

過多鉄筋コンクリートばりの横拘束筋によるじん性改善

IMPROVEMENT OF DUCTILITY OF OVERREINFORCED CONCRETE BEAMS BY TRANSVERSELY CONFINING REINFORCEMENT

藤井学*・阿河俊夫**・本郷忠夫***・宮花邦宏****

By Manabu FUJII, Toshio AGAWA, Tadao HONGO and Kunihiko MIYAHANA

This paper experimentally clarifies how the ductility of overreinforced concrete beams is improved by transversely confining reinforcements. The results of flexural failure tests of 30 specimens indicate that the confining reinforcement with a close spacing and an enough amount gives a remarkable ductility to the beam, and that to confine compression zone of the beam only is more effective rather than to do its gross cross section. In addition, a stress-strain curve of the confined concrete proposed by the other investigators is modified herein, and it is shown that the modified curve enables to predict the flexural behavior of such a beam up to ultimate state with sufficient accuracy.

1. ま え が き

欧米諸国では、コンクリート構造物の設計に限界状態設計法ないし終局強度設計法が早くから導入されている¹⁾。最近、わが国土木学会でも限界状態設計法に対する試案²⁾が刊行され、種々の限界状態に関する部材性状の解明が望まれている。

種々の限界状態の中で終局限界に着目すれば、一般に、曲げ破壊はせん断破壊に比べて塑性変形能に優れ、エネルギー吸収能が大きいといわれている。このため、耐震上、せん断破壊に先行して曲げ破壊を起こすような設計が原則³⁾とされている。しかし、周知のように、曲げ破壊を起こすような部材であっても、軸圧縮力の大きい場合や引張鉄筋量の多い場合には十分な塑性変形を示さなくなる。

部材には適度なじん性が必要であることを踏まえ、ACI⁴⁾では一般の曲げ部材に対して引張鉄筋量を

$p/p_0 \leq 0.75$ (ここに、 p は引張鉄筋比、 p_0 は終局強度理論によるつり合い鉄筋比である。)、曲げモーメントの再分配を考慮する場合には、さらに厳しく、 $p/p_0 \leq 0.50$ と規制している。BSI⁵⁾でも同様に、曲げモーメントの再分配に際して、中立軸比 (=中立軸の深さ/有効高さ) で規制しているが、軸圧縮力のない場合には、これはほぼ $p/p_0 \leq 0.50$ に相当する。部分的に終局強度理論を導入している道路協会⁶⁾では、特に、引張鉄筋量を制限していないが、 $p/p_0 \geq 1.0$ の部材のぜい性破壊に対して警告を与えている。

断面力学上、 $p/p_0 = 1.0$ のつり合い断面が終局強度に対して最も合理的であり、コンパクトな設計断面が得られる。しかし、じん性が不足する。そこで、本研究では、 $p/p_0 = 1.0$ に近い引張鉄筋量を有する部材を過多鉄筋コンクリート部材と定義し、そのじん性改善を行うことを目的とする。

このような部材のじん性を改善するためには、まず、コンクリートに圧縮変形能力を与える方策が考えられる。その手段として、横拘束筋に着目することにした。圧縮応力を受けるコンクリートを、それと直角方向の鉄筋、すなわち横拘束筋で拘束するとコンクリートの終局ひずみが著しく改善されることは古くから知られている。その効用に関する報告⁷⁾⁻⁹⁾や部材への適用に関する

* 正会員 工博 神戸大学助教授 工学部土木工学科
(〒657 神戸市灘区六甲台町)

** 正会員 関西電力(株)総合技術研究所副所長
(〒661 尼崎市若王寺 3-11-20)

*** 正会員 関西電力(株)総合技術研究所構築研究室主幹
(同上)

**** 正会員 工修 (株)総合技術コンサルタント大阪支社設計
部主任 (〒533 大阪市東淀川区東中島 3-5-9)

研究報告^{10)~20)}もいくらかある。しかし、そのほとんどが軸圧縮力を受ける部材のじん性改善に対するものである。

したがって、本研究では、過剰鉄筋コンクリート部材の曲げじん性を横拘束筋によって改善することにし、これを実験的に解明することにした。そのために、支間6 mの大型模型を30体制作し、それらの曲げ破壊実験を行った。横拘束筋として、引張鉄筋も含めた全断面を拘束するスターラップ型と、断面の圧縮領域だけを拘束するスパイラル型の2タイプを基本とし、じん性改善に関してそれらの比較も行った。また、横拘束筋の挙動についても調べた。

最大荷重後の曲げ部材の挙動を予測するため、実験的研究に加えて理論解析に関して検討した。ここでは、すでに提示されている数種の拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線^{9), 12), 14), 16)~20)}の中から、六車らの曲線¹⁶⁾に着目し、これをもとに、実験結果をよい精度で予測できるように修正を施した。

2. 実験概要

(1) 模型ばりの種類および使用材料

模型ばりの形状寸法は Fig. 1 に示すとおりである。模型ばりの支間および荷点の位置は、せん断破壊の問題を避けるために、せん断支間比が6に近い値となるように選定した。さらに、せん断支間および曲げ支間内でも荷点付近には、D 13の閉合スターラップを10 cm間隔で配置し、せん断に対して十分に補強した。支間中央1 mの領域を試験対象区間とし、その区間に種々の横拘束筋を配置した。なお、実験の初期では、Fig. 1 (a) に示す300×450の断面のほりを用いたが、よりコンパクトな断面とするため束ね鉄筋とし、300×430の断面に変更した。ただし、有効高さ $d=35$ cmはすべてのほりで同じである。本実験に使用された横拘束筋の形式を Fig. 2 に示す。単鉄筋断面模型ばりの製作において、横拘束筋を所定の位置に固定するために、径4 mmの焼なまし鉄線を横拘束筋の両上隅角にとおし、引張鉄筋と横拘束筋との間にスペーサーを置いた。

模型ばりは合計30体で、それらの配筋量は Table 1 に示すとおりである。これらは実験目的によって次の6種類のシリーズに分類される。

- a) 単鉄筋つり合い断面ばりにおける横拘束筋の形式あるいはその量がはりのじん性改善に及ぼす影響 (Aシリーズ, 13体)
- b) 複鉄筋つり合い断面ばりにおけるじん性改善効果の検証 (Bシリーズ, 4体)
- c) 大変形状態下で繰返し荷重を受ける場合の挙動 (Cシリーズ, 3体)

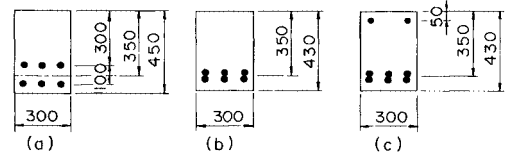
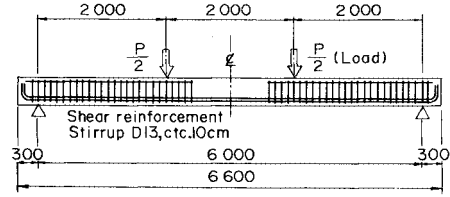


Fig. 1 Dimensions of test specimens, in mm.

