

# Theme IV: Special problems

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **17 (1974)**

PDF erstellt am: **12.07.2024**

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

**Comments by the Author of the Introductory Report**

Commentaire de l'auteur du rapport introductif

Kommentar des Autors zum Einführungsbericht

**Minoru WAKABAYASHI**

Dr. Eng.

Disaster Prevention Research Institute

Kyoto University

Kyoto, Japan

**1. Ductility of Yield Hinges**

It has been shown from a numerical analysis that a large amount of hoop reinforcement confines the covered concrete, and modifies the bending moment-curvature relationship of structural members after the yielding steel bars. The results can serve as a means of determining the amount of hoop reinforcement necessarily to give the required ductility in the amount-curvature relationship for the earthquake resistant design. This may contribute to the establishment of the method of earthquake-resistant design. It still seems necessary to add experiments in order to investigate how the hoop confinement depends on the arrangement of hoop reinforcement and the gradient of compressive strains.

There has also been a contribution in which the curvature of the ultimate state is determined for a column from the stress-strain relation of the concrete.

**2. Influence of Fire**

Three papers have been presented on the effects of fire. The progress in the discretization process by means of electronic computers facilitates the determination of the distributions of stresses and strains in a cross-section due to fire, and it has become possible to calculate how the carrying capacity of long and short columns under central and eccentric loading changes with time, the relationship between the endurance time and the size and covering-thickness of a column has been determined numerically. It has also been clarified how the carrying capacity of a column is dependent upon the room temperature which in turn depends actually on the amount of combustibles and ventilation.

When columns in fire are confined in frames, the restraining effects of the surroundings expedite the loss of the strength. A method of analysis and examples have been presented to analyse such cases, and it is emphasized that the whole frame should be analysed in order to determine the fire-resistance of a column in this situation.

Besides, there still remain many points of uncertainty to be analysed on the behavior columns when the floor and beams are on fire.

**3. Interaction between Axial Thrust, Bending and Shear**

The experimental results have been presented in which a total of 125 specimens was tested in order to investigate the elastic-plastic behavior, in particular the ductility, of reinforced concrete members subjected to constant axial forces, together with the alternate bending moments and shear forces. Qualitative discussions were made as to how the mode of failure influences the

ductility. Further studies seem to be necessary to investigate the mechanism of failure, the carrying capacity, ductility, the amount of hoop reinforcement to insure the strength or ductility, etc., on the basis of such experimental results.

A contribution has been presented on the shear failure of the encased column which is composed of a wide-flange or an open-web steel covered by reinforced concrete. Such a case is dominated by the mode of shear-bond failure, the ductility and the hysteretic characteristics being greatly dependent on the arrangement of the steel. Semi-theoretical formulae have been presented to determine the behavior and mode of mechanism at the attainment of the ultimate strength and after repeated loading with large deformation amplitudes, indicating good agreement with experimental results. The semi-theoretical formulae are to be incorporated into the new Japanese specifications for the design of Composite columns. It still means necessary to collect further data of the resistance of concrete and of hoop reinforcement in shear-bond failure.

Reference (21) of the sixth line in 76 page in the Introductory Report for Theme IV was over-looked ; Reference (21) is to be replaced by " Yamada, M. and Furui, S: STUDY ON THE SHEAR RESISTANCE OF THE REINFORCED CONCRETE MEMBERS SUBJECTED TO AXIAL LOAD, Part I-SHEAR SPAN RATIO, Trans. AIJ, Summary of Technical Papers, Oct. 1966, P.216, ( in Japanese ).

In order to determine the deformation of a column under combined action of an axial force, bending moment and shear, account should be taken of the deformation due to the slipping of reinforcement and to the shearing in the column, as well as the deformation due to the bending moment and axial force. A paper concerning this effect has been presented, indicating the agreement of the theoretical hysteresis with experiment. However, researches need to be carried out in order to clarify the theoretical background for the deformation due to slipping and shear deformation used in the analysis.

A contribution extends to the determination of the carrying capacity of a reinforced beam column under a transverse load acted at the middle. The carrying capacity of this study shows that the ACI moment magnifier formula gives a good approximation, though indicating small discrepancies dependent upon the slenderness of members, eccentricities of the axial forces, the ratio of the transverse and axial load, etc.

A proposition has been made on the strict determination of the carrying capacity of arches under various loading conditions, as a problem of combined states of stress. This method is shown to give the solution to any accuracy as required.

#### 4. Prestressing of Compression Members

The formula in the British Code determining the additional moment in a slender reinforced concrete column does not necessarily agree well with experimental results, when applied for prestressed long column. Studies have been directed, therefore, to the case of the discrepancy; it has been studied how the behavior of a prestressed column is affected by the slenderness ratios, initial eccentricity and the level of prestressing; a proposition has been presented to the design.

#### 5. Splices

A paper on the joint reinforcement of a precast column has been presented. Since the concrete near the column joint is subjected to a high compression and splitting force, it has been shown that spiral reinforcement is preferable in circular columns, and equally distributed vertical and horizontal reinforcement in rectangular columns; the required amount of the reinforcement has also been proposed.

## IV

### Probleme bei wendelbewehrten Stahlbetonsäulen

Problems in Spiral Reinforced Concrete Columns

Problèmes concernant les colonnes frettées par hélices

S. STÖCKL      B. MENNE  
Dr.-Ing.      Dipl.-Ing.  
Institut für Massivbau  
Technische Universität München  
München, BRD

Am Institut für Massivbau der Technischen Universität München wurden 1965 unter der Leitung von Prof. Rüsç Untersuchungen über das Tragverhalten von wendelbewehrten Stahlbetonsäulen begonnen. Damals hat K.F. Müller eine Literatursichtung (Lit. 1) durchgeführt. Rüsç und Stöckl (Lit. 2) haben Versuche über den Einfluß langdauernder Lasten auf das Verhalten wendelbewehrter Stahlbetonsäulen gemacht. Seit 1970 haben Stöckl und Menne unter der Leitung von Prof. Herbert Kupfer Versuche an wendelbewehrten Stahlbetonsäulen unter exentrischen Lasten durchgeführt (Lit. 3).

Im folgenden wird kurz über Probleme im Tragverhalten wendelbewehrter Stahlbetonsäulen berichtet, die wir für wesentlich halten, weil sie die Zweckmäßigkeit der deutschen Konstruktionsregeln in Frage stellen. Die deutsche Stahlbetonnorm DIN 1045 (Lit. 4) erlaubt die Ausführung von wendelbewehrten Säulen, wobei die Tragwirkung der Wendel berücksichtigt werden darf. Der Traganteil der Wendel darf maximal etwa 50 % der Gesamttragfähigkeit betragen.

Gegen diese Regelung sprechen zunächst Überlegungen über den Verformungszustand solcher Säulen bei Erreichen der maximal aufnehmbaren Last. Bild 1 zeigt die Last-Stauchungsbeziehung einer zentrisch gedrückten Säule mit sehr geringer Schlankheit ( $\lambda = s_k/i = 8$ ) und eingespannten Enden. Man erkennt, daß der Wendeltraganteil nur durch außerordentlich große Längsstauchungen (z.B. bei Erreichen von 90 % der Höchstlast ca. 200/100, bei der Höchstlast selbst rund 40 bis 500/100) geweckt werden kann. Bei den damit verbundenen Säulenverkürzungen (200/100 sind 6 cm bei einer 3 m hohen Säule) werden nicht selten anschließende Bauteile (z.B. Balken) lange vor Erreichen der Säulenhöchstlast versagen. Die Wendeltragwirkung kann in diesen Fällen nicht ausgenutzt werden.

Das zweite Problem ist in Bild 2 zu erkennen. Bild 2 zeigt die Last-Stauchungsbeziehung einer zentrisch gedrückten Säulen mit ebenfalls noch geringer Schlankheit ( $\lambda = s_k/i = 24$ ) und gelenkiger Lagerung. Man erkennt, daß wendelbewehrte Säulen schon bei verhältnismäßig geringer

Schlankeheit bei Erreichen der Streckgrenze in der Längsbewehrung ausknicken. Eine Säule besitzt nämlich in diesem Zustand nur noch eine sehr geringe Biegesteifigkeit, da sich Längsbewehrung und Beton in einem plastischen Zustand befinden. Von geringen inneren oder äußeren Exzentrizitäten wird deshalb ein plastischer Ausknickprozeß eingeleitet. Im untersuchten Fall begann der Ausknickvorgang bei 1,2-facher nach DIN 1045 zulässiger Last.

Der Beginn des Ausknickens war allerdings nicht identisch mit dem Erreichen der Höchstlast, die im vorliegenden Fall noch eine Bruchsicherheit von 1,7 ergab. Der weitere Lastanstieg wurde durch die Umschnürung ermöglicht, betrug aber nur etwa 40 % des für die weniger schlanke Säule gleichen Querschnittes und gleicher Bewehrung gemäß Bild 1 gefundenen Traganteils der Wendel.

In Bild 3 sind im Versuch gefundene Höchstlasten von zentrisch und exzentrisch ( $e/k \leq 2$ ) beanspruchten Säulen mit Wendelbewehrung den nach DIN 1045 errechneten Werten gegenübergestellt. Die rechnerischen Werte wurden mit und ohne eine sogenannte "ungewollte Ausmitte" nach DIN 1045, Abschnitt 17.4.3, (gestrichelte bzw. punktierte Linien) ermittelt. Da im Versuch fast keine ungewollten Ausmitten vorlagen, sind die Versuchswerte mit der gestrichelten Linie zu vergleichen.

Es zeigt sich, daß nicht nur bei der ausgeknickten zentrisch belasteten Säule, sondern nahezu im gesamten Bereich bis  $e = k$ , in dem nach der deutschen Norm ein Traganteil der Wendel berücksichtigt werden darf, dieser Traganteil um rund 100 % überschätzt wird. Erst bei großen Ausmitten ( $k < e < 2k$ ) liegen die Versuchswerte etwas über den Rechenwerten, da hier die Rechenwerte keine, die Versuchswerte dagegen noch kleine Traganteile der Wendel enthalten.

An einer theoretischen Auswertung der gezeigten Versuchsergebnisse wird gearbeitet. Sie soll die Zusammenhänge noch für andere als die im Versuch geprüften Säulenschlankeiten klären und soll Grundlagen für eine Änderung der Norm liefern.

