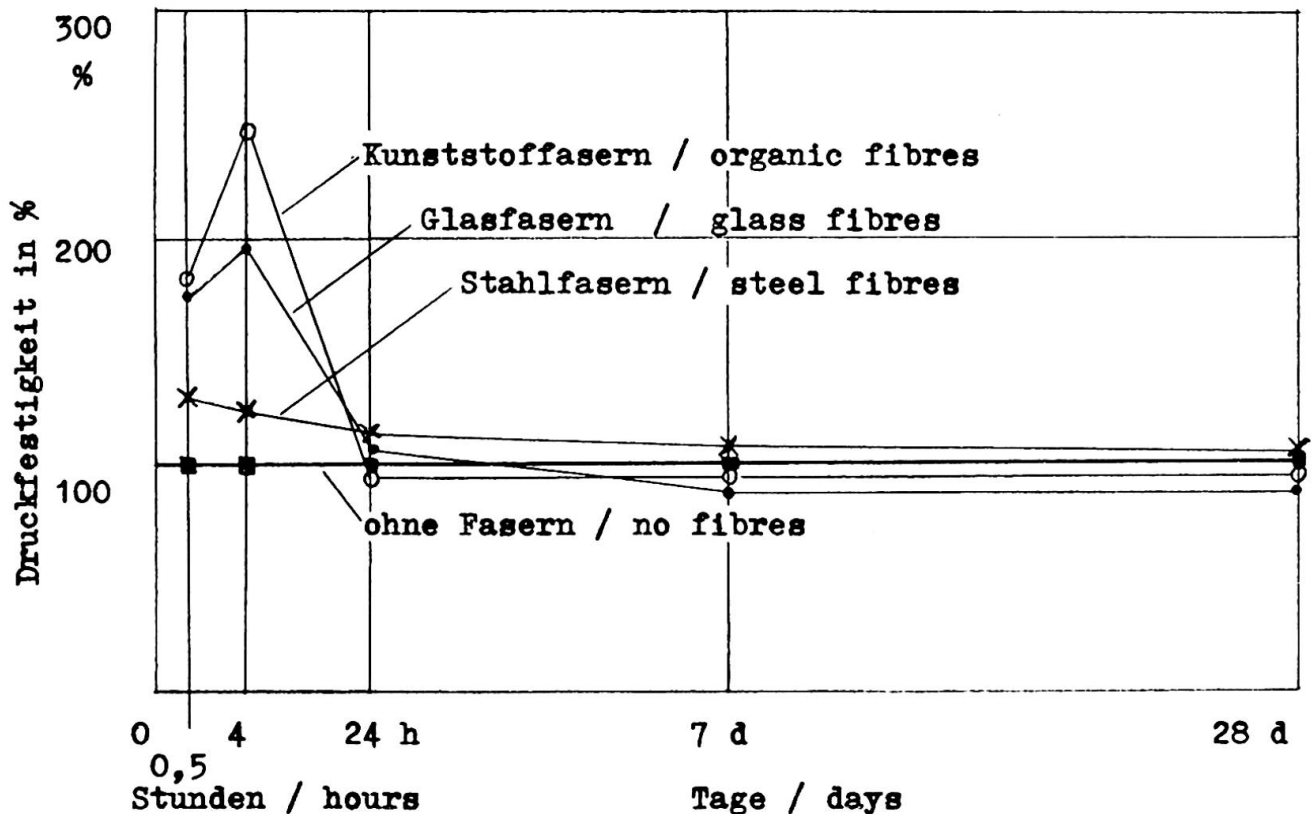


Bild 1: Erhöhung der Druckfestigkeit in jungem Alter von Beton hoher Grünstandfestigkeit durch Zugabe von 0,6 Vol-%Fasern. (Beton ohne Fasern: 100%)

Improving of the compressive strength in young age of concrete with high strength in "green" (freshly compacted) condition by addition of fibres (concrete without fibres: 100%)

**Langzeitverhalten:** Der Faserbewehrung wird im hier behandelten Anwendungsfall nur eine Aufgabe innerhalb der ersten Stunden nach der Herstellung zugewiesen. Tastversuche zum Langzeitverhalten zeigen, daß die Reaktion zwischen dem - sehr geringen - Anteil von Glasfasern und dem Beton zu keinen Schädigungen des Betons in höherem Alter führen, aber daß bei Stahlfaserbeton, der im Freien lagert, Rostflecken an der ungeschützten Oberfläche des Betons auftreten. Bei Einsatz von Kunststoffasern sind keine Auswirkungen auf das Langzeitverhalten zu erwarten, so daß allgemein gesagt werden kann, daß die gewählten niedrigen Faserzugaben, gleich welcher Art, keine nennenswerten nachteiligen Wirkungen auf die Tragfähigkeit des Betons erwarten lassen.

**Zusammenstellung der Ergebnisse: Tabelle 2:**

Unbewehrter und faserbewehrter Beton hoher Grünstandfestigkeit im Vergleich

Eigenschaft	Besonderheit des faserbewehrten Betons
Zusammensetzung	i.a.gleich; größere Variationsbreite; dichtes Gefüge eher erreichbar Faserzugabe bis etwa 1 Vol-%. praktisch alle Faserarten geeignet
Mischen	längere Mischzeit; aufwendigere Mischtechnik durch stufenweises Zugeben der Bestandteile. Geringerer Füllungsgrad des Mixers
Verdichten	aufwendiger; i.a. genügt eine etwas längere Rütteldauer
Stapeln und Transportieren	günstigeres Bruchverhalten günstigere Festigkeiten
Festigkeiten	Gründruckfestigkeit bis 250 % höher End-Druckfestigkeit praktisch gleich
Langzeitverhalten	i.a. keine negativen Wirkungen der Fasern
Gesundheitsschutz	Verletzungsgefahr bei Stahlfasern; Vorsicht bei Asbestfasern
Wirtschaftlichkeit	geringe Kostenerhöhung bei deutlich verbesserter Gründruckfestigkeit

#### 4. Ausblick

Hohe Grünstandfestigkeiten werden beim Spritzbeton und der Fertigteilproduktion, beispielsweise der Rohrherstellung, verlangt. Eine besonders hohe Grünstandfestigkeit erlaubt die aufrechte Herstellung von schlanken - bewehrten oder unbewehrten - Fertigteilen, insbesondere dann, wenn diese einen komplizierten Querschnitt aufweisen und damit eine teure Schalung benötigen. Hier kann die Erhöhung der Grünstandfestigkeit durch Zugabe von geringen Mengen handelsüblicher Fasern in die Betonmischung zu wesentlichen technischen und wirtschaftlichen Vorteilen führen.



## 5. Literatur

- /1/ Wierig, H.-J.: Eigenschaften von "grünem, jungem" Beton beton 18 (1968) H.3. S. 94/101
- /2/ ACI-committee 544 : State-of-the-art-report on fiber reinforced concrete. ACI-Journal, Proc. V. 70 (1973) H. 11 , S. 729/744
- /3/ Fibre reinforced concrete. ACI SP 44. Detroit 1974
- /4/ Fibre-reinforced cement composites. Report produced by the materials technology division. Concrete society. Techn. Report No 51.067, London 1973
- /5/ Wischers, G.: Faserbewehrter Beton. beton 24 (1974) H. 3,S. 95/99 und H. 4,S. 137/141
- /6/ Romualdi, J.P., und G.B. Batson: Mechanics of crack arrest in concrete. Proc. ASCE 89 (1963), S. 147/168
- /7/ Dartsch, B.: Zur Bestimmung von Verformungseigenschaften des Frischbetons. Determination of deformation properties of fresh concrete systems. La détermination des propriétés de déformation du béton frais. Materialprüfung - materials testing - matériaux, essais et recherches 17 (1975) H. 12, S. 434/439

### ZUSAMMENFASSUNG

Fertigteile aus Beton hoher Grünstandfestigkeit können sofort nach dem Betonieren ausgeschalt werden. Versuche haben gezeigt, dass die Grünstandfestigkeit des Betons durch eine geringfügige Zugabe von kurzen handelsüblichen Fasern wesentlich verbessert, z.B. verdoppelt, wird. Nachteile für den erhärteten Beton sind bei richtiger Anwendung nicht zu befürchten, so dass dieser wirtschaftlichen Technik neue Anwendungsgebiete erschlossen werden.

### SUMMARY

The formwork can be removed and re-used just after placing and compacting of the concrete, if this concrete is of high strength in "green" (freshly compacted) condition. Tests have shown, that a small addition of short fibers into the concrete mix will raise, e.g. double, the "green" strength without creating disadvantages in the hardened concrete. So the field of application of this economical technique can be extended.

### RESUME

Les éléments préfabriqués en béton à haute résistance au coffrage immédiat peuvent être décoffrés immédiatement après le bétonnage. Des essais ont montré que par une faible addition de fibres courtes dans le mélange, la résistance d'un tel béton dans le stade frais compacté est considérablement améliorée, par ex. doublée. Lors d'un emploi correct il n'y a pas à craindre d'inconvénients pour le béton durci, de sorte que de nouveaux domaines d'utilisation s'ouvrent à cette technique économique.

## Portlandzementklinker als Zuschlagstoff für hochfesten Beton

Portland Cement Clinker as Aggregate for High-strength Concrete

Clinker de ciment Portland comme granulat pour béton à haute résistance

THOMAS DRATVA

Ingenieur

“Holderbank” Management und Beratung AG

Holderbank, Schweiz

JURAJ GEBAUER

Dr.

### 1. Einleitung

Die neusten Entwicklungen und Tendenzen des Spannbetons deuten darauf hin, dass in absehbarer Zeit mit einer Reihe von wirtschaftlich interessanten Anwendungsmöglichkeiten für Konstruktions-Betone mit Festigkeiten von  $85 - 120 \text{ N/mm}^2$  zu rechnen ist (1) - (3). Da aber die heutige Betontechnologie kaum Betone mit Festigkeiten über  $70 \text{ N/mm}^2$  herzustellen erlaubt (4), wird die Entwicklung eines neuen Betontyps - eines hochfesten Betons - unerlässlich.

Die Technologie und Herstellung hochfester Betone befinden sich - mit einigen Ausnahmen (5) - im Stadium der Laborentwicklung. Im Prinzip werden folgende Massnahmen zur Herstellung hochfester Betone als die wichtigsten angesehen:

- Erhöhung der Verbundfestigkeit zwischen Zementpaste und Zuschlagkorn;
- erhöhte, vollständigere Verdichtung;
- Konstruktionsmassnahmen, wie z. B. 3-axialer Spannungszustand;
- Imprägnierung des erhärteten Betons mit Monomeren und deren Polymerisation.

Die Verbundfestigkeit zwischen der Zementpaste und dem Zuschlagkorn wurde anhand von Untersuchungen (6) (7) als eine im wesentlichen physikalische Bindung angesehen. Eine Erhöhung dieser Haftfestigkeit durch chemische Bindung würde zweifelsohne zu einer markanten Erhöhung der Betonfestigkeiten führen. Als Beweis kann man die Festigkeiten um  $120 \text{ N/mm}^2$  anführen, welche Rimmer bei Verwendung von Tonerdezement mit Zuschlagstoffen aus Tonerdezement-Klinker erzielt hat (5). Der breiteren Anwendung dieses hochfesten Betontyps stand das Problem der Zersetzung der Kalziumaluminathydrate im Wege.

Es ist anzunehmen, dass bei der Verwendung von reinen Portlandzement-Klinkern als Zuschlagstoffe die Verbundfestigkeit zwischen der Paste und dem

Portlandklinkerkorn durch die mögliche chemische Bindung bei der Hydratation von beiden Komponenten wesentlich erhöht wird (8). Die Erhöhung der Betonfestigkeiten kann weiter die hohe Eigenfestigkeit des Portlandklinkers (9) günstig beeinflussen.

Der Gegenstand der beschriebenen Untersuchungen war die Abklärung der wichtigsten Betoneigenschaften des Portlandzementklinker-Betons.

## 2. Materialien

Für die Vergleichsbetone aus natürlichem Zuschlag wurde gebrochener glacialer Kiessand aus dem Schweizer Mittelland (Reuss) als Gemisch von 8 Fraktionen mit 30 mm Grösstkorn verwendet. Als Klinkerzuschlag wurde bei allen Betonmischungen der Portlandklinker aus der laufenden Fabriksproduktion verwendet. Der Klinker wurde nach Entfernung der 30 mm überschreitenden Körner durch Siebung auf gleiche Kornfraktionen wie der natürliche Zuschlag geteilt. Ein Teil des Klinkers 0 - 30 mm wurde für eine Versuchsserie mit gebrochenem Klinker (Serie C) in einem Labor-Backenbrecher zerkleinert und dann wiederum durch Siebung fraktioniert. Die Sieblinie der Betonmischungen entsprach der Ideal-Linie nach Fuller.

Die chemische Zusammensetzung des Portlandklinkers geht aus Tabelle 1 hervor:

Tabelle 1. Chemische Zusammensetzung des Portlandklinkers

Fraktion	CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SO <sub>3</sub>	MgO	K <sub>2</sub> O + Na <sub>2</sub> O	CaO frei
0,5 - 1 mm	63,8	20,3	6,7	3,1	1,7	2,2	1,5	2,1
8 - 12 mm	64,8	21,2	5,9	2,8	1,3	2,3	1,2	1,2

Fraktion	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF	Dichte g/cm <sup>3</sup>
0,5 - 1 mm	47,9	20,1	12,5	9,4	3,13
8 - 12 mm	56,3	16,1	10,9	8,5	3,15

Um die Verarbeitbarkeit der Betonmischungen zu verbessern, wurde einigen Betonmischungen ein Verflüssiger (Melment L 10) zugegeben.

Für die Mörtelmischungen wurde ISO-Normensand aus Beckum (BRD) und ASTM-Quarzsand (Ottawa) verwendet.

### 3. Betonzusammensetzung und Versuchsbedingungen

Die Zusammensetzung der Betone und Mörtel ist aus der Tabelle 2 ersichtlich.