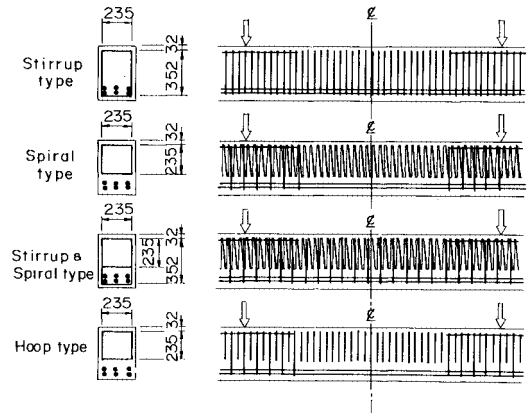


Fig. 2 Types of confining reinforcement, in mm.

d) 引張鉄筋量の大小によるはりの挙動の比較 (Dシリーズ, 7体)

e) 高強度スパイラル筋を適用した場合の効果 (Eシリーズ, 2体)

f) フープ型式の横拘束筋を使用した場合の効果 (Fシリーズ, 1体)

模型ばりには、呼び強度 $\sigma_r=23.5$ MPa、最大粗骨材寸法25 mm、ズランプ12 cmの生コンクリートを使用した。鉄筋には、高強度スパイラル筋を除いて、SD 30材を使用した。はりの製作後、使用されたコンクリートおよび鉄筋の材料試験を行った。これらの結果は Table 1 に併記してある。

(2) 荷重方法および測定項目

支間が6 mになるように模型ばりを支持し、両支点からそれぞれ2 mの位置で等しく荷重が作用するように、鋼製の載荷ばりを介して100 t用油圧ジャッキによって模型ばりに荷重あるいは変形を与えた。

載荷型式として単調と繰返しの2種類を考え、載荷形式と模型ばりとの対応は Table 1 に示したとおりであ

Table 1 Description of test specimens.

Model	Concrete		Longitudinal Reinforcement				$\frac{p-p'}{p_0}$	Transverse Reinforcement						Loading Type
			Tension		Compression			Stirrup			Spiral			
	f_{c1}	f_{c2}	Size	σ_{ty}	Size	σ'_{ty}	Size	s	σ''_{ty}	Size	s	σ''_{ty}		
*A-0	24.4	19.8	6-D 29	345	—	—	1.0	—	—	—	—	—	—	Monotonic
*A-T 1	24.4	19.8	"	345	—	—	1.0	D 10	10	371	—	—	—	"
A-T 2	18.8	20.3	"	374	—	—	1.0	D 13	5	385	—	—	—	"
A-T 3	18.8	20.3	"	374	—	—	1.0	D 16	5	363	—	—	—	"
*A-P 1	20.3	17.6	"	345	—	—	1.0	—	—	—	D 10	10	371	"
A-P 2	18.8	20.3	"	374	—	—	1.0	—	—	—	D 13	5	385	"
A-P 2'	25.0	23.4	"	319	—	—	1.0	—	—	—	"	5	367	"
A-P 3	18.8	20.3	"	374	—	—	1.0	—	—	—	D 16	5	363	"
A-P 3'	28.8	23.8	"	351	—	—	1.0	—	—	—	"	5	374	"
*A-C 1	20.6	17.6	"	345	—	—	1.0	D 10	10	371	D 10	10	371	"
A-C 2	23.5	24.1	"	374	—	—	1.0	"	10	387	"	5	387	"
A-C 3	23.5	24.1	"	374	—	—	1.0	"	10	387	D 13	5	385	"
A-C 4	23.5	24.1	"	374	—	—	1.0	"	10	387	D 16	5	363	"
B-0	28.8	23.8	6-D 32	387	2-D 22	359	1.0	—	—	—	—	—	—	Monotonic
B-T 1	28.8	23.8	"	387	"	359	1.0	D 10	10	391	—	—	—	"
B-P 2	27.7	23.3	"	387	"	359	1.0	—	—	—	D 13	5	374	"
B-C 3	27.7	23.3	"	387	"	359	1.0	D 10	10	391	"	5	374	"
C-C 3-S	28.8	23.8	6-D 29	351	—	—	1.0	D 10	10	391	D 13	5	374	Cyclic
C-P 2	27.7	23.3	6-D 32	387	2-D 22	359	1.0	—	—	—	"	5	374	"
C-C 3-D	27.7	23.3	"	387	"	359	1.0	D 10	10	391	"	5	374	"
*D-T 1-U	24.4	19.8	6-D 19	368	—	—	0.5	D 10	10	371	—	—	—	Monotonic
*D-P 1-U	20.3	17.6	"	368	—	—	0.5	—	—	—	D 10	10	371	"
*D-C 1-U	20.6	17.6	"	368	—	—	0.5	D 10	10	371	"	10	371	"
D-T 0-L	23.5	24.1	6-D 25	339	—	—	0.75	"	31.7	387	—	—	—	"
*D-T 1-0	24.4	19.8	6-D 32	340	—	—	1.2	"	10	371	—	—	—	"
*D-P 1-0	20.3	17.6	"	340	—	—	1.2	—	—	—	D 10	10	371	"
*D-C 1-0	20.6	17.6	"	340	—	—	1.2	D 10	10	371	"	10	371	"
E-HP 1	25.0	23.4	6-D 29	319	—	—	1.0	—	—	—	** ϕ 9.2	5	**660	Monotonic
E-HP 2	25.0	23.4	"	319	—	—	1.0	—	—	—	** ϕ 13	10	**623	"
F-H 1	25.0	23.4	"	319	—	—	1.0	—	—	—	D 13	5	367	Monotonic

f_{c1}, f_{c2} : Compressive strengths of cylinder specimens cured in laboratory and site condition respectively, in MPa

$\sigma_{ty}, \sigma'_{ty}, \sigma''_{ty}$: Yield strengths of tension, compression and confining bars respectively, in MPa

s : Spacing of confining reinforcements, in cm

p, p' : Ratios of tension and compression reinforcement respectively

p_0 : Reinforcement ratio producing balanced strain conditions

* : Specimens with the height of 45 cm (see Fig. 1 (a))

