

琉球大学学術リポジトリ

正方形鋼管と帯筋で二重に横補強した鉄筋コンクリート短柱の弾塑性性状に関する実験と理論解析

メタデータ	言語: 出版者: 琉球大学工学部 公開日: 2008-04-01 キーワード (Ja): キーワード (En): R/C short column, Confined concrete, Square steel tube, Transversally reinforcing, Bond strength, Compressive strength, Flexural strength 作成者: 山川, 哲雄, 山田, 義智, Yamakawa, Tetsuo, Yamada, Yoshitomo メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/5491

正方形鋼管と帯筋で二重に横補強した鉄筋コンクリート短柱の 弾塑性性状に関する実験と理論解析

山川 哲雄* 山田 義智*

Experimental and Theoretical Studies on Elastoplastic of Reinforced Concrete Short Columns Doubly Confined in Square Steel Tube and Hoops

Tetsuo YAMAKAWA* Yoshitomo YAMADA*

Abstract

The structural members which satisfy the following mechanical properties are desirable ones for buildings from the viewpoint of preventing the earthquake damages and improving the serviceability of buildings.

- 1) The large load-carrying capacity can be developed within strain level as lower as possible.
- 2) The ductility is high.
- 3) The energy absorption capacity is large.
- 4) The stiffness is large.

R/C short hooped columns were hardly prevented from brittle failure such as shear failure. The transversally reinforcing method by using a steel tube is quite effective to make strong and ductile short columns. Especially, if the R/C circular columns were confined in circular steel tubes, it was experimentally proved that excellent mechanical characteristics could be expected even for the short columns with large flexural capacity. However, for the R/C short square columns confined in the square steel tube, as the width to wall thickness ratio of square steel tube or the amount of total longitudinal bars became gradually larger, a pinching effect and degradation of the lateral load capacity were observed. Consequently, R/C short columns confined in bellows square steel tube were proposed by Tomii in order to increase the flexural stiffness and strength of the steel plates. As another method, R/C short columns doubly confined in square steel tube and hoops are proposed in this paper. The objectives of this paper are as follows.

- 1) To examine the effects of double confinement.
- 2) To investigate experimentally the possibility of arrangements for longitudinal bars with large diameter at the corner in square section

受付: 1991年5月13日

*工学部建設工学科

Dept. of Architectural Eng., Faculty of Eng.

in order to improve the efficiency of flexural strength and stiffness of R/C columns.

- 3) To discuss mechanical characteristics of the R/C short columns doubly confined in square steel tube and hoops by comparing the experimental results with the theoretical results taking into account of bond strength between longitudinal bars and concrete.

In order to study the strength and behavior of R/C short columns doubly confined in steel tube and hoops, a total of nine specimens were tested. Four specimens were loaded axially and concentrically in a 500-ton capacity testing machine. The other five specimens were tested under a constant axial load and alternately repeated lateral loads. The paper presents test results and discusses the strength and the ductility of R/C short columns doubly confined in steel tube and hoops by comparing the test results with the theoretical results considering bond strength between longitudinal bars and concrete. The following conclusions are reached on the basis of these experimental and theoretical studies.

- 1) The compressive and the flexural strength of reinforced concrete square sections doubly confined in steel tube and hoops are larger than those of the sections singly confined in steel tube or hoops.
- 2) The ultimate moments of all the tubed columns are smaller than theoretical predictions ignoring bond strength. However, taking into account of bond strength between longitudinal bars and concrete, experimental values on flexural strength agree well with the theoretical results. One of the reasons for this is the effects of bond deterioration due to large amount of longitudinal bars and their large diameters.
- 3) The maximum bending moments at the flexural strength of reinforced confined concrete sections are reached beyond $\epsilon_c \approx 0.01$ at the extreme compression fiber.