Tabelle 2. Zusammensetzung der Mischungen

Prüfserie	Mischung Nr.	Typ der Zuschlagstoffe	W/Z-Faktor	Gewichtsverhältnis Zement/Zuschlag	Max. Korn (mm)
A	1	natürlich	1,0	1 : 7	5
	2	natürlich + P-Klinker 0,15 - 0,50 mm	1,0	1 : 7	5
B	3	natürlich	0,34	1 : 3,6	30
	4	P-Klinker	0,40	1 : 3,8	30
	5	P-Klinker	0,42	1 : 3,7	16
	6	P-Klinker	0,43	1 : 3,7	8
C	7	P-Klinker gebrochen	0,41	1 : 3,7	16
	8	P-Klinker gebrochen	0,43	1 : 3,7	8

Serie A: Mit der Serie A wurde an Zementmörteln der Beitrag des feinen Portlandklinkers zur Hydratation und Festigkeitsentwicklung untersucht. Ausgehend von der Mörtelzusammensetzung nach ISO wurde eine Hälfte des Zementes bei der Mischung 1 durch Quarzsand 0,2 - 0,6 mm, bei der Mischung 2 durch Portlandklinker Fraktion 0,15 - 0,50 mm ersetzt.

Serie B: Die Betonmischungen der Serie B wurden auf der Basis gleicher Konsistenz bei gleichem Zementgehalt hergestellt. Unterschiede im Wasseranspruch der Zuschlagstoffe sind daher in den Resultaten automatisch berücksichtigt. Als Variable wurde das maximale Korn gewählt. Der Portlandklinker wurde bei dieser Serie nur ausgesiebt.

Serie C: Diese Serie besteht aus Betonen aus gebrochenem Portlandklinker. Alle anderen Bedingungen gleichen jenen der Serie B, so dass auch hier die Mischung 3 als Kontrollmischung dient.

Versuchsdurchführung: Die Mischungen wurden auf folgende Eigenschaften geprüft: Konsistenz, Druck- und Biegezugfestigkeit, E-Modul, Schwinden und Quellen (im Wasser), Kriechmass, Frost-Tau-Widerstand und Sulfatbeständigkeit. Als Prüfkörper wurden meistens Betonprismen nach Schweiz. Betonnorm SIA 162 und Mörtelprismen gemäss ISO-Vorschrift verwendet.

#### 4. Resultate und Diskussion

Der Portlandklinker wurde mit den üblichen Methoden auf seine Eignung als Betonzuschlag geprüft. Die Oberflächenbeschaffenheit der Klinkerkörner ist im allgemeinen rau; die meisten Körner weisen eine runde oder gedrungene Kornform auf. Die Korngrößenverteilung des Klinkers aus einem bestimmten Drehofen ist verhältnismässig konstant; Unterschiede zeigen sich beim Vergleich der Korngrößenverteilung von Klinkern aus verschiedenen Oefen. Die aus dem Ofen anfallende Korngrößenverteilung ist zur direkten Betonherstellung meistens nicht geeignet; um zu entsprechenden Sieblinien zu gelangen, ist der Klinker durch Sieben zu klassieren. Um Klinkerkörner mit schwacher Eigenfestigkeit zu eliminieren, kann der Klinker mit gewöhnlichen Brechmaschinen der Zuschlagstoffindustrie gebrochen werden. Da der klassierte und eventuell gebrochene Klinker trocken ist, kann man den W/Z-Faktor mit grosser Genauigkeit bestimmen. In der Tabelle 3 sind die wichtigsten Eigenschaften des für die Versuche verwendeten PC-Klinkers enthalten.

Tabelle 3. Eigenschaften des Portlandklinkers

	Dichte g/cm <sup>3</sup>	Raumgewicht kg/m <sup>3</sup>	Wasseraufnahme nach 24 Std. %
natürliche Zuschlagstoffe	2,65	1,96	0,34
Portland-Klinker	3,14	2,87	2,3 - 6,1

In Untersuchungen an Mörtel (Serie A) wurde der Einfluss der feinen Fraktion (0,15 - 0,50 mm) von Portland-Klinker auf die Hydratation geprüft. Die Resultate sind übersichtlich in Fig. 1 zusammengestellt. Die Beteiligung des Klinkers am Hydratationsprozess kommt in diesem mageren Mörtel gut zum Vorschein. Die Druckfestigkeit des Mörtels mit Klinker ist gegenüber dem Mörtel mit Quarz-Sand nach 28, resp. 90 Tagen um 52%, resp. 67% höher. Der Hydratationsgrad, ausgedrückt in Prozenten des gebundenen Wassers zeigt um 30 - 50 % höhere Werte beim Mörtel mit Klinker. Durch dieses Experiment wurde die Annahme, dass beim Portlandklinker-Beton mit einer erhöhten Verbundfestigkeit auf chemischer Basis zu rechnen ist, bestätigt.

Mit den Serien B und C wurde hauptsächlich die Festigkeitsentwicklung, der Einfluss des Grösst-Korns und des gebrochenen Portland-Klinkers auf Betoneigenschaften untersucht. Dabei wurden bei den verschiedenen Betonmischungen mit Portland-Klinker als Zuschlag nach 28 Tagen Festigkeiten zwischen 75 - 87 N/mm<sup>2</sup>, nach 90 Tagen 80 - 97 N/mm<sup>2</sup> erzielt. Die Kontrollbetone erreichten nur 50 - 70 % der Klinkerbeton-Festigkeiten. Einige Resultate sind in Fig. 2 enthalten. Zur Uebersicht sind die Relationen zwischen den Festigkeiten der einzelnen Mischungen in der Tabelle 4 zusammengestellt.

Tabelle 4. Vergleich der Festigkeiten von Betonen aus Portland-Klinker und natürlichen Zuschlagstoffen  
(28 Tg. Festigkeiten des Kontroll-Betons (Misch. 3) = 100 %)

Misch. Nr.	Typ des Zuschlags	Max. Korn (mm)	Druckfestigkeit		Biegezugfestigkeit	
			1 Tg.	28 Tg.	1 Tg.	28 Tg.
3	natürlich	16	49	100	54	100
4	PC-Klinker	30	79	121	76	133
5	PC-Klinker	16	93	143	87	152
6	PC-Klinker	8	102	161	93	170
7	PC-Klinker gebrochen	16	103	157	90	168

Die Festigkeiten der Klinkerbetone steigen mit kleinerem Grösst-Korn. Durch Brechen des Klinkers wurden die Festigkeiten um weitere ca. 15% erhöht. Die Druckfestigkeiten des Klinkerbetons erreichten bereits nach 1 Tag die 28-tägige Druckfestigkeit des Kontrollbetons.

Der E-Modul des Klinkerbetons (Fig. 3) ist bei Belastungen zwischen 30 - 75 % der Bruchlasten um ca. 15% höher als derjenige des Kontrollbetons. Das Schwindmass, resp. Quellen des Klinkerbetons ist kleiner als beim Kontrollbeton (Fig. 4). Die Werte des Kriechmasses (Fig. 5) erlauben es vorerst nicht, Schlüsse zu ziehen, da die Belastungsdauer erst 21 Tage beträgt. Auch hier ist aber die Tendenz zu kleineren Längeänderungen beim Klinkerbeton erkennbar.

Sowohl bei der Prüfung des Frost-Tau-Widerstandes nach 30 Wechselzyklen als auch bei der Sulfatbeständigkeitsprüfung nach 1-monatiger Lagerung in 10%iger NaSO<sub>4</sub> Lösung wurde keine Verschlechterung der Klinkerbetonqualität festgestellt.

## 5. Schlussfolgerungen

Der Beitrag berichtet über erste Resultate von Versuchen mit hochfestem Beton aus Portlandzement-Klinker als Zuschlagstoff. Aufgrund der bisher vorliegenden Resultate konnte folgendes festgestellt werden:

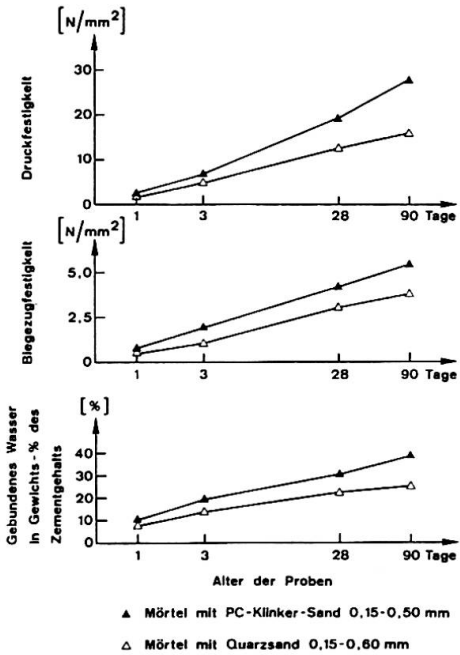
- Die Herstellung des Portlandklinker-Betons ist mit keinen besonderen Schwierigkeiten verbunden und kann in den üblichen Betonmischanlagen vorgenommen werden.
- Portland-Klinker lässt sich durch Sieben gut klassieren. Mit gewöhnlichen Brechern der Zuschlagstoffindustrie kann man den Klinker problemlos brechen.

- Im Portlandklinker-Beton nimmt ein Teil des Klinkers am Hydrationsprozess teil. Durch die chemische Bindung wird die Verbundfestigkeit zwischen Matrix und dem Zuschlagkorn wesentlich erhöht, was wiederum zur Erhöhung der Festigkeiten beiträgt.
- Die bis jetzt gemessenen Druckfestigkeiten des Klinkerbetons lagen um etwa 20 - 60 % höher gegenüber den Vergleichsbetonen, hergestellt aus besten herkömmlichen Materialien mit einem sehr tiefen W/Z-Faktor. Die Biegezugfestigkeiten der Klinkerbetone lagen gegenüber den Vergleichsbetonen noch günstiger.
- Schwind- und Kriechmass der Portlandklinker-Betone ist gegenüber dem Kontrollbeton kleiner.
- Die bisherigen Resultate der Dauerhaftigkeit haben keine Verschlechterung der Eigenschaften von Klinkerbeton gegenüber dem Kontrollbeton gezeigt.

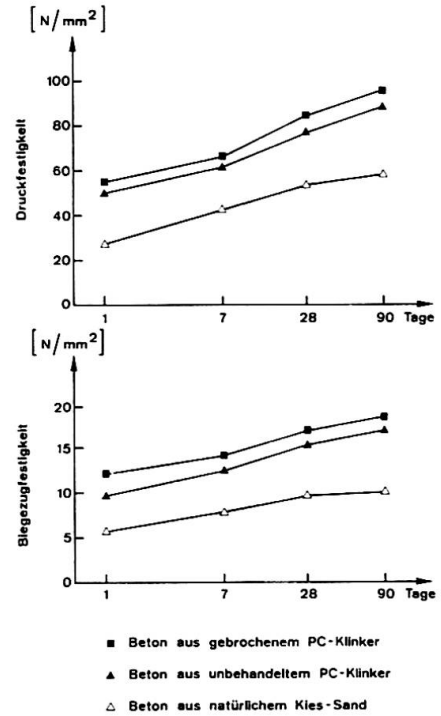
#### Literaturverzeichnis

- (1) FIP: Methods of Achieving High-strength Concrete. Report of the FIP Commission, Fifth Congress of the FIP, Paris 1966
- (2) FIP: Very High-strength Concrete. Report of the FIP Commission, Sixth Congress of the FIP, Prague 1970
- (3) Swamy, R.N., Ibrahim, A.B., Anand, K.L.: The Strength and Deformation Characteristics of High Early Strength Structural Concrete. Materials and Structures, RILEM, 1975, No. 48
- (4) Mather, B.: Stronger Concrete. Symp. Concrete Strength, Highway Research Record, No. 210, 1967
- (5) Rimmer, B.: High-grade Concrete. Industrialized Building Systems + Components, March 1967
- (6) Hsu, T.T.C., Slate, F.O.: Tensile Bond Strength between Aggregate and Cement Paste or Mortar. Journal of ACI, April 1963
- (7) Alexander, K.M., Wardlaw, J., Gilbert, D.J.: Aggregate - Cement Bond, Cement Paste Strength and the Strength of Concrete. Proceedings Int. Conference on the Structure of Concrete, London 1965
- (8) Berger, B.L.: Properties of Concrete with Cement Clinker Aggregate. Cement and Concrete Research, Vol. 4, 1974, pp. 99 - 112
- (9) Roy, D.M., Gonda, G.R.: High Strength Generation in Cement Pastes. Cement and Concrete Research, Vol. 3, 1973, pp. 807 - 820

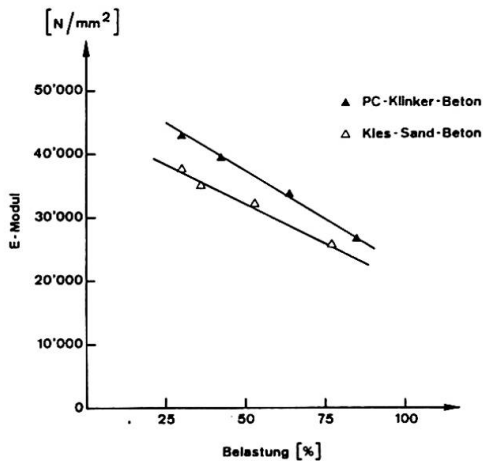
**Fig.1** Vergleichsuntersuchungen an Mörtel mit PC-Klinker-Sand und Quarzsand



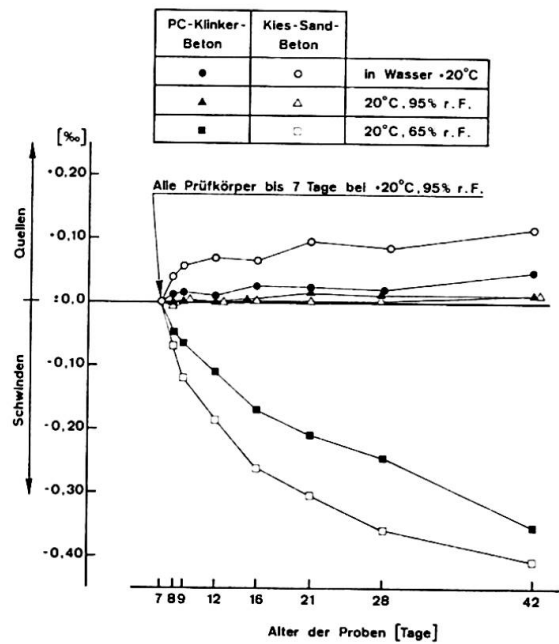
**Fig.2** Festigkeitsentwicklung mit der Zeit bei PC-Klinker-Beton und Kies-Sand-Beton



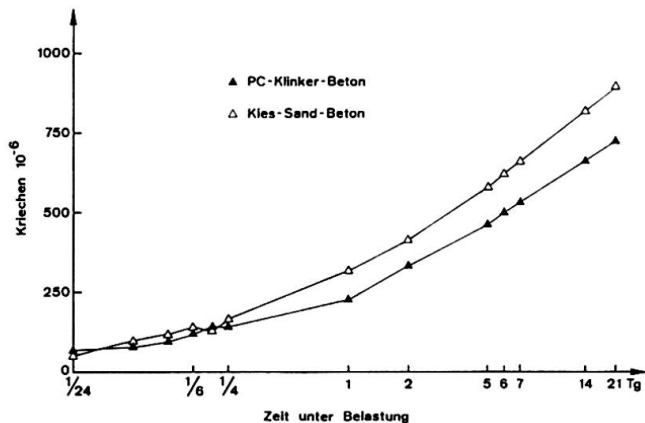
**Fig.3** E-Modul bei verschiedenen Belastungsstufen



**Fig.4** Schwindmass



**Fig.5** Kriechen bei der Belastung von 12  $N/mm^2$





### ZUSAMMENFASSUNG

Betone, die mit dem PC-Klinker als Zuschlagstoff hergestellt werden, weisen gegenüber den Vergleichsbetonen aus natürlichen Zuschlagstoffen wesentlich höhere Festigkeiten, einen erhöhten E-Modul und geringeres Schwind- und Kriechmass auf. Dabei wurde bei der Verwendung von gebrochenem PC-Klinker gegenüber dem unbehandelten Klinker eine weitere Verbesserung dieser Eigenschaften beobachtet. Die Hauptgründe für die erhöhte Qualität des Klinkerbetons sind die Erhöhung der Verbundfestigkeit zwischen der Zementpaste und dem Klinker und die Tatsache, dass auch ein Teil des Klinkers am Hydratationsprozess teilnimmt.