#### Literaturverzeichnis:

Lit. 1 Müller Kurt F.,

Beitrag zur Berechnung der Tragfähigkeit wendelbewehrter Stahlbetonsäulen; Eine kritische Literatursichtung, Darstellung des derzeitigen Wissensstandes und Auswertung bisher veröffentlichter Versuche aus neuer Sicht  
Dissertation, Technische Universität München, 1974

" 2 Rüscher Hubert,  
Stöckl Siegfried,

Versuche an wendelbewehrten Stahlbetonsäulen unter kurz- und langfristig wirkenden zentrischen Lasten  
Heft 205 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin, Verlag W. Ernst u. Sohn, 1969

Lit. 3 Stöckl Siegfried,  
Menne Bernd,

Versuche an wandelbewehrten Stahlbeton-  
säulen unter exzentrischer Belastung,  
erscheint demnächst in der Schriften-  
reihe des Deutschen Ausschusses für  
Stahlbeton

" 4 -

Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung  
und Ausführung, DIN 1045, Ausgabe  
Januar 1972

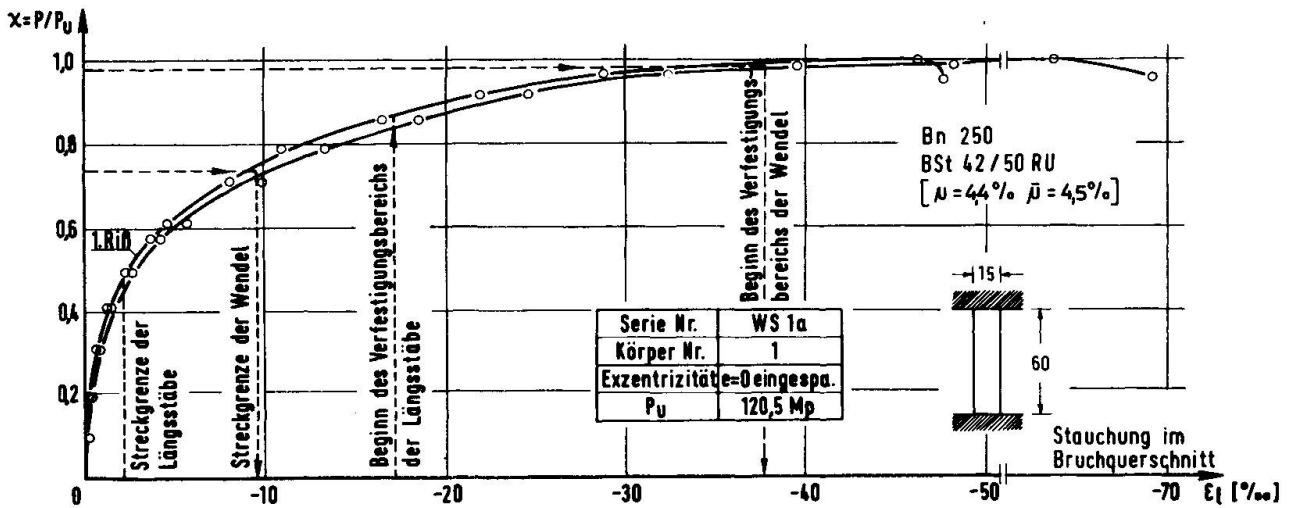


Bild 1

Typische Last - Stauchungs - Beziehung einer zentrisch belasteten Stahlbetonsäule mit Wendelbewehrung ohne Ausknickvorgang ( $\lambda = s_k/i = 8$ , Enden eingespannt, Wendeltraganteil nach DIN 1045 ca. 50% der Höchstlast zu 100% erreicht, aus Lit. 3)

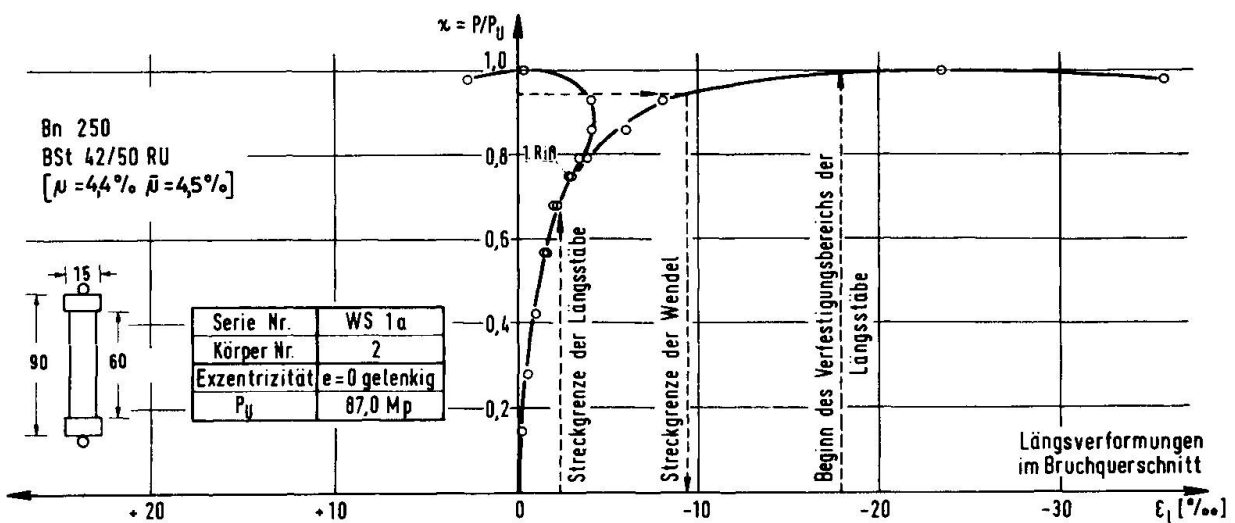


Bild 2

Typische Last - Stauchungs - Beziehung einer zentrisch belasteten Stahlbetonsäule mit Wendelbewehrung mit Ausknickvorgang ( $\lambda = s_k/i = 24$ , Enden gelenkig gelagert, Wendeltraganteil nach DIN 1045 ca. 50% der Höchstlast nur zu 50% erreicht, aus Lit. 3)

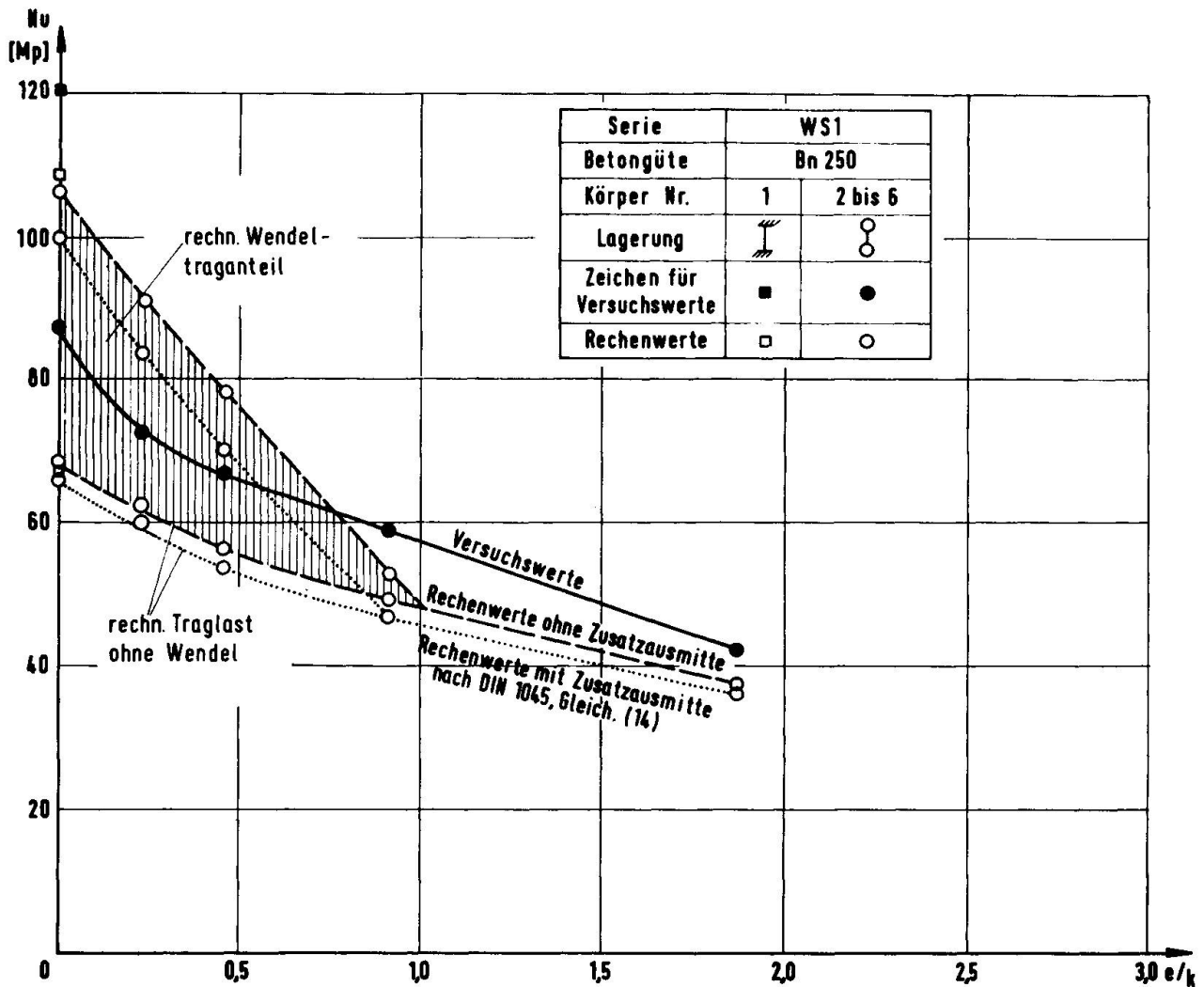


Bild 3

Einfluß einer vorgegebenen Exzentrizität auf die Höchstlast wendelbewehrter Stahlbetonsäulen - Vergleich von Versuchswerten nach DIN 1045 (aus Lit. 3)

## ZUSAMMENFASSUNG

Es wird über Probleme berichtet, welche die Zweckmässigkeit der deutschen Vorschriften für wendelbewehrte Stahlbetonsäulen in Frage stellen. Die Probleme bestehen in den extrem grossen Bruchstauchungen und in der geringen Sicherheit gegen plastisches Anknicken bei hohem Traganteil der Wendel.

## SUMMARY

There are some problems in spiral reinforced concrete columns: firstly the extreme compressive strains at ultimate load and secondly the danger of plastic buckling of columns, when load capacity is highly to be referred to the spiral reinforcement. Correction of german recommendations for spiral reinforced columns is prepared.

## RESUME

On traite de problèmes mettant en doute les prescriptions allemandes pour les colonnes en béton armé frettées par hélices. Les problèmes résident dans les très grandes fissurations à la rupture et dans la sécurité insuffisante contre le flambage plastique en cas de charges considérables supportées par les hélices.

## IV

### Ultimate Load Capacity of Circular Strongly Reinforced Concrete Columns

Résistance ultime de colonnes circulaires en béton fortement armé

Bruchbelastung sehr verstärkter, runder Betonsäulen

**Guido OBERTI**

Prof. Ing.

President of ISMES

Istituto Sperimentale Modelli e Strutture

Bergamo, Italy

#### 1. INTRODUCTION

Special problems are involved about economy and safety of strongly reinforced concrete columns occurring in the design of tall buildings. Although circular-bound columns are not necessarily the most economical form of column construction, the extra cost is mostly offset by the advantages arising from the extra available floor space, especially in multi-story buildings.

