

偏心軸圧縮をうける鉄筋コンクリート 部材の時間依存の挙動

TIME-DEPENDENT BEHAVIOR OF ECCENTRICALLY LOADED REINFORCED CONCRETE COLUMNS

徳光善治*・江崎哲郎**

By Yoshiharu TOKUMITSU and Tetsuro ESAKI

1. まえがき

近年、持続荷重下でのコンクリート構造物の挙動にかなり関心が寄せられているが、より合理的な設計法を達成させるためには、コンクリートの時間依存の変形および破壊が荷重の再分配や構造の安定などに及ぼす影響について、より確実な理解がなされなければならない。

コンクリートの時間依存の挙動に関しては従来主として低応力レベル範囲内での研究が多く高応力レベルのものは少ないようである¹⁾。Rüsch²⁾ は時間依存の挙動を考慮した鉄筋コンクリート構造の曲げ理論の研究を行い、その中で持続荷重の影響は見逃せない重要性をもつことを示している。すなわち、応力レベルが高い場合には、コンクリートの時間依存の変形は応力に比例せずに、応力レベルが増すにつれて増大し、ある以上のレベルでは時間依存の破壊、すなわちクリープ破壊の形態をとって強度が低下し、部材の変形および破壊の挙動に大きく影響すると考えられる。本研究は持続する偏心軸圧縮荷重が心内に働く場合の鉄筋コンクリート部材の挙動、特に付加モーメントの影響の大きい、長い部材のコンクリートの時間依存の挙動による変形および破壊の機構を究

験的および解析的に検討したものである。

偏心軸方向力をうける部材では図-1に示すように、載荷開始時点において横方向たわみ δ_0 を生じる。時間依存の変形が生じることにより、これに起因するたわみは δ_0 を始点として時間の経過とともに増大する。一般には、ある一定値に達して収束するが、部材が長い場合にはこのたわみによる付加モーメント $P \cdot \delta$ が大きく、不安定となって、いわゆるクリープ座屈を生じる場合もある。また、鉄筋とコンクリートの複合部材である鉄筋コンクリート部材では、コンクリートのみが時間依存の変形を生じるために、コンクリートから鉄筋への応力の移行およびコンクリートの応力分布の変化が生じることになる。さらに、高応力レベルの持続応力をうけるコンクリートはクリープ破壊を生じ、強度が低下する。これらの変形および破壊の機構を明らかにする目的から、まず部材の長さ、偏心量および載荷応力レベルを変化させた持続載荷実験を行い時間依存の変形・破壊が付加モーメントや複合機構に及ぼす影響について調べた。

一方、時間依存下での部材の挙動を求めることを目的とした応力が変化する場合の従来の解析的研究の多くは線形の応力-ひずみ-時間の関係を前提としているので、常用設計荷重程度の低い応力レベルの場合にしか適用できない。Manuel³⁾ は Rüsch の実験による非線形の応力-ひずみ-時間の関係に基づいた増分法による鉄筋コンクリート柱の解析を行っているが、高応力レベルまでを含めた解析はこのような方法によるべきであろう。しかしながらこの解析は時間増分回数が少ないことや応力の再分配の説明が不十分なことなど検討すべき点が多い。本研究では、部材断面を軸方向帯状要素に分割し、応力分布の変化や中立軸の移動を考慮した高応力レベル持続荷重下における鉄筋コンクリート部材の解析方法を提案した。この方法による解析には Mozer⁴⁾ による鉄筋コンクリートはりの長期的たわみを求めた解析がある。本解析法も応力-変形の考え方は Mozer の方法と同一である。

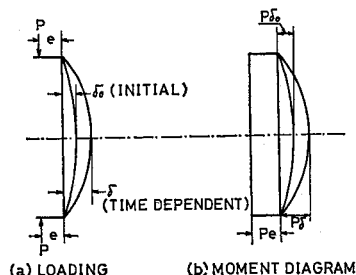


図-1 偏心軸圧縮力を受ける部材の横方向たわみと曲げモーメント

* 正会員 工博 九州大学教授 工学部土木工学科
** 正会員 工修 九州大学講師 生産科学研究所

しかし本法は、さらに分割要素および部材の破壊条件を考慮したこと、材料特性として非線形の応力-ひずみ-時間の関係を用いたこと、また解の精度を高めるように改良したことなどにより、時間の経過ともなう部材の応力および変形の変化はもちろん、特に破壊への過程を解析することができる。最後に前に述べた実験結果と比較検討し、実験値とよく適合することを示した。

2. 実験概要

(1) 供試体

供試体は図-2に示す帯鉄筋柱で、長さは151 cm および 40 cm (ヒンジ間の長さ l はおのおの161 cm および 51 cm) の2種類で合計24本、軸方向鉄筋比 $p=1.1\%$ 、帯鉄筋間隔は8 cm である。供試体両端には図に示すような載荷用鋼板を取付け、鋼球を介して載荷される。

コンクリートは表-1に示す配合で、材料には早強ポルトランドセメント(比重3.13)、海砂(比重2.57、粗粒率2.54)および石灰石砕石(比重2.70、粒径10~5 mm)を用いた。コンクリートは重力式ミキサで3分間練混ぜた後、主筋が水平となる状態に置かれた型枠に打込み、締固めを行った後、表面はコテ仕上げをした。同一バッチで3本ずつ作製し、同時に圧縮強度試験用供試

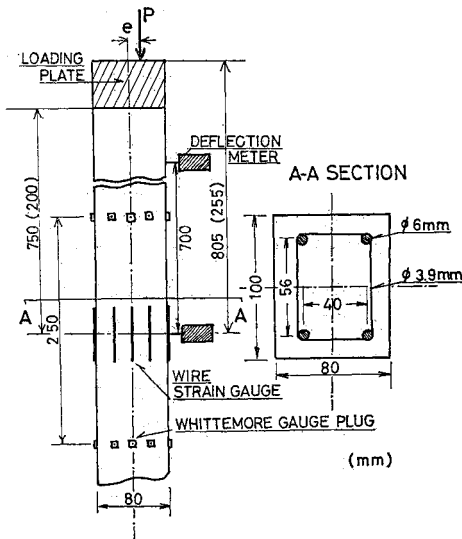


図-2 供試体

表-1 コンクリートの配合表

MAX. SIZE OF AGG (mm)	SLUMP (cm)	AIR (%)	W/C (%)	s/a (%)	UNIT CONTENT (kg/m ³)		
					W	C	S
10	18	1	60	50	210	350	845