### SUMMARY

Concrete made with Portland cement clinker as aggregate shows higher strength and Youngs-modulus, as well as lower shrinkage and creep compared to the concrete made with natural aggregate. Furthermore an additional improvement of the concrete properties was observed when crushed clinker instead of non treated clinker has been used as aggregate. The main reason for the improvement of the Portland clinker concrete is the increase of the bonding strength between cement paste and clinker, and the fact that one part of the clinker aggregate participates in hydration.

### RESUME

En utilisant du clinker de ciment Portland comme granulat pour béton, on a obtenu des résistances très élevées, ainsi que des modules d'élasticité élevés et un retrait et un fluage réduits par rapport au béton confectionné à base de granulats naturels. En concassant le clinker avant l'utilisation comme granulat, on peut encore améliorer ces propriétés par rapport au clinker non concassé. Les raisons principales de la meilleure qualité des bétons avec granulat clinker sont la cohésion élevée entre matrice et granulats et le fait que le granulat participe également en partie au processus d'hydratation.

## V1b

### Development of Extremely High Strength Concrete Railway Bridges for the Japanese National Railways

Développement de béton à très haute résistance pour les ponts ferroviaires des Chemins de Fer Nationaux Japonais

Entwicklung von höchstfestem Beton für Eisenbahnbrücken der japanischen Staatsbahnen

FUJIO MACHIDA  
Superintendent  
Shimonoseki Construction Division, JNR  
Shimonoseki-shi, Japan

#### 1. Introduction

In JNR, longer span concrete bridges have been built to abate train noise. This is because not only concrete bridges are easy to maintain but also longer span bridges are necessary for grade separation and riparian improvement to construct Shinkansen or elevated structures of urban railways.

With the elongation of bridge span, the ratio of the dead load to the whole design load has increased. In Japan, railway lines in many cases pass on the soft ground of alluvial formation, and also the earthquake often occurs. Therefore, the reduction of the bridge weight itself has come to be one of the greatest subjects.

There are two ways of the weight reduction — the adoption of light weight concrete and the adoption of extremely high strength concrete which reduces the section of the member and makes the structure light.

In the case of the light weight concrete, there are several problems in physical characteristics or in regulation of deflection, and it was limited to comparably small spanned elevated structures. Studied was the application of the extremely high strength concrete to long span bridges.

With the water reducing agent of aromatic sulphonic compound, a concrete mix proportion test and a basic characteristic test have been executed to develop the high strength concrete suitable for the ordinary concrete placing method.

#### 2. Physical property of extremely high strength concrete

In JNR, studies on the extremely high strength concrete with compressive strength up to  $1,000 \text{ kg/cm}^2$  have been made since 1970, and the three methods of producing this concrete are as follows:

- (1) Water cement ratio reducing method by using water-reducing agency.
- (2) Method using artificial aggregate of crinker.

### (3) Auto-clave curing method.

Of the above mentioned methods, the method (1) is the most favorable one from the viewpoint of the ordinary facilities and past long experiences of work execution.

With the extremely high strength concrete produced by the method (1), it has been proved that the quality of the aggregate have much effect on the concrete strength and that the optimum ratio of fine aggregate is 30 to 40%. The physical property of hardened concrete has been examined. Furthermore, 5-meter T-section type girders have been tested to get some guidance for work execution.

#### (1) Studies on mix proportion of concrete

For studying the characteristic of mixed concrete, tests have been made on the following mix proportions;

- a. Fine aggregate ratio; 10, 20, 30 and 40%
- b. Coarse aggregate; river sand and gravel, and crushed stones
- c. Unit cement volume; 500, 700 and 900 kg/m<sup>3</sup>
- d. Max. size of coarse aggregate; 10 and 20 mm
- e. Admixture; with and without admixture

As a result of the tests, it is found that if the ratio of fine aggregate is under 20%, the concrete is rough, especially when unit cement volume is less than 500 kg/cu. meter. Therefore, the optimum ratio of fine aggregate is about 30 to 40% with both the river sand and gravel and the crushed stones.

#### (2) Compressive strength

With the unit cement volume 700 kg per cu. meter, compressive strength is about 950 - 1,050 kg/cm<sup>2</sup> with admixture, and about 530 - 760 kg/cm<sup>2</sup> without admixture. With the quick cement the short term compressive strength of concrete is as high as 437 kg/cm<sup>2</sup> at the age of one day. When the ratio of fine aggregate is less than 20% and unit cement volume is 500 kg/m<sup>3</sup>, the strength of concrete becomes lower. With the unit cement volume of 700 kg per cu. meter, the crushed stones and river sand and gravel keep high strength regardless of the ratio of fine aggregate, the maximum size of aggregate, whether 10 or 20 mm, showing the same strength.

#### (3) Modulus of elasticity

Modulus of elasticity of extremely high strength concrete is 3.0-4.0 x 10<sup>5</sup> kg/cm<sup>2</sup>.

#### (4) Variety of concrete strength due to the difference of stone quality of aggregate

The results of compressive and bending tests show that effect of the stone quality is as much as 25% of compressive strength. It is therefore impossible to produce the extremely high strength concrete with the aggregate containing weak stones such as serpentine, weathered rock, shale, or limestone. What is necessary is to select the strong aggregate based on the results of accurate tests with stone quality.

### (5) Compressive fatigue strength

Compressive fatigue test has been done using a concrete cylinder, 10 cm in diameter and 20 cm long. The upper load limitation of the compressive fatigue test was as 55, 60, 65, 70 and 80% of the static ultimate strength, while the lower load limitation was kept a certain value.

Although the results of the test showed some deviation for the certain stress ratio, the fatigue strength of extremely high-strength concrete is deemed to be about 55% of the static ultimate strength.

### (6) Creep

Creep measuring test has been done with four test pieces — two of them for 100 days under the load intensity of  $170 \text{ kg/cm}^2$  and the others for 300 days under that of  $270 \text{ kg/cm}^2$ . The creep coefficient was about 0.8.

### (7) Ultimate strain

Measured were the stress-strain curve and the shape of stress distribution near the failure point.

The strain of extremely high-strength concrete is about 3‰ at the highest stress point, and that of the ordinary concrete is about 2.5‰. Stress distribution has shown the trapezoid distribution, intermediate between the triangular and rectangular ones.

### (8) Durability against freezing and thawing

Test has been done by the method of the ASTM C 200. The comparison between the durabilities of extremely high-strength concrete  $\sigma_{28} = 900 \text{ kg/cm}^2$  strong and that of the ordinary concrete with no entrapped air  $\sigma_{28} = 330 \text{ kg/cm}^2$  strong was made to show that in case of the ordinary concrete the modulus of the vibro-elasticity became below 50% at 75 cycles and in case of the extremely high-strength concrete, even with no entrained air, the concrete barely weathered at as much as 450 cycles. The extremely high-strength concrete is superior to the ordinary one with comparatively low strength in the durability against freezing and thawing.

## 3. Concrete placing test

The extremely high-strength concrete was applied firstly to the Ayaragigawa Bridge on the San-yo Shinkansen. Prior to the construction of the bridge, concrete placing test was done to check the workability at the work site.

Concrete mix-proportion was determined to be the design standard strength  $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$ , with the slump as  $8 \pm 2 \text{ cm}$ , water cement ratio as 31%, sand aggregate ratio 34%, unit cement volume 484 kg per cu. meter, and water reducing agent NL 1400, 0.9% of the unit cement volume.

The test has been done four times in all with the 5-meter long beams, whose section is the same as that of the Ayaragigawa Bridge and sheath is bent up as the beam end.

The results show that if slump become less than 8 cm, the mobility of concrete turns to be poor, poor consolidation appearing along the upper side of sheaths. When slump becomes more than 16 cm, the segregation of the aggregate happens. Therefore, as a counter-measure, the variation of the

surface water of fine aggregate has been kept small, and the placement of frame vibrators reviewed. The diameter of the vibrator was made 35 mm, and the distance between the frame and reinforcement 40 mm, so as to make it easy to insert the rod vibrator. And also the mix-proportion of concrete has been adjusted as follows: slump is as  $12 \pm 2.5$  cm, water cement ratio as 30%, sand aggregation ratio as 40%, unit cement content as 484 kg per cu. meter, water reducing agent as 0.75% of the unit cement weight.

After curing the beams, the compressive strength of concrete of each part of them was estimated by both ultra-sonic nonfailure method and core specimen by boring.

Test results have shown that the compressive strength of 28-day-age is valued as maximum 780 kg/cm<sup>2</sup>, minimum 635 kg/cm<sup>2</sup>, and mean 753 kg/cm<sup>2</sup>, respectively.

#### 4. Application of extremely-high-strength concrete

##### 1) T-section type girder

The extremely-high-strength concrete was firstly applied in Ayaragigawa Bridge constructed, in winter, secondly Kagetsu Bridge in summer, both on the San-yo Shinkansen.

Explain in detail below is the construction of Ayaragigawa Bridge.

Ayaragi River crosses the San-yo Shinkansen in 45 degrees in Shin-Shimonoseki Station.

As the piers were not allowed to stand inside the river, and the crossing angle of the railway with the river was limited to 60 degrees, the span was 49 meters long with the total length of bridge 50 meters. The bridge consists of single track 4T-section girders and double-track 8 T-section girders, totaling 12 girders.

By the use of extremely-high-strength concrete of  $\sigma_{ck} = 600$  kg/cm<sup>2</sup>, it enabled to lower the girder depth, and to reduce the weight of the main girder to less than 150 tons, which was the limit in crane handling. As a result, erection work was easily carried on and completed on schedule.

The girder depth is one 18th of span length, which is strictly specified by the design standards of Shinkansen structures.

(1) The main girders were manufactured in manufacturing yard near the work site.

(2) Concrete plant about 1 km apart from the work site was used.

(3) Concrete placing method

a. Received mixed concrete in bucket from mixing car at the work site, then the bucket was carried to the placing site by gantry crane of 2.5-ton capacity.

b. Two buckets of concrete were placed from bottom of girder to the top of web as lower portion and then placed upper flange as upper portion. Upper portion was placed 30 to 60 minutes after lower portion was placed.

Concrete volume was 41 cu. meters for the lower portion and 17 cu. meters for the upper, totaling 58 cu. meters. Concrete placing was finished in about 5 - 6 hours, so the rate of placement was 10 cu. meters per hour.

- c. Change of slump was comperably small because the transportation time was as short as 5 to 20 minutes. When concrete arrived much quicker than usual, the slump at the work site was sometimes a little larger than the slump at the plant.
- d. Consolidation

8 bar vibrators (diameter 35 mm, 12,000 rpm) and 12 frame vibrators (1/4 HP, 345 rpm) were set zigzag at 3-meter intervals, 60 cm high and 140 cm high respectively from the bottom. Especially at the bent up part of sheaths, consolidation work were executed by injecting the bar vibrators between the frames and the reinforcement.

#### (4) Curing

As it was winter, all beams were covered by sheet to keep the temperature inside between 10 and 15°C. The maximum temperature showed 50°C in 15 hours after concrete placing. The temperature difference between the atmosphere and inside the sheet was 40°. The upper face of beam flange was covered curing mats.

#### (5) Compressive strength

Concrete cylinders each 10 cm in diameter and 20 cm long, were used as concrete specimen for compressive strength test. The compressive strength at the age of 28 days by standard curing was 659 kg/cm<sup>2</sup>, where the number of specimen were 39, and standard variation 25.9 kg/cm<sup>2</sup>, that is to say, coefficient of variation 3.9%, and entrapped air 0.8% at mean value.

#### (6) Erection

After beams were moved side-ways, they were transported to the erection site by truck, and then hanged and erected by two cranes of 127-ton capacity.

#### 2) Prestressed concrete through truss bridge

A concrete through truss bridge was built crossing over the prefectural road to construct a line to the Rolling-stock Base from Hiroshima Station.

The bridge being in the urban area near the Station, there was strong need to reduce train noise. The through type had to be adopted because of road clearance below the bridge. From these reasons, it was quite advantageous to adopt the through truss.

#### (a) Experimental studies

(1) For the study of panel point portion, fatigue strength test, photo elastic test and concrete placing test were executed.

(2) Static load bearing test was conducted on the model truss, whose scale was about one third of truss bridge and composed of three panels, 8.1

meters of span length, to confirm ultimate strength of truss structure.

(b) Design of the Iwahana through truss bridge

(1) General structure

i) From many types of truss, Warren truss type was adopted because the number of the chords is small.

ii) Floor structure

The composite structure embodying slab and lower chord is effective for earthquake proof and reduction of concrete volume. However, the structural analysis is complex and concrete volume placed at work site becomes large. Therefore, non composite structure, whose stress distribution is easy to estimate, was adopted. Floor slab of hollow type was manufactured at concrete plant with the concrete of design standard strength  $500 \text{ kg/cm}^2$ .

iii) Partition of member of the truss

Precast members were divided as follows: panel points, upper and lower chords, diagonals, cross beam, upper cross beam for each panel. Although the concrete joint was adopted at upper chord for the purpose of absorbing the errors in manufacturing and construction work, resin joint was generally used at other parts.