Experimental investigations have been carried out several years ago at the ISMES (Bergamo, Italy) on 1 : 2.5 scale models. The scale ratio of supported loads was  $2.5^2 = 6.25$ . Some design considerations were examined and various types of reinforcement were compared.

The aim of the research was to establish a comparison between the maximum load which may be supported by differently reinforced circular columns, designed at the base of a multi-story building, having fixed diameter and established effective length. The slenderness of the columns was relatively small (5 to 7.5).

So many variants enter into the design of a column that is not easy to decide which combination gives the most economical member. For a column having a fixed diameter (as smaller as possible) and a very high load, exceeding 5,000 tons, the proportion of the concrete, the percentage of longitudinal reinforcement, independent or helical binders and steel pipes filled with concrete must be taken into consideration, and only an experimental comparison may suggest the best solution.



## 2. OUTLINE OF TESTED SERIES OF MODELS

Our tests concerned exceptional cases of reinforcement, beyond the rules established by the Italian Code for calculating the increase in bearing capacity due to the circular binding.

Two series of 1 : 2,5 models were tested. They were circular columns ( $\phi = 40$  cm) with different height Length, diameter, type of concrete, shape of web reinforcement (welded circular hoop), steel reinforcement of normal specified yield point ( $2,400 \text{ Kg/cm}^2$ ) were common factors for each series; whereas the percentage  $\mu$  of the longitudinal bars, of section  $A_f$ , and  $\mu_1$  of the circular binders ( $\wedge$ ), of equivalent section  $A_s$ , were different (Table 1).

1<sup>st</sup> SERIES

model N°	$\phi$ column cm	H cm	$A^\Omega$ cm <sup>2</sup>	$A_n$ core cm <sup>2</sup>	$A_f$ cm <sup>2</sup>	$\mu$ %	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$\mu_1$ %	$A_{tot}$ cm <sup>2</sup>	$\mu_{tot}$ %	$P_r$ (tons) rupture		$\sigma_r = \frac{P_r}{\Omega}$ Kg cm <sup>2</sup>	$A_l$ (*) cm <sup>2</sup>	$\frac{\epsilon_d}{\epsilon_1}$	(P)
											(◇)	(●)				
1	40	300	1250	-	0	0	0	0	0	0	-	306	245	1250	0,20	125
2	40	300	1250	706	12,5	1	25,0	2	37,5	3	187,5	350	280	2562	0,20	125
3	40	300	1250	633	25,0	2	12,5	1	37,5	3	282,0	350	280	2187	0,22	125
4	40	300	1250	633	62,5	5	125,0	10	187,5	15	560,0	1006	805	7812	0,18	250
5	40	300	1250	633	125,0	10	62,5	5	187,5	15	750,0	950	750	5937	0,14	250
6	40	300	1250	467	125,0	10	250,0	20	375,0	30	970,0	1525	1220	14375	0,09	250
7	40	300	1250	408	250,0	20	125,0	10	375,0	30	1060,0	1406	1125	10625	0,14	250

2<sup>nd</sup> SERIES

model N°	$\phi$ column cm	H cm	$A^\Omega$ cm <sup>2</sup>	$A_n$ core cm <sup>2</sup>	$A_f$ cm <sup>2</sup>	$\mu$ %	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$\mu_1$ %	$A_{tot}$ cm <sup>2</sup>	$\mu_{tot}$ %	$P_r$ (tons) rupture	$\sigma_r = \frac{P_r}{\Omega}$ Kg cm <sup>2</sup>	$A_l$ (*) cm <sup>2</sup>	$\frac{\epsilon_d}{\epsilon_1}$	(P)
1	40	200	1250	907	33,9	2,7	17,6	1,35	51,5	4,1	675	540	2550	0,26	250
2	40	200	1250	-	22,6	1,8	50,2	4,0	72,8	5,8	825	660	4598	0,60	250
3	40	200	1250	-	22,6	1,8	100,4	8,0	123,0	9,8	1180	944	7620	0,60	250
1 a	40	200	1250	907	33,9	2,7	17,6	1,35	51,5	4,1	650	520	2550	0,27	250
2 a	40	200	1250	-	22,6	1,8	50,2	4,0	72,8	5,8	780	624	4598	-	-
3 a	40	200	1250	-	22,6	1,8	100,4	5,0	123,0	9,8	1130	904	7620	-	-

(◇) VALUE AT INTERRUPTION OF TEST (COLUMNS H=3 m)

(●) FAILURE ON SPECIMEN OF 120 cm HEIGHT

(\*)  $A_l = A_n + 15 A_f + 45 A_s$

(^ ) This percentage is related to the equivalent unit weight.

### 1st Series

Tests were carried out on 7 circular section models,  $\phi = 40$  cm and 300 cm high, corresponding to a prototype  $\phi = 1$  m and 7.5 m high.

The first column had no steel reinforcement; the others 6 were divided into three groups of two models, with total reinforcing percentage  $\mu_{\text{tot.}} = \mu + \mu_1$  of 3%, 15% and 30% respectively.

In each group the first model had double  $\mu$ , and  $\mu_1$  reduced by half, in relation to the second one.

The gradually increasing practically centered axial load tests were carried out in two separate stages. Stage one was interrupted when the radial displacements of the pillar became noticeable. In the second stage the height of the columns was reduced to  $h = 120$  cm; the columns were then subjected to gradually increasing axial load up to collapse.

The tests showed a better behaviour of axial reinforcement during the first tests stage, whereas at collapse the models with circular reinforcement behaved a little better.

During the first stage axial and diametral deformations were measured; in the second stage (column 120 cm high) only measurements of diametral deformations were taken (fig. 1).

The concrete was composed of crushed limestone, with a maximum grain size of 9 mm; the cement was normal (type 500), in the proportion of  $300 \text{ Kg/m}^3$ , with the ratio  $W/C = 0.6$ .

### 2nd Series

Here we had a prototype column  $\phi = 100$  cm and 5 m high with longitudinal reinforcement of steel ( $\phi = 32$  mm,  $\mu = 2.7\%$ ) and circular binders ( $\phi = 20$  mm) 9 cm spaced ( $\mu_1 = 1.35\%$ ). The column was tested with the eccentric load foreseen in design ( $e = 56$  mm) up to the maximum of the press-machine (2,000 tons), without reaching the collapse.

Moreover three 1 : 2.5 scale models ( $\phi = 40$  cm, 200 cm high) were tested: the first was exactly the model of the above mentioned prototype, while in the two others the reinforcing binders were composed of mild steel tubes, 4 and 8 mm thick respectively. These three models were tested with central load.

A second group of 3 models, equal to the previous ones, was tested with eccentric load as for the prototype ( $e_m = 56/2.5 = 22.4$  mm).

All these models were tested up to collapse. At the various load stages both horizontal and diametral deformations were measured (fig. 2).

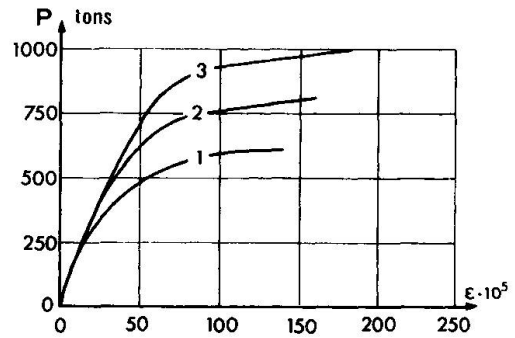
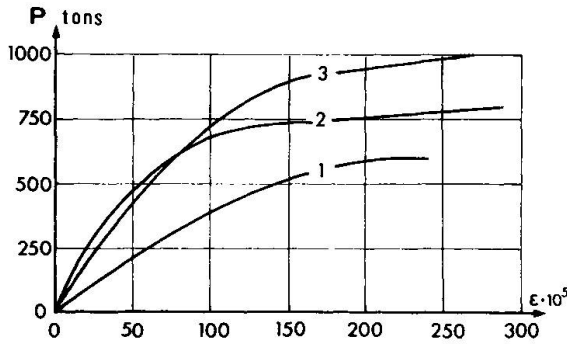
The concrete used for models was composed of quarry aggregates, with maximum grain size of 30 mm, high resistance cement (type 680) ( $\wedge$ ) in the proportion of  $360 \text{ Kg/m}^3$ ; ratio  $W/C = 0.4$ .

Some photos give an idea of the reinforcements and of the models after the collapse.

---

( $\wedge$ ) Failure  $430 \text{ Kg/cm}^2$  at 28 days.

### CENTERED LOAD



STEEL REINFORCEMENT

- 1- longitudinal 30  $\phi$  12; rings  $\phi$  8/3.6 cm
- 2- steel pipe s=4mm+longitud. 20  $\phi$  12
- 3- steel pipe s=8mm+longitud. 20  $\phi$  12

FAILURE

- 1- 675 tons
- 2- 825 tons
- 3- 1180 tons

### ECCENTRIC LOAD ( $e=22,4$ mm)

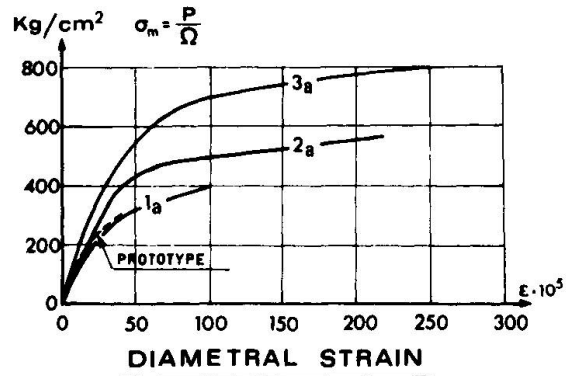
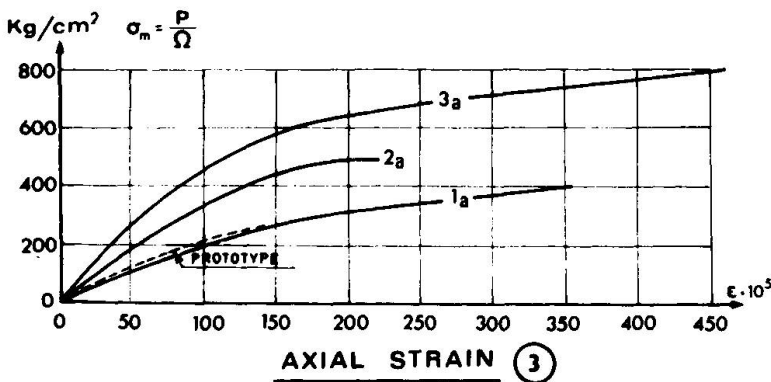
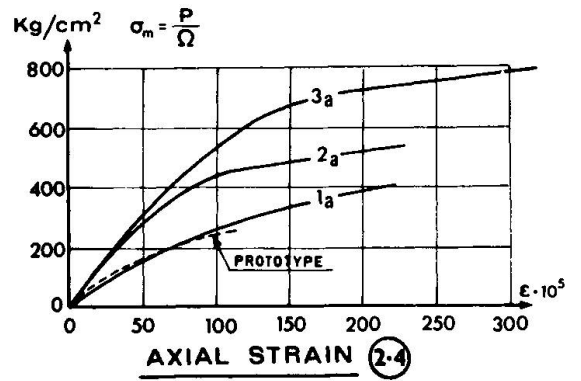
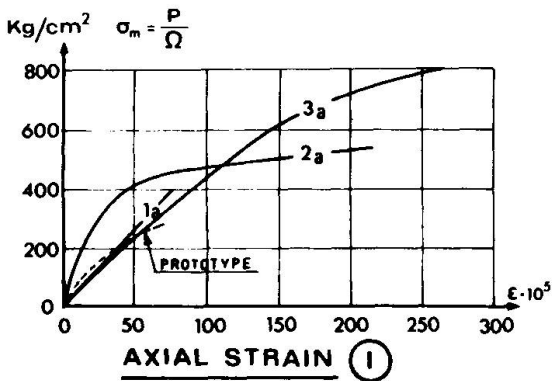