体 ($\phi 7.5 \times 15$ cm) 10本および乾燥収縮測定として、それに原因する補正を行うための無載荷供試体 ($8 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ 、配筋は載荷供試体と同じ) 2本も作製した。養生は3週間標準養生を行い、その後、実験室内(気温 $15 \sim 25^\circ\text{C}$ 、湿度 $50 \sim 65\%$)に放置した。材令28日におけるコンクリートの圧縮強度は平均 $\sigma_{28}=412 \text{ kg/cm}^2$ 、1/3弾性係数は $28.7 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ である。また軸方向鉄筋の降伏応力は $\sigma_{sy}=40.9 \text{ kg/mm}^2$ である。

(2) 実験方法

実験は部材の長さ l および荷重の偏心量 e を変えた次の3シリーズからなる。本研究では心内に作用する偏心軸圧縮を考えているので、偏心量 e は心内と心外の境界付近 ($e=1.5 \text{ cm}$) とその半分 ($e=0.7 \text{ cm}$) の2種とした。

シリーズI: $l=161 \text{ cm}$ ($l/h=20.1$), $e=0.7 \text{ cm}$

シリーズII: $l=161 \text{ cm}$ ($l/h=20.1$), $e=1.5 \text{ cm}$

シリーズIII: $l=51 \text{ cm}$ ($l/h=6.4$), $e=1.5 \text{ cm}$

ここに l/h : 長さと最小横寸法の比

h : 最小横寸法

載荷は材令28日で行った。持続載荷応力レベルは供試体や実験操作などによってばらつきがかなり大きくなることが懸念された。したがって、本実験では各シリーズとも、まず単調増加荷重(載荷速度約 $1 \text{ mm/m}\cdot\text{min}$)による短時間破壊実験(No. 1, これを応力レベル100%とした)を行い、この荷重-縁ひずみ曲線をもとに各応力レベルでの部材中央部の圧縮側の縁ひずみを求め、その載荷時縁ひずみを指定して、その応力レベルとした。すなわちその縁ひずみの値によって決定した方が断面に正しい所定の応力レベルが加わっているものと見なされるからである。持続載荷はまず単調増加荷重で所定の応力レベルまで載荷し、その後静かにその荷重を持続させる。載荷装置は万能試験機(OLSEN製、能力180 t)および、載荷が長期間にわたる場合には、4本のロッドで上下盤を締付ける持続載荷装置を用いた。荷重のチェックはブルドン管式盤圧計を用いて行い、荷重が低下した場合には逐次ナットを締付けて所定の荷重を保持した。持続載荷応力レベルは、各シリーズ100(短時間破壊実験)、95、90、85、80、70、60および30%の8種類とした(シリーズIIは一部異なる)。測定は柱中央部での軸方向ひずみ(ホイットモアひずみ計および抵抗線ひずみ計)、中央部のたわみ(ダイヤルゲージまたは差動トランス型変位計)および破壊状況の観察などを行った。

3. 実験結果および考察

表-2に実験結果を示す。表中の*は約2か月の載荷

表-2 実験結果

SERIES	SPECIMEN	STRESS LEVEL (%)	INSTANTANEOUS EXTREME FIBER STRAIN ($\times 10^{-3}$)	FAILURE TIME (FAILURE LOAD)	YIELD IN REINFORCEMENT AT FAILURE
I	No. 1	100	-2 000	(22.0 tons)	×
	No. 2	95	-1 720	6 mins	×
	No. 3	90	-1 450	86 "	○
	No. 4	85	-1 300	288 "	○
	No. 5	80	-1 120	22 days	○
	No. 6	70	- 950	125 "	○
	No. 7	60	- 790	*	—
	No. 8	30	- 420	*	—
II	No. 1	100	-1 600	(14.4 tons)	×
	No. 2	95	-1 280	64 mins	×
	No. 3	90	-1 080	150 "	×
	No. 4	85	- 990	612 "	×
	No. 5	70	- 800	24 days	×
	No. 6	50	- 500	*	—
	No. 7	40	- 410	*	—
	No. 8	25	- 250	*	—
III	No. 1	100	-2 200	(22.3 tons)	×
	No. 2	95	-2 020	1.5 mins	×
	No. 3	90	-1 810	4 500 "	○
	No. 4	85	-1 630	53 days	○
	No. 5	80	-1 510	*	—
	No. 6	70	-1 215	*	—
	No. 7	60	-1 000	*	—
	No. 8	30	- 470	*	—

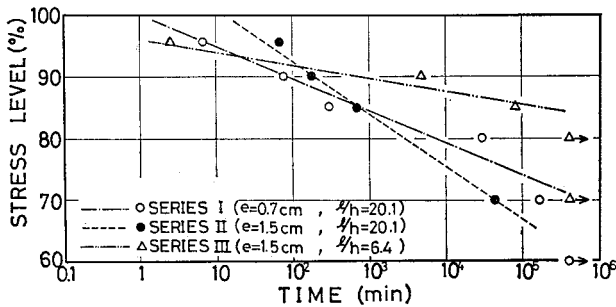


図-3 持続応力レベルと破壊までの時間の関係

期間内に破壊に至らなかったことを示す。シリーズ I および II は中央部付近で局部的な破壊を生じる。すなわち、ほとんどの供試体が部材中央または、その上下約 8 cm の帯鉄筋の中間の位置で破壊した。またシリーズ III は凹側のコンクリートが圧壊する。

(1) 破壊までの時間

図-3 に持続応力レベルと破壊までの時間の関係を示す。偏心量 e および長さと最小横寸法の比 l/h の相違による影響をうけ、 e および l/h の大きいほど破壊する応力レベルが低下する傾向がみられる。すなわち付加モーメント $P \cdot e$ が大きいと破壊する応力レベルが低下の傾向を示す。シリーズ III は破壊限界が比較的高いが、これは付加モーメントの影響がほとんどないので鉄筋への応力移行によるコンクリートの応力の軽減の影響が支配