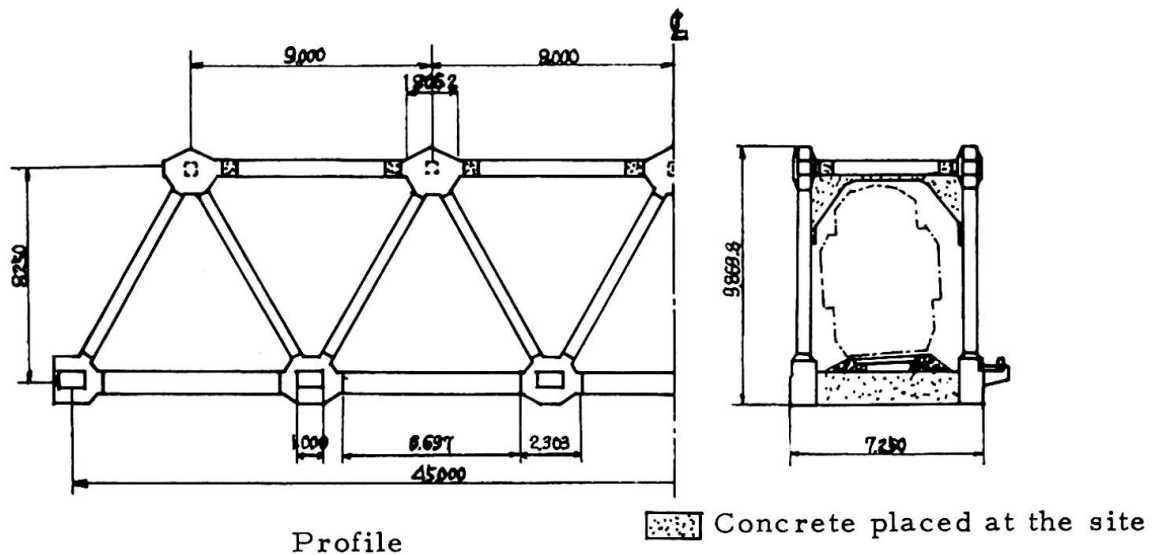


Fig. Iwahana PC Truss Bridge

## (c) Manufacturing of members

The precast members were manufactured at the Okayama concrete plant of OKK corporation about 160 kilometers away from the work site.

To manufacture members such as lower chords, diagonals and chords, plane truss dimension at real scale was made at first. Then the frame were built up between block panel points, and then high strength concrete was placed. Thus it was possible to make good connection at each end face of the precast member. The upper chords and the cross beams were separately manufactured because of concrete joint.

## (d) Erection

Erecting work was executed with the scaffolding at the work site as follows:

(1) Lower chords and lower panel points were connected in all length of span.

(2) Connecting middle cross beams.

(3) End cross beams were concrete-placed at work site.

(4) Laying of slabs.

(5) The diagonals of each panel were fabricated temporarily on the ground using hanging apparatus.

(6) Temporary diagonals fabricated in (5) were placed on the scaffolding and set.

(7) The upper panel points were set and the cables of the diagonal chords were tensioned.

(8) Upper cross beams and upper chords were set at the due place using hanging apparatus.

(9) Concrete for joints of the upper cross beams and upper chord members were placed.

## 5. Observation

The span length of concrete railway bridge will be come longer along with the development of high-strength concrete to solve the environmental problems of such projects as riparian improvement, highway widening and grade separation.

In addition, there are strong needs to shorten the construction periods and to abate the noise during construction, and the precast method proves in bridge construction.

The extremely-high-strength concrete is quite effective to reduce dead weight of concrete bridge of long span.

For instance, in the case of 60-meter span length, the dead load can be reduced by 14% by using  $\sigma_{ck} = 600 \text{ kg/cm}^2$  concrete and about 29% by using  $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$ .

In the case of the continuous bridge by precast concrete block method with the center span of 100 meters and each side span of 60 meters with



standard design strength  $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ , concrete volume is estimated at 4,000 cu meters, and pier reaction about 4,000 tons, and with the standard design strength  $\sigma_{ck} = 800 \text{ kg/cm}^2$ , concrete volume is estimated at 3,400 cu meters, and pier reaction 3,000 tons.

Hence, it can be said that prestressed concrete truss is much economical.

Necessary for further development of prestressed concrete bridge are not only the enlargement of span length but also the development of panel and slab structures, taking into considering erection methods. Necessary for further development of prestressed concrete bridges.

In JNR, prestressed concrete through truss with the span length of 72 m, now planned for track additioning of the Nippo Line in Kyushu and also deck truss with the 45-m long span in the construction work for the Tohoku Shinkansen.

#### SUMMARY

On the Japanese National Railways, longer concrete bridges are increasingly used to reduce train noise. Studies on ultra high-strength concrete, especially that using aromatic sulpho compounds water reducing agent, have been made. Mix proportion tests and tests for basic characteristics of concrete have also been carried out. PC T-section girders were used in the construction of the Ayaragigawa Bridge, and PC through trusses on the Iwahana Bridge.

#### RESUME

Récemment, aux Chemins de Fer Nationaux du Japon, on a adopté des poutres en béton de plus en plus longues dans le but de réduire le bruit des trains. Des études sur le béton précontraint à très haute résistance ont été effectuées en utilisant un agent aromatique sulfuré réduisant l'eau à utiliser. Les expériences ont été réalisées avec des mélanges de proportions différentes afin d'étudier les caractéristiques fondamentales de ce béton. Des applications ont été faites, sur le Pont Ayaragi avec des poutres en béton précontraint de sections en T, et sur le Pont Iwahana.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Seit kurzem werden von den Japanischen Staatsbahnen immer häufiger lange Brücken gebaut, um den Lärm der fahrenden Züge zu vermindern. Um diesen Forderungen nachzukommen, werden jetzt bei den JNR Versuche mit höchstfestem Beton insbesondere unter Zusatz von aromatischen, Anmachwasser sparenden Lösungsmitteln durchgeführt. In den Versuchen wurden die Eigenschaften verschiedenartig zusammengesetzten Betons geprüft. Höchstfeste Betone fanden Anwendung im Brückenbau bei den Brücken über den Fluss Ayaragi und über den Iwahana.

## Vib

### Studies on Prestressed Concrete Pile with High Torsional Strength

Etude des pieux en béton précontraint ayant une grande résistance à la torsion

Untersuchungen an Spannbetonpfählen mit hoher Torsionsfestigkeit

JIRO MURATA  
D. Eng. Professor  
Tokyo Metropolitan University  
Tokyo, Japan

KATSUYA OKUYAMA  
M. Eng. Section Chief  
RD Dept. Nippon Concrete Industries Co. Ltd.  
Tokyo, Japan

KATSURO KOKUBU  
M. Eng Associate Professor  
Nagaoka Technical College  
Nagaoka-shi, Niigata, Japan

#### 1. Introduction

Precast concrete piles used for pile-bent structures and torsional-motion driving methods require high torsion resistance. Since the rigidities of concrete members subjected to torsion are greatly reduced on development of cracking, it is thought important for cracking strength to be increased. The studies described herein aimed for increase of torsion resistance of precast concrete piles through introduction of mechanical prestress in the axial direction and chemical prestress. The methods of introducing large chemical prestress, the effect of mechanical prestress or chemical prestress, and the torsional properties were examined.

As a result of the experiments, the torsional strengths of mechanically and chemically prestressed piles were found to be approximately 4 times those of reinforced concrete piles and approximately 1.5 times those of piles with only mechanical prestress.

#### 2. Manufacture and Testing

The testing was performed divided into the 4 steps described below:

- Step 1. Examination of effect of chemical prestress using model piles.
- Step 2. Examination using full-sized piles.
- Step 3. Study of method for developing adequate chemical prestress.
- Step 4. Study of effect of combining mechanical prestress and chemical prestress.

##### 2.1 Manufacture of Test Specimens

The shapes and dimensions of the specimens used at the respective steps are as indicated in Fig. 1 and Fig. 2. It should be noted that the hollow cylindrical specimens used for internal pressure tests were of outer diameter of 200 mm (inner diameter, 106 mm) and length of 200 mm, and were provided with 2.6-mm spiral reinforcement.

### Mix Proportions

With concrete of  $w/c = 0.37$ ,  $s/a = 40\%$ , cement content of  $420 \text{ kg/m}^3$ , using water-reducing admixture for slump of 12 cm as a basis, expansive components were used at rates of replacement of  $42 \text{ kg/m}^3$  for Step 2,  $55 \text{ kg/m}^3$  for Step 3, and additions of  $35 \text{ kg/m}^3$  and  $45 \text{ kg/m}^3$  for Step 4.

### Specimen Molding and Curing

In the first step, reinforcing steel cages were fitted into molds after which concrete was placed and consolidated by vibration. On stripping the next day, curing was performed in water at  $20 \pm 1^\circ\text{C}$ .

At Steps 2, 3 and 4, reinforcing bar cages were fitted inside molds and centrifugal consolidation was performed after placing of concrete. Curing was by steam at a maximum temperature of  $65^\circ\text{C}$ , with curing in water carried out after stripping of molds. Further, at the 4th step, in order to preclude mold restraint during curing, paraffin was coated on the inner surfaces of molds to a thickness of 2 mm. Piles at the 3rd and 4th steps in which mechanical prestress was introduced were manufactured by a prestressing method.

## 2.2 Methods of Testing

Torsion tests were carried out in all cases for pure torsion with one end fixed and the other subjected to torque. Loading was done in fixed increments until cracking was produced upon which the load was removed and then reapplied up to failure. Rotation angles of members were measured by dial gauge at the middle 20-cm portions in the axial direction for model piles and 90-cm portions for full-sized piles.

Internal pressure tests were performed by linear loading on inserting two small specially made jacks into the hollow cylinders. By applying internal pressure, specimens failed due to cracks produced from their exterior surfaces.

The uniaxially restrained expansion tests used in Steps 1 and 2 were performed on specimens with reinforcement ratio of 0.64%, and length changes of axial reinforcement were measured with dial gauges at Step 1, while at Step 2, the distances between gauge marks at three points on cover plates at each of the specimen ends were measured with contact-type gauges. Lengths prior to concrete placement were taken as bases in both cases.

## 3. Results and Deliberations

### 3.1 Method of Attaining Adequate Chemical Prestress

With expansive concrete the strength must not be allowed to be reduced by increased volume of expansive materials to result in offsetting chemical prestress. Almost all of the chemical prestress is transferred during steam curing and part of it is lost later on stripping of molds. In order to prevent this from happening, it is advantageous to cause the reaction to expansion to be carried by spiral reinforcement and the spiral reinforcement to be arranged as much as possible toward the outside. According to the results given in Table 3, effects of 6 to 8% were seen when curing was performed eliminating the influence of the mold, and 12 to 14% when spiral reinforcement was expanded outward.

### 3.2 Cracking Moment

Fig. 3 is a summarization of cracking strengths in the results of torsion tests performed at Steps 1 and 2. It can be seen that shear stress at the time of crack production is increased in correspondence with restraining reinforcement ratio. The shear stresses at crack production of piles not using expansive additives were 29.8 and 21.6 kg/cm<sup>2</sup> respectively for Specimens N01 and N3.

In restrained expansion of concrete, it can be considered that Eq. (1) is applicable for age of  $t$  and reinforcement ratio of  $p_i$ .

$$K_t = \sigma_{cpit} \cdot \epsilon_{pit} = E_s \cdot p_i \cdot \epsilon_{pit}^2 = \text{constant} \dots\dots\dots (1)$$

where  $\epsilon_{pit}$  : expansion strain at age  $t$  and reinforcement ratio  $p_i$   
 $\sigma_{pit}$  : chemical prestress at age  $t$  and reinforcement ratio  $p_i$   
 $E_s$  : modulus of elasticity of restraining steel

The chemical prestress transferred to a member with reinforcement ratio of  $p_i$  is according to Eq. (2) when  $K_t$  is determined for restrained expansion specimens.

$$\sigma_{cpit} = \sqrt{K_t \cdot E_s \cdot p_i} \dots\dots\dots (2)$$

For the sake of simplicity in this case, the reinforcement ratios in the axial direction and the circumferential direction of the pile were converted to a 45-degree direction, and the chemical prestress transferred to the 45-degree direction of the pile at this reinforcement ratio was estimated. With the concretes used in the piles at Steps 1 and 2, the chemical prestresses estimated from  $K$  are 14.1 kg/cm<sup>2</sup> in the 45-degree direction of the pile E4 and 12.1 kg/cm<sup>2</sup> for E3.

It is seen from Fig. 3 that by superimposing cracking strength of concrete not using expansive additive on the estimated value of chemical prestress the result approximates the stress intensity at the time of crack production of an expansive concrete pile. In effect, the torsional strength of the expansive concrete pile was approximately 1.7 times greater at spiral reinforcement ratio of 0.73% for the full-sized piles in Step 2.

Assuming that cracking due to torsion of a member prestressed in two directions follows the maximum stress theory, Eq. (3) is obtained.

$$M_{tpc} = M_{tc} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{cpv} + \sigma_{cpl}}{\sigma_{ct}} + \frac{\sigma_{cpv} \cdot \sigma_{cpl}}{\sigma_{ct}^2}} \dots\dots\dots (3)$$

where  $\sigma_{cpv}$ ,  $\sigma_{cpl}$  : prestresses in circumferential and axial directions  
 $\sigma_{ct}$  : tensile strength of concrete  
 $M_{tc}$ ,  $M_{tpc}$  : cracking moments of non-reinforced and prestressed concretes

Eq. (3) coincides with Cowan's equation when prestress in the circumferential direction is taken to be zero. The cracking moment of S0 with mechanical prestress only was 2.56 tm. Assuming that tensile strength of concrete is about 1/13 of compressive strength, the estimated value according to Eq. (3) becomes 2.69 tm and the ratio of 1.05 indicates a good approximation. The cracking strength of W45 handled in a manner for chemical prestress to be sufficiently introduced was 3.80 tm, approximately 1.5 times that for a pile with mechanical prestress only.