FIG. 2 - Second series

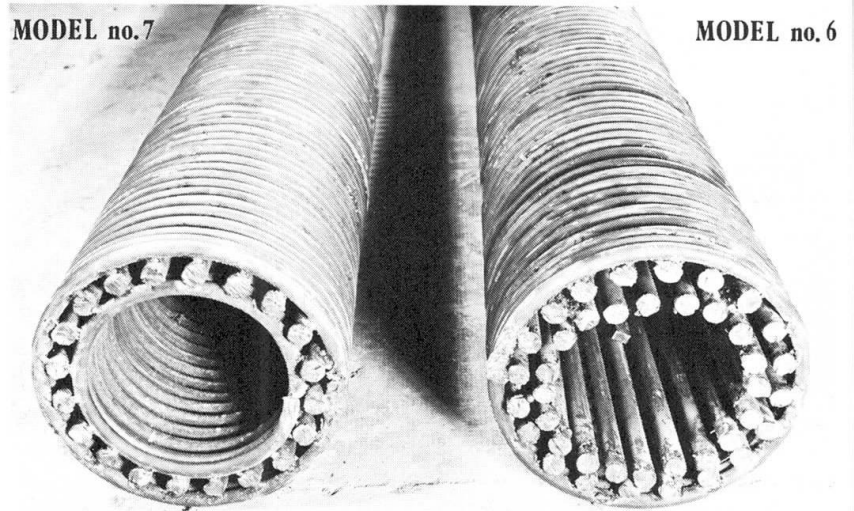
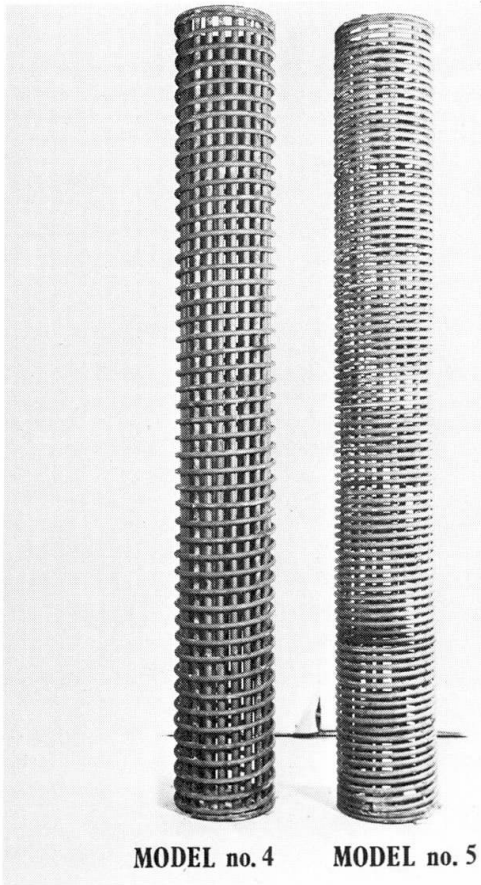


PHOTO 2 ↑ First Series:

Model no. 6 :  $\mu = 10\%$ ,       $\mu = 20\%$ .  
 Model no. 7 :  $\mu = 20\%$ ,       $\mu = 10\%$ .

PHOTO 1 ← First Series:

Model no. 4 :  $\mu = 5\%$ ,       $\mu = 10\%$ .  
 Model no. 5 :  $\mu = 10\%$ ,       $\mu = 5\%$ .

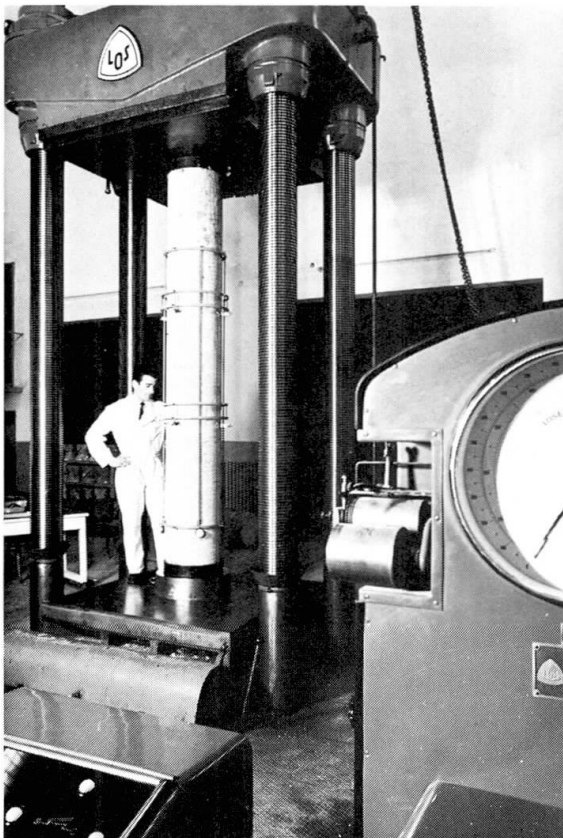


PHOTO 4 ↑ First Series:

1. 20 m height models after failure tests.

PHOTO 3 ←

Model under test; view of the apparatus for measurement of axial and diametral deformations.

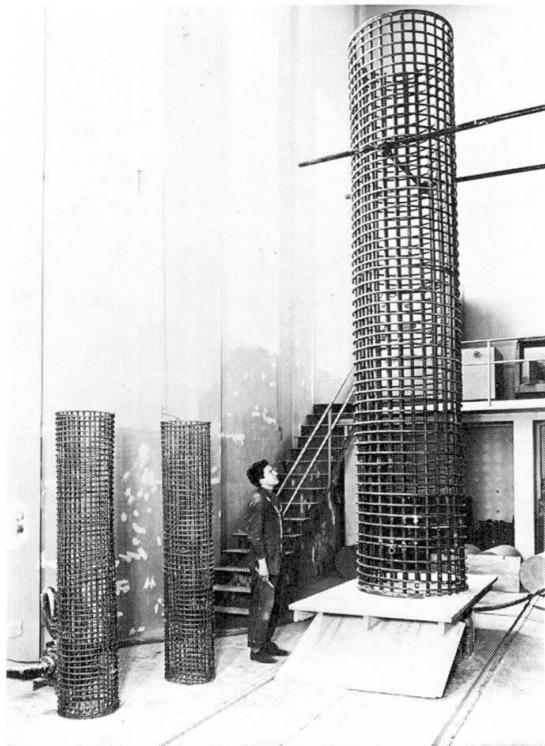


PHOTO 5 Second series:  
Reinforcement of prototype pillar.



PHOTO 6 Second series:  
Prototype pillar under test.

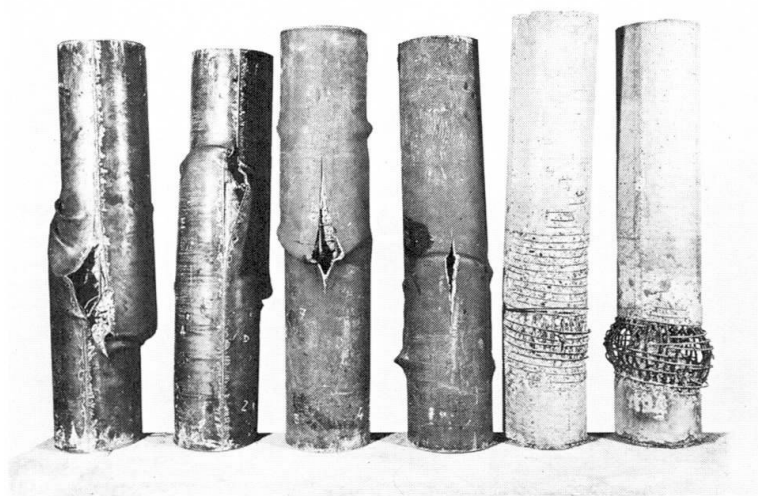


PHOTO 7 Second series: ( $H = 2\text{ m}$ ):  
Models after failure tests.

