

# コンクリート中の鉄筋の応力ひずみ関係と曲げを受ける RC はりの終局挙動

## THE STRESS-STRAIN RELATIONSHIP OF REINFORCING BARS IN CONCRETE AND MECHANICAL BEHAVIOR OF RC BEAMS IN FLEXURE

小柳 治\*・六郷 恵哲\*\*・岩瀬 裕之\*\*\*

By Wataru KOYANAGI, Keitetsu ROKUGO and Hiroyuki IWASE

The mechanical behavior of a deformed bar surrounded by concrete is different from the one without concrete. The behavior of reinforcing bars in concrete was examined by the two types of tests; i. e. pull tests of re-bar surrounded by concrete and flexural tests of RC beams. In pull tests, the spread of yielding zone and load-deformation curves of re-bar surrounded by concrete were compared with those without concrete. The stress-strain curves of deformed bars surrounded by concrete were obtained from the pull tests. Yield plateau was not found in this case even if it is clearly observed in the case of re-bar without concrete. In flexural tests of RC beams, ordinary deformed bars, deformed bars of partially without bond and round bars were used so as to change the bond property. Calculated load-deflection curves of RC beam, based on the stress-strain curve of re-bar surrounded by concrete, coincided well with the tested one. Effect of bond on the failure behavior of post yield region of reinforcement was remarkable.

*Keywords* : bond, pull test, RC beam, spread of yielding, stress strain relation

### 1. ま え が き

鉄筋コンクリート構造物に対する限界状態設計法の採用により、断面破壊の終局限界状態あるいはメカニズムの終局限界状態の検討と関連して、鉄筋コンクリート(以下RCと略)部材の終局耐力のみならず変位の算定精度を上げることがより重要となってきている。

設計上のRC部材耐力の算定については、従来は設計上の耐力が真の耐力以下であれば安全側であるとして、材料強度や断面耐力の算定方法には余裕をもたせてそれぞれの段階でこれらが真の値あるいはそれ以下となるようなモデル化がなされてきた。このような考え方は場合によっては過大な耐力をもたらすこともあり、また設計時に想定した以外の破壊形式で破壊する(たとえば曲げ破壊を想定していても曲げ耐力が高すぎてせん断破壊をする)可能性がある。

RCはりの曲げ耐力は、一般にはりの構成要素であるコンクリートおよび鉄筋の応力ひずみ曲線を仮定してコンクリートの引張りを無視し、ひずみの平面保持の仮定

と力のつり合いの条件をもとにして求められており、土木学会、ACI、CEB-FIP、BSその他の各国規準にこの方法が述べられている<sup>1)~4)</sup>。ここでは、コンクリートの圧縮応力ひずみ関係は、一般に放物線と直線を組み合わせた形状あるいは簡略化して長方形とモデル化されている。また、鉄筋の応力ひずみ関係は一般に完全弾塑性体(バイリニア型)とモデル化されている。RCはりの曲げ耐力の算定値は、コンクリートの応力ひずみ曲線の形状を変化させても大きな影響がないことが従来より知られていた<sup>5)</sup>。さらに、主鉄筋として丸鋼を用いた場合には、前述のモデル化による曲げ耐力の算定値が実験値とよく一致することが示されてきている<sup>5)</sup>。しかしながら、主鉄筋に異形鉄筋を用いた小型RCはりの実際の載荷試験により得られる耐力は、上記の方法によって求めた算定値よりも1~2割程度大きな値を示し<sup>6),7)</sup>、またコンクリートに鋼繊維補強コンクリートを用いた場合には3割程度も大きな値を示すことも報告されている<sup>8)</sup>。これは異形鉄筋の使用や鋼繊維補強コンクリートの使用による鉄筋とコンクリートとの良好な付着がコンクリート中における鉄筋の引張挙動に影響していると考えられる。RCはりの曲げ耐力やモーメント-曲線関係を求める場合には、一般にはりの一断面について前述のように平面保持と力のつり合いをもとにした計算が行われてお

\* 正会員 工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科  
(〒501-11 岐阜市柳戸 1-1)

\*\* 正会員 工博 岐阜大学助教授 工学部土木工学科(同上)

\*\*\* 正会員 工修 岐阜大学助手 工学部土木工学科(同上)

り、また求めたモーメント-曲率関係をはり全体に適用して荷重変位関係の算定が行われている。この計算ははりのひびわれ断面を対象としているが、実際のはりには非ひびわれ区間も存在し、この非ひびわれ区間ではコンクリートにより鉄筋の変形が拘束されてひびわれ区間とは違った状態になっている。このためひびわれ断面をもってはり全体の平均的な破壊断面とすることは必ずしも正しくない。

そこで、本研究においてはRCはりの荷重変位曲線と曲げ耐力とを求めるうえで、非ひびわれ区間を含む要素としてRCはりの構成要素を圧縮側のコンクリートと引張側の鉄筋ではなく圧縮側のコンクリートと引張側のコンクリートに包まれた鉄筋であるという考え方に立ち、コンクリート中に埋め込まれた鉄筋の両引き試験を行い（以下単に両引き試験と略）、コンクリート中における鉄筋の降伏域の進展状況および応力ひずみ関係を求め、これらと鉄筋のみの引張試験より得られた結果と比較検討した。また、コンクリートとの付着強度が低い丸鋼や部分的に付着をなくするように加工した異形鉄筋（これをここではアンボンド鉄筋と略する）を使用したRCはりの荷重試験を行い、付着が主鉄筋の降伏域の進展およびはりの耐力や変形に及ぼす影響について検討した。さらに両引き試験により得られた鉄筋の応力ひずみ関係をモデル化し、これをもとにRCはりの荷重変位関係を算定し、曲げを受けるRCはり内の鉄筋に及ぼすコンクリートの引張り域の影響について検討した。

2. 実験概要

(1) 両引き試験

両引き試験用供試体の形状は図-1に示すようにコンクリート部分は一辺100mmの正方形断面、長さ600mmであり、断面中心に長さ1000mmの鉄筋が配置されている。

鉄筋には異形鉄筋D13と、D16および丸鋼φ13を用いた。供試体の種類を表-1に示す。このうちD16には図-2(a)に示すような鉄筋内部に4×8mmの溝を設けるミリング加工（2本の鉄筋を断面中心付近まで