### 3.3 Torsional Rigidity and Ultimate Yield Strength

Fig. 4 indicates the relationships between torsional moments and torsional angles of S0 and W45. There were no great differences in torsional rigidities until production of cracks, while stiffnesses after production of cracks were extremely reduced. The precast concrete piles being marketed in Japan at present have small quantities of spiral reinforcement, and with yield strengths reduced accompanying crack production, it is thought they would be hazardous used as structural members subjected to torsion. The pile W45 had an increased quantity of spiral reinforcement for the purpose of introducing strong prestress, and as a result there was no reduction in yield strength accompanying crack production at an ultimate yield strength of 4.35 tm; an increase of approximately 15% from the cracking strength of 3.80 tm was indicated. For piles to be used in pile-bent structures, there should be a necessity for determination of spiral reinforcement quantity of an extent that cracking strength can be maintained at the least.

With S0, to which only mechanical prestress was introduced, a single continuous crack developed in a direction at an angle of  $30^{\circ}\sim 35^{\circ}$  to the axis. Piles to which chemical prestress and mechanical prestress were transferred showed numerous cracks at  $45^{\circ}$  or at angles close to  $45^{\circ}$ . This is an indication of good stress dispersion after crack production because of the increase in the quantity of spiral reinforcement.

### 4. Conclusions

The following results were obtained through torsion tests of piles made with expansive concrete which were mechanically prestressed:

- (1) In case of manufacturing piles using expansive concrete, it was found advisable for the quantity of spiral reinforcement to be increased and at the same time to be arranged toward the outside as much as possible, and further, for restraint on concrete to be removed at an early period by stripping molds, with reaction to expansion made to be carried by spiral reinforcement. The result was that the increase in cracking strength was approximately 1.34 times greater.
- (2) The torsional strength of piles with mechanical prestress of  $47 \text{ kg/cm}^2$  was 2.56 tm, and using expansive additive at a rate of  $45 \text{ kg/m}^3$  with spiral reinforcement ratio of 1.54%, the result was 3.80 tm, or an increase in strength of approximately 1.5 times.
- (3) In the case of the pile W45, increases in cracking strength and ultimate yield strength were attained through increase in spiral reinforcement ratio. It was confirmed through this that cracks could be well dispersed.
- (4) It is thought that cracking strengths of expansive concrete members can be estimated by obtaining chemical prestress by  $\sigma = \sqrt{K \cdot E \cdot p}$  and by superimposing on strength of concrete not containing expansive additive.

### References

1. Masatane KOKUBU; Use of Expansive Components for Concrete in Japan, Expansive Cement Concretes, ACI SP-38, Nov. 1972.
2. Committee of P.C.E.A.: Report of Commission on Pilebent, Jour. of Japan Prestressed Concrete Engineering Association, Vol. 16, No. 5, Oct. 1974.

Table 1. Chemical Composition of Expansive Additive  
(Calcium Oxide Type)

Ig. Loss	Chemical Analysis, (%)							Specific Surface (cm <sup>2</sup> /g)	Specific Gravity
	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Total		
0.9	11.4	2.7	1.6	79.4	0.8	3.3	100.1	2440	3.18

Table 2. Torsional Strength Results

Step	Kind of Concrete	Pile No.	Condition of Mold	Spiral		Torsional Moment		Comp. Strength (kg/cm <sup>2</sup> )
				Dia.-Pitch (mm)	Ratio (%)	Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
1	W:C:S = 1:2.5:4	N01	Mold restraint	1.8-10	1.37	5.10x10 <sup>-2</sup>	5.23x10 <sup>-2</sup>	564
		E11		1.8-10	1.37	9.19x10 <sup>-2</sup>	7.12x10 <sup>-2</sup>	455
	W:C:S = 1:2.5:4	E12		1.8-20	0.68	6.86x10 <sup>-2</sup>	5.13x10 <sup>-2</sup>	
		E13		1.8-30	0.46	5.88x10 <sup>-2</sup>	4.56x10 <sup>-2</sup>	
		E12S		1.8-19.3-45°	1.00	11.24x10 <sup>-2</sup>	10.62x10 <sup>-2</sup>	
2	C = 420	N3	Mold restraint	3-30	0.41	1.00	1.58	578
	C = 378	E3		3-30	0.41	1.44	1.64	526
	E <sub>x</sub> = 42	E4		4-30	0.73	1.66	1.90	
3	C = 365 E <sub>x</sub> = 55	D3	Mold restraint	4-30	0.73	2.84	3.05	473
		G3		(I)4-30 (O)3-50	1.06	2.96	3.73	
4	C = 420	U35	Paraffin coated Mold restraint	(I)3-50	1.06	3.00	3.81	566
				(O)4-30		3.01		
	E <sub>x</sub> = 35	W35	Paraffin coated	(I)4-30	1.54	3.42	4.53	
				(O)4-30		3.42		
	C = 420	U45	Paraffin coated Mold restraint	(I)3-50	1.06	3.27	3.88	541
				(O)4-30		3.04		
E <sub>x</sub> = 45	W45	Paraffin coated	(I)4-30	1.54	3.80	4.35		
			(O)4-30		3.80			

Test results averages of 2 specimens. Six 7-mm bars used as axial reinforcement in all cases. Mechanical prestress of 47 kg/cm<sup>2</sup> introduced in axial direction in Steps 3 and 4. (I): inner spiral reinforcement. (O): outer spiral reinforcement.

Table 3 Internal Pressure Test Results of Hollow Cylinders

Steel Ratio (%)	0.71				0.83	
Covering of Spiral R. (mm)	10		1		1	
Condition of Mold	Mold	Demold	Mold	Demold	Mold	Demold
Cracking Load (t)	2.38	2.56	2.71	2.88	3.07	3.27

The value is the average of two measurements

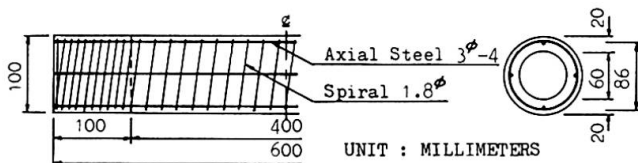


Fig. 1 Details of Model Pile

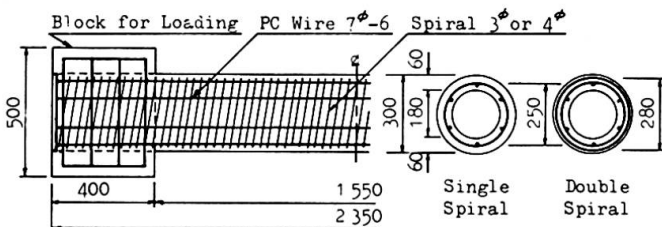


Fig. 2 Details of Full-sized Pile

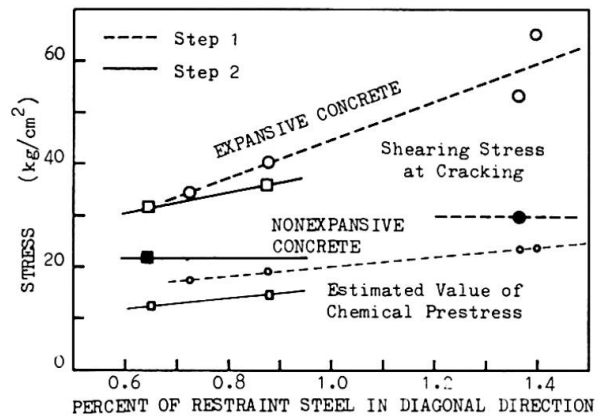


Fig. 3 Cracking Stress and Chemical Prestress

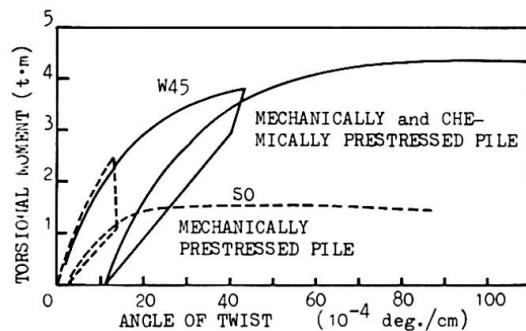


Fig. 4 Torsional Moment-Twist Curve

**SUMMARY**

Precast concrete piles used for pile-bent structures and torsional-motion pile-driving methods require high torsion resistance. In the experiments described here, mechanical prestress is introduced in the axial direction, added to which a considerable chemical prestress is introduced through increase in spiral reinforcement steel and release of mold restraint during curing, and torsional moments approximately 4 times those of reinforced concrete piles and approximately 1.5 times those of prestressed concrete piles are obtained.

**RESUME**

Un pieu préfabriqué mis en place par torsion requiert une haute résistance à la torsion. Dans les essais présentés ici, on a réalisé d'une part une précontrainte axiale introduite mécaniquement et d'autre part une précontrainte chimique obtenue par renforcement spiral et démoulage pendant le durcissement du béton. La résistance à la torsion de ces pieux est 4 fois, resp. 1,5 fois plus grande que celle de pieux en béton armé, resp. en béton précontraint normal.

**ZUSAMMENFASSUNG**

Spannbetonpfähle in biegebeanspruchten Konstruktionen, oder solche, die durch Eindrehen abgesenkt werden, erfordern eine hohe Torsionsfestigkeit. In den hier vorgelegten Versuchen wurde die Vorspannung in axialer Richtung einerseits mechanisch, andererseits auf chemischem Wege durch Verstärken der Spiralbewegung und Ausschalen während der Erhärtung des Betons eingetragen. Hiermit wird eine Torsionsfestigkeit erreicht, die 4 mal bzw. 1,5 mal so hoch ist wie diejenige von Stahlbetonpfählen bzw. normalen Spannbetonpfählen.

## Vib

### Recherches pratiquées en France dans le domaine des poutres de ponts, en béton précontraint par pré-tension, à durcissement accéléré par étuvage

Französische Untersuchungen über dampfgehärtete, vorgespannte Brückenträger

French Research on Prestressed Bridge Beams with Accelerated Hardening through Heating

**M. BRACHET**

Chef du Département Béton et Métaux  
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

**J. OLIVIER-MARTIN**

Président  
Syndicat des Procédés Industrialisés de Précontrainte

**A. DENIS**

Ingénieur  
Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes  
Paris, France

L'application aux ponts des techniques de précontrainte par pré-tension a, en France, des références anciennes, datant du début de la précontrainte ; mais cette application ne se développe de manière sensible que depuis peu d'années, alors que l'essor de l'industrie de la pré-tension s'est réalisé d'abord dans le domaine des planchers précontraints ( plus de 50 millions de m<sup>2</sup> par an ), puis dans le domaine des composants de structure de plus grande taille destinés aux entrepôts, bâtiments industriels, parkings de grande portée. Ces composants sont fabriqués maintenant dans une quinzaine d'usines réparties sur tout le territoire ; ces usines mettent à la disposition des constructeurs de ponts, des poutres préfabriquées dont la longueur peut atteindre plus de 30m. et la précontrainte appliquée dépasser  $4 \times 10^6$  N.

Il en résulte que de tels produits possèdent des caractères spécifiques de l'industrie du béton manufacturé. En France, ces fabrications se caractérisent par :

- des tensions initiales importantes des armatures de précontrainte : 0,85 Rg ou Tg, et, plus récemment, 0,95 Tg
- des cycles d'étuvage permettant d'obtenir des résistances assez élevées, 30 à 35 N/mm<sup>2</sup> sur cylindre, pour détendre les armatures une ou deux fois par jour
- des résistances finales de béton élevées, permettant de faire subir aux profils de poutres des variations de contraintes dépassant 24 N/mm<sup>2</sup>

Il est donc apparu nécessaire de vérifier l'aptitude au nouvel emploi de ces éléments en tant que poutres de ponts, compte tenu des conditions de fabrication mentionnées plus haut.

Dans ce but, et en prévision d'un développement de ces techniques dont l'intérêt est très général, la Direction des Routes du Ministère français de l'Equipement a fait procéder à une série de contrôles et d'essais systématiques lors de chantiers importants dans la région de BORDEAUX.

Ces essais se regroupent en 3 thèmes principaux :

- Vérifier ou améliorer les règles de calcul actuelles, en particulier pour ce qui est de l'évaluation des forces de précontrainte, compte tenu des particularités de la préfabrication - étuvage principalement. Nous avons intitulé cette recherche : «MESURE DES FORCES DE PRECONTRAINTES».



- Définir les moyens de contrôle en usine les plus appropriés pour obtenir et vérifier le niveau de qualité spécifié. Nous ne développerons pas ici ce second thème qui présente moins d'originalité que les deux autres : mais nous voulons néanmoins insister sur le caractère indispensable des recherches en matière de contrôles de qualité. Par exemple, on ne peut raisonnablement fournir de base valable au calcul des structures rendues hyperstatiques que si l'on sait maîtriser les déformations «isostatiques» des produits, ce qui implique la maîtrise des facteurs principaux de variabilité de ces déformations.
- Enfin, fournir des bases expérimentales au calcul des structures constituées par des éléments préfabriqués, solidarisés en structures hyperstatiques par coulage d'un béton de seconde phase. Nous avons intitulé cette recherche : «ETUDE DES ASSEMBLAGES».

## I – MESURE DES FORCES DE PRECONTRAINTE

L'ensemble des recherches développées sur ce thème concerne l'influence de l'étuvage du béton sur l'évolution des forces de précontrainte en cours de traitement thermique et ultérieurement.

On sait que l'étuvage modifie, entre autres, les lois d'interaction entre deux phénomènes qui sont la relaxation et la dilatation thermique.

L'étude séparée de chacun de ces phénomènes sous l'influence de l'étuvage a fait l'objet de plusieurs publications. En revanche, l'étude de leurs interactions pose de très difficiles problèmes de métrologie. En effet, la principale difficulté réside dans la mesure de la force de précontrainte au coeur même du béton.

- 1<sup>o</sup>) Dans l'attente de mise au point de méthode de mesure directe, on a tenté de déduire l'évolution de cette tension, de celle - facilement mesurable - qui existe dans les portions d'armatures qui ne sont pas noyées dans le béton. Cette mesure a été faite à BORDEAUX et a montré l'importance de l'étuvage sur l'évolution des tensions pendant le traitement thermique et sur la stabilisation de la force de précontrainte pendant les premiers jours. L'influence du gainage de certaines armatures a pu être notée, révélant ainsi les conséquences du développement de l'adhérence entre l'acier et le béton pendant le traitement.