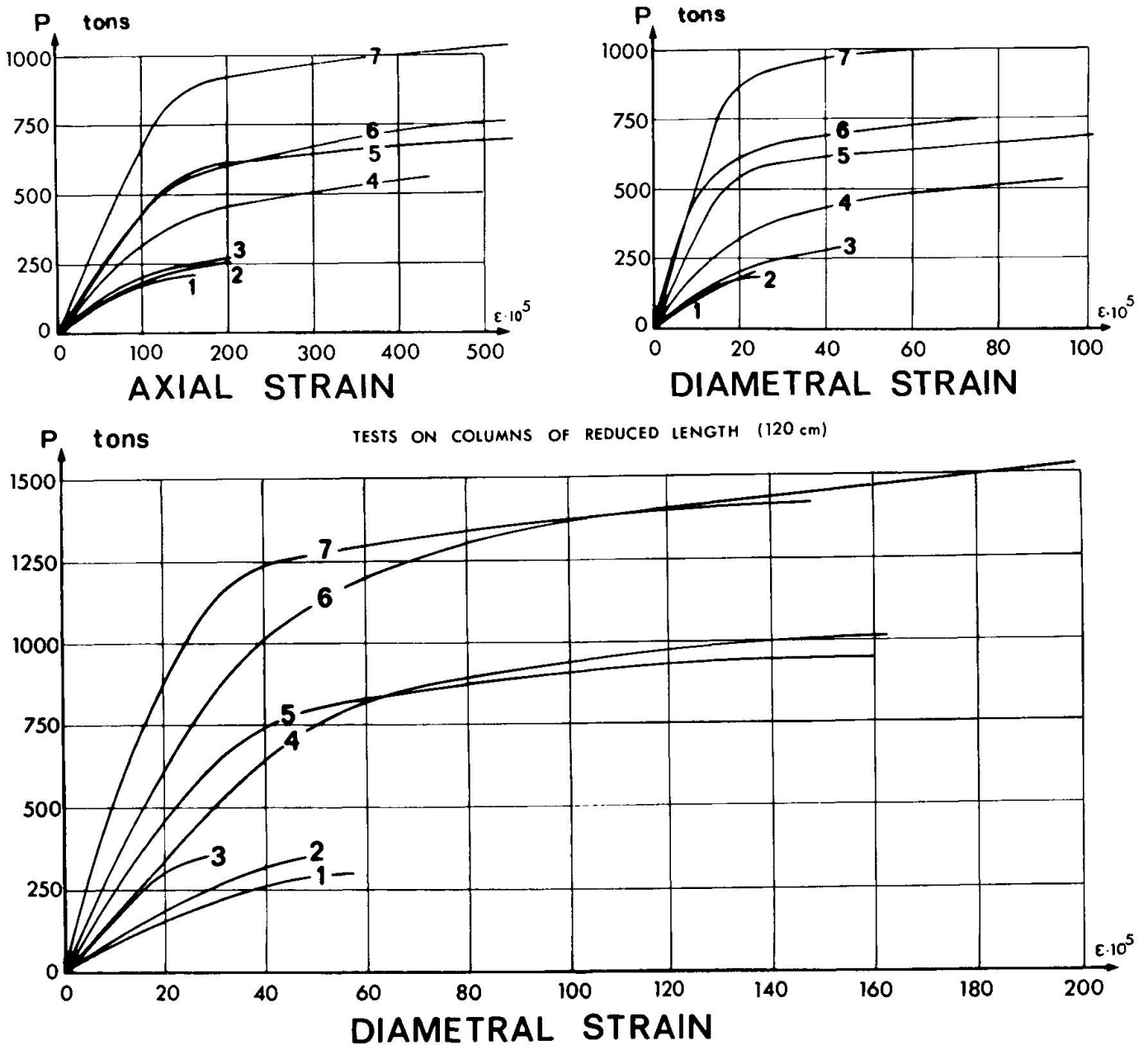


FIG.1 - First series

### 3. CONCLUSIONS

The tests on large scale models of strongly reinforced concrete circular columns, having limited slenderness, may give useful indications in design stage.

The first series of tests shows the elevate ultimate capacity of strongly reinforced concrete columns. Up to the yield point, the axial reinforcement appears more useful than the binder reinforcement; at collapse the binders show greater efficiency.

In the second series, the agreement of the deflections of one prototype and the corresponding model have been established. Moreover the remarkable influence of steel pipe reinforcement has been shown.

## SUMMARY

The paper deals with some tests on large scale models of strongly reinforced concrete columns having circular shape and limited slenderness. The usefulness of this type of tests in design stage is put in evidence.

## RESUME

Le rapport présente quelques essais sur de grands modèles de colonnes circulaires en béton fortement armé et d'élançement limité. On met en évidence l'utilité de ce type d'essai dans la phase du projet.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Artikel beschreibt Versuche an hochbewehrten Säulen mit kreisförmigem Querschnitt und begrenzter Schlankheit. Die Zweckmässigkeit dieser Art von Versuchen in der Entwurfsphase wird hervorgehoben.

## IV

### **A Simplified Computer Oriented Method of Ultimate Strength Check of a Prestressed Concrete Column under Axial Load and Biaxial Bending**

Une méthode calcul simple par ordinateur pour le calcul de la charge ultime de grandes colonnes précontraintes en béton armé sous charge axiale et flexion biaxiale

Eine vereinfachte computerorientierte Methode zur Berechnung der Bruchlast grosser vorgespannter Stützen unter axialer Last und zweiachsigter Biegung

**Subrata DALAL**

Senior Structural Engineer  
Trudeau, Gascon, Lalancette and Co.  
Montreal, Canada

**Paul ZIA**

Professor  
North Carolina State University  
Raleigh, N.C., U.S.A.

**Zenon A. ZIELINSKI**

Professor of Engineering  
Sir George Williams University, Montréal  
Quebec, Canada

#### 1) INTRODUCTION

Prestressing a concrete column appears to be a questionable idea if the eccentricity of the load is very small. But when the eccentricities become quite big the idea of prestressing the column becomes attractive to keep the size of the column or the amount of mild steel or both within certain limits. Prestressed concrete column under axial load and bending has been treated by several authors (1,2,3,6). Reference 4 describes a procedure to design prestressed concrete columns under uniaxial bending. Al-Rawi has developed interaction surfaces for axial load, bending moment and torsion for circular prestressed concrete columns (5).

This paper discusses a method of calculating the ultimate strength of prestressed concrete columns under biaxial bending and of course, axial load. The sections of the columns can be of any shape. The method described is suitable for computerized calculation. For our purpose, we shall investigate a hollow trapezoidal section. A similar case can be found in the design of the Olympic Stadium, Montreal. It might be said that a trapezoidal section may not be most efficient in resisting biaxial bending. But, in many practical structures, column sections might be dictated by the architect's idea.



## 2) DEFINITION OF THE PROBLEM

The section of the column assumed is shown in Fig. 1 with the prestressing and non-prestressing reinforcements defined, as shown in Fig. 2.

The following assumptions are made.

(i) Strains in concrete and reinforcing steel shall be proportional to the distance from the neutral axis.

(ii) The maximum strain in concrete at ultimate failure,  $\epsilon_{cu} = 0.003$ .

(iii) Stress strain relationships for prestressing steel as shown in Fig. 3. The diagram can be idealized as made of 3 straight lines. The maximum strain in prestressing steel at ultimate failure  $\epsilon_{su} = 0.04$ .

(iv) Stress in non-prestressed reinforcement proportional to modulus of elasticity of steel,  $E_s$ , with continuous maximum value equal to yield strength.

(v) A rectangular stress block for concrete at failure.

(vi) The column is a short column, with no buckling effect.

(vii) Bonded prestressing is used.

(viii) Though the interaction diagram between axial load and bending moment for prestressed concrete sections does not have a clearly defined balanced point, one will be assumed.

(ix) The following values of capacity reduction factors ( $\phi$ ) shall be used:

When compression governs -  $\phi = 0.70$

For pure flexure -  $\phi = 0.90$  with interpolated values for intermediate cases.

The typical interaction diagram between bending moment and axial load for a prestressed concrete column is shown in Fig. 4(a). This is idealized in Fig. 4(b). The interaction diagrams can be drawn if  $P_u$ ,  $M_{uz}$ ,  $M_{uy}$ ,  $P_{bz}$ ,  $M_{bz}$ ,  $P_{by}$  and  $M_{by}$  can be computed. Once the interaction diagram can be drawn,  $M_{uza}$  and  $M_{uya}$  values can be obtained from the value of  $P_{ud}$  as shown in Fig. 4(b).

Then the ultimate strength will be acceptable if

$$(M_{uzd}/M_{uza})^{1.5} + (M_{uyd}/M_{uya})^{1.5} \leq 1.0$$

## 3) ESTABLISHING INTERACTION DIAGRAM

As mentioned before, to establish the interaction diagrams one has to compute the values of  $P_u$ ,  $M_{uz}$ ,  $M_{uy}$ ,  $P_{bz}$ ,  $M_{bz}$ ,  $P_{by}$  and  $M_{by}$ .

(i) Value of  $P_u$ 

The value of  $P_u$  for tied column as given in Ref. 4 is:

$$P_u = 0.7 \times 0.85 [0.85 f'_c \cdot A_c + A_{so} \cdot f_y - A_s \cdot E_s \{ \epsilon_{se} - (\epsilon_{cu} - f_{ce}/E_c) \}] \quad (1)$$

The equation shows that the load capacity of the column is composed of load carried by the concrete as well as the non-prestressed vertical reinforcement minus the residual tension in the prestressing steel as given by the last term of the equation.

(ii) Value of  $+ M_{uz}$ 

To calculate  $M_{uz}$  we have to define the balanced condition. For the balanced condition under pure flexure the strain diagram, actual and assumed stress diagrams are shown in Fig. 5.

From the strain diagram we get

$$y_b = [\epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{su} - \epsilon_{se})] d \quad (2)$$

and we define

$$a_b = K_1 y_b \quad (3)$$

where  $K_1$  is given by

$$K_1 = 0.85 - .05 \left( \frac{f'_c}{1000} - 4 \right) \quad (4)$$

All the variables of the above equations being given for a particular problem,  $y_b$  can be calculated.

Now, in Fig. 6, the cross-section is given with strain and force diagrams. It is seen that if the depth of neutral axis is known all unknowns can be computed.

At this point, we can find out the depth of neutral axis by trial and error. A suggested method, suitable for computer adoption is given below.

Step 1

Assume

$$a = a_b \times 0.1$$

Step 2

Calculate the corresponding strains in the reinforcements as follows:

$$S_{sd} = \epsilon_{cu} / (a/K_1) = K_1 \times \epsilon_{cu} / a$$

$$\epsilon_{102} = -\epsilon_{cu} + S_{sd} \times Y_{01}$$

$$\epsilon_{304} = -\epsilon_{cu} + S_{sd} \times Y_{03}$$

$$\epsilon_{12} = -\epsilon_{cu} + S_{sd} \times Y_{101}$$

$$\epsilon_{1314} = -\epsilon_{cu} + S_{sd} \times Y_{013}$$

$$\epsilon_{1516} = -\epsilon_{cu} + S_{sd} \times Y_{015}$$

$$\epsilon_{34} = -\epsilon_{cu} + S_{sd} \times Y_{103}$$

(NOTE: If prestressing steel strain  $\epsilon_{34}$  is greater than  $\epsilon_{su} - \epsilon_{se}$  go back to Step 1 and start with the next value.)

Step 3

Calculate the corresponding stresses in prestressed and non-prestressed reinforcements.

For non-prestressed reinforcements

$$\text{Stress} = \epsilon \times E_s \leq f_y$$

For prestressed reinforcements, the stresses are to be obtained from Fig. 3 for the corresponding strains from the previous step plus  $\epsilon_{se}$ .

Step 4

Calculate the corresponding forces in the reinforcements by multiplying by respective areas.

Step 5

Calculate the forces in concrete.

$$\text{If } a \leq t_p, \quad C_c = -Z_p \times a \times 0.85 f'_c$$

$$\text{If } a > t_p, \quad C_c = C_{cf} + C_{cw}$$

where

$$C_{cf} = -Z_p \times t_p \times 0.85 \times f'_c$$

$$\text{and } C_{cw} = - (a-t_p) \times 2 \times t_w \times 0.85 \times f'_c$$

$$\text{So, } C = C_c + C_{102} + C_{304} + C_{12}$$

$$\text{and } T = T_{1314} + T_{1516} + T_{34}$$

$$\text{Then } \text{CTR} = C/T$$

### Step 6

If  $\text{CTR} < 1$ , go to Step 1, increase the value of  $a$  and go through all the steps until  $\text{CTR} \geq 1$ .