的になるためと考えられる。

(2) 軸方向ひずみおよび横方向たわみ

図-4 および 図-5 にシリーズ I および III の部材中央部断面におけるひずみの変化状況を示す。各図において右が圧縮側すなわち凹側、左が引張側すなわち凸側である。凸側でのクラック発生は引張りひずみ約 0.0005 以上において観察されたが、少なくともそのひずみの値までは直線的なひずみ分布をするといえる。それ以降のひずみはもっぱら検長 10 μ のホイットモアひずみ計によって行った。このようにして測定した縁ひずみは引張側では正しいひずみを示しているとはいえないが、縁ひずみは時間とともに増大し、低い応力レベルの場合は一定値に収束するが、破壊する限界付近のレベルの場合にはかなり大きい値となる。

図-6 および 図-7 にシリーズ I および II の横方向たわみの変化状況を示す。たわみも連続的に増大するが、破壊に至らない場合には時間とともに増加速度が徐々に低下の傾向を示す。一方、破壊に至る場合は、破壊が近づくにつれて徐々に増加速度が大となり、破壊時のたわみは定荷重を保持できなくなる時点でのたわみとしたが、破壊までの時間が長くなるほど大となる。

(3) 鉄筋およびコンクリートの応力

いま、断面の平面保持が成立し、鉄筋の付着が完全で、コンクリートの引張力を無視すると仮定して 図-8 に示すような外力と中央部断面の内力のつり合いを考えると、凸側および凹側の鉄筋の応力 $\sigma_s = P_s / A_s$ および $\sigma'_s = P'_s / A'_s$ 、コンクリートの圧縮応力ブロックの合力 C およびレバーアームの長さ jd ($d=6$ cm で一定) は荷重の変化または荷重持続の時間の経過とともに変化する。例として、シリーズ I における短時間実験の場合 (No. 1, 応力レベル 100%) を 図-9 に、持続荷重の場合 (No. 4, 応力レベル 85%) を 図-10 に示す。これらは実験値をもとに求めた計算値である。持続荷重の場合、時間経過とともに凹側鉄筋応力 σ'_s が増加していくが、合力 C は破壊時に減少する。またレバーアーム jd は破壊が近づくと増大し、合力 C の作用位置がかなり凹側へ移動することがわかる。

図-11 に各応力レベルにおける破壊時の凹側鉄筋応力 σ'_s を示す。図中黒で示したものは降伏した後に破壊したことを表わしており、シリーズ I の応力レベル 85%

および 90% では破壊と鉄筋の降伏がほぼ同時に生じている。このように持続荷重によって破壊時の鉄筋応力 σ_s' は顕著に増大し、シリーズ I および III では短時間破壊の場合は破壊時に鉄筋は降伏していないが、破壊時間が長くなると降伏後に破壊するようになる。図-12 および図-13 にコンクリート応力ブロックの合力 C およびレバーアーム jd で示したその合力 C の作用位置を示す。合力 C は持続荷重によってもあまり変化せず、凹側

鉄筋が降伏した場合には破壊近くなるとやや低下の傾向を示す。一方レバーアーム jd はシリーズ I および II では時間経過とともに増加し、破壊が近づくと合力 C の作用位置が凹側に移動するが、付加モーメントの影響が小さいシリーズ III では持続荷重によっても不変である。

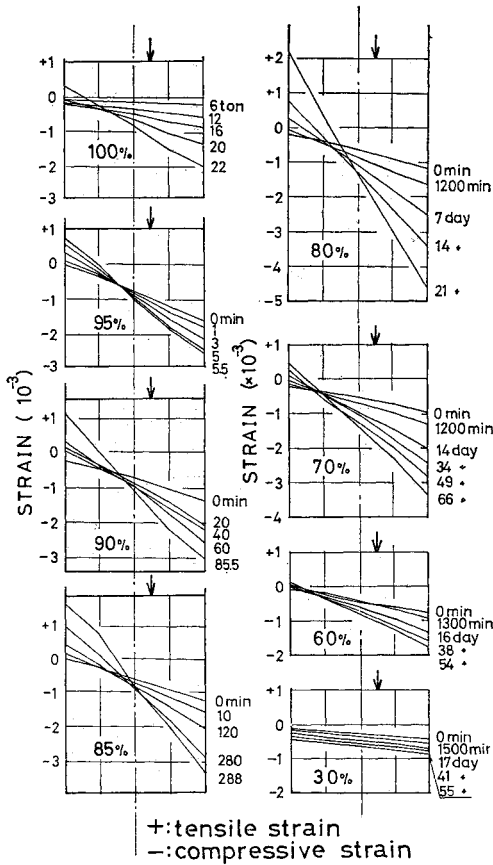


図-4 中央断面のひずみ (シリーズ I)

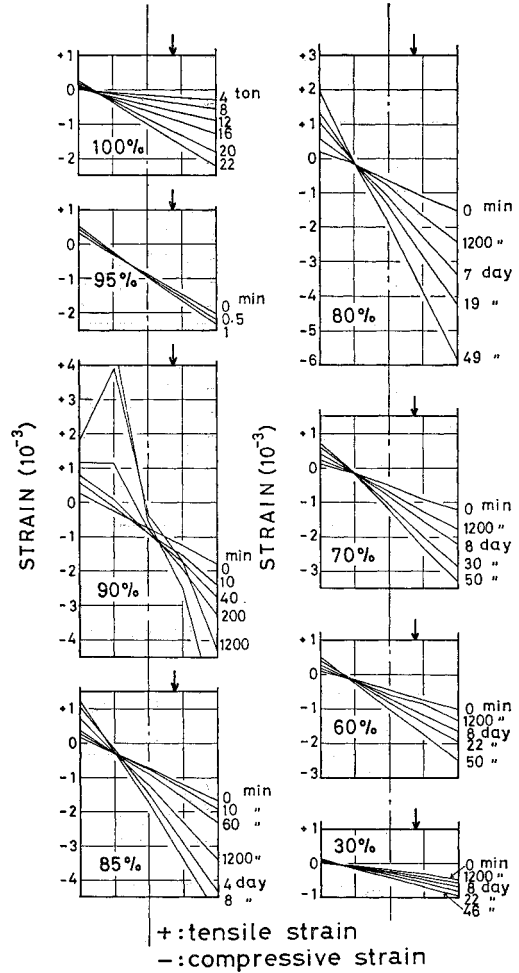


図-5 中央断面のひずみ (シリーズ III)

