

Zeitschrift: IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen

Band: 5 (1970)

Rubrik: Theme I: Results of observations and measurements: measurements on existing structures, comparison with experimental findings, conclusions arrived at from study of damage resulting from creep and shrinkage

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 29.03.2026

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

Measurements of Creep and Shrinkage in Actual Prestressed Concrete Bridges

Les mesures du fluage et du retrait dans les ponts en béton précontraint existants

Kriech- und Schwindmessungen an bestehenden Spannbetonbrücken

MASATANE KOKUBU
Professor
University of Tokyo

YUKIMASA GOTO
Professor
Tohoku University

YOSHIO OZAKA
Principal Engineer
Structure Design Office
Japanese National Railways

HAJIME OKAMURA
Associate Professor
University of Tokyo

SUKENOBU MOMOSHIMA
Chief Engineer
Engineering Department
Kajima Corporation

Introduction

Design and construction of prestressed concrete bridges in Japan is generally carried out in accordance with the Standard Specifications for Design and Construction of Prestressed Concrete of the Japan Society of Civil Engineers. In this code the standard values of creep and shrinkage considered for design of members are prescribed. However, these standard values were determined several years ago when the practical use of prestressed concrete was on the threshold of its flourishing era. Taking account of the progress and improvement of prestressed concrete brought about thereafter, the above standard values are to be subject to a reinvestigation for eventual renewal.

Creep and shrinkage of concrete are of such complicated phenomena, as it would be difficult to clarify creep and shrinkage of concrete in actual structures. In consideration of the above, measurements of time dependent deformations on concrete in 21 prestressed concrete bridges have been continued together with the experimental research. These bridges cover almost all of the representative types of Japanese prestressed concrete bridges, i.e. 7 highway bridges (the span lengths are 25 to 146 meters) and 14 railway bridges (the span lengths are 16 to 80 meters).

This paper presents the creep coefficients and shrinkage strain derived from the measurements and observations in actual prestressed concrete bridges, and also discusses the methods of measurements.

Some representative measurements in actual bridges

In Yagiyama highway bridge in Fig. 1, and Yoneshirogawa and Tamagawa railway bridges in Fig. 4, special treatments were made in order to divide the time dependent strain into creep and shrinkage.

In Yagiyama bridge, in addition to strain in concrete of upper and lower flanges of the box girders, strain in the concrete specimens, which had been inserted into the webs of the girders, were measured by Carlson type strain gages (see Fig. 1). Stress of the girder cannot be transmitted to the specimens while the state of drying of the specimens trend toward very similar to that of the body girders.

Measurements of strain were carried out in nine blocks. The results in the left fourth block are shown in Fig. 2 as an example, since stress level of concrete in the twelfth blocks are very low, and concrete girders in the side

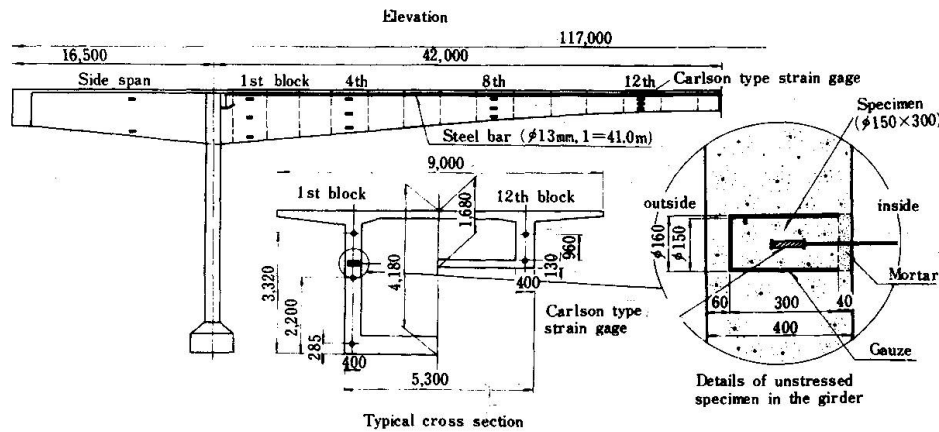


Fig. 1. Gage arrangement of Yagiyama highway bridge

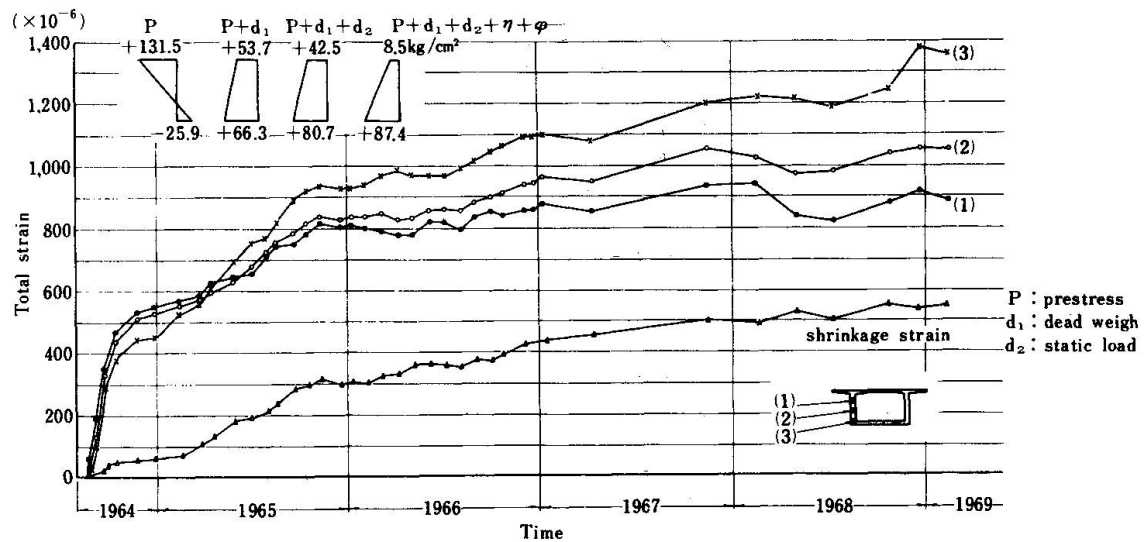


Fig. 2. Measurements of delayed deformation in the left 4th block of Yagiyama highway bridge

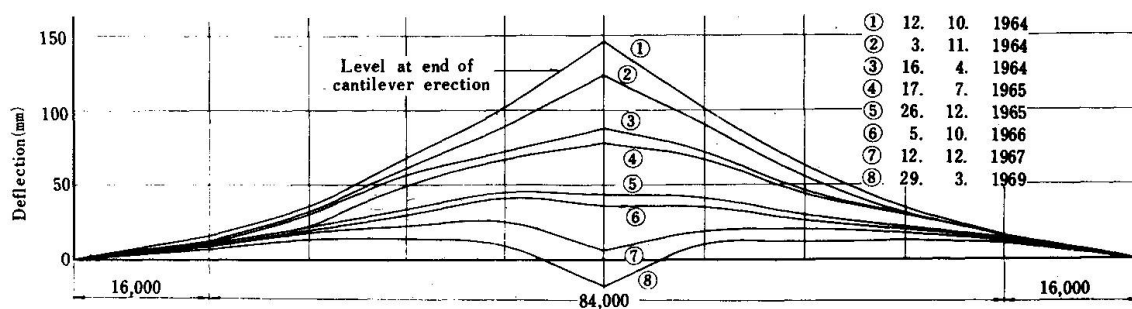


Fig. 3. Change of deflection at Yagiyama highway bridge

spans may be restricted by the abutments and the first blocks are very near to the supports. Change in length of the girders in the middle span was also measured by using steel bars of 41 m in length and 13 mm in diameter.

The middle span of this bridge was constructed by cantilever erection. As an example, the delayed deflections at various spots of the middle span as measured immediately after the connection of the left and right girders are shown in Fig. 3.

In this bridge fairly large differences in shrinkage were recognized between each side of the middle span as shown in Table 1. Measured shrinkage strains in web concrete for five years were 270×10^{-6} to 330×10^{-6} in the right side of the span, whereas 350×10^{-6} to 550×10^{-6} in the left. This seems to be mainly due to the differences in the degree of sunshade on the bridge and drying in the box girders. On the left side of the span interior surface of the girders were dried up by draft through the openings existing not only in the center hinge but also on the abutment. This result shows that in large pre-stressed concrete bridges there may be some cases of great difference in shrinkage even in a same girder.

Shrinkage strain in concrete in the webs of girders gradually increased for long period, say three or five years, and the rate of increase was rapid in summer whereas it was slow in winter. Rate of shrinkage showed a better correlation with the differences between the indications of dry and wet bulbs in hygrometer than the relative humidity of the surrounding air.

The creep coefficients for 5 years based on the measurements in the fourth and the eighth blocks were between 2 and 3 as shown in Table 1. These creep coefficients φ_n were calculated by the following equation.

$$\epsilon_{total} = \epsilon_{d+p}(1 + \varphi_n) + \epsilon_{\bar{p}}(1 + 0.5\varphi_n) + \epsilon_s$$

where ϵ_{total} : Measured total strain including elastic strain, creep and shrinkage, ϵ_{d+p} : Calculated elastic strain due to dead load and pre-stress with E_c of 350,000 kg/cm², $\epsilon_{\bar{p}}$: Calculated elastic strain due to loss of prestress with 3% relaxation, ϵ_s : Measured shrinkage strain.

In the same table the creep coefficients derived from the measurements by steel bars are also indicated.

Yoneshirogawa bridge and Tamagawa bridge are both three span continuous box girder railway bridges as shown in Fig. 5. Yoneshirogawa bridge was constructed by prestressing the precast blocks arranged on the shoring, the pre-stressing was done in three sequences. Tamagawa bridge was constructed by the cantilever erection of cast-in-place concrete.

In these bridges, at the positions of measurements the flanges were made thicker with appendages where the strains were to be measured afterward (see Fig. 4). To measure instantaneous recovery strain, appendant concrete would be cut out after 6 months, 3 years and 5 years respectively (Measurements are still in course though partially finished). The cut-out concrete specimens were to be put into water, and the recovery of shrinkage was to be measured. In addition to these, shrinkage strain was measured with specimens making free from the stress of the girders (see Fig. 4 (b)) or in unstressed parts made in the lower flanges (see Fig. 4 (d)). Examples of the results obtained from the concrete cut out after 6 months are shown in Fig. 5 (a) and in Fig. 5 (b). The shrinkage strain for 6 months was 118×10^{-6} in Yoneshirogawa and 70×10^{-6} in Tamagawa. It is considered that by subtraction the measured shrinkage and the instantaneous recovery strain from the measured total strain, the time dependent strain due to stress can be obtained. The ratios of the time dependent strain to the instantaneous strain are deeply related to the creep coefficients. The magnitudes of these ratios are naturally larger than those of the so-called creep coefficients to some extent because of larger Young's modulus of concrete. Although the strains in the cut-out concrete do not always agree with those in the body girders, reliability of the creep coefficients derived from the measurements of this kind can be heightened if the instantaneous strain at prestressing are also measured together.

Table 1. Creep coefficient and shrinkage strain in the representative blocks of Yagiyama bridge

Side	Block No.	Upper Side		Lower Side	
		φ_n	ϵ_s	φ_n	ϵ_s
Left	4	2.00	550×10^{-6}	1.95	550×10^{-6}
	8	3.00	420 *	2.66	420 *
Right	4	2.55	330 *	1.52	330 *
	8	2.78	270 *	2.66	270 *
Left		1.42 *	400 **		
Right		2.75 *	220 **		

Remarks:

 φ_n : Calculated creep coefficient derived from measurements by Carlson type strain gage.

* : Derived from measurements by steel bar.

 ϵ_s : Measured shrinkage strain by Carlson type strain gage.

** : Average along the bar.

Table 2. Summary of creep and shrinkage in prestressed concrete bridges

No.	Name of bridges (1)	Cross section of girder	Span length (m)	Concrete					Delayed deformation				Climatic conditions			
				Comp. strength		Age at prestressing (days)	Cement content (kg/cm ³)	Water content (kg/cm ³)	Measure-ment (2)	Period of measurement (months)	Creep coef- ficient φ_n (3)	ϵ_m % calc. (4)	Mean temperature in month (°C)		Mean humidity in month (%)	
				σ_{28} (kg/cm ²)	σ_c at prestressing (kg/cm ²)								max.	min.	max.	min.
1	Wagagawa	I	19.2	518	338	15	440	137	C	33	1.41	74	23.8	- 4.6	84	67
2	Yoshiigawa	Box	3 x 33.2	490	-- ,413	11,24	380	137	C	43	1.16	52	28.5	0.8	84	64
3	Omarugawa	Box	22.3	494	409	3	380	145	B	10	0.53	61	27.0	5.1	84	65
4	Ohtogawa *	I	30.0	508	440	9	450	162	A	68	0.78	37	26.6	1.7	86	76
5	Ajigawa	I	20.4	547	384	5	420	164	B	7	1.14	67	22.4	5.1	74	64
6	Yagumo-1	I	18.7	589	460	7	420	164	B	11	0.96	60	28.1	5.1	74	64
7	Yagumo-2	I	19.0	556	451	7	420	164	B	45	1.35	76	28.1	5.1	74	64
8	Bentencho	I	22.4	558	434	7	420	156	B	10	1.41	77	22.4	5.1	74	64
9	Osaka st. **	T	14.2	420	250,360	4,9	340	141	B	12	1.62	85	28.1	5.1	74	64
10	Yoneshirogawa	Box	3 x 56.2	517	--	75	460	170	C	5	0.28	34	23.2	- 1.4	82	67
11	Kongo-Ohashi	T	30.4	589	430,480	4,5	470	169	B	36	1.51	84	28.2	4.6	82	60
12	Johgashima *	T	38.29	550	--	5,63	490	175	A	7	0.93	58	17.1	6.7	81	69
13	Hisayoshi	Box	27.23	--	435	6	450	162	B	14	1.14	66	25.1	3.1	82	50
14	Ukishima	Box	25.25	476	--	39	--	--	B	10	0.18	28	26.1	5.4	84	60
15	Washinosugawa	Box	24 -- 44 -- 24	480	240 ~	5 ~ 70	400	137	C	24	2.35	123	23.8	- 4.6	84	67
16	Yagiyama	Box	16 -- 84 -- 16	427	250 ~	2 ~ 65	390	148	B,C,D	54	1.90(D)	110(D)	26.8	1.0	87	35
17	Shibuya	Box	45 - 80, 96 - 45	455	250 ~	2 ~ 120	405	151	D	36	1.99	92	28.3	3.7	80	46
18	Amakusa-4	Box	40 -- 34, 46 ~ 32	540	260 ~	2 ~ 255	380	149	B,D	36	1.70(B) 1.88(D)	90(B) 96(D)	29.4	5.2	82	65
19	Yui-ko	Box	30 -- 70 -- 30	470	260 ~	2 ~ 90	390	156	B,D	24	1.82(B) 1.22(D)	99(B) 78(D)	27.4	5.8	84	47
20	Tanagawa	Box	59.3 - 80 - 59.3	480	260 ~	2 ~ 80	395	142	C	7	0.32	14	26.8	3.8	74	56
21	Kanayama	I	15.8	549	480	5	470	179	C	24	--	--	27.2	2.9	80	46

Remarks:

(1) * : Design concrete strength of 450 kg/cm²

(2) A : Contact gage B : Long steel bar

(3) $\varphi_n = (\epsilon_{total} - \epsilon_{d-p} - \epsilon_s) / \epsilon_{d-p}$ $\varphi_n = (\epsilon_{total} - \epsilon_{d-p} - \epsilon_s) / \epsilon_{d-p} + 0.5 \epsilon_{\eta} \cdot \varphi$ ϵ_{d-p} : Elastic strain during measurement (part of ϵ_{d-p})1: ϵ_m : Measured delayed deformation** : 300 kg/cm²

C : Carlson type strain gage D : Deflection

for No. 1 to 14

for No. 15 to 20

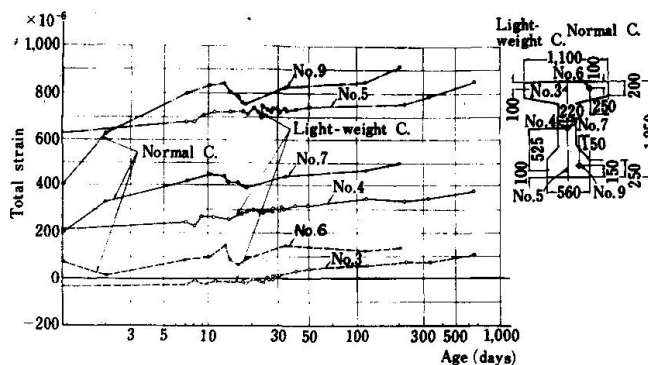
 $\epsilon_{calc.}$: Calculated delayed deformation

Fig. 8. Measured deformations in light-weight aggregate and normal gravel concrete girders with same section

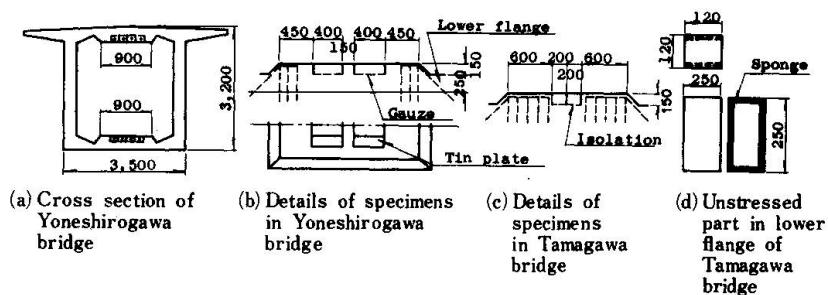


Fig. 4. Arrangement of concrete specimens for cut-out

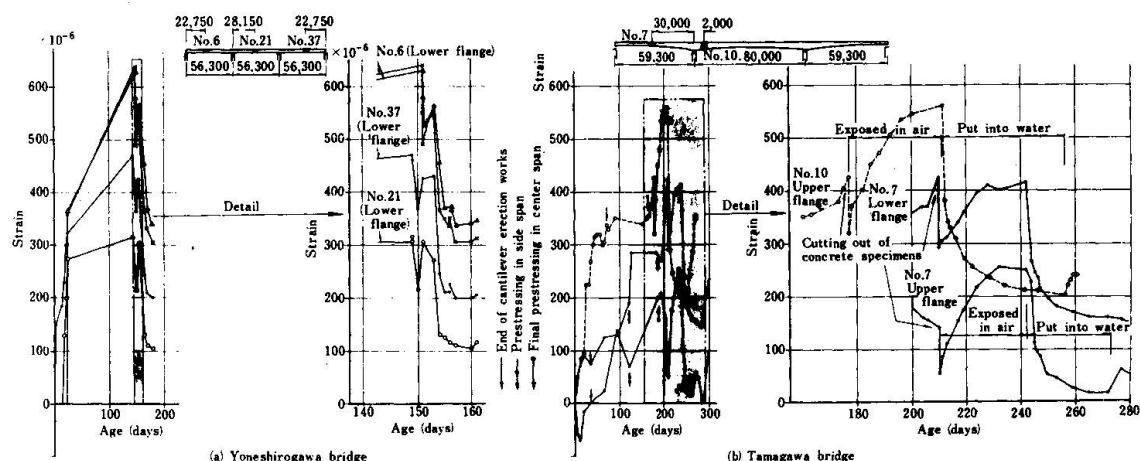


Fig. 5. Measured delayed deformations of cut-out specimens

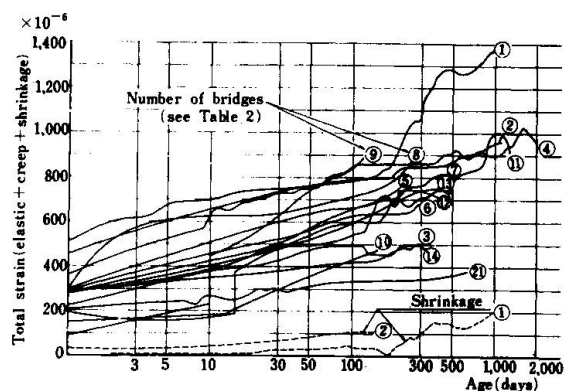


Fig. 6. Summary of measurements of delayed deformations in prestressed concrete bridges

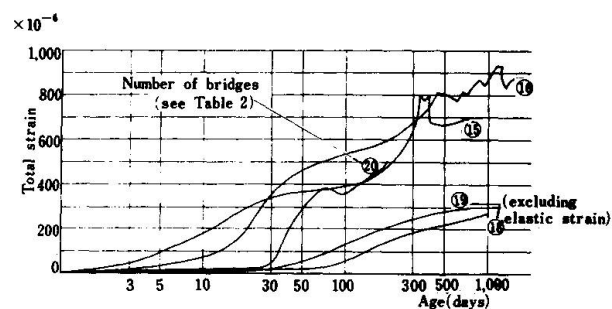


Fig. 7. Summary of measurements of delayed deformations in cantilever erected prestressed concrete bridges

The original purpose of the measurements of this method is to obtain the internal stresses of concrete by loading tests of the cut-out specimens. Clue to fulfil the original purpose was obtained, though the results derived from the present measurements are not always rational. Therefore, this kind of research is planned to be continued through the future.

Summary of measurements of creep and shrinkage in prestressed concrete bridges

Measured delayed deformations in actual prestressed concrete bridges in various sites of Japan are in Fig. 6 and 7.^{1), 2), 3)} These bridges are different in their types, span lengths, age at prestressing, climatic conditions etc. as shown in Table 2. In all bridges with few exceptions, design strength of concrete was 400 kg/cm^2 , and high early strength portland cement with similar quality and aggregates of good quality were used throughout. These results of measurements could be useful despite the methods of measurements were not the same.

In Table 2 the ratios of the measured delayed deformations to the design values of the ultimate delayed deformations are indicated. Their measured values for two to five years are 75 to 125 percents of the design values. The calculated creep coefficients were derived from the measurements of delayed deformations on the assumption that Young's modulus of concrete equals to $350,000 \text{ kg/cm}^2$ and shrinkage strain is 150×10^{-6} . The bridges numbered from 1 to 14 in this table are of the types different from those of 15 to 20, and the methods of calculation of creep coefficients are also different, therefore the creep coefficients of the latter are generally larger than those of the former. Though, the creep coefficients for two to five years are in the range from 1.3 to 2.4 in most of the cases.

There were very limited numbers of long time measurements of shrinkage strain in concrete specimens kept in the same condition as in actual bridges. In a few bridges the measured shrinkage strain for three to five years were 200×10^{-6} to 400×10^{-6} .

Creep and shrinkage in light-weight prestressed concrete bridges

In Fig. 8 are shown the delayed deformations in the prestressed concrete railway girders with concrete using structural light-weight aggregates under 15 mm^4 (see No.21 in Table 2). Normal river gravel sized from 15 to 25 mm were used together. For the purpose of comparison, normal gravel concrete girders with same cross sections as above were constructed in parallel in the same place. It revealed that the total delayed deformations for 200 days in light-weight concrete were extremely small and only less than 50% of those in the normal concrete. This would mainly be due to the fact that the drying shrinkage in the light-weight concrete was far smaller than that in the normal concrete. Shrinkage strain was obtained from the specimens with the same cross sections as the actual girders of one meter long with both ends sealed. The measured shrinkage strain of light-weight concrete for 200 days was 80×10^{-6} to 110×10^{-6} , which shows fairly good agreement to that in the concrete at extremely low stress level (see No.3 in Fig. 8).

Besides, creep and shrinkage tests were conducted in laboratory on small specimens with $10 \times 10 \text{ cm}$ cross sections made by the concrete with the typical artificial structural light-weight aggregates, the compressive strength at 7 days being about 400 kg/cm^2 . The total delayed deformations of light-weight concrete specimens weathered for 3 years were only about 75% of those in the normal concrete specimens simultaneously tested. The drying shrinkage strain was 150×10^{-6} , which was only about 30% of the normal concrete while the magnitudes of creep were similar. This result shows a similar tendency to the case of the actual bridge. The minor shrinkage of the light-weight concrete is mainly due to the large water absorption of the aggregates.

Conclusions

1) It is difficult to estimate the exact values of shrinkage and creep in concrete based on the measurements in actual prestressed concrete bridges. The main reason is that exact values of elastic strain of concrete in structural members are hardly obtainable and moreover, a separation cannot be clearly made between the values of shrinkage and creep without applying special treatments. So it is indispensable to measure with accuracy shrinkage strain in bridges in strict conformity with the fundamental rule required, that is, by keeping the concrete specimens in the same condition as in actual structural members as far as possible. In order to conform to the above imperative it is proposed to make measurements of the shrinkage in the unstressed parts of concrete prepared beforehand in actual structures, which should make higher the reliability in accuracy of the magnitudes of creep.

2) Measured shrinkage strains in a few actual bridges in Japan were 200×10^{-6} to 400×10^{-6} for 3 to 5 years, but it is quite natural that shrinkage strain of concrete in structural members is affected by various factors. Among these factors, the effects of climatic conditions were especially complicated and the effects of the directions of sunshine, wind, rain and snow were considerably remarkable. In fact, even such an example was found that the difference in five years' shrinkage strains between each side of the cantilever prestressed concrete girders amounted to 150×10^{-6} .

3) From the results of the careful measurements in two prestressed concrete river bridges, it is recognized that the creep coefficients of concrete in one bridge were 2 to 3 for five years, and about 1.2 for 3 years in another bridge. Although it is not adequate from this small numbers of measurements to discuss the creep coefficients of concrete, the results show that the creep coefficients differ remarkably due to variations in conditions. Therefore, in determining the creep coefficients for design, it is by all means necessary to take into consideration the variations in such conditions, and strictly speaking, it is not rational to use sole constant creep coefficient even only for the case of river bridges.

4) Creep and shrinkage of concrete are of very complicated phenomena as mentioned in 2) and 3). However, the creep coefficients derived from the measurements of strain in the twenty post-tensioned prestressed concrete river bridges with similar concrete in the various sites of Japan on the assumptions that Young's modulus of concrete is $350,000 \text{ kg/cm}^2$ and shrinkage strain is 150×10^{-6} , ranged between 1.5 to 2.5, even though the kinds and types of bridges, span lengths, cross sections and ages of concrete at prestressing differed to large extent in each case. Therefore, at this stage it is considered to be practical that standard values of creep coefficients for design of prestressed concrete bridges should be stipulated within an adequate range.

5) The results of measurements of delayed deformations in a prestressed concrete bridge using light-weight aggregate concrete showed that the magnitude of creep strain was almost equal to that in the case of the normal concrete used for comparison, although the shrinkage strain was much smaller than the latter. Though this result is derived from sole example, it may be considered as a representative result on structural light-weight aggregate concrete. Naturally, the modulus of elasticity of light-weight concrete differs considerably from that of normal concrete. Moreover, it depends also on the kinds of light-weight aggregates. Therefore, this should be taken into consideration in determining creep coefficients of light-weight aggregate concrete.

Acknowledgments

The authors wish to express their sincerest gratitude to the many engineers engaged in the investigations of the prestressed concrete bridges who have presented valuable data, and especially to Mr. T. Naito of the Kajima Corporation and Mr. S. Miyazaki of the Japanese National Railways for their untiring aid in the accomplishment of this paper.

References

- 1) Prestressed Concrete Committee, Japan Society of Civil Engineers
"Measurements of Creep and Shrinkage in Actual Prestressed Concrete Bridges in Japan," Jour. of Japan Prestressed Concrete Engineering Association, Vol.3, No.1, Feb. 1961
- 2) Kodera, J., Yamamoto, T., and Miyaguchi, K.
"Delayed Deformation Observed in Two Prestressed Concrete Railway Bridges of Ohkoku-line," Jour., Japan P.C.E.A., Vol.6, No.2, Apr. 1964
- 3) Kurihara, T., and Yahiro, Y.
"On the Measurement of Creep and Shrinkage in Amakusa Prestressed Concrete Bridge," Jour., Japan P.C.E.A., Vol.11, No.1, Mar. 1969
- 4) Committee of Concrete Railway Bridge
"Report on the Design and Construction of Long Span Prestressed Concrete Bridge and Light-weight Aggregate Concrete Bridge," Japan Railway Civil Engineering Association, Mar. 1967
- 5) Kokubu, M., Kobayashi, M., Okamura, H., and Yamamoto, Y.
"Some Problems on Light-weight Aggregate Concrete," 2nd Symposium on Structural Light-weight Aggregate Concrete, Japan Society of Civil Engineers, 1969

Summary

Measurements of time dependent deformations in concrete and also deflections have been taken from 21 prestressed concrete bridges constructed in various sites in Japan. In three bridges, special treatments was made to separate the shrinkage strain from the creep strain. From the results, method of measurements and creep coefficients and shrinkage strains in the prestressed concrete bridges are discussed. Moreover creep and shrinkage of light-weight concrete are also discussed.

Résumé

Les mesures des déformations lentes du béton ainsi que des flèches ont été faites sur 21 ponts en béton précontraint construits aux divers endroits du Japon. Pour trois d'entre eux, un traitement spécial a été effectué en vue de séparer les déformations unitaires dues au retrait de celles dues au fluage. Se référant aux résultats, les méthodes de mesures ainsi que les coefficients du fluage et les déformations unitaires du retrait dans les ponts en béton précontraint sont discutées. De plus, il est mentionné le problème relatif au fluage et au retrait du béton léger.

Zusammenfassung

Messungen der zeitabhängigen Formänderung des Betons und auch der Durchbiegungen sind an 21 Spannbetonbrücken durchgeführt worden, die an verschiedenen Orten in Japan gebaut wurden. Bei drei Brücken wurden besondere Massnahmen getroffen, um die Schwind- und Kriechdehnung getrennt zu messen. Aus den Ergebnissen werden Messverfahren, Kriechzahlen und Schwindmasse der Spannbetonbrücken erörtert. Darüber hinaus wurde das Kriechen und Schwinden des Leichtbetons diskutiert.

Long-Term Deflections of Cantilever Prestressed Concrete Bridges

Des déformations verticales progressives des ponts en béton
précontraint construit en encorbellement

Langzeitdurchbiegungen der Freivorbaubrücken

ULF KEIJER

Lic. Tech.

Royal Institute of Technology
Stockholm, Sweden

During the last fifteen years a number of prestressed cantilever bridges have been constructed in Sweden with main spans up to 134 m. Fig.1 shows a bridge of this type with four spans. The bridges have rigid connections between the piers and the superstructure as shown in the figure, or they have a superstructure supported by bearings on the top of the piers. The bridges have boxsection, in general with two webs. Most of these bridges have shown larger timedependent vertical deflections than predicted at the time of construction. Further it does not seem as if these deflections would reach a stable final value even after a period of several years, e.g. one of these bridges has shown a total deflection in the middle of the 106,5 m main span of about 8 cm during a 12-year period, starting two years after the completion of the bridge.

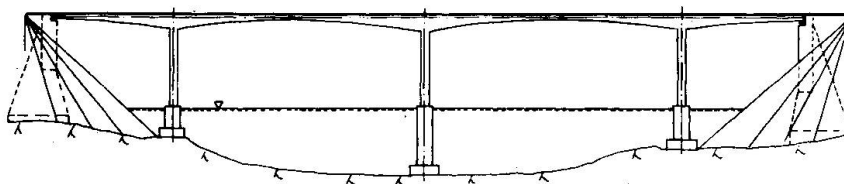


Fig.1

Four bridges of this type have been investigated. The purpose of the investigation has been to study a model which could give a satisfactory agreement between predicted and measured timedependent deflections. Values of the observed vertical deflections of the bridges during the years have been obtained from the National Swedish Road Board. The bridges have no transverse prestressing steel and the Dywidag

prestressing system was used.

This type of bridge is built in the following way. After the construction of the foundations and the piers, the cantilevers are cast symmetrically out from the tops of the piers. The construction of a cantilever proceeds step by step using a trolley carrying the formwork. In each step the cantilever is prestressed by a number of prestressing bars. After completion of the construction the trolley is removed and two adjacent cantilevers are connected by a hinge in the midspan. Finally the wearing coat is laid on the entire bridge deck.

By this method the concrete elements in a cantilever will have different ages and will get their final loads in many steps. Besides, the loss of prestress due to creep and shrinkage of the concrete and the relaxation of the prestressing steel will change the forces on the different elements.

The principle of superposition, Mc Henry 1943, was adopted for concrete creep. As pointed out, Illston 1968 and others, this principle does not give a perfect agreement between calculated and measured values. However, at present it is the best available method to describe the influence on creep of concrete elements subjected to a varying force, CEB 1969.

Fig.2 shows an idealized prestressed concrete member, an element of a bridge cantilever, subjected to a) a normal force and b) a bending moment. Resulting stresses are obtained from Navier's formula. The influence of mild steel is neglected. Instant deformations are calculated according to Hooke's law as indicated in the figure. The concrete creep is assumed to be proportional to the applied stress and the shrinkage to be uniform over the entire concrete section. The creep and the shrinkage during a chosen time interval at the upper and the lower surfaces of the cross-section as well as at the level of the center of the prestressing steel are calculated. Adding the influence of the deformation of the concrete to the relaxation of the prestressing steel the magnitude of the total loss of prestressing during the actual time interval is obtained. The loss will affect the deformation of the member. Step by step during the time of construction this member will be subjected to varying forces and moments as the new elements of the cantilever are cast and prestressed and as the formwork trolley is moved forward. Even after the completion of the bridge the loss of prestress due to concrete creep continues. Each of these changes of the force on the member contributes to the long-term deformation according

to the principle of superposition. Finally, from the deformations of all the elements of the cantilever the vertical deflection of the latter is obtained.

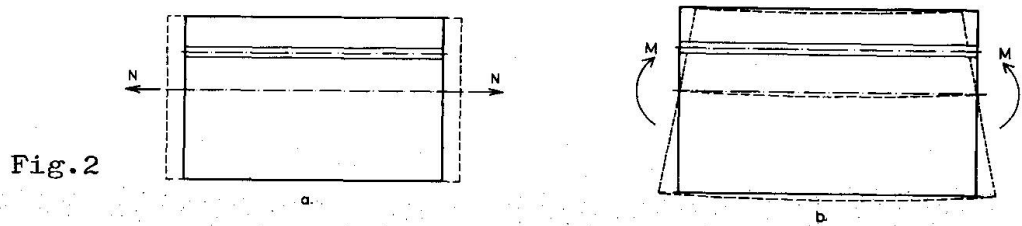


Fig.2

In order to calculate the instant and the time-dependent deflections of a cantilever due to the different loading stages and to the rheological behavior of the constituent materials, i.e. concrete and prestressing steel, a computer programme was written. The programme analyses the applied forces and moments on the elements of which one is cast in each step during the construction of the cantilever. Instant stresses and deformations are evaluated. The concrete creep and shrinkage and the relaxation of the prestressed steel are calculated for the actual time interval. The calculation can proceed for the number of steps of time required. The programme was written in PL/I for a IBM 360/75.

Using the programme an extensive parameter variation was done. The influence of different creep and shrinkage coefficients and different values of the modulus of elasticity of concrete was investigated. So were different strain-time curves describing concrete creep and shrinkage. Similar calculations were done to study the influence of the modulus of elasticity and the relaxation of the prestressing steel. How different values of the density of concrete, the weight of the formwork trolley and the wearing coat as well as the initial prestressing force affect the long-term deflection of the cantilever was also investigated. Finally the influence of any changes of the time intervals between the start of construction of the cantilever, the removal of the formwork trolley and the laying of the wearing coat was studied.

The conclusions drawn from these calculations were that the creep coefficient and the shape of the concrete creep curve have major influence on the calculated long-term deflections from the time when the bridge is taken into traffic to an arbitrarily chosen point of time. The other parameters affect mainly the deformations during the period of construction.

It was also found that an ordinary creep curve with an upper bound

value, the creep coefficient, did not give values of the time dependent deflection that fitted the observations. Then the following creep function was assumed:

$$\varphi(t) = \varphi_0 [0.20 \cdot \ln(t) - 0.37] \quad (t \text{ in days})$$

The coefficient are chosen so that $\varphi(1000) = \varphi_0$. The function is assumed to be valid for $t > 20$ days. Since the logarithm function has no upper bound value, no final creep coefficient will be obtained by this assumption. The value of φ_0 , however, will determine the rate of creep at any moment, which is sufficient in this case.

The measured and calculated values of the vertical deflections in the outer ends of the cantilevers are given in fig:s 3-7. The influence of any vertical forces at the ends of the cantilevers has been neglected because in general the average of the deformations was taken of the two symmetrical cantilevers forming one complete bridge span. Further only the deformation of the very cantilever is regarded. The magnitude of the rotations at the supports is calculated on basis of levellings in the neighbourhood of the piers. The vertical deflections due to these rotations are then deducted from the total deflection, as well as the observed sinking of the tops of the piers. The resulting values are represented by small circles in the figures. The horizontal logarithmic time-axis starts from the date when the first observations of the deflection of the completed bridges were taken. The vertical axis represents the deflection. Every fifth cm is marked.

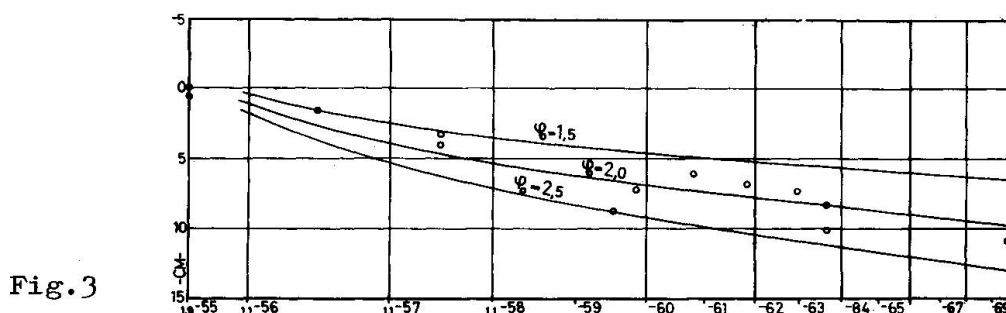


Fig.3

Fig.3 shows the results from the observations and calculations of the midspan of the Tunsta bridge. Its spans have the lengths of 41.1, 106.5 and 41.1 m. The observations form a rather irregular pattern but a value of $\varphi_0 = 2.0$ gives a calculated deflection curve that on the average fits the observed values. Unfortunately no observations were taken during the years 1964-1968. The calculated deformations for $\varphi_0 = 1.5$ and $\varphi_0 = 2.5$ are shown as well.

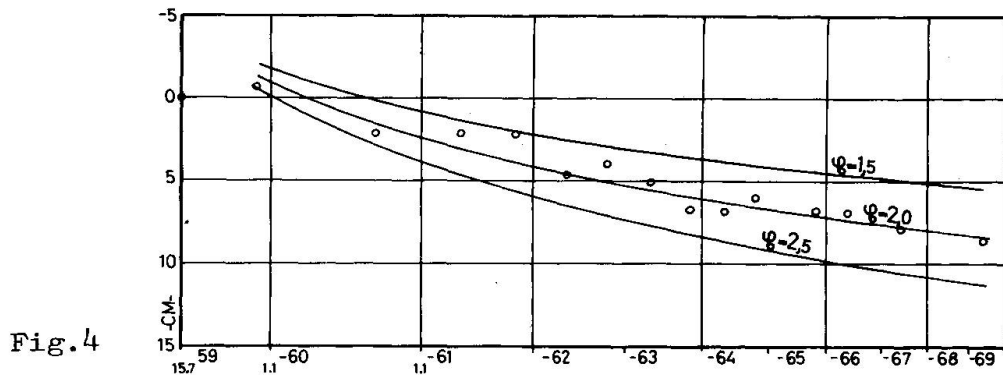


Fig. 4

Fig. 4 shows the corresponding results from the 55-94-55 m Stenungsund bridge. Also here $\varphi_0 = 2.0$ leads to a good agreement between observed and calculated values. The observed deformation increases more slowly in the beginning than indicated by the calculations. This fact is probably due to the use of the principle of superposition. In the calculations the laying of the pavement influences the creep of concrete to a too large extent in the beginning, which is characteristic for the principle of superposition.

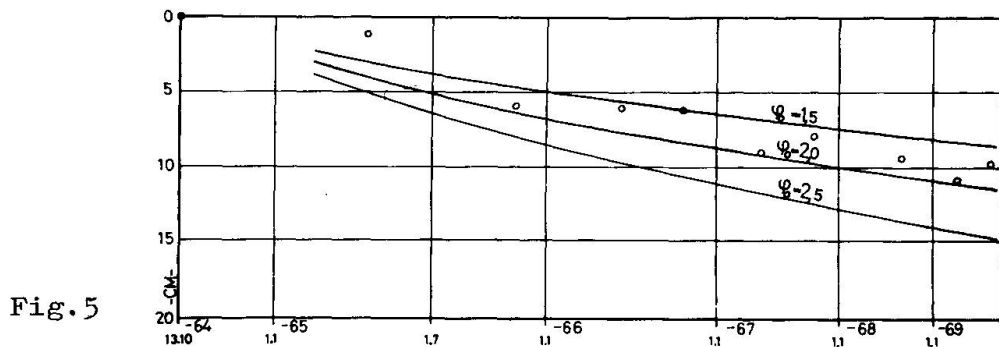


Fig. 5

Fig. 5 compares the results from the calculations and the observations of the 134 m midspan of the Alnö bridge. In this case a value of φ_0 of about 1.8 gives a satisfactory agreement.

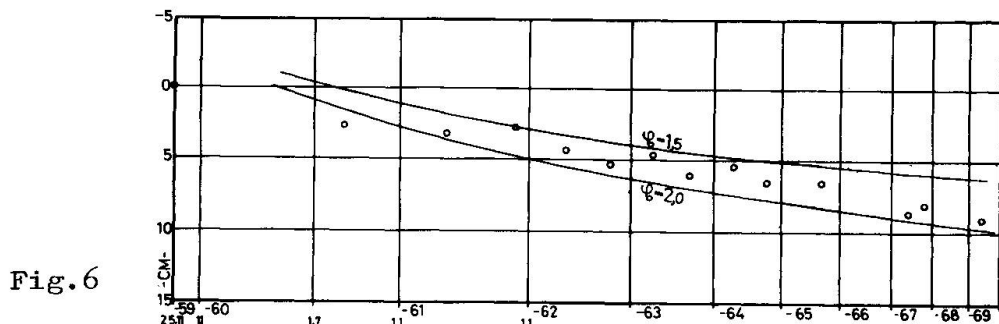
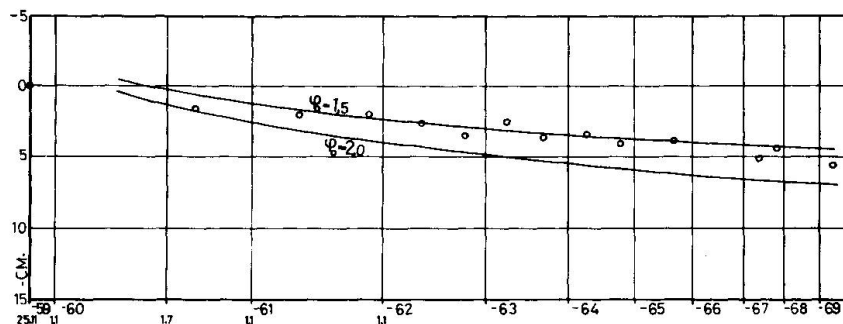


Fig. 6

Fig. 6 and fig. 7 show the results from the observations and the calculations of the two main spans of the Källösund bridge. The four spans have the following lengths: 50, 107, 107 and 50 m. Fig. 6 shows

the deformation of the two 57 m cantilevers built from the central pier. Fig.7 gives the corresponding values for the two adjacent 50 m cantilevers built from the lateral piers. The results indicate that a value $\varphi_0 = 1.6$ à 1.7 gives satisfactory agreement between observed and calculated values for the investigated part of the bridge.

Fig.7



The differences between the obtained values of φ_0 for the bridges studied above have not been fully interpreted, e.g. the influence of the temperature and other climatic conditions has not been considered. The irregularities of the observations of the deflection are probably partly due to different temperatures at the different times of observation. The Stenungsund and the Källösund bridges, are situated in the neighbourhood of each other. Therefore the difference of the obtained φ_0 -values for these two bridges is hardly due to a different climate environment. The calculated concrete stress of the Stenungsund bridge is on the average about 20 percent higher than that of the Källösund bridge. If the stress-creep relation is not linear, which was assumed, the different φ_0 -values of the two bridges might be partly explained.

Conclusions

In the cantilever bridges of the investigated type with hinges in the centers of usually long spans, large vertical long-term deflections must be expected to occur. This investigation indicates that the concrete creep coefficient and the shape of the creep curve have dominating influence on the magnitude and development of the deflections. It was found that when a creep function containing a logarithm function is assumed good agreement between the observed and calculated values can be obtained.

Acknowledgement

This work has been carried out at the Division of Structural Engineering and Bridge Building at the Royal Institute of Technology,

Stockholm. To the head of the division Professor Dr Tech. Georg Wästlund the author wishes to express his sincere gratitude for continuous support and interest during the course of the work. The work was sponsored by the Swedish National Road Board to which the author is very much obliged.

References

McHenry D, A New Aspect of Creep in Concrete and its Application to Design. ASTM Proceedings, Vol 43 pp.1069, 1943.
Illston J M, Components of Creep in Mature Concrete. ACI Proceedings, Vol 65 pp.219, March 1968.
CEB-FIP, Recommendations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. Rédaction au 30 Novembre 1969, Paris 1969.

Summary

Four Bridges, cast in situ and prestressed stepwise by the cantilever method have been investigated. Long-term vertical deflections have been observed since the completion of the bridges. The structural system of the bridges was investigated including the rheological characteristics of the constituent materials. It was found from calculations by a computer that concrete creep have dominating influence on the deflections of this type of cantilever bridges. Satisfactory agreement between observed and calculated deflections is obtained when the concrete creep is assumed to follow a logarithm curve.

Résumé

Quatre ponts en béton précontraint construits en encorbellement sont étudiés. Des déformations verticales en fonction du temps sont observées depuis l'achèvement des ponts. Le système hyperstatique des ponts est étudié y compris les propriétés des matériaux du béton et de l'acier précontraint. Des calculs effectués sur ordinateur montraient que le fluage du béton a l'influence la plus prédominante sur la déformation des ponts de ce type. De bonnes concordances entre les calculs et les observations étaient obtenues en assimilant le fluage du béton à une courbe logarithmique.

Zusammenfassung

Es wurden vier an Ort betonierte und stufenweise vorgespannte Freivorbaubrücken untersucht und nach ihrer Vollendung die Langzeitdurchbiegungen beobachtet. Ebenso ist das statische System der Brücken einschliesslich der rheologischen Eigenschaften des Betons und der Spannstähle untersucht worden. Berechnungen eines Elektronenrechners haben gezeigt, dass das Betonkriechen auf die Durchbiegungen dieser Freivorbaubrücken den Hauptanteil ausmacht. Zufriedenstellende Uebereinkunft ergab sich zwischen berechneten und beobachteten Durchbiegungen, sofern für den Kriechverlauf eine logarithmische Funktion angesetzt wurde.

**Mesures et observations des déformations causées par le fluage et le retrait
dans les structures en béton**

Messungen und Beobachtungen von Schwind- und Kriechverformungen im Massivbau

Measurements and Observations of Deformations due to Creep and Shrinkage
in Concrete Structures

GUIDO OBERTI

Prof. Ing.
Torino, Italie

1. AVANT PROPOS

1.1. Sur les phénomènes de retrait et de fluage du béton on a à disposition une étendue littérature relative aux essais de laboratoire, et aussi des remarquables recommandations officielles (par ex. C.E.B.) pour usage de projeteur.

Mais en général se présentent des grandes incertitudes quant aux relations entre tels résultats expérimentaux et le comportement réel des ouvrages qui ont été jusqu'à présent, objet d'un numéro très inférieur d'expériences *).