Key words : R/C short column, Confined concrete, Square steel tube, Transversally reinforcing, Bond strength, Compressive strength, Flexural strength

1. 序

構造部材として耐震的に望ましい部材は以下の条件を満足する部材である。

- 1) 耐力が大きい (ひずみができるだけ小さい範囲で)
- 2) ねばりがある (じん性が大きい)
- 3) エネルギー吸収量が多い
- 4) 剛性が大きい

上記の4条件を満足させる部材が耐震的には理想的な部材であるが、その中で特に2), 3)の条件を満たす鉄筋コンクリート (Reinforced Concrete)以後、

慣用的に広く使われているRCを鉄筋コンクリートの略称として用いる)部材を設計するためにはせん断破壊(付着割裂破壊も含む)を防止し、曲げ破壊を先行させることがまず必要である。そのために、現行のRC構造設計法では主筋量を可能な限り少なくし、かつせん断スパン比をできるだけ大きくして曲げ強度にともなうせん断力をできるだけ小さくおさえた消極的な設計法を採用している。したがって、冒頭にかかげた4条件のうち、2)を除いて1), 4)がいずれも小さくなる。また、3)も変形が大きく増大しない限りあ

まり期待できない。

そこで、RC柱の積極的な設計法としてコンファインドコンクリートの強度とじん性に注目し、しかも曲げ破壊先行のもとで曲げ強度、じん性、エネルギー吸収能などの大幅な改善を意図して、富井・崎野らによってRC短柱の鋼管横補強法が提案された [1]。この鋼管横補強法は帯筋にかわって鋼管を横補強材として用いるので、鋼管、主筋及びコンクリートからなる一種の合成構造であり、従来の帯筋による横補強法ではせん断破壊を防ぐことが困難とされていたRC短柱や、RC耐震壁の周辺柱端部の補強法として有効であることが実験的に実証されている。特に円形断面の場合は極端に主筋量が多くなってもきわめて有効であることがすでに報告されている [1] [2]。正方形断面でも主筋量が極端に多くない限り有効であるが、主筋量がきわめて多くなってくると、または鋼管の板厚が薄くなってくると付着強度の不足が生じ、特に上記の 2) や 3) の条件に大きな期待がよせられなくなることが報告されている [2] [3]。これは正方形鋼管壁の板としての面外曲げ剛性が不足するからである。この面外曲げ剛性の不足を補うために富井らによって折板鋼管横補強法が提案された [4]。しかし、この折板鋼管横補強法の有効性が力学的に認められたとしても施工性、おさまり、コストなども考慮した総合的な観点からはたして最も望ましい有効な横補強法であるか、さらに検討する必要があるかと思われる。

以上の観点から、本研究ではこの折板鋼管横補強法に対応する、より簡単な横補強法として通常の正方形鋼管と直線型帯筋を併用した二重横補強法を提案する。

本研究の目的は次の 3 点に集約される。

- 1) RC短柱を正方形鋼管と直線型帯筋の併用により二重に横補強すれば多量の主筋を配筋しても、正方形鋼管のみで横補強したRC短柱よりもその弾塑性性状が改善され、しかも冒頭に掲げた 4 条件を満足するような理想的な部材により近づくことができるかどうかを検討する。
- 2) 正方形鋼管と直線型帯筋で二重に横補強されたRC短柱断面の四隅はその拘束効果が一辺の中間部より大きい [5]。このことに注目するとともに、主筋の曲げ強度に関する断面効率をできるだけ高めるために、太径の鉄筋を四隅にしかも多量に配筋する。このような配筋が可能かどうかを実験的に検討する。
- 3) 正方形鋼管と直線型帯筋で二重に横補強することにより得られたコンファインドコンクリートの力学

特性を、従来のプレーンコンクリートのそれと対比しながら理論的に検討する。これらの検討結果をふまえて、付着も考慮したRC短柱の理論解析を行い、本実験結果などと比較検討し、今後の研究指針を得る。

2. 実験概要

2. 1 試験体

試験体の断面サイズ (鋼管の外径で $17.5\text{cm} \times 17.5\text{cm}$)、せん断スパン比 ($M/QD=1$)、鋼管板厚 ($t=6\text{mm}$) は富井・崎野らの実験 [1] と同じである。また、文献 1, 2) と同じようにコンクリートの圧縮強度は 390kg/cm^2 を目標としたが、表-1 に示すように 381kg/cm^2 から 484kg/cm^2 の範囲でばらつき平均 414kg/cm^2 である。主筋量は公称断面 ($17.5\text{cm} \times 17.5\text{cm}$) に対して太径の主筋 (D22) を用いた場合 $\rho_g=6.71\%$ であり、東ね鉄筋 (3-D13) を用いた場合 $\rho_g=6.64\%$ である。ただし、これらの主筋量は実のRC断面 ($16.3\text{cm} \times 16.3\text{cm}$) に対しては、それぞれ $\rho_g=7.74\%$ と $\rho_g=7.65\%$ にもなる。