** : High tensile strength deformed bars, Nominal yield strength 588 MPa

る。

載荷試験中、次の項目について測定し、観測した。

a) 電気抵抗式ひずみゲージによる主鉄筋および横拘束筋のひずみ、コンクリートの表面および内部におけるひずみの測定

b) 電気抵抗式変位計によるはりのたわみ測定

c) はりのひび割れ状況および破壊状態を目視で観察

3. 実験結果とその考察

すべての模型ばりは、せん断破壊およびその他の局部的な破壊が生じることなく、曲げ破壊を起こした。以下に、得られた実験結果とその考察を示す。

(1) 単鉄筋ばりのじん性改善

Aシリーズとして計画された、単鉄筋つり合い断面の

模型ばりの荷重-たわみ曲線を Fig. 3 に示す。

荷重 (P) がゼロから最大荷重 ($P_{max.}$) に至るまでの挙動には、各はりの曲線がほぼ一定の勾配を示し、横拘束筋の形式および量による差異はない。ただ、Model A-0, A-T 1, A-P 1 および A-C 1 の勾配が他のはりと比べて大きいのは、はりの高さが他のはりに比べて大きいためと考えられる。

最大荷重後の挙動として次のような特徴がみられる。

横拘束筋のない Model A-0 では非常に急激な耐力の低下を示している。この最大荷重直後における急激な耐力低下は、コンクリートのぜい性圧潰に起因し、横拘束筋のない部材特有の性状である。横拘束筋を配置したはりでは、横拘束筋量が多くなるほど耐力低下は緩やかになっている。特に、横拘束筋量が十分である場合には、ほぼそれらの最大耐力を維持できるような、じん性に富

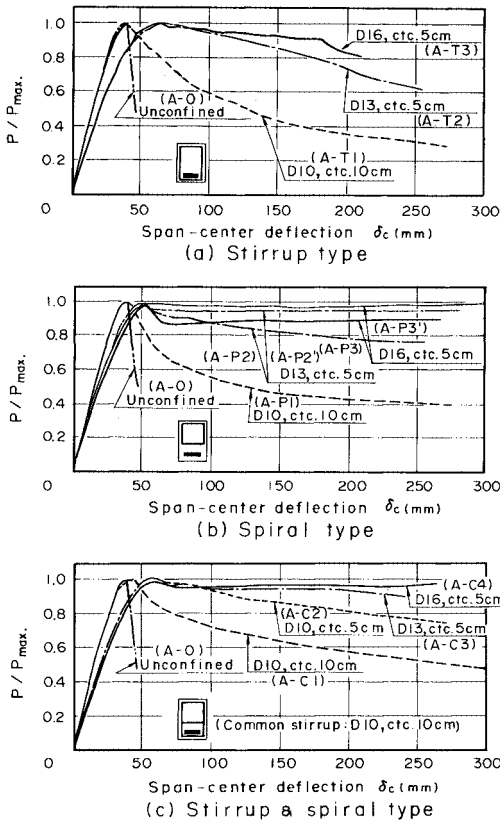


Fig. 3 Load-deflection curves of singly reinforced beams with balanced reinforcement (A-series).

んだ部材になることがわかる。ただし、最大荷重直後の一時的な耐力低下はカバーコンクリートの剥落によるものである。

次に、横拘束筋にスターラップ型を用いた場合とスパイラル型を用いた場合の効果について比較してみる。スターラップ型では右下りの荷重-たわみ曲線しか得られなかったが、スパイラル型では耐力低下のない曲線が得られた。すなわち、スターラップ型の拘束効果はスパイラル型のそれに比べて劣る。その理由として、スターラップ型は、①引張側にあるコンクリートも含めて拘束している、②側辺部が長くなって外側へわん曲しやすい、の2点が挙げられる。

このように、横拘束筋によって与えられる過多鉄筋コンクリート部材のじん性改善は最大荷重以後において顕著であり、最大荷重時の変形量を降伏荷重時のそれと除した通常のじん性率では評価し難い。そこで、Fig. 4 (a) に示すような、 α および β の係数を考える。

一般に曲げモーメントの再分配あるいは耐震設計上、部材の塑性変形量は、少なくとも、断面降伏時の変形の3倍以上^{21), 22)}が必要であるといわれている。いま、 $\alpha =$

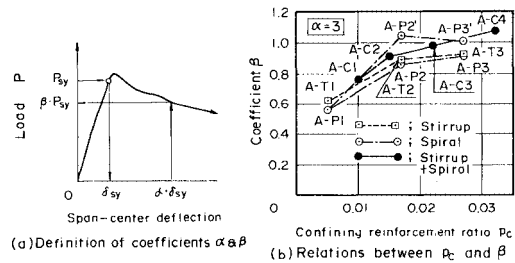


Fig. 4 Relations between amount of confining reinforcement and ductility of beams (Singly reinforced).

3とした場合の β と横拘束筋量との関係を描けばFig. 4 (b)のようになる。ここに、 P_{sy} は実験データから得られた引張鉄筋の降伏荷重であり、横拘束筋量として $p_c = 2 A_s^* / b \cdot s$ なる値を用いた。ただし、 b はばり幅、 A_s^* および s はそれぞれ横拘束筋の断面積および間隔である。Fig. 4から、 $p_c = 0.02$ 以上の横拘束筋量であれば、最大荷重後も、 P_{sy} の90%以上の耐力を維持できることがわかる。

(2) 複鉄筋ばりのじん性改善

複鉄筋断面で、かつ、つり合い断面であるBシリーズのはりの荷重-たわみ曲線をFig. 5に示す。やはり、複鉄筋つり合い断面部材であっても、 $p_c \geq 0.02$ のスパイラル筋が配置されていれば (Model B-P2およびB-C3)、最大荷重後もその耐力を維持できる結果が得られている。また、 $\beta - p_c$ の関係を求めるとFig. 6のようになり、

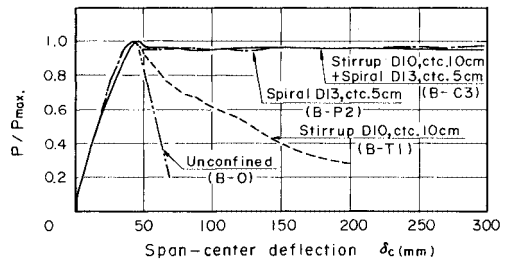


Fig. 5 Load-deflection curves of doubly reinforced beams with balanced reinforcement (B-series).