By going through the above six steps, the value of depth of neutral axis and hence of all internal forces developed are calculated. Then we can say the value of  $M_{uz}$  is given by:

$$\text{If } a \leq t_p$$

$$M_{uz} = 0.9 [C_{102} \times Y_{01} + C_{304} \times Y_{03} + C_{12} \times Y_{101} + C_c \times 0.5 \times a + T_{1314} \times Y_{013} + T_{1516} \times Y_{015} + T_{34} \times Y_{103}] \quad (5)$$

and if  $a > t_p$

$$M_{uz} = 0.9 [C_{102} \times Y_{01} + C_{304} \times Y_{03} + C_{12} \times Y_{101} + C_{cf} \times t_p \times 0.5 + C_{cw} \times (a+t_p) \times 0.5 + T_{1314} \times Y_{013} + T_{1516} \times Y_{015} + T_{34} \times Y_{103}] \quad (6)$$

### (iii) Values of $P_{bz}$ and $M_{bz}$ (+V<sub>e</sub>)

In computing the values of  $+M_{uz}$  we had to find the values, through an iterative process of successive increase-ment of  $a$  value until internal forces balance. Now we can ask the computer to either pick up or jump to the value when  $a = a_p$  and get the value of all internal forces developed, namely  $C_{102}$ ,  $C_{304}$ ,  $C_{12}$ ,  $T_{1314}$ ,  $T_{1516}$ ,  $T_{34}$  and  $C_c$ .

Then

$$P_{bz(+V_e)} = 0.7[C_{102} + C_{304} + C_{12} + T_{1314} + T_{1516} + T_{34} + C_c] \quad (7)$$

and, if  $a \leq t_p$

$$M_{bz(+V_e)} = 0.7[C_{102} \times Y_{01} + C_{304} \times Y_{03} + C_{12} \times Y_{101} + C_c \times 0.5 \times a + T_{1314} \times Y_{013} + T_{1516} \times Y_{015} + T_{34} \times Y_{103}] \quad (8)$$

If  $a > t_p$

$$M_{bz(+V_e)} = 0.7 [C_{102} \times Y_{01} + C_{304} \times Y_{03} + C_{12} \times Y_{101} + C_{cf} \times t_p \times 0.5 + C_{cw} \times (a+t_p) \times 0.5 + T_{1314} \times Y_{013} + T_{1516} \times Y_{015} + T_{34} \times Y_{103}] \quad (9)$$

(iv) Values of  $+M_{uy}$ ,  $P_b$  and  $M_{by}$

These values can be computed on the basis of the same principle as described before. Only the difference with the equations will be longer because of unsymmetric nature of the section.

#### 4) ULTIMATE STRENGTH CHECK

Once the critical values are found out, the interaction diagrams can be drawn for the given section. Then the  $M_{uza}$  and  $M_{uya}$  values can be computed by getting the  $P_{ud}$  value.

$M_{uza}$  Value

If  $P_{ud} \leq P_{bz}$

$$M_{uza} = M_{uz} + (M_{bz} - M_{uz}) \times P_{ud}/P_{bz} \quad (10)$$

and if  $P_{ud} > P_{bz}$

$$M_{uza} = M_{bz} - M_{bz} \times (P_{ud} - P_{bz}) / (P_u - P_{bz}) \quad (11)$$

Similarly,  $M_{uya}$  values can be computed from the other interaction diagram.

Then, check whether

$$\left(\frac{M_{uzd}}{M_{uza}}\right)^{1.5} + \left(\frac{M_{uyd}}{M_{uya}}\right)^{1.5} \leq 1.0$$

If so, then the section is acceptable.

#### 5) CONCLUSION

(a) A method is outlined to check the ultimate strength of a prestressed concrete column under axial load and biaxial bending. The method is suitable for computer adoption. With this method any shape with any kind of distribution of prestressed and non-prestressed reinforcements can be handled.

(b) The section of the column used for example, is a hollow trapezoidal box section. It is assumed as a tied column. A fifteen percentage reduction in strength is used for tied columns.

(c) It is assumed as a short column. The effect of instability is not considered. Reference No. 4 may be followed for that purpose.

6) NOTATIONS

- $a_b$  = depth of equivalent rectangular stress block  $k_1 \cdot d$  (in).  
 $A_s$  =  $\Sigma(A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} + A_{s4})$  - total prestressing reinforcing area ( $\text{in}^2$ ).  
 $A_{so}$  =  $\Sigma(A_{s01} + A_{s02} \dots A_{s016})$  - total non-prestressing reinforcing area ( $\text{in}^2$ ).  
 $A_{s1}$  to  $A_{s4}$  = prestressing reinforcing area ( $\text{in}^2$ ).  
 $A_{s01}$  to  $A_{s016}$  = non-prestressing reinforcing area ( $\text{in}^2$ ).  
 $d$  = effective depth of column section (in).  
 $D$  = overall depth of column section (in).  
 $E_c$  = modulus of elasticity of concrete (psi).  
 $E_s$  = modulus of elasticity of steel (psi).  
 $f'_c$  = 28 day compressive cylinder strength of concrete (psi).  
 $f_{pu}$  = ultimate strength of prestressing steel (psi).  
 $f_y$  = yield strength of non-prestressed reinforcement (psi).  
 $M_{bz}$  or  $M_{by}$  = ultimate flexure capacity of the section at the balanced point with bending about z or y-axis respectively.  
 $M_{uz}$  or  $M_{uy}$  = ultimate capacity of the section in pure bending about z or y-axis respectively.  
 $M_{uza}$  or  $M_{uya}$  = ultimate  $M_z$  or  $M_y$  allowable corresponding  $P_{ud}$ .  
 $M_{uzd}$  or  $M_{uyd}$  = ultimate  $M_z$  or  $M_y$  developed corresponding  $P_{ud}$ .  
 $P_{bz}$  or  $P_{by}$  = ultimate load on the section at balanced point with bending about z or y-axis respectively.  
 $P_u$  = ultimate axial load capacity of the section  
 $P_{ud}$  = ultimate axial load developed  
 $t_G$  = thickness of wider flange (in).  
 $t_p$  = thickness of smaller flange (in).  
 $t_w$  = thickness of web (in).  
 $y_b$  = depth of neutral axis from extreme fibre (in).  
 $y_g$  = distance between extreme fibre of wider flange to centroidal axis (in).  
 $y_p$  = distance between extreme fibre of smaller flange to centroidal axis (in).  
 $Y_{01}$  to  $Y_{015}$  = distance of non-prestressing reinforcing from extreme fibre of smaller flange (in).  
 $Y_{101}$  to  $Y_{103}$  = distance of prestressing reinforcing from extreme fibre of smaller flange (in).  
 $Z_{01}$  to  $Z_{016}$  = distance of non-prestressing reinforcing from Y-Y axis (in).  
 $Z_{101}$  to  $Z_{104}$  = distance of prestressing reinforcing from Y-Y axis (in).  
 $\epsilon_{cu}$  = strain of concrete at ultimate failure.

- $\epsilon_{se}$  = initial strain of prestressing steel corresponding to effective force.  
 $\epsilon_{su}$  = prestressing steel strain at ultimate failure  
 $\phi$  = capacity reduction factor

## 7) REFERENCES

1. Zia, P., and Moreadith, F.L., Ultimate Load Capacity of Prestressed Concrete Columns, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 63, No. 7, (July 1966), pp.767-788.
2. Zia, P., and Guillerno, E.C., Combined Bending and Axial Load in Prestressed Concrete Columns, Journal of Prestressed Concrete Institute, Vol. 12, No. 3, (June 1967), pp.52-59.
3. Anderson, R.A. and Moustafa, S.E., Ultimate Strength of Prestressed Concrete Piles and Columns, ACI Journal, (August 1970), pp.620-635.
4. PCI Committee on Prestressed Concrete Columns, Tentative Recommendations for the Design of Prestressed Concrete Columns, PCI Journal, (October 1968), pp. 12-21.
5. Al-Rawi, G.A., Circular Prestressed Concrete Columns Subject to Concentric Forces, Bending Moment and Torsion, Ph.D. Dissertation, The Univ. of Oklahoma, (1971), (University Microfilms, Ann Arbor, Mich.).
6. Zielinski, Z.A., Research and Design Method for Prestressed Columns - Research Report, North Carolina State University, Raleigh, (1966).
7. Zielinski, Z.A., Prefabrykowane dzwigary sprezone (Textbook - Prestressed Precast Girders 300 pages), Arkady, Warsaw, (1962) - Second Edition.

## SUMMARY

This paper presents a computerized method of analysis of the ultimate strength of large size prestressed concrete columns of tubular section under different axial bending and torsional loadings.

Such a column may appear in the design practice of bridges, towers or stadiums. The analysis is carried out on examples of large "column-consols" of Olympic Stadium in Montreal.

The safety of the columns is being analyzed, using interaction surfaces describing the ultimate strength under multi-axial different moments and force action.

## RESUME

La contribution présente une méthode de calcul simple par ordinateur pour le contrôle de la charge ultime de grandes colonnes précontraintes en béton armé de section tubulaire sous différents cas de charge de flexion et de torsion.

De telles colonnes se trouvent, en pratique, dans les ponts, tours et stades. L'analyse traite des exemples de grandes "colonnes-consols" du stade Olympique de Montréal.

La sécurité des colonnes est déterminée par l'emploi de surfaces d'interaction décrivant la résistance ultime sous différents moments et forces.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag zeigt eine computerorientierte Methode zur Berechnung der Bruchlast grosser vorgespannter rohrförmiger Stahlbetonstützen unter verschiedenen Kombinationen von Normalkraft, Biegung und Torsion.

Solche Stützen finden sich in der Praxis bei Brücken, Türmen (Masten) und Stadien. Die Berechnung wird an Beispielen grosser Säulenkonsolen des Olympia-Stadion von Montreal gezeigt.

Die Sicherheit der Säulen wird dabei mit Hilfe von Interaktionsflächen untersucht, welche die Beziehungen zwischen den verschiedenen Bruchschnittkräften wiedergeben.