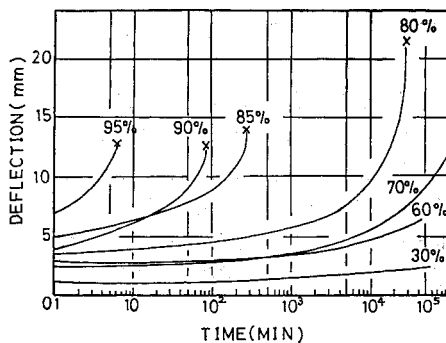


図-6 横方向たわみ (シリーズ I)

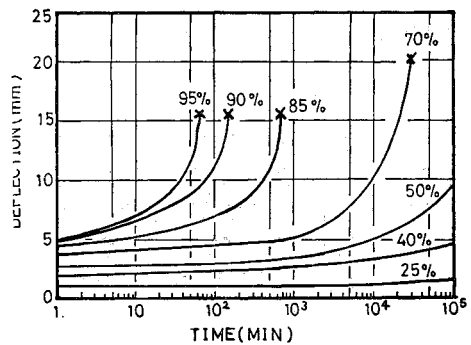


図-7 横方向たわみ (シリーズ II)

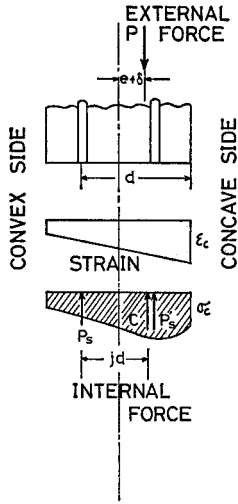


図-8 外力と内力のつり合い

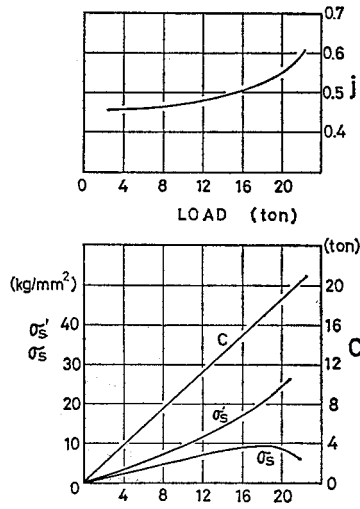


図-9 短時間実験の場合 (シリーズ I, No. 1)

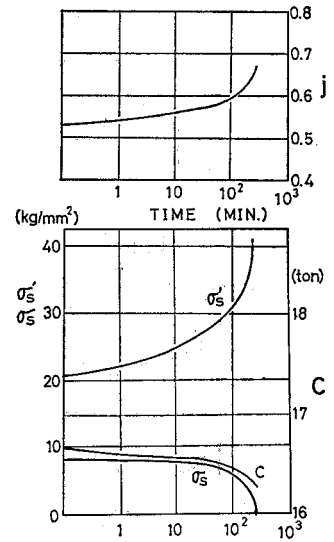


図-10 持続荷重の場合 (シリーズ I, No. 4)

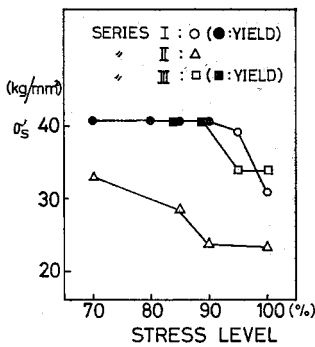


図-11 破壊時の凹側鉄筋応力 σ'_s と応力レベルの関係

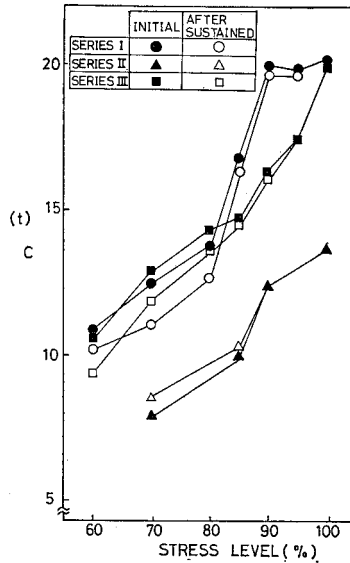


図-12 コンクリート応力ブロックの合力 C と応力レベルの関係

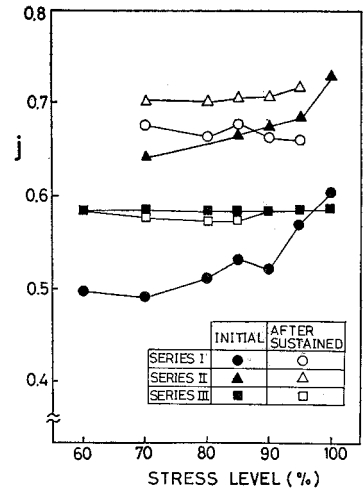


図-13 レバーアームと応力レベルの関係

4. 解析方法

(1) 仮定

部材中央部断面を 図-14 のように軸方向の帯状要素に分割して同一要素内ではその図心における応力-変形に従うものとして次のような仮定のもとに部材の解析を行う。① 横方向たわみ曲線は正弦曲線とする。② 断面の平面保持が成立し、鉄筋とコンクリートの付着は完全とする。③ 鉄筋の応力-ひずみ曲線は弾完全塑性とし、

鉄筋のレラクゼーションはないものとする。④ 圧縮をうけるコンクリートは非線形の応力-ひずみ-時間の関係が成立する。⑤ 引張をうけるコンクリートは時間依存の変形をしないものとし、引張強度以上の引張応力を伝達しない。引張ひびわれが入った場合引張応力は 0 とし、クラックが軸方向に等しく分布すると仮定してひずみを考える。⑥ 応力-ひずみ-時間の関係は荷重履歴から独立している。④~⑥ の仮定は変化する応力下での解析において問題となるところであるが、この場合、応力の急激な変化はなく、応力減少の場合も減少する部分の応力が小さいので全体におよぼす影響は小さく上の仮