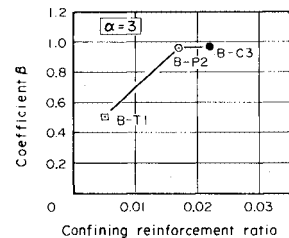


Fig. 6 Relations between amount of confining reinforcement and ductility of beams (Doubly reinforced).

単鉄筋つり合い断面の場合と変わらないことがわかる。

最大の変形状態におけるはりの破壊状況の観察結果より、十分に密な横拘束筋が配置された場合には横拘束筋はコアコンクリートを拘束するだけでなく、圧縮鉄筋の座屈防止にも十分役立っていることがわかった。

(3) 繰返し載荷時のじん性改善

横拘束筋で補強されたつり合い断面部材が、最大荷重後の大変形状態において、高荷重、低サイクルの繰返し載荷を受ける場合にも十分なじん性が確保され得るかどうかを調べた。この目的に対して実験されたCシリーズのはりの荷重-たわみ曲線を Fig. 7 に示す。図中にはこれらのはりと同一主鉄筋および同一横拘束筋を有し、単調載荷されたはりの結果を比較のために破線で示した。

繰返し載荷されたはりでは、第1回目の1.5δ_yでの除荷・負荷を経たところで幾分耐力低下が生じているが、以後の除荷・負荷の過程を経てもほとんど耐力低下はない。α=3とした場合の係数βの値としても0.9程度の結果を得ている。また、このような低サイクル繰返し載荷の場合には、除荷・負荷を示す曲線の勾配は処女曲線のそれとほぼ等しく挙動することもこの結果からわかる。

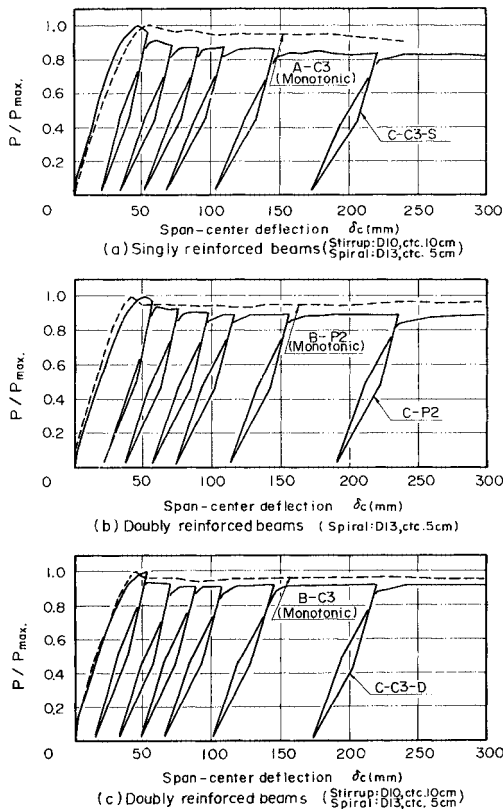


Fig. 7 Load-deflection curves of beams with balanced reinforcement subjected to cyclic loading (C-series).

(4) 引張鉄筋量とはりの挙動

引張鉄筋量が $p/p_0=0.5$ の Under Reinforcement のはりと $p/p_0=1.2$ の Over Reinforcement のはりの荷重-たわみ曲線を Fig. 8 に示す。図中には、比較のために、これらと同一の横拘束筋を有する $p/p_0=1.0$ (Aシリーズ) のはりの結果も示す。

この結果から次のようなことがわかる。

- a) 引張鉄筋量を増やすことによって最大荷重は効果的に増大する (P_{max} は p/p_0 にほぼ比例)。
- b) $p/p_0=0.5$ のはりでは、最大荷重に至るまでに塑性挙動を示す領域が大きい。
- c) 引張鉄筋量が少なければ、少ない横拘束筋量でじん性改善が可能である。たとえば、引張鉄筋量が $p/p_0=0.5$ の Model D-C1-U (Fig. 8 の実線) では、 $p_c=0.01$ の横拘束筋量で $\beta=1$ ($\alpha=3$) の結果が得られ、 $p/p_0=1.0$ のはりの結果 (Fig. 4 (b)) と比べると約半分の量で十分である。

ACI¹⁾に規定される最大の引張鉄筋量 ($p/p_0=0.75$) を有し、土木学会²³⁾に規定される最小スターラップ量 ($p_c=0.0015$) が配置された Model D-TO-L の荷重-たわみ曲線を Fig. 9 に示す。

引張鉄筋量が $p/p_0=0.75$ の断面であれば、最大荷重までにほとんど塑性変形を示さず、じん性に富んだ部材でもないようである。一方、 $p_c=0.0015$ に対して、はりの最大荷重後の耐力低下は急激である。したがって、こ

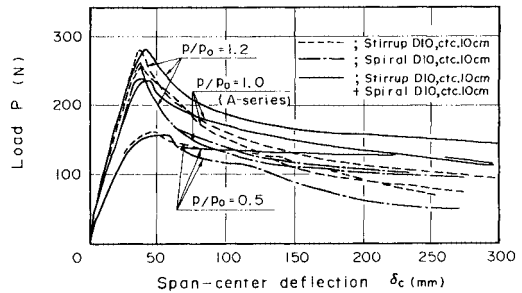


Fig. 8 Load-deflection curves of underreinforced and overreinforced beams (D-series).

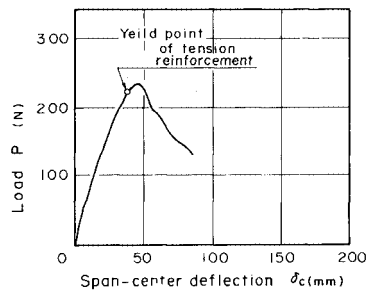


Fig. 9 Load-deflection curve of Model D-TO-L.