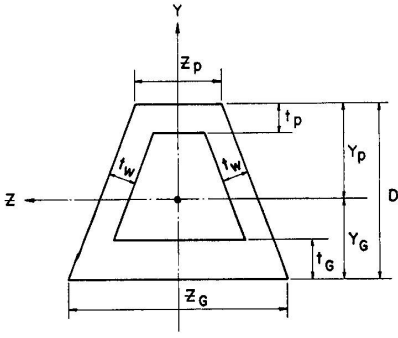


FIG. 1 DETAILS OF COLUMN CROSS-SECTION

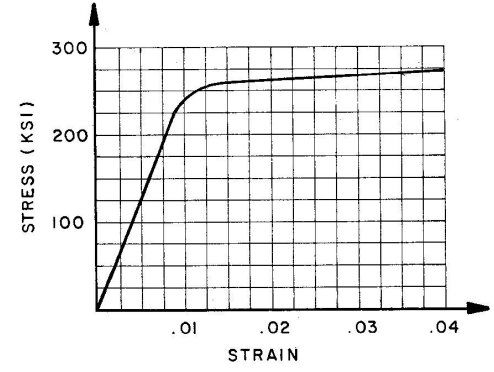


FIG. 3 (STRESS-STRAIN RELATIONSHIP FOR PRESTRESSING STEEL)

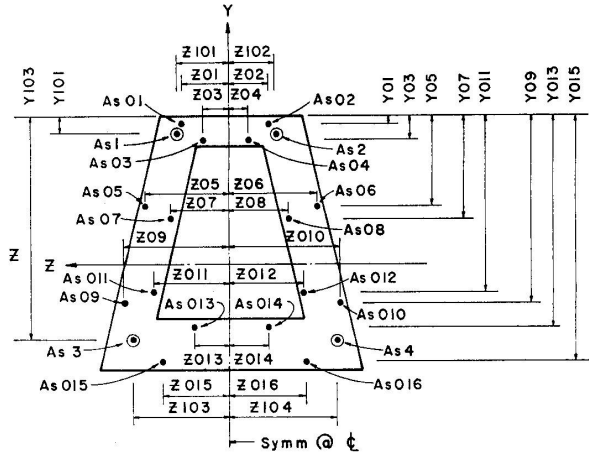


FIG. 2 REINFORCEMENT (PRESTRESSING & NON-PRESTRESSING) DETAILS

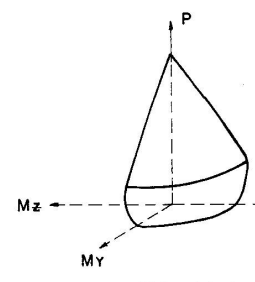


FIG. 4 (a)

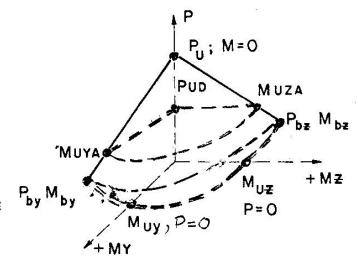


FIG. 4 (b)

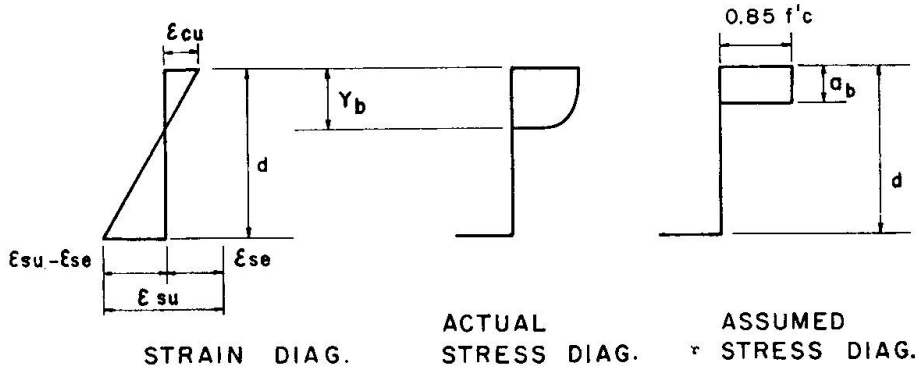
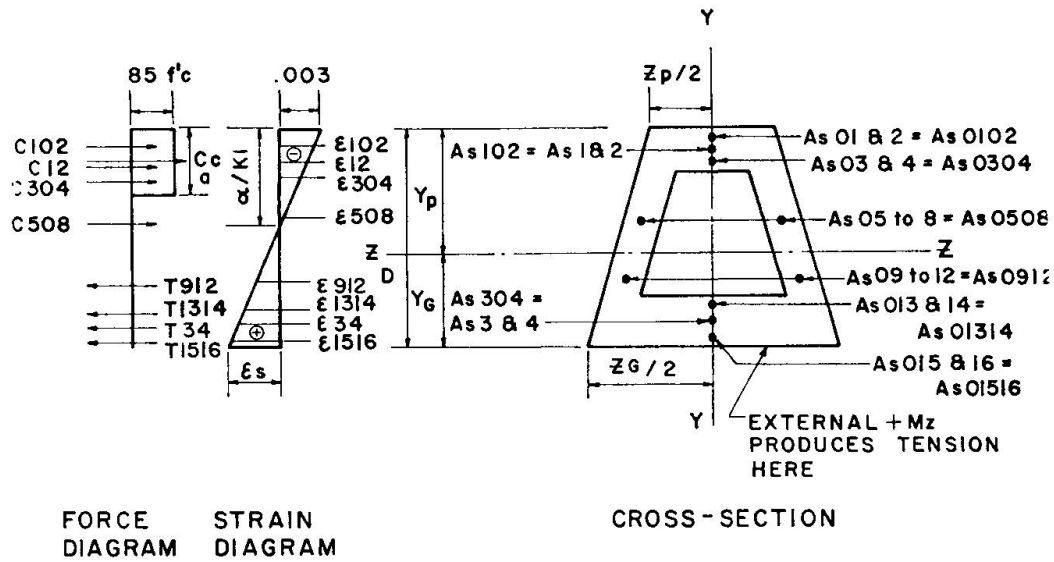


FIG. 5 STRESS & STRAIN DIAGRAM AT FAILURE UNDER PURE FLEXURE AT BALANCED CONDITION



(For practice purposes ignore As05 to As012)

FIG. 6 VALUE OF +Muz

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## IV

### **Bilan des recherches sur le dimensionnement et la sécurité des pièces comprimées en béton armé, en France**

Balance of the Researches on Design and Safety of Reinforced Concrete Compression Members, in France

Bilanz der Forschungen über die Bemessung und Sicherheit von Stahlbeton-Druckgliedern, in Frankreich

**B. FOURÉ**

Ingénieur au S.E.S.  
St-Remy-les-Chevreuse

**A. MORISSET**

Ingénieur à la  
S.E.T.E.C.

**M. VIRLOGEUX**

Ingénieur au S.E.T.R.A.  
D.O.A.-A

#### 1. Etudes sur la stabilité des poteaux en béton armé

L'aspect moderne de ces études débute en France avec la présentation d'une communication de M. FAESSEL devant le Comité Technique de l'A.F.P.C., en 1965. La méthode proposée, basée sur des principes connus, utilisait pour la première fois l'ordinateur pour le calcul de la charge de flambement d'un poteau en béton armé. Ce poteau, articulé à ses deux extrémités, était soumis à une charge excentrée. La méthode utilisait des lois de comportement réelles des matériaux, acier et béton, et supposait la déformée sinusoïdale.

Cette méthode a été explicitée et confrontée avec de nombreux résultats d'essais par MM. ROBINSON et MODJABI (1). Elle a été présentée en 1967 par M. ROBINSON à la Commission "Flambement" du Comité Européen du Béton (Bulletin d'information N° 62), et ultérieurement adoptée par celui-ci sous le nom de "Model Column Theory". Elle présente l'avantage sur d'autres méthodes de traiter les deux cas de rupture par épuisement de la capacité résistance de la section, et de ruine par divergence d'équilibre, de façon unique, comme la recherche d'un maximum de capacité portante d'un poteau.

L'exploitation systématique de cette méthode a permis l'établissement de tables de résultats numériques (5) (9) directement utilisables par le projeteur. Par ailleurs, les études, tant théoriques qu'expérimentales, se sont développées dans plusieurs voies :

- extension de la méthode de M. FAESSEL en cas des poteaux précontraints (2) ;
- généralisation au cas de poteaux articulés, chargés avec des excentricités différentes aux deux extrémités, et à celui de poteaux carrés chargés en dehors d'un plan de symétrie (3) (6) (8) (9) ;
- étude expérimentale du déversement de poteaux en I, chargés dans le plan de plus grande inertie (3) (7).

## 2. Prise en compte du fluage

Le comportement des éléments comprimés en béton armé est fortement influencé par les effets du fluage du béton. Des études ont donc été lancées dans le cadre d'un programme de recherche financé conjointement par l'Administration (S.E.T.R.A.) et la Profession (U.T.I.).

Deux aspects du problème doivent être considérés : l'état limite ultime de stabilité peut être atteint soit sous l'action de la seule charge permanente ("flambement par fluage"), soit sous l'effet d'une charge de courte durée agissant sur un poteau déjà déformé par l'action de la charge permanente ("capacité résiduelle" en courte durée) (10).

Dans une première étape, on a étudié le cas simple d'un poteau à inertie constante, articulé à ses extrémités, soumis à une charge permanente et à une surcharge de courte durée agissant selon le même excentrement (12). C'est en effet le seul cas qui ait été antérieurement étudié de façon détaillée et, en particulier, le seul ayant fait l'objet d'études expérimentales.

On peut calculer la charge de flambement par fluage à l'aide de la méthode de M. FAESSEL, en admettant que tout se passe comme si l'on pouvait appliquer une loi de comportement du béton se déduisant de la loi de courte durée par une affinité, parallèle à l'axe des déformations, de rapport  $(1 + \phi)$ ,  $\phi$  étant le coefficient de fluage. La confrontation aux résultats d'essais connus est satisfaisante.

Le calcul de la capacité résiduelle s'effectue comme un calcul à l'état limite ultime en courte durée, mais à partir des déformations de longue durée sous l'action de la charge permanente. On doit, pour cela, prendre en compte le transfert irréversible de contrainte du béton aux armatures dû au fluage par l'artifice des "contraintes résiduelles", proposé par MM. GOYAL et JACKSON (4). La corrélation avec les résultats expérimentaux est excellente.

## 3. Stabilité des piles de grande hauteur à inertie variable

Les méthodes simples de calcul ne sont pas applicables aux piles de grande hauteur et d'inertie variable. En effet, les méthodes simples supposent :

- que les charges sont appliquées aux extrémités de la pile, ce qui n'est pas le cas lorsque les charges de poids propre, dues au vent ou aux séismes, sont réparties sur toute la hauteur de la pile ;
- que l'inertie de la pile est constante, ce qui permet notamment, en se basant sur des constatations expérimentales et des résultats théoriques, de fixer à priori la forme de la déformée (sinusoïde, cercle etc...).

Une méthode de calcul a donc été mise au point par un bureau d'études (S.E.T.E.C.) (13), consistant à rechercher la déformée de la pile en tenant compte des effets dits du second ordre, dans le calcul des sollicitations.

Pour cela, la pile est décomposée en une série de tronçons d'inerties constantes. La déformée de l'ensemble est assimilée à une succession d'arcs de cercles, tangents entre eux, correspondant à chacun de ces tronçons. Les rayons des arcs de cercles sont obtenus en calculant les déformations des sections droites en fonction des efforts (effort normal et moment) qui leur sont appliqués. Les calculs sont faits avec des lois de comportement réelles des matériaux. Le calcul de la déformée se fait par itération, chaque itération donnant les flèches le long de la pile. Si les flèches convergent au cours du calcul itératif, la pile est stable ; si elles divergent, la pile est instable.