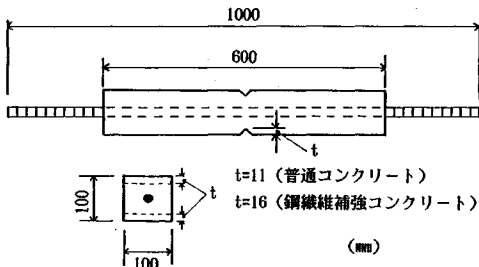


図-1 両引き供試体の形状寸法

表-1 両引き供試体の種類

供試体名	鉄筋	鉄筋断面積	コンクリート	ゲージ間隔	本数
MN40 MN25	D16 ミリング 加工	1.959cm <sup>2</sup>	普通	40mm 25mm	1 1
MF40 MF25			鋼繊維補強	40mm 25mm	1 1
MS40			_____	40mm	1
D16	母材	1.986cm <sup>2</sup>	_____	_____	3
P13 F13	D13	1.267cm <sup>2</sup>	普通 鋼繊維補強	_____	3 3
M13 R13	φ13	1.327cm <sup>2</sup>	普通 鋼繊維補強	_____	3 2
D13 φ13	D13 φ13	1.267cm <sup>2</sup> 1.327cm <sup>2</sup>	_____	_____	3 3

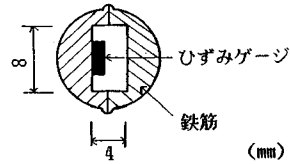


図-2(a) ミリング加工鉄筋断面

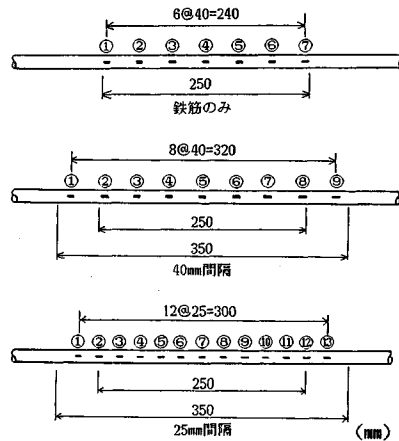


図-2(b) ひずみゲージ貼付位置

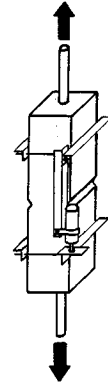
縦に切削したあとに溝を切削したものを合わせて元の断面積とほぼ等しい1本の鉄筋にする）を施した。鉄筋の比重を7.85としてこの断面積を鉄筋重量より求めたところ、1.959 cm<sup>2</sup>（母材1.986 cm<sup>2</sup>）であった。片側の溝に防水型ひずみゲージ（ゲージ長2mm）を貼付した後、エポキシ系接着剤により鉄筋を貼り合わせて一体とした。ゲージ位置は図-2(b)に示すように、25mm間隔および40mm間隔とした。なお、異形鉄筋D13および丸鋼φ13にはひずみゲージは貼付していない。

コンクリートには普通コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートを用いた。セメントは早強ポルトランドセメントを使用した。また細骨材には比重2.58、F.M.2.70の川砂を使用し、粗骨材には最大寸法15mm、比重2.60の川砂利を使用した。鋼繊維は鋼線切断繊維

表—2 コンクリートの配合

コンクリート	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m <sup>3</sup>	C kg/m <sup>3</sup>	S kg/m <sup>3</sup>	G kg/m <sup>3</sup>	鋼繊維 kg/m <sup>3</sup>	減水剤
普通	60	47	183	304	850	954	—	—
鋼繊維補強①	54	69	195	363	1111	497	157	Cx0.25%
鋼繊維補強②	54	69	207	384	1060	478	157	Cx0.25%

① 両引き、はり供試体用  
② ミリング加工鉄筋両引き供試体用



図—3 変形計測治具

(S ファイバー：直径 0.5×長さ 30 mm) を用いコンクリート体積の 2% を混入した。また、鋼繊維補強コンクリートには AE 減水剤としてリグニンスルホン酸塩系 AE 減水剤を使用した。コンクリートの配合を表—2 に示す。この配合は後述の RC はりにも使用した。

供試体の中央部の変位計測区間 (検長) 内にひびわれが発生するように供試体中央部の 1 つの対称面に普通コンクリートでは深さ 11 mm、鋼繊維補強コンクリートでは深さ 16 mm の切欠けを設けた。断面欠損率はそれぞれ 22% および 32% となる。また D 13 を用いた供試体ではコンクリートより外側の引張端部の鉄筋部分で破断しないように両端に D 19 の鉄筋をガス溶接で継いで補強した。また、コンクリート端部は鉄筋径が異なるため、この部分でひびわれが生じて破壊しないようにスパイラル筋を配筋した。切欠きの深さおよび鉄筋の補強方法は予備実験を行って決定したものである。φ 13 および D 16 を用いた供試体にはスパイラル筋のみの補強を行った。

各供試体は 2 層に横打ちで打設し、同時に圧縮、引張、曲げ強度試験用の各供試体 (おのおの φ 10×20 cm, φ 15×15 cm, 10×10×40 cm) を作製した。供試体は打設の翌日に脱型し、20°C の下で 2 週間湿布養生を行いその後実験室内に放置した。材令 4 週間における強度を RC はり試験に用いたコンクリート強度とともに表—3 に示す。強度は各試験用供試体の打設時期が異なるため若干異なっている。

両引き試験はコンクリート打設約 1 か月後に行い、また同時に鉄筋のみの引張試験も行った。載荷は鉄筋の引張試験方法と同じ要領で行い、容量 100 t の万能試験機を用いた。変位を計測する検長は切欠きをはさんで RC はりのモーメントスパンに対応する 25 cm とし、図—3 に示すようにアングル材を利用した治具を用いて供試体に取り付けた変位計 (ストローク 50 mm, 精度 5/1000 mm) を用いて計測した。変位計は 1 つの検長につき断面中心に点対称に 2 個設置した。変位計からの変位信号および鉄筋内部に貼付したひずみゲージからの信号は載荷試験機より得られる荷重信号とともにパソコンのコン