の最小スターラップ量は、あくまでせん断補強に対するもので、横拘束筋としての効果はほとんどないといえる。

(5) 高強度スパイラル筋および普通強度フープ筋によるじん性改善

横拘束筋に $p_c=0.02$ 程度の量を配置すると、鉄筋組立ておよびコンクリート打設等の施工性に問題が生じてくる。その対策として、横拘束筋に高強度鉄筋を使用すればそれを体積的に減量できると予想し、Eシリーズのほりが実験された。また、はり軸方向に連続しているスパイラル筋を、不連続な輪状のフープ筋にすれば鉄筋組立て上有利であると考え、Fシリーズのほりが実験された。EおよびFシリーズのほりの荷重-たわみ曲線を Fig. 10 に示す。ここで、Model A-P 2' がこれらの比較基準となるので、このほりの曲線も同図に示した。

a) 高強度スパイラル筋を使用した場合

Model E-HP 1 は Model A-P 2' のスパイラル筋の降伏強度を 2 倍にし、その代わりに断面積を 1/2 にしたものである。一方、Model E-HP 2 は、2 倍の降伏強度に対し、径をそのまま、間隔を 2 倍の 10 cm にしたものである。いずれのほりも、荷重-たわみ曲線は右下り

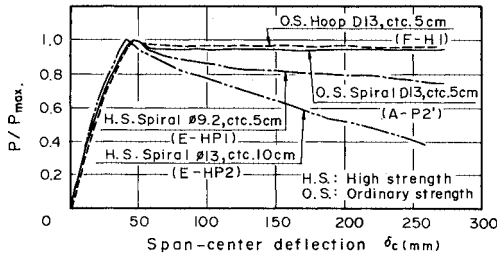
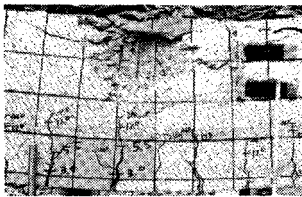


Fig. 10 Load-deflection curves of beams with various confining reinforcements (E and F-series).



(a) 5 cm spacing (A-P 2'), $\delta_c=260$ mm



(b) 10 cm spacing (E-HP 2), $\delta_c=260$ mm

Photo 1 Comparison of features of crashed core concrete with different spiral spacing.

となり、特に、後者ではその勾配が大きい。

したがって、以上の結果から、スパイラル筋に高強度鉄筋を使用し、その強度増加の比率に基づいて体積的にその量を減らすと、最大荷重後の耐力低下が大きくなる。この場合、断面積を小さくするよりも間隔を大きくする方が耐力低下が大きくなる。

ここで、スパイラル筋の間隔が 5 cm のほりと 10 cm のほりのコアコンクリートの破砕状況を比較すると Photo 1 のようである。コアコンクリートの破砕はスパイラル筋の間から進行するようであるが、その破砕度には大差がある。また、間隔 10 cm のほりには高強度スパイラル筋が使用されているが測定されたひずみは降伏ひずみまで至らず、その高強度が有効に利用されていない。すなわち、このほりの耐力低下の大きい原因はスパイラル筋の間隔が大き過ぎ、コアコンクリートの破砕がスパイラル筋間で進行してしまい、その高強度の性能が十分に発揮されずに終わるためであると考察できる。

b) 普通強度フープ筋を使用した場合

Model F-H 1 の横拘束筋は、Model A-P 2' のスパイラル型をフープ型に変えただけで、その降伏強度、径および間隔は両者とも全く同一である。両者の結果はほとんど同じであり、このような形状、寸法あるいは間隔の横拘束筋であれば、じん性改善効果に差異がない。

(6) その他の挙動

a) 主鉄筋およびコンクリートの挙動

主鉄筋およびコンクリートの挙動を調べるために、すべての計測点についてそれらの荷重-ひずみ曲線を描いた。その例として、繰返し載荷の行われた Model C-C 3-S に対するものを Fig. 11 に示す。

主鉄筋に対する曲線から、その降伏荷重を知ることができ、つり合い断面であれば最大荷重前後で降伏することが確認できた。横拘束筋で十分に拘束されたコアコンクリートでは、その曲線から、ひずみの値が 0.02 に至るような変形を受けてもほりの耐力を保持するために貢献し得ること、さらに、繰返し荷重が作用した場合でも鋼のようなじん性に富んだ挙動を示すことがわかった。

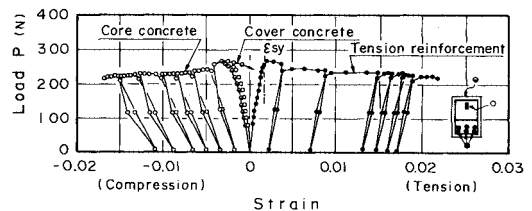


Fig. 11 Load-strain curves of tension reinforcement, core and cover concretes (Model C-C 3-S).

はり圧縮縁におけるカバーコンクリートの荷重-ひずみ曲線からは、そのひずみがある値に達すると急激に解放されるような挙動が得られた。その状態とはりの最大荷重とはほぼ同時に生じること、およびその時点においてはり軸方向にひび割れが発生することなどを考慮すれば、計測された最大ひずみはその終局ひずみ ϵ_u であると判断できる。30体のはりから得られた ϵ_u の値は 0.0022 から 0.0043 まで幅広く分散し、その平均値として $\epsilon_u=0.0030$ (標準偏差 0.00043) を得た。

b) 横拘束筋の挙動

単純に考えると、曲げを受けるはりの横拘束筋には内部から Fig. 12 に示すような圧力が作用すると推定でき、横拘束筋は伸び変形と同時に曲げ変形も生じることになる。そこで、測定された横拘束筋の両側のひずみを、Fig. 13 に示すように、伸びひずみと曲げひずみに分離し、これらのひずみと荷重との関係を図化した。その一例として、Model A-P 2' のスパイラル筋上辺に対するものを Fig. 14 に示す。

これらの結果から、横拘束筋に関する定性的な挙動として、次のようなことがわかった。

- ① 伸び変形に対しても、曲げ変形に対しても、変形量は上辺、側辺、下辺の順に大きい。
- ② はりの最大荷重までに関しては、伸び変形はりに作用する曲げモーメントにほぼ比例して増加するが、

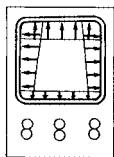


Fig. 12 Pressure acting on confining reinforcement.

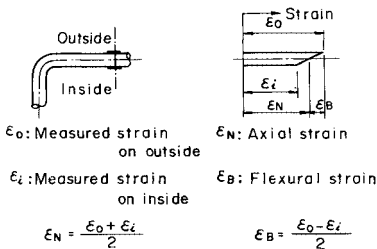


Fig. 13 Axial strain and flexural strain.

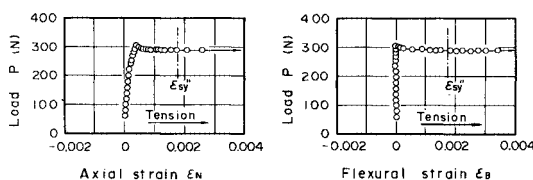


Fig. 14 Load-strain curves of spiral (Model A-P 2).