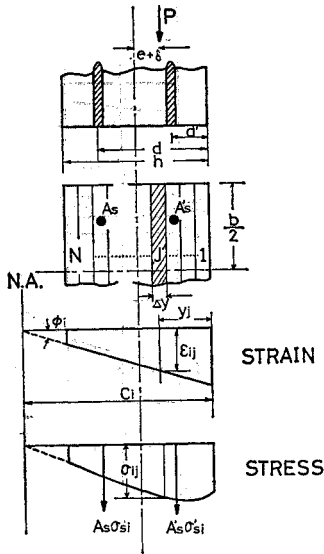


図-14 断面の分割および応力とひずみの分布

定でも適当と考えられる。また、この場合のせん断力は曲げモーメントに比べて非常に小さいので考慮しない。

(2) 応力-ひずみ-時間の関係⁴⁾

コンクリートの全ひずみ ϵ は非時間依存性のひずみ ϵ_e (ここで ϵ_e は短時間単純増加荷重の場合の応力-ひずみ関係から定められる) と時間依存のひずみ ϵ_t の和として示される。

$$\epsilon = \epsilon_e(\sigma) + \epsilon_t(\sigma, t) \dots\dots\dots (1)$$

σ : コンクリートの応力, t : 荷重後の時間

式 (1) の t での微分を $\dot{\epsilon}$ とすると,

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon_e}{d\sigma} \cdot \dot{\sigma} + \frac{\partial \epsilon_t}{\partial \sigma} \cdot \dot{\sigma} + \dot{\epsilon}_t \dots\dots\dots (2)$$

すなわち,

$$\dot{\sigma} = E_e(\sigma, t) \cdot (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_t) \dots\dots\dots (3)$$

ただし, $E_e(\sigma, t) = 1 / \left(\frac{d\epsilon_e}{d\sigma} + \frac{\partial \epsilon_t}{\partial \sigma} \right) \dots\dots\dots (4)$

鉄筋の応力 σ_s とひずみ ϵ_s の関係は、弾性領域では、

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \dots\dots\dots (5)$$

E_s : 鉄筋の弾性係数

$$\dot{\sigma}_s = E_s \cdot \dot{\epsilon}_s \dots\dots\dots (6)$$

塑性領域では、

$$\sigma_s = \sigma_{sy} \dots\dots\dots (7)$$

σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力

$$\dot{\sigma}_s = 0 \dots\dots\dots (8)$$

(3) 変形条件

図-15 のような断面の応力-変形を考える。断面の曲率を ϕ とすると、平面保持の仮定により、凹側縁より y なる位置でのひずみは、

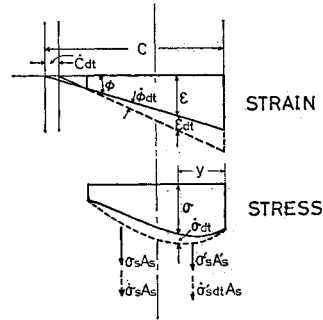


図-15 応力およびひずみの増分

$$\epsilon = \phi \cdot (y - c) \dots\dots\dots (9)$$

c : 凹側縁より中立軸までの距離

$$\dot{\epsilon} = (y - c) \cdot \dot{\phi} - \phi \cdot \dot{c} \dots\dots\dots (10)$$

式 (10) を式 (3) および式 (6) に代入して

$$\dot{\sigma} = E_e \cdot [(y - c) \cdot \dot{\phi} - \phi \cdot \dot{c} - \dot{\epsilon}_t] \dots\dots\dots (11)$$

$$\dot{\sigma}_s = E_s \cdot [(d - c) \cdot \dot{\phi} - \phi \cdot \dot{c}] \dots\dots\dots (12-a)$$

$$\dot{\sigma}'_s = E_s \cdot [(d' - c) \cdot \dot{\phi} - \phi \cdot \dot{c}] \dots\dots\dots (12-b)$$

$\dot{\sigma}_s$: 凸側鉄筋の応力の変化速度

$\dot{\sigma}'_s$: 凹側鉄筋の応力の変化速度

d : 凹側縁より凸側鉄筋までの距離

d' : 凹側縁より凹側鉄筋までの距離

(4) 平衡条件

図-15 に示した軸方向力の変化速度のつり合いから、軸方向荷重 P は一定なので、 $\dot{P} = 0$, すなわち、

$$A_s \cdot \dot{\sigma}_s + A'_s \cdot \dot{\sigma}'_s + b \cdot \int_0^{y_1} \dot{\sigma} \cdot dy = 0 \dots\dots\dots (13)$$

ただし $\begin{cases} y_1 = h & (c \geq h) \\ y_1 = c & (c < h) \end{cases}$

A_s : 凸側鉄筋の断面積

A'_s : 凹側鉄筋の断面積

b : 断面の幅

また、外力モーメント $M = P \cdot (e + \delta)$ の変化速度を \dot{M} とすると曲げモーメントの変化速度のつり合いから

$$A_s \cdot \dot{\sigma}_s \cdot d + A'_s \cdot \dot{\sigma}'_s \cdot d' + b \cdot \int_0^{y_1} y \cdot \dot{\sigma} \cdot dy = \dot{M} \dots\dots\dots (14)$$

となる。式 (11)~(14) を整理すると次の連立方程式となる。

$$k_{11} \cdot \dot{\phi} + k_{12} \cdot \dot{c} = k_{13} \dots\dots\dots (15-a)$$

$$k_{21} \cdot \dot{\phi} + k_{22} \cdot \dot{c} = k_{23} \dots\dots\dots (15-b)$$

ここに、

$$k_{11} = A_s \cdot E_s \cdot (d - c) + A'_s \cdot E_s \cdot (d' - c) + b \cdot \int_0^{y_1} E_e \cdot (y - c) \cdot dy \dots\dots\dots (16-a)$$

$$k_{12} = -\phi \cdot (A_s \cdot E_s + A'_s \cdot E_s + b \cdot \int_0^{y_1} E_e \cdot dy) \dots\dots\dots (16-b)$$

$$k_{13} = b \cdot \int_0^{y_1} E_e \cdot \dot{\epsilon}_t \cdot dy \dots \dots \dots (16-c)$$

$$k_{21} = A_s \cdot E_s \cdot d \cdot (d-c) + A_s' \cdot E_s \cdot d' \cdot (d'-c) + b \cdot \int_0^{y_1} E_e \cdot (y-c) \cdot y \cdot dy \dots \dots \dots (16-d)$$

$$k_{22} = -\phi \cdot (A_s \cdot E_s \cdot d + A_s' \cdot E_s \cdot d' + b \cdot \int_0^{y_1} E_e \cdot y \cdot dy) \dots \dots \dots (16-e)$$

$$k_{23} = \dot{M} + b \cdot \int_0^{y_1} E_e \cdot \dot{\epsilon}_t \cdot y \cdot dy \dots \dots \dots (16-f)$$