表—3 コンクリートの強度

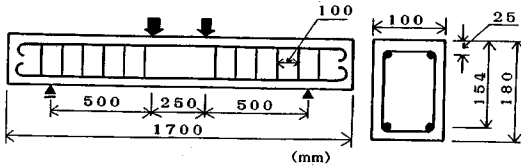
試験	鉄筋	コンクリート	圧縮 MPa	曲げ MPa	引張 MPa
両引き	ミリング加工	普通	40.8	6.34	3.19
		鋼繊維補強	46.7	10.47	4.04
	異形	普通	44.0	6.24	4.06
		鋼繊維補強	53.7	11.87	6.41
はり	異形	普通	35.1	5.23	3.06
		鋼繊維補強	49.5	11.27	5.98
	丸鋼	普通	39.1	6.18	3.50
鋼繊維補強		50.1	10.61	6.30	
アンボット	普通	普通	42.7	6.11	2.83
		鋼繊維補強	47.3	10.47	6.52

トロール下にあるデータ収集装置に入力し、ディスプレイ上でこれらの値をモニターしながらデータを取り込んだ。得られたデータは試験終了後にフロッピーディスクに記録し、すべての試験が終了した後、荷重変形関係を応力ひずみ関係に変換するなどのデータ処理を行った。また載荷ベッドの変位と荷重の関係を別途に試験機付属のドラムに記録した。

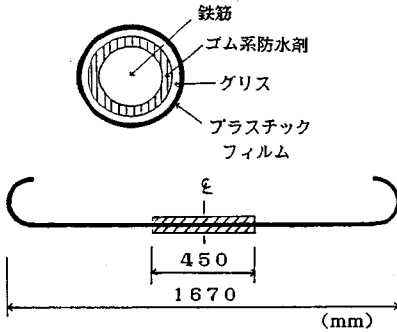
鉄筋のみの引張試験においても検長は 25 cm とした。検長とチャック間の距離をできるだけ近づけ、検長中において破断するようにした。ミリング加工した鉄筋の試験は 1 本のみで検長を 25 cm とした。また、両引き供試体と同じ長さの鉄筋の引張試験も行い、載荷ベッドの変位と荷重の関係を記録した。

(2) はり試験

はり供試体の形状寸法は図—4 に示すように高さ 18 cm, 幅 10 cm, 長さ 170 cm である。引張側鉄筋には両引き試験に用いた鉄筋と同じ異形鉄筋 D 13 あるいは丸鋼 φ 13 のいずれかを 2 本ずつ配筋した (引張鉄筋比  $p = 1.64%$ , あるいは  $1.72%$ )。複鉄筋としたはりには圧縮側に D 10 ( $\sigma_{sv} = 368$  MPa) を 2 本ずつ配筋した (圧縮鉄筋比  $p' = 0.93%$ )。コンクリートには両引き供試体と同じく普通コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートの 2 種類を用いた。コンクリートと鉄筋とを組み合わせ



表—4 はり供試体の形状寸法



図—5 アンボンド鉄筋

表—4 はり供試体の種類

記号	引張鉄筋の種類	コンクリートの種類	圧縮鉄筋の有無
CPO CP10	異形鉄筋 $\sigma_{sy}=364\text{MPa}$ $A_s=2.53\text{cm}^2$	普通 $\sigma_c=35.1\text{MPa}$	無有
CFO CF10		鋼繊維補強 $\sigma_c=49.5\text{MPa}$	無有
PPO	丸鋼 $\sigma_{sy}=324\text{MPa}$	普通 $\sigma_c=39.1\text{MPa}$	無
PFO	$A_s=2.65\text{cm}^2$	鋼繊維補強 $\sigma_c=50.1\text{MPa}$	無
UPO UP10	アンボンド鉄筋 $\sigma_{sy}=364\text{MPa}$ $A_s=2.53\text{cm}^2$	普通 $\sigma_c=42.7\text{MPa}$	無有
UFO UF10		鋼繊維補強 $\sigma_c=47.3\text{MPa}$	無有

せて合計10種類とし、1種類につき2体ずつの供試体を作成した。供試体の種類を表—4に示す。このうち、アンボンド鉄筋（一部付着をなくした異形鉄筋）は、はり中心より両側22.5cmまでを図—5に示すように、鉄筋表面にゴム系防水剤を塗付し乾燥させた後、さらにグリスを塗付しその上をプラスチックフィルムで覆って付着をなくした。各供試体の引張鉄筋の片側1本の中心およびその両側10cmのところの鉄筋表面に防水型ひずみゲージ（ゲージ長2mm）を貼付しその上にビニールテープを巻いた。異形鉄筋に鋼繊維補強コンクリートを用いたはり供試体の場合は、はり中心に断面下縁から3cmまでノッチを入れ、モーメントスパン内に最初のひびわれが入るようにした。せん断スパンにはせん断破壊を起こさないように10cm間隔にスターラップ（ $\phi 6$ ,  $\sigma_{sy}=294\text{MPa}$ ）を配筋した。打設および養生方法は両

引き供試体と同じである。

載荷スパンは125cm（モーメントスパン25cm，せん断スパン50cm）とした。載荷は単調載荷とし（載荷試験機のストロークの関係上1~2回除荷した），両引き試験と同じくデータロガーを用いて載荷点直下の変位，鉄筋ひずみおよび荷重を記録した。荷重はロードセル（容量30t）を用いて計測した。

### 3. 結果と考察

#### (1) 両引き試験

表—5には各供試体の降伏耐力，最大耐力を示す。ここで降伏点は荷重変形曲線における曲線の折れ曲がり点とした。

#### a) ミリング加工鉄筋を用いた両引き供試体の降伏域の進展

図—6(a)~(c)にミリング加工した鉄筋を用いた供試体より得られた荷重変形曲線を示す。図—7(a)~(c)に鉄筋内部に貼付したひずみゲージの各値と変形との関係の例を示す。鉄筋の降伏荷重を断面積で除した降伏強度と弾性係数を $2.06 \times 10^5\text{MPa}$ として降伏ひずみを求めると $1800 \times 10^{-6}$ となるが，加工したことにより鉄筋の降伏強度が変化していることや測定誤差や材質のばらつきも考えられるため上記の $1800 \times 10^{-6}$ の値をもって各測定位置における降伏とすることには問題がある。一方，全般にひずみの測定値が $2000 \times 10^{-6}$ 前後より急激に増加する傾向がみられた。このことより，ひずみが $2000 \times 10^{-6}$ 前後より急激に増加した点をそのひずみゲージ位置における鉄筋の降伏点として，図—6の荷重変形曲線上に示す。