L'observation des structures en plein air montre, dans les déformations de retrait et de fluage, des fluctuations régies par les saisons et qu'on n'observe pas en laboratoire, dans des conditions d'ambience (température, humidité) constante ou bien réglées par l'expérimenteur.

En particulier les déformations du retrait sont fortement liées à l'humidification. Les incertitudes plus graves apparaissent dans le cas des ouvrages de grandes dimensions (barrages) qui peuvent être le siège de contraintes considérables dues à un retrait contrarié. Les résultats de laboratoire semblent, dans ce cas, difficilement transposables.

Mis à part les fluctuations de température et d'humidité saisonnières, importantes différences peuvent apparaître entre les observations de laboratoire et les mesures en chantier,

*) En effet, en Italie, on a réalisé des études remarquables entre lesquelles une expérimentation conduite par M.G. Corona (1) sur trois arcs en béton faiblement armé soumis à différentes conditions de sollicitation (retrait, charge permanente, rapprochement des appuis).

surtout sur structures minces, dues aux influences d'une dessiccation plus rapide par le vent et d'une humidification directe temporaire par la pluie.

1.2. L'observation directe sur l'ouvrage des phénomènes du retrait est aussi conditionnée par les moyens employés en chantier, pour les réduire ou pour les retarder. Il est notoire que après la mise en oeuvre il faut maintenir le béton humide, au moins pour quelques temps. Tout traitement ultérieur de maintien à l'humidité, même pendant des semaines, ne réduit pas le coefficient final du retrait, mais par contre, il réduit notablement le coefficient de fluage. D'autre part les caractéristiques mécaniques, en particulier module élastique et résistance à la traction (déterminante pour la fissuration), se développent davantage de telle sorte que l'évaluation des coefficients (de fluage et de retrait) en devient encore plus incertaine.

Comme on l'a déjà vu, les déformations dues au retrait peuvent être plus au moins "gênées" et alors on devrait, dans l'ouvrage, observer plus-tôt, comme nous dirons, les "contraintes résiduelles" qui en dérivent.

1.3. L'observation des déformations dues au fluage a surtout intérêt dans les grands ouvrages où le poids propre joue un rôle important sur le comportement de la structure. C'est le cas du barrage-poids et en particulier des barrages poids-voûte où, après le clavage des joints, se détermine à cause du fluage une redistribution des contraintes dues au poids propre qui se transfèrent partiellement des consoles aux arcs (plongéants).

Et encore le fluage produit dans les ponts en béton armé de grande portée (2) un développement considérable des déformations, surtout des flèches, et en général une redistribution des contraintes entre béton et acier à cause de l'augmentation du rapport n entre le module élastique de l'acier et le module (élasto-visqueux) du béton.

Nombreuses recherches, plutôt théoriques qu'expérimentales (3), ont été effectuées sur la redistribution des contraintes dans les structures hyperstatiques en béton armé (voûtes, poutres sur appuis continus etc.) à cause du fluage. Admis que les déformations dues au fluage soient proportionnelles aux contraintes, il n'y aura pas de variation dans les grandeurs hyperstatiques si n'entrent pas en jeu l'élasticité des fondations ou l'effet de fluages différés dans le temps. Cas, ce dernier, typique dans la construction des ponts préfabriqués "en encorbellement" (4).

Pour des raisons bien connues, l'observation des déformations à longue échéance présente, comme nous dirons après, un

intérêt tout particulier dans les structures en précontrainte *).

2. LES MESURES SUR LES DIFFERENTS TYPES DE CONSTRUCTIONS: EN BETON, BETON ARME ET EN BETON PRECONTRAINTE.

2.1. La connaissance actuelle du comportement réel des ouvrages est encore, en général, exception faite pour les grands barrages, assez imparfaite, en particulier en ce qui concerne les observations à longue durée, les seules liées aux phénomènes objet de ce rapport.

Il existe diverses méthodes, et pour chacune de celles-ci différents types d'appareils permettant d'effectuer les différentes mesures intéressant l'observation prolongée des ouvrages. Suivant l'importance de la structure en examen, les moyens à disposition et le but de la recherche, peuvent être effectuées mesures de déplacement, de rotations, de déformations locales.

L'observation des déplacements d'un ouvrage est le moyen le plus simple et parfois suffisant pour se rendre compte des variations de son comportement d'ensemble dans le temps.

Laissant à côté les méthodes topographiques de triangulation (bien connus et largement employés pour le contrôle des barrages) on a d'habitude recours à méthodes de nivellement surtout pour la mesure des composantes verticales des déplacements, et de collimation pour la mesure des composantes horizontales.

Pour ces mesures de déplacements on doit procéder aux lectures dans des conditions de satisfaisante stabilité atmosphérique et on doit toujours contrôler la température ambiante.

Les mesures de rotation ou d'inclinaison donnent la variation d'inclinaison de quelques sections planes de la structure particulièrement choisies, et sont exécutées à moyen des clinomètres, constitués essentiellement par un niveau à bulle d'air d'haute sensibilité.

2.2. Les déformations locales sont mesurées avec:

- a) des téléextensomètres électriques (généralement plongés dans le béton), à variation de résistance, à variation d'inductance, à corde vibrante, etc.
- b) des extensomètres amovibles (déformètres) qui consentent de relever la variation de longueur d'une base déterminé

*) Dreux (5) a pris des mesures sur une dalle, en laboratoire, pendant 3 ans et demi et a constaté que le fluage et le retrait du béton se manifestent simultanément tout le temps. Au bout de 3 ans il constata une déformation deux ou trois fois plus grande qu'au début.

par deux points fixés dans la structure, à une distance de l'ordre de quelques dizaine de cm.

Pour les observations de longue durée ils sont les instruments plus économiques et plus sûrs, avec le seul désavantage qu'ils doivent être employés sur des points accessibles. Pour corriger les effets thermiques et les perturbations éventuelles que l'appareil a pu subir, on emploie souvent un "repère" en invar.

Les extensomètres et les déformètres sont souvent installés en groupes (rosettes) autour du point d'observation, pour pouvoir examiner la distribution des déformations: de 3 à 4 si on mesure en surface, de 7 à 9 si on mesure dans l'intérieur (comme on fait dans les barrages). Pour corriger les effets dus aux variations thermiques on doit connaître la température locale; en plus on applique souvent un extensomètre "isolé" qui mesure les seules déformations libre du béton (y compris le retrait), dont la connaissance est nécessaire pour le dépouillement des données.

La longueur "base" de mesure de l'extensomètre est en générale fixée en 4-5 fois les dimensions maximales de l'agrégat. Dans les structures en béton armé peut être convenable de placer l'extensomètre directement sur les armatures en acier; dans ce cas on peut réduire la longueur "base" et on a l'avantage d'évaluer les contraintes moyennant l'emploi d'un module d'élasticité fixe et bien connu.

2.3. Pour les recherches objet de ce rapport il est intéressant enfin de connaître les "contraintes résiduelles" c'est à dire les contraintes locales agissantes dans un point de l'ouvrage, depuis le début de la construction: contraintes dues au poids propre, à la précontrainte, au retrait et aux effets thermiques empêchés etc. La méthode à suivre est celle de la relaxation de ces contraintes, en isolant un bloc du béton tout autour du point considéré et mesurant dans le même temps, avec l'emploi d'extensomètres (ou mieux de déformètres), la déformation qui se dégage *).

3. QUELQUES DONNÉES SUR LES MESURES ET LES RESULTATS DES OBSERVATIONS D'OUVRAGE (EN PRECONTRAINTE) EN ITALIE

3.1. Les cas exposés ci-dessous en résumé se sont présentés dans quelques-uns des ouvrages en béton précontraint que nous avons dû étudier expérimentalement dans ces dernières années en Italie. Nous en avons choisi trois, assez différents, estimé de particulier intérêt pour le sujet de notre rapport et dont nous songeons de donner des détails pendant la discussion qui aura lieu au Colloque le prochain Septembre 1970.

*) Nous employons à présent une fraise circulaire à diamant avec laquelle on pratique une entaille de quelques cm. tout autour d'une rosette de déformètres déjà approntés sur la surface libre du béton dans le point intéressé.

3.2. Chaussée du Tunnel du Mont Blanc (côté Italie) (6). La chaussée, qui fait corps avec les conduits de ventilation, a été réalisée avec la construction en béton préfabriqué de 320 caissons (Voussoirs). Chaque voussoir a la section indiquée en fig. 1 et la longueur fixe de 10 mètres.

Dans l'automne 1964 les caissons ont été mis en place, moyennant un spécial wagonnet de transport sur un lit de sable pour les premières 800 m. à partir du centre du tunnel et, après, sur des appuis en néoprène jusqu'à la sortie.

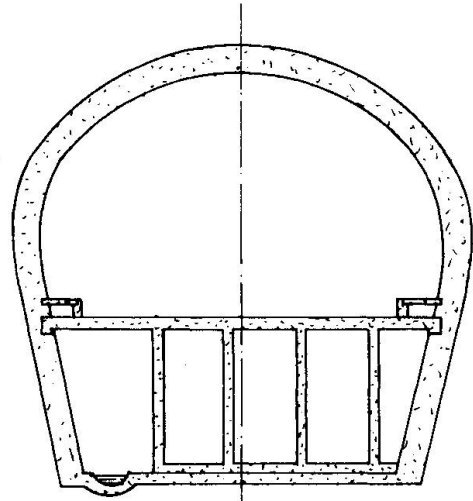


fig.1

Chaque 180 m. (18 voussoirs) on a laissé un "joint actif", équipé avec des vérins plats travaillant jusqu'à 150 Kg/cm^2 , avec lesquels on donnait et réglait la poussée de précontrainte, prévue jusqu'à 90 Kg/cm^2 . Comme la course maximale des vérins était à peu près de 25 mm. on a installé successivement, dans chaque joint actif, 4 couches de vérins plats pour vaincre le raccourcissement progressif de l'ouvrage dû à l'action combinée du retrait et du fluage. Des installations pour mesurer les déformations prolongées dans le temps, la température, l'humidité, et pour contrôler la précontrainte, ont été apprêtées vers la fin du 1964 *). Après trois mois de durcissement, en condition d'humidité d'ambiance très élevée (90 %) on effectua la première précontrainte entre Janvier et Mars 1965. Les autres ont suivi, avec un décalage variable, même après l'ouverture de tunnel, jusqu'à septembre 1969.

Le dépouillement des nombreux résultats obtenus est actuellement en cours. En général on peut déjà dire que la déformation horizontale moyenne est arrivé au commencement du 1969, c'est à dire après 4 ans de l'achèvement de l'ouvrage, a une valeur 55.10^{-3} .

Puisque la longueur du tunnel côté Italie est de 5800 m. le raccourcissement total du tablier en résulte de 3,2 m.

On a remarqué qu'il y avait des oscillations régulières de l'ordre de $2 + 3.10^{-3}$ entre les déformations mesurées en correspondance d'une section près d'un joint actif, et celles mesurées à moitié distance entre deux joints actifs, dues aux réactions de friction des appuis.

De temps en temps on faisait des contrôles de la précontrainte, qui était très influencée par les variations thermiques de l'air, assez élevées près de la sortie et très réduites au centre du tunnel. Les variations thermiques saisonnières ont

*) Les mesures ont été exploitées par l'Institut de Technique des Structures du Polytéchnique de Turin, par la ISMES et par le Bureau Technique de l'Entreprise.

étées plus réduites de celles prévues. La température moyenne annuelle a marqué une tendance à la diminution. Brusques variations thermiques et de séchage ont influencé les déformations locales surtout des parois verticales.

Mesures de contraintes résiduelles ont été exécutées le février 1968, en condition de séchage élevé en correspondance de deux sections (à 1450 m. et à 2900 m. de l'entrée) où on avait en cours l'observation des déformations avec des déformomètres en "rosette".

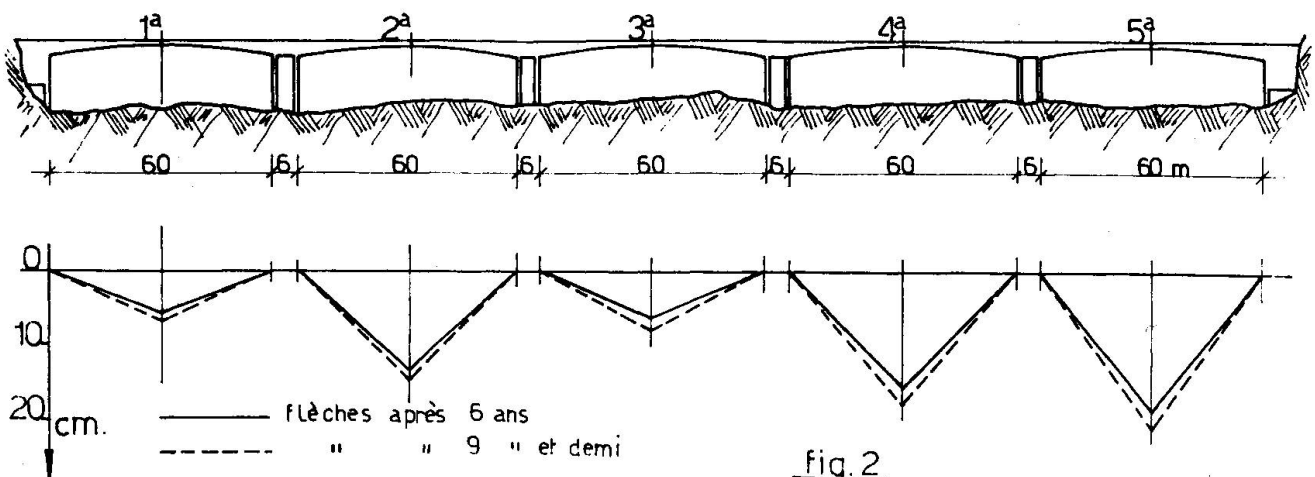
On a tiré les résultats suivants:

	Progr. 1450 m.	Progr. 2900 m.
Déformation totale (dépuis le commencement)	-59.10^{-5}	-37.10^{-5}
Déformation permanente (fluage et retrait)	-49.10^{-5}	-26.10^{-5}
Déformation élastique	-10.10^{-5}	-11.10^{-5}
Précontrainte (E_b mesuré)	41,6 Kg/cm ²	38,3 Kg/cm ²

3.3. Pont en encorbellement sur le Bradano. C'est un pont en béton précontraint à plusieurs travées égales (fig. 2). Construit il y a une dizaine d'années, il est caractérisé par la présence d'une articulation à pendule placée au milieu des travées. Grâce à cette articulation sans poussée l'ouvrage est isostatique sous charge permanente, ce qui présente de nombreux avantages; mais l'expérience a mis en évidence les inconvénients, dont les principaux sont liés aux déformations différées. Dans ce type de pont rien ne s'oppose au déplacement vertical de l'extrémité des consoles dû aux déformations différées du matériau.

Dans le cas en jeu, après quelques ans de l'inauguration, la flèche avait atteint moyennement 10 cm. et pour l'arrêter on a dû enlever le remblais de couverture de la chaussée pour alléger les consoles, ce qui produit des dos d'ânes tout le long du pont en correspondance des piles.

Les observations des déformations de l'ouvrage, commencées à pont à peine achevé, ont été rendues réellement systématiques



dans les derniers 4 ans, moyennant des mesures périodiques de nivellement et des déformations en plusieurs sections avec l'emploi d'une deflectomètre. Dans les derniers deux ans, c'est à dire à 7+9 ans du terme de l'ouvrage, l'abaissement continue avec une vitesse de 3 + 6 mm. par an, presque constante.

On a fait aussi des mesures directes de la traction moyenne dans les câbles et des contraintes résiduelles dans le béton, avec notre méthode de carottage, qui on conduit aux conclusions suivants:

- si on admet valable le coefficient de relaxation théorique de l'acier (7 %) on obtient des données expérimentales un coefficient combinée, retrait et fluage, de l'ordre de 2.5+3 fois les valeurs admis suivant les instructions adoptées en projet

$$(\epsilon_r = 25.10^{-5}; \epsilon_v = 2.5 \epsilon_e):$$

- si on admet aussi valable le coefficient de retrait réglementaire on obtient que la déformation de fluage du béton est arrivé à la valeur $\epsilon_y = 5. \epsilon_e$.

Ces résultats sont probablement liés aux conditions exceptionnellement défavorable, climatique pendant le durcissement, humidité relative très basse et température moyenne élevée. Et aussi aux matériaux employés pour le bétonnage.

3.4. Poutres préfabriquées, en béton précontraint, du bâtiment, F. Tosi (Legnano). Les poutres, destinées à un bâtiment à plusieurs étages pour les bureaux de la S.A. F. Tosi, ont une section a T élargi et de la porté de 14,3 m.

Pendant les essais de surcharge, en place, on a observé des flèches presque entièrement élastiques mais assez supérieures à celles prévues par le projeteur.

On décida alors de faire des essais sur deux poutres jumelles (jusqu'à rupture) en laboratoire avec le but d'arriver indirectement à travers l'évaluation des états de contrainte dans les câbles et dans le béton, à établir les coefficients de retrait et de fluage. Pour cela on a évalué expérimentalement:

- le moment de fissuration, ce qui a permis le calcul de la valeur limite supérieure de la précontrainte réellement existante dans les poutres de l'ouvrage;
- les contraintes résiduelles existantes, dans le béton, aux intrados de deux sections convenablement choisies des poutres, soumises au seul poids propre (après les essais précédents); ce qui a permis d'évaluer la valeur limite inférieure de la précontrainte existante.

On a déduit une chute de précontrainte, par égard à celle prévue, comprise entre le 12 % et le 20 %, assez grave et qui justifie le comportement trouvé sur l'ouvrage, c'est à dire la déformabilité élevée sous le surcharge.

Enfin l'examen des résultats obtenus conduit à admettre que l'ordre de grandeur des coefficients de retrait et de fluage à été dans la réalité presque le double des valeurs prévues dans les calculs ($\epsilon_r = 25.10^{-5}; \epsilon_v = 2.5 \epsilon_e$).

4. CONCLUSIONS

L'état actuel de la connaissance directe du comportement dans le temps des ouvrages en béton, exception faite pour les grands barrages, est encore assez réduit même si dans les dernières années quelques Institutions de recherches ont commencé à entreprendre des observations systematiques ayant surtout le but de contrôler l'accord entre les coefficients admis dans les Instructions Officielles pour le calcul des structures en béton précontraint, et ceux de la réalité (7) (8).

Si les laboratoires ont un rôle essentiel à jouer pour accroître nos connaissances dans ce domaine, surtout si on arrivera à les équiper pour les essais à longue durée des bétons à contrainte triaxiale et des grands modèles, on doit comprendre qui est essentiel de pouvoir étudier l'évolution des ouvrages réels en la comparant aux prévisions de projet. Pour cela il emporte au plus haut point que soient aussi connues avec exactitude toutes les circonstances du chantier et que soient notées avec précision toutes les mesures faites depuis le début de la construction, autrement le dépouillement des observations effectuées peut devenir inextricable.

Les auteurs des projets, les entrepreneurs et les autorités ne s'intéressent pas trop à cette connaissance approfondie du comportement d'un ouvrage dont, tout au plus, désirent connaître les conditions de sécurité globale. L'observation systématique depuis l'achèvement de la construction, peut seulement être entreprise par des Instituts de recherche spécialisés et bien équipés.

Et enfin on devrait tâcher à "organiser" la recherche entre les différents laboratoires de façon que les chercheurs puissent collaborer à une meilleure compréhension du comportement à longue échéance des structures en béton.

B I B L I O G R A P H I E

- | | |
|------------------|---|
| (1) G. Corona | "ricerche sperimentali sull'influenza del tempo sul regime statico di archi in calcestruzzo" - La Ricerca Scientifica- no 6-Giugno 1967. |
| (2) P. Jensen | "Le pont de Gravesville à Sidney" - Annales de l'I.T.B.T.P. avril 1966. |
| (3) F. Levi | "Effet du fluage dans des constructions hyperstatiques en béton soumises à différents régimes de contrainte". RILEM Bull. no 5 décembre 1959. |
| (4) G. Grattesat | "Une nouvelle famille de ponts en béton précontraint" - Introduction-Travaux, Janvier, 1966. |
| (5) Dreux, M.S. | "Le fluage-retrait de la dalle..." Ann. de l'I.T.B.T.P. - Nov. 1964. |

- (6) C. Castiglia, M.A. Chiorino
"L'impalcato stradale del traforo del Monte Bianco" - La Rivista della Strada no 309 - Aprile 1967.
- (7) R.F. Stevens, R.H. Corson
"Strains in some prestressed concrete structures" Inst. of Civil Engineers march 1966 Paper 2.
- (8) S.C. Bate
"Repeated loading tests on a 10 year-old prestressed concrete beam" - Civil Engineering juin 1964.

RESUME

Après quelques considérations sur le comportement des structures réelles soumises au retrait et au fluage, on fait mention, en sommaire, des méthodes actuelles de mesure applicables aux ouvrages en béton, béton armé et précontraint. En suite on résume les résultats obtenus dans l'observation des phénomènes dus au retrait et au fluage du béton, sur quelques ouvrages en précontraint exécutés en Italie, et enfin on tire les conclusions sur la possibilité de l'examen du comportement des constructions à moyen des mesures prolongées dans le temps.

ZUSAMMENFASSUNG

Nach einigen Ueberlegungen über das von Schwinden und Kriechen abhängige Verhalten der wirklichen Tragwerke, werden die derzeitigen Messungsmethoden, die im Massivbau gewöhnlich gebraucht werden, zusammenfassend beschrieben. Danach werden die Erfahrungen zusammengefasst, die an einigen italienischen Bauwerken gemacht worden sind, und schliesslich werden einige Folgerungen über die Möglichkeit, das statische Verhalten der Tragwerke durch Langzeitmessungen zu untersuchen, gezogen.

SUMMARY

After some considerations about the behaviour of structures in open air, submitted to shrinkage and creep, it is given a short description of the measuring equipments actually applied for long-term observations in concrete structures. Nextly there are resumed the main results obtained in investigations of some types of prestressed concrete structures recently made in Italy, and at the end some conclusions are exposed on the possibility about further investigations on long term measurements on actual structures.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Study on the Differential Shrinkage of Composite Prestressed Concrete Beam

Etude du retrait différentiel d'une poutre composite de béton précontraint

Untersuchung über das differentielle Schwinden von vorgespannten Betonverbundträgern

KIYOSHI OKADA
Professor
Kyoto University

WATARU KOYANAGI
Associate Professor
Kyoto University

YASUHIKO YOSHIOKA
Research Assistant
Kyoto University

I. Introduction

Composite prestressed concrete beam which consists of precast prestressed concrete girder and cast-in-place slab is a favourite structure from both economical and technological points of view. Many more advantages could be expected by using for the cast-in-place slab the artificial lightweight aggregate concrete having enough strength for structural use.

However, the secondary stress as well as the rotation of section arise in the beam due to the relative differences of shrinkage and creep characteristics between the two composed elements of the beam. The differential shrinkage may in some cases greatly affect the cracking strength and the warping of the composite structure. Further, the interface between the slab and the girder might form possible structural weakness.

This study was carried out especially to clarify the effects of differential shrinkage of the composite prestressed concrete beam having a rectangular or T-shaped cross section of which the upper or the flange portion was cast with the artificial lightweight aggregate concrete on the precast beam.

II. Analytical Method on Differential Shrinkage Stress

Internal stress induced by the differential shrinkage varies dependently upon the differences of mechanical properties between

slab and girder concretes (modulus of elasticity, shrinkage and creep), the characteristics of cross section, the age of slab casting and so on. Many investigations have been made on the differential shrinkage effect and the analytical methods have been proposed using various assumptions, for example by Mörsh, Birkeland⁴⁾, Evans⁵⁾, Parker, Ozell⁶⁾, Branson⁶⁾, one of the authors^{1) 2) 3)} and so on.

One of the authors analysed approximately the differential shrinkage stress considering the relaxation due to creep and the rotation of section of the precast prestressed girder caused by the eccentrical prestressing. Normal force N_1 and moment M_1 in the slab portion and N_2 , M_2 in the precast girder are induced by the differential shrinkage as shown in Fig. 1.

Assuming that shrinkage develops with time similarly to creep factor, shrinkage strains are given as follows.

$$S_1 = \frac{S_{1n}}{\varphi_{1n}} \cdot \varphi_{1t} \quad S_2 = \frac{S_{2n}}{\varphi_{2n}} \cdot \varphi_{2t} \quad , \quad \Delta S_2 = \frac{\Delta S_{2n}}{\varphi_{2n}} \cdot \varphi_{2t} \quad (1)$$

Where ΔS_2 shows the relative difference of contraction between the upper and the lower fibers of precast girder due to the eccentrical prestress.

Equilibrium of normal forces and moments are held because no external force is applied, so we can obtain the following equations.

$$N_1 = N_2 \quad (2)$$

$$M_1 + M_2 = N_1 \cdot a \quad (3)$$

Assuming that the creep develops with time according to the principles of Whitney and Davis-Granville

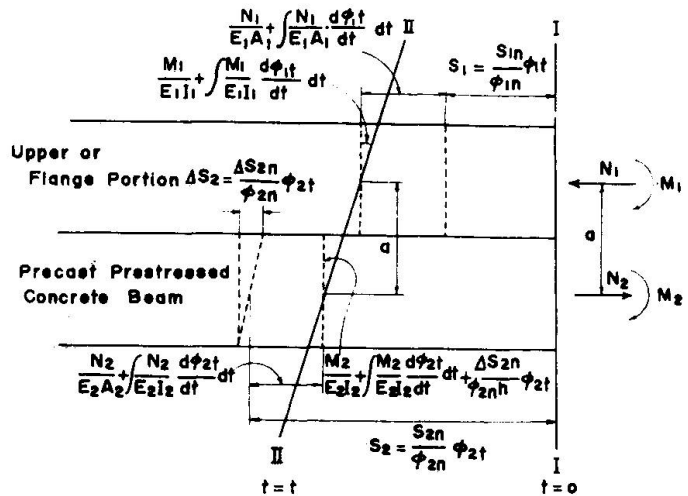


Fig. 1 Strains over Cross Section

and the plane of cross section remains plane also after the interaction between the slab and the girder is completed, the strains over the cross section consist of shrinkage, elastic and creep strains due to the normal forces and moments are given as shown in Fig. 1. Thus the next two equations are obtained.

$$\frac{M_1}{E_1 I_1} + \int_0^t \frac{M_1}{E_1 I_1} \frac{d\varphi_{1t}}{dt} dt = \frac{M_2}{E_2 I_2} + \int_0^t \frac{M_2}{E_2 I_2} \frac{d\varphi_{2t}}{dt} dt + \frac{\Delta S_{2n}}{\varphi_{2n} h} \cdot \varphi_{2t} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \frac{S_{2n}}{\varphi_{2n}} \varphi_{2t} = & \frac{S_{1n}}{\varphi_{1n}} \varphi_{1t} + \frac{N_1}{E_1 A_1} + \int_0^t \frac{N_1}{E_1 A_1} \frac{d\varphi_{1t}}{dt} dt + a \left(\frac{M_1}{E_1 I_1} + \int_0^t \frac{M_1}{E_1 I_1} \frac{d\varphi_{1t}}{dt} dt \right) \\ & + \frac{N_2}{E_2 A_2} + \int_0^t \frac{N_2}{E_2 A_2} \frac{d\varphi_{2t}}{dt} dt \end{aligned} \quad (5)$$

Solutions of the above simultaneous integral equations are too complex for practical use, so the following approximate equation on creep strain can be utilized.

$$X_t + \int_0^t X_t \frac{d\varphi_t}{dt} dt = X_t \left(1 + \frac{1}{2} \varphi_t \right) \quad (6)$$

Where X_t is elastic strain varying under creep phenomenon and φ_t is creep factor.

By substituting eq.(6) into eqs.(4) and (5), the unknown normal forces and moments N_1 , N_2 , M_1 and M_2 are obtained as follows.

$$M_1 = \frac{\Delta_1}{\Delta} \quad , \quad M_2 = \frac{\Delta_2}{\Delta} \quad , \quad N_1 = N_2 = \frac{1}{a} (M_1 + M_2) \quad (7)$$

where

$$\Delta = A_1 B_2 - A_2 B_1 \quad , \quad \Delta_2 = F_1 B_2 - B_1 F_2 \quad , \quad \Delta_1 = A_1 F_2 - F_1 A_2$$

$$A_1 = \mu \left(1 + \frac{1}{2} \varphi_{2t} \right) + \left(1 + \frac{1}{2} \varphi_{1t} \right)$$

$$B_1 = \mu \left(1 + \frac{1}{2} \varphi_{2t} \right) + \left(1 + \frac{D_1 a^2}{K_1} \right) \left(1 + \frac{1}{2} \varphi_{1t} \right)$$

$$A_2 = \lambda \left(1 + \frac{1}{2} \varphi_{2t} \right) \quad , \quad B_2 = - \left(1 + \frac{1}{2} \varphi_{1t} \right)$$

$$F_1 = (S_2 - S_1) a D_1 \quad , \quad F_2 = - \left(\frac{\Delta S_2}{h} \right) K_1$$

$$\mu = \frac{D_1}{D_2} = \frac{E_1 A_1}{E_2 A_2} \quad , \quad \lambda = \frac{K_1}{K_2} = \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2}$$

Thus, the stress over cross section due to differential shrinkage can be easily computed with the above N_1 , N_2 , M_1 and M_2 .

Further investigation should be made to get more exact solution which takes into consideration the change of modulus of elasticity and creep factor with time, especially of the cast-in-place concrete. The analytical method proposed by the others are also based on a similar procedure, but the above method has characteristics of dealing with the rotation of section of precast prestressed concrete beam due to eccentric prestress just as considered by Evans⁵⁾ the influence of reinforcement in cast-in-situ slab on the

differential shrinkage stress.

III. Test on the Composite Beams

(1) Materials used

The artificial lightweight aggregates of pelletized type were used in the concrete of upper or flange portion cast on the precast prestressed beam made with river sand and gravel concrete. The mechanical properties of concretes are listed in Table 1. The 14 mm and 16 mm prestressing bars are used in the precast portion of the rectangular and T-shaped composite beams, respectively.

Table 1 Mechanical Properties of Concretes (at the Age of Loading Test)

Properties Kind of Concrete	Compressive Strength (kg/cm ²)	Splitting Strength (kg/cm ²)	Modulus of Rupture (kg/cm ²)	Modulus of Elasticity (kg/cm ²)	Age of the Concrete (weeks)
Lightweight Concrete	211	14.6	28.2	14.1×10^4	4
	196	14.0	26.1	15.0×10^4	5
Normal Concrete	374	25.8	48.4	35.6×10^4	9
	402	24.8	47.8	37.0×10^4	19

(2) Beam specimens

Two kinds of beam specimens were fabricated, one has rectangular cross section and the other T-shaped cross section, both as shown in Fig. 2.

Precast concrete beams were prestressed by the prestressing bars at the age of 3 weeks to about 100 kg/cm² at the lower fiber and zero at the upper fiber, and re-prestressed and grouted at the age of 4 weeks. Concrete of flange or upper portion was cast on the prestressed beam at 5 or 14 weeks.

These specimens were cured in the laboratory till they were tested statically at the age of 9 or 19 weeks.

Specimens used in this test have three variables, these are

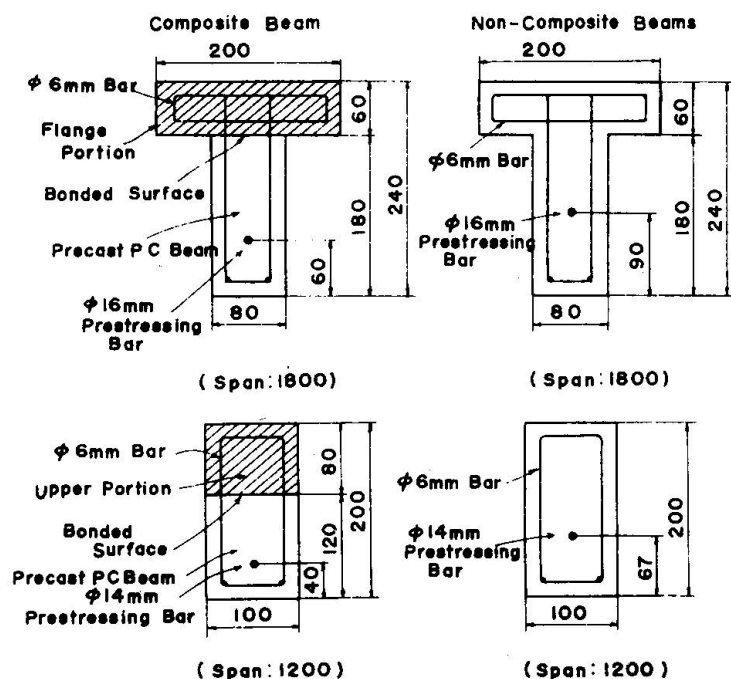


Fig. 2 Cross Section of Test Beams

the treatment of the bonded surface, the ratio of shear span length to beam height and the age of flange casting. The former two variables are accommodated to investigate the strength of bonded surface and the contribution of shear connector to shear resistance, and the last one is concerned with the effect of differential shrinkage. Details of specimens are given in Table 2 and Fig. 2.

Table 2. Test Beams

		Kind of Beam	Treatment of Bonded Surface	Age of Flange Casting (weeks)	Age of Test (weeks)	a/h Ratio	Notes
Rectangular Beams	Group I	R-HL-I-5-2.0	I	5	9	2.0	
		R-HL-II-5-2.0	II	5	9	2.0	
		R-HH-II-2.0	(II)		9	2.0	non-Compos.
		R-HL-II-5-2.5	II	5	9	2.5	
		R-HH-II-2.5	(II)		9	2.5	non-Compos.
	Group II	R-HL-II-14-2.0	II	14	19	2.0	
		R-HL-II-14-2.5	II	14	19	2.5	
T-shaped Beams	Group I	T-HL-I-5-2.0	I	5	9	2.0	
		T-HL-II-5-2.0	II	5	9	2.0	
		T-HL-III-5-2.0	III	5	9	2.0	
		T-HH-II-2.0	(II)		9	2.0	non-Compos.
		T-HL-II-5-3.0	II	5	9	3.0	
		T-HH-II-3.0	(II)		9	3.0	non-Compos.
	Group II	T-HL-II-14-2.0	II	14	19	2.0	
		T-HL-II-14-3.0	II	14	19	3.0	

* I: rough without shear connector

II: rough with shear connector (20 cm spacing)

III: rough with shear connector (10 cm spacing)

Control specimens were also made to measure the free shrinkage and creep strains of the concretes used. Ordinary prestressed concrete beams (non-composite beams) were made for comparison.

To make clear the effect of differential shrinkage on the cracking strength, cracking load of the beam was measured by using wire strain gages attached on the bottom of the beam.

(3) Test results and discussion

(a) Calculated differential shrinkage stresses in test beams

Differential shrinkage strains expected to occur in the test beams after flange casting were estimated from both control specimens as the difference between the drying shrinkage of the lightweight concrete beam and the total contraction induced by shrinkage and creep in the precast prestressed concrete beam. Thus, the differential shrinkage strain at the time of loading test was ex-

pected to be about 17×10^{-5} for the composite beams of which the flange portion were cast at 5 weeks and about 28×10^{-5} for the beams of 14 weeks flange casting.

By substituting the above differential shrinkage strain and other measured data into the analytical equations, the differential shrinkage stresses over the cross section of test beams can be calculated.

Fig. 3 shows these differential shrinkage stresses calculated in two ways, that is, (i) neglecting the relaxation due to creep and (ii) taking into account the relaxation due to creep as well as the rotation of the section of precast beam.

It is seen from Fig. 3 that considerably large stresses set up due to differential shrinkage especially in group II beams composed at 14 weeks.

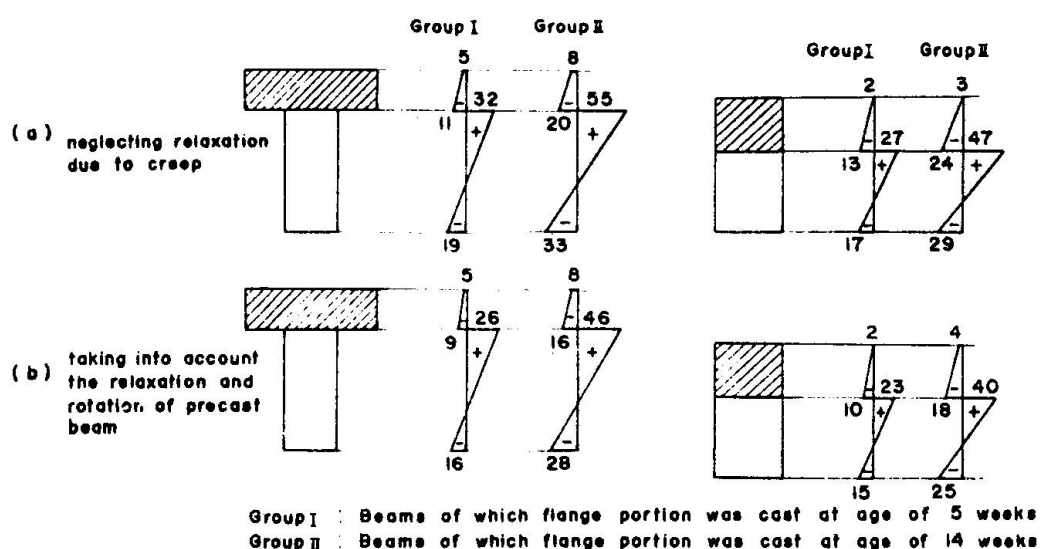


Fig. 3 Calculated Differential Shrinkage Stresses (kg/cm²)

These stresses are thought to be rather overestimated because the variations of modulus of elasticity and of initial creep development with time, especially of the cast-in-situ lightweight concrete are neglected in the above calculation.

(b) Cracking strength

In Table 3 the measured and calculated cracking moments (M_{cr}) of each beam are given. The cracking moment is computed by the following formula.

$$M_{cr} = W_c \cdot (\sigma_{cb} + \sigma_{ce}) \quad (8)$$

The effective prestress σ_{ce} of the composite beam is estimated

Table 3. Cracking and Ultimate Moment of Test Beams
(unit: t·cm)

		Kind of Beam	Measured Cracking Moment M_{cr}	Calculated Cracking Moment			Measured Ultimate Moment	Calculated Ultimate Moment
				M_1 (M_{cr}/M_1)	M_2 (M_{cr}/M_2)	M_3 (M_{cr}/M_3)		
Rectangular Beams	Group I	RH-HL-I-5-2.0	85.0	80.4 (1.06)	71.1 (1.20)	72.3 (1.18)	170.0	164.0 (1.04)
			80.0	80.4 (1.00)	71.1 (1.13)	72.3 (1.11)	160.0	164.0 (0.98)
		R-HL-II-5-2.0	90.0	84.7 (1.06)	75.6 (1.19)	76.8 (1.17)	170.0	147.0 (1.15)
			85.0	84.7 (1.00)	75.6 (1.12)	76.8 (1.10)	168.0	147.0 (1.14)
		R-HH-II-2.0	85.0	98.6 (0.86)	—	—	173.0	180.2 (0.95)
			80.0	98.6 (0.81)	—	—	159.0	180.2 (0.88)
		R-HL-II-5-2.5	75.0	81.1 (0.92)	72.0 (1.04)	73.2 (1.02)	160.0	160.6 (1.00)
			68.0	81.1 (0.84)	72.0 (0.94)	73.2 (0.93)	150.0	160.6 (0.94)
	R-HH-II-2.5	93.8	98.1 (0.96)	—	—	166.3	174.3 (0.95)	
		87.5	98.1 (0.89)	—	—	175.0	174.3 (1.00)	
	Group II	R-HL-II-14-2.0	60.0	78.5 (0.76)	62.6 (0.96)	65.0 (0.92)	130.0	139.2 (0.94)
			55.0	78.5 (0.70)	62.6 (0.88)	65.0 (0.86)	135.0	139.2 (0.97)
R-HL-II-14-2.5		62.5	78.5 (0.80)	62.6 (1.00)	65.0 (0.96)	161.3	156.2 (1.03)	
		56.3	78.5 (0.71)	62.6 (0.90)	65.0 (0.87)	180.0	156.2 (1.15)	
T-shaped Beams	Group I	T-HL-I-5-2.0	114.0	120.6 (0.95)	105.0 (1.09)	107.5 (1.06)	296.4	338.0 (0.88)
			108.0	120.6 (0.90)	105.0 (1.03)	107.5 (1.00)	300.0	338.0 (0.89)
		T-HL-II-5-2.0	108.0	127.5 (0.85)	112.7 (0.96)	114.4 (0.94)	164.0	309.8 (0.85)
			108.0	127.5 (0.85)	112.7 (0.96)	114.4 (0.94)	285.6	309.8 (0.92)
		T-HL-III-5-2.0	120.0	126.5 (0.95)	110.9 (1.08)	113.5 (1.06)	322.8	313.8 (1.03)
			114.0	126.5 (0.90)	110.9 (1.03)	113.5 (1.00)	336.0	313.8 (1.07)
		T-HH-II-2.0	132.0	142.6 (0.93)	—	—	333.6*	341.7 (0.98)
			138.0	142.6 (0.97)	—	—	350.4*	341.7 (1.03)
		T-HL-II-5-3.0	126.0	122.1 (1.03)	106.4 (1.18)	109.0 (1.15)	318.6	330.0 (0.97)
			108.0	122.1 (0.88)	106.4 (1.02)	109.0 (0.99)	324.0	330.0 (0.98)
		T-HH-II-3.0	117.0	141.8 (0.83)	—	—	324.0	318.0 (1.02)
			117.0	141.8 (0.83)	—	—	309.6	318.0 (0.97)
	Group II	T-HL-II-14-2.0	96.0	119.1 (0.81)	92.1 (1.04)	96.1 (1.00)	289.2	295.9 (0.98)
			84.0	119.1 (0.79)	92.1 (0.91)	96.1 (0.87)	278.4	295.9 (0.94)
		T-HL-II-14-3.0	99.0	119.1 (0.84)	92.1 (1.08)	96.1 (1.03)	345.6	324.8 (1.06)
			90.0	119.1 (0.76)	92.1 (0.98)	96.1 (0.94)	324.0	324.8 (1.00)

in the following three ways:

- (i) (σ'_{ce}); Considering only the loss of prestress due to shrinkage and creep in the precast prestressed beam and neglecting the effects of differential shrinkage between the slab and girder concretes.
- (ii) ($\sigma''_{ce}, \sigma'''_{ce}$); In addition to (σ'_{ce}), considering the differential shrinkage stresses in two ways as described before and corresponding to Fig. 3(a) and (b), respectively.

Thus, three kinds of cracking moment M_1 , M_2 and M_3 are calculated each corresponding to the effective prestress σ'_{ce} , σ''_{ce} and σ'''_{ce} .

Table 3 shows that the measured cracking moments M_{cr} of the beams composited at the age of 14 weeks are about 0.7 times as large as those of the similar beams composited at 5 weeks. Comparison M_{cr} with M_i gives that M_{cr} is much smaller than M_i on the beams composited at 14 weeks. This fact shows that the differential shrinkage stress, which is neglected in calculating M_i , has a large influence on the cracking moment of the composite beam, especially when the flange portion was cast at later age. The calculated moments M_2 and M_3 taking into account the differential shrinkage show fairly good agreement with the measured moments M_{cr} .

(c) Ultimate strength

All the test beams failed in flexure except the non-composite T-shaped beams which were loaded with 2.0 a/h ratio. The ultimate flexural moments of test beams are shown in Table 3 as well as the calculated ones. The calculated ultimate flexural moments of the composite beams are computed by the same method as is used for ordinary prestressed concrete beams.

In Table 3 the measured ultimate moments show good agreement with the calculated ones. Standing on another view point, this means that the ultimate flexural moments are little affected by the differential shrinkage stresses.

(d) Other results

Other results concerning the differential shrinkage are as follows.

- (i) No harmful slip was found in the flexural test even of the beams which have small a/h ratio and even no shear connector. And all the composite beams used in this test failed in flexure, neither in slip of bonded surface nor in shear.
- (ii) As far as differential shrinkage was concerned, lightweight concrete appears to be more advantageous because of its small modulus of elasticity.

IV. Conclusions

The results obtained from this test are summarized as follows.

- (i) Differential shrinkage may considerably affect the cracking strength and the warping of the composite prestressed concrete beams especially when the flange portion is cast at later age. The ultimate flexural strength, however, is little affected by differential shrinkage.

- (ii) The cracking moment calculated by the method taking into account the differential shrinkage stress as described in this paper shows good agreement with the measurement.
- (iii) It appears more favourable to use the lightweight concrete in flange portion of the composite beam in respect to reducing the differential shrinkage effects because of its small modulus of elasticity.

V. References

- 1) K. Okada; "Composition of Prestressed Concrete Members", Review of Cement Association of Japan, 1955
- 2) Okada, Sakamura and Sasaki; "Study on the Composite Prestressed Concrete Beams", Review of Cement Association of Japan, 1960
- 3) Ban, Okada and Muguruma; Prestressed Concrete, 1962
- 4) Birkeland, H. W.; "Differential Shrinkage in Composite Beams", Jour. of ACI, May 1960
- 5) Evans, R. H. and Chung, H. W.; "Shrinkage and Deflexion of Composite Prestressed Concrete Beams", Concrete, May 1967
- 6) Branson, D. E. and Ozell, A. M.; "Differential Shrinkage in Composite Beams", Jour. of ACI, Dec. 1960

Notation (suffix 1,2 indicate slab portion and prestressed concrete beam, respectively)

- M_1, M_2 : internal moment induced by differential shrinkage
- N_1, N_2 : internal normal force induced by differential shrinkage
- S_1, S_2 : free shrinkage strain after flange casting
- ΔS_2 : relative difference of shrinkage after flange casting between the upper fiber and the lower fiber of precast girder induced by eccentric prestressing
- φ_t, φ_x : creep factor at the age "t" after flange casting
- φ_m, φ_{2h} : final creep factor
- E_1, E_2 : modulus of elasticity
- A_1, A_2 : area
- I_1, I_2 : moment of inertia
- a : distance from the centroid of slab portion to that of precast concrete girder
- h : height of precast concrete girder
- M_{cr} : cracking moment

- W_c : transformed modulus of section of composite beam
 σ_{cb} : flexural strength of precast concrete
 σ_{ce} : effective prestress in lower fiber of the beam at the age of loading test

Summary

Experimental studies were made on the effect of differential shrinkage in composite concrete beam of rectangular or T-shaped section, the flange or the upper half portion of which was placed with lightweight concrete on the precast prestressed beam made with normal weight concrete.

The effect of differential shrinkage set up in the composite beam on its cracking and ultimate strength were investigated and compared with the proposed analytical method.

Résumé

Une série d'études expérimentales a été effectuée sur les effets du retrait différentiel dans une poutre composite de forme rectangulaire ou de forme en T. Le hourdis ou la moitié supérieure de la poutre en T était placé, au moyen de béton léger, sur la poutre préfabriquée faite de béton précontraint de poids normal.

Les effets du retrait différentiel constatés par l'apparition de fissures et la résistance limite de rupture ont été étudiés et comparés avec ceux de la méthode analytique proposée.

Zusammenfassung

Es sind experimentelle Untersuchungen angestellt worden über die Wirkung des differentiellen Schwindens in Verbundträgern rechteckigen oder T-förmigen Querschnittes. Der Flansch oder die obere Hälfte des Balkens wurden aus Leichtbeton hergestellt, die auf dem vorgespannten, normalgewichtigen Betonbalken ruhten.

Die Wirkung des differentiellen Schwindens im Verbundträger auf Riss- und Bruchfestigkeit ist untersucht und mit den vorgeschlagenen theoretischen Methoden verglichen worden.

Erfassung der Grösse und des zeitlichen Verlaufes der Kriech- und Schwindverformung von Beton – Auswertung der Messungen an Bauwerken unter Einbezug von Laborergebnissen

Determination of Time-varying Creep and Shrinkage Deformations – An Evaluation of Field Tests and Laboratory Results

Etude pour le béton de la déformation due au fluage et au retrait en fonction du temps – Analyse des mesures effectuées sur des ouvrages en considération des essais de laboratoire

DIETER JUNGWIRTH

Dr.-Ing.