本実験の唯一の特色は文献 1, 2) をはじめ富井・崎野らの一連の実験と異なり、序で述べたように帯筋を現行RC規準のほぼ上限値いっぱい $\rho_w \approx 1.2\%$ (体積比で 2.1%) 配筋していることである。試験体の配筋図と試験体名の凡例を図-1, 2 にそれぞれ示す。試験体の作製に使用したコンクリート、鋼管及び鉄筋の力学的性質を表-1, 2 に示す。

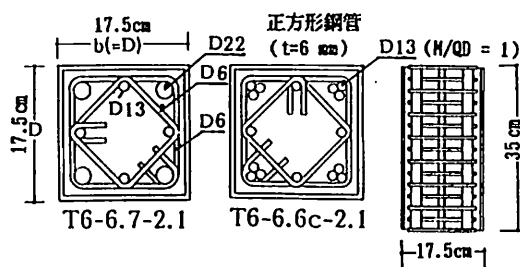


図-1 試験体の配筋図

T6-6.7-2.1-35N

- | | |
|------|--|
| T6 | : 鋼管板厚 6 mm (RC : 鉄筋コンクリート) |
| 6.7 | : 主筋比 (%) |
| 2.1 | : 帯筋の体積比 (%) |
| .35N | : 軸圧縮力 ($.35N=0.35 \cdot \sigma_B bD$) |

図-2 試験体名の凡例

表-1 コンクリートの力学的性質

試験体名	$c\sigma_B$ (kg/cm ²)	$c\epsilon_1$ (%)	cE (10 ⁵ kg/cm ²)	
中 心 圧 縮	RC-6.7-2.1 T6-0.0 T6-6.7-0 T6-6.7-2.1	397 424 397 424	0.242 0.234 0.242 0.234	3.28 3.32 3.28 3.32
曲 げ せ ん 断	RC-6.7-2.1-.35N T6-6.7-0-.35N T6-6.7-2.1-.35N T6-6.6c-0-.35N T6-6.6c-2.1-.35N	446 381 484 390 387	0.218 0.210 0.247 0.234 0.202	3.47 3.33 3.45 3.32 3.28

注) $c\epsilon_1$ はコンクリートシリンダー強度 $c\sigma_B$ 時の圧縮ひずみである。

表-2 鋼管および鉄筋の力学的性質

鋼管, 鉄筋の種類	$s\sigma_y$ (kg/cm ²)	$s\epsilon_y$ (%)	sE (10 ⁶ kg/cm ²)
鋼管 (175×175×6)	3188	0.160	1.99
D 6 (帯筋)	3455	0.174	1.99
D13 (主筋)	3528	0.192	1.84
D22 (主筋)	3449	0.165	1.99

材端回転角を柱頭, 柱脚とも零に拘束したまま逆対称の強制水平変形を与えた。なお, 一定軸圧縮荷重は全試験体 (5 体) と $0.35bD_c\sigma_B$ で同じとした。載荷プログラムは変位制御により変位振幅を部材角で $\pm 0.5\%$ づつ $\pm 3\%$ まで増加させ, 同一振幅で 3 サイクルづつ, 合計 18 サイクルの正負交番繰り返し載荷を行った (図-4 参照)。