曲げ変形は全く生じない。

- ③ 最大荷重後は、伸び変形、曲げ変形ともに急増する。

なお、本実験で使用された横拘束筋上辺の、最大荷重時における伸びひずみは 0.0004~0.0005 程度 (80~100 MPa 程度の引張応力) であった。

4. コンクリートの応力-ひずみ曲線の検討

以上の実験結果より、はりの最大荷重後の挙動は横拘束筋によって大きく支配されることがわかった。そこでこの最大荷重後のはりの曲げ挙動 (曲げモーメント M -曲率 ϕ の関係) を理論的に解析できるように、拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線に関して検討した。

本研究では、既研究成果の拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線^{9), 12), 14), 16)~20)}の中から、考慮要因数が比較的多い六車らの曲線¹⁶⁾ (Fig. 15 の破線) に着目した。この曲線では、横拘束筋としてスパイラル筋が取り上げられ、その効果として拘束コンクリートの強度およびひずみが増強されている。

この応力-ひずみ曲線を用いて模型ばりの M - ϕ の関係について計算し、本実験結果と比較したところ、計算結果ははりの強度を高く評価し過ぎるようであった (Fig. 16 の破線)。そこで、計算結果が実験結果に対してより一層の近似を与えるように、この応力-ひずみ曲線を修正した。修正された応力-ひずみ曲線は Table 2 によって定義され、Fig. 15 の実線のようになる。(Fig. 16 における破線および実線曲線は、Fig. 15 の D 点以降も有効として算出したものである。)

すなわち、修正変更点は次のようである。

- a) 無拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線を道路協会⁶⁾・土木学会²⁾型の、A 点 ($\epsilon_m=0.0020$, $\sigma_m=0.85 f'_c$) までは 2 次放物線、以後 $\epsilon_u=0.0035$ まで一定応力の曲線に変更する。
- b) 無拘束コンクリートでは、 $\epsilon_u (=0.0035)$ において応力をただちに解放する。
- c) 拘束コンクリートの A-C 間を直線にする。

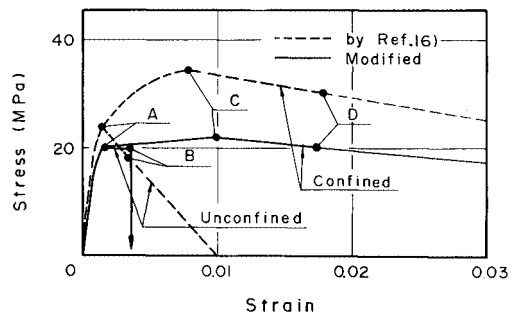


Fig. 15 Stress-Strain curves of concrete.

Table 2 Stress-strain relationships.

Item	Curve by Ref. 16)	Modified curve
Confining coefficient C_c	$0.313 \rho_s \sqrt{\frac{\sigma_{t0}'}{f_c}} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w}\right)$	
Stress at A σ_m	f_c	$0.85 f_c$
Strain at A ϵ_m	$0.0013 (1 + f_c/98)$	0.0020
Stress at B σ_u	$\frac{2(S - \sigma_m \epsilon_m)}{\epsilon_m + \epsilon_u} + \sigma_m$ where, $S = \frac{E_t}{2} \epsilon_m^2 + \frac{\sigma_m - E_t \epsilon_m}{3} \epsilon_m$	$0.85 f_c$
Strain at B ϵ_u	$0.00413 (1 - f_c/196)$	0.0035
Stress at C $\bar{\sigma}_m$	$(1 + 50 C_c) \sigma_m$	$(1 + 10 C_c) \sigma_m$
Strain at C $\bar{\epsilon}_m$	$(1 + 450 C_c) \epsilon_m$	$(1 + 450 C_c) \epsilon_m$
Stress at D $\bar{\sigma}_u$	$\frac{2(\bar{S} - \bar{\sigma}_m \bar{\epsilon}_m)}{\bar{\epsilon}_m + \bar{\epsilon}_u} + \bar{\sigma}_m$ where, $\bar{S} = S + \frac{(\sigma_m - \bar{\sigma}_m)(\bar{\epsilon}_m - \epsilon_m)}{3} + \bar{\sigma}_m (\bar{\epsilon}_m - \epsilon_m)$	$\frac{2(\bar{S} - \bar{\sigma}_m \bar{\epsilon}_m)}{\bar{\epsilon}_m + \bar{\epsilon}_u} + \bar{\sigma}_m$ where, $\bar{S} = \frac{2}{3} \sigma_m \epsilon_m + \frac{(\sigma_m + \bar{\sigma}_m)(\bar{\epsilon}_m - \epsilon_m)}{2}$
Strain at D $\bar{\epsilon}_u$	$(1 + 450 C_c) \epsilon_u$	$(1 + 450 C_c) \epsilon_u$
Stress between O & A σ_c	$E_t \epsilon_c + \frac{\sigma_m - E_t \epsilon_m}{\epsilon_m} \epsilon_c^2$	$\sigma_m \left[2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_m} - \frac{\epsilon_c^2}{\epsilon_m^2} \right]$
Stress between A & B σ_c	$\frac{\sigma_u - \sigma_m}{\epsilon_u - \epsilon_m} (\epsilon_c - \epsilon_m) + \sigma_m$	σ_m
Stress between A & C σ_c	$\frac{\sigma_m - \bar{\sigma}_m}{(\bar{\epsilon}_m - \epsilon_m)^2} (\epsilon_c - \epsilon_m)^2 + \sigma_m$	$\frac{\sigma_m - \bar{\sigma}_m}{\bar{\epsilon}_m - \epsilon_m} (\epsilon_c - \epsilon_m) + \sigma_m$
Stress between C & D σ_c	$\frac{\bar{\sigma}_u - \bar{\sigma}_m}{\bar{\epsilon}_u - \bar{\epsilon}_m} (\epsilon_c - \bar{\epsilon}_m) + \bar{\sigma}_m$	$\frac{\bar{\sigma}_u - \bar{\sigma}_m}{\bar{\epsilon}_u - \bar{\epsilon}_m} (\epsilon_c - \bar{\epsilon}_m) + \bar{\sigma}_m$

Points of O, A, B, C and D are shown in Fig. 15.

Expressions are converted into SI system. Stress is in MPa.