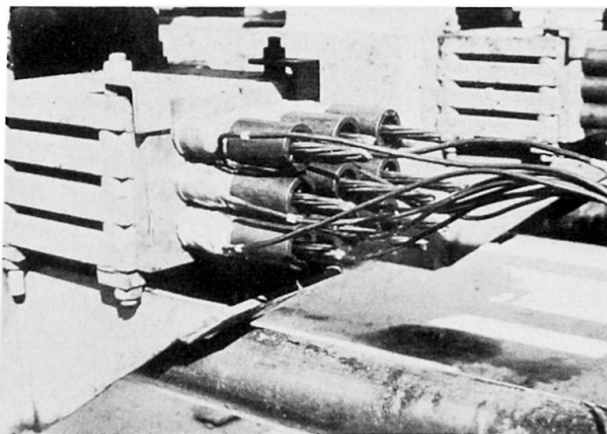


Fig. 1

Mesure des forces à l'ancrage

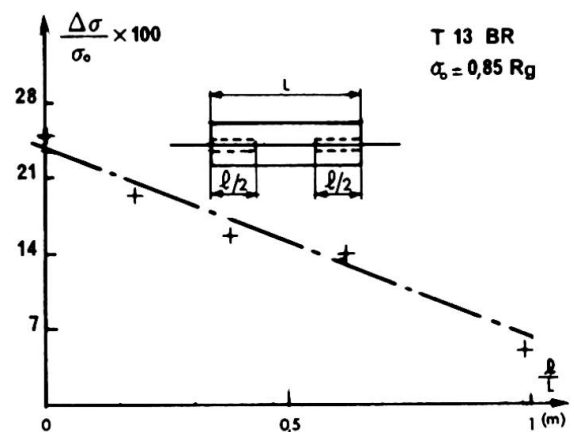


Fig. 2

Influence du gainage

Des essais de flexion de poutre combinés avec les autres contrôles de fabrication semblent également montrer l'exactitude des prévisions de tension finale.

Les essais de MM. NADER et DARDARE du C.E.R.I.B. ont utilisé la même méthode : il a été considéré que l'évolution de la tension au coeur du béton devait, dans les cas réels, être intermédiaire entre celles, mesurées aux extrémités d'un montage de laboratoire, dans les deux cas suivants :

- montée rapide en température, donnant l'assurance qu'aucune adhérence n'existe à ce stade (fig. 3).
- montée en température après 4 heures de palier et relâchement, en fin d'opération d'une, partie de la tension correspondant à la dilatation « théorique » de l'armature (fig. 4).

De nombreux résultats intéressants ont été obtenus, en particulier le fait que l'élévation de température accélère la vitesse de relaxation qui devient beaucoup plus faible par la suite. Elle semble confirmer le point de vue empirique que, pour des tensions de l'ordre de 0,8 Rg, la perte de précontrainte à moyen terme diffère fort peu de celle de la même armature tendue à la même tension et conservée à température ambiante. Mais elle souligne l'importance de l'étuvage sur la cinétique des phénomènes.

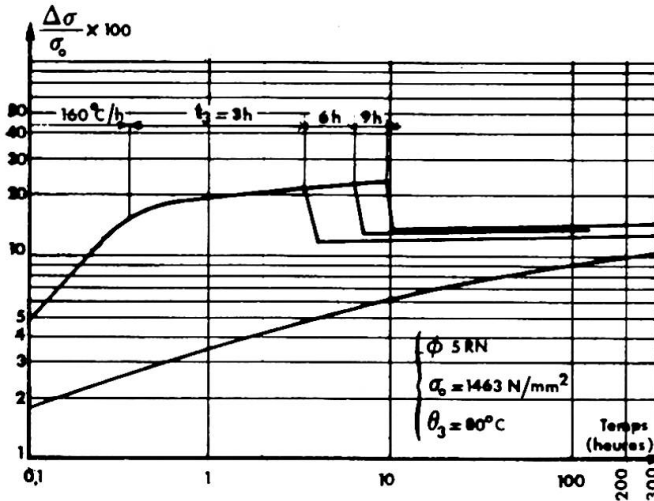


Fig. 3

Essai de relaxation : cas 1

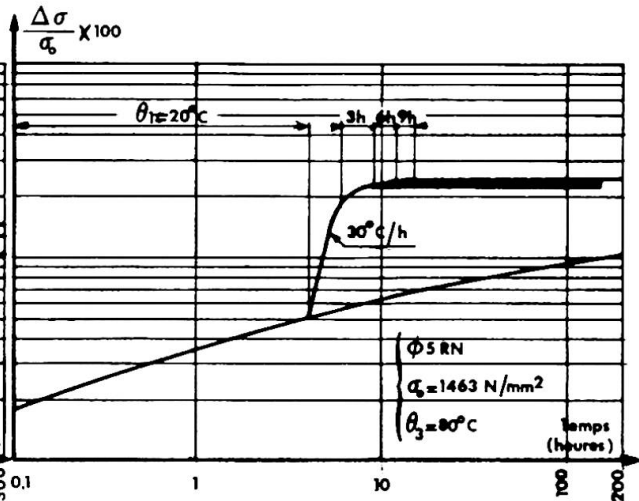


Fig. 4

Essai de relaxation : cas 2

- 20) Pour confirmer ces résultats de méthode indirecte, et compte tenu de leurs incertitudes, nous avons choisi de développer les moyens de mesure directe des forces de précontrainte à l'intérieur du béton.

Le dispositif mis au point consiste à disposer sur les armatures de précontrainte un coupleur équipé de jauges de déformation thermo-compensées. L'ensemble est étalonné puis installé sur le banc de préfabrication.

Ce dispositif peu encombrant est isolé du béton environnant par du polystyrène expansé. Bien entendu, ce coupleur peut également être disposé hors du béton.

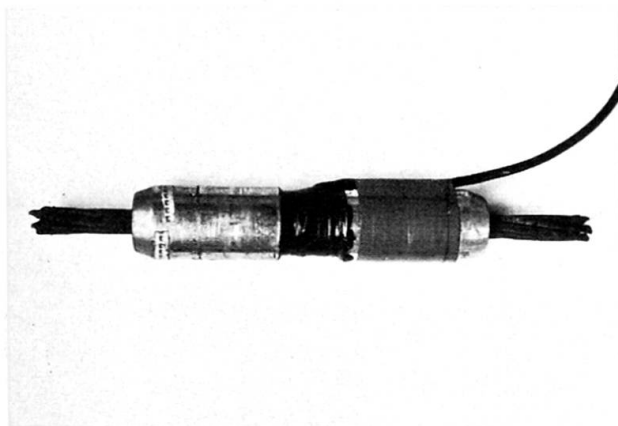
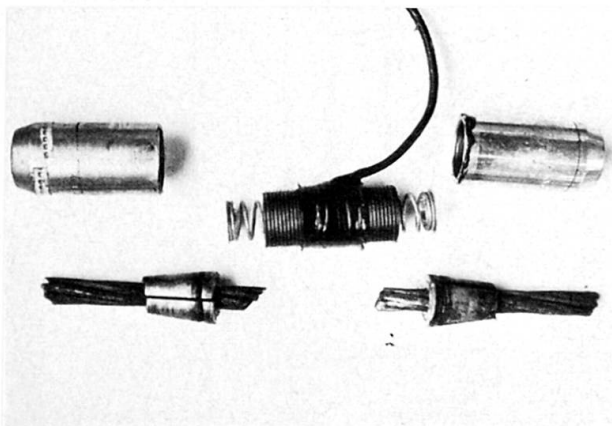
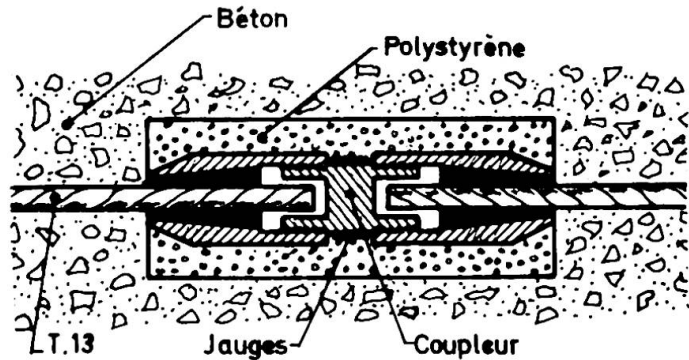


Fig. 5, 6, 7 - Schéma et vues du dispositif de mesure directe

Nous avons représenté ci-après les résultats donnés par ce dispositif de mesure dans le cas de préfabrication courante : la courbe A transcrit les indications données par le coupleur hors béton, la courbe B transcrit les indications données par le coupleur situé à l'intérieur du béton. Ce dispositif fait actuellement l'objet d'essais systématiques dans des conditions diverses de fonctionnement.

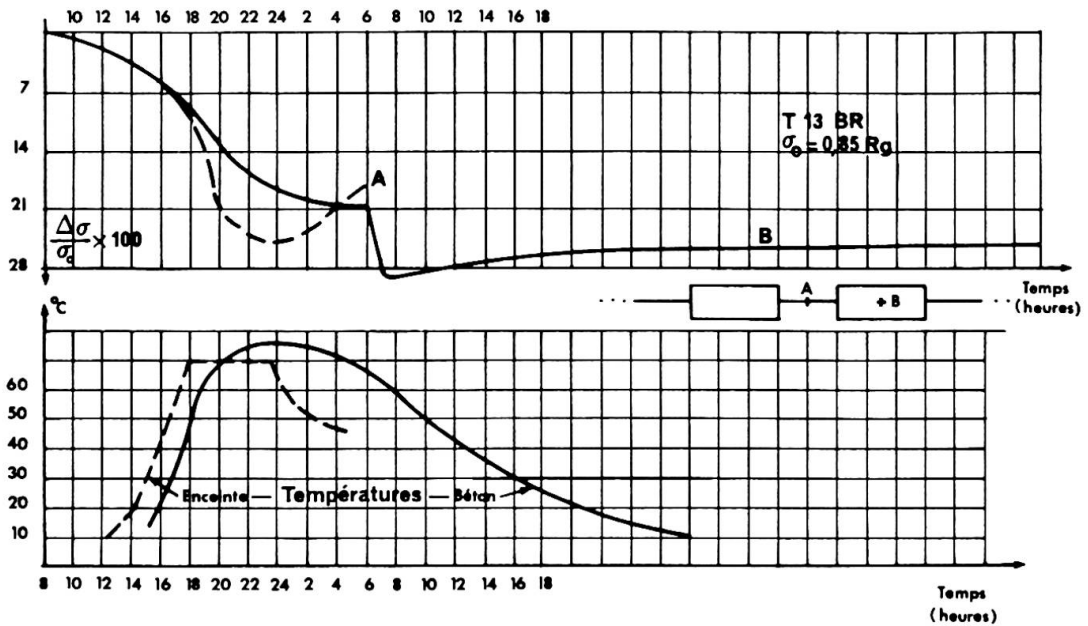


Fig. 8 - Résultats de la mesure directe

II – ETUDE DES LIAISONS

A l'occasion de la réalisation d'un ouvrage à travées hyperstatiques, nous avons constitué deux montages aux fins de les soumettre à des essais de chargement.

Le schéma statique de chacun de ces montages est représenté sur le graphique ci-après : les deux travées, d'abord indépendantes sont solidarifiées par un béton coulé en place en seconde phase.

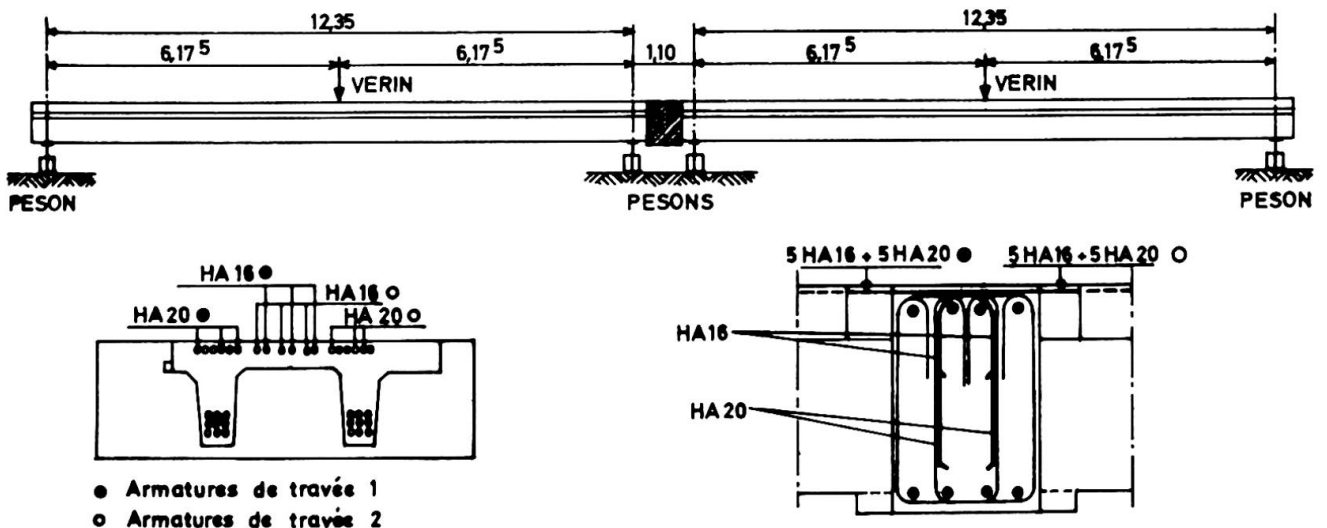


Fig. 9 - Schéma du montage soumis à essai

Lors des essais de chargement, différentes mesures sont prévues :

- mesure des réactions d'appuis par l'intermédiaire de huit pesons à lame de flexion,
- mesure des déformations des travées,
- mesure des rotations des sections par l'intermédiaire de jauges de déformations et de rosettes incorporées à différents niveaux et à différentes sections de travées.

## II - 1 - Etude à court terme

Nous avons représenté, pour deux cas de charge prévus au programme d'essai, les variations du rapport entre la force appliquée et la réaction de chaque appui lorsque la force appliquée croît (courbe A suivie du n° de l'appui).

Nous avons indiqué également la valeur du rapport  $R/F$  en cas de disparition de la liaison hyperstatique (travée indépendante courbe B).

Enfin, nous avons indiqué les valeurs obtenues par voie théorique en partant d'un schéma statique proche du schéma statique réel (courbe C suivie du n° de l'appui).