表—5 両引き供試体の耐力

供試体	降伏耐力 kN	最大耐力 kN
MN40	88.8	103.3
MN25	88.1	101.7
MF40	88.7	105.0
MF25	88.8	102.5
MS40	86.6	101.7
D16	73.5 平均 73.8 73.9 74.4	113.0 平均 112.2 112.3 111.7
P13	47.4 平均 46.1 46.7 46.6	67.6 平均 67.4 67.8 66.4
F13	60.8 平均 63.7 61.8 60.8	67.6 平均 67.7 67.6 67.4
M13	46.3 平均 46.1 46.3 46.4	65.7 平均 65.9 65.3 65.7
R13	46.3 平均 46.1 46.2	65.7 平均 65.7 65.7
D13	45.6 平均 45.7 45.6 45.5	67.6 平均 67.4 66.9 65.8
$\phi 13$	46.3 平均 46.1 46.3 46.4	65.1 平均 64.7 65.0 65.1

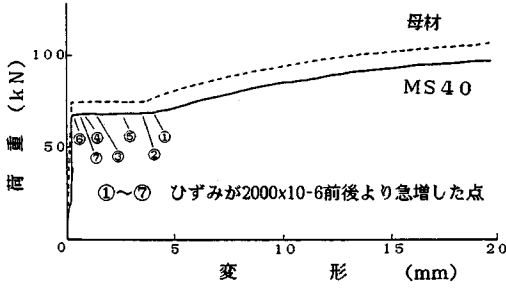


図-6(a) 荷重変形曲線 (MS 40, 母材)

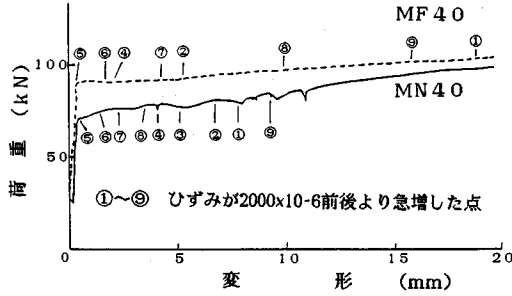


図-6(b) 荷重変形曲線 (MN 40, MF 40)

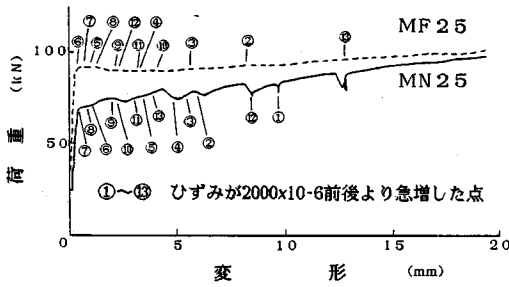


図-6(c) 荷重変形曲線 (MN 25, MF 25)

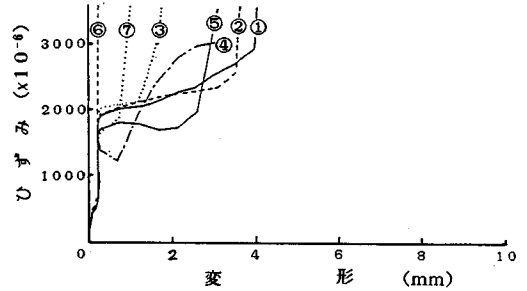


図-7(a) ひずみ変形曲線 (MS 40)

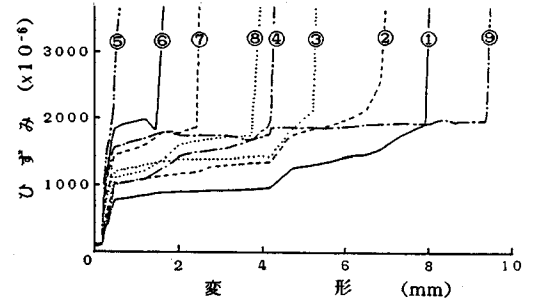


図-7(b) ひずみ変形曲線 (MN 40)

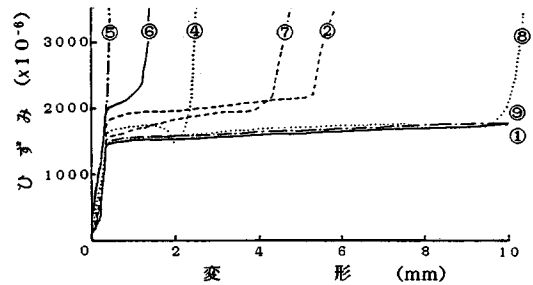


図-7(c) ひずみ変形曲線 (MF 40)

鉄筋のみの場合には、1か所に降伏が生ずると、続いて次々と他のゲージ位置に降伏が伝播していった。すべてのゲージ位置で降伏した後、鉄筋全体が加工硬化域に入り、荷重が高くなった。すべてのゲージ位置の降伏が生ずるまでの変形は約4mmであった。

普通コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートを用いた両引き供試体では、まずすでにひびわれが発生している切欠き位置の鉄筋が降伏し始めるが、他の位置では直ちには降伏を生じない、ゲージ間隔は25mmおよび40mmとしたが、鉄筋の降伏が始まった点ではこのゲージ間隔以上には降伏域が進展していない。変形が増加するにつれて切欠きに近い方から遠い方に向かって順に降伏していき、すべての位置で鉄筋が降伏するまでに全体で5mm~15mmの変形が必要であった。普通コンクリートを用いた供試体では、変形の増加につれてひびわれが発生したが、新たにひびわれが発生し荷重が低下した点とそのひびわれ位置の鉄筋の降伏が始まる点とは一