ρ_s : Ratio of volume of spiral to volume of core concrete

w : Minimum dimension of core concrete in cross section

E_t : Initial tangent modulus ($= 72\,300 \sqrt{f_c}/200$, in MPa)

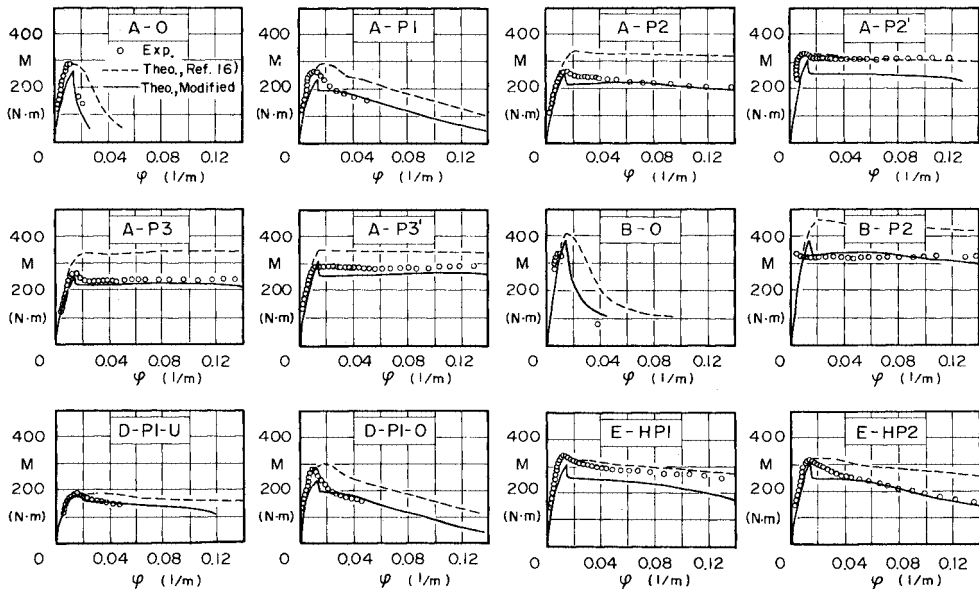


Fig. 16 Comparison between experimental and theoretical M-φ curves.

Table 3 Comparison between experimental and theoretical ultimate strength, by using modified stress-strain curves.

Model	Concrete	Tension Bar		Compression Bar		Spiral			Ultimate Strength			
	f'_c in MPa	Size	σ_{sp} in MPa	Size	σ'_{sp} in MPa	Size	s in cm	σ''_s in MPa	C_c	$M_{exp.}$ in Nm	$M_{theo.}$ in Nm	$\frac{M_{theo.}}{M_{exp.}}$
A-0	19.8	6-D 29	345	—	—	—	—	—	0.0	281	256	0.91
A-P 1	17.6	"	345	—	—	D 10	10	371	0.00328	257	230	0.89
A-P 2	20.3	"	374	—	—	D 13	5	385	0.01167	262	262	1.00
A-P 2'	23.4	"	319	—	—	"	5	367	0.00986	322	297	0.92
A-P 3	20.3	"	374	—	—	D 16	5	363	0.01775	265	262	0.99
A-P 3'	23.8	"	351	—	—	"	5	374	0.01535	288	301	1.05
B-0	23.8	6-D 32	387	2-D 22	359	—	—	—	0.0	331	384	1.16
B-P 2	23.3	"	387	"	359	D 13	5	374	0.01000	330	380	1.15
D-P 1-U	17.6	6-D 19	368	—	—	D 10	10	371	0.00328	179	177	0.99
D-P 1-O	17.6	6-D 32	340	—	—	"	10	371	0.00328	279	235	0.84
E-HP 1	23.4	6-D 29	319	—	—	ϕ 9.2	5	660	0.00668	334	297	0.89
E-HP 2	23.4	"	319	—	—	ϕ 13	10	623	0.00558	316	297	0.94

d) 拘束コンクリートの最大応力 $\bar{\sigma}_m$ (Fig. 16 の C 点) を低減する。

ただし、D 点の応力 $\bar{\sigma}_u$ は、六車曲線と同様に、 $\partial\sigma_{av}/\partial\epsilon_c=0$ を満たすように決定する。 σ_{av} は $\epsilon_c=0\sim\bar{\epsilon}_u$ (D 点のひずみ) における平均応力である。

a) の変更理由は σ_m を f'_c とするとはりの最大強度を高く評価し過ぎるため、b) の理由はカバーコンクリートの剥落による耐力低下を明瞭に表現するためである。

c) は直線であってもはりの挙動を十分に近似し得ると判断されたため、d) は最大荷重後の大変形状態における拘束効果の過大評価を緩和させるためである。

修正後の応力-ひずみ曲線を用い、模型ばりの $M-\phi$ の関係を計算すると Fig. 16 に示す実線のようになる。計算に使用した模型ばりは横拘束筋にスパイラル筋だけを配置したものと横拘束筋なしのもので、これらのばりの諸元および終局強度に対する実験値との比較を Table 3 に示す。計算結果は実験結果をよい精度で予測し得ることがわかる。

なお、計算結果は、断面に平面保持則を適用し、主鉄筋の応力-ひずみ曲線には道路協会⁶⁾型を用いて算出されたものである。実験結果の曲率の値は、支間中央および両載荷点下で測定された 3 点のばりのたわみを差分式に代入し、支間中央点において求められたものである。

5. まとめ

30 体の模型ばりの曲げ破壊実験を行った結果、過多鉄筋コンクリート部材でも横拘束筋を使用することによって、十分なじん性を有する部材に改善できることがわかった。また、最大荷重以降の挙動を精度よく予測できるコンクリートの応力-ひずみ曲線も得られた。以下に、本文の結論を述べる。

(1) 単鉄筋および複鉄筋のつり合い断面部材に対して、十分な横拘束筋を配置すれば、最大荷重時の 5~6

倍の大変形を起こしても、その最大耐力をほぼ維持できる。このときの横拘束筋として、約 2% の量が必要であった。このような部材が繰返し荷重を受けた場合にも横拘束筋の効果は有効であった。

(2) 引張鉄筋量が多くなれば、部材のじん性確保に対して、横拘束筋量も多く必要となる。

(3) ACI⁴⁾に規定される最大引張鉄筋量 ($p/p_0=0.75$) を有するはりでは、最大荷重までに、それほど塑性変形を示さない。また、土木学会²³⁾に規定される最小スターラップ量 ($p_c=0.0015$) は、あくまでせん断補強に対するもので、横拘束筋としての効果は期待できない。

(4) 最大荷重直後には、カバーコンクリートが剥落し、その断面欠損による一時的な耐力低下は避け難い。このとき圧縮縁におけるカバーコンクリートの終局ひずみは、平均値として 0.0030 (標準偏差 0.00046) であった。

(5) 引張鉄筋まで取り囲んだスターラップ型の横拘束筋を使用した場合と、断面の圧縮領域だけを拘束するスパイラル型を使用した場合を比較すれば、後者の方が拘束効果に優れている。