Fa. Dyckerhoff & Widmann KG
Deutschland

1. Aufgabenstellung

Im Ingenieurbau kann neben der Grösse der Kriech- und Schwindverformung des Betons auch deren zeitlicher Verlauf eine wesentliche Rolle spielen. Ein Beispiel dafür ist das Gebiet der Überhöhungsberechnung bei abschnittsweiser Herstellung von Brückenüberbauten. Wurde durch den Bauablauf ein Zwang auf das System ausgeübt, interessiert z.B. dessen Restgrösse bei Verkehrsübergabe. Oft ist auch von Bedeutung, welcher Effekt durch befristetes Offenhalten von Schwindfugen erzielt werden kann.

An Hand einer großen Zahl von Verformungsbeobachtungen wird versucht, zutreffende Aussagen über den zeitlichen Verlauf der Kriech- und Schwindverformung zu machen. Außerdem wird überprüft, inwieweit die Angaben nach den CEB-Richtlinien [4] über die Grösse von Kriechzahl und Schwindmaß mit den Beobachtungen übereinstimmen.

2. Derzeitiger Stand der Kenntnisse

Über die Grösse der Kriechverformung, ausgedrückt durch die Kriechzahl φ ($\varphi = \varepsilon_{\text{plast.}} / \varepsilon_{\text{elast.}}$ = Kriechverformung/elastische Verformung) und über die Grösse des Schwindmaßes ε_s liegen eine Vielzahl von Beobachtungen und Abhängigkeiten vor, die sich vorwiegend auf Laborversuche stützen, z.B. [1,2,3,4]. Mit unterschiedlicher Genauigkeit erfassen sie den Einfluß des Belastungsalters, der Körpergrösse, des Klimas und der Betonzusammensetzung. Neuere Forschungsergebnisse stellen die Trennung von Kriech- und Schwindverformung in Frage. Die zeitabhängige Verformung ist demnach eine Funktion der Gesamtspannung aus äusserer Last und Schwindspannung. Die Untersuchungen sind derzeit für eine praktische Handhabung noch nicht genügend ausgereift.

Der zeitliche Verlauf von Kriech- und Schwindverformung wird vielfach empirisch durch Exponential- und hyperbolische Funktionen (z.B. [5]) angenähert. Durch Studien an rheologischen Modellen gelangt man zu gleichartigen Funktionen (z.B. [6]).

Die CEB-Vorschläge[4] über Größe und zeitlichen Ablauf von Kriechen und Schwinden stützen sich vor allem auf Beobachtungen an relativ k l e i n e n Laborproben unter konstanter Temperatur und Luftfeuchtigkeit. Vergleiche mit Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken zeigen, daß sich die zeitabhängigen Verformungen bei g r o s s e n Abmessungen über einen längeren Zeitraum erstrecken. Die jahreszeitlich schwankenden klimatischen Bedingungen führen außerdem zu einem Verformungsverlauf, der um einen gedachten, stetig verlaufenden Mittelwert alterniert (Bild 1). Die Verformungsgeschwindigkeit liegt im Frühjahr am höchsten.

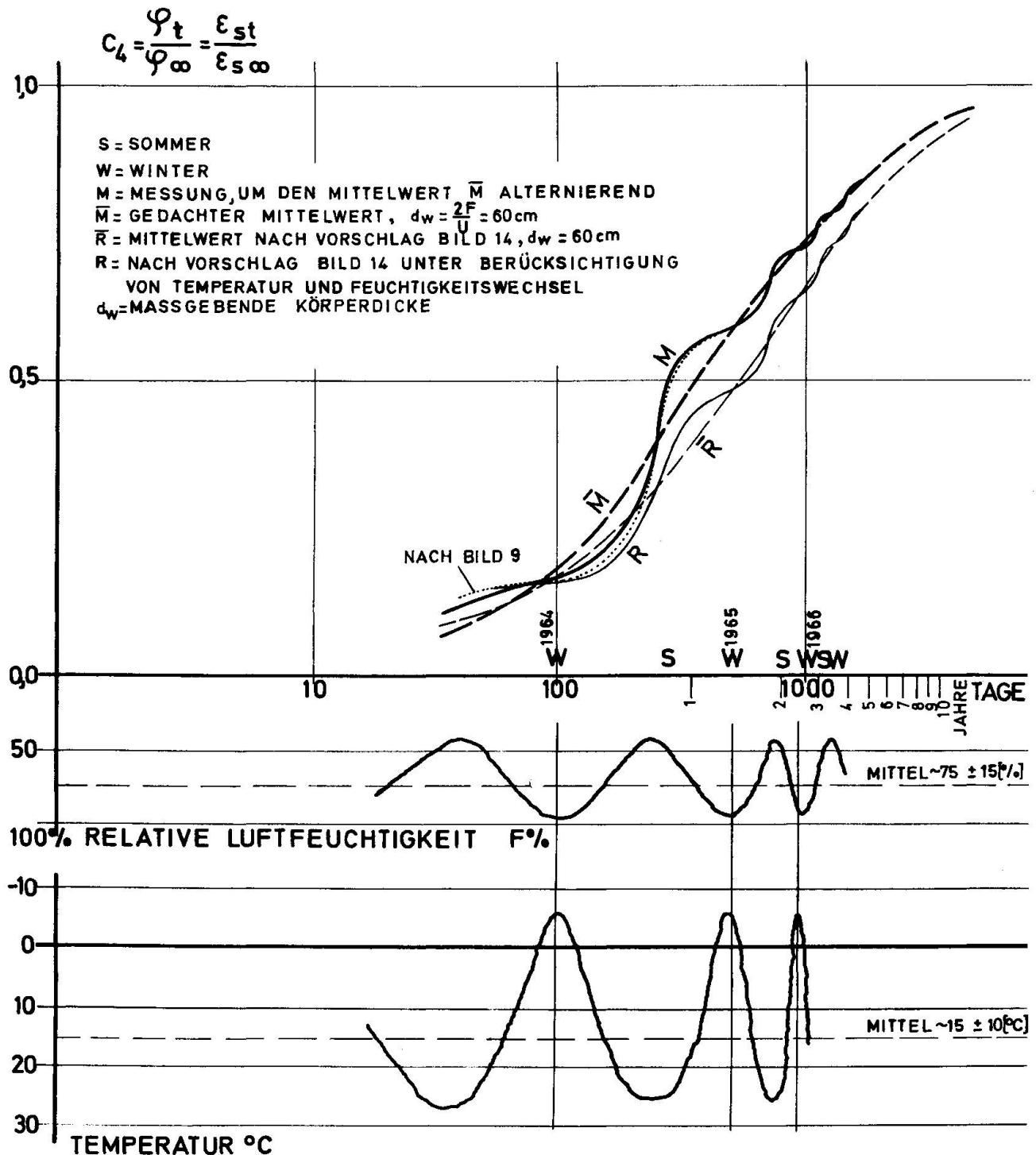


Bild 1: Jahreszeitliche Abhängigkeit des Kriech- und Schwindablaufes

Um diesen Mangel an Übereinstimmung zu beheben, wurde unter Leitung von Rüschi eine internationale Rundfrage mit dem Ziel veranstaltet, möglichst viele Ergebnisse von an Bauwerken durchgeführten Beobachtungen zu sammeln und auszuwerten. Darüber soll im folgenden berichtet werden.

3. Praktische Durchführung der Bauwerksbeobachtungen

Es bieten sich zwei Arten der Beobachtungen an, die Messung der Biegelinie mit Feinnivellements oder Dehnungs- bzw. Stauchungsmessungen am Tragwerk.

3.1 Beobachtung der Biegelinie

Diese Methode vermittelt einen direkten Eindruck über das Verformungsverhalten. Die Ablesegenauigkeit beträgt bei Feinnivellements etwa $\pm 0,05$ bis $0,2$ mm. Nachdem die Kontinuität der Meßreihe vom Baubeginn bis zum letzten Ablesetermin erhalten bleiben soll, sind die Meßbolzen sorgfältig zu sichern.

3.2 Verformungsbeobachtungen über Dehnungs- bzw. Stauchungsmessungen

Von einer direkten Messung auf der Betonoberfläche mit kurzen Meßlängen wird abgeraten, da Oberflächeneffekte und die Inhomogenität des Betons die Meßwerte verfälschen. Man muß größere Meßstrecken in Bereichen mit eindeutig definierten Spannungen wählen.

Als vorteilhaft hat sich ein mehrere Meter langer Meßstab geg. aus Invar erwiesen, der, an einem Ende fixiert, mit geringem Reibungswiderstand in einem Hüllrohr lagert. Am anderen Ende wird die Verformung über einen Hebelarm auf einer geeichten Skala abgelesen (Bild 2).

Es ist zweckmäßig, den Meßstab in eine der sog. "Kriechfasern" zu legen. Nach Busemann [7] versteht man darunter zwei bestimmte Querschnittsfasern, die sich gegenseitig nicht beeinflussen. Bei einsträngiger Vorspannung können dadurch die Folgen einer

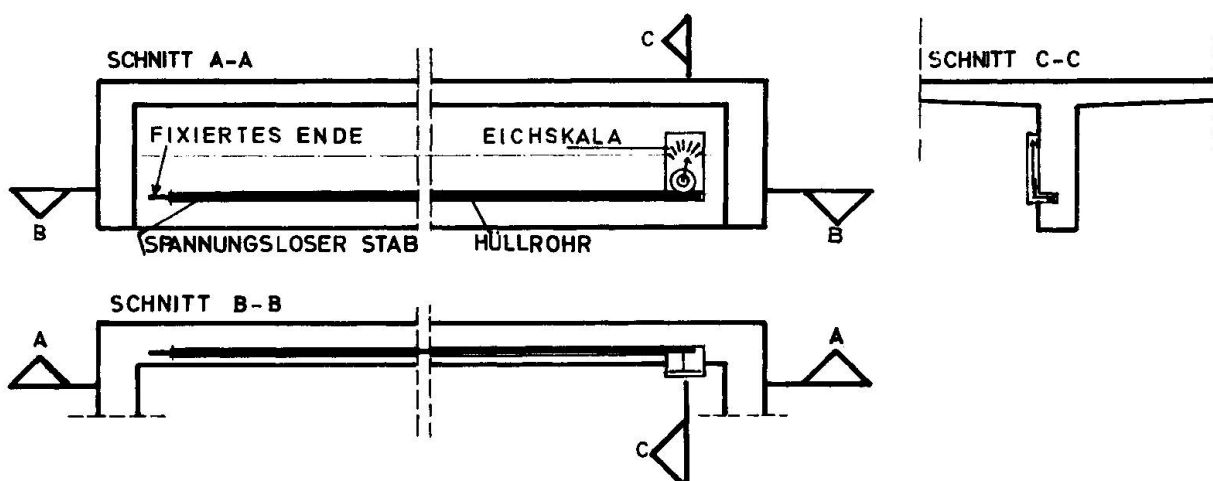


Bild 2: Verformungsmessung mit Meßstab

Spannungsumlagerung aus Kriechen und Schwinden auf die Meßwerte umgangen werden. Bei mehrsträngiger Vorspannung wird die Beeinflussung eines Stranges durch die anderen eliminiert. Die Auswertung der Messungen wird so erheblich einfacher und das Ergebnis genauer.

4. Auswertung der Beobachtungen an Bauwerken

4.1 Voraussetzung

Grundvoraussetzung für eine einwandfreie Auswertung ist eine geschlossene, beim Bauzustand beginnende und mehrere Jahre erfassende Beobachtungsreihe.

Für die Deutung der Beobachtungen muß die Betonzusammensetzung (Zementart, Zementgehalt, Wasserzementwert und Zuschlagstoffe) und die Beanspruchung bekannt sein. Außerdem interessieren Angaben über das Klima (Temperatur und Luftfeuchtigkeit), die nicht nur den Meßtag sondern den ganzen Beobachtungszeitraum erfassen. Aus der statischen Berechnung lassen sich die geometrischen Werte des Systems entnehmen, weiterhin Angaben über die Belastung, Lage und Größe der Spannbewehrung und in der Regel auch Angaben über die elastischen Verformungen. Das Spannprotokoll sollte vorliegen. Zur Deutung der Verformungen während des Bauzustandes bedarf es genauer Angaben über die einzelnen Bauzustände

Von großer Wichtigkeit sind Angaben über Probelastungen und die am Bauwerk vorgenommene Kontrolle der Geometrie und der Festigkeitswerte. Manche Unklarheit und mancher Widerspruch in den Beobachtungsergebnissen lassen sich damit klären oder ausschalten.

4.2 Rechengang

Setzt man System und Belastung, Lage und Größe der Vorspannung beim Anspannen als bekannt voraus, verbleiben zunächst als unbekannte Einflüsse auf die Verformungen – und damit bei der Nachrechnung zu berücksichtigende Faktoren – die Größe des Elastizitätsmoduls, Stützensenkungen und -verdrehungen, die Temperatur sowie Kriechen und Schwinden. Die Auswirkung von Stützensenkung, Temperatur, Kriechen und Schwinden ist, wie nachfolgend gezeigt wird, von Fall zu Fall von unterschiedlicher Bedeutung. Tafel I gibt einen Überblick.

S t ü t z e n s e n k u n g e n (Tafel I) können beim Nivellement direkt erfaßt werden. Bei Meßstäben wirken sie sich nur bei statisch unbestimmten Konstruktionen aus. Die Stützensenkung muß dann durch ein zusätzliches Nivellement festgestellt werden. S t ü t z e n v e r d r e h u n g e n können die Messungen ebenfalls beeinflussen.

Die T e m p e r a t u r v e r f o r m u n g wirkt sich je nach statischem System und Lage der Meßstelle verschieden aus (Tafel I). Für die zahlenmäßige Untersuchung ist es zweckmäßig, die Folgen aus dem Betontemperaturverlauf sowohl in Längs- als auch in Querrichtung des Überbaues in drei Anteile zu zerlegen (Bild 3):

in Eigenspannungszustand aus	$\Delta\Delta T$
in Krümmungsanteil aus	ΔT
in Verschiebungsanteil aus	T

Da Temperaturaufzeichnungen im Querschnitt nur selten vorgesehen sind, muß der Temperaturverlauf meist über die Lufttemperatur und über die Sonneneinstrahlung abgeschätzt werden. Bei der Bearbeitung der Tafel I wurde der Verlauf vereinfachend als konstant längs des Überbaues angesetzt. Außerdem wies man dem Meßstab und den Stahleinlagen in guter Näherung die gleiche Temperatur wie den benachbarten Betonfasern zu. Dauern die Temperaturspannungen länger an, zeigen sich geringe Kriecheinflüsse.

Tafel I Beeinflussung der Meßwerte durch Stützensenkung, Temperatureinwirkung, Kriechen und Schwinden nach Ziff.4.2:

		NIVELLEMENT		MESSTAB	
		Kurzzeit	Langzeit	Kurzzeit	Langzeit
Stützensenkung	stat.best.System	ja	ja	nein	nein
	stat.unbest.System	ja	ja	ja	ja
Temperatur	$\Delta\Delta T$ stat.best.System	nein	nein	nein	gering
	$\Delta\Delta T$ stat.unbest.System	nein	nein	nein	gering
	ΔT stat.best.System	ja	ja	nein	nein
	ΔT stat.unbest.System	nein	gering	ja	ja
	T stat.best.System	nein	nein	nein	nein
	T stat.unbest.System	ja	ja	ja	ja
Schwinden	stat.best.System (Eigenspannung)	nein	ja	nein	ja
	stat.unbest.System (Eigenspannung, Zwang)	nein	ja	nein	ja
	Spannungsverlust im Spannglied	nein	ja	nein	ja
Kriechen	Umlagerung im Querschnitt	nein	ja	nein	ja
	Spannungsverlust im Spannglied	nein	ja	nein	ja

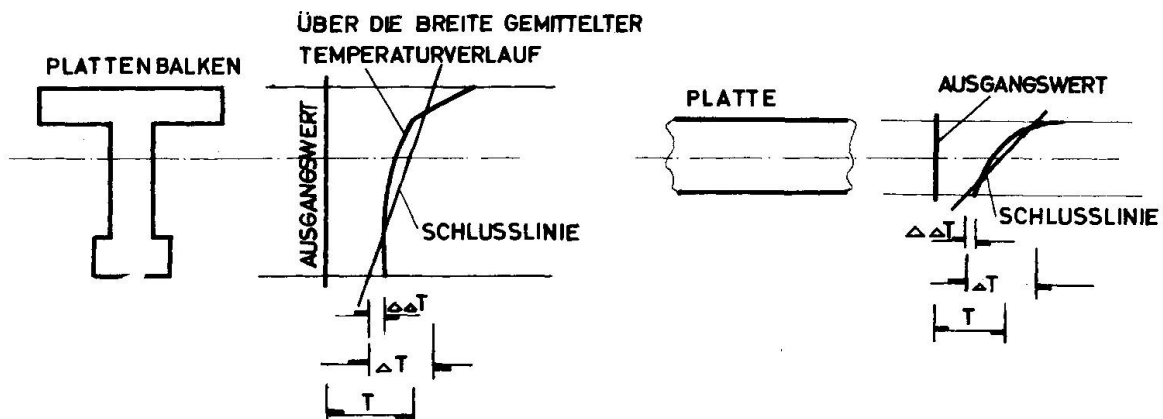


Bild 3: Beispiele für die Aufschlüsselung der Temperaturverteilung bei verschiedenen Querschnittsformen

Das Schwinden (Tafel I) kann sich in Eigenspannungen, Zwängschnittgrößen und einer Minderung der Vorspannung äußern. Zu den Beanspruchungen, wie sie auch unter Temperatur auftreten können, kommt der Eigenspannungszustand aus unterschiedlichem Verformungsverhalten zwischen Stahl und Beton hinzu. Außerdem baut das Kriechen Zwäng- und Eigenspannungen aus Schwinden stark ab.

Das K r i e c h e n (Tafel I) verursacht eine Verformungszunahme des beanspruchten Betons. Daraus ergeben sich Spannungsumlagerungen im Verbundquerschnitt. Die Vorspannung wird im allgemeinen abgebaut.

Die praktische Durchführung der Verformungsberechnung erfordert zunächst eine Korrektur der Meßwerte zur Berücksichtigung der Temperatur und einer eventuellen Stützensenkung nach den Gesetzen der technischen Mechanik. Gegebenenfalls ist eine ähnliche Korrektur in der Durchbiegung für Mehrgewicht oder geminderter Vorspannung vorzunehmen. So verbleiben schliesslich nur noch Kriech- und Schwindeinflüsse sowie Streuungen in der Größe des Elastizitätsmoduls (definitionsgemäß der Elastizitätsmodul nach 28 Tagen), mit denen die beobachtete Durchbiegung nun analytisch von Zeitintervall zu Zeitintervall beschrieben werden kann. Zur Bestimmung dieser drei Unbekannten bedarf es dreier Verformungsbedingungen, d.h. also dreier Meßstellen. Da das Verhältnis der Kriech- zur Schwindverformung erfahrungsgemäß nicht allzu unterschiedlich ist ($\epsilon_{\infty}/\varphi_{\infty} = 5$ bis $10 \cdot 10^{-5}$) und der E-Modul aus dem Schrifttum oder aus Messungen meist bekannt ist, genügt auch schon eine Meßstelle, um Nachrechnungen vornehmen zu können.

Bei einer Vielzahl von Einzelbeobachtungen kann es sinnvoll sein, statistische Methoden zu benutzen und die Zuordnung von Kriechen und Schwinden durch Korrelationsfunktionen zu finden.

Zur zahlenmäßigen Untersuchung der Einflüsse aus Kriechen und Schwinden erweisen sich meist die leicht verständlichen Ansätze von Dischinger [8] als zweckmäßig. Der Einfluß des Rückkriechens von Beton bleibt in dieser Ableitung allerdings unberücksichtigt (Whitney'sche Idealkurve). Die dadurch verursachte Ungenauigkeit im Ergebnis wirkt sich nur im Falle der reinen Relaxation merklich aus, die aber in der Praxis kaum und nur in Verbindung mit anderen Lastfällen auftritt. Dann ist der Fehler, bezogen auf das Gesamtergebnis, im allgemeinen vernachlässigbar. Trost hat aber in einer neueren Arbeit [9] einen Weg zur Berücksichtigung des Rückkriechens gezeigt.

Bei Anwendung der in [4] vorgeschlagenen Methode, das Kriechen und Schwinden zu erfassen, darf nur die in Bild 4 gezeigte Art der Superposition angesetzt werden. Die Ursache dieser beschränkten Superposition liegt in den Annahmen und Näherungen, die bei der Erfassung des Einflusses des Belastungsalters und bei der Erfassung des zeitlichen Ablaufes getroffen wurden.

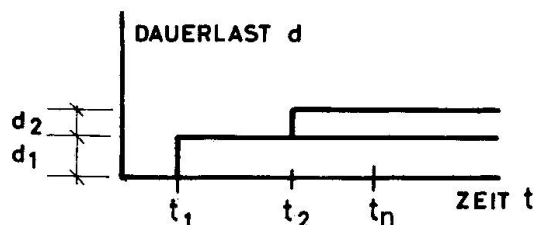


Bild 4:
Einzuhaltende Art der Superposition bei den nach [4] angesetzten Kriechbeiwerten

Der nach den vorangegangenen Gesichtspunkten durchgeführte Vergleich der Rechenergebnisse mit den Meßergebnissen für die einzelnen Zeitabschnitte führt zu einer Abschätzung der Größe und des zeitlichen Verlaufes von Kriechen und Schwinden. Die so gewonnenen Ergebnisse sind für einige Bauwerke in Bild 5 aufgetragen. Weitere, vorwiegend von der Fa. Dyckerhoff und Widmann durchgeführte Messungen [10] wurden in den Bildern 6-8 ausgewertet. Die benötigten Endwerte der Kriech-

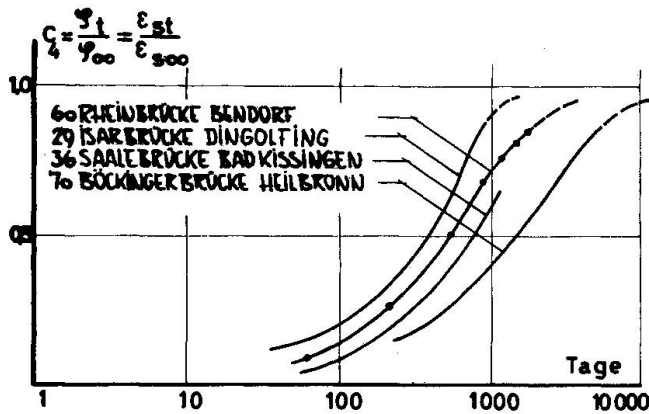


Bild 5 AUSWERTUNG VON BRÜCKENMESSUNGEN

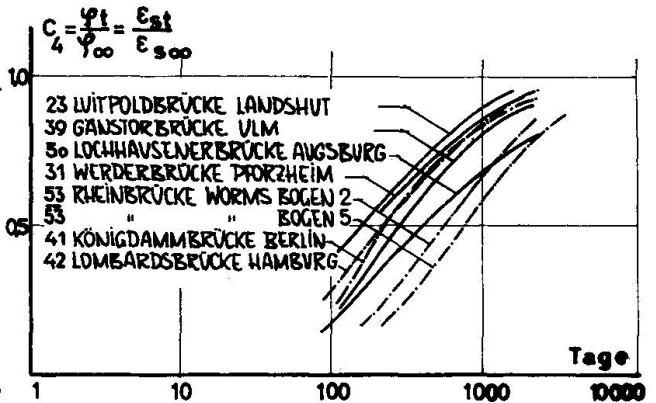


Bild 6 AUSWERTUNG VON BRÜCKENMESSUNGEN [10]

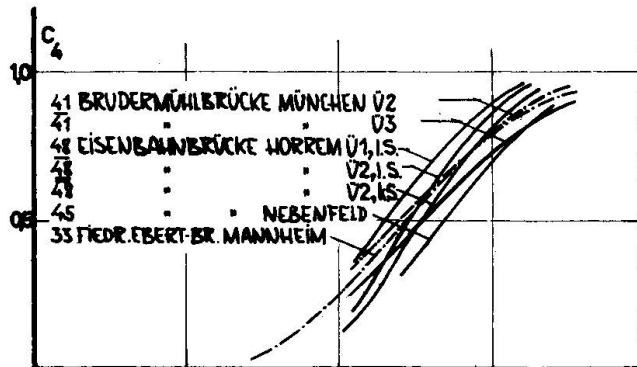


Bild 7 AUSWERTUNG VON BRÜCKENMESSUNGEN [10]

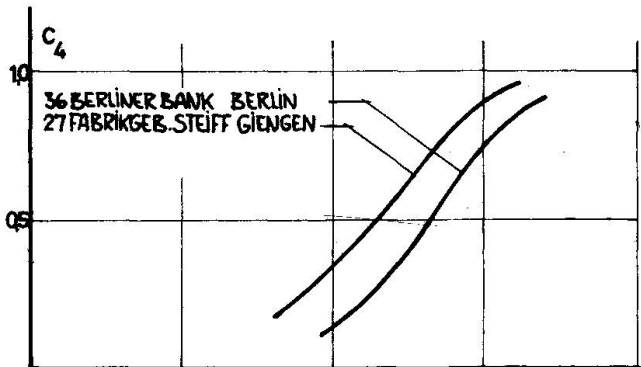


Bild 8 AUSWERTUNG VON HOCHBAUMMESSUNGEN [10]

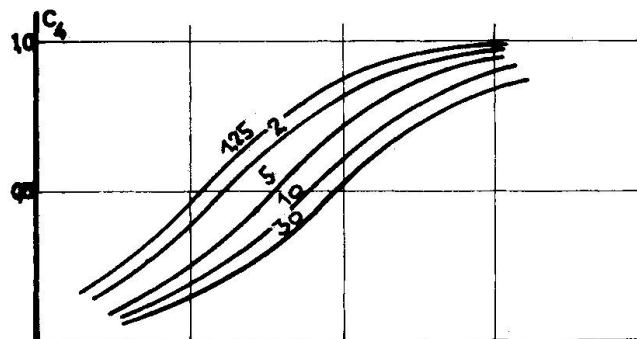


Bild 10 KRIECHMESSUNG TH. STUTTGART u. MÜNCHEN

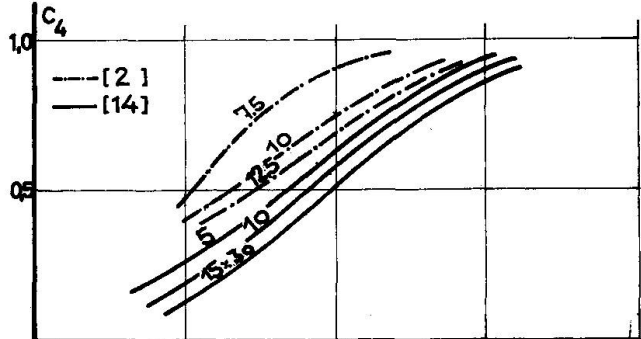


Bild 11 KRIECHMESSUNGEN NACH LIT. [2 + 14]

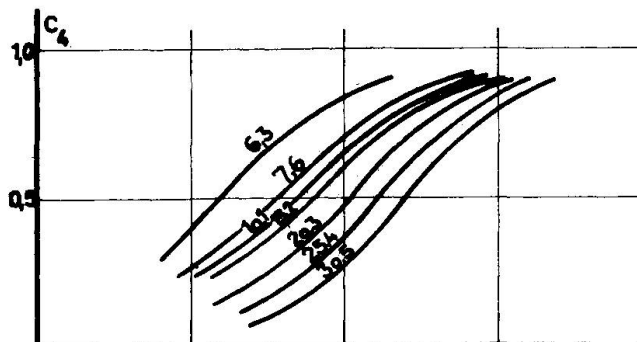


Bild 12 SCHWINDMESSUNGEN NACH LIT. [15]

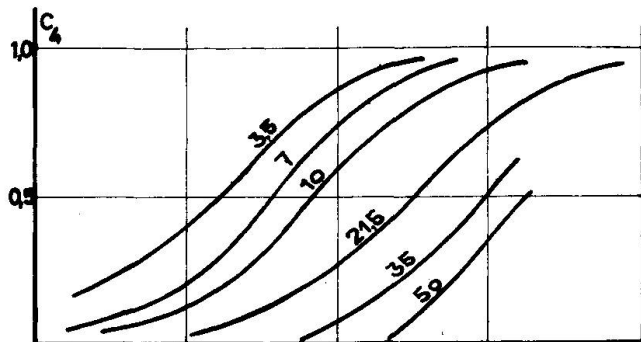


Bild 13 SCHWINDMESSUNGEN NACH LIT. [16]

Anmerkung: C_4 = Auf den Endwert bezogener zeitlicher Ablauf von Kriechen und Schwinden.

Die Zahlen neben und an den Kurven geben die wirksame Körperdicke $d_w = \frac{2F}{U}$ in cm an.

und Schwindverformungen ergaben sich durch Extrapolation nach Ross [5]. Dargestellt ist jeweils der mittlere Verlauf entsprechend Bild 1. Die jahreszeitlichen Schwankungen können den Originalmessungen in [10] entnommen werden. Die erwähnten notwendigen Korrekturen konnten nur soweit vorgenommen werden, als durch Unterlagen belegt war.

4.3 Ergebnisse

Die in den CEB-Empfehlungen [4] enthaltenen Vorschläge für die Endkriechzahl φ_{∞} und das Endschwindmaß ε_{∞} haben sich bei der Nachrechnung (Bilder 5 bis 8) mit einer Genauigkeit von $\sim + 15 \%$ bestätigt. Aus Platzmangel werden die betreffenden Ergebnisse hier nicht abgedruckt. Je nach der Bedeutung von Kriechen und Schwinden bei der Standsicherheitsberechnung der zu entwerfenden Konstruktion wird man gegebenenfalls die Auswirkung der Grenzwerte untersuchen. Sie lassen sich durch die um $+ 15 \%$ veränderten Werte von φ_{∞} und ε_{∞} nach den CEB-Empfehlungen beschreiben.

Die Übereinstimmung bezüglich des zeitlichen Ablaufes ist weniger günstig. Der in den Bildern 5 bis 8 aufgetragene Ablauf der Verformung zeigt deutlich eine Abhängigkeit von der sog. "wirksamen Körperdicke $d_w = 2V/O$ " (O =Oberfläche, V =Volumen). Der Wert d_w ist eine charakteristische Größe für das zeitabhängige plastische Verformungsverhalten. Er erfaßt die mit zunehmender Körpergröße anwachsende Länge des Materialtransportes bei der Kriechverformung und gibt damit einen Hinweis auf die Dauer des Kriechvorganges. Definitionsgemäß steckt in d_w außerdem das für Austrocknungs- bzw. Schwindvorgänge maßgebende Verhältnis der Oberfläche zum Betonvolumen. Die Kurven in den Bildern 5 bis 8 bestätigen, daß bei einem dicken Körper das Kriechen und Schwinden langsamer vor sich geht als bei einem dünnen Körper. Bei nicht unmittelbar der Atmosphäre ausgesetzten Flächen, wie bei Innenflächen von Kastenquerschnitten oder bei unbelüfteten, isolierten Fahrbahnflächen, ist es angebracht, nur einen Bruchteil (etwa 50 %) dieser Flächen für die Austrocknung wirksam anzusetzen.

Ist die Spannweite groß gegenüber den Flächenmaßen (z.B. bei Ingenieurbauwerken), vereinfacht sich die wirksame Körperdicke zu $d_w = \frac{2 \cdot V}{O} \sim \frac{2 \cdot F \cdot l}{U \cdot 1} = \frac{2 \cdot F}{U}$ (F =Querschnittsfläche, U =Umfang).

Weitere Einflüsse auf den zeitlichen Ablauf, wie z.B. das Belastungsalter und die Zementart, konnten nicht erfaßt werden, da diese im Bereich der Rechenungenauigkeit liegen.

Der im Sommer-Winter-Wechsel um einen Mittelwert alternierende Kriech- und Schwindverlauf (Bild 1) wird auf die jahreszeitlich schwankende Temperatur und Luftfeuchtigkeit zurückgeführt. Soweit der physikalisch-chemische Vorgang des Kriech- und Schwindprozesses thermisch aktivierbar ist, kann man davon ausgehen, daß der zeitliche Ablauf unter höheren Temperaturen beschleunigt wird. Wie die Versuchsergebnisse nach Lit. [11] und [12] zeigen, kann für das Zahlenbeispiel nach Bild 1 bei einem Temperaturwechsel von $15 + 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ mit einer Beschleunigung bzw. einer Verzögerung der plastischen Verformung von $\pm 10 \%$ gerechnet werden (Bild 9).

Einen bedeutenderen Einfluß liefert die wechselnde Luftfeuchtigkeit. Im Winter liegt die mittlere relative Luftfeuchtigkeit über derjenigen im Sommer. Mit sinkender relativer Luftfeuchtigkeit nimmt aber das Endschwindmaß und die Endkriechzahl zu. Von mittleren Verhältnissen ausgehend (z.B. Bild 1), erscheint im zeit-

lichen Ablauf im Sommer ein um 24 % verstärktes, im Winter ein um 24 % verringertes Kriech- und Schwindverhalten (Bild 9). Dabei wurde der Einfluß der Feuchtigkeit nach [4] abgeschätzt, ohne auf die noch nicht abschließend geklärten physikalischen Zusammenhänge einzugehen.

	TEMPERATUR IN °C	φ UND ε_s AUF DEN MITTELWERT DER VERFORMUNGSGESCHWINDIGKEIT BEZOGEN IN ANLEHNUNG AN [11] UND [12]	REL. LUFTFEUCHTIGKEIT IN %	φ NACH [4]	φ UND ε_s AUF DEN MITTELWERT DER VERFORMUNGSGESCHWINDIGKEIT BEZOGEN	GESAMTABWEICHUNG VON DER MITTLEREN KRIECH- UND SCHWINDVERFORMUNGSGESCHWINDIGKEIT (3) * (6)	ERLÄUTERUNG: W = WINTER F = FRÜHLING S = SOMMER H = HERBST a = MITTLERER VERLAUF b = $(\varphi + \varepsilon_s)$, VERFORMUNG / JAHR $\hat{=} 100\%$ c = ABWEICHUNG VOM MITTLEREN VERLAUF
1	2	3	4	5	6	7	8
SOMMER	25	1,10	60	2,35	1,24	1,36	
MITTEL	15	1,00	75	1,9	1,0	1,0	
WINTER	5	0,90	90	1,45	0,76	0,68	

Bild 9: Im Sommer-Winter-Wechsel um einen Mittelwert alternierender Kriech- und Schwindverlauf (Rheinbrücke Bendorf)

Die maximale Abweichung vom Mittelwert, die im Sommer und im Winter auftritt, beträgt nach Bild 9 etwa $\pm 10 \div 20\%$ der im gleichen Jahr erfolgten Kriech- und Schwindverformung. Sie kann bei genauen Untersuchungen berücksichtigt werden. Bild 1 zeigt eine auf diese Weise gewonnene gute Übereinstimmung mit den Messungen.

4.4 Unsicherheiten und Fehleranalyse beim Vergleich zwischen Rechenergebnis und Messung.

Nicht alle Nachrechnungen lieferten eindeutige Ergebnisse. Folgende Erklärungen lassen sich dafür geben:

Die Unsicherheiten aus der Temperatur-Korrektur sind relativ groß, da der Temperaturverlauf häufig nur geschätzt werden kann. Hinzu kommt der Fehler in der Wahl der Ausgangstemperatur. Systematische Fehler können sich auf diese Weise leicht einschleichen.

Stützdrehungen im Bau- und Endzustand führen zu Gradienten-Abweichungen, die eine elastische Verformung vortäuschen und damit z.B. falsche Ausgangswerte für die Kriechverformung liefern. Auch Ausführungsfehler durch Lehrgerüstverformungen oder Zwängungen aus Baufehlern ergeben scheinbare elastische Verformungen.

Durch die Nachgiebigkeit der Schalung wird häufig das Konstruktionsgewicht größer als vorgesehen. Auch versucht man durch Aufbeton Ausführungsfehler auszugleichen. Bleiben diese Einflüsse unberücksichtigt, ergeben sich unzutreffende rechnerische elastische Verformungen.

Da im Spannbeton entgegengesetzt gerichtete maßgebende Last-

fälle vorliegen, kann das Ergebnis schon durch kleine Abweichungen stark beeinflusst werden (Rechnen mit Differenzen großer, ungenauer Zahlen). So machen sich eine ungenaue Lage der Spannglieder, eine zu geringe Vorspannung oder ein Schlupf in der Verankerung vor dem Injizieren stark bemerkbar.

Bei jeder Verformungsuntersuchung sollte auch der Einfluß einer unbeabsichtigten Mitwirkung von Aufbauten (z.B. Gesimskapen), die Größe der Schubverformung und die Auswirkung gerissener Zonen abgeschätzt werden.

Schliesslich darf der Einfluß eines verstärkten Kriechens unter dynamischer Belastung nicht unberücksichtigt bleiben [13].

5. Laborbeobachtungen

Um die unter 4.3 angeführten Bauwerksbeobachtungen zu untermauern, werden neuere Versuche herangezogen, die den Einfluß der Körpergröße erfassen.

Es sind dabei besonders die von Neville und Meyers [14], Hansen und Mattock (PCA) [15], L'Hermite und Mamillan [16] durchgeführten Versuche zu erwähnen.

Die Messungen wurden in den Bildern 10 bis 13 zusammengestellt. Der Einfluß wechselnder Temperatur und Luftfeuchtigkeit fehlt. Der Schwindeinfluß wurde vom Kriechen getrennt. An der Oberfläche verläuft nach [16] das Schwinden wesentlich schneller als im Innern des Prüfkörpers.

6. Vorschlag zur Erfassung des zeitlichen Ablaufes der Kriech- und Schwindverformung; Ergebnis und Schlußbemerkung.

Aus den bei Bauwerksbeobachtungen (Ziff.4.3) gewonnenen Ergebnissen unter Berücksichtigung der Laborbeobachtungen (Ziff.5) gelangt man zu dem in Bild 14 dargestellten Verlauf von Kriechen und Schwinden in Abhängigkeit von der wirksamen Körperdicke d_w (Anwendungsbeispiel siehe Bild 1).

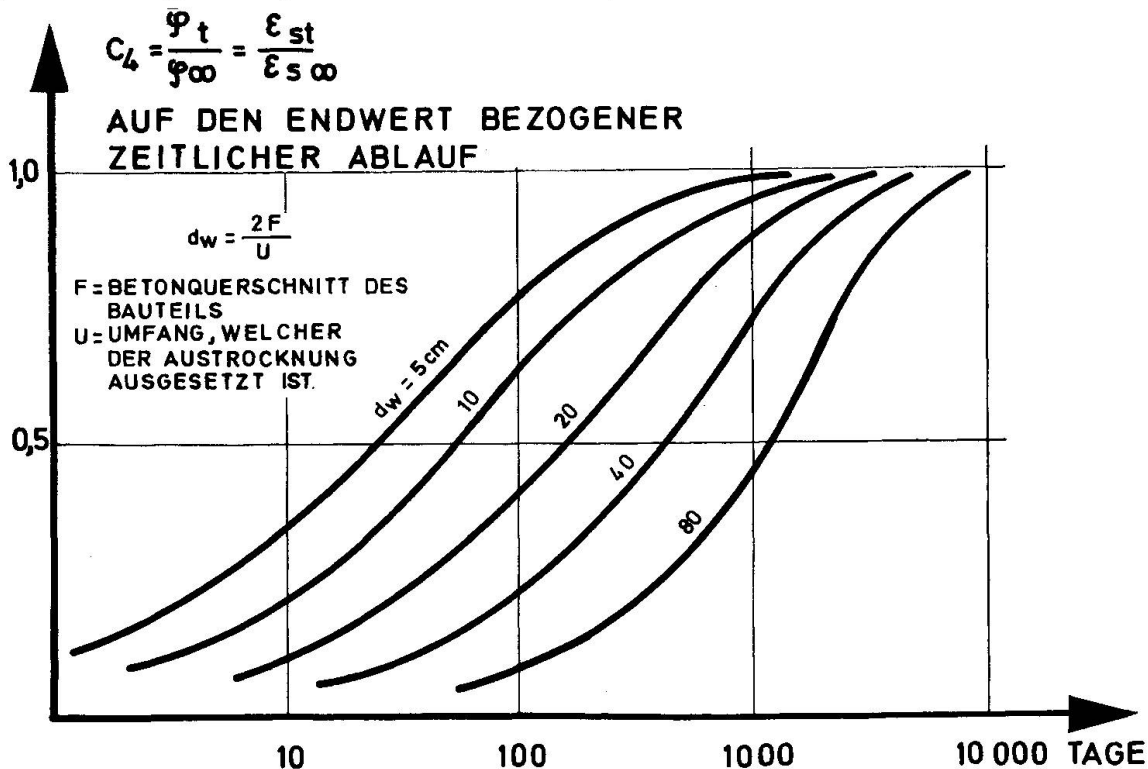


Bild 14: Zeitlicher Ablauf von Kriechen und Schwinden

Diese Kurven wurden für die verbesserten CEB-Richtlinien vorgeschlagen. Die Kurvenscharen gelten bei Normalbetonkonstruktionen sowohl für den Kriech- als auch für den Schwindverlauf, sind jedoch unterschiedlich zu interpretieren. Für das Schwinden geben sie den zeitlichen Verlauf an vom Erhärtungsbeginn bis zur Zeit $t=\infty$. Beim Kriechen beschreiben die Kurven den Verlauf vom Belastungsbeginn bis zur Zeit $t=\infty$.

Es sind weitere Beobachtungen notwendig, besonders auf dem Gebiet der Leichtbetonkonstruktionen. Die Verformungsbeobachtung durch Meßstäbe sollte bevorzugt werden. Die unter Ziff.4.1 genannten Voraussetzungen sind dabei möglichst zu erfüllen.

7. SCHRIFTTUM

1. DIN 4227 mit Erläuterungen "Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung" 1953
2. Wagner, O. "Das Kriechen unbewehrten Betons". Heft 131 des DAfStb, Berlin 1958
3. Krüger, W. "Über Schwindmaße, Kriechzahlen und Kriechtheorien von Beton", Bauplanung und Bautechnik 1966/7
4. CEB Comité Européen du Béton, "Empfehlungen zur Berechnung und Ausführung von Stahlbetonbauwerken" Auszug im Betonkalender 1970 Teil II, W.Ernst & Sohn
5. Ross, A.D. "Concrete Creep Data", The Structural Engineer 1937
"Creep of Concrete under variable stress", ACJ Journal Vol 29, 1958 Title 54-41
6. Trost, H. "Spannungs-Dehnungs-Gesetz eines viskoelastischen Festkörpers wie Beton", Beton 1966/6
7. Busemann, R. "Kriechberechnung von Verbundträgern unter Benützung von zwei Kriechfasern", Bauingenieur 1950/11
8. Dischinger, F. "Untersuchung über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken", Bauingenieur 1937/12
9. Trost, H. "Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton", Beton- und Stahlbetonbau 1967/10, 11
10. Finsterwalder, U. "Ergebnisse von Kriech- und Schwindmessungen an Spannbetonbauwerken", Beton- und Stahlbetonbau 1958/5
11. Nasser, K.W. u.Neville, A.M. "Creep of Concrete at elevated Temperatures", ACJ Journal Dec. 1965
12. Maréchal, J.C. "Le fluage du béton en fonction de la température", Rilem-Symposium München 1-3 April 1968

13. Bažant, Z.P. "Langzeitige Durchbiegung von Stahlbetonbrücken infolge des Schwingkriechens unter Verkehr", Beton- und Stahlbetonbau 12/1968
14. Neville, A.M. und Meyers, B.L. "Creep of Concrete: Influencing Factors and Prediction". University of Missouri, Engineering reprint Series Nr. 67
15. Hansen, T.C. und Mattock, A.H. "Influence of size and shape of member on the shrinkage and creep of concrete", PCA Bulletin D 103, Februar 1966
16. L'Hermite, R. und Mamillan, M. "Influence de la dimension et de la forme sur le retrait des pièces de béton", Kriechsymposium in Madrid 1968

Zusammenfassung

Über eine internationale Umfrage wurden Meßergebnisse an Bauwerken gesammelt und Vergleichsrechnungen mit nach den CEB-Empfehlungen angegebenen Kriech- und Schwindansätzen durchgeführt(4).

Die Übereinstimmung bezüglich der Größe von Endkriechzahl und Endschwindmaß ist ausreichend. Für die Beschreibung des zeitlichen Ablaufes sind dagegen Kurvenscharen gemäß Bild 14, mit der wirksamen Körperdicke $d_w = \frac{2F}{U}$ als Parameter, besser geeignet (F = Betonvolumen, U = Oberfläche).

Summary

Results of field measurements on concrete structures have been gathered together by means of an international inquiry. Calculations have been made to compare these results with data on creep and shrinkage presented in the CEB Recommendations.

The comparisons show satisfactory agreement in the case of end creep and end shrinkage values. However, the set of curves presented in Fig. 14 provides a more appropriate method for evaluating the time-variation of creep and shrinkage deformations. A characteristic member thickness, $d_w = \frac{2F}{U}$, is used as parameter in these curves. (F = volume of concrete, U = surface area)

Résumé

Une enquête internationale a permis de recueillir une série de mesures effectuées sur des ouvrages et d'établir des comparaisons avec les coefficients de fluage et de retrait indiqués dans les recommandations du CEB (4).

La convergence est suffisante pour ce qui concerne les valeurs des coefficients finaux de fluage et de retrait. Cependant, pour le développement en fonction du temps, il sera plus indiqué de se reporter aux courbes de la figure (14) dont le paramètre est l'épaisseur caractéristique d'un élément $d_w = \frac{2F}{U}$. (F = Volume de béton, U = Surface)

**An Bauwerken durchgeführte Kriech- und Schwindmessungen einschliesslich
Auswertung zur Bestimmung der Kriechzahlen und Schwindmasse**

Measurements of Creep and Shrinkage Deformations in Concrete Structures,
and the Evaluation of Creep and Shrinkage Coeffecients

Mesures du fluage et du retrait effectuées sur des constructions en béton armé
et détermination des coefficients de fluage et de retrait basée sur les résultats
obtenus

JOSEF AICHHORN
Wirkl. Hofrat, Dipl.-Ing.
Linz/Donau
Oesterreich

Im Vorbericht zum 7. Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Rio de Janeiro wurden im Kap.Va6 unter dem Titel "Langzeitmessungen von Kriechen und Schwinden" vom gleichen Berichter die Messungen an drei Brücken innerhalb eines Zeitraumes der ersten sieben Jahre nach der Betonierung berichtet. Inzwischen wurden die Messungen weitere sieben Jahre fortgesetzt und werden nunmehr die wichtigsten Ergebnisse nochmals zusammengefaßt und die Schlußfolgerung daraus gezogen.

Aus Fig. 1 und Fortsetzung Fig. 1 ist zu ersehen, daß sich die bereits in den ersten sieben Jahren abgezeichnete Tendenz des regelmäßigen Schwankens des Kriechens und Schwindens im Winter und Sommer in etwas abnehmender Intensität auch in den folgenden sieben Jahren fortgesetzt hat. Die gleiche Tendenz zeigt sich bei einer weiteren Brücke (Wangauer Achebrücke), bei der die Meßdaten jedoch wegen der Unvollständigkeit nicht in einem Diagramm dargestellt wurden.