致する傾向がみられた。

b) 異形鉄筋を用いた両引き供試体の引張性状

図-8(a), (b)に測定された荷重変形曲線の例を示す。

普通コンクリートを用いた供試体の降伏耐力は、鉄筋のみの場合の降伏耐力に比べて2~4%高くなったが、両者の最大耐力はほぼ同一であった。また、普通コンクリートを用いた供試体の場合には、図-8(b)に示される鉄筋のみの場合のような降伏踊り場は現われず、降伏後も荷重と変形は共に増加した。増加の割合は鉄筋のみの荷重変形曲線における加工硬化域での増加の割合に比べてゆるやかであった。このような差違が生じた理由としては次のように考えられる。まず、降伏開始の段階では切欠き部以外にひびわれは発生しておらず、初ひびわれの切欠き部に降伏変形が集中する。降伏荷重相当の力を受け持つ鉄筋部分はこのひびわれ部分とそこごく近傍に限られ、それ以外の部分は異形鉄筋の良好な付着により引張力がコンクリートに伝達されるため降伏荷重以下

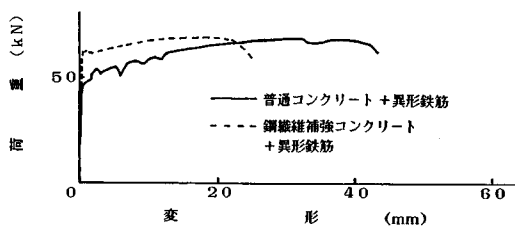


図-8(a) 荷重変形曲線 (異形鉄筋両引き供試体)

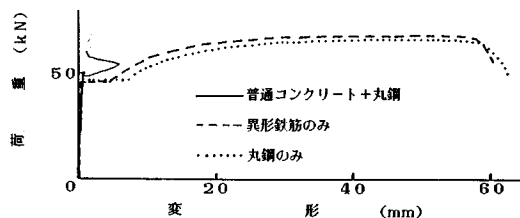


図-8(b) 荷重変形曲線 (丸鋼両引き供試体および鉄筋のみ)

の力である。前述のミリング加工した鉄筋を用いた供試体の試験結果よりも明らかなように、降伏域がごく短い領域に限られるため、その部分では降伏踊り場の全体の変形に対する割合が顕在的にはならないうちに加工硬化に入り、その結果鉄筋のみのような降伏踊り場が現われず変形に伴って荷重も増加したと考えられる。さらに変形の増加につれて、切欠け部分以外にもひびわれが発生する。このとき荷重はいったん減少するが、新たに生じたひびわれ部分の鉄筋が降伏したのち前述のように直ちに加工硬化域に入り元の状態まで荷重が増加する。このような過程が続いて系全体の降伏が進行してゆくと考えられる。

鋼繊維補強コンクリートを用いた供試体の降伏耐力は鉄筋のみの降伏耐力に比べて3~4割ほど大となった。この降伏耐力と鉄筋のみの降伏耐力との差から鉄筋降伏時におけるコンクリートの応力を算定すると約2.5 MPaとなり、割裂試験より求めた引張強度の約半分となっている。コンクリートの引張における応力ひずみ関係についてはさらに詳しい検討が必要であるが、この鉄筋降伏時におけるコンクリートの応力は小林らによる鋼繊維補強コンクリートの研究<sup>9)</sup>において鋼繊維混入率が1.5%から2%の場合の最大強度以後の引張応力にほぼ対応している。降伏耐力に達する以前に切り欠き部にひびわれは発生しているが、降伏時においても鋼繊維補強コンクリート部分はかなりの引張力を受け持っており、このため降伏耐力が高くなったと考えられる。ひびわれは変形が増加しても切り欠き部分以外には発生せず、切り欠きにおける初ひびわれ部分の変形のみが増加した。変位が増加するにつれて鋼繊維の破断や引き抜けが生ずると鋼繊維補強コンクリート部分の受け持つ引張力は小さくなるが、ひびわれ箇所の鉄筋が加工硬化域に

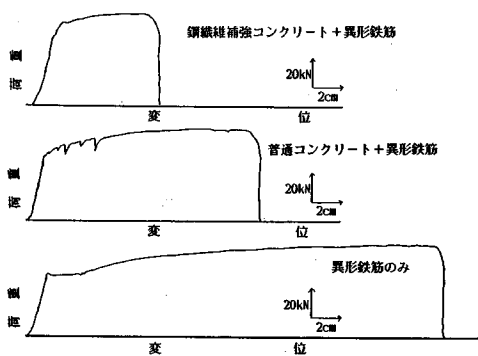


図-9(a) 荷重と変位 (載荷ベッド) との関係 (异形鉄筋)

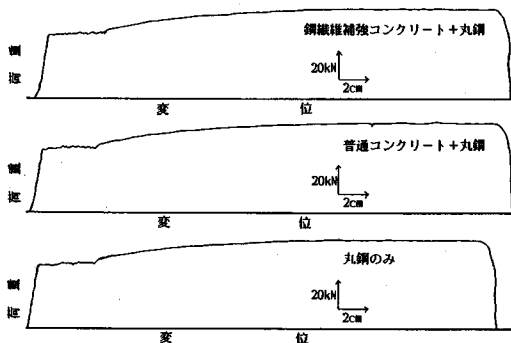


図-9(b) 荷重と変位 (載荷ベッド) との関係 (丸鋼)

入るために荷重は増加するものと考えられる。

図-9(a), (b)には鉄筋破断時までの荷重と載荷試験機のベッドの変位の関係を示す。併せて鉄筋のみを同じ長さで引張試験した場合の荷重と載荷ベッドの変位の関係も示す。この図はチャック部分のすべりを含むため概略の比較であるが、鉄筋のみの場合の変位と比べると発生したひびわれの本数により値は異なるものの普通コンクリートを用いたものでは約1/2、鋼繊維補強コンクリートでは1/3の最終変位しか示さず、また両者とも降伏踊り場は現われていない。すなわち、コンクリートの存在によって鉄筋の降伏後の変形が大きく拘束されることが明白である。

### c) 丸鋼を用いた両引き供試体の引張り性状

普通コンクリートを使用した丸鋼の供試体においても、荷重の初期段階において切欠き部にひびわれが発生した。荷重の増大に伴ってひびわれは拡大していったが、降伏域に入ったところで鉄筋径の減少もあり鉄筋とコンクリートの付着は全く失われコンクリート部分が滑り、それ以後の意味のある変形計測は不可能となった。また、丸鋼に鋼繊維補強コンクリートを使用した供試体の場合には、切欠き部にひびわれが発生しないうちに付着が失われ、コンクリートと鉄筋とは一体でなくなった。図-9(b)に示した丸鋼の場合の荷重と載荷試験機のベッド