Cette méthode a été utilisée pour faire l'analyse de la stabilité de trois ouvrages :

- les piles du viaduc du Magnan (ouvrage en béton précontraint, réalisé par encorbellements successifs, de 120 mètres de portée maximum), de 93 mètres de haut, encastrées à la base et libres en tête, soumises à leur poids propre et aux effets du vent, en cours de construction ;
- les piles des viaducs de Roquebrune-Menton (série d'ouvrages en caisson construits par cintre autolanceur, dont les plus grandes portées sont de l'ordre de 45 mètres), de 70 mètres de haut, encastrées à la base et bloquées horizontalement en tête par le tablier, soumises à leur poids propre, au poids du tablier et aux effets de séisme. Il a fallu, dans ce cas, introduire une réaction horizontale hyperstatique, pour tenir compte de la réaction du tablier ;
- les pylônes du pont des Meules (pont à haubans, en béton précontraint, dont la travée principale atteint 320 mètres), de 75 mètres de haut, encastrés dans le tablier qu'ils supportent par l'intermédiaire des haubans. Ces pylônes sont soumis à leur poids propre, aux efforts développés par les haubans, y compris ceux du second ordre, et à l'effet du vent sur les haubans et le pylône.

#### 4. Sécurité vis-à-vis des phénomènes d'instabilité

##### 4.1 Le règlement de béton armé

Les tableaux comparatifs qui figurent au début du rapport préliminaire du Symposium de Québec ont été faits sur la base du règlement de béton armé qui est basé sur le principe des contraintes admissibles, et, essentiellement, sur la théorie de l'élasticité.

Dans le domaine élastique, on peut définir un effort normal critique au sens d'Euler. Les efforts transversaux (le vent par exemple) ou les imperfections de la colonne (excentrement des efforts, déformée initiale etc...) ne modifient pas cet effort critique, et n'influent que sur les contraintes et la flèche.

Le règlement, rédigé dans cet esprit, impose la vérification aux contraintes admissibles de la section la plus sollicitée, en flexion composée, en introduisant des flèches fictives, données par des formules forfaitaires, chargées de traduire la flexion au voisinage de la charge critique.

#### *4.2 Recours au calcul à la rupture*

Ce règlement admet cependant de se référer à un calcul à la rupture, en imposant un rapport minimum entre la charge de rupture et la charge pondérée maximum, dépendant des conditions de chargement. Cela permet, dans les cas courants de poteaux, l'utilisation des tables déjà citées.

#### *4.3 Etat limite ultime de stabilité de forme*

Le nouveau règlement de béton précontraint a été rédigé dans l'esprit du calcul aux états limites. Il prévoit uniquement le calcul à l'état limite ultime de la structure, fait en adoptant des lois de comportement réalistes des matériaux (courbe du type parabole rectangle pour le béton, et élastoplastique parfaite pour l'acier), et en tenant compte des effets du second ordre, et des imperfections géométriques.

Dans ces conditions, il n'est plus possible de définir un effort normal critique. Pour une valeur donnée de l'effort normal, il existe une valeur critique des efforts latéraux, ou même des imperfections de la colonne. On ne peut définir qu'une courbe critique, dans le cas de deux actions, ou, dans le cas général, une relation critique entre les différentes actions.

La sécurité ne peut donc être assurée qu'en vérifiant la stabilité de la structure pour des combinaisons d'actions limites, majorées par des coefficients correctement choisis, et en minorant les caractéristiques mécaniques des matériaux, par d'autres coefficients.

La vérification doit être faite avec les mêmes combinaisons d'actions que pour les états limites ultimes de résistance, affectées des mêmes coefficients.

#### *4.4 Difficultés à surmonter*

4.4.1 Il faut, tout d'abord, noter qu'il est difficile de parler de sollicitations ultimes d'une section, parce que les phénomènes d'instabilité concernent l'ensemble de la structure, et que la divergence ne définit pas nécessairement une courbe

.../...

d'interaction, effort normal-moment, à la différence de ce que l'on a dans le cas de la ruine par épuisement de la capacité résistance d'une section.

4.4.2 Dans le cas des états limites ultimes de stabilité, il n'est pas indifférent de faire porter directement le coefficient  $\gamma_{s3}$  sur les actions, ou de multiplier les sollicitations par  $\gamma_{s3}$ , une fois fait le calcul de la déformation et des effets du second ordre. La multiplication directe des actions par  $\gamma_{s3}$  est une solution pratique, puisqu'elle permet de s'assurer du non-dépassement de l'état limite ultime par un calcul de la déformée sous les actions majorées par les coefficients  $\gamma_{s3}$   $\gamma_Q$ , sans avoir à déterminer de sollicitations ultimes. L'état limite est dépassé lorsque le calcul itératif de la déformée est divergent.

La multiplication des actions par  $\gamma_{s3}$  peut d'ailleurs être justifiée sur le plan théorique.

4.4.3 Il faut définir une loi de comportement du béton.

La loi parabole rectangle minore les modules pour les faibles valeurs des contraintes. Mais cela ne fait que compenser le fait que les valeurs généralement prises en compte pour les modules sont des valeurs les plus probables et non pas des valeurs caractéristiques.

Le facteur  $\frac{0,85}{k_b}$ , introduit pour minorer la contrainte maximum dans le cas de charges soutenues, diminue encore les modules à l'origine. Une correction, délicate, devra être faite.

Les méthodes définies plus haut permettent, en outre, de définir les lois de comportement de longue durée (affinité de rapport  $(1 + \emptyset)$ ), et de prendre en compte la superposition des actions de courtes durées et des actions de longues durées, ce qui est le cas général.

4.4.4 Enfin, les coefficients à prendre sur les matériaux ont une signification différente de celle qu'ils ont pour les états limites ultimes de résistance. Ils doivent prendre en compte les augmentations de la déformabilité de la structure, alors que les coefficients classiques doivent prendre en compte les défauts localisés. Cette différence ne doit cependant pas être surestimée et on peut, en attendant mieux, adopter les mêmes coefficients pour aller dans le sens de la sécurité et de la simplification.

13. A. MORISSET : Vérification de la stabilité des structures élancées à inertie variable.

Communication au Comité Technique de l'A.F.P.C., Juin 1974. Exposé au Cercle des Ingénieurs de Rio de Janeiro, Juillet 1974. A paraître.

14. J.R. ROBINSON, B. FOURÉ et A. SAHEBDJEM : Flambement des poteaux carrés chargés hors d'un plan de symétrie.

Annales de l'I.T.B.T.P. A paraître.



## Références

1. J.R. ROBINSON et S.S. MODJABI : La prévision des charges de flambement des poteaux en béton armé par la méthode de M. P. FAESSEL  
Annales de l'I.T.B.T.P., Septembre 1968.
2. A. MORISSET et J. BESSON : Flambement des poteaux en béton précontraint.  
Colloque International RILEM - Buenos Aires, 1971.
3. B. FOURE : Etude de divers problèmes de flambement de poteaux en béton armé. Colloque international RILEM - Buenos Aires, 1971.
4. B.B. GOYAL et N. JACKSON : Slender concrete columns under sustained load.  
Journal of the structural division ASCE, Novembre 1971.
5. P. FAESSEL, J.R. ROBINSON et A. MORISSET : Tables d'états limites ultimes des poteaux en béton armé.  
S.D.T.B.T.P. Eyrolles (éditeur), 1971.
6. A.Y. BOURGHLI : Recherches sur le flambement de poteaux en béton armé sous charges d'excentricités différentes aux deux extrémités.  
Thèse de Docteur-Ingénieur - Faculté des Sciences - Université de Paris, 1971.
7. M. BELAZOUGHFI : Recherche sur le flambement et le déversement de poteaux en béton armé, à section en H.  
Thèse de Docteur-Ingénieur - Faculté des Sciences - Université de Paris, 1972.
8. A. SAHEBDJEM : Recherche sur le flambement des poteaux en béton armé de section carrée chargés dans un plan radial quelconque.  
Thèse de Docteur-Ingénieur - Faculté des Sciences - Université de Paris, 1972.
9. P. FAESSEL, A. MORISSET et B. FOURE : Le flambement des poteaux en béton armé.  
Annales de l'I.T.B.T.P., Mai 1973.
10. Manuel de calcul : Flambement - Instabilité.  
Bulletin d'Information du C.E.B. N° 93, Juillet 1973.
11. M. VIRLOGEUX : Contribution à l'étude du flambement dans le domaine plastique.  
Annales de l'I.T.B.T.P., Décembre 1973.
12. B. FOURE et A. GRELAT : Stabilité des poteaux en béton armé sous charge de longue durée.  
Communication aux Journées de l'A.F.P.C., Avril 1974.

## Final Speech

Discours final

Schlusswort

### B. THÜRLIMANN

Professor of the Swiss Federal Institute of Technology  
in Zurich  
President of Working Commission III

Mr. Chairman; Ladies and Gentlemen:

I can say I got your message. I think we all are ready to go home. I am therefore not going to present a long summary of our technical sessions. First of all we realize we have designed columns in the past and will design columns in the future regardless of the outcome of our Symposium. What then was the use of the Symposium? I would answer we have assembled the state of art on a truly international basis. Therefore we should be able to write better specifications and also to design more reliable or more economical columns.

Concerning the future work of Working Commission III, I would be very grateful if any of you had suggestions for topics that could be treated by Working Commission III in the field of reinforced and prestressed concrete.

As I already said in my introductory remarks, a Symposium like this is mostly run by a committee, but one man has done the work and that was Professor Schneider. He was not only directing the affairs here, behind the scene and before the screen I should say. He was also pushing me in Zurich, once in a while, when I did not write the proper letter or did not act in a sufficiently speedy manner. He really was the heart of this Symposium and I would like to express to him our sincere thanks.

I would also like to thank the technical personnel of the Laval University. I do not have the name of the chief technician but he has done an excellent job, he was always on duty and everything worked out just fine. He therefore deserves our special appreciation.

I thank finally all of our participants. I hope and I am sure you all enjoyed the stay here in Quebec like I did. I wish you a happy return, I can say, to all continents of the globe.

Mesdames, Messieurs,

Pour rendre hommage à nos amis du Québec, je terminerai en français. Nous avons eu la chance de passer quelques jours mémorables à Québec. Ils n'étaient pas seulement mémorables du point de vue technique, mais aussi du point de vue humain. Nous avons été reçus par nos hôtes québécois avec une cordialité qui nous a mis tout de suite à l'aise. Je remercie nos hôtes et particulièrement M. Giroux et ses collègues de leur organisation impeccable. Ils étaient supportés admirablement par le charme de leurs épouses.

Nous avons tous fait de nouvelles connaissances, et cet aspect humain donne une importance au moins égale aux contacts techniques et scientifiques que nous avons faits ici pendant ces jours.