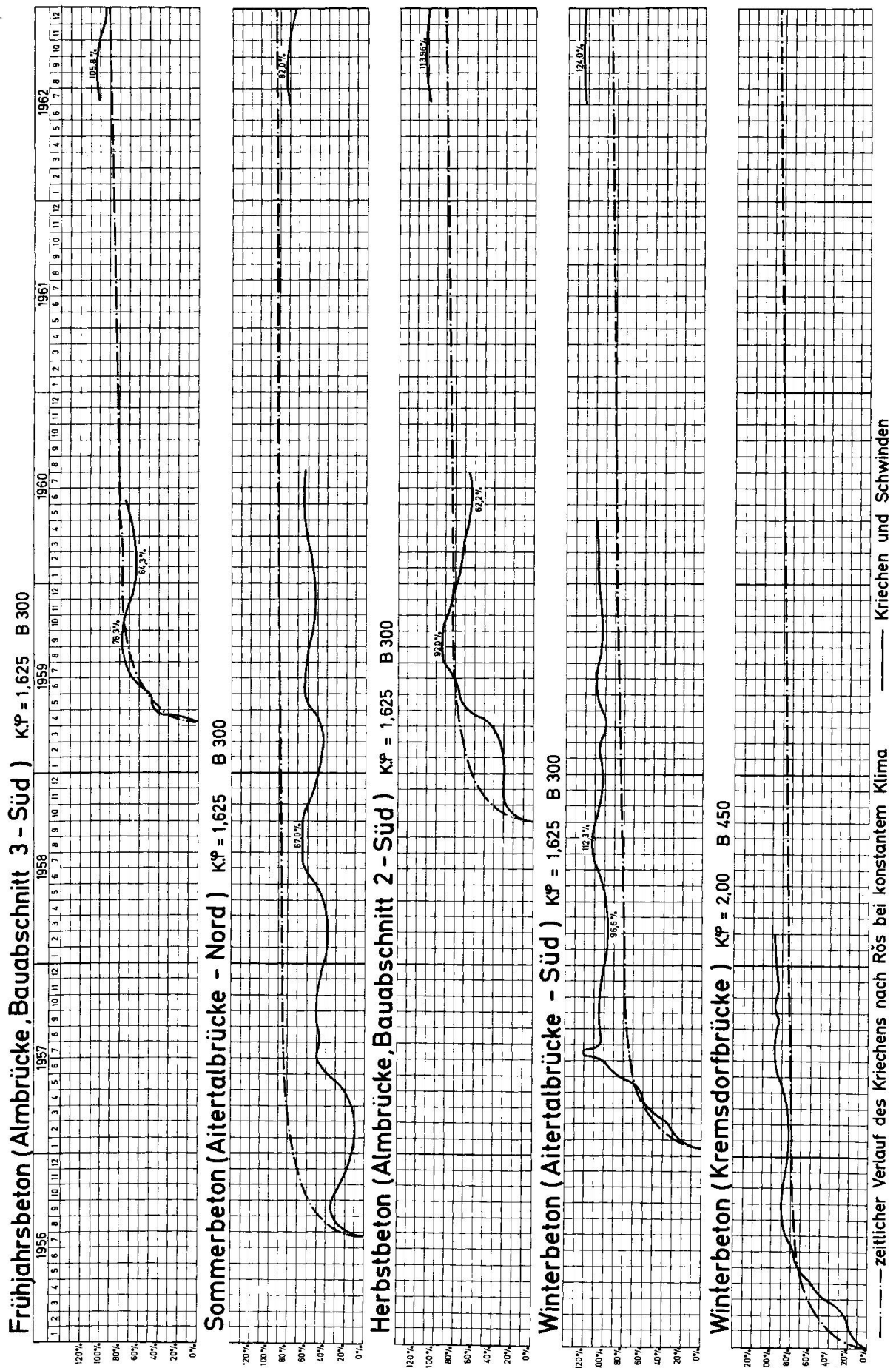
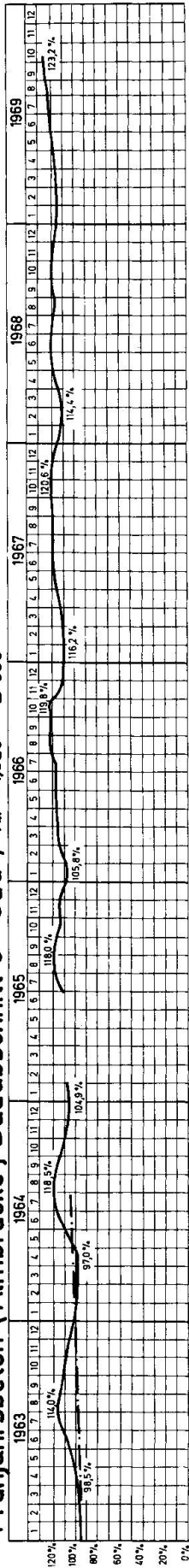
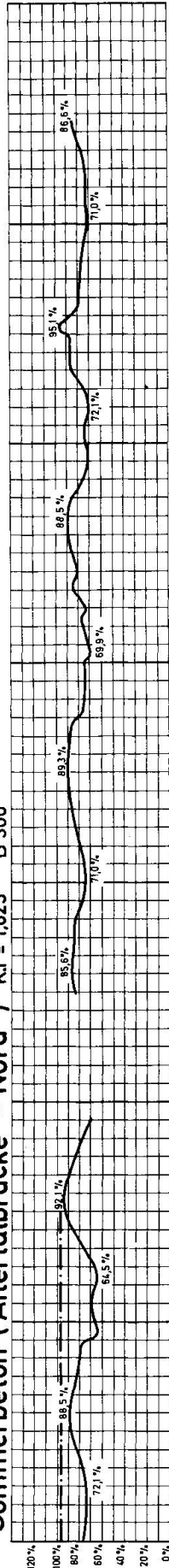
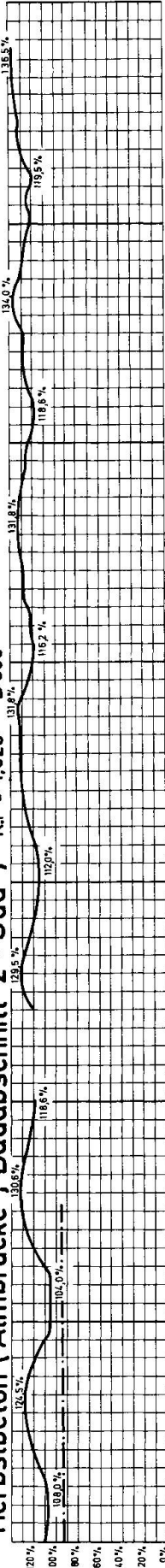
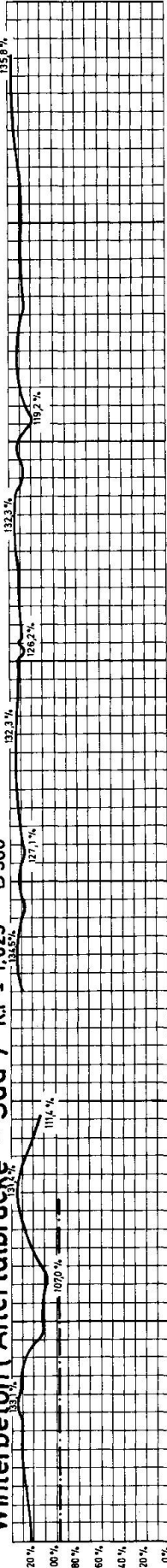
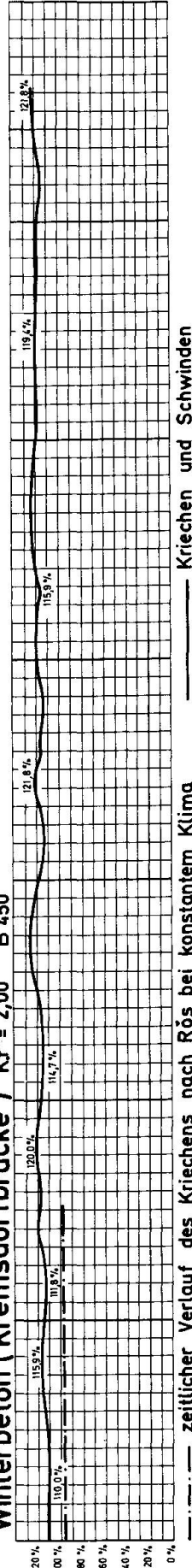


Fig. 1

Frühjahrsbeton (Almbrücke, Bauabschnitt 3 – Süd) $K^R = 1,625$ B 300Sommerbeton (Aitertalbrücke – Nord) $K^R = 1,625$ B 300Herbstbeton (Almbrücke, Bauabschnitt 2 – Süd) $K^R = 1,625$ B 300Winterbeton (Aitertalbrücke – Süd) $K^R = 1,625$ B 300Winterbeton (Kremsdorferbrücke) $K^R = 2,00$ B 450

Fortsetzung Fig. 1

Weiters ergibt sich, daß die Zunahme des mittleren Kriechens und Schwindens vom 7. bis zum 14. Jahr im Durchschnitt nur mehr zusammen rund 10 % beträgt, wobei die Zunahme immer mehr abnimmt. Wenn man daher von einem Restkriechen von etwa 10 % absieht, kann man als Ende des Kriech- und Schwindvorganges die Zeit von 8 Jahren, gegenüber bisher 4 Jahren, annehmen.

Bei der Wangauer Achebrücke (Betonierung 1962 bis 1963) wurden in den letzten 4 Jahren (Okt. 1965 bis 1963) wurden in den letzten 4 Jahren (Okt. 1965 bis Sept. 1969) noch sehr genaue monatliche Messungen an vier Meßstellen durchgeführt. Der warme, trockene Sommer und Herbst des Jahres 1969 ist recht deutlich durch eine Zunahme des Schwindens und Kriechens erkennbar. Auch, daß das Schwinden und Kriechen des Sommerbetons bzw. Spätfrühjahrsbetons gegenüber dem Winterbeton bzw. Spätherbstbeton bei dieser Brücke deutlich (im Mittel um 15 %) zurückbleibt, bestätigt die bisher gemachten Erfahrungen.

Aus den Messungen bei der Kremsdorfbrücke geht hervor, daß höherwertiger Beton (B 450-Beton mit 450 kp/cm^2 Festigkeit nach 28 Tagen) hinsichtlich Kriechens und Schwindens zusammen etwa die gleiche Tendenz zeigt wie Beton B 300. Das Schwinden dürfte beim höherwertigen Beton wohl geringer sein, das Kriechen bei gleicher Belastung wohl auch. Dadurch aber, daß höherwertiger Beton auch höher beansprucht wird, was wiederum durch ein höher gewähltes $K \cdot \Psi$ berücksichtigt wird, ergibt sich für die Kriech- und Schwindkurve eine etwa gleiche Anschmiegung an die Ros'-Kurve.

Die Schlußfolgerung aus allen Messungen ist die, daß man bei der Festlegung der $K \cdot \Psi$ -Werte (K und Ψ im Sinne der Deutschen DIN 4227) nach Möglichkeit den Zeitpunkt der Betonherstellung berücksichtigen soll und daß die gewählten $K \cdot \Psi$ -Werte dann, wenn kein Nachspannen erfolgt, nicht zu klein angenommen werden dürfen. Bei den betrachteten Brücken wurde dem erwarteten Kriechen und Schwinden durch das Aufbringen der Vorspannung in zwei Stufen Rechnung getragen. Wenn man von der zweiten Spannstufe ausgeht, dürfte der Kriech- und Schwindverlauf ziemlich genau jener der Ros'-Kurve entsprechen und wurden somit die Annahmen richtig gewählt.

Literatur

1. H. Rüschi: "Spannbeton - Erläuterungen zu DIN 4227."
Berlin 1964, Wilh. Ernst & Sohn.
2. F. Leonhardt: "Spannbeton für die Praxis." 2. Auflage,
Berlin 1962, Wilh. Ernst & Sohn, S. 57.

Zusammenfassung

An Hand von Messungen des Schwindens und Kriechens welche sich an verschiedene Brückentragwerke über einen Zeitraum von 14 Jahren erstreckten, konnten Aussagen über die Dauer und Intensität des Schwindens und Kriechens gemacht werden und auch der Einfluß des Zeitpunktes des Betonierens z.B. Sommerbeton oder Winterbeton dargelegt werden.

Summary

On the basis of shrinkage and creep measurements carried out on concrete bridges over a period of 14 years, it was possible to determine various facts concerning the duration and intensity of shrinkage and creep, as well as the influence of the seasonal conditions during concreting.

Résumé

Au cours d'une période de 14 ans, on a mesuré le fluage et le retrait du béton dans divers ponts en obtenant ainsi des résultats détaillés concernant la durée et l'intensité des ces phénomènes. On a aussi réussi à déterminer l'influence de la saison de fabrication.

Leere Seite
Blank page
Page vide

An Bauwerken durchgeführte Schwind- und Kriechmessungen einschliesslich Auswertung des Schwindmasses, zwecks Feststellung der Ursache von Rissen in Betonwänden eines Hotelbaues

Field Measurements of Shrinkage and Creep to Determine the Cause of Cracking of Concrete Walls in a Hotel Building

Mesures de retrait et de fluage sur les bâtiments avec évaluation du taux de retrait pur la détermination des causes de fissuration dans les murs en béton d'un hôtel

MOJMÍR CIGÁNEK

Prof. Dipl. Ing.

Technische Hochschule Brno – CSSR

VLADIMÍR MELOUN

DrSc.-Doz. Dipl. Ing.

Beim Aufbau eines 10 geschossigen Hotels, dessen tragende Konstruktion 15 cm dicke, unbewehrte Querwände aus Gussbeton bildeten und die Decken aus Stahlbeton – Fertigteilplatten waren, wurde ein Betongemisch vom hohen Wasser – Zementfaktor ($W/Z = 0,6$ bis $0,8$) und einem Zementgehalt bis 450 Kg/m^3 Beton verwendet.

Nach Abschluss der eigentlichen Bauarbeiten am Rohbau, etwa ein halbes Jahr später, äusserten sich an den Wänden lotrechte Risse. In jedem Geschosse war die grösste Rissbreite stets inmitten der Geschosshöhe (bis 3 mm), wogegen bei der Decke und beim Fussboden sich dieselben schlossen (schematische Rissverteilung – Bild 1).

Entgegen der Meinung anderer Fachleute, welche die Ursache der Rissentstehung in der ungünstigen statischen Wandbeanspruchung bzw. in der ungleichmässigen Gebäudesetzung suchten, bezeichnete Prof. Cigánek nach Untersuchung aller Umstände diese Störungen als Folge des ungünstigen Einflusses des Schwindens des Betons in den Wänden. Die Zusammensetzung des Betongemisches und die verhältnismässig geringe Wanddicke, schufen Voraussetzungen für einen intensiven Verlauf des Beton-Schwindens. In lotrechter Richtung konnten diese Volumenveränderungen ganz ungehindert verlaufen, in horizontaler Richtung hinderten den Verlauf die Decken-Fertigteilplatten, in deren gereiftem Beton, der hauptsächlich Schwindenanteil bereits vor der Montage verlaufen war. Sobald die horizontale Zugspannung, die in den Wänden durch Einfluss des Schwindens im Anwachsen war, die Beton-Zugfestigkeit überschritten hatte, begannen sich Wandrisse zu bilden.

Beim Aufbau eines weiteren 16 geschossigen Hotel-Hochhauses, sollte ein ähnliches tragende System angewendet werden. Mit Hinsicht zu den Erfahrungen von den tragenden Wänden des vorherigen Bauwerkes, wurde nach von uns vorgetragener Empfehlung beschlossen, dass anstatt von Fertigteil-Decken, Ortsbeton-Decken verwendet werden.

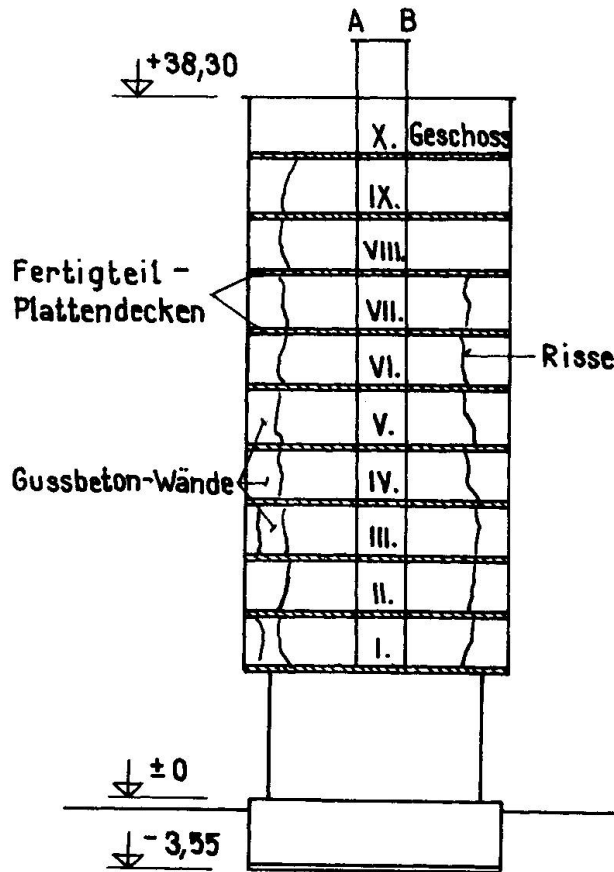


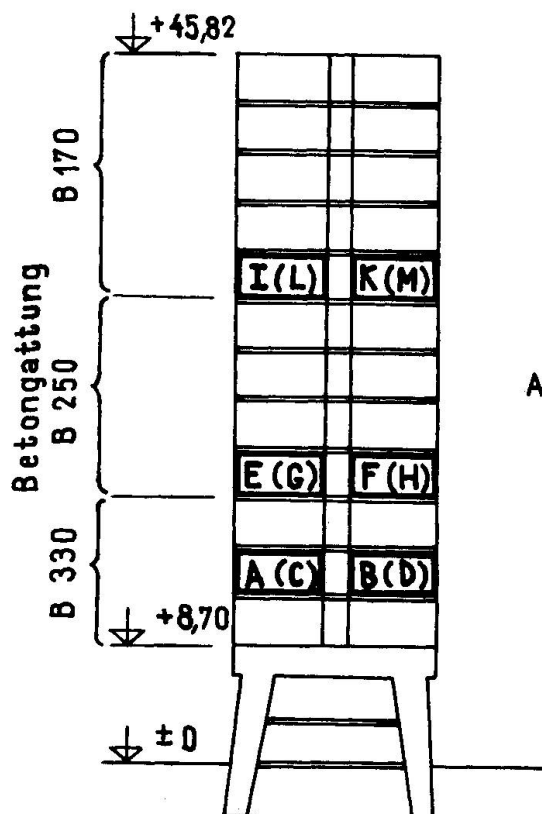
Bild 1

Schnitt I-I (II-II)

Dies bezweckte, dass langfristige Volumenveränderungen im Beton, in gegenseitig benachbarten Konstruktionsteilen womöglich gleich verlaufen. Ebenfalls wurde vereinbart, dass an ausgesuchten Konstruktionsstellen, die Beton-Verformungen langfristig beobachtet werden.

Untersuchte Konstruktion

Das Untergestell des Hotel-Hochhauses bilden mächtige, über vier Geschosse reichende Stahlbeton-Rahmen. Die Grundrissanordnung der Rahmen ist derart, dass stets fünf von denselben, je 4 m hintereinander gestellt, den Schenkel eines dreispitzigen, gleichschenkligen Sternes bilden (Bild 2). Auf diesem Untergestell ruht dann die 12-geschossige Konstruktion aus Gussbeton. Die Gesamthöhe ober dem Gelände beträgt fast 46 m.



Grundriss

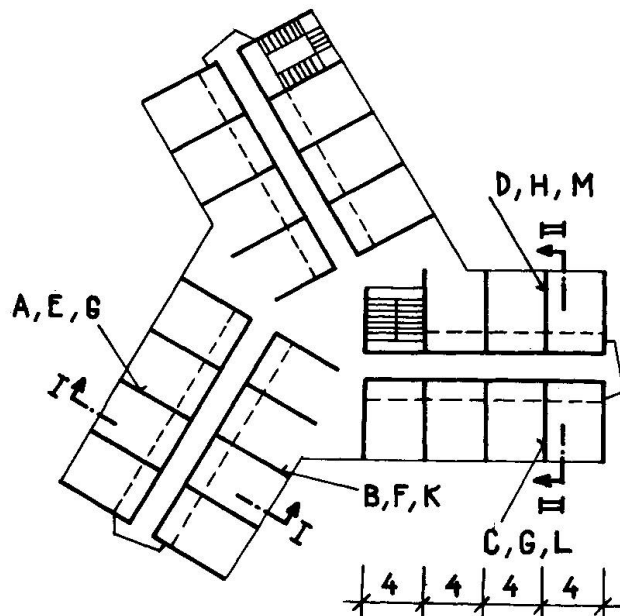


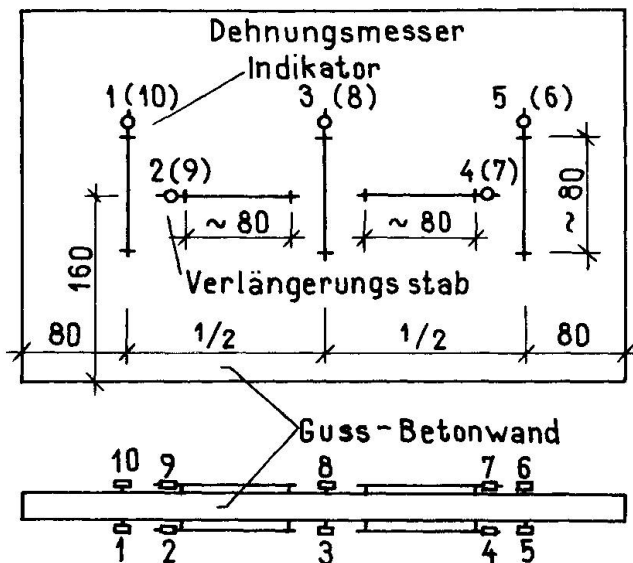
Bild 2

Das tragende System bilden unbewehrte, 15 cm dicke Querwände in Verbund mit den Gang-Längswänden und durchlaufende, 12 cm dicke, Ortbeton-Stahlbeton-Deckenplatten. Die Betongüte ändert sich mit der Gebäudehöhe, in den unteren Geschossen ist der Beton der Würfel Festigkeit 330 Kp/cm², in den mittleren Geschossen 250 Kp/cm², in den oberen Geschossen 170 Kp/cm². Die Decken sind aus Beton der Würfel Festigkeit 250 Kp/cm².

Mess-Anordnung und Verlauf

Im Verlaufe der Untersuchungen wurden gemessen :

- a) Grundlegende Messungen langfristiger Beton-Deformationen an einigen Wänden, in verschiedenen Bauwerk-Geschossen. Im 2. Geschoss an den Wänden A und C (Beton B 330), im 4. Geschoss an den Wänden E und G (Beton B 250) und im 8. Geschoss an den Wänden I und L (Beton B 170) – (Bild 2). An jeder dieser Wandseiten wurden gegenüber 5 stabile Dehnungsmesser verlegt, die aus Messuhren (Ablesegenauigkeit 1/100 mm) und stählerne Verlängerungsstäben bestanden, und an der Wand mittels besonderer, gelenkiger Halter befestigt waren. Es waren drei Dehnungsmesserpaare lotrecht, zwei horizontal ausgerichtet (Bild 3). Deformationen wurden auf durchschnittlich 80 cm langen Basen gemessen. Die Ablesungen erfolgten dreimal täglich-morgens, mittags und abends.



Mess Verlauf

Wand A – Betonieren 19.7.

1962 – Messbeginn

22.7.1962,

Abschluss 16.2.

1963 – (209 Tage)

Wand B – Betonieren 21.7.

1962 – Messbeginn

25.7.1962,

Abschluss 8.2.

1963 – (198 Tage).

Das Messen an den übrigen vier Wänden (E, G, I, L) hatte eine verhältnismässig kurze Zeitdauer (80 – 90 Tage) und wurde durch den Baubetrieb gestört.

Bild 3

- b) Lufttemperaturmessungen in untersuchter Wandumwelt, regelmässig dreimal täglich.
- c) Wetterbeobachtung systematisch.
- d) Homogenität des Betons an 12 Wänden (A bis M – Bild 2), gemessen mittels Ultraschall. Diese Ergebnisse wurden zur Berechnung der Grösse des Beton-Elastizitätsmoduls ausgenutzt.
- e) Beton-Zugfestigkeit, gemessen an Beton-Würfeln 20 x 20 x 20 cm im Alter von 3, 7, 29 und 90 Tagen nach dem Betonieren.
- f) Schwinden des Betons, gemessen im Labor des Lehrstuhles an 6 Prismen 4 x 4 x 16 cm, entnommen und hergestellt aus demselben Betongemisch, wie die Wand "A" betoniert wurde.

Prismen wurden vor dem Messen 14 Tage lang in feuchter Umwelt der Baustelle gelagert.

Mess - Ergebnisse

- a) Angeführt sind Messergebnisse, die sich an den, am längsten beobachteten Wänden A und C ergeben hatten, wo der Messvorgang durch den Baubetrieb nicht gestört wurde. Aus den an den Messuhren abgelesenen Wertgrössen, wurden die verhältnismässigen Längeverformungen der Wände in lotrechter und horizontaler Richtung berechnet. Unter der Voraussetzung, dass der Wandbeton und auch der Stahl der Dehnungsmesser - Verlängerungsstäbe dieselbe Wärmedehnzahl besitzen, konnten die derart berechneten Deformationen, nach Ausgleich der täglichen, kurzdauernden Schwankungen als Deformationen, bei denen die Einflüsse der Temperaturveränderungen ausgeschlossen sind, betrachtet werden. Die durchschnittlichen Wertgrössen dieser Deformationen, von je 6 - lotrechten und 4 horizontalen Dehnungsmessern sind in dargestellten Kurven im Bild 4a aufgetragen.
- b) Temperaturverlauf im beobachteten Zeitraum ist aufgetragen in Bild 4e.
- c) Wetterveränderungen sind ersichtlich aus Bild 4f.
- d) Aus dem gemessenen US - Geschwindigkeiten wurde errechnet, dass das Beton-Elastizitätsmodul in den Wänden A und C sehr schnell angewachsen war. Bereits 4 Tage nach dem Betonieren waren es 270000 Kp/cm², nach 7 Tagen 280000 Kp/cm² und nach 29 Tagen rd. 300000 Kp/cm², wobei die letztgenannte Wertgrösse auch weiters konstant, selbst nach 300 Tagen geblieben war.
- e) Das Betongemisch, aus welchen die gemessenen Wände betoniert wurden, hatte für 1 m³ Beton folgende Zusammensetzung: 430 Kg Schlackenportlandzement - Güte 450, 1000 Kg Kiessand 0 - 7 mm, 750 Kg Kieselsteine 15 mm und 220 L Wasser, Würfelfestigkeit nach 4 Tagen 147 Kp/cm², nach 7 Tagen 214 Kp/cm², nach 29 Tagen 275 Kp/cm².
- f) Schwindverlauf der Prismen ist im Vergleich zu dem Schwinden in den Wänden, dargestellt im Bild 5.
- g) Anwachsen der lotrechten Druckspannung in den Wänden, berechnet aus der Belastung, ist ersichtlich aus Bild 4d.

Ergebnisse - Auswertung

Es war nötig für die Auswertung der Messungen einige Voraussetzungen einzuführen: für die Berechnung E_b aus den US - Messungen wurde als Querdehnungszahl $\mu = 0,15$ erwogen; da die maximale Druckspannung, verursacht durch die Belastung verhältnismässig sehr klein ist (15,5 Kp/cm²), wurden die Wand-Querdeformationen, verursacht durch die Belastung vernachlässigt; Schwinden und Kriechen beeinflussen sich gegenseitig nicht. Langfristige Vorgänge der Volumenveränderungen und Deformationen haben den gleichen Verlauf in der gesamten Konstruktion.

Auf Grund dieser Voraussetzungen ergibt sich:

- Horizontale Deformationsmessungen erfassen den Verlauf von langfristigen Volumenveränderungen des Betons

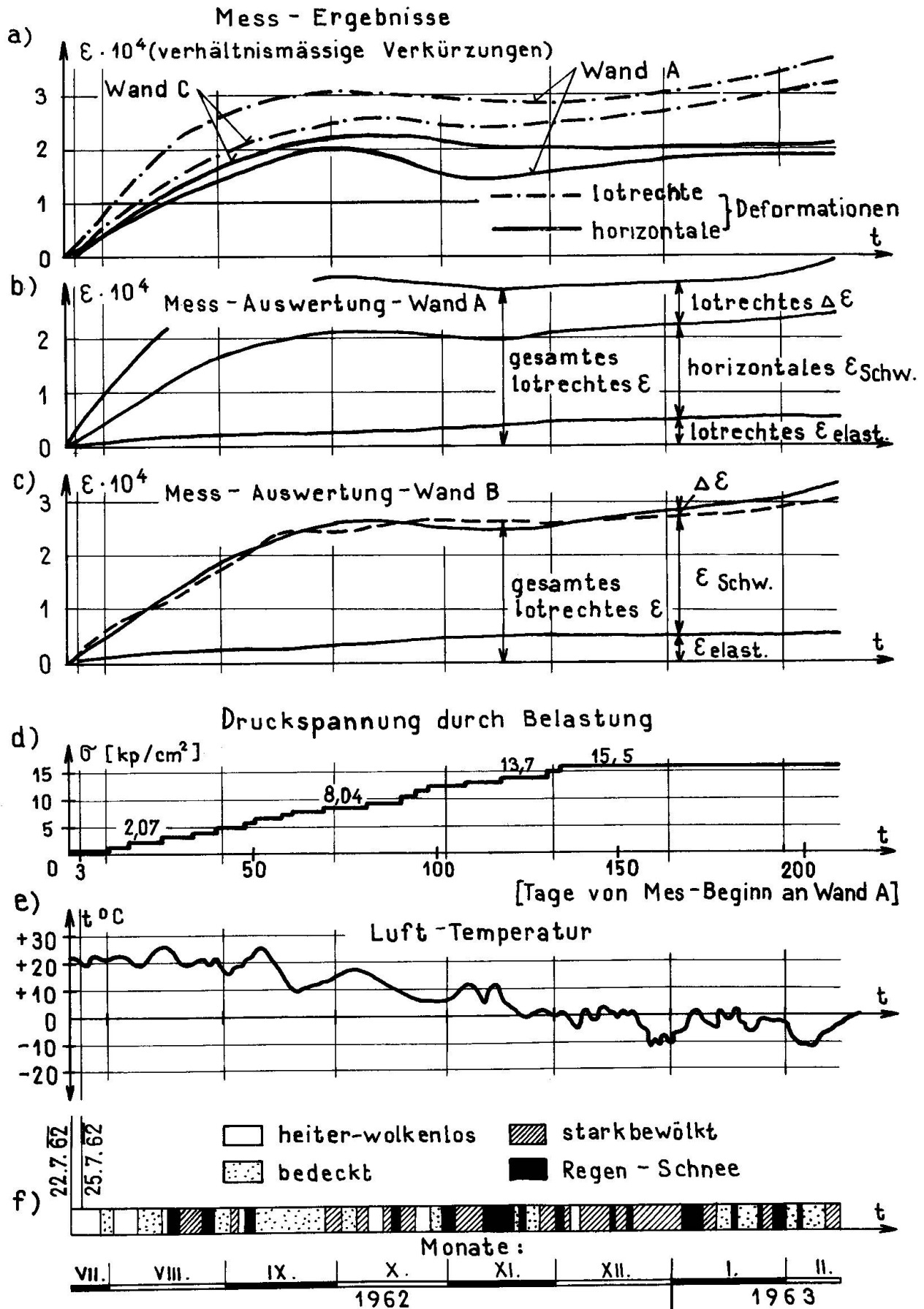


Bild 4

(Schwinden, Feuchtigkeitsveränderungen)

- Lotrechte Deformationen beinhalten die Einwirkungen des Schwindens, elastische so auch nicht elastische Deformationen, verursacht durch lotrechte Belastung.

Die Verteilung der lotrechten Deformationen ist graphisch dargestellt in Bild 4 b, c. Nach Abrechnen von ϵ_{el} (elastisch von σ) und ϵ_s (Schwinden) verbleibt $\Delta\epsilon$, welches das Kriechen des Beton vorstellen sollte. Aus dem Bilde ist ersichtlich, dass an der Wand A diese Wertgrösse zu gross ist (der Berechnung nach, das zweifache der theoretischen Grösse), an der Wand C war das Kriechen kaum merklich. Da die Einwirkungen der Belastung in den Wänden verhältnismässig klein sind, weiters mit Berücksichtigung zu der erreichbaren Genauigkeit der Messungen unter den ungünstigen Bedingungen auf der Baustelle, ergibt es sich, dass unter diesen Umständen ein verlässlicheres Ergebnis in Hinsicht des Krieches zu erlangen, als über den Möglichkeiten der durchgeführten Untersuchungen anzusehen ist.

Die Hauptaufgabe der Untersuchung war aber die Feststellung des Verlaufes des Schwindens in den Gussbeton - Wänden. Dies ist gesondert ausgewertet in Bild 5. Es sind hier die Kurven horizontaler, verhältnismässiger Deformationen nach Voraussetzungen des Schwindens, gesondert für die Wand A und Wand C aufgetragen. Im Diagramm sind ebenfalls die exponentiellen Kurven des theoretischen Verlaufes des Schwindens unter Voraussetzung des Verlaufes nach der Beziehung

$$\epsilon_s = \epsilon_{\infty} (1 - e^{-t/2})^{1/2} \quad (\text{gemäss der ÖSS Norm})$$

für $\epsilon_{\infty} = 0,4\text{‰}$; $0,5\text{‰}$; und $0,6\text{‰}$ aufgetragen.

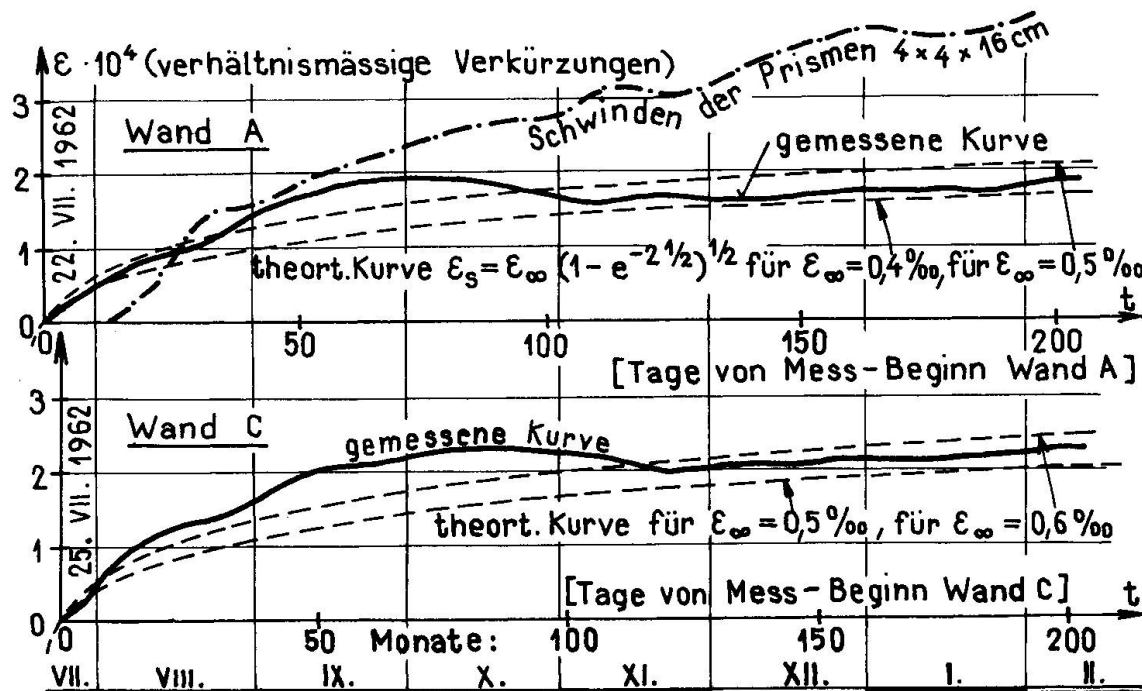


Bild 5

An der Wand A entspricht die gemessene Wertgrösse des Beton-Schwindens für den beobachteten Zeitraum dem theoretischen Verlauf mit $\varepsilon_{\infty} \approx 0,415$, an der Wand C mit $\varepsilon_{\infty} \approx 0,54$.

Das Anwachsen der Zugspannung in der Wand, falls der ungehinderte Verlauf des Beton - Schwindes gehemmt wird, kann nach der Dischinger - Theorie einschliesslich des Einflusses der verminderten Einwirkung des Kriechens, beiläufig gemäss der Beziehung

$$\sigma_{bt} = \frac{\varepsilon_{\infty}}{\varphi_{\infty}} E_b (1 - e^{-\varphi_t}) ,$$

berechnet werden, wo in gegebenem Fall sind :

$$\varepsilon_{\infty} = 0,0004$$

$$\varphi_{\infty} = 5$$

$$E_b = 300000 \text{ Kp/cm}^2$$

Das Ergebnis für den gemessenen Zeitraum von 6 Monaten ist $\sigma_{bt} \approx 21 \text{ Kp/cm}^2$. Bei der verwendeten Betongüte, würde es bereits in diesem Zeitraume wahrscheinlich zur Bildung von Zugrissen kommen.

Schlussbetrachtung

1. An den 15 cm dicken Gussbeton-Wänden der tragenden Konstruktion, wurde im Zeitraume vom Monat Juli bis Jänner in freier Umwelt, ein Verlauf des Schwindens festgestellt, der einer endgültigen Wertgrösse des Schwindmasses $\varepsilon_{\infty} = 0,4$ bis $0,6 \%$, vorausgesetzt den Verlauf nach der exponentialen Kurve, $\varepsilon_s = \varepsilon_{\infty} (1 - e^{-t^{1/2}})^{1/2}$ entspricht.
2. Es wurde erwiesen, dass im Falle einer Hemmung des ungehinderten Verlaufes des Schwindens in der Wand Spannungen anwachsen konnten, die zur Bildung von Rissen führten.
3. Die Untersuchungen bestätigten im vollen Ausmasse die vorausgesetzten Ursachen der Rissbildung in den tragenden Gussbeton-Wänden, des 10-geschossigen Hotel-Hochhauses.

Zusammenfassung

Die Rissbildung in den Beton-Querwänden des 10-geschossigen Hotels, wurde zum Anlass von langfristigen Untersuchungen bei Bau eines weiteren 16-geschossigen Hotels. Diese sollten die Ursache der Rissbildung erläutern. Die Untersuchungsergebnisse haben in vollem Ausmasse bewiesen, dass die Risse in den Ortbeton - Wänden durch Schwinden entstanden sind. Aus den gemessenen verhältnismässigen Verkürzungen war es möglich festzustellen, welche Zugspannungen in den Betonwänden entstehen, falls durch ungeeignete konstruktive Anordnung die natürliche Wandverkürzung verhindert wird.

Summary

Occurrence of cracks in the plain concrete transverse load-bearing walls of a ten storey hotel provided the incentive for a long term study of a further sixteen storey hotel in construction. The work has demonstrated clearly that cracks in the cast in-situ walls of the ten storey hotel were due to shrinkage. From the measured time-dependent shortenings it was possible to calculate the tensile stresses which came into play in the walls as a result of unsuitable structural details which caused structural restraint.

Résumé

La fissuration des murs transversaux d'un hôtel à dix étages a incité une recherche de longue durée effectuée pendant la construction d'un autre bâtiment d'hôtel à seize étages. Le but de cette recherche était d'éclaircir la cause de ces fissures. Les résultats des examens effectués ont prouvé pleinement que les fissures nées dans les murs coulés sur place étaient provoquées par le retrait du béton. A partir de la contraction des distances dépendant du temps, il a été possible d'évaluer les contraintes de tension auxquelles les murs sont soumis, dans le cas où un arrangement inopportun de la construction s'oppose à leur tendance naturelle au raccourcissement.

Shrinkage and Creep Strains Obtained from Measurements on Actual Structures

Mesures de contraction et de fluage effectuées sur des constructions actuelles

Schwind- und Kriechdehnungen aus Messungen an bestehenden Bauwerken

NARAYAN SWAMY

NEIL BENNETT

Department of Civil and Structural Engineering
University of Sheffield
England

INTRODUCTION This paper is a preliminary report of a current investigation on the shrinkage, creep and temperature movements of certain structural members in a reinforced concrete building during construction and, later, in the completed structure. It is the first part of a research programme to attempt to predict the possible movements of actual structural members from laboratory scale models. The instrumentation was commenced about a year ago and measurements have been made during various stages of construction. As the full designed loads have yet to be imposed, and the laboratory model tests are only about to commence, no attempt is made at this stage either towards correlation of data or prediction of creep and shrinkage coefficients.

Details of the structure. The instrumented building forms part of the development programme of the University of Sheffield. The building consists of a central six-storey block, surrounded by seven hexagonal blocks each of three storeys. The eleven reinforced concrete columns which have been instrumented form part of the structural system of the central block. In general, the most highly stressed columns based on the accessibility of the faces in the completed building have been chosen.

Columns 1 - 7 are in the basement at level 0; they are made of white Portland Cement, washed grit sand and shap granite, with mix proportions of 1:1.75:3.1 with a water/cement ratio of 0.46. Columns 8 - 11 are on the ground floor at level 1, and are made of ordinary Portland cement, washed grit sand and crushed Derbyshire limestone in 1:1.96:3.49 mix proportions with a water/cement ratio of 0.50. All the aggregates were continuously graded with a maximum size of 19mm. The reinforcement in the columns consisted of hot-rolled deformed (and weldable) high yield steel with a minimum yield stress of 420 N/mm² (60,000 lbf/sq.in.).

Instrumentation. The columns have been instrumented as follows:

1) acoustic strain gauges to measure internal strains and temperature, 2) surface gauge points for use with a 200 mm. Demec mechanical gauge, 3) internal gauge points on steel reinforcement for use with a 200 mm. Demec gauge, and 4) photo-elastic stress plugs.

Each column is fitted with two 140 mm. long vibrating wire gauges, near the upper and lower ends of the column. The gauges are of the Building Research Station type and were embedded in briquettes of concrete using a mix of identical

materials and proportions to the field mix. The briquetting was carried out as soon as practicable before "casting in". Their surfaces were roughened to increase the bond with the structural concrete, and the gauges were installed vertically along the central longitudinal axis of the column. The Demec gauge points on the column surfaces were fixed contiguously along the centre line of each face over the height of the column. Sometimes all four faces were not available for strain measurement. The steel gauge points were fixed at regular intervals along the column through bright steel connecting pieces brazed to the steel reinforcement.

Control specimens - 150 mm. cubes and 150 mm. dia. x 300 mm. cylinders or 100 mm. x 100 mm. x 500 mm. prisms - were also cast for each column for compressive strength and shrinkage tests. The control cubes were cured (1) under water and (2) under the same exposed temperature and humidity conditions as the columns. Shrinkage on control specimens were measured with 200mm. Demec gauge under (1) controlled temperature and humidity conditions, (2) uncontrolled laboratory conditions and (3) the same conditions of exposure as the columns in the structure.

Test Results. All the vibrating wire gauges are working satisfactorily. Many surface gauge and internal steel gauge points were knocked off during construction and subsequent finishing processes. Nevertheless a great amount of field data has been acquired and these are now being supplemented by laboratory scaled tests. Because of the early stage of the investigation, it is thought appropriate to present only factual data, and tentative conclusions, which may be modified in the light of subsequent analysis and results.

Many field problems arise regarding instrumentation and measurement during construction, but these are not discussed here. In the discussion below only data pertaining to columns 2 and 3 at level 0 and columns 10 and 11 at level 1, which represent the two different types of concrete used, are presented. Columns 2 and 3 were cast together, whilst columns 10 and 11 were cast on consecutive days.

Concrete strength. Although the mixes for the columns were designed for a cube strength of 31N/mm^2 (4,500 lbf/sq.in.) at 28 days, the actual cube strengths were much higher. The standard deviation for the 28-day cube tests were: 5N/mm^2 for water-cured specimens and 3.60N/mm^2 for exposed specimens respectively.

Typical average cube results for columns 2, 3, 10 and 11 are shown below.

Location	Age. days	Cube strength N/mm^2	
		Water-cured	Exposed
COLUMNS 2 & 3	28	52.0	38.6
	180	--	62.3
COLUMNS 10 & 11	28	62.6(48.5*)	53.4
	210	--	71.0

* strength of 100 mm. cubes cast from laboratory mix used for briquettes.

The results confirm the well-established fact that the control cube strength depends on the method of curing. The results also show that there is likely to be considerable divergence between in-situ structural strength and the normal control specimen strength, and that it is unlikely that tests on laboratory specimens would show the same deformations as the field movements unless the two strengths and exposure conditions are readily comparable.

Behaviour of Columns immediately after casting. Because of inevitable delays at site, and partly due to weather, the briquettes containing acoustic gauges were at different ages at the time the columns were cast. They were generally cured in water prior to fixing at site. With columns 2, 3 and 10, 11, the briquettes were

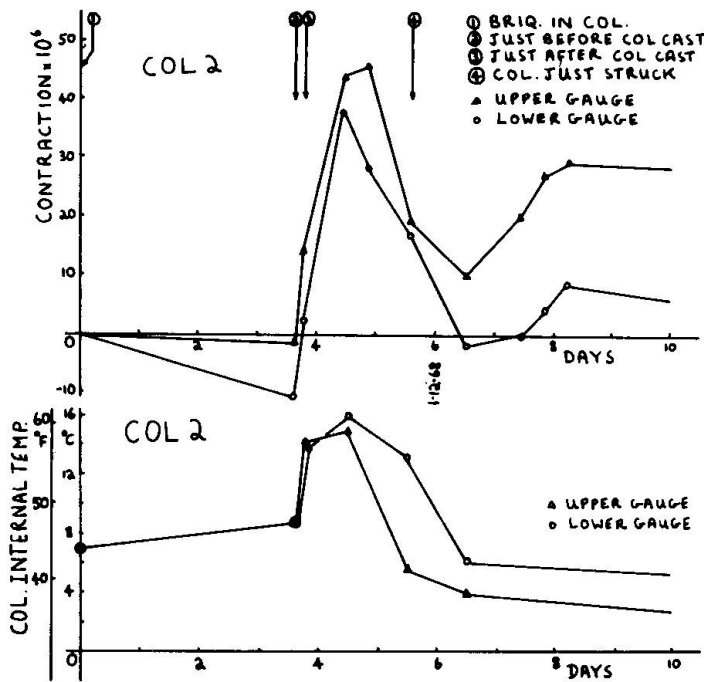


Fig. 1.

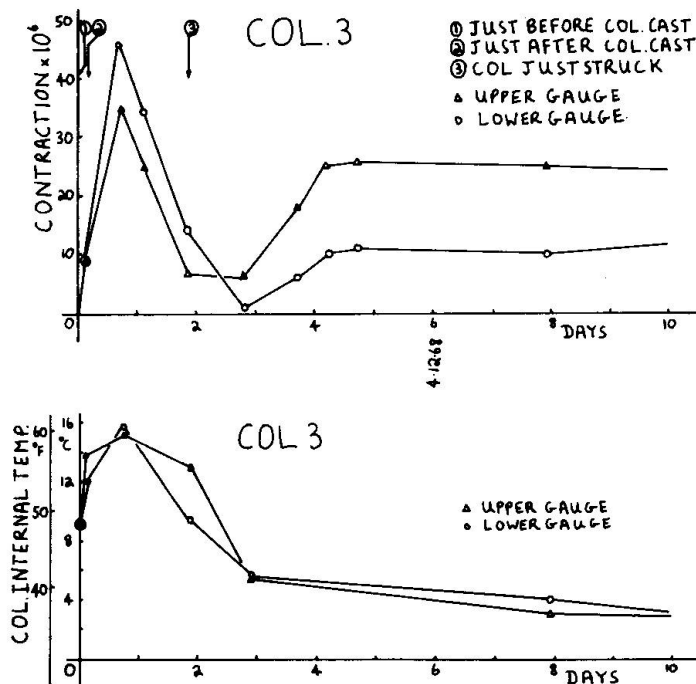


Fig. 2.

cularly for limestone. It is also suspected that the initial contraction observed in columns 2 and 3 is partly due to the differential age between the structural concrete and the briquette, which would initially behave like a relatively stiff inclusion in a soft matrix.