の変位の関係では、コンクリートの有無にかかわらず、同じ長さの降伏踊り場および最終伸びを示している。すなわち、丸鋼を使用した場合にはコンクリートの存在によって、鉄筋の降伏後の変形は全く影響されない。

(2) はり試験

はりは一体を除きすべて曲げ破壊を起こした。なお、繊維補強コンクリートと丸鋼を用いたはりのうちの1本はコンクリートの締め固めが不十分ではり端部で定着部破壊を起こした。このためこの供試体は考察の対象から除く。他の図-10(a)~(j)に各はりの荷重変位曲線を実線で示す。また表-6には各はりの降伏耐力、最大耐力および道路橋示方書<sup>10)</sup>によって求めた算定終局耐力、さらに実測の降伏耐力と計算による算定終局耐力の比を示す。

a) 異形鉄筋を用いたはり

普通コンクリートと異形鉄筋を用いたはりの降伏耐力は算定値に比べて7%程度大であり、普通コンクリートにアンボンド鉄筋を用いたはりの降伏耐力に比べてそれほど差は出なかった。この理由として、鉄筋表面にひずみゲージを貼り、その上をビニールテープで巻いたために付着がない領域が生じたことにより降伏変形がひびわれ箇所のみの鉄筋に集中せず付着のない領域に分散したためと考えられる。なお、降伏後も荷重は上昇しており、この上昇部分では付着がない領域における鉄筋が加工硬化域に入るため荷重が上昇したものと考えられる。鋼繊維補強コンクリートに異形鉄筋を用いたはりは、降伏時においても算定値に比べて25%程度大きな値を示しており、また普通コンクリートを用いたはりと同様に降伏後も荷重は増加した。

表-6 はり供試体の耐力

供試体	降伏耐力 kN	最大耐力 kN	算定終局耐力 kN	降伏耐力/ 算定終局耐力
CPO 1	54.8	57.9	51.1	1.07
	54.8	57.0		1.07
CP10 1	53.7	57.4	51.1	1.05
	55.2	60.1		1.08
CFO 1	66.3	71.3	52.7	1.26
	66.5	68.7		1.26
CF10 1	66.6	76.2	52.7	1.26
	64.8	69.4		1.23
PPO 1	50.8	50.8	48.5	1.05
	50.9	51.6		1.05
PF0 1	59.8	59.8	49.5	1.21
	定着部破壊			
UPO 1	55.0	57.0	52.0	1.06
	53.1	56.0		1.02
UP10 1	52.8	58.3	52.0	1.02
	52.4	56.4		1.00
UFO 1	61.6	61.6	52.5	1.17
	62.8	63.0		1.20
UF10 1	61.8	65.5	52.5	1.18
	64.9	70.7		1.24

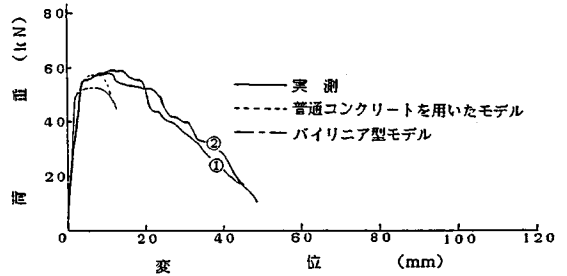


図-10(a) はり供試体の荷重変位曲線 (CPO)

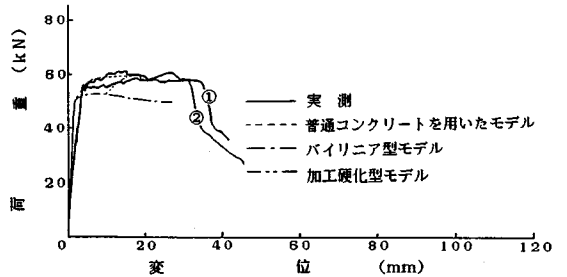


図-10(b) はり供試体の荷重変位曲線 (CP10)

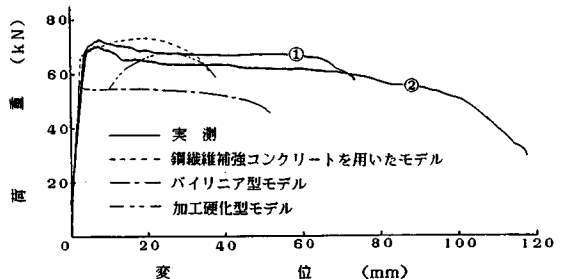


図-10(c) はり供試体の荷重変位曲線 (CFO)

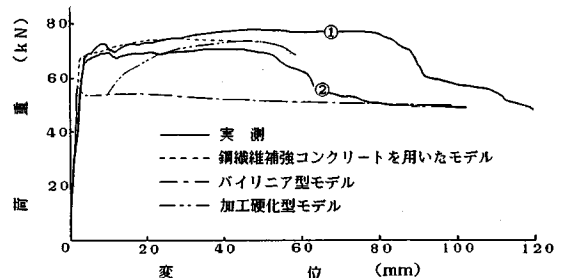


図-10(d) はり供試体の荷重変位曲線 (CF10)

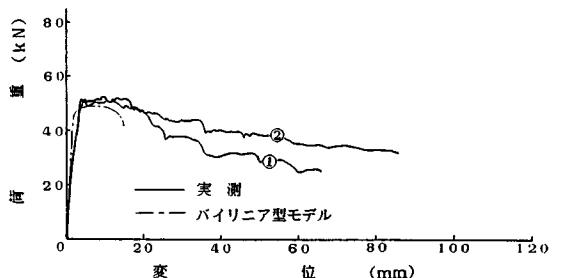


図-10(e) はり供試体の荷重変位曲線 (PPO)

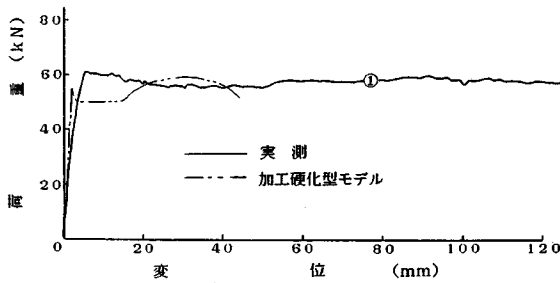


図-10 (f) はり供試体の荷重変位曲線 (PFO)