すなわち、式(15)から曲率の変化速度 $\dot{\phi}$ および中立軸の移動する速度 \dot{c} が求まり、コンクリートおよび鉄筋の応力およびひずみの変化速度が求まる。

(5) 破壊条件

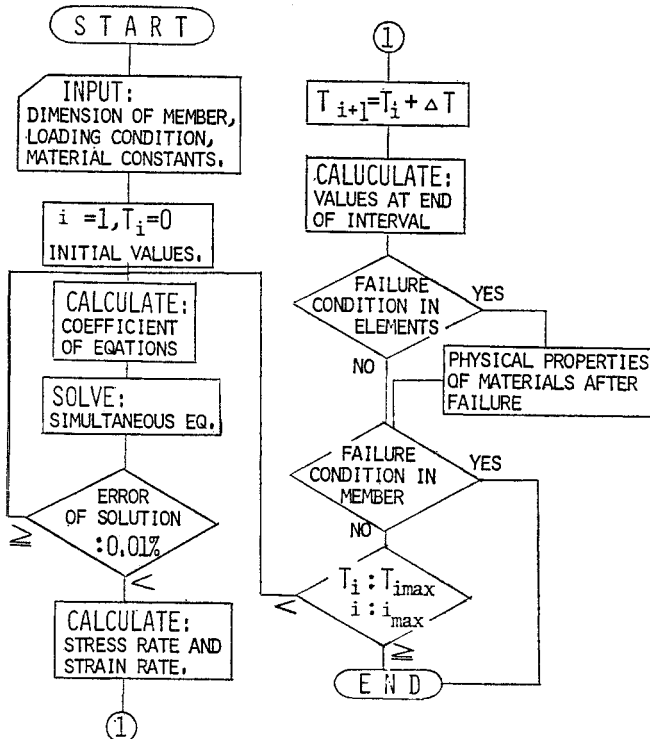
a) 分割要素の破壊条件

各要素に作用する応力が圧縮および引張強度を越えた場合破壊する。また、時間依存の破壊は応力レベルと破壊時間の関係にしたがう。

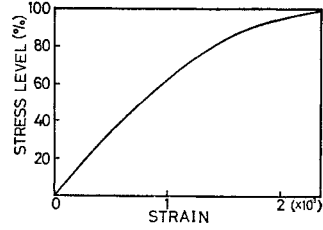
b) 部材の破壊条件

外力モーメントと内力の抵抗モーメントのつり合い、または軸力と軸方向の抵抗力の総和のつり合いがとれなくなった場合に破壊する。

(6) 数値計算について



図一六 計算のフローチャートの概略



図一七 コンクリートの応力(レベル)-ひずみ曲線

計算のフローチャートの概略を 図一六 に示す。持続荷重 P が加わると、偏心量 e および初期たわみ δ_0 とつり合う初期曲げモーメント $M_0 = P \cdot (e + \delta_0)$ が生じ、 $t=0$ における曲率 ϕ_0 および中立軸の位置 c_0 が求まる。また、各材料の応力-ひずみの関係から対応する応力の値が求められる。このときコンクリートの応力-ひずみ関係 ($\sigma - \epsilon_c$) は短時間単純増加荷重の場合の実験値の曲線(図一七)を多項式近似を行って定めた。また鉄筋の応力-ひずみ曲線は降伏応力 (40.9 kg/mm^2) までは $E_s = 210 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とし、降伏後は $E_s = 0$ とした。計算は増分法を用い、時間増分 Δt は $\Delta t = 10^{0.1n} - 10^{0.1(n-1)}$ (分、 $n=1, 2, 3, \dots$) と対数目盛で等間隔にとり、破壊が近づくと、その $1/10$ と細かくとる。増分法では誤差の累積が懸念されるが、反復計算して解を収束させて1ステップの誤差を 0.01% 以下におさえたので、最大約 80 ステップの本計算での誤差は約 1% 以下と考えられる。な

お断面分割数 N は $10 \sim 20$ 以上では結果がほとんど変わらないので、ここでは 20 とした。また曲率とたわみの関係は実験値と比較的よく一致する

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \frac{l^2}{\pi^2} \cdot \phi \dots \dots \dots (17)$$

とした。

5. 解析結果および考察

計算に用いたコンクリートの応力-ひずみ-時間の関係および時間依存の破壊条件すなわち応力レベルと破壊までの時間の関係は筆者らが行った同一配合の円柱供試体による高応力レベルの持続荷重実験結果⁵⁾から求めた次の関係式を用いた。すなわち応力-ひずみ-時間の関係は非線形粘弾性の式

$$\epsilon_t = \frac{1}{\phi} \cdot S^\beta \cdot t^\alpha \dots \dots \dots (18)$$

S : 応力レベル (%)

t : 時間 (分)

ϕ, α, β : 材料定数

を用い、応力レベル $S=70.8\%$ 以上と以下で分けて

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_t &= S^{6.8} \cdot t^{0.25} / (-3.02 \times 10^{16}) \quad (S \geq 70.8) \\ \epsilon_t &= S^{1.6} \cdot t^{0.25} / (-7.24 \times 10^6) \quad (S < 70.8) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18)'$$