Shrinkage of Control Specimens. The free shrinkage of the control specimens from Columns 2, 3 and 10, 11 are shown in FIGS. 5 and 6. Each point on the graphs is the average of two specimens - six readings for columns 2 and 3 and eight readings for columns 10 and 11. These curves show that (1) the shrinkage of specimens in the laboratory and constant temperature room is very similar, the former being higher by about 10 per cent, (2) the shrinkage of limestone concrete is less than that of shap granite in spite of the fact that the limestone concrete

respectively 9 days and 18 hours old when the columns were cast. The strain and temperature variations in these columns prior to and after casting are shown in FIGS 1, 2, 3 and 4.

All the columns 1 to 11 were cast during the winter of 1968 and the gauges, inevitably, showed differences in their behaviour in the various columns. In general, the briquettes which had been cured for some time showed an immediate contraction on removal from the curing tank and fixing in the form-work, but these contractions were of small magnitude (FIGS. 3 and 4) the maximum contraction being about 70×10^{-6} mm/mm.

Immediately after casting the gauges in columns 2 and 3 showed longitudinal shrinkage during settling and hydration, the greater value of shrinkage occurring at the upper or lower end of the column (FIGS. 1 and 2). This movement ceased after 15 to 24 hours, and the gauges subsequently showed an expansion of about 40 to 45×10^{-6} mm/mm for about 2 days, during which time the internal temperature fell by about 10°C and then became stabilized to the ambient temperature.

The gauges in columns 10 and 11 showed immediate expansion after casting, due to the hydration of the cement. In column 11 the formwork was left for a week after casting, and the resulting expansion continued for six days, with a maximum value of 90×10^{-6} mm/mm (1, 2).

In addition to volume changes, the recorded movements include some thermal movements due to the different coefficients of expansion of the wire and the concrete, parti-

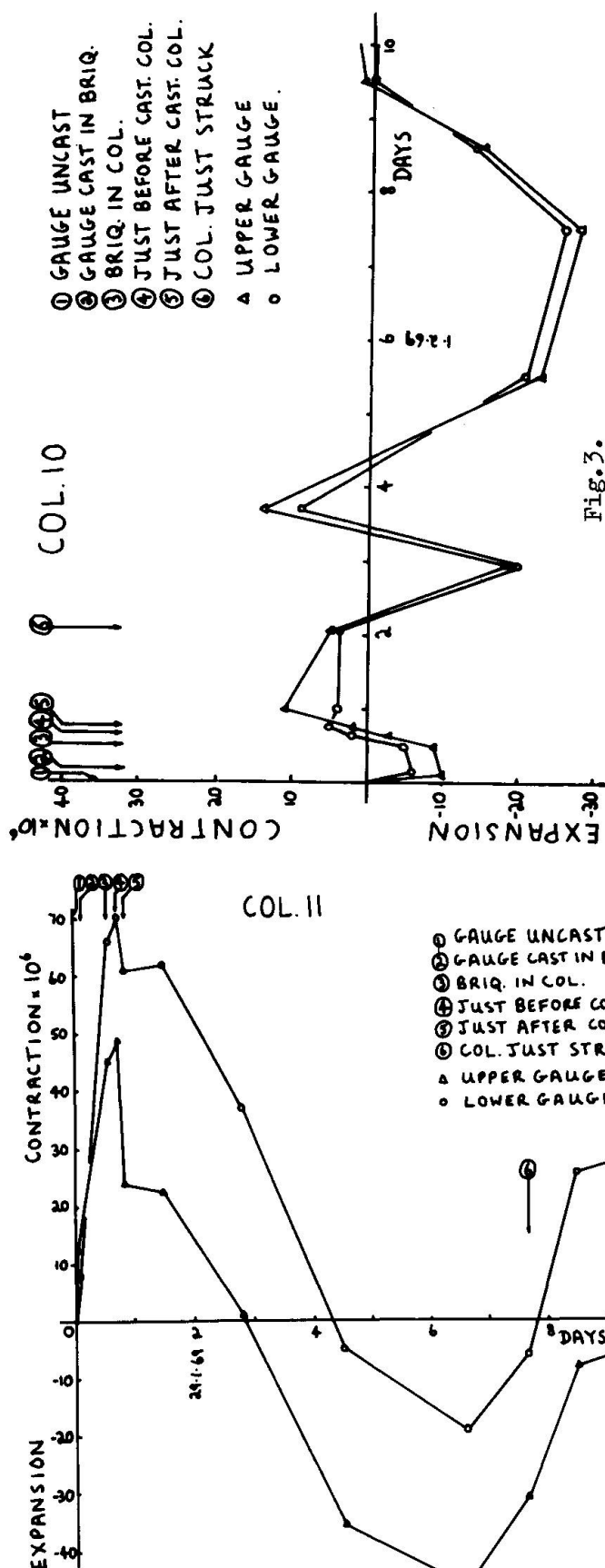


Fig. 4.

first imposed on columns 2 and 3 at the age of 56 days, and on columns 10 and 11 at the age of about 70 days (Figs. 7 and 8). The strains up to this age there

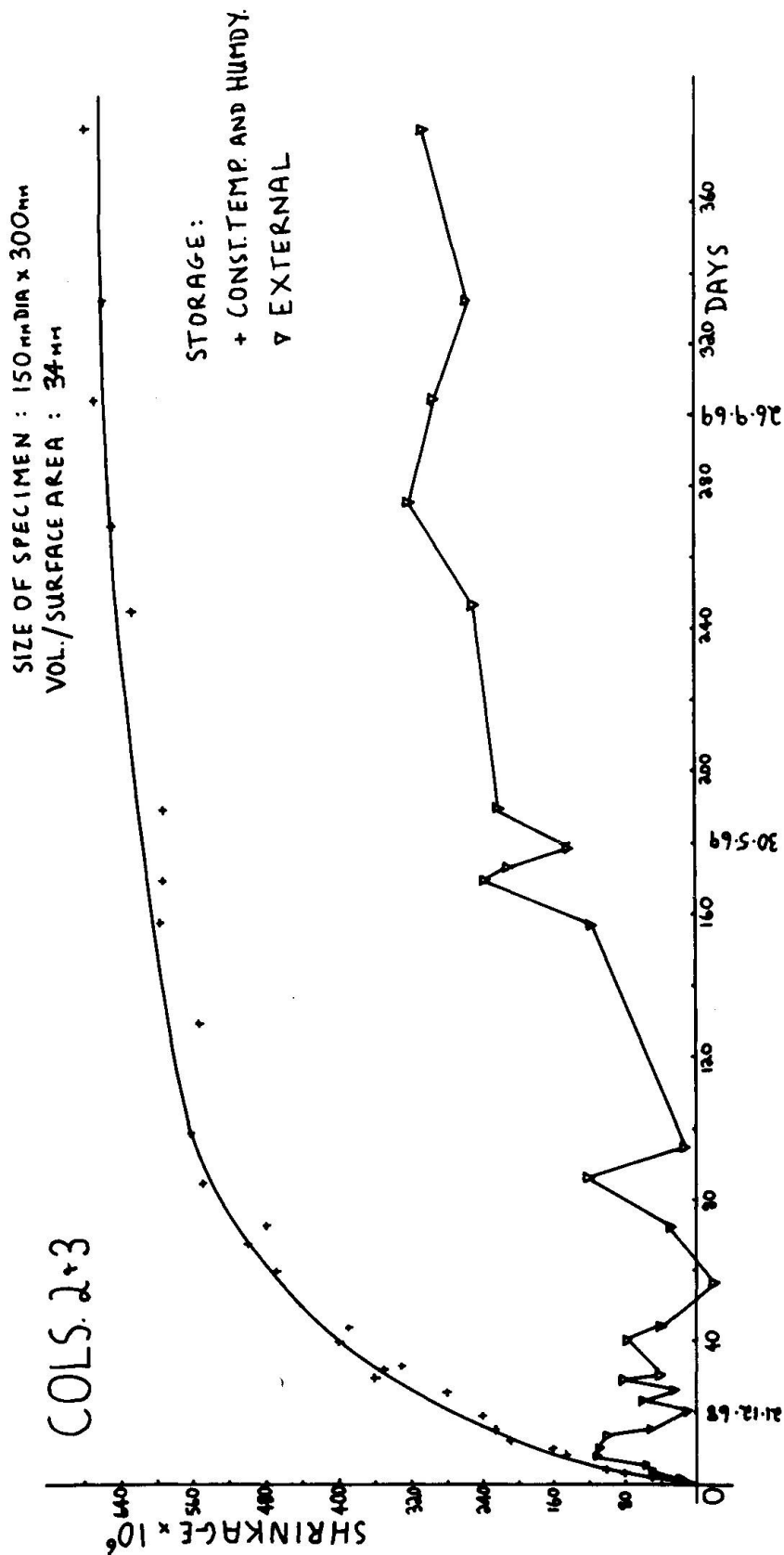
specimens have about 30 per cent higher surface area/volume ratio over that of the granite specimens, and (3) the specimens cured externally show the least shrinkage; the variation is erratic particularly in the winter months, but shows a consistently upward trend at later ages.

During the initial stages of hydration, the laboratory specimens showed shrinkage values of 6 to 7 times that of the exposed specimens. At the age of one year, however, the differences decreased and the exposed specimens showed a shrinkage of less than half of that of the corresponding specimen cured in the controlled room. This divergence between site and laboratory conditions makes correlation of data difficult. In addition, the size effect and corrections for temperature for the Demec readings have to be considered before relating these shrinkage data to site measurements.

Movement of in-situ structural

columns. The strain readings obtained from the acoustic gauges, the surface gauge points and the internal steel gauge points in columns 2, 3 and 10, 11 are shown in Figs. 7 and 8. The external temperature and humidity conditions since the start of the project is shown in Fig. 9 together with the internal temperature in the columns obtained from the acoustic gauges. In general all the measured individual values varied slightly but for the columns cast together they were close enough to be averaged. Each point on the surface strain graph measured on the faces of columns represents the mean of about 36 readings for columns 2 and 3 (Fig. 7) and the mean of about 50 readings for columns 10 and 11 (Fig. 8). The steel strains were initially measured on at least 8 gauge points for each column, but a number of these were dislodged during various stages of construction.

Part of the dead and live loads during construction were

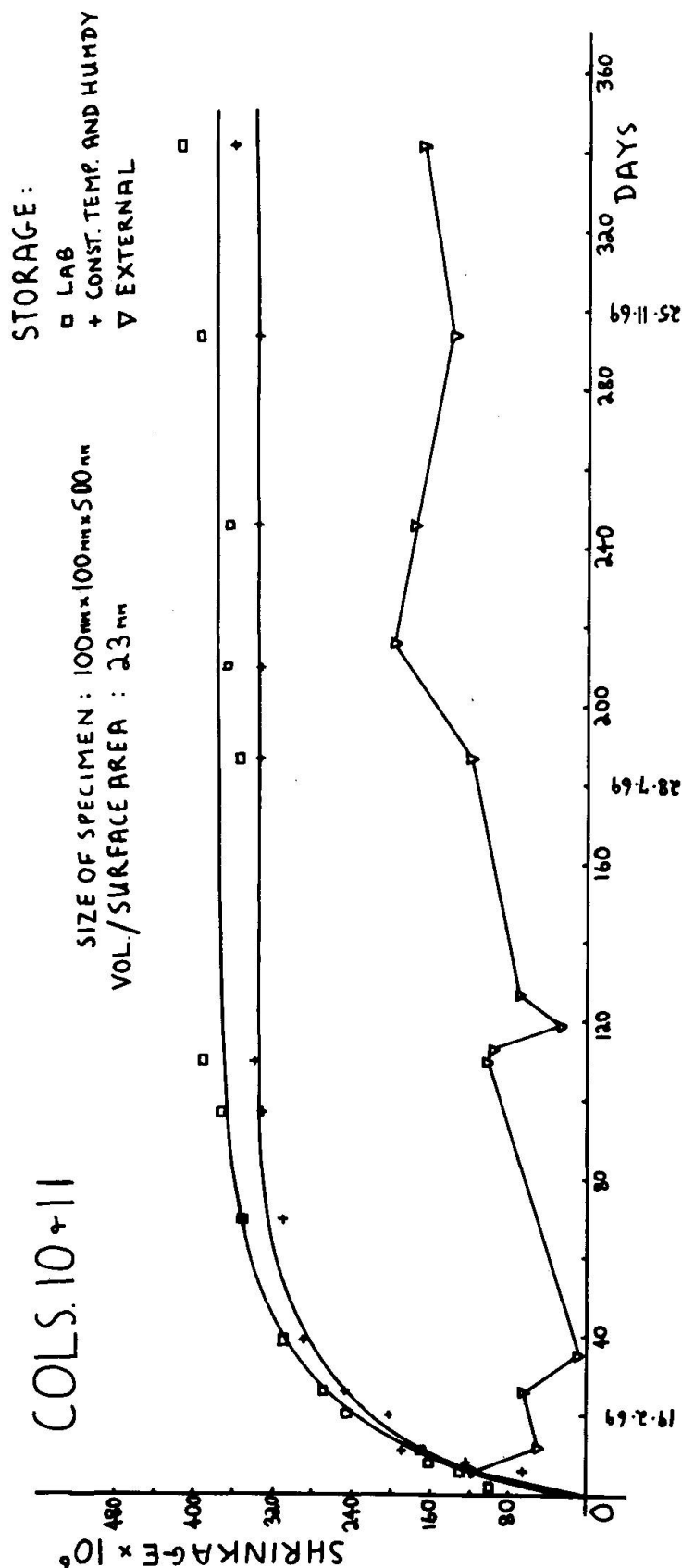


fore represent the shrinkage and temperature movements, whereas the subsequent values represent the total movement including the elastic, shrinkage and creep strains. Although all the gauges show considerable fluctuation during the initial stage of movement up to about 40 days, the subsequent overall strain and temperature variations show a consistent pattern, and generally follow the ambient temperature and humidity changes and showing the existence of a clear correlation between the two.

The strain variations up to the first loading stage show that the internal strains from acoustic gauges in the columns were nearer to the shrinkage strains of the exposed control specimens than to the shrinkage strains of the laboratory control specimens. The surface strains on the faces of the columns showed greater differential movement because of the non-uniform environmental conditions. In general, all the in-situ strains were of low magnitude compared to the shrinkage of laboratory control specimens, partly due to the high humidity and low temperature of the winter months.

The total measured movements (without corrections) at the end of about a year are shown in Figs. 7 and 8 for columns 2, 3 and 10, 11 respectively. The greater part of the movement seems to

have occurred in the first two-hundred days, during a period of low humidity and high ambient temperature, when most of the construction of the upper floors was carried out. The approximate time-scale when the loads from the upper storeys can be deemed to be transferred to the columns is shown in Fig. 7. For columns



2 and 3, the recorded strains represent the elastic, shrinkage and creep strains, since the coefficient of expansion of the acoustic gauge wire roughly corresponds to that of the concrete. For limestone concrete, the recorded strains need some correction for temperature due to differences in the coefficient of expansion of the wire and concrete, although these corrections would be of small magnitude (Fig.9).

The recorded total movement of the upper and lower acoustic gauges for all the columns over a period of 400 days is shown below.

Col.	Age	STRAIN	
		U.Gau.	L.Gau.
1	405	152	80
2	406	277	185
3	406	303	199
4	397	163	64
5	356	184*	213*
6	339	204	114
7	344	180	145
8	349	395	369
9	348	357	397
10	345	393	413
11	344	293	333

Fig.6.

*Column 5 was cast in three lifts. The lower gauge is in the first lift where the column is integral with a wall. The upper gauge is in the third lift of stronger concrete.

The results show that for columns 1 to 8 (excluding 5), the greater movement occurs in the upper part of the columns where the concrete is likely to be weaker due to bleeding and possible segregation due to overvibration. The differences in strain between the upper and lower ends can be over 100%. This trend is seen to be reversed in columns 9 to 11, in which the upper gauges show a lower strain. The table also shows that limestone concretes show a greater total movement than granite concretes. Apart from the surface area-volume ratio and the actual stresses on the columns, shrinkage

and creep also depend on the elastic modulus of the aggregate, and limestone aggregate is known to show greater creep than other aggregates generally used.

Variation of Internal Temperature. The temperature increases were generally of the same order for columns 2,3 and 10,11 and hence the results are plotted togeth-

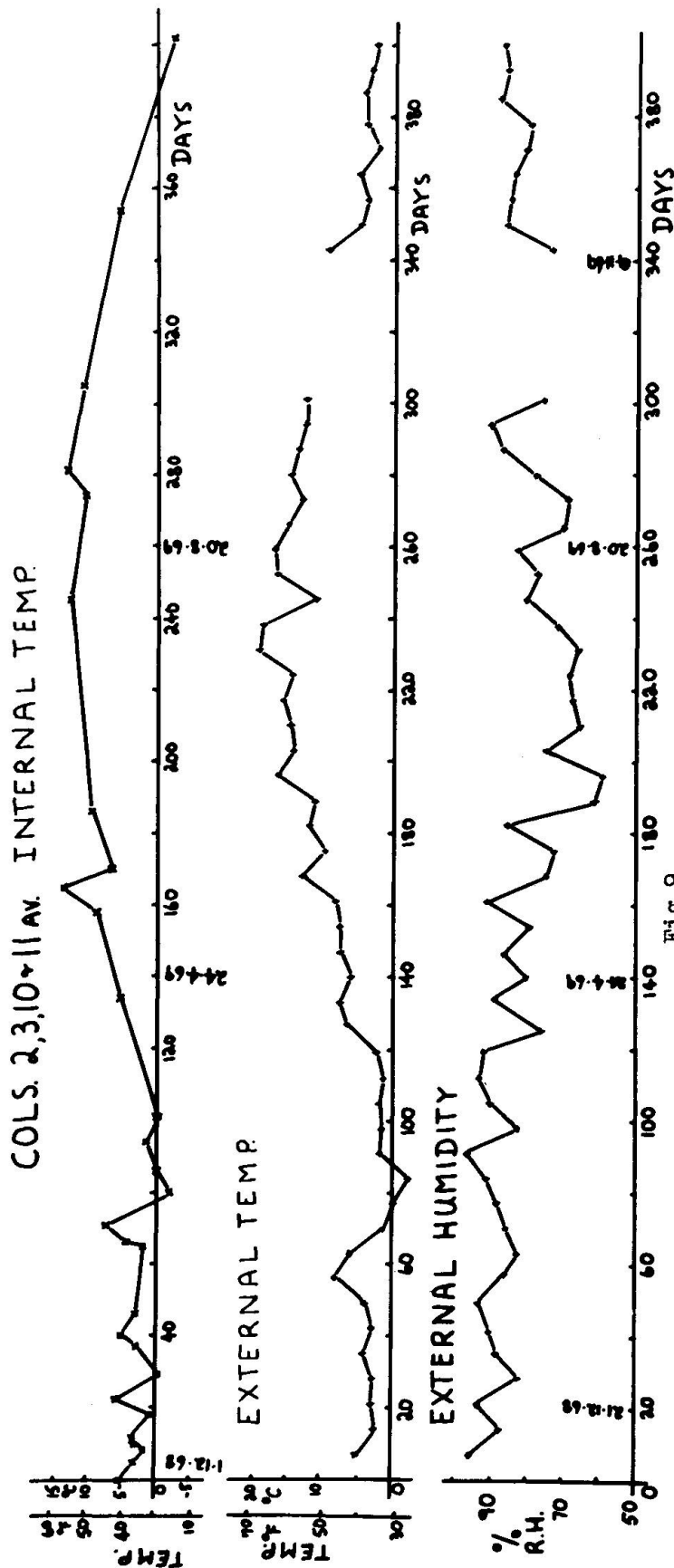


Fig.9.

er in FIG.9. Each point on the ambient temperature and humidity chart in Fig.9 represents the weekly averages. Although the internal temperature shows initial fluctuations due to exposed conditions, over a period of time the column temperature follows the pattern of variation of the external temperature. The results show that the temperatures of normal reinforced concrete structures in service are unlikely to differ greatly from the ambient. However, the temperature history in restrained structural members is important as it could induce stresses which would give rise to additional creep. The maximum temperature recorded in the columns was about 14°C , and the minimum about -3°C at the age of 400 days. The surface of the columns will generally be at the outside temperature, and therefore there is likely to be a temperature gradient between the inside and outside of the columns. When the inside temperature is higher, this will accentuate the internal shrinkage and reduce the surface shrinkage. As the internal temperature drops, the surface shrinkage begins to pre-dominate over the internal strains (Fig.8). Since drying shrinkage cannot penetrate far into the interior, there is bound to be some differential movement between the faces, as was observed in columns 2 and 3. The variation of internal temperature in the columns shows that, in general, the drying shrinkage movement is of greater importance than the thermal movement.

Internal Steel Strains. The measured steel strains in columns 2,3 and 10,11 are shown in Figs.7 and 8. Up to about 40 days, the steel strains showed considerable fluctuation. In columns 2 and 3, the strains remained compressive, whereas,

in columns 10 and 11, tensile strains of up to $40\mu\text{s}$ were recorded during the initial period of hydration. The maximum steel strains recorded were $310\mu\text{in}$ columns

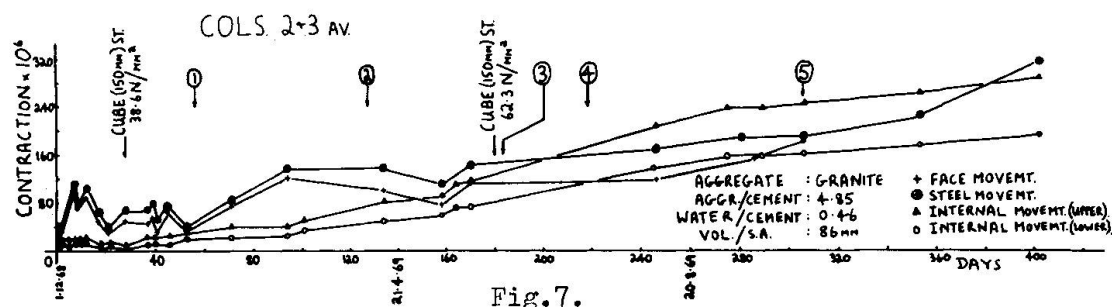


Fig. 7.

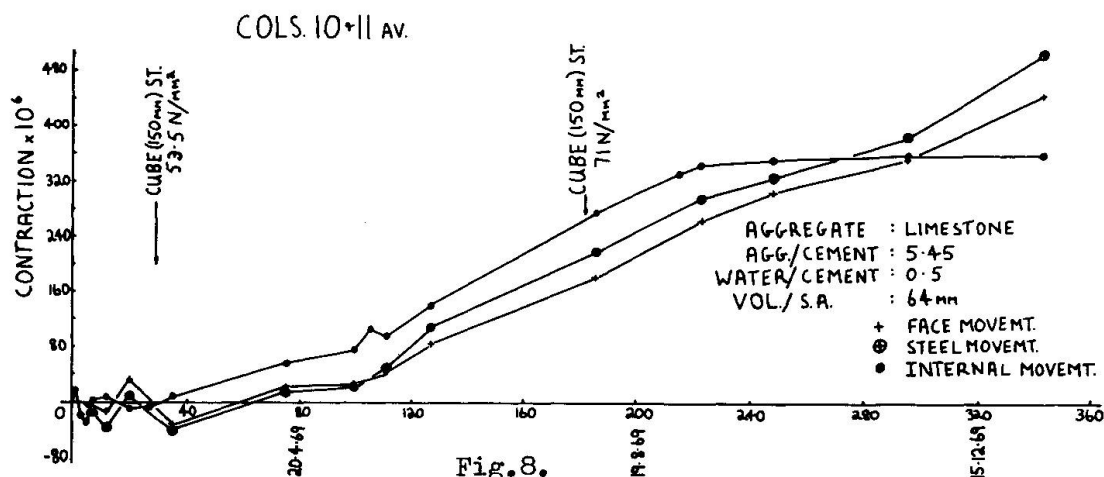


Fig. 8.

2 and 3 at 400 days, and 500 μ in columns 10 and 11 at 340 days, corresponding to steel stress of about 59.8 N/mm^2 and 96.5 N/mm^2 respectively. No attempt is made in this paper to evaluate the distribution of load between the concrete and steel in these columns.

References

1. Browne, R.D. and McCurrich, L.M., Conf. on Prest. Conc. Press:Vessels, London, March 1967.
2. Tyler, R.G., Highway Research Record, 218, 1968.

Acknowledgement

To Professor Eastwood for his encouragement; to Messrs. Lowe and Rodin, to the Architects, and to Messrs. George Longden and Son Ltd. for their assistance.

Summary

This paper describes the first part of a research programme to predict the movements of in-situ structural members from laboratory scale models. Changes of strain measured from field gauges during casting and various stages of construction over a period of one year are described and discussed.

Résumé

Cet article décrit la première partie d'un programme de recherche visant à prévoir les mouvements d'éléments de structure sur des modèles de laboratoire. Les variations temporelles de tension ont été mesurées avec des jauges pendant la coulée et à des étapes différentes de la construction. Ces variations, intervenues au cours de la période d'une année, sont ici décrites et analysées.

Zusammenfassung

Dieser Artikel beschreibt den ersten Teil eines Forschungsprogrammes, um Bewegungen von Bauteilen an Labormodellen vorauszusagen. Zeitliche Spannungsänderungen, die mit Messelementen während des Betonierens und zu verschiedenen Herstellungsstufen über die Zeitspanne eines Jahres festgestellt wurden, werden beschrieben und diskutiert.

Time-Dependent Forces Induced by Settlement in Continuous Prestressed Concrete Structures

Forces liées au temps par suite du tassement dans les poutres continues en béton précontraint

Zeitabhängige Kräfte infolge Setzungen in durchlaufenden Spannbetonträgern

W. DILGER Associate Professors of Civil Engineering University of Calgary Calgary, Alberta, Canada	A. GHALI Associate Professors of Civil Engineering University of Calgary Calgary, Alberta, Canada	C. KOUNTOURIS Graduate Student
--	---	--

INTRODUCTION

The reactions and internal forces induced by settlement in a prestressed concrete structure depend on creep occurring during and after the period in which the movement of support occurs. If the total settlement occurs suddenly, the forces induced will have a maximum initial value which may be calculated by an elastic analysis. Due to creep, this value will decrease continuously with time. In practice however, the settlement process takes place simultaneously with the creep over longer periods of time. Thus the forces due to settlement have initially a value of zero and later on a maximum value which is considerably smaller than the elastic. To allow accurately for differential settlement in design, it is important to take into account the time effects.

In an earlier paper¹, a step-by-step method was developed for predicting the change in reactions in continuous *reinforced concrete* beams caused by support settlement taking into account the variation with time of creep, modulus of elasticity of concrete, effective flexural rigidity and settlement. The method was verified by experiments.

Dimel² in a theoretical investigation analyzed the settlement effects using the "rate of creep" approach. This approach does not give accurate results because most of the creep recovery is neglected.

In the present investigation we are concerned with fully prestressed concrete continuous structures. A simplification is immediately obvious compared with the reinforced concrete beams considered earlier¹ in which development of cracks caused changes in the effective flexural rigidity. However, emphasis in the present paper is made on the difference between creep and creep recovery, or in other words, on the difference between creep due to unit stress increments and unit stress decrements. Thus, a bending moment on a prestressed concrete section produces different creep response in the fibres above and below the centroid.

THE PRINCIPLE OF SUPERPOSITION

The principle of superposition of creep of McHenry³ leads to the following equation for the total strain at age t (instantaneous + creep) caused by a varying stress σ :

$$\epsilon(t) = \int_{\tau_0}^t \frac{1}{E_\tau} \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} d\tau + \int_{\tau_0}^t f[\tau, (t-\tau)] \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} d\tau \quad (1)$$

where τ_0 is the age at which stressing starts and $f[\tau, (t-\tau)]$ is the creep function, that is the creep at age t due to a unit stress applied at any age τ . Eq. 1 may be put in the form:

$$\epsilon(t) = \int_{\tau_0}^t \epsilon^* \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} d\tau \quad (2)$$

where ϵ^* is the total strain at age t due to unit increase in stress coming into action at age τ

$$\epsilon^* = \frac{1}{E_\tau} + f[\tau, (t-\tau)] \quad (3)$$

Several investigators tested the validity of the superposition principle. Ross⁴ studying creep under variable stress demonstrated that the principle of superposition yielded better agreement between theory and experiment than other methods. The U.S. Bureau of Reclamation⁵ in an extensive testing program also verified the general validity of this principle.

Davis⁶ using mixes and stresses representative of prestressed concrete, found that creep recovery is smaller than creep. However, the superposition Eq. 1 does not differentiate between the creep caused by an increasing or decreasing stress, and therefore when there is a decrease in the stress the creep recovery will be overestimated. To correct for this, we introduce a reduction factor R equal to the ratio of specific creep recovery to specific creep and ϵ^* in Eq. 2 is replaced by

$$\epsilon_R^* = \frac{1}{E_\tau} + Rf[\tau, (t-\tau)] \quad (4)$$

$$\text{in which } R = 1 \quad \text{when } \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} > 0 \quad (5)$$

$$\text{and } R = \theta(t-\tau) \quad \text{when } \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} < 0 \quad (6)$$

where $\theta(t-\tau)$ is a dimensionless function of the period $(t-\tau)$. The factor R in Eq. 4 is a function of $(t-\tau)$ only and not of both τ and $(t-\tau)$ (similar to the creep function) as may be expected. It has been found however from Davis' results as well as from tests by the present authors that the dependence of R upon τ is of minor importance.

THE CREEP FUNCTION

Using the time-creep curve recommended by the joint CEB-FIP Committee⁷, the creep function is expressed as

$$f[\tau, (t-\tau)] = \frac{1}{E_\tau} \phi \zeta \rho \quad (7)$$

where ζ and ρ are functions of τ and $(t-\tau)$ respectively and ϕ_N is the creep coefficient which is independent of time but a function of the environmental conditions, the dimensions and the composition of concrete. The committee defines ϕ_N as the ratio between the ultimate creep and the instantaneous strain which occurs in a creep test when the age at loading $\tau_0 = 28$ days. The factor ζ which accounts for age at loading is represented by a graph by the committee which may be approx-

imated by the equation¹:

$$\zeta = \frac{10.29}{5 + \sqrt{\tau}} \quad (8)$$

which yields the value 1.0 when $\tau_0 = 28$ days. The ratio of creep at any time after loading to the ultimate creep, if assumed to occur 2000 days after loading, can be represented in the form¹:

$$\rho = 0.1315 \ln [(t-\tau) + 1] \quad (9)$$

Substituting Eq. 8 and 9 into 7, we obtain the creep function

$$f[\tau, (t-\tau)] = \frac{1}{E_\tau} \phi_N \frac{1.35 \ln (t-\tau+1)}{5 + \sqrt{\tau}} \quad (10)$$

From the test results presented later on, the recovery function R is found to be (see Fig. 3):

$$R = 0.6 + \frac{t-\tau}{40 + 3.2(t-\tau)} \quad \text{when} \quad \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} < 0 \quad (11)$$

Substituting Eq. 10 into 3 or 4 and the result into Eq. 2, we obtain the equation for the total strain at age t due to a stress of varying magnitude starting to act at age τ_0

$$\epsilon(t) = \int_{\tau_0}^t \frac{1}{E_\tau} \left[1 + R \phi_N \frac{1.35 \ln (t-\tau+1)}{5 + \sqrt{\tau}} \right] \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} d\tau \quad (12)$$

in which $R = 1$ for an increasing stress (Eq. 5) and is given by Eq. 11 when the stress is decreasing.

CREEP IN FLEXURE OF A PRESTRESSED MEMBER

Consider a prestressed member subjected to compressive stresses over the whole area of each cross section. Bending moment caused by settlement of a support will increase the value of the compressive stress at one face of the beam and reduce it on the other. The creep per unit change of stress will be f and Rf above and below the centroidal axis. If plane cross sections are assumed to remain plane, the stress distribution due to the moment caused by settlement will be nonlinear and a shift in the neutral axis must occur for equilibrium.

A bending moment increment ΔM produced at time τ on any section of the beam considered above will cause an instantaneous curvature

$$\Delta \frac{d\alpha}{dx} \bigg|_{\tau} = \frac{\Delta M}{E_\tau I} \quad (13)$$

where α is the slope of the deflection line, x is the distance along the beam axis and I is the moment of inertia of the section. If concrete had the same response for creep and creep recovery, the curvature after a period $(t-\tau)$ would become

$$\Delta \frac{d\alpha}{dx} \bigg|_t = \frac{\Delta M}{I} \epsilon^* \quad (14)$$

where ϵ^* is given by Eq. 3. It can be proved that the difference in response in creep and creep recovery of a prestressed member subjected to an external bending moment can be accounted for with good approximation by replacing ϵ^* in Eq. 16 with a value

$$\epsilon_f^* = \frac{1}{E_\tau} + \frac{(1+R)}{2} f[\tau, (t-\tau)] \quad (15)$$

which is the average of ϵ^* and ϵ_R^* corresponding to creep and creep recovery, respectively, (Eq. 3 and 4). It thus becomes apparent that for calculation of curvature (or deflections) we may use an *effective strain* instead of the actual strain, calculated by the equation:

$$\epsilon_e(t) = \int_{\tau_0}^t \frac{1}{E_\tau} \left[1 + \frac{(1+R)}{2} \phi_N \frac{1.35 \ln(t-\tau+1)}{5 + \sqrt{\tau}} \right] \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} d\tau \quad (16)$$

and this equation is applicable anywhere above or below the centroidal axis. Since a positive or negative moment will produce increase and decrease in stress at points on opposite sides of the center of gravity, the effective strain Eq. 16 can be used in both cases.

We can write an equation similar to equation 16 for the total deflection (instantaneous + creep) at age t caused by a load P of varying magnitude coming into action at age τ_0 :

$$U(t) = \int_{\tau_0}^t u_\tau \left[1 + \frac{(1+R)}{2} \phi_N \frac{1.35 \ln(t-\tau+1)}{5 + \sqrt{\tau}} \right] \frac{dP(\tau)}{d\tau} d\tau \quad (17)$$

where u_τ is the instantaneous deflection due to a load $P = 1$ applied at age τ .

STEP-BY-STEP COMPUTATION OF REACTIONS INDUCED BY SETTLEMENT

We use a numerical procedure to solve Eq. 17 for the load $P(t)$ representing the change in reaction at a support of a continuous prestressed structure produced by a given settlement $U(t)$ of this support taking place between the ages τ_0 and t .

The period during which the force P is required is divided into N intervals not necessarily of equal length. The change in P caused by settlement and creep during any interval is assumed to occur in the middle of the interval. We can calculate the magnitude of $P_{i+1/2}$ at the end of any i th interval (age $t_{i+1/2}$) provided the force at the beginning of the same interval (age $t_{i-1/2}$) is known. The total settlement $U_{i+1/2}$ at the end of the i th interval is considered as the sum of increments $(\Delta\delta)_j$ in the j th interval so that:

$$U_{i+1/2} = \sum_{j=1}^i (\Delta\delta)_j \quad (18)$$

Substituting for R from Eq. 11 into Eq. 17 and putting it in a summation form, we obtain

$$\sum_{j=1}^i (\Delta\delta)_j = \sum_{j=1}^i u_j \left\{ 1 + \left[0.8 + \frac{t_{i+1/2} - t_j}{80 + 6.4(t_{i+1/2} - t_j)} \right] \phi_N \times \frac{1.35 \ln(t_{i+1/2} - t_j + 1)}{5 + \sqrt{\tau_j}} \right\} (\Delta P)_j \quad (19)$$

where $(\Delta P)_j$ is the load increment in the j th interval and u_j is a flexibility coefficient, j that is the instantaneous deflection which would occur at the support

if the support is removed and - at its location - a unit downwards load is applied at the middle of the j th interval. The coefficient u_j can be expressed in the form $u_j = b/E_j$ where E_j is the modulus of elasticity of concrete at the middle of the j th interval and b_j is coefficient calculated by an elastic analysis. Its value depends upon the geometrical properties of the structure but not on time. Using the notation

$$a_{ij} = \phi_N \frac{1.35 \ln[(t_{i+\frac{1}{2}} - t_j) + 1]}{5 + \sqrt{t_j}} \left[0.8 + \frac{t_{i+\frac{1}{2}} - t_j}{80 + 6.4(t_{i+\frac{1}{2}} - t_j)} \right] \quad (20)$$

and putting $\Delta P_j = P_{j+\frac{1}{2}} - P_{j-\frac{1}{2}}$ and $u_j = b/E_j$ Eq. 19 becomes

$$\sum_{j=1}^i (\Delta \sigma)_j = b \sum_{j=1}^i \frac{1}{E_j} (1 + a_{ij}) (P_{j+\frac{1}{2}} - P_{j-\frac{1}{2}}) \quad (21)$$

Rearranging, we obtain the force at the end of the i th interval

$$P_{i+\frac{1}{2}} = P_{i-\frac{1}{2}} + \frac{E_i}{1+a_{ii}} \frac{1}{b} \sum_{j=1}^i (\Delta \delta)_j - \sum_{j=1}^{i-1} \frac{(1+a_{ij})}{E_j} (P_{j+\frac{1}{2}} - P_{j-\frac{1}{2}}) \quad (22)$$

Reasonable accuracy can be achieved by hand computation for Eq. 22 using four or five intervals. The intervals should be chosen such that they are shorter at the beginning when the rates of change of settlement, modulus of elasticity and creep are highest. For higher accuracy a larger number of intervals must be taken and use of computer becomes necessary.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION

The experimental investigation consisted of 2 parts: (a) Creep and creep recovery tests on 3" x 9 1/4" cylinders to modify the principle of superposition and (b) Continuous prestressed concrete beams subjected to various rates of settlement to observe the development of the reactive forces.

All the tests were carried out in the laboratory environment where the temperature varied between 68° - 70°F and the relative humidity between 50 and 60 per cent.

The same concrete mix was used throughout, having proportions by weight of water:cement:aggregates = 1:1.85:8.5 and a maximum aggregate size 3/4 in. The weight of the fine aggregates was 36 per cent of the total aggregate. High early strength cement was used.

Both creep specimens and beams were demolded one day after casting, cured for 2 days in a steam room and then transferred to the testing room.

The compressive strength was measured on standard cylinders. The average strength at age 28 days was $f'_{c28} = 6360$ psi and the variation of the strength with time could be approximated by the function⁸

$$f'_{c\tau} = f'_{c28} / (0.875 + 3.5/\tau) \quad (23)$$

Creep specimens of Group I were loaded with a constant stress of 1000 psi at ages 7, 14, 53 and 93 days and the strains were recorded to the age of 300 days (see solid lines in the graph of Fig. 1). The creep curves in this figure

are in good agreement with Eq. 10 with ϕ_N between 3.3 and 3.7.

Other specimens (Group 2) were loaded with a stress of 1000 psi at 7 days and unloaded or subjected to a stress of 2000 psi at ages 14, 53 and 93 days. The curve A in Fig. 2 is based on the creep readings of all the specimens in Group 1 and 2 loaded at 7 days. The solid lines below and above curve A are the recovery and the 2000 psi creep curves. These curves were translated vertically so they branch out from curve A. This was necessary in order to be able to check the principle of superposition.

In both Fig. 1 and 2, the instantaneous strains at loading or unloading and the shrinkage were deducted from all readings before they were plotted.

The difference between curve A and the recovery curves in Fig. 2 is plotted in Fig. 1 (dotted curves) in order to compare creep with creep recovery. The average of the ratio R of the creep recovery to creep at the same $(t-\tau)$ value was calculated from the three pairs of curves in Fig. 2 and plotted in Fig. 3. The ratio R was also deduced from Davis'⁶ results and plotted in the same graph. The dotted curve in this Fig. 3 follows the selected equation for R (Eq. 11).

All beams had rectangular cross section 4" x 8", length $2\ell = 6$ ft. and were post-tensioned at 7 days by one unbonded concentric 3/4" bar with an initial force of 32.0 kip. Concentric prestressing was chosen for all beams because the forces induced by settlement of supports are not affected by the magnitude and eccentricity of the prestressing force.

In each experiment a pair of identical beams were placed one above the other (Fig. 4) separated at the ends by rollers. The two beams were identical in all respects and thus no relative displacement occurred between them due to differential shrinkage within each beam or due to self weight. By means of threaded bars, the beams of each pair were forced to approach each other at the centre an arbitrarily chosen distance. The relative deflections were controlled by dial gauges and the force causing the deflection was measured by electrical strain gauges*.

The first pair of beams, Test 1, was subjected to a total relative deflection of 0.30 in. and this deflection was maintained throughout the test. In tests 2, 3 and 4, the deflection was introduced in 7 equal intervals each of 0.05 in. The age of beams at the time of application of the deflection is given in Table 1. The force holding the beams in the deflected position was recorded over 200 days in all tests.

Table 1 - Age of Beams at Application of Deflection

Test No	Age in days at which increment applied, for deflection increment No:						
	1	2	3	4	5	6	7
1	11						
2	11	11 1/3	11 3/4	12 1/2	13 1/4	15	18
3	10	12 1/2	16	20	25	33	47
4	13	18 1/4	25	35	49	64	88

The time-force curves are shown in Fig. 5. The greatest force recorded was $P = 2880$ in Test 1, immediately after introducing the total deflection. If the deflection in this test had been the same as the total deflection in the other tests the force P would have been $P = 2880 \times 0.35/0.30 = 3360$ lb. The

* Similar test arrangements is explained in more detail in Ref. 1.

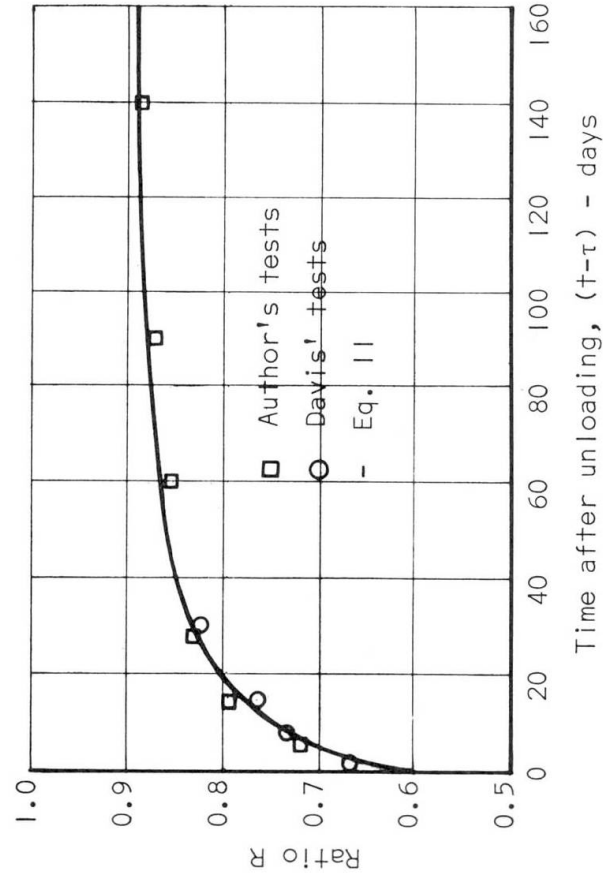


Fig. 3 The factor R relating creep recovery to creep

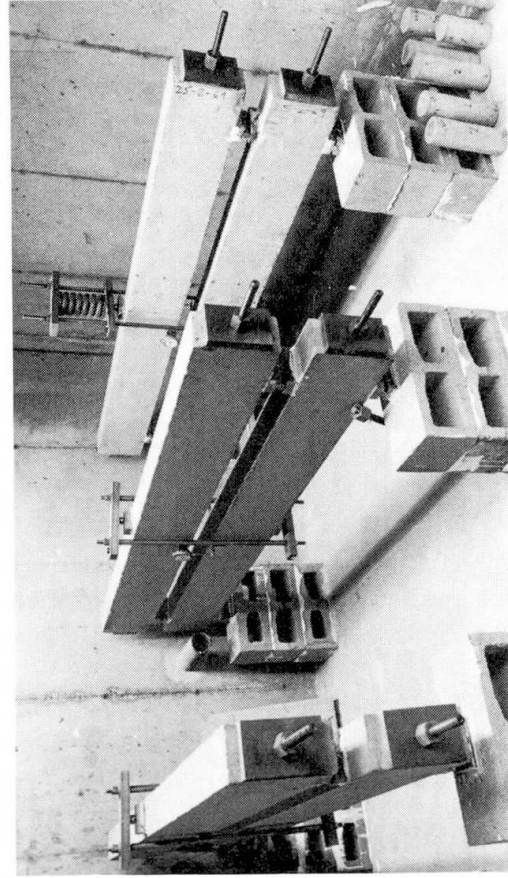


Fig. 4 Test arrangement

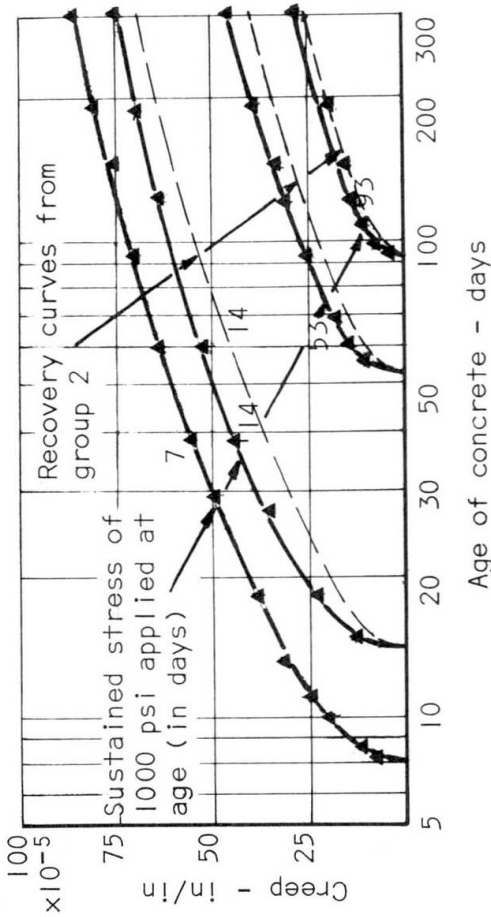


Fig. 1 Creep curves for concrete loaded at various ages and comparison with creep recovery

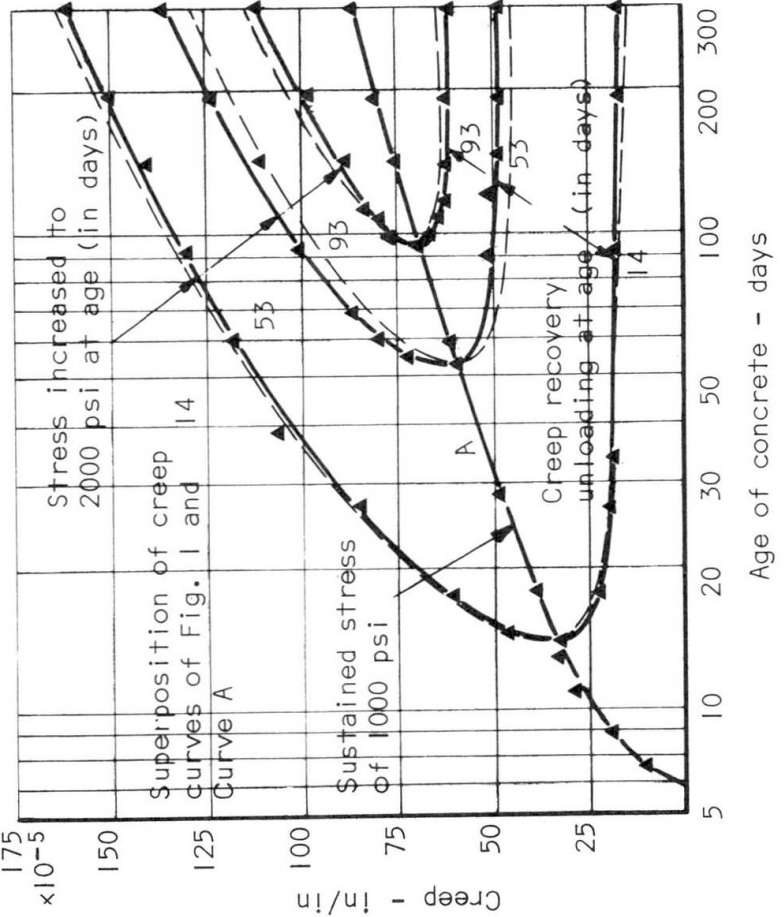


Fig. 2 Verification of the principle of superposition (specimens of group 2)

smallest maximum value of P ($=1500$ lb) was recorded in test 4 in which the deflection was introduced over the longest period.