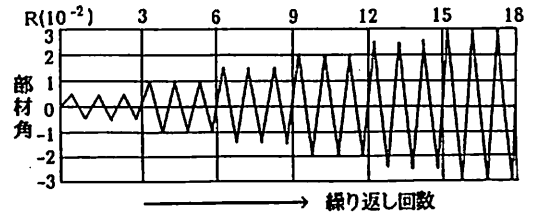


図-4 載荷プログラム

2. 2 実験方法

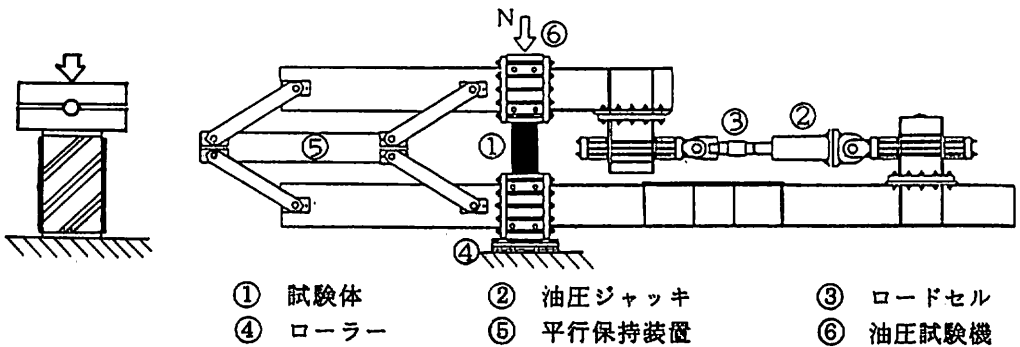
中心圧縮実験：文献 1, 2) と同様に一端固定他端ピンの材端条件で, 500ton試験機を使用して中心圧縮荷重を載荷した (図-3(a)参照)。材端においてはコンクリートだけを圧縮し, 材全長の軸方向の縮み量を 4 個の変位計を用いて測定した。

一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験：文献 1) と同様に図-3(b)に示す建研式加力装置を用い, 一定軸圧縮荷重を 500ton試験機で載荷する一方, 柱の

3. 実験結果と考察

3. 1 中心圧縮実験

中心圧縮荷重と軸方向平均ひずみに関する実験結果を図-5に示す。ひずみが増大するにつれて鋼管と帯筋で二重に横補強した試験体“T6-6.7-2.1”の中心圧縮荷重が最も大きくなり, その拘束効果が表れている。図-4のC, C_{sc} , C_{wc} , Sは, それぞれプレーンコンクリート, 鋼管のみで横補強したコンファインドコンク



(a) 中心圧縮実験

(b) 一定軸圧縮力下における繰り返し曲げせん断実験

図-3 加力装置

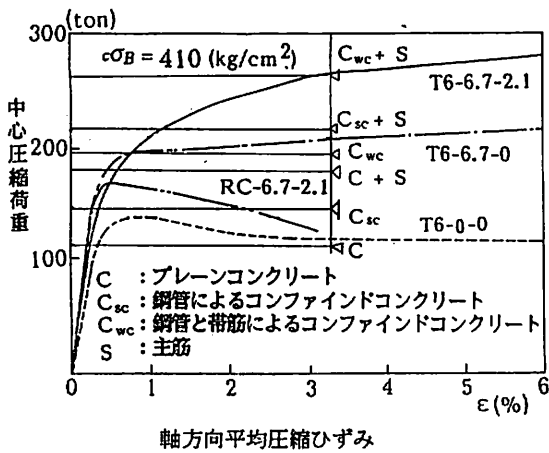


図-5 中心圧縮荷重と軸方向平均圧縮ひずみの関係に関する実験結果

リート、鋼管と帯筋で二重に横補強したコンファインドコンクリート及び主筋の各圧縮強度時の中心圧縮荷重である。 $c\sigma_B$ には表-1の中心圧縮試験体の平均圧縮強度 410kg/cm^2 を採用し、コンファインドコンクリートの強度は式(2), (3), (4)からそれぞれ求めた。これらの累加強度は実験値をほぼとらえている。