(6) コアコンクリートの破壊は横拘束筋の間から進行するため、横拘束筋間隔はじん性改善に大きく影響し密な間隔でなければ十分なじん性改善は望めない。密な横拘束筋は、コアコンクリートの拘束だけでなくはりの大変形時における圧縮鉄筋の座屈防止の効果もある。

(7) 横拘束筋に高強度の鉄筋を使用すると拘束効果は大きくなるが、強度増加に比例した拘束効果は得られない。

(8) はりに十分なじん性を与えようとする場合、密で多量の横拘束筋が必要で、このような場合には、スパイラル状でもフープ状でもその効果に差がなかった。

(9) 横拘束筋の次のような定性的挙動が判明した。

a) 横拘束筋は伸び変形と曲げ変形とを受け、いずれ

の変形量に対しても上辺，側辺，下辺の順に大きい。

b) はりの最大荷重時までの領域では，伸び変形ははりに作用する曲げモーメントに比例して増加するが，曲げ変形は全く生じない。

c) 最大荷重時を越えると，伸び変形，曲げ変形ともに急増する。

(10) 六車ら提案のコンクリートの応力-ひずみ曲線¹⁰⁾を以下の項目について修正すれば，実験結果に対してよい近似の計算結果が得られた。

a) 無拘束コンクリートに対して道路協会⁶⁾・土木学会²⁾型の曲線に変更し，終局ひずみに達するとただちに応力を解放する。

b) 拘束コンクリートに対して，そのひずみが0.0020以上の領域においてBi-linear型の挙動を設定し，その最大応力を低減する。

今後，このような部材の特性を生かして，より合理的かつ安全な設計が行われ，実際の構造物へ広く応用されるに至るまでには，さらに研究を進展させる必要がある。問題点を列挙すれば次のようである。

a) 横拘束筋でじん性が付与された部材の曲げモーメントの再分配性状に関する確認の必要性

b) 合理的な横拘束筋の配筋方法およびせん断補強筋との組合せに関する検討の必要性

c) 過多鉄筋コンクリート部材断面のコンパクト化に伴う剛性低下等の，使用限界状態に関する問題点についての対策(適度のプレストレス等)への配慮

本研究における実験データの処理，図化処理および理論数値計算には，(株)総合技術コンサルタント所有の計算機ACOS 350システムを使用した。桁の製作およびその破壊実験はオリエンタルコンクリート(株)京阪工場で行った。また，高強度鉄筋は旭コンクリート工業(株)から提供していただいたものである。ここに，謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 小柳 治：鉄筋コンクリートに関する各国規定，コンクリート・ライブラリー，土木学会，No. 41，pp. 3~9，Nov.，1975.
- 2) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート構造の限界状態設計法試案，コンクリート・ライブラリー，土木学会，No. 48，Apr.，1981.
- 3) 建設省：新耐震設計法(案)，総合技術開発プロジェクト新耐震設計法の開発研究報告書，建設省土木研究所資料，No. 1185，Mar.，1977.
- 4) American Concrete Institute：Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)，1977.
- 5) British Standards Institution：Code of Practice for the Structural Use of Concrete (CP 110)，Part 1，Nov.，1972.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(Ⅲコンクリート

橋編)，丸善，Jan.，1978.

- 7) 六車 照：横拘束筋によるコンクリートの圧縮じん性改善，コンクリート工学，Vol. 17，No. 2，pp. 50~51，Feb.，1979.
- 8) 六車 照：PC建築構造における最近の話題，プレストレストコンクリート構造物の設計・施工，プレストレストコンクリート技術協会，pp. 23~44，Jan.，1980.
- 9) Soliman, M. T. M. and Yu, C. W.：The flexural stress-strain relationship of concrete confined by rectangular transverse reinforcement, Magazine of Concrete Research, Vol. 19, No. 61, pp. 223~238, Dec., 1967.
- 10) 中川俊則，ほか：圧縮部に拘束鉄筋を有するRCはりの塑性挙動，セメント技術年報X V III，セメント協会，pp. 413~416，Dec.，1974.
- 11) Nawy, E. G., Danesi, R. F. and Grosko, J. J.：Rectangular spiral binders effect on plastic hinge rotation capacity in reinforced concrete beams, ACI Journal, Procs. Vol. 65, No. 12, pp. 1001~1010, Dec.，1968.
- 12) Kent, D. C. and Park, R.：Flexural members with confined concrete, Proc. of ASCE, Vol. 97, No. ST 7, pp. 1969~1990, July, 1971.
- 13) Park, R., Kent, D. C. and Sampson, R. A.：Reinforced concrete members with cyclic loading, Proc. of ASCE, Vol. 98, No. ST 7, pp. 1341~1360, July, 1972.
- 14) Holzer, S. M., Somers, A. E. Jr. and Bradshaw, J. C.：Finite response of inelastic RC structures, Proc. of ASCE, Vol. 105, No. ST 1, pp. 17~33, Jan.，1979.
- 15) 鈴木基行・尾坂芳夫：鉄筋コンクリート矩形はりの曲げ変形能力について，第34回年次学術講演会講演概要集第5部，土木学会，pp. 311~312，1979.
- 16) 六車 照，ほか：横拘束筋によるプレストレストコンクリート梁の曲げ靱性改善に関する研究，第2回コンクリート工学年次講演論文集，日本コンクリート工学協会，pp. 377~380，1980.
- 17) Emori, K. and Schnobrich, W. C.：Inelastic behavior of concrete frame-wall structures, Proc. of ASCE, Vol. 107, No. ST 1, pp. 145~164, Jan.，1981.
- 18) Krauthammer, T. and Hall, W. J.：Modified analysis of reinforced concrete beams, Proc. of ASCE, Vol. 108, No. ST 2, pp. 457~475, Feb.，1982.
- 19) Scott, B. D., Park, R. and Priestley, M. J. N.：Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, ACI Journal, Procs. Vol. 79, No. 1, pp. 13~27, Jan.-Feb.，1982.
- 20) Sheikh, S. A.：A comparative study of confinement models, ACI Journal, Procs. Vol. 79, No. 3, pp. 296~306, July-Aug.，1982.
- 21) 岡田 清：コンクリートの靱性と延性，コンクリート工学，Vol. 16, No. 10, pp. 54~56, Oct.，1978.
- 22) 猪股俊司：鉄筋コンクリート部材断面の終局強度設計法試案，コンクリート工学，Vol. 19, No. 7, pp. 95~107, July, 1981.
- 23) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書解説，土木学会，Apr.，1980.

(1983. 8. 31・受付)