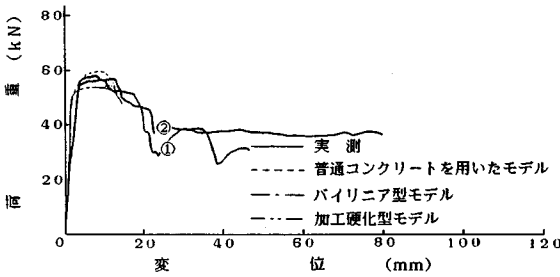


図-10 (g) はり供試体の荷重変位曲線 (UPO)

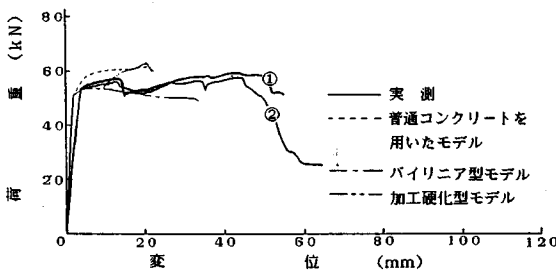


図-10 (h) はり供試体の荷重変位曲線 (UP 10)

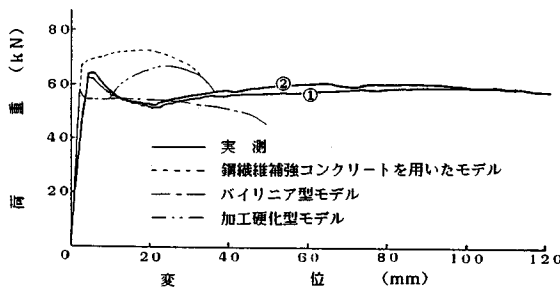


図-10 (i) はり供試体の荷重変位曲線 (UFO)

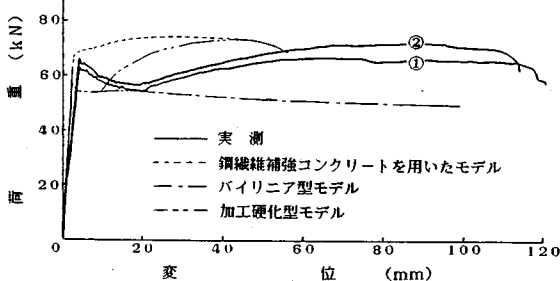


図-10 (j) はり供試体の荷重変位曲線 (UF 10)

b) 丸鋼を用いたはり

普通コンクリートに丸鋼を用いたはりの降伏耐力は算定値に比べて5%ほど大であり、降伏後の耐力は横ばいで上昇しなかった。鋼繊維補強コンクリートに丸鋼を用いたはりの降伏耐力は算定値に比べて20%程度大きく、変位が増すにつれて荷重は徐々に減少していった。しかし、変位が50mmに達するあたりから荷重は逆に大きくなっており、変位が50mmあたりから鉄筋が加工硬化域に入ったと考えられる。

c) アンボンド鉄筋を用いたはり

普通コンクリートにアンボンド鉄筋を用いたはりの降伏後の荷重は丸鋼を用いたはりと同様に横ばいで上昇せず、圧縮側コンクリートの圧壊とともに荷重は低下した。圧縮鉄筋を配筋したはりでは、圧縮側コンクリートの圧壊とともに耐力は低下するが、変位が20mmを越えるあたりから耐力は上昇した。変位が20mmを越えるあたりから鉄筋が加工硬化域に入ったと考えられる。鋼繊維補強コンクリートにアンボンド鉄筋を用いたはりの降伏耐力は計算値より20%ほど大きくなっている。降伏時において、はりにひびわれは1本発生しているが、ひびわれ後も鋼繊維補強コンクリートはかなりの引張力を受け持っており、このため降伏耐力が高くなるものと考えられる。変位が増すと鋼繊維の引き抜けや破断により耐力は減少していくが、変位が20mmに達するあたりから耐力は逆に上昇した。この降伏後荷重が低下していく部分を除けば、荷重変位曲線は鉄筋の応力ひずみ曲線と相似である。普通コンクリートにアンボンド鉄筋を用いたはりと同様に、変位が20mmに達するあたりから鉄筋が加工硬化域に入ったと考えられる。

4. RC はりの荷重変位曲線への適用

両引き試験より得られた荷重変形曲線より荷重を鉄筋の断面積で除して応力を、また変形を検長25cmで除してひずみを求め鉄筋の応力ひずみ関係に変換し、これを用いて算定したRC はりの荷重変位曲線と実際に載荷試験より得られた荷重変位曲線との比較を行った。

鉄筋の応力ひずみ曲線のモデルは、上述のようにして求めた普通コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリート中の異形鉄筋の応力ひずみ曲線と、通常の設計で用いられるようなバイリニア型および異形鉄筋のみの引張試験より得られる降伏踊り場が続いた後加工硬化域に入るもの(以下、加工硬化型と略)の3種類を用いた。これらの応力ひずみ曲線のモデルを図-11に示す。丸鋼の降伏以後の変形には周囲のコンクリートは全く影響を与えないので、丸鋼を用いたRC はりにはバイリニア型および加工硬化型の2種類で計算を行った。コンクリートの応力ひずみ曲線は普通コンクリート、鋼繊維補強コン



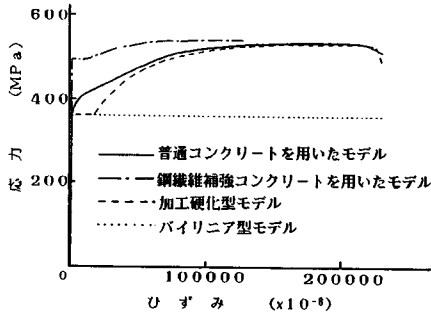


図-11 鉄筋の応力ひずみ曲線

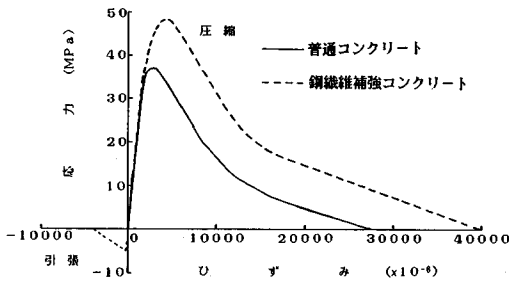


図-12 コンクリートの応力ひずみ曲線

クリートとも円柱供試体 ( $\phi 10 \times 20$  cm, 検長 18 cm) より得られた荷重変形曲線より求めたものを応力ひずみ曲線に変換したものをを用いた (荷重変形曲線の計測の詳細については参考文献 11) を参照されたい). 鉄筋の応力ひずみ曲線にバイリニア型および加工硬化型を用いて算定するものには鋼繊維補強コンクリートの引張も考慮した。ただし、引張の応力ひずみ曲線は計算を容易にするため単純な三角形を仮定した。図-12 に算定に用いたコンクリートの応力ひずみ曲線の形状を示す。