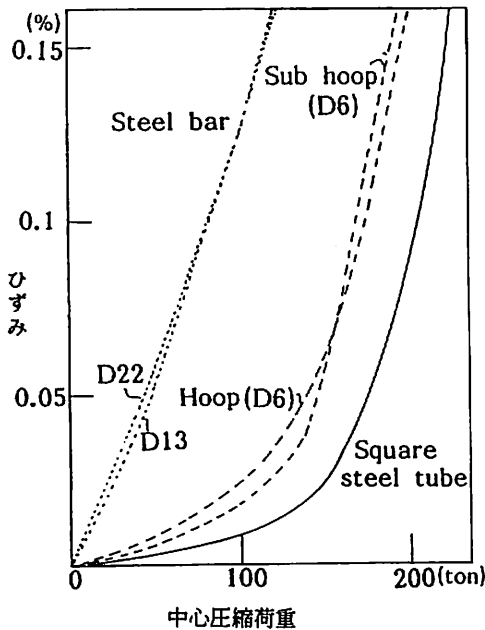


図-6 試験体“T6-6.7-2.1”の材中心におけるひずみと中心圧縮荷重の関係に関する実験結果

主筋、帯筋の各軸方向ひずみと鋼管表面の水平方向(Hoop Tension)のひずみが、中心圧縮荷重の増大とともに変化していく様子を図-6に示す。なお、図-6における各ひずみは試験体“T6-6.7-2.1”の材中心におけるひずみである。図-6によれば中心圧縮荷重の各ステップにおいて帯筋のひずみが鋼管のひずみの約2倍近く生じている。特に中心圧縮荷重レベルが小さい初期の段階ではひずみの差が顕著である。このことはコンクリートの拘束効果に対する帯筋の効果が鋼管よりもやや優れていることを示している。また、図-13に示したコンファインドコンクリートの圧縮応力とひずみの関係は、Manderらの理論式[6]と松村らの圧縮強度式[7]に基づいているが(4.1項参照)、これらの理論曲線は以上のことを示唆する結果となっている。

3. 2 一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験

一定軸圧縮荷重下 ($0.35bD_c\sigma_B$) おける繰り返し曲げせん断実験から得られた横補強RC短柱のせん断力 Q と部材角 R の関係を図-7, 8に示す。これらの処女載荷時のスケルトンカーブの比較を図-9に示す。さらに各サイクルごとのエネルギー吸収量を部材角 $R=3\%$ まで累積した実験結果の比較を図-10に示す。これらの図-7, 8, 9, 10より正方形鋼管に加えてさらに帯筋で二重に横補強すると、強度が増加するほか、じん性とエネルギー吸収能も若干改善させられていることがわかる。