In addition to the controlled-deflection tests, the deflection due to a sustained load of 2560 lb was recorded between $\tau_0=14$ days and $t=314$ days. The creep deflection curve was found to follow closely Eq. 17 with $\phi_N = 3.6$.

For the verification of the method of analysis, the force P was calculated by Eq. 22 and plotted in Fig. 5 (dotted lines). The flexibility coefficient $u_j = (2\ell)^3/48 EI$, thus $b = \ell^3/6I = 547 \text{ ft}^{-1}$. The modulus of elasticity E was determined from elasticity tests on standard cylinders used in creep tests and by relating the force applied to the beams and their initial deflection. These results were found to be in good agreement with the ACI-equation⁹ $E_\tau = 58,000\sqrt{f'_{c,\tau}}$ (psi) where $f'_{c,\tau}$ is given by Eq. 23 as a function of τ .

Calculated and measured forces in Fig. 5 show good agreement. Since the creep and elastic properties were taken the same for the analysis of all tests, although they were not identical for all specimens, small differences must also be expected for the force-time curves of Fig. 5.

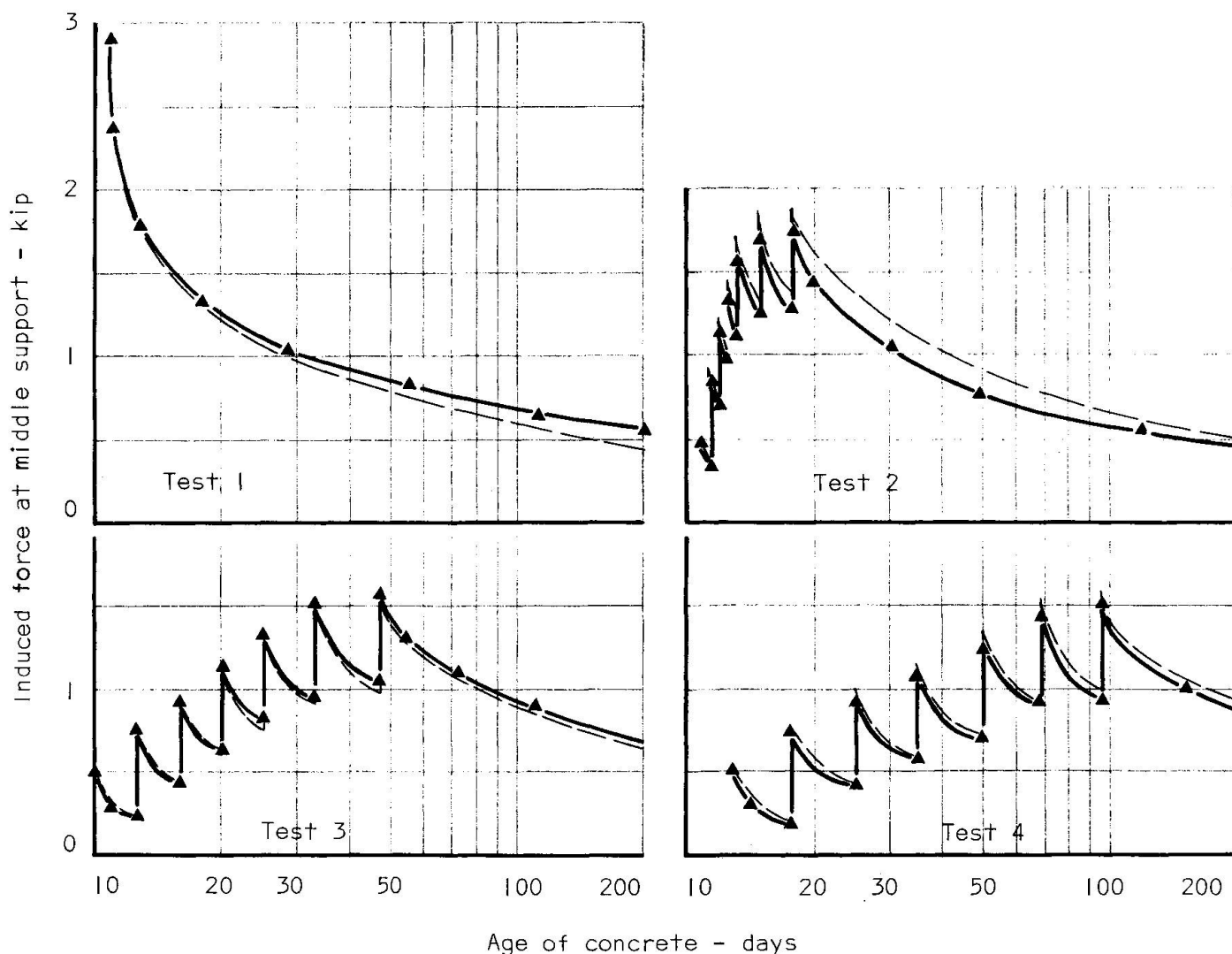


Fig. 5 Time-force relation for test beams

NOTATION

a_{ij} = dimensionless coefficient defined in Eq. 20	l = span of beam
b = coefficient of units length^{-1} to be determined by an elastic analysis equals uE	P = force
δ = settlement	R = ratio of specific creep recovery to specific creep
E = modulus of elasticity of concrete	σ = stress
i, j = number of intervals referred to in the step-by-step calculation, when used as subscript refers to the age at the middle of the interval	t = age of concrete, days
$i-\frac{1}{2}$ and $j+\frac{1}{2}$ = subscripts referring to the beginning and end of the i th interval respectively	τ_0 = age of concrete at beginning of stressing or of differential settlement
	τ = age at any time between τ_0 and t
	U = deflection or settlement
	u = flexibility coefficient, that is deflection per unit force calculated by elastic analysis
	ϕ_N, ζ, ρ = coefficients (see Eq. 7)

ACKNOWLEDGEMENT

This project was supported by a grant from the National Research Council of Canada, which is gratefully acknowledged.

REFERENCES

1. Ghali, A., Dilger, W., Neville, A.M., *Time dependent forces induced by settlement of supports in continuous reinforced concrete beams*, ACI Journal, Proceedings Vol. 66, No. 11, Nov. 1969, pp. 907-915.
2. Dimel, E., *Einfluss des Betonkriechens auf Setzungswngungen*, Beton-und Stahlbetonbau, Vol. 60, No. 6, June 1965, pp. 140-150.
3. McHenry, D., *A new aspect of creep in concrete and its application to design*, Proc. ASTM, Vol. 43, 1943, p. 1019.
4. Ross, A.D., *Creep of concrete under variable stress*, ACI Journal, Proceedings Vol. 54, No. 9, March 1958, pp. 730-758.
5. Bureau of Reclamation, *A 10 - year study of creep properties of concrete*, SP 38, July 1953.
6. Davis, R.D., *Some experiments on the applicability of the principle of superposition*, Magazine of Concrete Research, Vol. 9, No. 27, 1957, p. 161.
7. *Recommandations pratiques unifiees pour le calcul et l'execution des ouvrages en béton armé*, Comité Européen du Béton, Paris, 1964, pp. 93-107.
8. Neville, A.M., *Creep in plain, reinforced and prestressed concrete*, North Holland Publishing Company, Amsterdam 1970, 500 pp.
9. ACI Committee 318, *Building code requirements for reinforced concrete* (ACI 318-63), American Concrete Institute, Detroit, 1963.

SUMMARY

The variation of reactions in continuous prestressed concrete structures due to differential settlement of the supports is affected by creep, change in modulus of elasticity of concrete and the shape of the time-settlement curve. Experimental and predicted time-reaction curves of five pairs of continuous prestressed concrete beams subjected to various settlement rates are presented together with data on creep and creep recovery of compression specimens loaded and

unloaded at various ages. An accurate prediction of the time-dependent change of reactions induced by settlement, requires consideration of all the time-dependent effects along with a modification of the generally accepted principle of superposition for creep to account for the fact that creep recovery is smaller than creep. A modified superposition equation is derived which leads to excellent agreement between calculated and measured changes of reaction. The analysis involves step-by-step calculation.

RESUME

La variation des réactions d'appui dans les poutres continues en béton précontraint par suite des tassements différentiels des appuis est produite par le fluage, les variations du module d'élasticité du béton et la courbe du tassement en fonction du temps. Cinq diagrammes expérimentaux et prévisibles ont été tracés, se rapportant à cinq poutres continues en béton précontraint qui étaient soumises à des intensités de tassement différentes. Les caractéristiques du fluage ainsi que la réduction du fluage pour les supports chargés et déchargés ont aussi été décrites à des moments différents. Une prévision exacte des changements des réactions d'appui en fonction du temps, par suite du tassement, exige que l'on tienne compte de tous les éléments existants avec une modification du principe généralement admis de la superposition lors du fluage pour expliquer que la diminution de fluage est plus petite que le fluage même. Une équation modifiée sur la superposition est formulée conduisant à une parfaite concordance entre les variations mesurées et calculées des réactions. Les calculs exigent un processus méthodique.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Schwankung der Auflagerkräfte in durchlaufenden Spannbetonbalken infolge differentieller Setzung der Auflager wird durch Kriechen, Aenderung im Elastizitätsmodul des Betons und Zeit-Setzungs-Kurve verursacht. Beschrieben werden zusammen mit experimentellen und vorausgesagten Zeit-Reaktions-Kurven fünf verschiedener durchlaufender Spannbetonbalken, die unterschiedlichen Setzungsraten unterworfen wurden, Kriechdaten sowie Kriechminderung belasteter und unbelasteter Stützen zu verschiedenen Zeitpunkten. Eine genaue Voraussage der zeitabhängigen Aenderungen der Auflagerreaktionen infolge Setzung erfordert die Einbeziehung aller zeitabhängiger Wirkungen nebst der Modifikation des allgemein anerkannten Prinzips der Ueberlagerung für Kriechen, um der Tatsache Rechnung zu tragen, dass Kriechminderung kleiner ist denn Kriechen selbst. Eine abgeänderte Ueberlagerungsgleichung ist hergeleitet worden, die zu ausgezeichneter Uebereinstimmung von gemessenen und berechneten Aenderungen der Reaktionen führt. Die Berechnung erfordert schrittweises Vorgehen.

A Constitutive Relationship for Maturing Concrete

Un rapport constitutif pour le béton au cours de son durcissement

Gesetzmässigkeit für alternenden Beton

BRUCE R. GAMBLE

B.E. (Hons.), Ph.D.

Assistant Professor of Civil Engineering
University of Calgary, Alberta, Canada

INTRODUCTION

In order to make a rational analysis of any structure or structural member, it is necessary to have available the constitutive relationships for the component materials. While a simple stress-strain-time relationship of the commonly used 'effective modulus' type is suitable for concrete in situations where creep does not lead to an appreciable redistribution of forces within the structure, a more general form is often required. Such instances arise, for example, when there is differential movement of external reactions, when the imposed loading is time-variable or when, as in a column, there is a gradual redistribution of stresses between steel and concrete. Where the load applied to a structure is an appreciable part of the ultimate load, the nonlinear creep:stress relationship also leads to a time-dependent redistribution of forces throughout the structure.

A number of investigators have found that apart from a few shortcomings, the well-known principle of superposition, first applied to concrete by Lorman¹ and McHenry², leads to a method of relating stress, strain and time in a fairly reliable way. This superposition method can be expressed precisely in terms of a time-variable linear viscoelastic equation; when the applied stress σ , varies with time t , then,

$$\epsilon_c[t] = \int_{\tau_0}^t \phi[t-\tau, \tau] \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad \dots 1$$

where $\epsilon_c[t]$ is the observed total creep strain at time t , τ_0 is the age at stress is first applied, and $\phi[t-\tau, \tau]$ is the time-variable kernel or specific creep function which depends on the duration of loading $t-\tau$, and the age τ , at which stress is applied.

Many of the shortcomings of this theory can be traced to the three major assumptions made in deriving the above equation³; several important concrete characteristics are ignored. For instance, no account is taken of the nonlinear creep: stress relationship at higher levels of stress. Of greater significance perhaps, is the assumption that during a test in which the stress varies, strain increments are proportional to applied stress increments; hence no account is taken of the effects of either previous stress and environment history, or the sign of the current stress rate. In this last instance, the differing responses

to positive and negative stress changes are not recognized.

Lastly, it is an additional limitation of the present form of the visco-elastic equation that it is difficult to allow directly for the marked dependence of creep on changes in the state (i.e. temperature, internal humidity and degree of hydration) of the cement-water system during the period under load.

The paper is an attempt to incorporate these important effects into the governing equation.

STRESS CHANGES AND STRESS HISTORY EFFECTS

Several different tests of the superposition hypothesis have shown that under conditions of decreasing stress, the amount of creep recovery is usually over-estimated. It was shown by Gamble and Thomass³ that this error occurs not simply as a result of the existence of an irrecoverable component of creep, but because after unloading the additional irrecoverable creep γ_0 , (see Fig. 1) is not equal to the irrecoverable creep γ_1 occurring in a newly loaded companion specimen. The same analysis showed that the error involved should stabilize soon after the stress change, and thereafter the predicted and observed recovery curves would be parallel. Since this feature has indeed been observed in several tests and indicates a similarity of creep and creep recovery phenomena, a factor S , was proposed such that S is the ratio of the response of a specimen having some history of stress to that of a virgin specimen of the same age; see Fig. 2. Because of the differing responses to increasing and decreasing stress, S could be written in the form,

$$S = \begin{cases} S_c & ; \quad \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} > 0 \\ S_r & ; \quad \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} < 0 \end{cases} \quad \dots 2$$

Incorporation of this factor overcomes, to some extent, the limitations

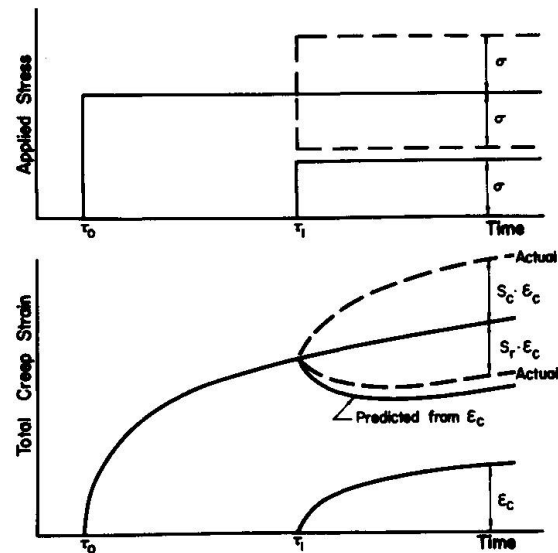
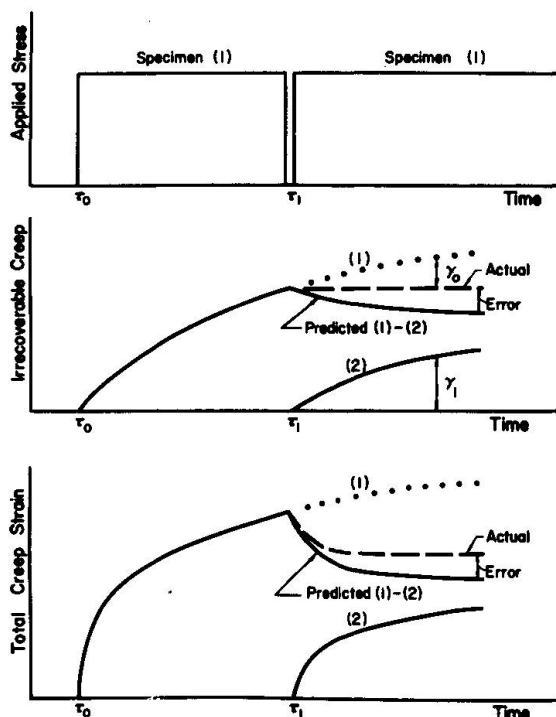


FIG. 1. (LEFT) SUPERPOSITION OF IRRECOVERABLE CREEP STRAINS

FIG. 2. (ABOVE) DEFINITION OF HISTORY FUNCTIONS FOR INCREASING AND DECREASING STRESS

imposed by the assumptions noted above.

In the investigation reported by Gamble and Thomass³, the evaluation of S_r was carried out using experimental data, giving,

$$S_r = \begin{cases} 0.76 & ; t - \tau_1 < 72 \text{ hrs.} \\ 1 - 0.24 \cdot \frac{\epsilon_c[72]}{\epsilon_c[t - \tau_1]} & ; t - \tau_1 > 72 \text{ hrs.} \end{cases} \quad \dots 3$$

The error, $\epsilon_c - S_r \cdot \epsilon_c$, i.e. the difference between the corresponding creep and recovery responses, is a constant for values of $t - \tau_1$ greater than 72 hours.

In general, the form of S may be more complex than equation 3 would indicate and will in fact reflect all previous stress and environment history. For example, we know that events which took place either early in the life of a specimen or close to the time of observation, have a greater effect on the response to a given stress than have events which took place in the intervening period. In the present analysis it is acknowledged that a modifying factor S , dependent on stress and environment history, may exist and allowance is made for its effects.

NONLINEAR CREEP:STRESS RELATIONSHIP

For a given concrete composition, the degree to which the isochronous creep:stress relationship is nonlinear appears to depend primarily on the ratio of stress to strength. For normal concretes, some nonlinearity is apparent when the stress:strength ratio exceeds 0.30. In this same range time-dependent microcracking also commences and thus the observed nonlinearity appears to be a manifestation of the microcracking phenomenon. Photoelastic studies⁴ have shown that strain concentrations of the order of 3 exist in normal concrete and we might therefore expect that at stress levels above 0.30 of the strength, cracking will begin. In mortars and pastes which may be considered to be less grossly heterogeneous than concrete, microcracking is delayed and appreciable nonlinearity may not be apparent until the stress:strength ratio exceeds 0.70. Tests by Gamble and Thomass³ on concrete with a maximum aggregate size of $\frac{1}{4}$ " indicated that the nonlinearity factor* is approximately 2 when the stress:strength ratio is 0.70. At this point the creep strain due to time-dependent cracking is equal to that due to water diffusion.

Until recently, development of the viscoelastic theory of concrete creep had been carried out assuming a direct proportionality with stress, and little attention had been given to characterising nonlinear behaviour. As early as 1941 however, Leaderman⁵, in an investigation of textile fibres, proposed that if creep were a unique nonlinear function of stress, i.e.,

$$\epsilon_c = C[t] \cdot f[\sigma] \quad \dots 4$$

then under varying stress conditions,

$$\epsilon_c = \int_{\tau_0}^t C[t - \tau] \cdot \frac{\partial f}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad \dots 5$$

Further consideration is given to this approach below.

* Defined as the ratio of the actual creep at a given stress:strength ratio to that which would have occurred had a linear relation held at all levels of stress.

STATE OF CEMENT-WATER SYSTEM

Creep is defined as being the time-dependent strain initiated or caused by stress. Although we define stress to be the primary agent causing creep (i.e. at zero stress there can be no creep) other variable factors, temperature, internal humidity and degree of hydration, will directly affect both the rate and value of creep at any moment. If the imposed stress is high enough that time-dependent micro-cracking exists, then an additional factor, related to strength will also influence the effect of a given stress. Although age is usually regarded as an important variable, it cannot, *per se*, exert a direct influence. Its effect on creep comes about indirectly through its influence on both the internal humidity and the degree of hydration of the cement gel.

If we define a set of standard values for each of these influencing factors, we will, for a given concrete subjected to unit stress, obtain a creep:time curve which by definition is a line in the conventional duration, age and specific creep surface. Until now it has been considered that a different creep:time curve will result whenever the influencing factors above are varied from their 'standard' values. In the present instance however, the author wishes to change this emphasis and indeed consider that there is a creep:time curve (or time function) which is a property of a particular concrete, unaffected by concurrent and possibly varying values of the influencing factors. This being assumed, it is necessary to account in some other way for the observed different creep responses of concrete subjected to stress in different steady environmental conditions. It is proposed that this be accomplished by the introduction of an excitation variable, not a function of stress alone as in the Leaderman equation but a composite function of stress, temperature, internal humidity, degree of hydration and, where appropriate, strength.

The traditional approach and the one here proposed do not differ at all when a creep test performed under constant conditions is being studied. In both cases the creep occurring for given constant values of stress, temperature, internal humidity and degree of hydration* will be

$$\epsilon_c = A[\sigma] \cdot B[T] \cdot D[p/p_s] \cdot G[\alpha] \cdot C[t-\tau] \quad \dots 6$$

where T is the absolute temperature, p/p_s the internal humidity or relative vapour pressure, and α the degree of hydration. The quantity $t-\tau$ is the duration of loading. $C[t-\tau]$ is the creep:time curve when the other influencing factors have unit values. In the older approach, functions B , D , G and C are gathered together and represented by a temperature and humidity dependent creep:duration:age surface. Degree of hydration is not studied separately as it is usually reckoned to be a unique function of age, temperature and humidity. Furthermore for linear creep $A[\sigma] = \sigma$. Hence in terms of specific creep,

$$\epsilon_c/\sigma = \phi[t-\tau, T, p/p_s, \tau] \quad \dots 7$$

The greatest disadvantage of this approach is that for a given concrete, a different kernel results for each set of influencing factors (usually time-varying) imposed during the test. Such information makes it rather awkward to predict behaviour under a different set of conditions.

The main point of justification for regrouping the variables is that changes of temperature, humidity or degree of hydration will affect the rate of creep in much the same way as will a change of stress. Temperature, for example,

* The most significant factor to describe the effect of continuing hydration is uncertain. A possible alternative to the degree of hydration would be the volumetric concentration of hydrated gel material.

affects the energetics of load-bearing water within the cement gel. An increase in temperature therefore increases the rate of creep. The internal humidity clearly governs the amount of water available for diffusion away from these load-bearing areas; other factors being equal, the higher the internal humidity the greater the rate of creep. When the ambient or external humidity is different from the internal humidity, the resulting moisture exchange also augments creep. For an initially saturated specimen, lower ambient humidities accelerate the migration or diffusion of water from the interior, resulting in a higher creep rate. Presumably self-dessication caused by continuing hydration of a sealed specimen has a similar effect. The direct effect of increasing hydration is to cause the level of stress per unit cross-sectional area of cement gel to diminish even though the overall force on the specimen may remain constant. This causes the creep rate of maturing concrete to decrease more rapidly than that of old concrete.

In the author's formulation, functions A, B, D, and G are grouped to give the temperature; humidity; degree of hydration-compensated stress or excitation function F, i.e.,

$$\epsilon_c = C[t-\tau] \cdot F[\sigma, T, p/p_s, \alpha] \quad \dots 8$$

Hence for steady conditions, the two approaches amount to the same thing; it is the case of time-varying conditions which is of greater interest and which is developed below.

CREEP UNDER TIME-VARYING CONDITIONS

By further consideration of equation 8, which holds for steady conditions, we may obtain a familiar viscoelastic formulation for time-varying conditions. In developing this form however, the effect of stress and environment history, not of consequence in the virgin specimen so far considered, has to be accounted for. Taking the stress and environment history to be characterised by S, the creep increment caused by an incremental change in the excitation function will be,

$$\Delta \epsilon_c = C[t-\tau] \cdot S \cdot \Delta F[\sigma, T, p/p_s, \alpha] \quad \dots 9$$

Summation of all such increments leads to,

$$\epsilon_c = \int_{\tau_0}^t C[t-\tau] \cdot S \cdot \frac{\partial}{\partial \tau} F[\sigma, T, p/p_s, \alpha] \cdot d\tau \quad \dots 10$$

which is the governing or constitutive equation for the case where any of the influencing factors vary with time.

FORM OF EXCITATION FUNCTION FOR CONSTANT TEMPERATURE AND HUMIDITY

Of particular interest is the case of creep in conditions where the temperature and internal humidity remain at constant values, while the stress imposed and/or the degree of hydration vary. Having defined the constant levels of temperature and internal humidity, the excitation function may be written,

$$F = F[\sigma, \alpha] \quad \dots 11$$

Or for the more general situation where cracking produces creep strain,

$$F = F[\sigma, \alpha, \sigma_u] \quad \dots 12$$

As previously discussed, the stress:strength ratio logically appears to be a controlling factor at higher levels of stress, while at lower stresses where water diffusion is the probable creep mechanism, the degree of hydration or some similar variable, will be of greater fundamental importance. Hence as in Fig. 3,

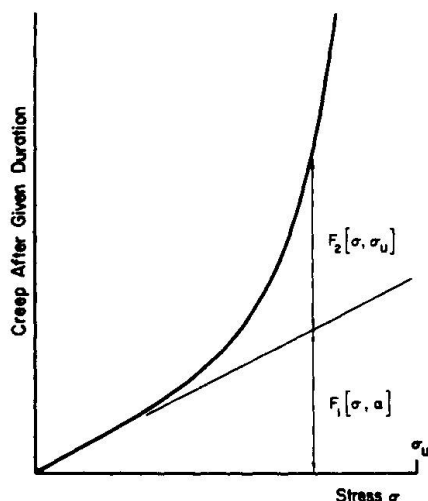


FIG. 3. DEPENDENCE OF CREEP ON STRESS LEVEL AND CONCRETE PROPERTIES.

$$F = F_1 [\sigma, \alpha] + F_2 [\sigma/\sigma_u] \quad \dots 13$$

In recent years numerous authorities have stated that the stress:strength ratio is the major influencing factor, although from theoretical considerations this is not at all obvious and indeed there are some refutations of this hypothesis. Certainly degree of hydration and strength will be intimately related, but this does not mean that the function of degree of hydration appearing in F_1 above must necessarily correspond with the inverse of strength; much more research is required before this point can be resolved satisfactorily.

In the present analysis the author has proceeded using the evidence in favour of the stress:strength ratio concept, i.e.,

$$F = F [\sigma / \sigma_u] \quad \dots 14$$

DETERMINATION OF THE TIME FUNCTION $C [t-\tau]$

As one test of the analysis presented in this paper, an attempt was made to obtain the time function $C [t-\tau]$, using data from twenty-two creep and creep recovery experiments which had been started at different ages and loaded to different stress levels. In these experiments, the age at loading varied between 3 and 40 days, so that although after loading the stress remained constant, continuing hydration caused the excitation function F , to diminish considerably during most tests. Temperature and ambient relative humidity were maintained at $75 \pm 1.5^\circ\text{F}$ and 94 ± 2 percent respectively throughout. Other experimental details are as previously given³.

Referring to equations 10 and 14, it can be seen that if the variations of the quantities ϵ_c , S , and F , with time are known, then it is possible to derive the time function $C [t-\tau]$, by a simple iterative procedure. Normally of course, we will wish to find the response ϵ_c , using known time, history and excitation functions; then the integral is evaluated by the usual numerical methods.

The dependence of the excitation function on the stress:strength ratio was, in this case, determined from the short term creep data which was unaffected by changing hydration; see Fig. 4. In turn the variation of F with age τ , was determined.

The time-dependence of the history function S , was obtained from a comparison of creep and creep recovery data. The relationship for S_r is identical to equation 3, while S_c was taken as unity.

The calculated variation of the time function with duration is shown in Fig. 5. The results are surprisingly uniform when it is considered that twenty-two widely differing tests are involved. This means that a reliable estimate of creep under time-varying conditions of stress and hydration can be found using a single time function or unit creep curve.

At this point, attention is drawn to the rather different conclusions reached by Huggins and Timusk⁶. They deduced from tests performed that there would be significant differences in the creep of sealed specimens loaded at various ages to the same constant stress:strength ratio, i.e. to the same apparent value of the excitation function (c.f. equation 8). The clue to this

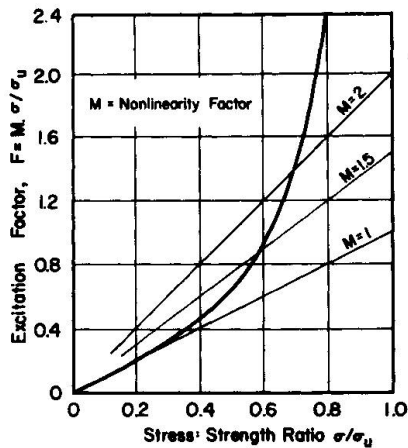


FIG. 4. RELATIONSHIP OF STRESS:STRENGTH RATIO AND EXCITATION FUNCTION

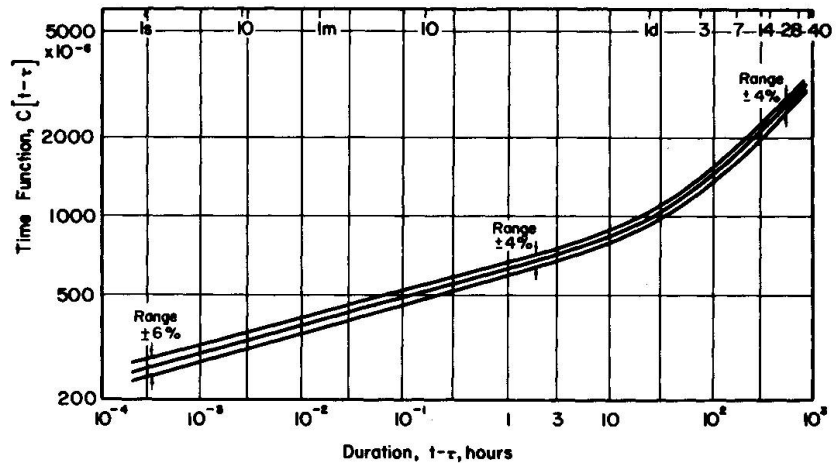


FIG. 5. TIME FUNCTION, OR UNIT CREEP CURVE CALCULATED FROM TWENTY-TWO CREEP TESTS

puzzle however, seems to lie in the fact that the specimens were sealed at an early age. This would cause progressive self-dessication and consequent lowering of the internal relative vapour pressure. In such a case, the stress: strength ratio cannot be used as the basis of comparison since the value of the excitation function depends on both σ/σ_u and p/p_s . The progressively diminishing internal relative humidity provides a logical reason for the observed differences in creep response.

CONCLUSION

The modified viscoelastic theory summarises creep behaviour under time-varying conditions in terms of three functions. The *excitation* function is a variable which, for specimens having a similar stress and environment history, is the sole creep-determining factor. Because of the simultaneous dependence of the excitation function on stress and internal humidity, the phenomenon of 'drying creep' may also be accounted for. As yet the dependence of the function on the component variables is only partially known. However, further investigation using the huge mass of existing creep data will rectify this situation. For the simple case where the creep:stress relationship is linear and the environmental conditions are unchanging, the function reduces approximately to the stress:strength ratio. The *time* function is a property of a particular concrete and is not a function of any time-variable parameters; the magnitude, and variation with duration of loading, depend only on the mix proportions and the properties of the cement and aggregates. The *history* function accounts for the differing behaviour of virgin and previously loaded specimens. It also accounts for the differing creep responses to increasing and decreasing excitations. Even a crude approximation for the history function results in much improved predictions.

The analogues of the excitation and time functions in the existing viscoelastic theory are stress and specific creep respectively. The existing formulation in terms of an age-varying creep function is an over-simplification of the actual phenomena involved. Age alone cannot be used to characterise creep, since the fundamental influencing factors, especially degree of hydration and internal humidity, may each vary independently during a test and their total effect is not therefore uniquely determined by age. Because of the form of the excitation function, the theory presented is essentially time-invariable, i.e. the time function depends only on the duration of loading; preliminary tests indicate that this dependence is probably unique for a given concrete. As a

result of these properties, it will be possible in some instances to apply transformation techniques and make use of linear elastic solutions to solve the corresponding creep problems. A further advantage of the time-invariability property is that the analogue of the relaxation modulus can be defined in terms of duration alone. This is not possible for time-variable materials, even when the specific creep can be expressed as a product of age and duration functions⁷. This property is of especial importance in cases where a problem cannot be presented solely in terms of the creep formulation or the reciprocal relaxation formulation.

REFERENCES

1. Lorman, W., "The theory of concrete creep", Proc. ASTM, V40, 1940, p. 1082.
2. McHenry, D., "A new aspect of creep of concrete and its application to design", Proc. ASTM, V43, 1943, p. 1069.
3. Gamble, B.R., and Thomass, L.H., "The creep of maturing concrete subjected to time-varying stress", Proceedings, Second Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, Adelaide, August 1969, p. 24.1.
4. Dantu, P., "Etude des contraintes dans les milieux heterogenes. Application au beton", Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, VII, No.121, January 1958, p. 55.
5. Leaderman, H., "Mechanical behaviour of textile fibres and plastics", Textile Research, VII, 1941, p. 171.
6. Huggins, M.W., and Timusk, J., Discussion, Proc. ACI, V62, June 1966, p. 1789.
7. De Arriaga, F., "Homothetic aging viscoelastic materials", Proceedings, International Conference on Structure, Solid Mechanics and Engineering Design in Civil Engineering Materials, Southampton, April 1969, p. 46.1.

SUMMARY

The existing superposition principle for concrete is modified so as to account for the nonlinear creep:stress relationship, for the dependence of creep on previous stress and environment history, and for the differing creep responses to increasing and decreasing stress. Introduction of an excitation function dependent upon stress, temperature, internal humidity, degree of hydration and strength makes it possible to account for the dependence of creep on changes in these variables during the test period. One series of experiments has provided partial verification of the analysis.

RESUME

Le principe existant de superposition pour le béton est modifié afin d'expliquer le fluage non linéaire: un rapport de force, entre d'une part la dépendance du fluage sur des efforts prévisibles et les caractéristiques du milieu et d'autre part les fluages différents, explique l'augmentation et la diminution des forces. L'introduction d'une fonction servant d'excitation dépendant de la tension, de la température, de l'humidité interne, du degré d'hydratation et de la rigidité donne une explication sur la dépendance du fluage avec le changement de ces variables. Une série d'expérience a vérifié partiellement l'analyse.

ZUSAMMENFASSUNG

Das bestehende Ueberlagerungsprinzip für Beton ist abgeändert worden, um nichtlineares Kriechen zu erklären: Spannungsbeziehung für die Abhängigkeit des Kriechens von den vorgängigen Spannungen und der Umgebung sowie für verschiedene Kriechvorgänge infolge wachsender und abfallender Spannungen. Die Einführung einer Vergrößerungsfunktion, die von der Spannung, der Temperatur, der inneren Feuchtigkeit, des Wassergehaltes und der Festigkeit abhängt, erlaubt, die Abhängigkeit des Kriechens infolge der Änderung dieser Variablen während der Prüfzeit zu erklären. Eine Versuchsserie hat die Berechnungsmethode teilweise bestätigt.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Langzeitmessungen an temperaturbeanspruchten Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen und ihre rechnerische Auswertung

Long-term Measurement and Theoretical Analysis of Thermal Effects in
Prestressed and Reinforced Concrete Structures

Mesure et analyse numérique d'essais d'endurance sur des constructions en béton
précontraint soumises à des influences thermiques

GÜNTHER RICKENSTORF
DDR

Zur Erforschung des Einflusses der zeitabhängig plastischen Formänderungen des Betons auf die Schnittgrößen, die Formänderungen und die Spannungsverteilung temperaturbeanspruchter Beton- und Stahlbetonbauteile werden von der Technischen Universität Dresden seit etwa 8 Jahren Langzeitmessungen durchgeführt. Ausgangspunkt war ein umfangreiches Versuchsprogramm für Messungen an 81 temperaturbeanspruchten Stahlbetonplatten und 4 Spannbetonplatten. Sie waren 200 bzw. 400 mm dick, 500 mm breit und 2400 mm lang. Der Bewehrungsprozentsatz der Zugbewehrung wurde zwischen 3,2 % und 15,5 % variiert. Es kam Portlandzementbeton der Güte B 300 mit normalen Kieszuschlägen und einem Wasserzementfaktor von 0,43 zur Verwendung. Die Platten waren zweiseitig verdrehungsbehindert jedoch längsbeweglich gelagert. Sie wurden auf ihrer Unterseite langfristig einer konstanten Gastemperatur im Bereich bis 300 °C ausgesetzt. Die Aufheizgeschwindigkeit betrug 20 grd/h. In einigen Fällen wurde mit 5 grd/h und 100 grd/h aufgeheizt. Schließlich wurde auch der mehrfach unterbrochene Heizbetrieb im Versuch nachgebildet.

Das Meßprogramm sah Langzeitmessungen folgender Formänderungs- und physikalischer Größen vor:

- Dehnungen und Dehnungsänderungen der Zug- und Druckbewehrung,
- Längenänderung und Durchbiegung des Meßbereiches,
- Änderung der Einspannmomente an den Auflagern,
- Änderung der Vorspannkräfte,
- zeitliche Veränderungen der Rißweiten und der Rißabstände,
- Temperaturverteilung und Feuchtigkeitsverteilung im Versuchskörper,
- Temperatur, Feuchtigkeit und Geschwindigkeit der Heizgase,
- Temperatur und Luftfeuchtigkeit in der Versuchshalle,
- Baustoffkenngrößen des Betons (Kaltdruckfestigkeit, Biegezugfestigkeit, Elastizitätsmodul, Spannungs-Dehnungs-Linie, Wärmedehnzahl, Wärmeleitfähigkeit) und
- Baustoffkenngrößen des Stahles (Fließgrenze, Bruchfestigkeit, Elastizitätsmodul, Wärmedehnzahl).

Parallel zu den vorstehend beschriebenen Großversuchen wurden im Labor Kriech- und Relaxationsversuche an temperaturbeanspruchten Betonprismen durchgeführt. Schließlich fanden die umfangreichen Untersuchungen eine wertvolle Abrundung durch Langzeitmessungen an temperaturbeanspruchten Bauwerken im Betriebszustand. Hier seien vor allem die Messungen an den drei futterlosen Stahlbeton-Experimental-Schornsteinen in der DDR erwähnt (Bild 1).

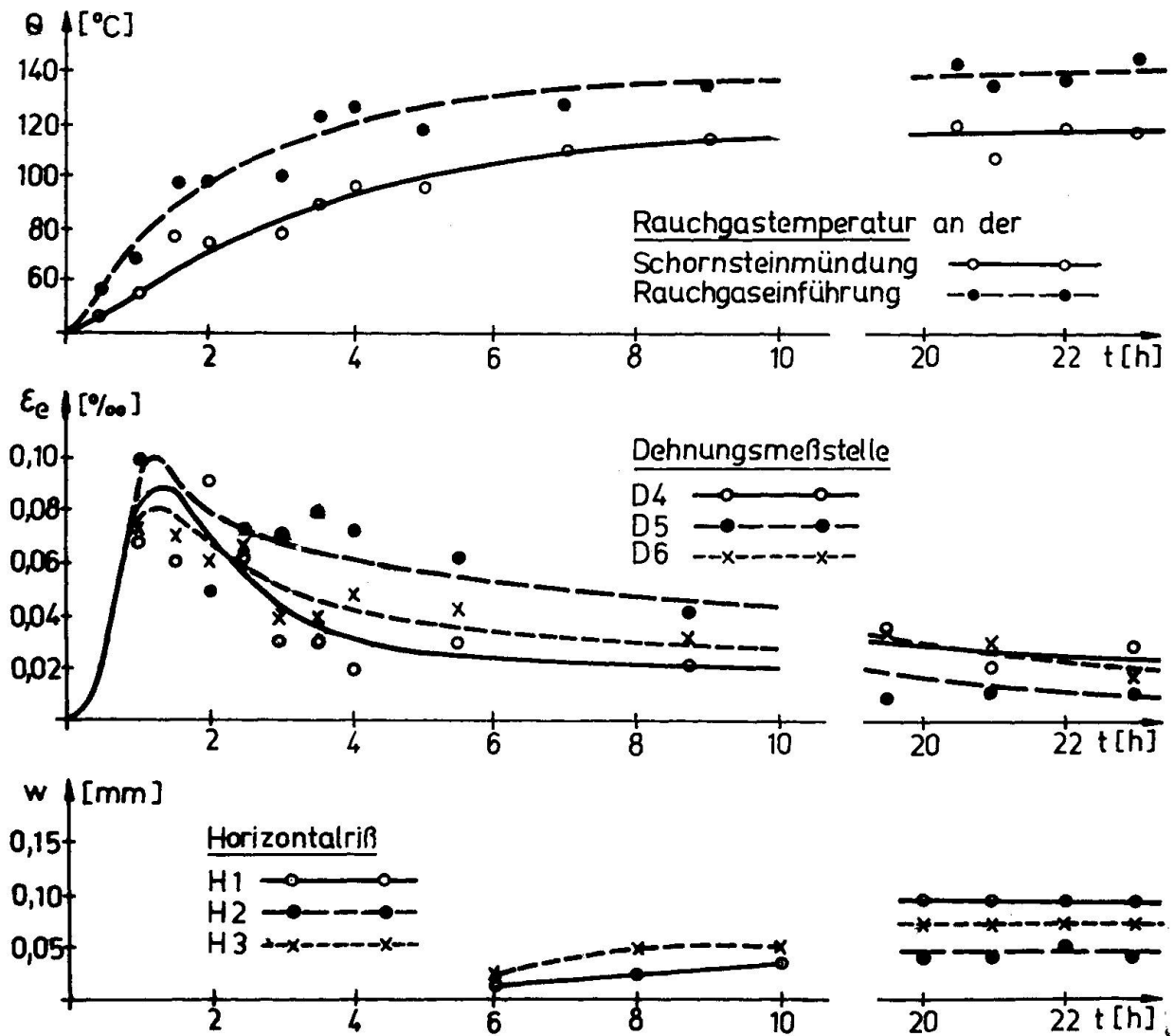


Bild 1: Beanspruchung eines Stahlbetonschornsteinmantels mit $d = 150$ mm und $\mu_z = 0,5$ % bei erstmaliger Aufheizung

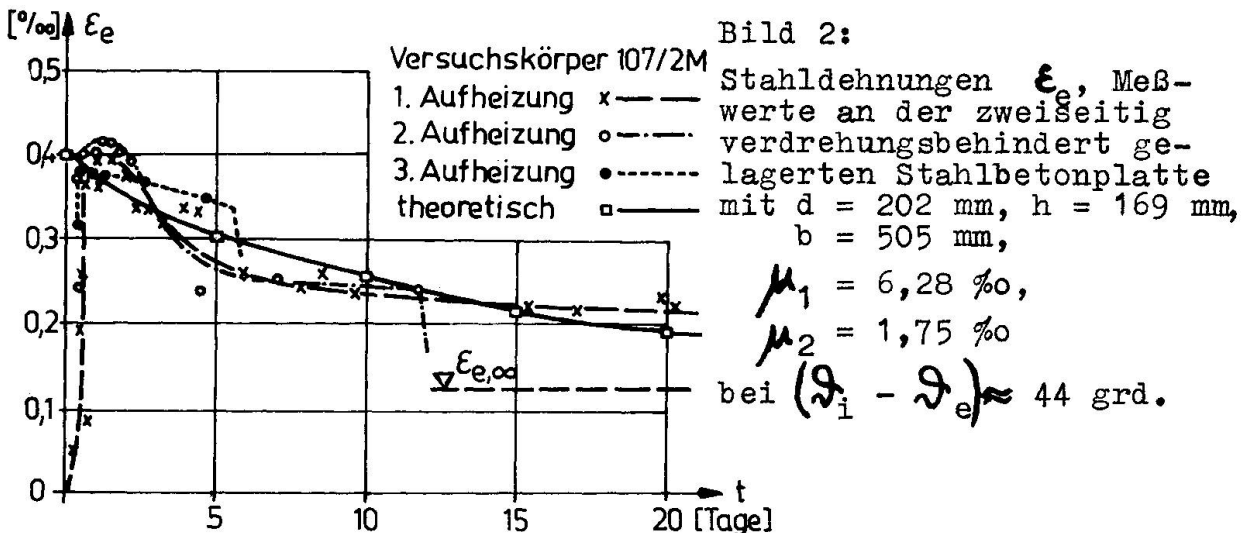
- Rauchgastemperatur Θ ,
- Stahldehnung ϵ_e in der Längsbewehrung und
- Rißweiten w der Horizontalrisse.

Über die Versuchsergebnisse und ihre theoretische Auswertung wurde in der Fachliteratur berichtet [1] [2] [3]. Nachfolgend eine kurze Zusammenfassung des gegenwärtigen Erkenntnisstandes verbunden mit Schlußfolgerungen für die praktische Nutzung der Ergebnisse:

- Jedes Beton- und Stahlbetontragwerk, das erstmalig einer wesentlichen Temperaturbeanspruchung ausgesetzt wird, weist plastische Formänderungen in Form des Schwindens oder Schrumpfens auf. Je nach Belastung und Lagerungsart werden zusätzlich

Kriechformänderungen wirksam. Im Vergleich mit den Formänderungen und Kräfteumlagerungen unter normalen atmosphärischen Bedingungen machen sich unter Temperatureinfluß die Schwind- und Kriecheinflüsse bedeutend schneller und in größerem Umfange bemerkbar.

- 2) Die zeitabhängigen plastischen Formänderungen des Betons haben einen bestimmenden Einfluß auf die Größe und den zeitlichen Verlauf der Schnittgrößen (Biegemomente, Normalkräfte) und Baustoffbeanspruchungen (Normalspannungen im Beton und im Bewehrungsstahl). Bei gleichbleibender statischer und thermischer Belastung nimmt die Stauchung der Betondruckzone ständig zu. Hierdurch werden die Zwängungsverformungen und damit sowohl die elastischen Betonstauchungen ϵ_p , elastischen Stahldehnungen ϵ_e (Bild 2) wie auch die Schnittgrößen abgebaut (Bild 3). Von besonderem Interesse ist hierbei, daß auch noch bei sehr alten Betonen und bei Betonen, die bereits wiederholt einer Temperaturbeanspruchung ausgesetzt worden waren, die plastische Verformungswilligkeit erhalten bleibt.



- 3) Die Größe der zeitabhängigen Schnittkraft- und Spannungsumlagerungen wird in Stahlbetonkonstruktionen erstrangig von der Höhe der Temperaturbeanspruchung, von den Querschnittsabmessungen und vom Bewehrungsgrad beeinflusst. Bei den untersuchten Portlandzementbetonen mit mineralischen Zuschlägen übten im Temperaturbereich bis etwa 300°C die betontechnologischen Einflußfaktoren (Zementmenge, Art der Zuschlagstoffe,...) und die Länge der Schonzeit nur einen untergeordneten Einfluß aus.
- 4) Im Verlauf von etwa 18 Versuchstagen wurden bei gleichbleibender thermischer Beanspruchung ein Abbau der Stahlspannungen um etwa 30 bis 50 % bezogen auf die gemessenen Maximalwerte festgestellt. Im gleichen Zeitraum verminderten sich die Schnittgrößen sogar um etwa 50 bis 80 % bezogen auf die gemessenen Maximalwerte. Dieser Tatbestand kann durch die zunehmende Plastifizierung der Betondruckzone und der hiermit verbundenen Abnahme des Hebelarmes der inneren Kräfte erläutert werden. Bei Versuchsende - nach etwa 20 Tagen - waren die Relaxationserscheinungen noch nicht zum Stillstand gekommen. Die zeitlichen Änderungen der Meßgrößen waren jedoch - vor allem bei hohen Temperaturbeanspruchungen - nur noch gering.