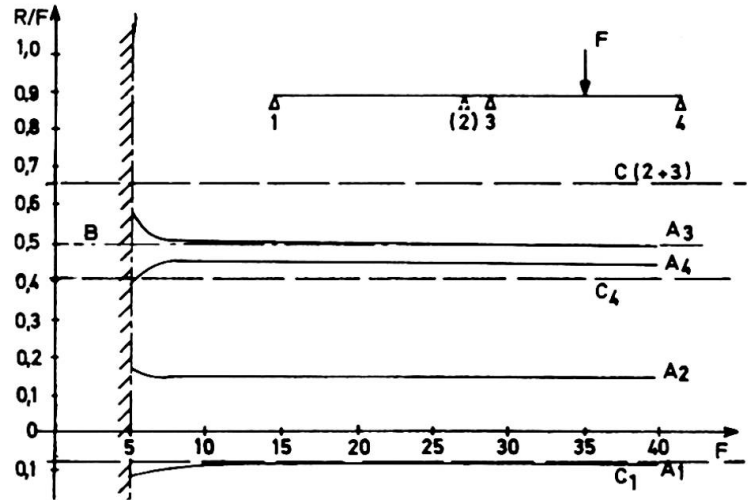


Fig. 10 - Cas de charge 1

Ce schéma statique est, selon le cas de chargement :

- pour le cas 1 (charge unique) : ouvrage à 2 travées dont les portées sont 13,45 m et 12,35 m, la charge étant appliquée dans la travée la plus courte,
- pour le cas 2 (charges dans chaque travée) : ouvrage à 3 travées dont les portées sont respectivement 12,35 m, 1,10 m et 12,35 m. Les charges sont appliquées au milieu des travées longues.

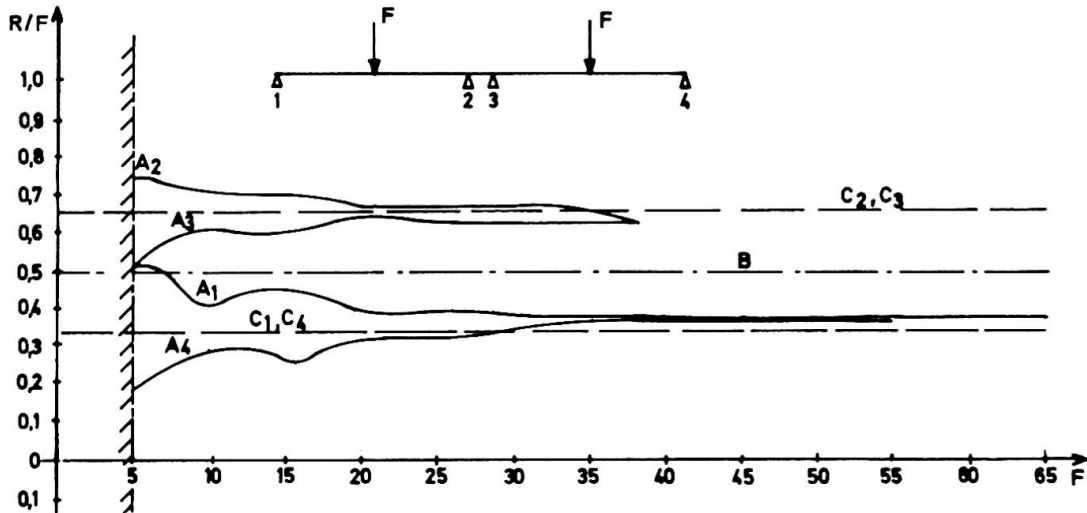


Fig. 11 - Cas de charge 2

Le dépouillement de ces essais est en cours mais les courbes obtenues à l'issue des mesures de réactions d'appuis dénotent un comportement linéaire proche du modèle théorique et ce, pour des charges appliquées atteignant 65 tonnes dans chaque travée.

Il est à noter que, pour le cas 2, il a été procédé à un déchargement pour  $F = 40$  tonnes, puis une reprise des essais au niveau initial. Les nouveaux résultats confirment alors le comportement élastique du système puisqu'ils n'accusent pas d'écarts notables par rapport aux valeurs antérieurement constatées.

## II - 2 - Etude à long terme

Pendant le premier semestre de l'année 1976, il sera procédé à un essai identique au précédent mais, par conséquent, un an après réalisation de la jonction entre les deux travées indépendantes, les résultats de cette nouvelle série seront communiqués au cours du congrès de l'A.I.P.C.

En attendant ces essais, le montage est régulièrement suivi par pesée des réactions d'appuis ; il a permis de mesurer les redistributions d'efforts entraînés par le fluage des poutres, dont les libres rotations sont gênées par le chevêtre coulé en seconde phase.

Bien que l'interprétation des résultats soit rendue très difficile par la grande sensibilité de la structure aux gradients thermiques, la méthode permet d'estimer l'incidence des redistributions d'efforts par fluage du béton sur le moment de fissuration du système et les modifications susceptibles d'en découler.

Les Auteurs remercient le laboratoire régional de l'Équipement de BORDEAUX, en particulier la section des bétons et la section de métrologie, dont le dynamisme et l'esprit d'initiative ont largement contribué au succès de cette campagne de mesures.

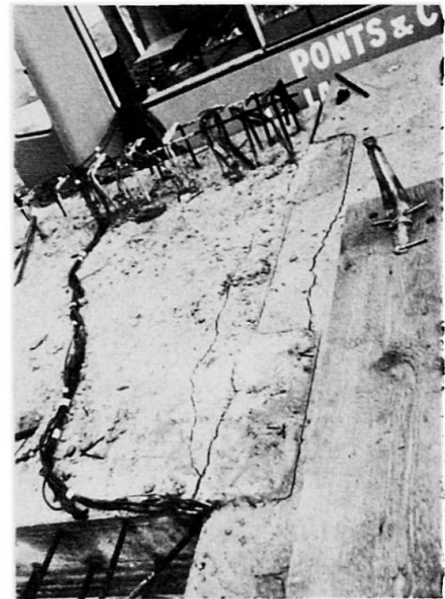


Fig. 12 - Chevêtre en fin de chargement (65 tonnes)

#### RESUME

Les auteurs dressent un premier bilan de la campagne d'essais et de contrôles entreprise à l'occasion de la préfabrication d'un grand nombre de poutres précontraintes par adhérence. Après un recensement des problèmes et des solutions possibles à la mesure des forces de précontrainte pendant et après un cycle d'étuvage du béton, ils proposent un moyen de mesure directe de la tension des armatures de précontrainte en contact avec le béton. La seconde partie traite de la réalisation d'assemblages d'éléments préfabriqués, les essais entrepris ayant pour but de vérifier le maintien du comportement hyperstatique des structures, aussi bien à court terme qu'à long terme.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die Autoren ziehen hier eine erste Bilanz der Versuche, die anlässlich der Herstellung einer grossen Anzahl von im Spannbett vorgespannten Trägern durchgeführt wurden. Auf der Basis einer eingehenden Diskussion der Probleme und Möglichkeiten einer Bestimmung der Spannkkräfte während und nach einer künstlichen Erhärtung schlagen sie eine Methode vor, mit der die Spannungen im einbetonierten Spann Stahl direkt gemessen werden können. Der zweite Problemkreis betrifft die Verbindung von Fertigteilen. Die durchgeführten Versuche klären das Verhalten statisch unbestimmter Tragwerke unter Kurz- und Langzeit-Belastungen.

#### SUMMARY

The authors draw first conclusions on a series of tests and controls made on the occasion of the prefabrication of a large number of prestressed beams. A census is made of problems and possible solutions for the measurement of prestressing forces during and after a heating-period. A solution is proposed for the direct measurement of the tension of tendons in contact with concrete. A second part deals with the assembling of precast elements and with tests for the evaluation of short and long term behaviour of statically indetermined structures.

**Erection Method of Prefabricated Concrete Arch Bridges by Using a Pretensioned Cable Truss**

Méthode de préfabrication d'un pont en arc, en béton, à l'aide d'un système porteur de câbles tendus

Herstellung einer Bogenbrücke aus Fertigteilen mit Hilfe eines vorgespannten Kabelträgers

A. WATANABE                      T. IDEMITSU  
Professor                          Associate Professor  
Kyushū Institute of Technology  
Tobata, Kitakyushu, Japan

## Introduction

There are a great number of narrow bays and deep valleys suited to be constructed concrete arch bridges in Japan, and the bridges have some good characteristics such as beautiful shape, no maintenance expenses etc., however only a few of them have been constructed in this country. The authors consider the main reasons of this fact as follows. The construction of a centre for a concrete arch needs a lot of time, labor and money, and the field works of cast-in-place concrete in an arch is quite difficult.

They have been studying the pretensioned cable truss (the PCT) for about ten years. As a result, it is found that wind resistance of the PCT is excellent and its displacement with live load is comparatively small. And these characteristics are good for the erection of bridges, therefore, they attempted to build up a prefabricated concrete arch bridge by using the PCT.

## 2. Pretensioned Cable Truss

The PCT was devised by the authors and was originally intended to be as a temporary structure for the erection of bridges. It can be briefly considered as a suspension bridge having the lower cables instead of the stiffening frames. An example is shown in Fig.2. Upper and lower cables are connected with several hangers in which tension meters and turnbuckles are inserted, and the cable truss is formed. The necessary amount of pretension is introduced into the truss by operating jacks and chainblocks inserted at the end of upper cables and in hangers respectively, controlling the tension of hangers with the meters inspection.

The erection system is generally composed of two PCT in parallel and cross beams are laid across them. This method enables the work in a suspended state to be done as safely as on the ground.

## 3. Division of concrete arch into precast blocks

After the ordinary design of the concrete arch bridge is over, the arch is split into several strips of arch and, moreover, each strip is divided into

proper number of precast concrete blocks. The authors call the strip of arch " arch ring strip " for convenience. In the case when the arch ring strips are formed by assembling the blocks, the crookedness of it inevitably results and it must be adjusted, so the portion of arch crown and the joint parts between the arch and spandrel walls are of cast-in-place concrete.

Splitting of the arch must be done in order that the arch ring strip formerly finished can sustain those which are built up later at both sides of it. And the proper size of the blocks are determined by considering the capacity of carrying equipments.

For the connections between blocks, the method of using lap joints of steel bars or post-tensioning method has been tried and obtained good results. Further investigation is being continued.

#### 4. An outline of the erection method of the bridge

Main steps of the works in the construction of a prefabricated concrete arch bridge is explained as follows.

- (1) At first, the PCT is designed and framed. At that time, it is necessary to calculate the most suitable amount of pretension and to determine the proper vertical position of cross beams so as to be laid along the lower surface of the designed arch.
- (2) In the case of the two hinged arch, hinges are placed for both ends of the arch.
- (3) Erection of the arch portion begins. Firstly, the blocks for an arch ring strip are built up. After the crookedness of it is adjusted, cast-in-place concrete for the part of arch crown is placed. The authors call this firstly made strip as " the fundamental arch ring strip " (just fundamental strip in brief). This work must be done as precisely as possible, or the works followed will become very hard. When the fundamental arch ring strip is built up and becomes to be supported by itself, the two strips made later at both sides can be sustained by the former one. Therefore, in this state, the PCT does not bear any load of the blocks and only play as falsework.
- (4) The erection works of other arch ring strips progress in order, as they are sustained by previously built up arch ring strips.
- (5) All the arch ring strips are built up and cast-in-place concrete is poured.
- (6) After spandrel walls are set up and the floor slabs of bridge are placed, the pavement work begins. Thus a prefabricated concrete arch bridge is completed.

#### 5. Basic Experiment

##### 5.1 Design of Model Arch Bridge

The authors firstly attempted to build up a small scale model arch bridge such as a footbridge. The design conditions were as follows.

Type of arch: two hinged arch. Span: 8.00m. Rise: 1.20m. Width: 0.80m. Load: uniform live load, 350kg/m<sup>2</sup>.

The shape and dimensions of the model bridge designed under the conditions mentioned above are shown in Fig.1. Then, the arch of this bridge was split into four arch ring strips and each of them was divided into seven blocks. In this model, the block connecting method which mentioned before was not used, but the both ends of the each block were shaped into angles as shown in Fig.1. And, at

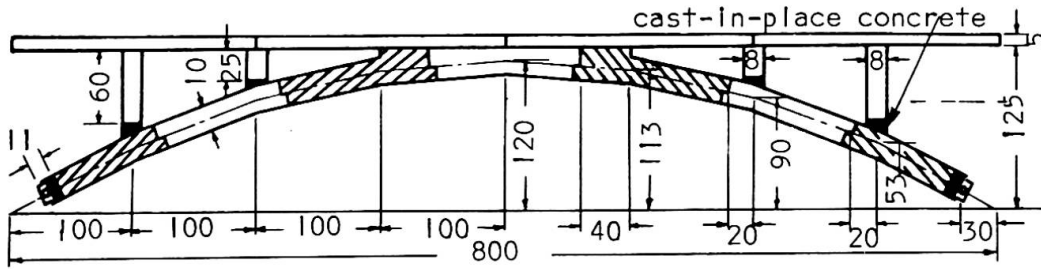


Fig.1 Model Arch Bridge

unit: cm

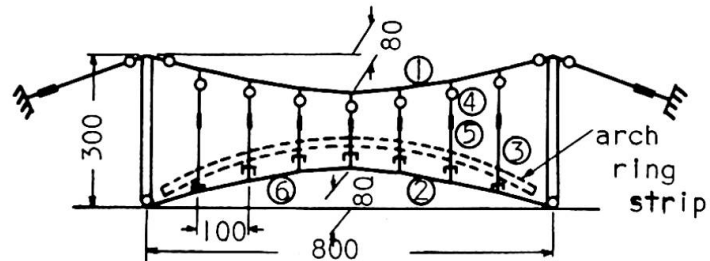
our convenience, cast-in-place concrete were not used for the portions of the arch crown, but at both ends of the arch. For spandrel walls, four of them were as long as they could be precast, but those near the arch crown were included in the crown blocks themselves as one body. For the bridge floor, only PC precast slabs (5cm x 20cm x 200cm) were used and just placed over the spandrel walls.

5.2 Manufacture of the Precast Blocks

The blocks were of reinforced light weight concrete and each of them weighed about 40kg. After assembling the form of an arch ring strip, concrete was firstly poured into the shaded portions and secondarily into the unshaded portions after three days as shown in Fig.1. At that time, the surface of hardened concrete at the joint parts was used as a part of forms for fresh concrete of adjacent elements. Thus, the crookedness of the joints in the erection works of the arch was avoided.