また、応力レベル S と破壊までの時間 t_R (分) の関係は、

$$\log S = -0.014 \cdot \log t_R + 1.98 \dots\dots\dots (19)$$

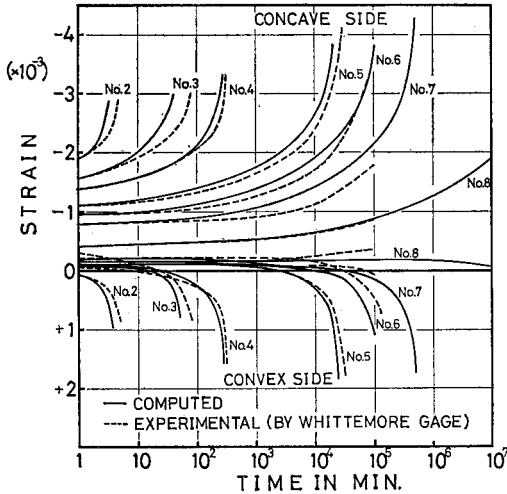
を用いた。材令3日から28日までの無載荷供試体の乾

燥収縮量は平均 140×10^{-6} で、それによる鉄筋の圧縮応力 -290 kg/cm^2 およびコンクリートの引張応力 $+4.2 \text{ kg/cm}^2$ を載荷時初期応力として考慮した。しかしそれ以降は収縮量がかなり小さくなったので考慮しなかった。

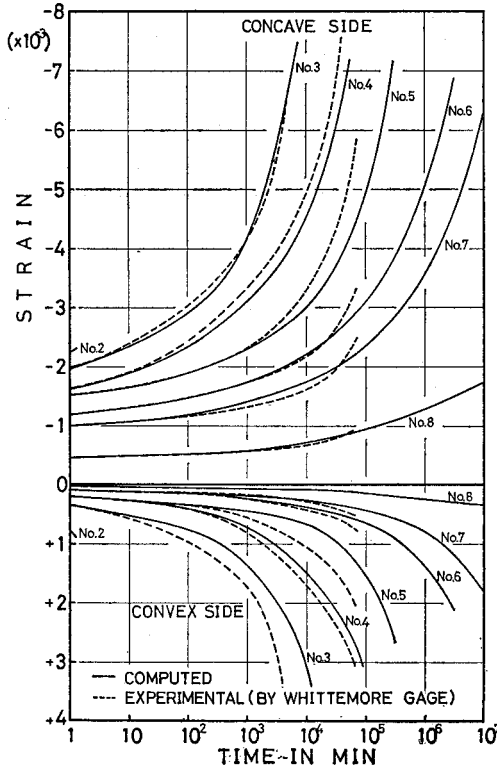
(1) 変形について

図-18 (a) および (b) に変形の解析結果の例として、シリーズIおよびIIIの凸側縁および凹側縁のひずみ変化を示す。解析値を実線で示すが、実験値(点線)とかなりよく一致をみている。破壊時間に少し差異のある場合もそれらの曲線は定性的によく合っているといえよう。以下シリーズIを例にとって示すこととする。図-19に曲率 ϕ の変化状況を、図-20に中立軸の位置 c の変化状況を示す。曲率 ϕ は時間とともに徐々に増加するが、同時に c も徐々に減少し、中立軸は凹側へ移動していく。破壊が近づくと ϕ および c の変化速度が増加するが、特に c の変化速度が増す。そして中立軸が断面の中央付近に達した時に破壊に至る。また中立軸の位置はひずみが0となる点とほぼ一致するが、それよりやや凹側となる傾向にある。

(2) 応力について



(a) シリーズI



(b) シリーズIII

図-18 凸側縁および凹側縁のひずみ変化

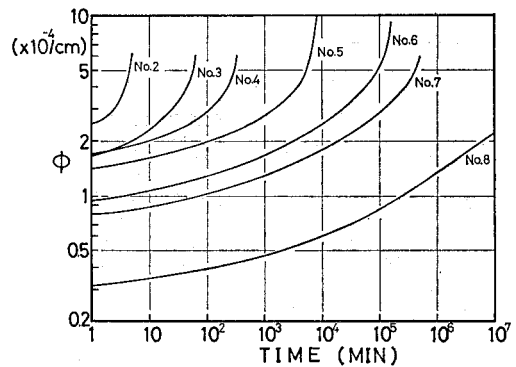


図-19 曲率 ϕ の変化 (シリーズI)

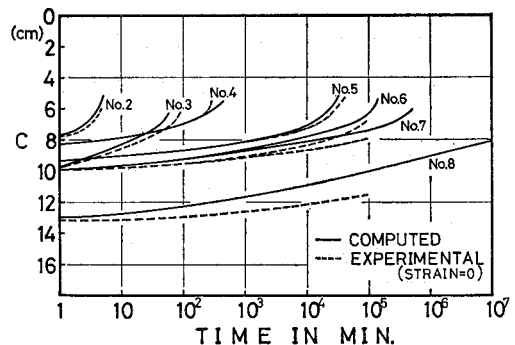


図-20 中立軸までの距離 c の変化 (シリーズI)

図-21 および 図-22 にコンクリート圧縮応力ブロックの合力 C および鉄筋の応力 σ_s および σ_s' の変化状況を示す。鉄筋位置のひずみから求めた鉄筋の応力（実験値）は計算値とよく一致している。図-23 にシリーズIのコンクリートの応力分布の変化のいくつかの例を示す。

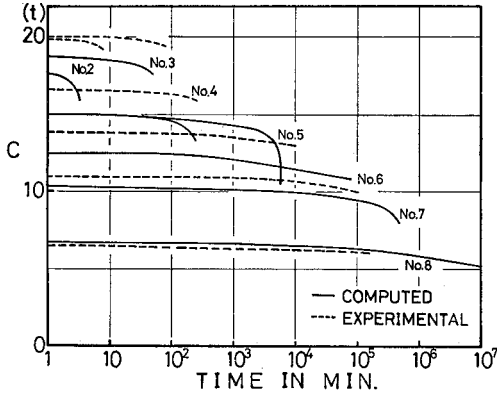


図-21 コンクリート圧縮応力ブロック合力 C の変化 (シリーズI)