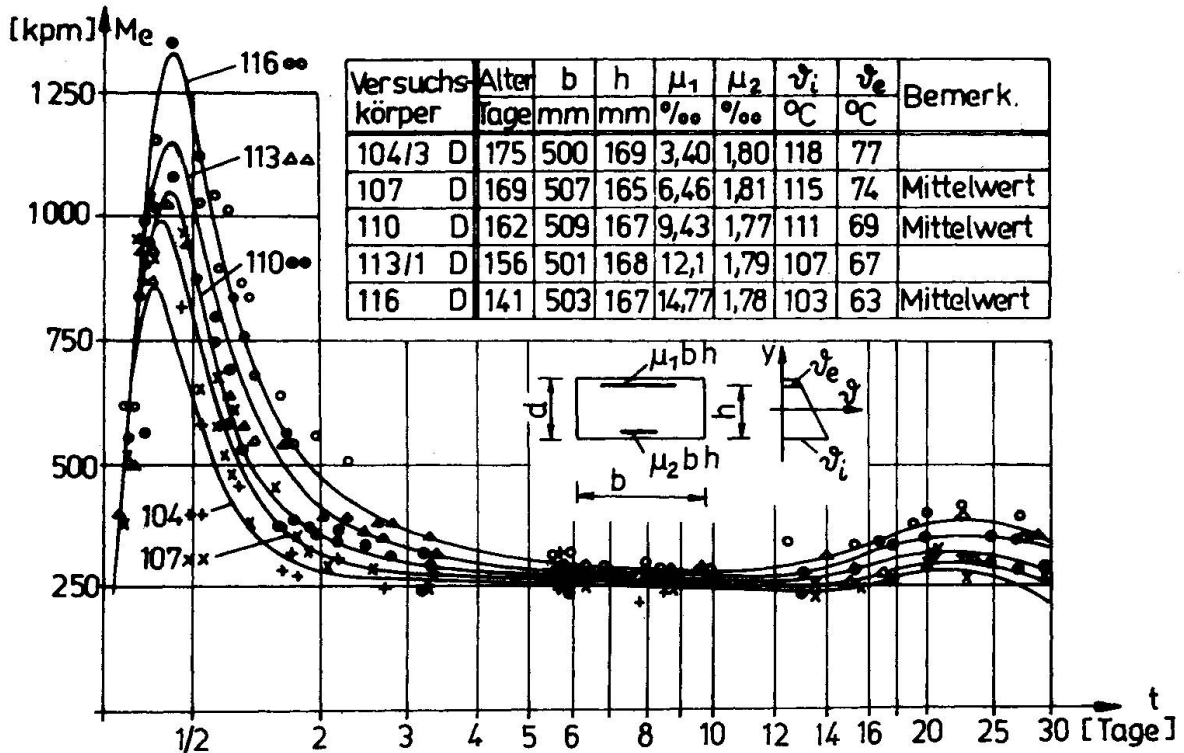


Bild 3: Einspannmomente M_e einer zweiseitig verdrehungsbehindert gelagerten Stahlbetonplatte bei erstmaliger Aufheizung in Abhängigkeit von der Zeit t und dem Bewehrungsgrad (Zugbewehrung), Aufheizgeschwindigkeit 20 grd/h.

- 5) Die Extremwerte der Zwängungsbeanspruchungen (Schnittgrößen und Spannungen) treten bei der erstmaligen Aufheizung und etwa zu dem Zeitpunkt auf, zu dem der Stahlbetonquerschnitt praktisch den stationären Zustand erreicht hat (für eine 200 mm dicke Betonplatte bei einachsiger Wärmeströmung etwa nach 15 bis 30 Stunden). Bei allen weiteren Aufheizvorgängen werden unter gleicher thermischer Beanspruchung kleinere Extremwerte der Schnittgrößen und Normalspannungen gemessen. Sie nähern sich asymptotisch einem Endwert. Die negativen Momentenordinaten des erkalteten Zustandes nehmen eine Größe von 10 bis 50 % der Biegemomente an, die bei langfristig stationären Temperatureinfluß auftreten. Für Spannbetontragwerke muß sogar mit einem Anwachsen der negativen Momente bis zur gleichen Größe der positiven Momente des warmen Zustandes gerechnet werden. Im Bild 4 wird dieser für die Bemessung der Stahlbetonkonstruktionen bedeutsame Zusammenhang anhand von Meßergebnissen veranschaulicht.
- 6) Das Rißbild einer thermisch beanspruchten Stahlbetonkonstruktion wird nach Rißzahl und Rißabstand im wesentlichen von der Maximalbeanspruchung des ersten Aufheizvorganges bestimmt. Im wiedererfalteten Zustand schließen sich die Biegerisse der Zugzone immer dann nahezu vollständig, wenn kein unterbewehrter Querschnitt vorliegt. Die größten Rißweiten treten gleichzeitig mit den Extremwerten der Stahldehnungen auf. Sie nehmen an Stahlbetontragwerken bei unterbrochener thermischer Beanspruchung mit jeder Aufheizung zu und nähern sich asymptotisch einem Endwert.

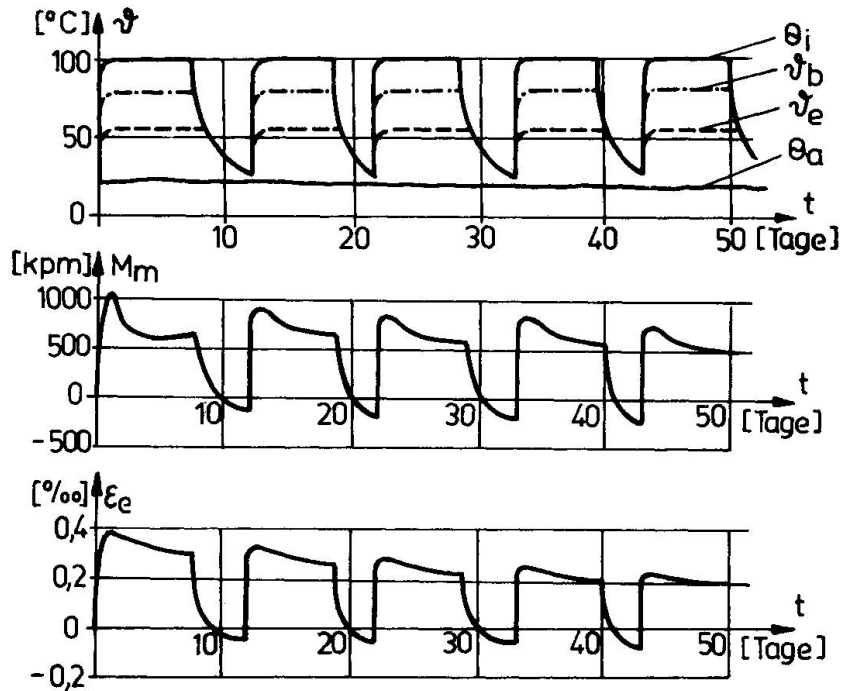


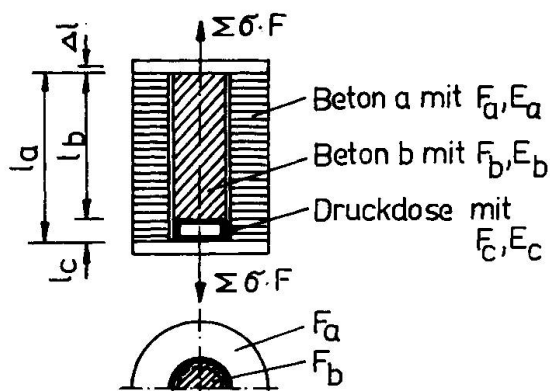
Bild 4:

Einspannmomente M_m und Stahldehnungen ϵ_e einer zwei-seitig verdrehungs-behindert gelagerten Stahlbetonplatte bei unterbrochener Temperaturbeanspruchung,

$$\mu_1 = \mu_2 = 7 \text{ ‰}, \\ d = 200 \text{ mm}.$$

- 7) Bei unterbrochenem Betrieb tritt während der Abkühlungsphase stets die oben beschriebene Umkehrung des Vorzeichens der Schnittgrößen auf. Dies führt am wiedererkalteten Bauwerk zur Rißbildung an der ursprünglich warmen Oberfläche. Um auch diese Rißbildung bei einseitig temperaturbeanspruchten Stahlbetonbauwerken im erforderlichen Umfang nach Maßgabe der Korrosionsgefährdung und der Standfestigkeit steuern zu können, sind derartige biegebeanspruchte Bauwerke mit einer zusätzlichen Stahlbewehrung an der im Betriebszustand warmen Querschnittsseite zu versehen. Diese Forderung hat in vielen Fällen bei Stahlbeton-Schornsteinen, -Rauchgaskanälen, -Behältern, -Bunkern u.ä. Tragwerken Bedeutung.
- 8) Die zeitabhängigen plastischen Formänderungen des Betons beeinflussen bereits die Extremwerte der Schnittgrößen und Normalspannungen bei erstmaliger Aufheizung. Sie dürfen somit bei der Bemessung thermisch beanspruchter Stahlbetonkonstruktionen berücksichtigt werden. Mit ihrer Berücksichtigung können die zulässigen Temperaturbereiche der Stahlbetontragwerke bis auf ein Mehrfaches gegenüber den bisher zulässigen Beanspruchungen erhöht und damit erhebliche Baustoffeinsparungen erzielt werden. Die widerspruchsfreie Erfassung hoher Temperaturbeanspruchungen in Stahlbetontragwerken wurde erst über die Berücksichtigung der plastischen Betondeformationen ermöglicht.
- 9) Werden Bauteile und Bauwerke zur Aufnahme der Zwängungsbeanspruchung aus behinderter Temperaturformänderung bewehrt, dann ist stets ein statischer Nachweis für die Bewehrungsstähe erforderlich. Der Beanspruchungszustand der Bewehrung kann nur dann zutreffend erfaßt werden, wenn der Nachweis unter Berücksichtigung der Rißbildung - also im Spannungszustand II - und unter Berücksichtigung der zeitabhängig plastischen Formänderungen geführt wird.
- 10) Die strenge rechnerische Erfassung der Zwängungsbeanspruchungen im Spannungszustand II unter Berücksichtigung der zeitabhängig

plastischen Formänderungen des Betons ist äußerst aufwendig und nur in wenigen Sonderfällen möglich [4]. Für die Anwendung in der Projektierungspraxis müssen geeignete Näherungsverfahren zur Verfügung gestellt werden. Die Abminderung des Elastizitätsmoduls des Betons nach Maßgabe der plastischen Betonverformungen bei gleichzeitiger Annahme eines größeren Völligkeitsgrades der Spannungsverteilung in der Betondruckzone ermöglicht z. B. sehr einfache Bemessungsansätze [5]. Für Stahlbetonschornsteine ist eine derartige Näherungsbetrachtung nach TGL 10705, Blatt 3, bauaufsichtlich bereits zugelassen.



Im Lastfall $\Delta l = \text{const.}$ wird zum Zeitpunkt t_1 mit der Kriechzahl φ_1

$$U_1 = \frac{\sigma_{a,1}}{\sigma_{c,1}} = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{l_b E_a F_c}{l_a E_b F_b} \cdot e^{\varphi_1(\alpha-1)}$$

mit $\alpha = \frac{l_b E_c F_c}{l_b E_c F_c + l_c E_b F_b}$

Bild 5: Meßanordnung mit Druckmeßdose, Prinzipskizze.

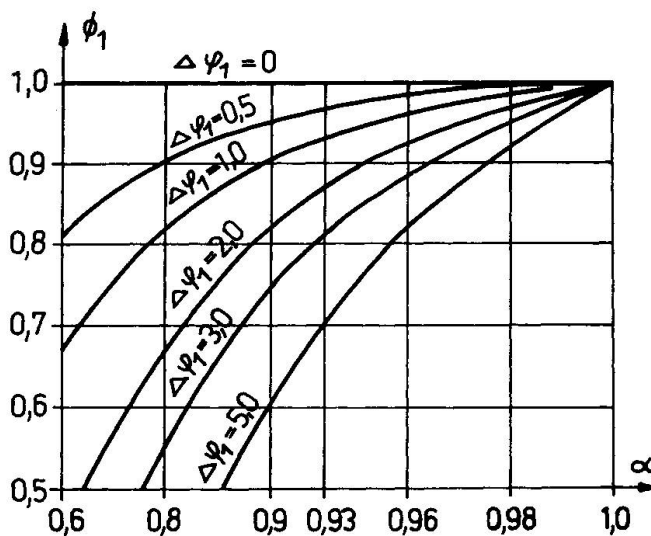


Bild 6: Fehlerfunktion $\phi_1 = e$ infolge um $\Delta\varphi_1$ falsch angenommener Kriechzahl φ_1 .

Bei gleichbleibender Formänderungsbehinderung und stationärer Temperaturbeanspruchung ist zu jedem Zeitpunkt t die Summe aus elastischen Kriech- und Schwinddehnungen gleich groß. Die unmittelbare Messung der Dehnungen und Stauchungen aus viskoelastischen Baustoff (Beton) mit den herkömmlichen Meßgebern (Dehnmeßstreifen, Setzdehnungsmesser, Tensometer, schwingende Saite,...) würde auf eine gleichbleibende Betonbeanspruchung schließen lassen, obwohl die viskosen Betondeformationen wesentliche, zeitabhängige Spannungsumlagerungen (Relaxation) zur Folge haben. Kann jedoch der Meßgeber dem Abbau der elastischen Dehnungsanteile durch eine elastische Entspannungsdehnung folgen, so wird eine Anzeige der Spannungsumlagerungen aus Relaxation möglich. Im Bild 5 ist das Beispiel einer Meßanordnung mit Druckmeßdose angegeben. Durch entsprechende Wahl der Querschnittswerte l , F und E

$$l_b \cdot E_c \cdot F_c \gg l_c \cdot E_b \cdot F_b$$

können Meßfehler weitgehend ausgeschaltet werden. In diesem Fall gehen die Steifigkeit α und die Fehlerfunktion ϕ_1 infolge falsch angenommener Kriechzahl $\varphi_1' = \varphi_1 - \Delta\varphi_1$ gegen eins (Bild 6). Der Umrechnungsfaktor U_1 ist dann nur noch von den bekannten Querschnittswerten abhängig [2] [4].

Im Bild 7 sind die Ergebnisse von Relaxationsmessungen mit einer vorstehend beschriebenen Meßanordnung im Laborversuch aufgetragen.

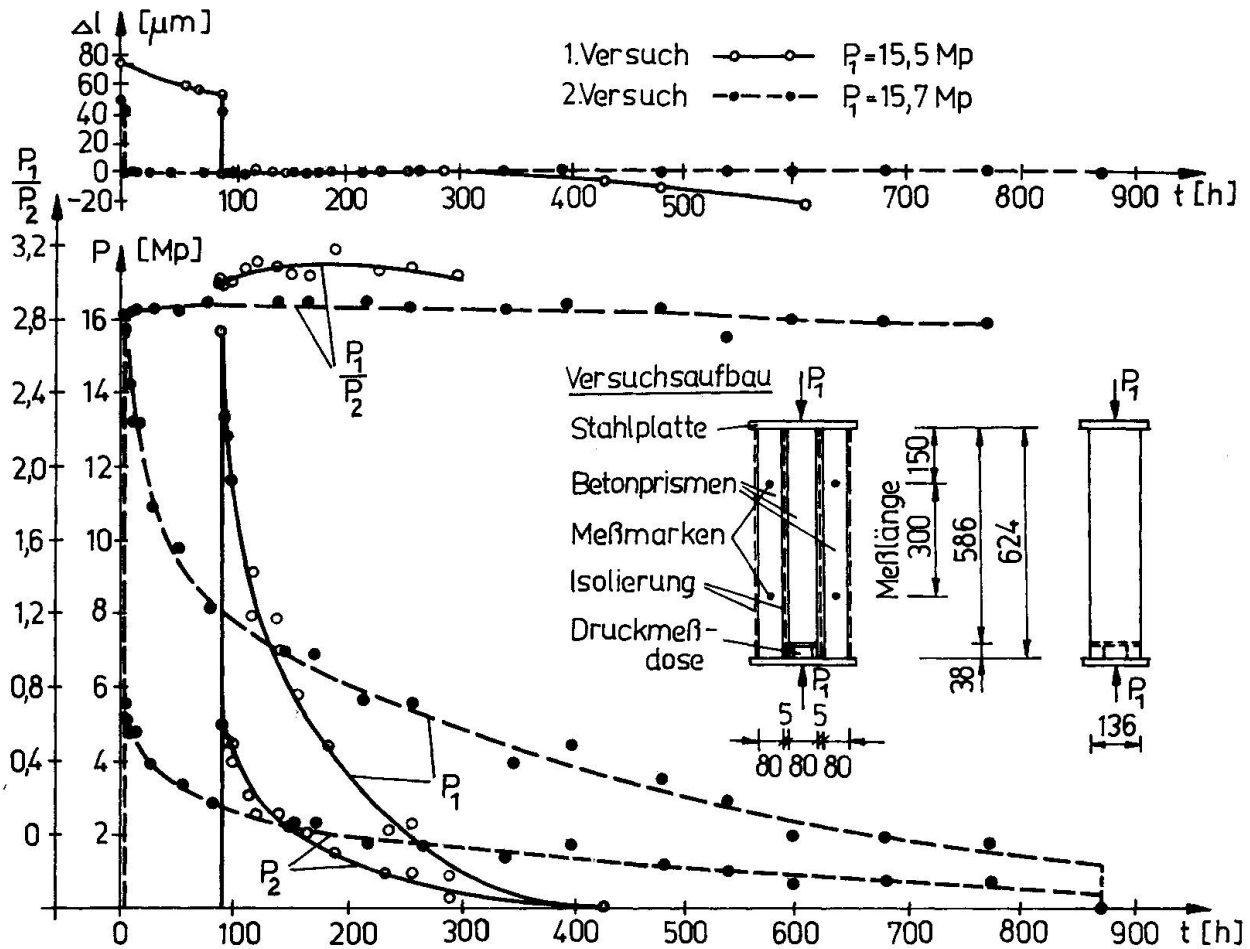


Bild 7: Relaxationsmessungen mit Druckmeßdose; Laborversuch bei 30°C ; F_1 und P_1 Querschnittsfläche bzw. Kraft in allen drei Betonprismen; F_2 und P_2 entsprechend im mittleren Betonprisma allein.

Literatur

- [1] Rickenstorf, G.: Temperature stresses in reinforced concrete members; Research apparatus for long-term measurement. RILEM-Bulletin, Paris, Nr. 26, März 1965, Seiten 84 bis 91.
- [2] Rickenstorf, G.: Langzeitmessungen an thermisch beanspruchten Stahlbetonkonstruktionen. Proceedings Conference on Experimental Methods of Investigating Stress and Strain in Structures, Prag 1965, Seiten 773 bis 782.
- [3] Rickenstorf, G.; Conrad, G. und Kolb, G.: Measurements on reinforced concrete experimental chimney without lining. Bericht des IASS-Symposiums Bratislava 1966, Paper Nr. 52, Seiten 1 bis 17.
- [4] Rickenstorf, G.: Rheologische Probleme temperaturbeanspruchter Stahlbetonbauteile (Zustand II). VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1967.
- [5] Mlosch, P.: Betontaschenbuch, Band II, Berechnung und Bemessung, Abschnitt 6.1 "Wärmespannungen". VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1964, 2. Auflage.

Zusammenfassung

Es wird über die Ergebnisse von Formänderungs-, Schnittkraft- und Spannungsmessungen an Stahlbetonschornsteinen und Stahlbeton- bzw. Spannbetonplatten unter einseitiger-einachsiger Temperaturbeanspruchung berichtet. Es ergibt sich eine ausgeprägte zeitliche Abhängigkeit von den viskosen Formänderungen des Betons (Kriechen und Schwinden). Eine für die Erfassung von Relaxationsvorgängen in massiven Beton- und Stahlbetonbauwerken geeignete Meßvorrichtung wird beschrieben. Für die rechnerische Erfassung der zeitabhängigen Zwängungsbeanspruchungen in temperaturbeanspruchten Betonkonstruktionen werden Hinweise gegeben.

Summary

Results are presented of measurements of deformations, internal forces and stresses in reinforced concrete chimneys and in reinforced concrete and prestressed concrete plates subjected to single faced, one dimensional temperature stresses. A distinct time variation results from the viscous deformation of concrete (creep and shrinkage). A device for measuring the relaxation process in massive concrete and reinforced concrete structures is described. Suggestions are given for the mathematical determination of time-dependent stresses in thermally stressed concrete structures.

Résumé

L'article rapporte les mesures de déformation, de réaction de coupe et de tension apparaissant dans des pièces telles que cheminées en béton armé, dalles de béton armé ou de béton précontraint, soumises à des sollicitations unilatérales et uniaxiales de température. Il en résulte que les déformations visqueuses du béton (fluage et retrait) sont fortement dépendantes du temps. On décrit un dispositif de détection et de mesurage des processus de relaxation dans des constructions massives de béton et de béton armé. On donne aussi des indications pour l'évaluation numérique de sollicitations forcées dépendantes du temps dans des constructions en béton soumises à des influences thermiques.

The Movements of Actual Reinforced Concrete Buildings caused by the Atmospheric Temperature

Le mouvement des constructions en béton armé provoqué par la température atmosphérique

Die Bewegungen bestehender Stahlbetonbauten infolge atmosphärischer Temperatur

KAZUO OHNO

Professor

MAMORU OBATA

Associate Professor

Faculty of Engineering

Hokkaido University

Sapporo, Japan

The movements of the expansion joints in two kinds of reinforced concrete buildings were continuously measured for a period of more than one year. One building was a three-storied barrack with a wooden roof and the other was a one-storied ware-house with a flat roof. Both buildings are built in Shimamatsu Village of Hokkaido District in Japan, the latitude of which is about 43 degree in north.

Series-I The three-storied building

(1) Outline of the observation project

The building has a simple rectangular plan of 12.9 m (two spanned) in width and 85.5 m (4.5 m $\times$ 19 spans) in length as is shown in Fig.1, where the position of an expansion joint is indicated by an arrow. The detail of the expansion joint is also shown in Fig.1 ; the clearance of the columns was about 8 cm and each set of adjacent two columns was constructed on one common foundation ; it means that the building was separated in two blocks by the expansion joint, but they were connected each other under the ground. A wooden truss with a zinc roof was attached all over the top slab of reinforced concrete. This type of roof is not so common in Japan today, but the wooden roof would serve more or less as an aid for thermal insulation of the top of building.

The measuring apparatus were modified from the usual self-registering thermometers of 7-day cycle, by which the change of clearance of the expansion joint could be measured continuously instead of the thermal record. These apparatus were preliminarily calibrated by comparing with 1/100 mm dial gauge. The nine measuring points were set on the concrete floors near the columns, as are shown in Fig.1, to detect the movements of three frames in longitudinal direction of the building: two outside frames and one center frame.

The concrete skeleton of building was constructed in the season of August to October 1952 and the building was finished in April of the next year.

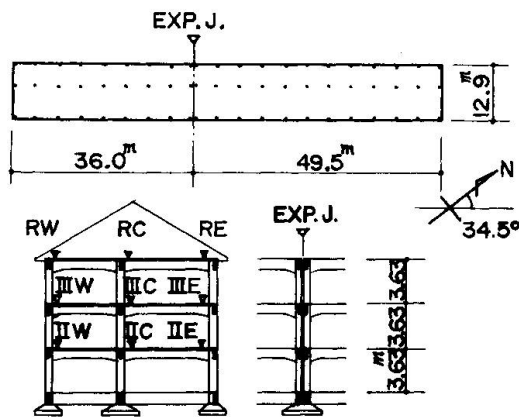


Fig. 1

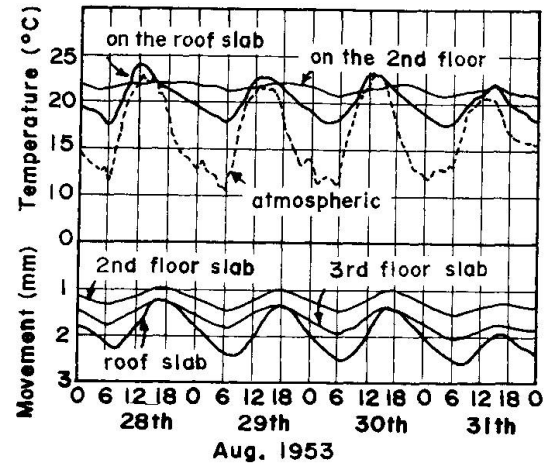


Fig. 2

The observations on the movements of the expansion joint were started in August 1953 after a preliminary test for one month and were continued for about three years. The atmospheric temperature and the room temperature near the measuring apparatus were also recorded at the same time.

(2) The results of observations

a) A daily movement of building

An example of daily movements of the expansion joint, concerning to the center frame which would be less affected by the direct sunshine, is shown in Fig. 2. It could roughly be assumed that the change of clearance indicates the expansion or contraction for a half length of building, because the blocks of building would move respectively by being fixed at the midpoint of each block.

The figure suggests that the length of reinforced concrete building varies all the time, following the change of atmospheric temperature, and that the maximum and minimum values appear about three hours later than those of daily temperature change. The magnitude of daily change of the length was the largest for the roof slab, showing less values in order of the third floor and the second floor (see Fig. 3). And the value for the roof slab nearly corresponds to one-third or a half of the free length change for half length of the building estimated by the daily fluctuation of

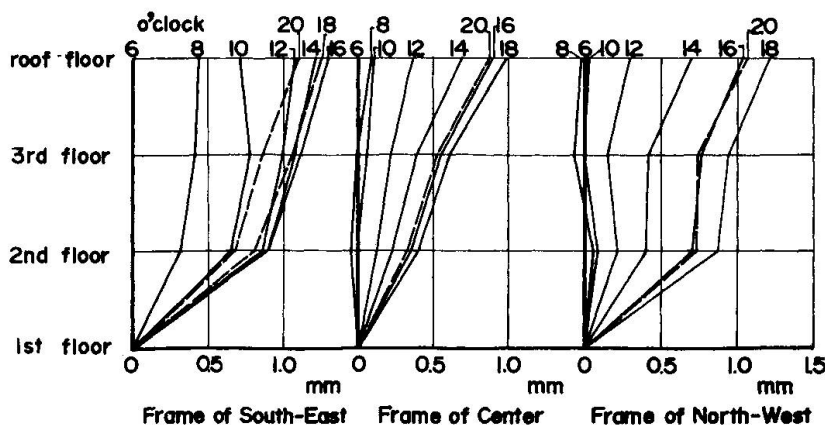


Fig. 3

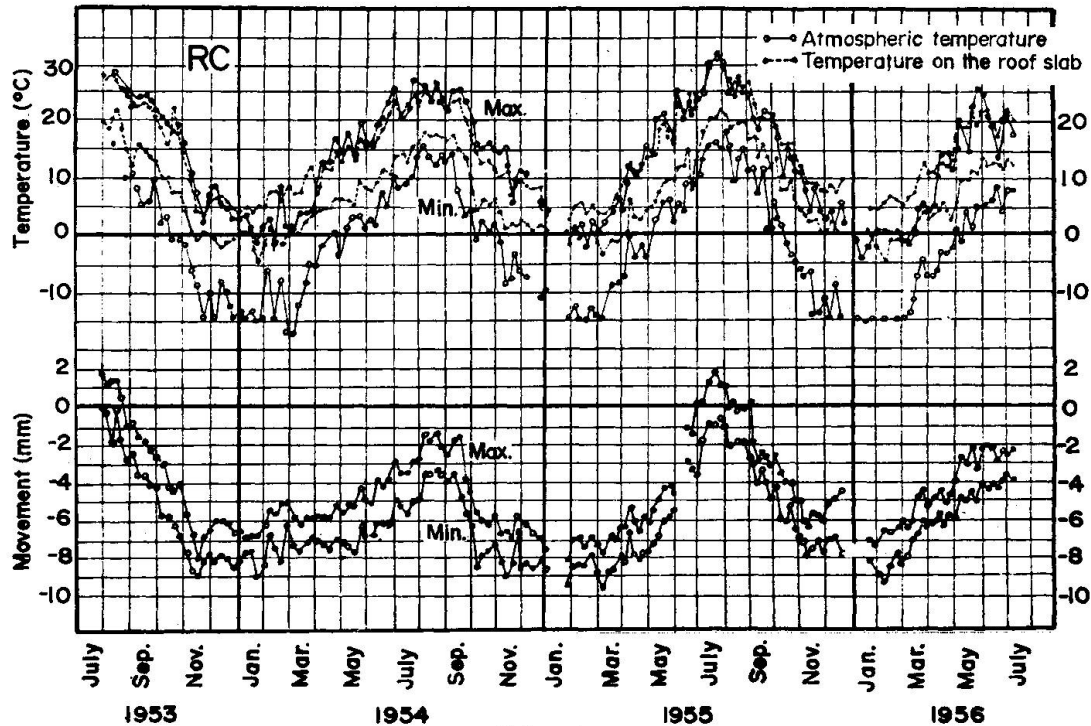


Fig.4

indoor temperature with the thermal expansion coefficient of concrete (0.000012).

An example for the movements of all measuring points in day-time are shown in Fig.3, which shows the effect of direct sunshine. In the morning, the frame of south-east side would expand comparatively quickly compared with the other frames. On the contrary, the frame of north-west side would further expand in the afternoon, while the south-east frame would already have started to contract. It means that the reinforced concrete building would have the three-dimensional deformations every day.

b) An annual movement of building

The daily maximum and minimum values of length change for the roof slab in the center frame throughout three years are plotted in Fig.4. Those of the atmospheric temperature and the indoor temperature on the roof slab are also plotted in the same figure. It must be noted that the data obtained in every winter season from the middle of November to the middle of April would be considerably affected by the room heating.

Table 1 Movement of the roof slab in the center frame

expansion			contraction				total change	atmos. temp.		
date	length	indoor max. min.	date	length	indoor min.	atmos. min.		max.	min.	total
	mm	°C °C		mm	°C	°C	mm	°C	°C	°C
29 July '53	+1.71	28.8 23.8	29 Jan. '54	-9.15	-4.8	-26	10.86	29 July 28.6	24 Jan. -26	54.6
18 Aug. '54	-1.29	26.2	(6 Mar. '55)	-9.69	-2.8	-13	7.86	12 Aug. 27.0	18 Jan. -23	53.0
20 July '55	+1.77	32.4 23.8	(2 Feb. '56)	-9.36	-3.8	-20	8.40	18 Aug. 27.0	18 Jan. -23	50.0
							11.46	20 July 31.0	24 Jan. -21	54.0
31 July '56	+0.66	26.6 (21.6)					11.13	20 July 31.0	24 Jan. -21	52.0
							10.02	31 July 28.0		48.0

Fig. 4 indicates that the length of building gradually changes by the change of the atmospheric temperature in every season. The movements and conditions of the roof slab in the center frame are summarized in Table 1.

An approximately linear relation can be found between the daily minimum length of the center frame and the daily minimum in-door temperature, as is shown in Figs.5(a) and 5(b).

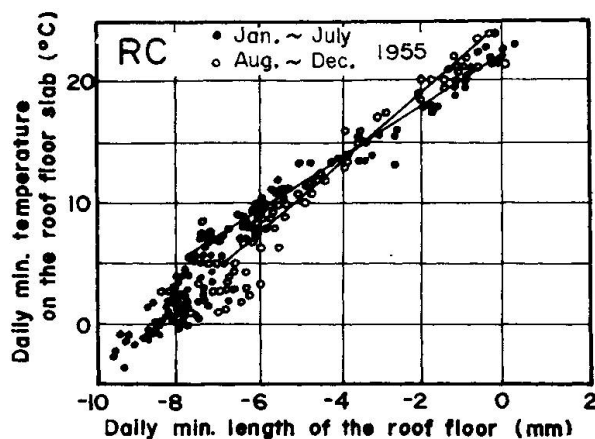


Fig.5 (a)

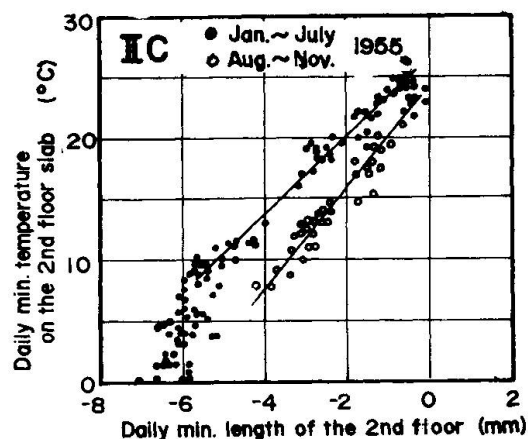


Fig.5 (b)

These figures show that there are some difference of proportionality between the data in the period from summer to winter and the data from winter to summer, and the measured data tend to distribute on a loop line. The inclination of these lines show the rate of the length change corresponding to the temperature gradient, and the rate becomes somewhat smaller when the ordinates of the graph are scaled by the daily minimum values of the atmospheric temperature.

These rates are shown in Table 2, where the estimated rate of free length change for half length of the building is 0.51 mm/°C. It can be supposed that the data would become somewhat larger when the temperature of concrete body was taken as the standard, because the data for the indoor temperature is generally somewhat larger than those for the atmospheric temperature. The figures in Table 2 show that the length change of the floor in the second story is largely constrained by the foundation which would not have any displacement. It is difficult to compare these data with the result of stress analysis of the frame, because the temperature distribution in real concrete body was not measured in

Table 2 The rate of length change for the center frame mm/°C

position	daily min. atmospheric temp.		daily min. indoor temp.		rate of free movement
	spring	autumn	spring	autumn	
roof slab	0.42	0.36	0.45	0.34	} 0.51
3rd floor	0.33	0.33	0.37	0.38	
2nd floor	0.31	0.19	0.31	0.25	
footing	0	0	0	0	

this observation and also because there is some question in the assumption that the frames would change their length by being fixed at the midspan of each frame. In the trial calculation, the rate of length change for the second floor should be about 90 % of its free rate of length change.

Series-II The one-storied ware-house with a flat roof

(1) Outline of the house

The ware-house has the width of 19.92 m (3 spanned) and the length of 220.77 m (35 spanned) and the house was completely separated in three blocks by two expansion joints, as is shown in Fig. 6. In this case, the joints were prepared at the middle of longitudinal beams and the footing tie-beams were also separated at the joints.

The same measuring apparatus as were used in Series-I were set on ten points: four roof beams and two footing tie-beams for one expansion joint, two outside roof beams and two footing tie-beams for the other joint.

The concrete skeleton was constructed in August to September 1953. The observations on the movements of the expansion joints were started in March 1955 and were continued for fifteen months.

Most part of the house has no room heating even in winter.

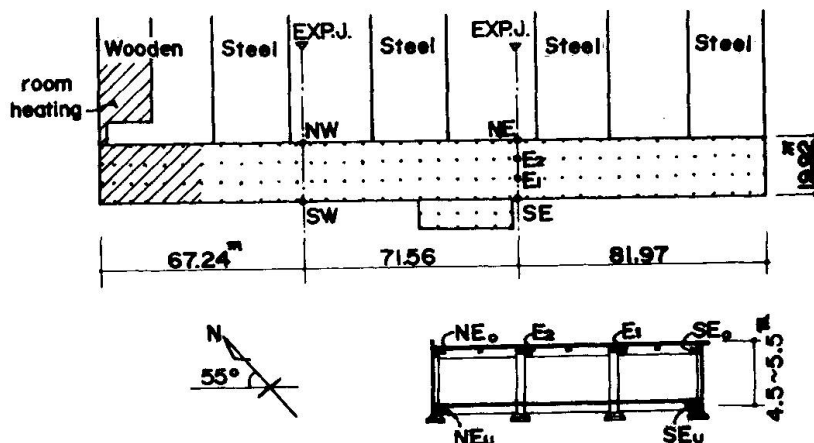


Fig.6

(2) The results of observation

Fig. 7 shows an abstract of data obtained by this observation. Similar tendencies of the daily and annual movements of the expansion joints as were described in Series I, were also observed in this house. The daily maximum expansion appeared about two hours later than the maximum atmospheric temperature and the magnitudes of daily change of length were about two-thirds of the values of free length change estimated by the daily atmospheric temperature difference. These phenomena mean that this house is more sensible for the temperature change than the above-mentioned three-storied building. The reason is supposed to be in the bare flat roof of comparatively wide area instead of a wooden roof in this case.

There are five ridges of the other ware-houses of steel construction connected to the north-east side of this house. So, the direct sunshine would be remarkably shielded by these attached houses. The effect of the sunshine is shown in Fig. 8, in which a

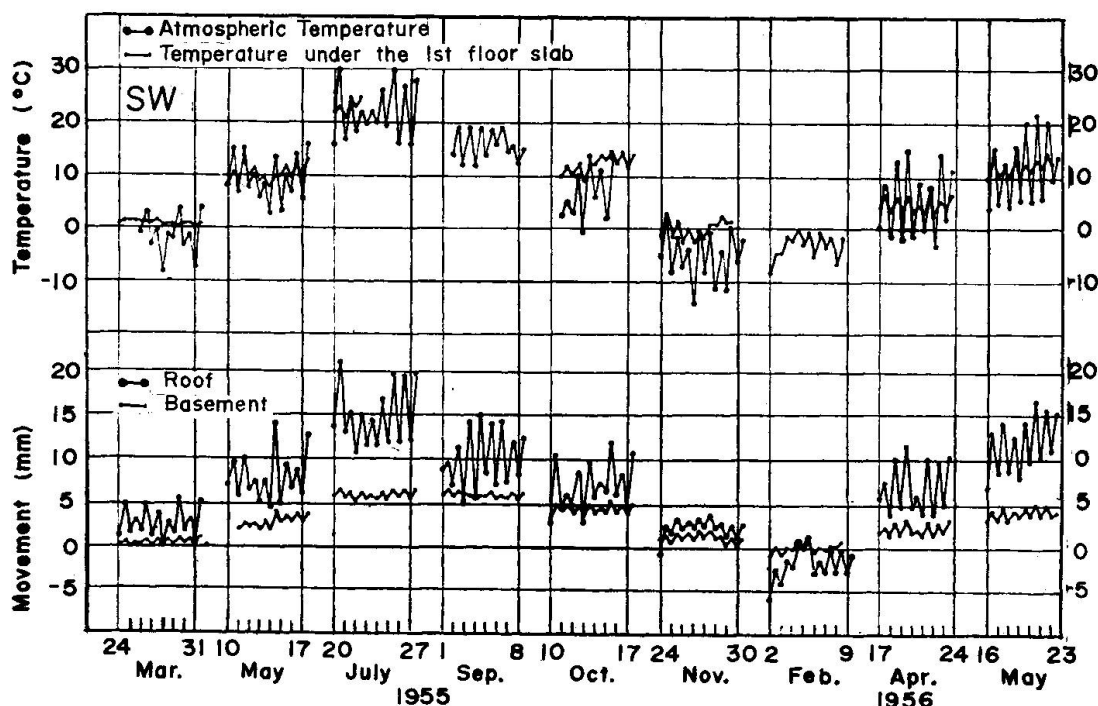


Fig.7

remarkable difference can be seen between the expansion in the south-west side frame and that of the north-east side frame. In this case, the north-east side frame showed the maximum expansion at 2 o'clock in the afternoon and then tended to contract, but the south-west side frame showed the maximum value about two hours later and the magnitude of expansion became more than twice of the former.

An approximately linear relation can be seen in Fig. 9, between the daily minimum atmospheric temperature and the daily minimum length of the house. In this case, it is difficult to separate the data by the season as was done in Series-I. The rates of length change are calculated in Table 3, in which the rate of free length change is estimated to be $0.92 \text{ mm}/^{\circ}\text{C}$ for the one expansion joint and $0.83 \text{ mm}/^{\circ}\text{C}$ for the other joint. The measured data correspond to about two-thirds of the estimated value at the respective joints. It is not sure whether the difference of the rate would be originated by the thermal stresses of the reinforced concrete frames or by the too large assumption of the length of building which is taken into account here.

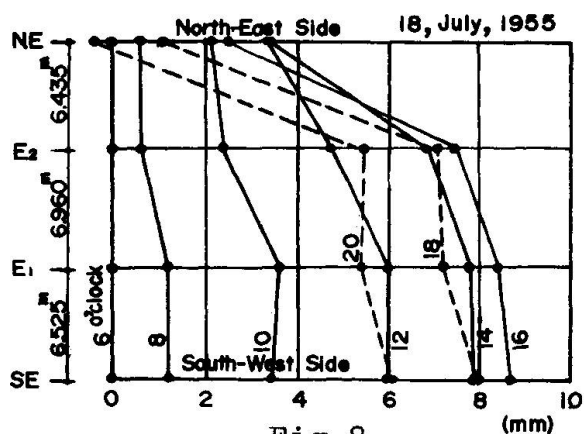


Fig.8

Table 3 The rate of length change in the roof $\text{mm}/^{\circ}\text{C}$

position	daily min. atmospheric temp.	daily min. indoor temp.†	rate of free movement
SE	0.52	0.52	} 0.92
NE	0.49	0.55	
SW	0.48	0.52	} 0.83
NW	0.49	0.52	

† measured near the joint

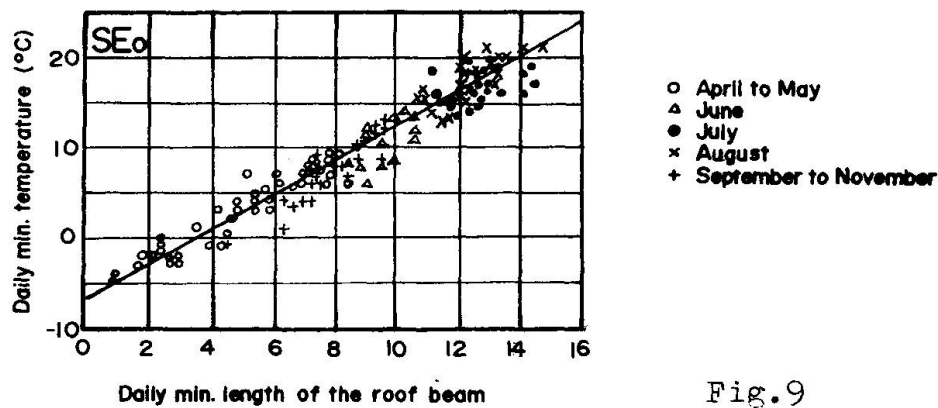


Fig.9

It is notable that the footing tie-beams also have small movements all the time following the movements of roof beams (Fig. 7). The wall in the frame would give a large effect to this movement of footing. Fig. 10 shows the relation of daily minimum length of the roof beam and that of the footing tie-beam.

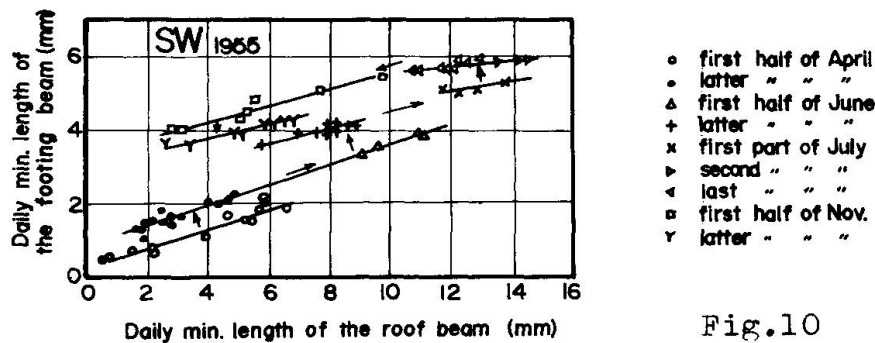


Fig.10

The figure clearly shows that there exists a linear relation between the two quantities for a period of one or two months and then suddenly another linear relationship appears. It would mean that some number of footings had a slip in the horizontal direction because of a too large change in length of the frame.

Summary

The movements of the expansion joints in two kinds of reinforced concrete buildings were continuously measured for a period of more than one year. The results of observations showed that the length of reinforced concrete buildings changed all the time following the change of atmospheric temperature, and that an approximately linear relation was found through a year between the daily minimum length and the daily minimum temperature. Some other analyses were developed on the observed data.

Résumé

Les mouvements des joints de dilatation dans deux sortes de construction en béton armé furent continuellement mesurés pendant la période de plus d'une année. Le résultat des observations montra que la longueur des constructions en béton armé variait constamment par suite du changement de la température atmosphérique et qu'une relation approximativement linéaire entre la longueur minimale journalière et la température minimale journalière pouvait être formulée tout au long d'une année. Quelques autres analyses furent développées au moment de l'observation.

Zusammenfassung

Die Bewegungen der Dilatationsfugen in zwei Stahlbetonbauten sind während mehr als eines Jahres gemessen worden. Die Beobachtungen zeigten, dass die Bautenlänge dauernd gemäss der atmosphärischen Temperaturschwankung änderten, und dass für ein Jahr eine annähernd lineare Beziehung zwischen der Tagesmindestlänge und der -temperatur gefunden wurde. Weitere Theorien sind aufgrund der beobachteten Daten entwickelt worden.

Influence of Creep and Shrinkage upon Cracking and Deflection of Lightweight Reinforced Concrete Beams

L'influence du retrait et du fluage sur la fissuration et la déformation des éléments fléchis en béton léger armé

Der Einfluss des Kriechens und Schwindens auf die Rissebildung und die Durchbiegung von bewehrten Leichtbetonbalken

IGOR TERTEA
Prof. Dr. Eng.

TRAIAN ONET
Eng.

MARIETA BEURAN
Eng.

Polytechnical Institute of Cluj (Rumania)

1. OBJECT OF INVESTIGATION

An experimental investigation was planned to study the behaviour in flexure of beams from lightweight reinforced concrete under sustained load. Two series of simple span rectangular beams were tested. Simple reinforced beams (Series 1) were tested to study the influence of the load level on the cracking and deformation of beams. Double reinforced beams (Series 2) from lightweight and gravel concrete, for comparing the results, were investigated to follow the influence of compressive reinforcement on the cracking and deflection of beams in the range of normal working loads.

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

Test specimens. All the beams were 320 cm long, having a 10 x 15 cm cross section. The longitudinal reinforcement used in Series 1 consisted of mild steel bars, having a yield point of about 2600 kg/cm²; the longitudinal reinforcement used in Series 2 consisted of deformed bars, having a conventional yield point of about 3700 kg/cm². The vertical stirrups were distributed along the outer thirds of span for the beams of Series 1 and along the entire length of beam for the specimens of Series 2.

The principal characteristics of the test beams are given in Table 1 and Table 2. Typical details of the beams are shown in Fig.1.

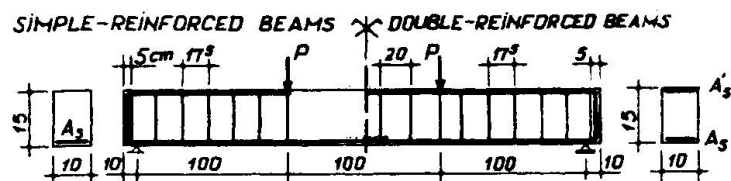


Fig.1. Typical details of test beams

TABLE 1. BEAM CHARACTERISTICS OF SERIES 1

Mark	M — M _u	Tensile steel ratio p %	Concrete properties after 28 days				Aggregate
			Bulk density kg/m ³	Compressive strength kg/cm ²	Flexural strength kg/cm ²	Elastic modulus kg/cm ²	
A 1:1 A 1:2 A 1.3	0,25 0,50 0,75	0,33	1720	249	41,6	191.000	expanded clay
A 1:4 A 1:5 A 1.6	0,25 0,50 0,75	1,00	1728	254	36,7	185.000	
A 1:7 A 1:8 A 1.9	0,25 0,50 0,75	2,00	1766	269	38,5	205.000	
B 1:1 B 1.2 B 1.3	0,25 0,50 0,75	1,00	1860	222	47,5	202.000	

M = bending moment M_u = ultimate bending moment

TABLE 2. BEAM CHARACTERISTICS OF SERIES 2

Mark	$\frac{M}{M_u}$	Tensile steel ratio $p \%$	Compressive steel ratio $p' \%$	$\frac{p'}{p}$	Concrete properties after 28 days				Aggregate
					Bulk density kg/m^3	Compressive strength kg/cm^2	Flexural strength kg/cm^2	Elastic modulus kg/cm^2	
A 2.1 A 2.2 A 2.3	0,50	0,99	- 0,44 0,99	- 0,44 1,00	1680 1680 1680	279 233 239	31,5 32,6 34,0	133.000 144.000 127.000	expanded clay
A 2.4 A 2.5 A 2.6	0,50	1,95	- 0,99 1,95	- 0,51 1,00	1705 1680 1680	286 233 239	31,0 32,6 34,0	164.000 144.000 127.000	
C 2.1 C 2.2 C 2.3	0,50	0,99	- 0,44 0,99	- 0,44 1,00	2360 2410 2360	315 345 315	39,4 39,4 39,4	273.000 333.000 273.000	

M = bending moment M_u = ultimate bending moment

Test procedure. The beams subjected to concentrated loads at the third-span points were maintained under constant loading for about 460 days (Series 1) or 360 days (Series 2).