5.3 PCT used for Erection Works

Fig.2 shows the shape and dimensions of the PCT used for the erection works. A pretension of 200kg was introduced into each hanger, consequently, 2000kg of horizontal tension was induced in each main cable. The vertical positions of cross beams were determined that which dropped within the range of 5cm - 10cm under the lower surface of the arch, and vertically adjustable supports for the blocks were attached above to each cross beams. (Fig.3)



- ① Upper Cable
- ② Lower Cable
- ③ Hanger
- ④ Tension Meter
- ⑤ Turnbuckle
- ⑥ Cross Beam

unit: cm

Fig.2 Pretensioned Cable Truss

5.4 Measurements during Assembling Work of Fundamental Arch Ring Strip

Various measurements were carried out for three different cases.

- (a) The blocks of arch ring strip were put on the PCT from one end to the other in order, with connecting the joints.
- (b) The blocks were put on the PCT from both ends to the crown in order, with connecting the joints.
- (c) The blocks were put in the same way as in (b), but the joints were not connected during the work and were connected after the work was over.

For this experiment, the usual connecting method was not used, so an improved connection was done as shown in Fig.4. Namely, by using transverse bolts, steel channels were attached tightly to both lateral sides of each block, then prestress was introduced into the joint by using the longitudinal bolts,



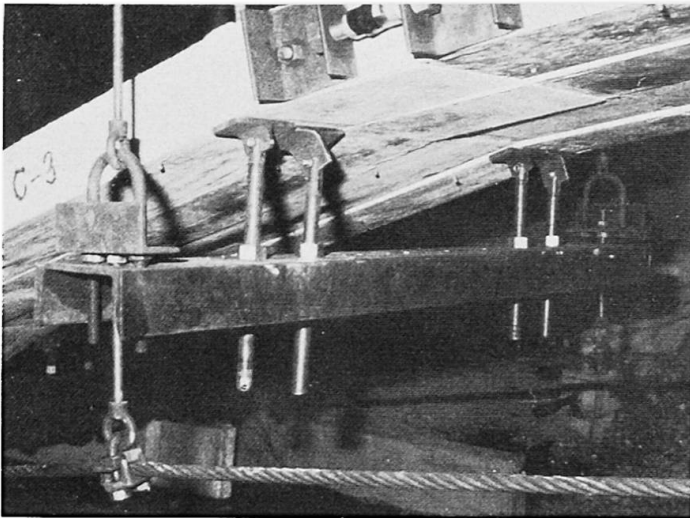


Fig.3 Supports for Precast Blocks

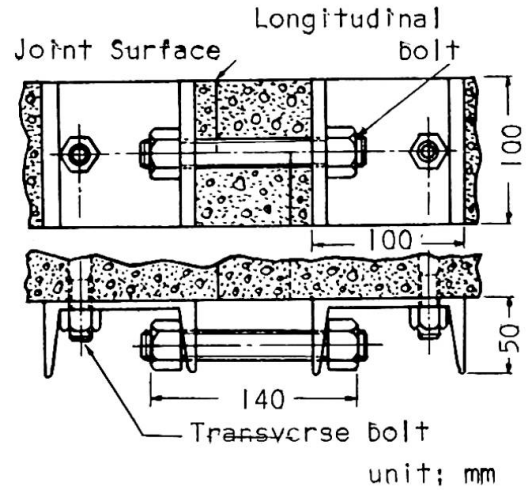


Fig.4 Improved Connection

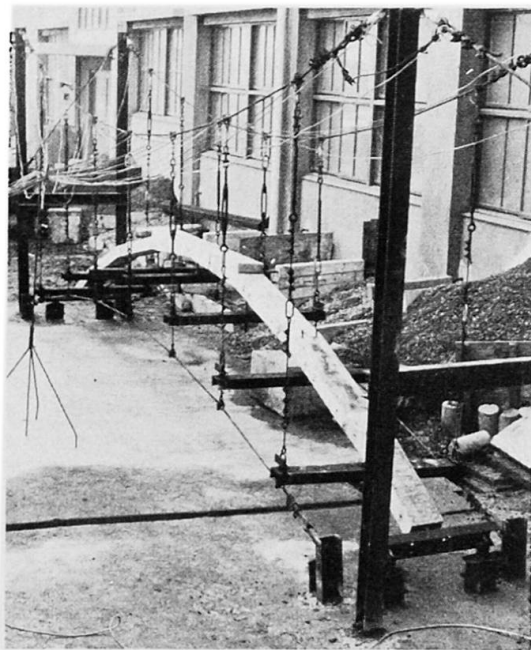


Fig.5 Fundamental Arch Ring Strip

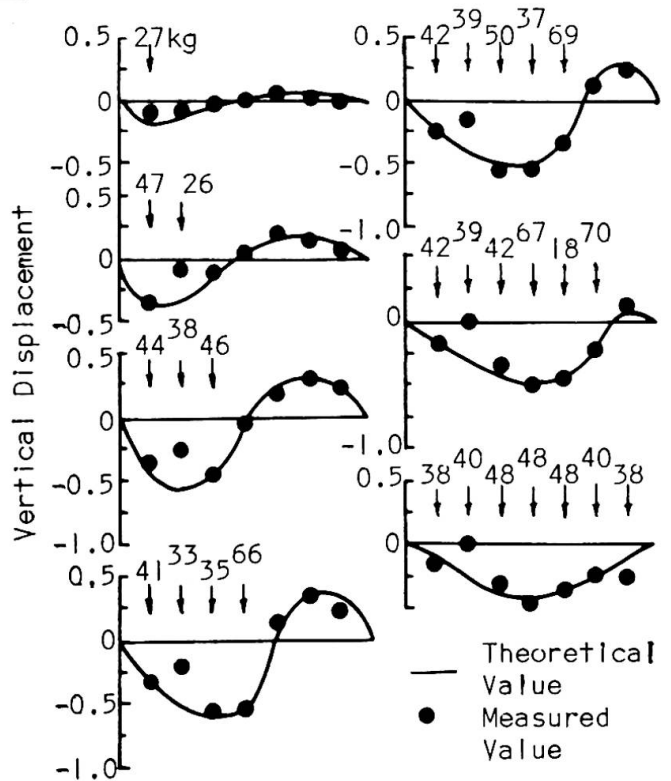


Fig.6 Vertical Displacement of Cross Beam (a)

consequently, the connected joints could be expected. Fig.5 shows a state when assembling work of the fundamental strip had just finished. Vertical displacements of cross beams in each case are shown as in Fig.6,7. In case of (a) (Fig.6), the value of maximum displacement is found about twice as large as in other cases (Fig.7). Therefore, the crookedness of the fundamental strip resulted easily in this case, and moreover, this work was comparatively difficult. Let us compare the cases (b) and (c). In Fig.7, measured values in the (c) case are nearer to the theoretical values than that of (b) case. The authors consider that the reason of this is as follows. In the (c) case, each block was only put on the PCT, but in the (b) case connected blocks played as a continuous curved beam during the work, which is undesirable because a compressive member of the arch will be subjected inevitably to not so small tensile stress during the erection works even

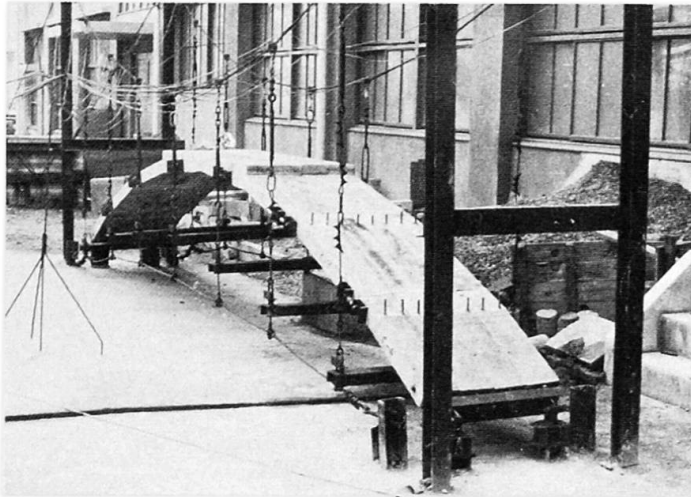


Fig.8 Whole Arch

temporarily. From these measurements, the (c) case is recommendable for the assembling method of the fundamental strip.

5.5 Built up Work of the Model Arch Bridge

After the investigation on the assembling work of the fundamental strip had been over, other strips, the blocks of which were sustained by adjacent strip, were built beside previous one. Fig.8 shows the whole arch built up in this way.

Cast-in-place concrete was made, the spandrel walls were set up and the PC slabs were placed over the spandrel walls. Finally the construction of this arch bridge was completed (Fig.9).

6. Conclusions

In this method, the PCT is used for the construction of a prefabricated concrete arch bridge and its key point is just in the assembling works of the fundamental strip. If this work is done

precisely, the other arch ring strips can be easily erected, as they are sustained by the previously built up one. As the results of the basic experiment, it was made clear that the fundamental strip had better be put from both ends towards the crown in order and be connected each other afterward.

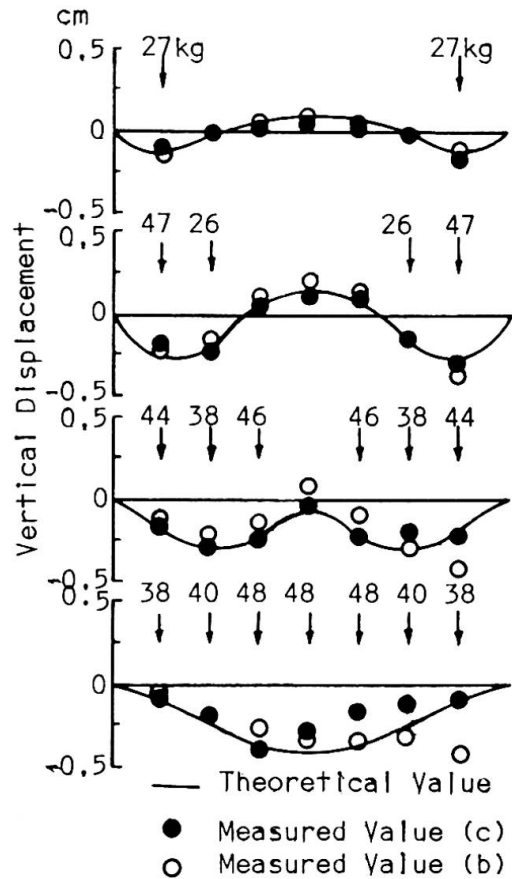


Fig.7 Vertical Displacement of Cross Beam (b), (c)

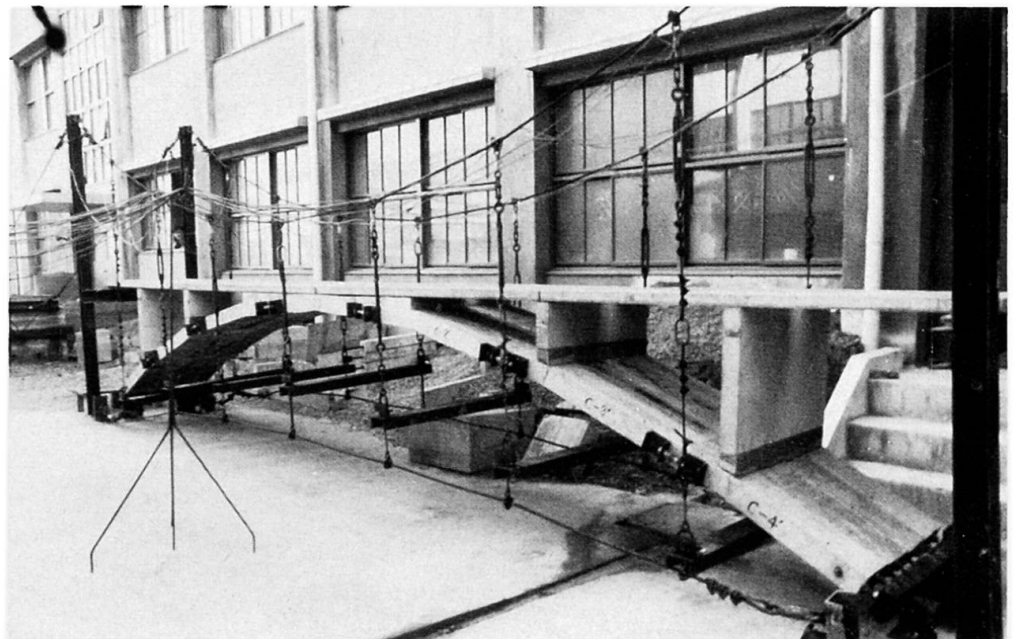


Fig.9 Model Prefabricated Concrete Arch

Although there may be some problems to be solved, the authors believe that this method will be applied practically in the near future.

#### References

- (1) A.Watanabe, T.Idemitsu, T.Ogami, K.Iida: Studies on the Safety Erection Method of Bridge by Composing the Pretensioned Cable Truss. Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers, No.153, 1968
- (2) T.Idemitsu, A.Utsumi: Large Deformation Method for the PCT System. Bulletin of the Kyushu Institute of Technology, No.27, 1973

#### SUMMARY

The authors have been working on the "Pretensioned Cable Truss" since about ten years ago. It has been made clear that wind resistance of the PCT is excellent and its displacement with live load is comparatively small. These characteristics are useful for the erection of bridges: a prefabricated concrete arch bridge was therefore built using the PCT. The results of this basic experiment seem to allow a practical application in the near future.

#### RESUME

Les auteurs étudient un système porteur de câbles tendus depuis près de dix ans. Le résultat montre une très bonne résistance au vent du système et son déplacement dû à la charge de trafic est relativement petit. Ces caractéristiques sont favorables pour l'érection de ponts. Un pont en arc en béton a donc été réalisé avec un système porteur de câbles tendus. Le résultat de cette expérience fondamentale semble promettre une application pratique dans un proche avenir.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die Verfasser arbeiten seit zehn Jahren an der Entwicklung vorgespannter Kabelträger. Es hat sich ergeben, dass derartige Systeme einen grossen Widerstand gegen Wind haben, und dass Verformungen aus Verkehrslasten sehr klein sind. Diese Eigenschaften erlauben eine Anwendung beim Bau von Brücken. Eine versuchsweise Ueberprüfung dieses Systems eröffnet einen baldigen praktischen Einsatz.