シリーズIの条件では (a) の短時間破壊の場合荷重の増加によって凹側縁応力が圧縮強度に達すると、ほぼ同時に凸側縁応力も引張強度となる。しかし、この場

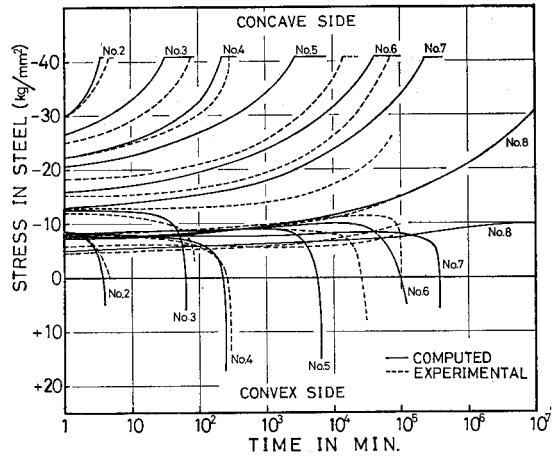
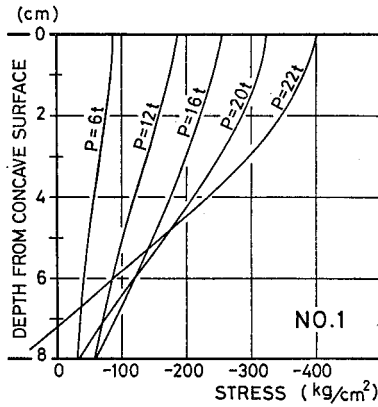
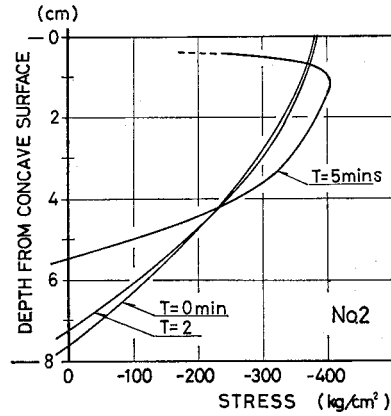


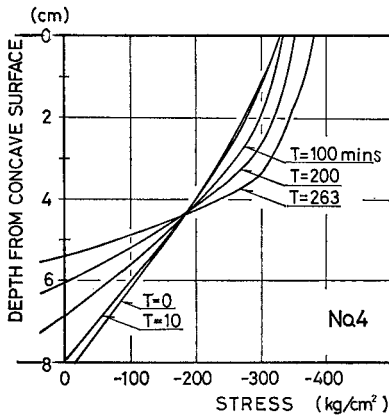
図-22 凸側および凹側鉄筋の応力 σ_s および σ_s' の変化 (シリーズI)



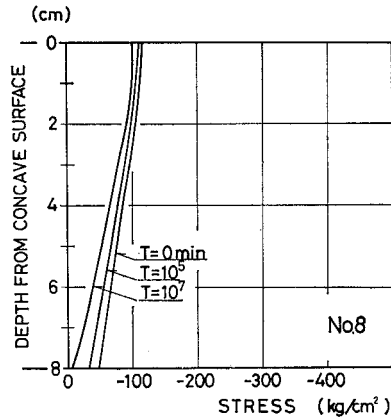
(a) No. 1 (短時間試験)



(b) No. 2 (応力レベル 95%)



(c) No. 4 (応力レベル 85%)



(d) No. 8 (応力レベル 30%)

図-23 コンクリートの応力分布の変化 (シリーズI)

合に鉄筋は降伏していない。一方、(c)の応力レベル85% 持続荷重の例のように時間依存の破壊をする場合には、時間が経過して変形が増大しても凹側縁の圧縮応力はあまり増加せず、凹側鉄筋が降伏して中立軸が断面中央付近まで移動すると外力と内力のつり合い条件が満たされなくなり破壊に至る。すなわち短時間破壊の場合と破壊の様相が異なってくる。一方、シリーズⅢでは付加モーメントの影響が微小なので、鉄筋が降伏しさらに凹側縁のコンクリートが時間依存の破壊を生じた場合に破壊に至る。また(d)の応力レベル30%の場合にはコンクリートの応力が徐々に鉄筋に移行して応力減少を生じ一定値に収束するという当然の結果となる。

6. 結 論

以上の軸力と曲げの持続荷重をうける鉄筋コンクリート部材の挙動に関する研究について要約すると次のとおりである。

- (1) 2次的に生じる付加モーメントの影響が大きい場合には、破壊に至る限界の応力レベルは低下する傾向がある。
- (2) この限界の応力レベル以上の高応力を持続荷重する場合、応力レベルが低いほど破壊までの時間および破壊時変形が増大する。
- (3) 持続荷重をうける場合、時間の経過とともにコンクリートから鉄筋への応力の移行を生じ、中立軸の移動によってコンクリートの圧縮応力分布は凹側の方に偏り、耐荷力の低下を生じる。
- (4) Mozerの解析方法に破壊条件を考慮し改良した本解析方法によれば、時間の経過にともなう部材の変

形および破壊への過程、またこの場合の応力分布の変化を比較的精度よく求めることができる。

(5) この解析方法を実験に適用し、実験結果とよく一致すること、また、付加モーメントの影響が大きい場合には短時間破壊の場合と破壊の様相が異なってくるなどが明らかになった。

7. む す び

コンクリート構造物の終局強度設計法の採用の気運に対応する種々の研究の必要性が痛感されるが、この持続荷重下での付加モーメントの影響もその問題点の1つである。本研究で示した解析法は仮定条件や実際への応用などが多くの問題点を残しているが、今後さらに研究を進めていくことによって変形および破壊の挙動をより正確に解明することができ、より合理的な設計が可能になると思われる。なお本研究の一部は昭和49年度吉田研究奨励金による研究であることを付記します。

参 考 文 献

- 1) Neville, A.M. : Creep of Concrete; Plain, Reinforced and Prestressed, North-Holland Publishing Co., 1970.
- 2) Rüsçh, H. : Researches toward a general flexural theory for structural concrete, Jour. of ACI, Proc. 57, pp. 1~28, 1960.
- 3) Manuel, R.F. and J.G. MacGregor : Analysis of restrained reinforced concrete columns under sustained load, Jour. of ACI, Proc. 64, pp. 12~24, 1967.
- 4) Mozer, J.D. *et al.* : Time-dependent behavior of concrete beams, Proc. of ASCE, ST-3, pp. 597~612, Mar. 1970.
- 5) 江崎哲郎, 徳光善治 : コンクリートのクリープ破壊機構, 土木学会第31回年次学術講演会講演概要集, V-21, 1976. (1977.5.31・受付)