At the time of loading the specimens were 25 - 35 days old.

Deflections of the test beams were measured using 1/100 mm dial gauges resting against the underside of the beams at mid-span. Cross section deformations in the constant moment zone were measured with strain gauges, reading to 1/1000 mm.

The cracks of beams on loading and under sustained load were visually observed using Brinell - microscopes. All the tests were carried out in a room with a relative humidity of 60 - 70 per cent.

3. TEST RESULTS

3.1. Flexural cracking

Examination of the test data (Table 3) indicates that for the specimens with mild steel reinforcement the cracks number recorded on loading, increases with time. For the beams subjected to a lower load level (Beams A 1.4, A 1.7 and B 1.1) increase of

TABLE 3. CRACK DEVELOPMENT OF BEAMS

Beam	Number of cracks			Average crack spacing(cm)			Crack widths (mm)						Sum of crack widths(mm)		
	t=0	after 30 days	after 360 days	t=0	after 30 days	after 360 days	t=0		after 30 days		after 360 days		t=0	after 30 days	after 360 days
							av.	max.	av.	max.	av.	max.			
A 1.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A 1.2	-	-	2	-	-	85	-	-	-	-	0,03	0,04	-	-	0,05
A 1.3	1	5	17	-	23,7	10,5	0,03	0,03	0,05	0,08	0,05	0,10	0,03	0,27	1,08
A 1.4	2	2	11	91	91	15,1	0,01	0,02	0,03	0,04	0,03	0,08	0,03	0,07	0,41
A 1.5	20	20	24	10	10	9,1	0,03	0,07	0,04	0,08	0,06	0,12	0,57	0,84	1,42
A 1.6	25	26	30	6	6	6	0,05	0,08	0,06	0,13	0,08	0,17	1,20	1,62	2,42
A 1.7	7	17	25	18	11,2	7,5	0,02	0,02	0,03	0,06	0,04	0,08	0,13	0,58	0,92
A 1.8	23	24	31	9	9	7,5	0,04	0,07	0,07	0,10	0,08	0,15	0,96	1,63	2,46
A 1.9	33	36	36	7,1	6,6	6,6	0,07	0,15	0,08	0,17	0,09	0,20	2,29	2,96	3,36
B 1.1	1	18	25	-	9,1	7,8	0,02	0,02	0,03	0,08	0,04	0,11	0,02	0,48	0,93
B 1.2	5	22	26	23	7,8	7,8	0,05	0,06	0,04	0,10	0,06	0,18	0,23	0,95	1,63
B 1.3	19	32	33	10	6,9	6,9	0,06	0,08	0,07	0,11	0,10	0,20	1,08	2,12	3,20
A 2.1	31	31	31	7,7	7,7	7,7	0,06	0,10	0,08	0,11	0,08	0,13	1,93	2,34	2,57
A 2.2	27	27	29	7,8	7,8	7,5	0,05	0,08	0,07	0,10	0,07	0,13	1,26	1,84	2,12
A 2.3	28	28	28	8,6	8,6	8,6	0,05	0,09	0,07	0,11	0,08	0,15	1,53	1,91	2,16
A 2.4	36	36	36	7,1	7,1	7,1	0,06	0,10	0,07	0,12	0,07	0,14	2,16	2,44	2,51
A 2.5	39	39	39	6,3	6,3	6,3	0,05	0,09	0,06	0,10	0,07	0,10	1,91	2,37	2,58
A 2.6	45	45	45	5,3	5,3	5,3	0,04	0,07	0,04	0,08	0,04	0,09	1,71	1,86	1,98
C 2.1	28	28	28	7,6	7,6	7,6	0,05	0,10	0,06	0,11	0,07	0,12	1,30	1,74	2,03
C 2.2	25	25	25	8,1	8,1	8,1	0,03	0,09	0,05	0,10	0,05	0,12	0,83	1,19	1,30
C 2.3	34	34	35	6,2	6,2	6,0	0,03	0,07	0,05	0,11	0,06	0,10	0,98	1,64	2,05

cracks number is more pronounced. When the beams were reinforced with deformed bars cracks number occurred on loading was greater but practically constant with time.

In any case the cracks number on loading increases with the reinforcement ratio and load level.

The average crack spacing on loading decreases with increasing of stress level and is less influenced by the duration of loading. This means that cracks occurred under sustained load are, generally, outside of initial cracked region of the beam.

The average crack widths increases with the reinforcement stress and the time of loading period. For the double reinforced beams the greater the compressive steel ratio the smaller the average crack widths.

After the removal of load the average crack widths are, generally, of the same order of magnitude as those observed immediately after loading.

For the lightweight concrete beams the average crack width exceeds with about 35 per cent the average crack width observed in similar specimens from gravel concrete (Beams A 2.1 - A 2.3 and C 2.1 - C 2.3).

The maximum crack widths for the lightweight concrete beams subjected to a load level equal to 50 per cent (Beams A 1.5, A 1.8, B 1.2, A 2.1 - A 2.3 and A 2.4 - A 2.6) lie between 0,06 mm to 0,10 mm on loading and 0,09 mm to 0,18 mm after 360 days. According to the C.E.B. recommendations concerning the limiting values of crack widths, it may be concluded that the lightweight concrete beams satisfy the requirements of normal work conditions.

On unloading the maximum crack width is less than 0,10 mm.

3.2. Deflection

Typical variation of deflection for the test beams in relationship with applied load and time is shown in Fig.2.

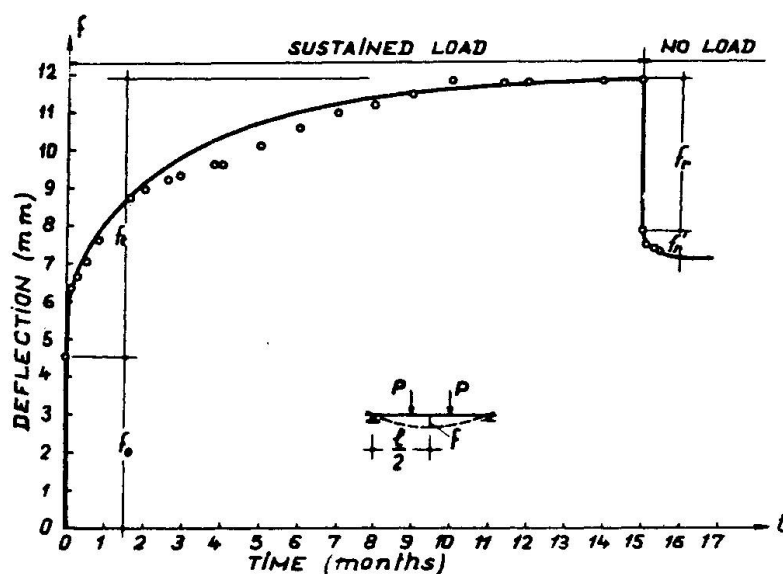


Fig.2. Time-deflection relationship for the beam A 1.5

Instantaneous deflection (f_0). Figs. 3 and 4 show that deflection of beams on loading increases with the tensile reinforcement ratio and the steel strength. Presence of compressive reinforcement results in a decrease of deflection. Except the

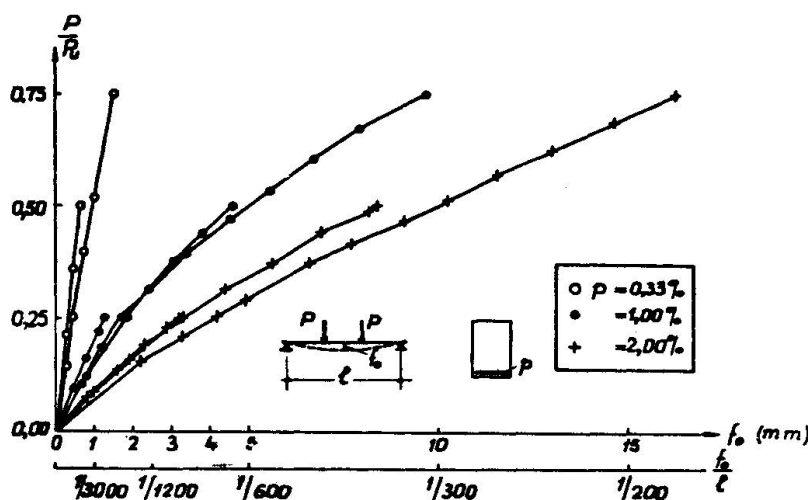


Fig.3. Instantaneous deflections of expanded clay concrete beams of Series 1

beam A 2.4 the span-instantaneous deflection ratio corresponding to the working loads is less than 200.

For the gravel concrete beams, deflections on loading are

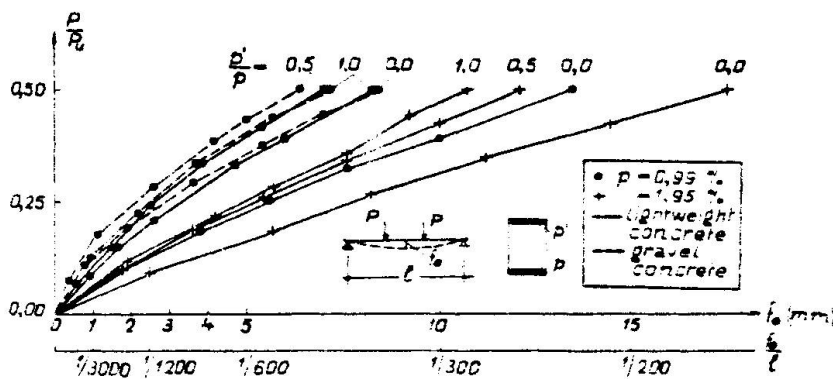


Fig. 4. Instantaneous deflections for the beams of Series 2

smaller than those of similar lightweight concrete specimens.

It is a similarity between the behaviour on loading of expanded clay concrete or blastfurnace slag concrete beams.

Long term deflection (f_t) due to creep and shrinkage - see Fig. 2 - is influenced by several parameters as seen from the following.

The variations of the long term - instantaneous deflection ratios are shown in Figs. 5, 6 and 7. It can be observed that

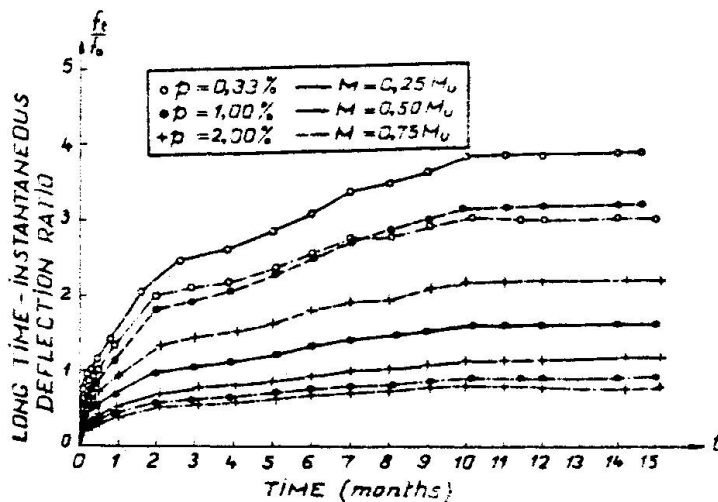


Fig. 5. Long time deflection of expanded clay concrete beams

for a given time the smaller the tensile reinforcement ratio and the load level, the greater the value of f_t/f_0 ratio. For the beams reinforced with mild steel bars the f_t/f_0 ratio is higher than for the beams reinforced with deformed bars. This means that for the beams reinforced with deformed bars, the tensile zone of concrete has smaller influence on the long term deformation, because of more pronounced cracking degree.

The blastfurnace slag concrete beams have the long term deflections exceeding with about 30 per cent those of expanded clay concrete beams.

For the reinforced beams with deformed bars, the long term deflection of gravel concrete specimens is smaller than that of

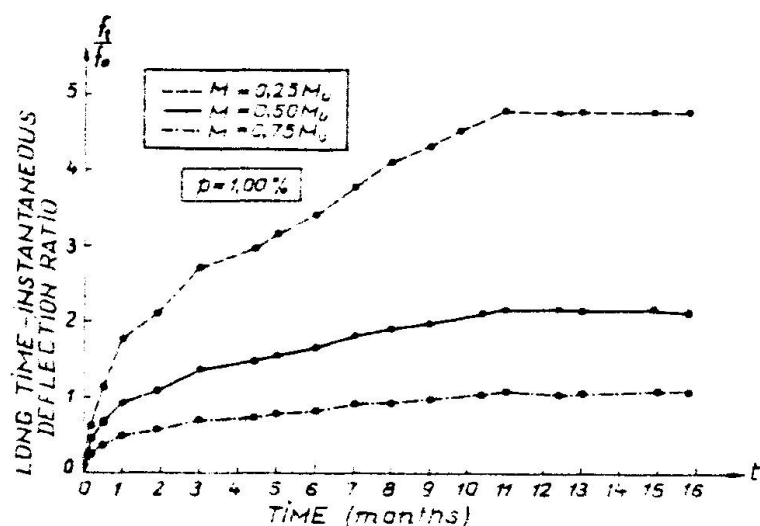


Fig. 6. Long time deflections of expanded blastfurnace slag concrete beams

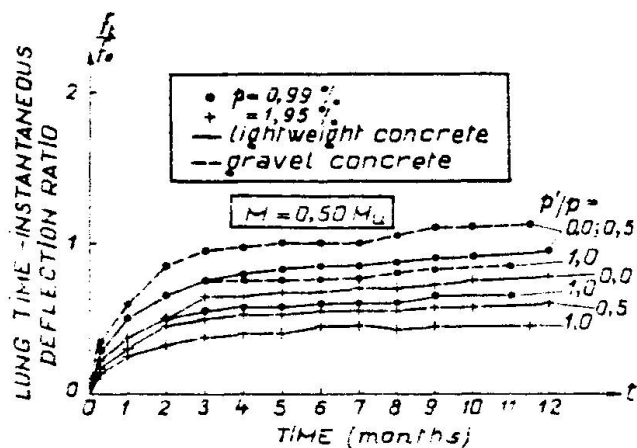


Fig. 7. Long time deflections of the beams reinforced with deformed bars

lightweight concrete specimens but the f_t/f_0 ratio is slowly greater for the gravel concrete beams - see Fig. 7 - because of greater deformability of lightweight concrete on loading [2].

Presence of compressive reinforcement results in a more pronounced decrease of long term deflection than that of instantaneous one.

Overall deflection ($f = f_0 + f_t$) corresponding to the working loads exceeds the limiting value accepted by the Romanian Standards [4].

Instantaneous recovery deflection (f_r) recorded on unloading the beams of Series 1 varies between 84 and 98 per cent of instantaneous deflection f_0 , because the elastic modulus of concrete has increased during the loading period.

Delayed recovery deflection (f'_r) of loaded beams within the range of working loads is about 12 per cent of that measured on unloading. The delayed recovery time is about 10 - 15 days after unloading.

Instantaneous rotation (θ_0) of a cross section of beam increases with a long term rotation (θ_t) due to creep and shrinkage phenomena, the neutral axis tending to displace towards the bottom of the beam (Fig.8). The investigations carried out

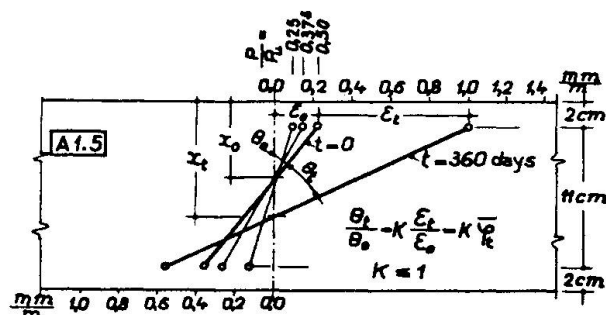


Fig.8. The rotation of cross section at mid span on loading and after 360 days (Beam A 1.5)

indicate that the θ_t/θ_0 ratio, respectively the f_t/f_0 ratio are less than the creep factor ($\bar{\varphi}_t$) of compressive strain at the top of the beam.

For the specimens A 1.5 and A 1.8 the midspan f_t/f_0 ratio represents 45, respectively 72 per cent of creep factor for the compressive strains.

4. CONCLUSIONS

The crack widths of lightweight reinforced concrete beams loaded in the range of working loads after a 360 days period of loading are less 0,2 mm.

It is suggested that depth-span ratio of lightweight concrete beams must be at least 1/15.

The effect of long term phenomena recorded at several stress levels up to 75 per cent of ultimate strength is essentially the same.

REFERENCE

- [1] Terteia, I., Oneț, T., Influența deformațiilor de durată asupra rigidității grinzilor din beton armat ușor. Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, nr.1, 1970
- [2] Evans, R.H., Paterson, W.S., Long term deformation characteristics of Lytag lightweight - aggregate concrete. Structural Engineer, vol.45, nr.1, ian.1967
- [3] Comité Européen du Béton (CEB), Recommandations pratiques unifiées pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé. Paris, 1964
- [4] STAS 8000-67, Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat, București, 1969

SUMMARY

An experimental investigation of the rheological behaviour of lightweight reinforced concrete beams is described. Expanded clay or expanded blastfurnace slag concrete beams were tested. The influence of the magnitude of sustained load and of tensile or compressive reinforcement ratios, on the cracking and deflection of beams, is discussed.

RÉSUMÉ

Des études expérimentales concernant le comportement rhéologique des poutres fléchies en béton léger armé sont décrites. Les essais ont été effectués sur des éléments fléchis exécutés avec du béton à base d'argile ou de laitier expansé. On discute l'influence de la grandeur de la contrainte de durée et des pourcentages d'armatures tendues ou comprimées sur l'état de fissuration et de déformation des poutres.

ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegende Arbeit werden die Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen, betreffend das rheologische Verhalten von bewehrten Leichtbetonbalken dargelegt. Die Versuchsbalken wurden aus Blähton- und Hochofenschlackschlackbeton hergestellt. Der Einfluss der Dauerbeanspruchung und des Bewehrungskoeffizienten der Zug- und Druckzone des Querschnitts auf die Rissebildung und die Durchbiegungen der untersuchten Balken wird ebenfalls besprochen.

Kriech- und Schwindmessungen an nachträglich gespannten Stahlbeton Tragwerken

Shrinkage and Creep Tests on Post-Tensioned Beams

Étude du retrait et du fluage sur des poutres postcontraintes

GYÖRGY BALÁZS

Doz.Dr.-Ing.

ALBERT HORVÁTH

Dipl. Ing.

Ungarn

Die erste ist eine durchgehende Brücke mit drei Öffnungen von 13,50 m + 21,50 m + 13,50 m Stützweite /Abb. 1/. Vorgeschriebene Betongüte: B 400, hergestellt mit 450 kg/m³ Portlandzement 600 /nach DIN PZ 325/ aus Tatabánya, aus 70% Sandkies von 0-10 mm Korngrösse in 3 Korngruppen getrennt sowie 30% Diabas der Korngrösse 10-30 mm. Die Brückenfertigteile wurden in oben offenen Stahlformen hergestellt. Der Beton wurde 2 Stunden lang stehen gelassen, dann mit einer Platte abgedeckt 8 Stunden lang der Dampfbehandlung unterzogen, sodann während einer Stunde abgekühlt. Nachfolgend wurde die Schalung auseinandergenommen und die Fertigteile wurden für 3 Stunden in ein Wasserbad gelegt. Von einer Vorfertigung auf der Baustelle ausgehend kann dieses Fertigungsverfahren aus beton-technologischer Sicht als untadelhaft angesprochen werden.

Gleichzeitig mit den Brückenfertigteilen wurden zur Bestimmung der Festigkeit im Alter von 28 Tagen und später Würfel mit einer Kantenlänge von 20 cm angefertigt. Die Würfel wurden auch mit einem Schmidtschen-Hammer untersucht. Aufgrund der Änderung der Würfel Festigkeit und der Prüfung der Brückenfertigteile mit dem Schmidtschen Hammer nahm die Festigkeit des Betons in der Brücke den Verlauf nach Abb. 2.

Der Verspannung vorangehend wurde in die Fugen zwischen den Brückenstellen eine handverdichtete Mörtelschicht von 3 bis 4 cm Stärke /planmässig 3,5 cm/ eingebracht. Mörtelzusammensetzung: 600 kg/m³ Portlandzement 600 /nach DIN PZ 325/, Tricosal S-III, /2% Kalziumchloridgehalt auf das Zementgewicht bezogen/, Sandkies in 4 Korngrössen, wobei das Grösstkorn: 10 mm.

Die Verspannung wurde am folgenden Tage bzw. 2. Tage nach der Herstellung des Fugenmörtels mit Spanndraht der Sorte Delta 100-A von 5 mm Durchmesser durchgeführt. Die Drähte wurden mit einem Freyssinet-Pressen bis 9900 kp/cm² /etwa 0,6 Bruch/ gespannt und nach einer Kräftehaltung von 10 Minuten bei Verminderung der Kraft um 6% befestigt.

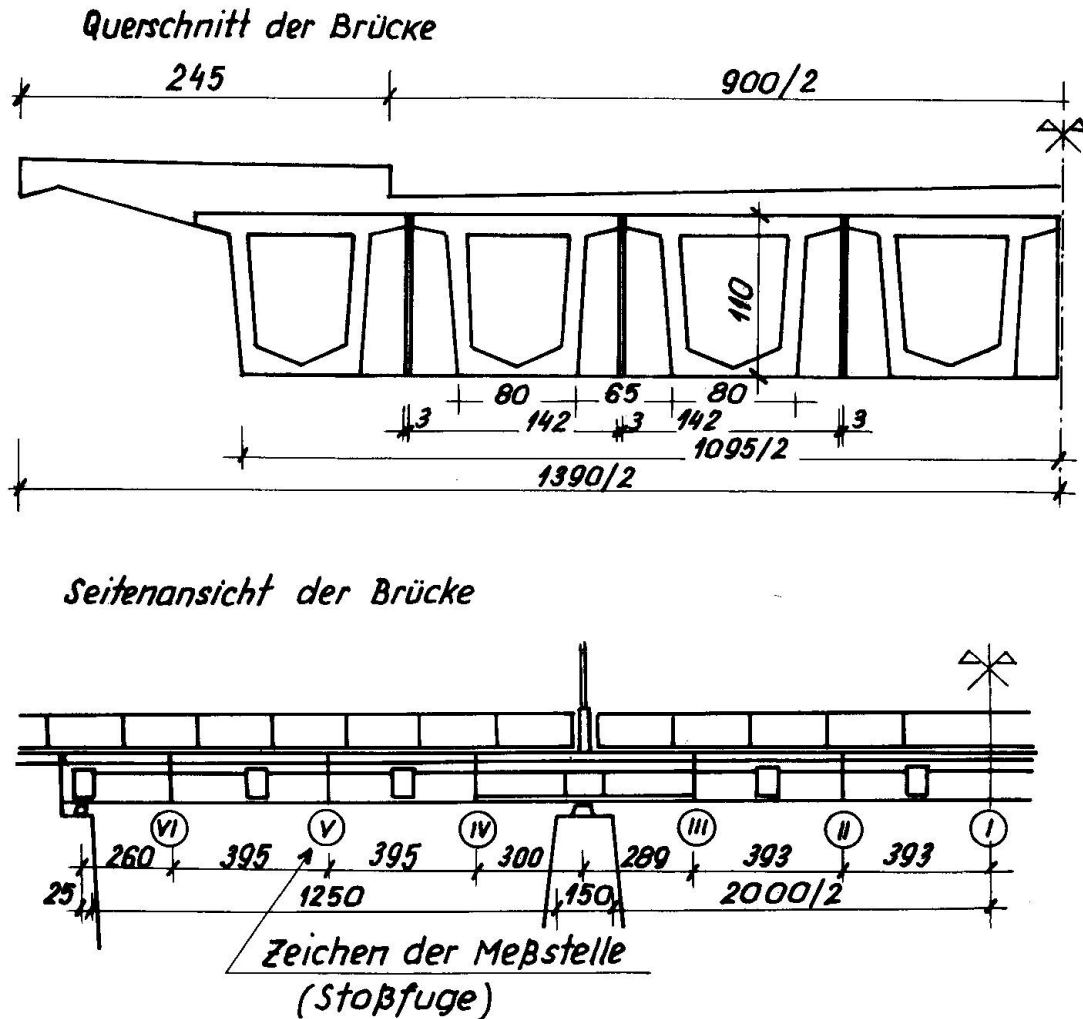


Abb.1 Querschnitt und Seitenansicht der Brücke

Die Formänderung wurde von uns die Trägerlänge entlang an mehreren Stellen am ausseren Träger mit einem Deformeter 10" gemessen. Die Meßstellen waren über die Mörtelfuge und daneben in der Gesamthöhe des Trägers angeordnet. Die an der Meßstelle I. in verschiedenen Altern beobachteten Formänderungen sind in Abb.3 dargestellt.

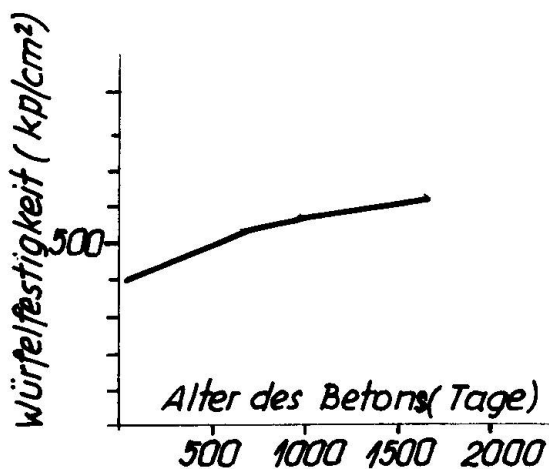


Abb.2 Darstellung der Würfelstärke

Schwinden und Kriechen des Betons wurden auch an im Freien gelagerten Prüfkörpern mit den Abmessungen 12.12.36 cm mit dem Deformeter gemessen. Das Schwinden wurde auch an Probekörpern mit je zwei luftdicht abgeschlossenen End- und Seitenflächen gemessen. Die Dauerbelastung betrug ins Federgerät gelegten zwei Prismen 71,5 kp/cm², ein Wert der etwa der mittleren Verspannung in der Brücke entsprach.

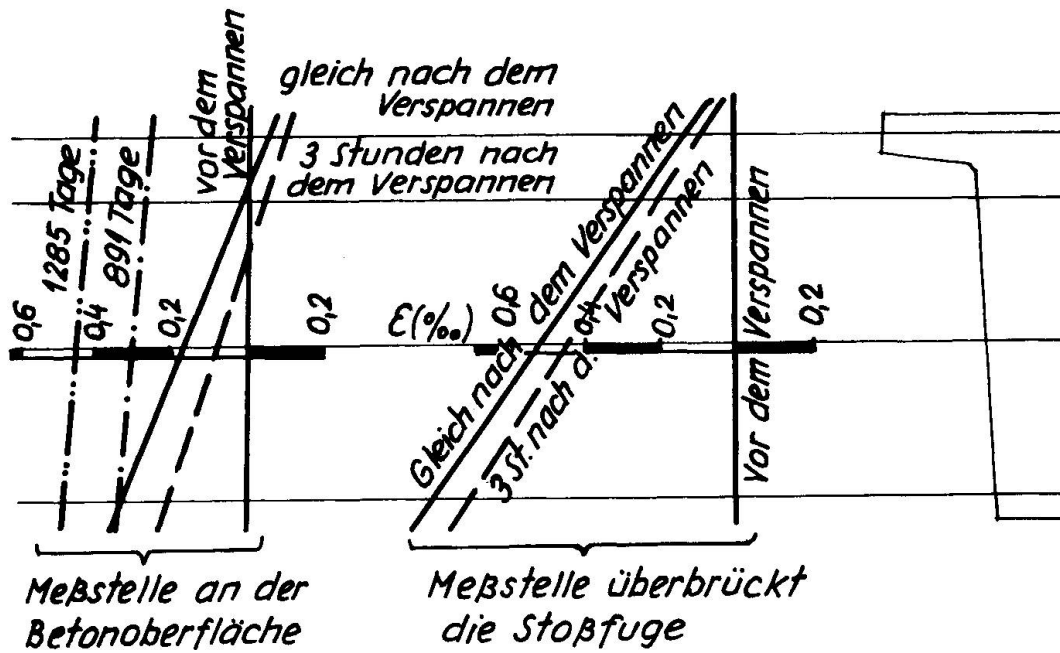


Abb.3 Formänderung der Meßstelle I.

Die Meßergebnisse werden in Abb.4 gezeigt. /Die in der Abbildung dargestellten Kurven für die mittlere Monatstemperatur und Luft-

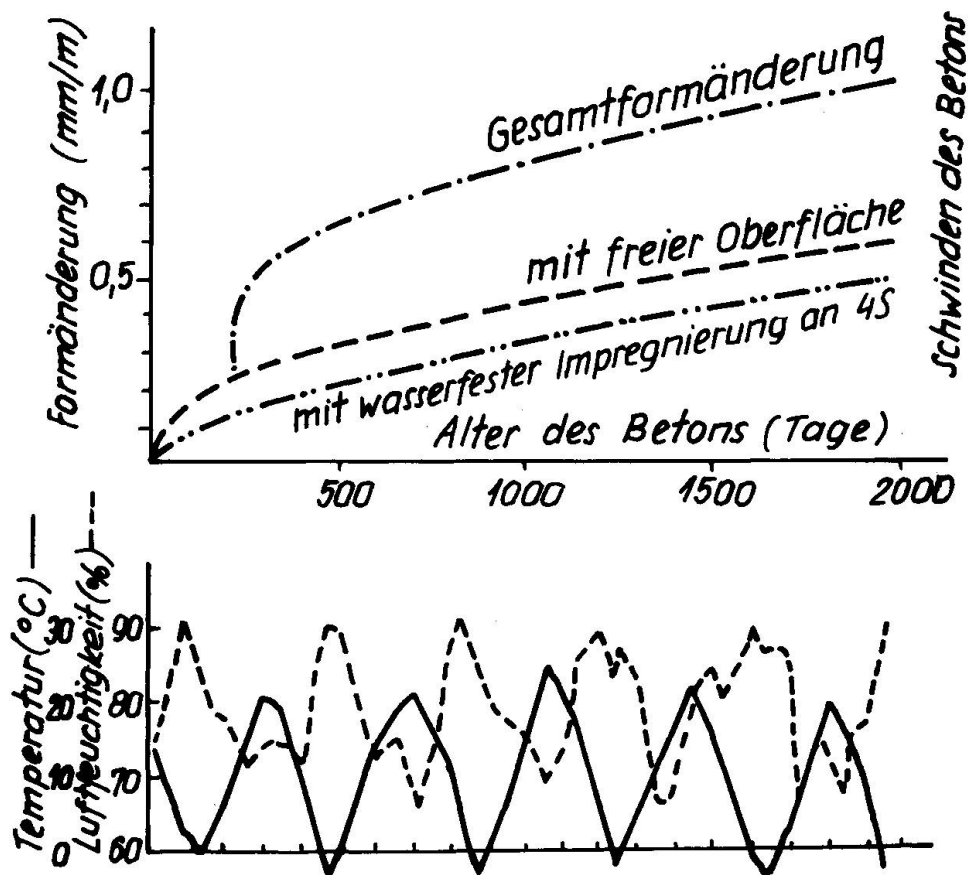


Abb.4 Schwinden und Kriechen der Betonprismen

feuchtigkeit gelten für sämtliche Abbildungen ähnlicher Art./

Abb.5 zeigt die Formänderung der mit einer Dauerbelastung von 70 kp/cm^2 beanspruchten Faser in Querschnitt III.

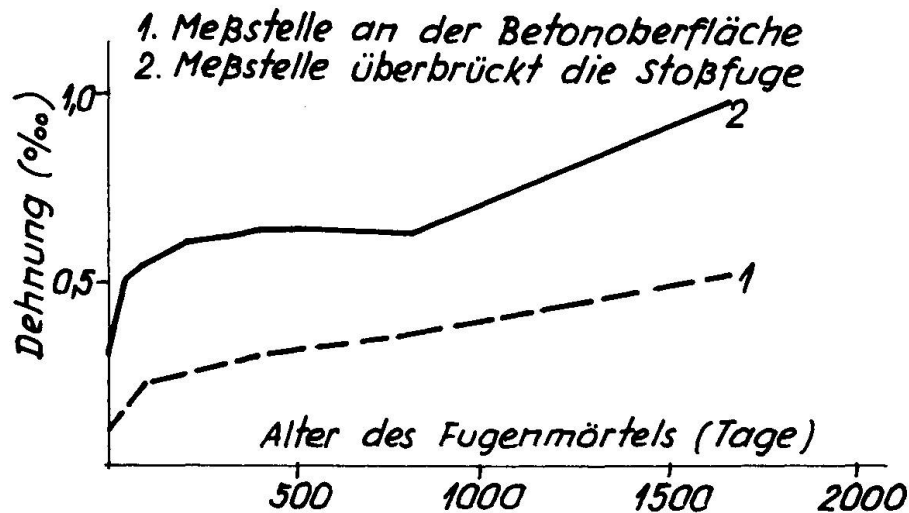


Abb.5 Formänderung der mit einer Dauerbelastung von 70 kp/cm^2 beanspruchten Faser in Querschnitt III.

Der Einfluss der Mörtelqualität, seiner Stärke und des Zeitpunktes der Belastung auf die Zusammendrückbarkeit wurde auch auf dem Versuchswege überprüft /Abb.6/. Auch durch diesen Versuch wurde die Erfahrung unterstützt, dass es bei derartigen Hohlraumträ-

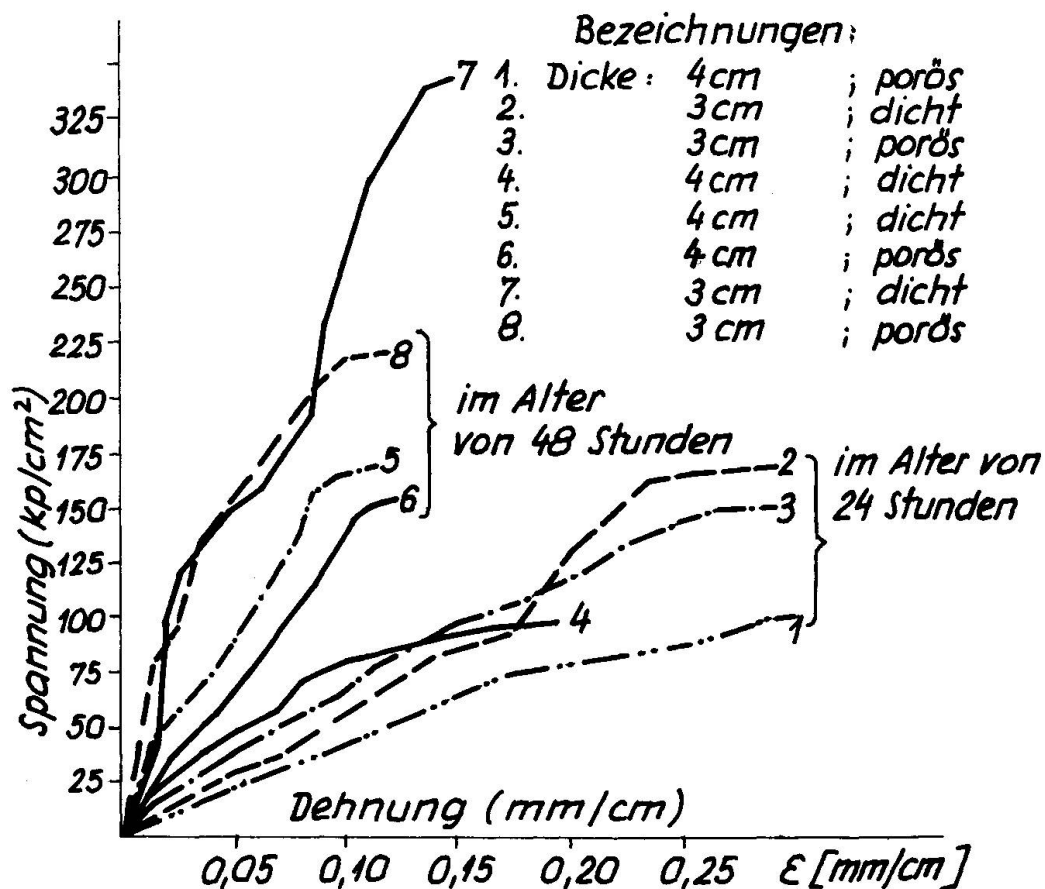


Abb.6 Spannungs-Dehnungs Linie des Fugenmörtels

gern schwierig sei, den Fugenmörtel mit der erforderlichen Sicherheit herzustellen; aus der Sicht der Formänderung stellt er also einen nicht gleichwertigen Teil des Trägers dar; bei der Verspannung ist das Erreichen der erforderlichen Festigkeit abzuwarten; bei einer nacheinander folgenden Verspannung der Kabel werden in den zuerst verspannten Kabeln durch den Fugenmörtel besonders grosse Spannungsverluste herbeigeführt, schliesslich wird die Formänderung durch die Stärke desselben wesentlich beeinflusst.

Die Brückenteile wurden etwa im Alter von 250 Tagen verspannt. Auch die Probepismen wurden zur selben Zeit in das Prüfgerät /Federgerät/ eingebracht und gleichzeitig wurde auch der Elastizitätsmodul des Betons ermittelt, für den sich ein Wert

$$E = 440 \cdot \left[1 - 0,32 \cdot \frac{\sigma_p}{\sigma_p} \right]$$

ergab. Wobei σ_p zeigt die Prismenfestigkeit des Betons. Dieser wurde zur Berechnung der Kriechzahl benutzt, die mit dem Schwindmass in folgender Tabelle angegeben ist.

Zeitalter /in Tagen/	100	1500
Das Schwinden des Betons in mm/m (an Probekörpern mit freier Oberfläche)	0,25	0,55
Das Schwinden des Betons in mm/m (Wasserfeste Imprägnierung an 4 Seitenflächen der Prismen)	0,15	0,45
Das Kriechen des Betons (Die Kriechzahlen bei Belastung von 70 kp/cm ²)	0,70	1,52
Die Kriechzahlen (gemessen am Brückenträger bei der Belastung von rd. 70 kp/cm ²)	0,50-0,70	1,0-1,5

Die zweite ist eine monolitische Brücke mit Hohlkastenquerschnitt /Abb.7/. Die Würfel Festigkeit des Betons ist in Abb.8 dargestellt. Der Beton wurde in ähnlicher Weise wie für die erste Brücke hergestellt, die Spannkabel wurden mit derselben Einrichtung wie im ersten Falle im Alter von 45 Tagen verspannt.

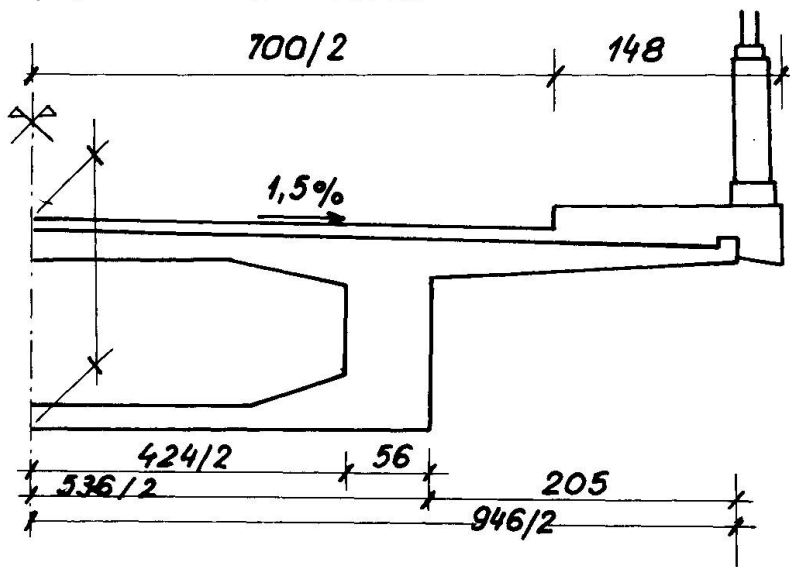
Gleichzeitig mit der Brücke wurden auch Würfel mit einer Kantenlänge von 20 cm zur Festigkeitsuntersuchung und Prismen mit den Abmessungen von 12.12.36 cm für die Untersuchung des zeitlichen Verlaufes von Schwinden und Kriechen des Betons angefertigt. Diese Prüfkörper wurden im Hohlraum der Brücke untergebracht, der durch eine Tür zugänglich war. Die an den Prismen gemessenen Formänderungen sind in Abb.9 dargestellt.

Die Formänderung des Brückenträgers wurde auf der Hohlraumseite gemessen, daher konnten die Messungen nicht in der gesamten Trägerhöhe durchgeführt werden. Das aus den Meßergebnissen ermittelte Schwindmass und die Kriechzahl sind in der untenstehenden Tabelle zusammengefasst.

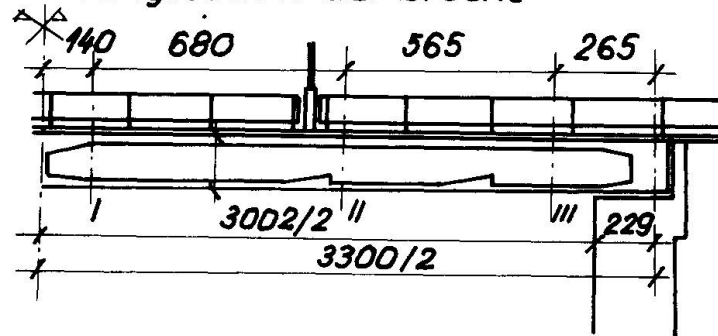
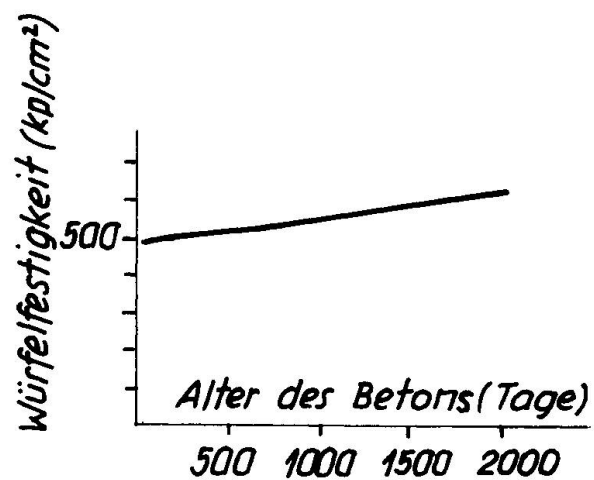
Schlussfolgerungen aufgrund der Meßergebnisse:

- Bis zum Alter von 100 Tagen ging das Schwinden des Betons lediglich bis zu einem geringfügigen Masse vor sich und war auch bis zum Alter von 1500 Tagen nicht beendet.
- Das Schwinden des Dampfbehandelten Betons ist um 15 bis 20% geringer wie bei der Normalerhärtung.
- Schwinden und Kriechen der im Brückenhohlraum untergebrachten

Querschnitt der Brücke:



Längsschnitt der Brücke

**Abb.7** Querschnitt und Längsschnitt der zweiten Brücke**Abb.8** Darstellung der Würfelfestigkeit

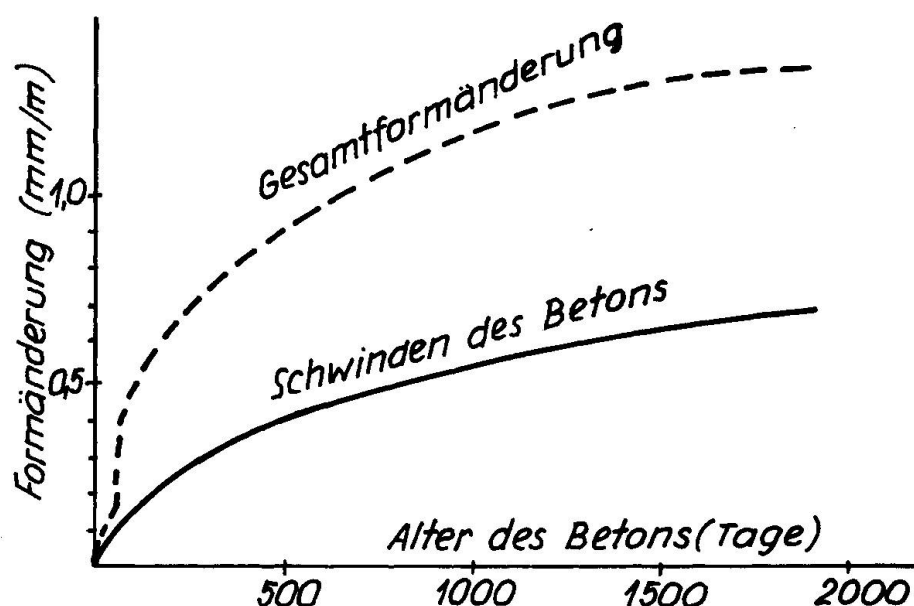


Abb.9 Schwinden und Kriechen der Betonprismen

Zeitalter /in Tagen/	100	1500
Schwinden des Betons in mm/m (gemessen an im Brückenhohlraum untergebrachten Prüfkörpern)	0,20	0,65
Kriechen des Beton /Kriechzahlen/	0,60	2,15
Kriechzahlen /gemessen am Brückenträger/	0,4-0,6	1,5-1,9

Prüfkörper gingen langsamer vor sich als im Falle der Prüfkörper im Freien.

- d/ Das Schwinden von Prüfkörpern mit 12.12 cm Querschnitt, die auf der Gesamtoberfläche der Luft ausgesetzt sind, überschreitet um etwa 20% jene der Prüfkörper, die an zwei entgegengesetzten Seitenflächen mit der Luft nicht in Berührung kommen.
- e/ Im Brückenträger wird das Schwinden des Betons durch die Bewehrung behindert und ist daher geringer als der an den Prismen gemessene Wert. Wegen der nicht affinen Beschaffenheit der Schwind- und Kriechkurven verläuft ferner das Schwinden rascher, als wenn die beiden Kurven affin wären. Nach unseren Erfahrungen war das Schwinden der Brückenfertigteile bei dem vorhandenen Bewehrungsanteil von 3,5% in 250 Tagen praktisch beendet.
- f/ Das Kriechen eines Brückenträgers ist ein äußerst verwickelter Vorgang und wir erhielten aus sämtlichen Meßergebnissen je Brücke keine bestimmte Zahl, sondern wie oben gezeigt zwei Grenzwerte.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden aufgrund der Ergebnisse einer 5 Jahre langen Untersuchung von zwei nachträglich verspannten Betonbrücken Meßdaten über den zeitlichen Verlauf des Schwindens und Kriechens des Betons, über den Unterschied im Verhalten des dampfbehandelten und des unbehandelten Betons, über die Wirkung einer teilweisen Bedeckung sowie der Bewehrung angegeben.

RÉSUMÉ

A la base des résultats acquis pendant l'étude de 5 ans de deux ponts de béton postcontraint, les auteurs publient des données de mesure sur l'évolution dans le temps du retrait et du fluage du béton, sur la différence entre le béton traité à la vapeur et non traité ainsi que sur l'influence d'un recouvrement partiel et de l'armature.

SUMMARY

Test data on the development with time of concrete shrinkage and creep, on the comparison between steam-cured and untreated concrete, on the effect of partial impermeable coating and of the reinforcement are presented, based on 5 years' field experiments on two post-tensioned concrete bridges.