荷重変位曲線の算定に用いたプログラムは、コンクリートと鉄筋の応力ひずみ曲線をもとにし切断法<sup>12)</sup> (断面の分割数は中立軸より圧縮側、引張側ともに 50 分割とした) を用いてひずみの平面保持と力のつり合いの条件より断面のモーメント-曲率関係を求め、次にこれをはり全体に適用して弾性荷重法によって荷重変位曲線を求めるものである。なお、ここでモーメントスパン内では鉄筋降伏が生じて塑性変形するとし、またせん断スパンでは鉄筋は降伏せず弾性変形をするものとした。算定した荷重変位曲線を前出の図-10 に併せて示す。CPO, PPO では加工硬化型を用いて計算した荷重変位曲線は、鉄筋が加工硬化領域に入る前に荷重が低下しバイリニア型を用いて計算した荷重変位曲線とは重なるためバイリニア型のものを示す。計算で求めた変位はせん断スパンにおけるせん断ひびわれの影響およびアンボンド鉄筋や丸鋼のせん断スパンでの降伏による塑性域の影響に基づく変位を考慮していないことなどのため実験値より

小さくなっている。変位がスパン長の約 1/50 (25 mm) までの領域に限れば、次のような結果が得られた。

鉄筋の応力ひずみ曲線の各モデルを用いて算定した荷重変位曲線と実験より得られた荷重変位曲線を比較すると、バイリニア型を用いて算定した荷重は曲線全体にわたって実験値より低い。加工硬化型を用いたものは、降伏耐力はバイリニア型と同じく実験値に比べて低いが、平坦部が続いたあと変位がある程度増加してから曲線は実験値に近づいていく。これに対して、普通コンクリートを用いた両引き試験により求めた鉄筋の応力ひずみ曲線を用いて算定した RC はりの荷重変位曲線は、鉄筋降伏時 (鉄筋の応力ひずみ曲線の折れ曲がり点) の耐力はバイリニア型や加工硬化型のものと同じく実験値より低いが、降伏後も曲線の勾配は大きくは変化せず荷重が上昇したのち荷重変位曲線における明確な折れ曲がり点が現われた。このモデルを用いて算定した荷重変位曲線は、他のバイリニア型や加工硬化型モデルを用いたものに比較して実験より得られた荷重変位曲線と最もよく一致した。鉄筋の応力ひずみ曲線に加工硬化型を用いて鋼繊維補強コンクリートの引張も考慮して算定したものでは、降伏後荷重が低下ししばらく変位が進んだ後荷重が増加しており、アンボンド鉄筋を用いた実験結果と同じ傾向の曲線形になっている。鋼繊維補強コンクリートを用いた両引き供試体より求めた応力ひずみ関係を用いて算定した荷重変位曲線は、他の 2 つのモデルを用いて計算したものに比較して降伏時の耐力において実測値とよく一致し、その後もよく一致している。すなわち異形鉄筋を用いたはり内部における鉄筋の応力ひずみ関係は鉄筋のみの引張り試験より得られる応力ひずみ曲線のように降伏踊り場はなく、降伏後もひずみの進行に伴って応力も増加していくと考えられる。

## 5. まとめ

コンクリートに埋め込まれた鉄筋の両引き試験を行った結果、丸鋼の場合には降伏後コンクリートと鉄筋との付着が切れ鉄筋のみの引張試験と同等となり荷重が上昇せずに変形が増大する降伏踊り場が存在する。一方鋼材に異形鉄筋を用いた場合には降伏域の進展が拘束されることにより降伏点がやや上昇するとともに降伏踊り場がなくなり降伏後直ちに加工硬化域に入る。コンクリートを鋼繊維補強コンクリートとすると、さらにコンクリートの受け持つ引張荷重の増加により、鉄筋の見掛けの降伏点は上昇する。

曲げを受ける RC はりの荷重変位関係の算定にあたって、通常用いられている鉄筋のみの応力ひずみ関係のかわりに、両引き試験より得られたコンクリートに埋め込まれた鉄筋の応力ひずみ関係を用いることによ

て、荷重変位関係は実験値によく一致した。

なお、周囲のコンクリートが鉄筋の降伏域の進展に及ぼす影響の程度は、鉄筋比やかぶり等との関係も含めて今後検討していく予定である。

#### 参 考 文 献

- 1) 土木学会：プレストレストコンクリート標準示方書，昭和53年。
- 2) ACI：Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)，1983。
- 3) CEB-FIP：International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Vol. II, 1977。
- 4) BSI：British Standard Structural Use of Concrete Part 1, 1985。
- 5) 坂 静雄：鉄筋コンクリートの研究，産業図書，昭和29年。
- 6) Azimi, M. A.：高強度コンクリートに関する基礎的研究，京都大学学位論文，昭和56年。
- 7) Mattock, A.H., Kriz, L.B. and Hognestad, E.：Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal, Feb., 1961。
- 8) 小柳・六郷・大野・岩瀬・山内：RCはりの破壊過程とエネルギー消散，土木学会中部支部講演概要集，1982。
- 9) 小林・魚本・西村・古越：鋼繊維補強コンクリート部材の曲げ特性に関する研究，繊維補強コンクリートに関するシンポジウム，JCI, 1984。
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，昭和53年。
- 11) 小柳・六郷・内田：コンクリートの破壊現象の安定性とその計測，コンクリート工学，Vol.20, No.6, 1982。
- 12) 小阪・森田：鉄筋コンクリート構造，丸善，昭和50年。  
(1986.9.8・受付)