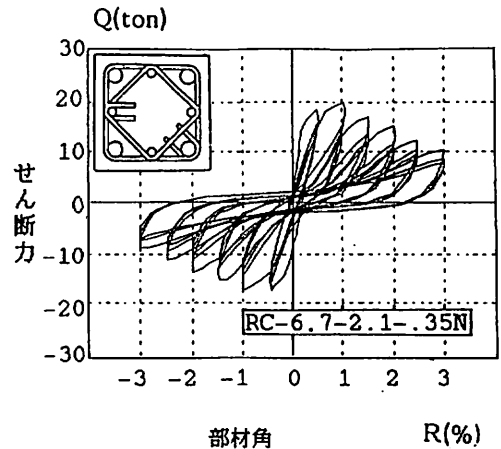


図-7 太径の主筋(D22)を用いたRC短柱のせん断力 Q と部材角 R に関する実験結果

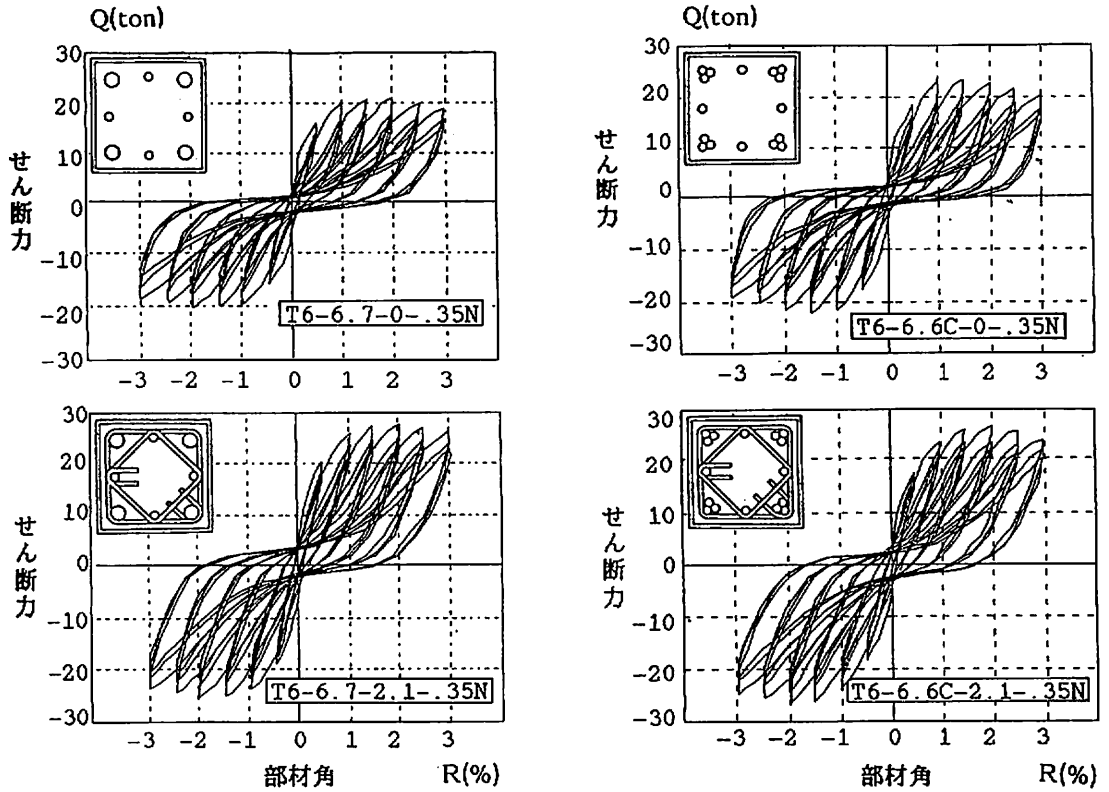


図-8 太径の主筋(D22), または束ね主筋(3-D13)を用いた鋼管横補強RC短柱のせん断力Qと部材角Rに関する実験結果

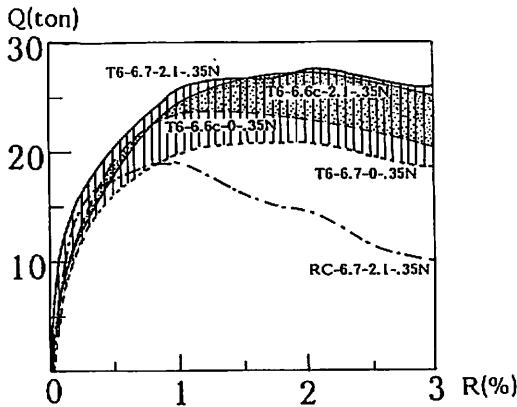


図-9 鋼管横補強RC短柱, 及びRC短柱の処女載荷時のスケルトンカーブ(Q-R関係)に関する実験結果の比較

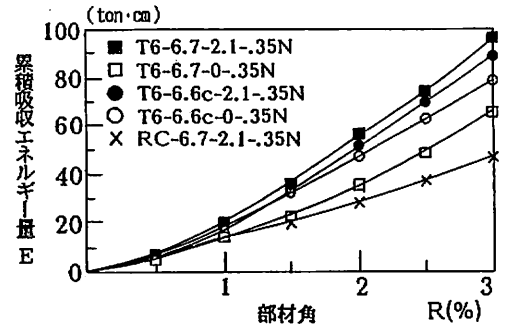


図-10 RC短柱が各サイクルごとに吸収するエネルギーの累積に関する実験結果の比較

4. 理論解析

4. 1 中心圧縮強度の理論解析

圧縮応力を受けるプレーンコンクリートの構成則は、梅村の e 関数法やHognestadの式が一般によく知ら

れている [8]。帯筋で横補強して得られたコンファインドコンクリートまでさらに拡張したコンクリートの一般的な構成則が、Scott ら [9] やMander ら[6] によって提案された。これらの式に含まれるコンファインドコンクリートの強度式は帯筋による拘束効果を考慮したものである。一方、円形鋼管で横補強された

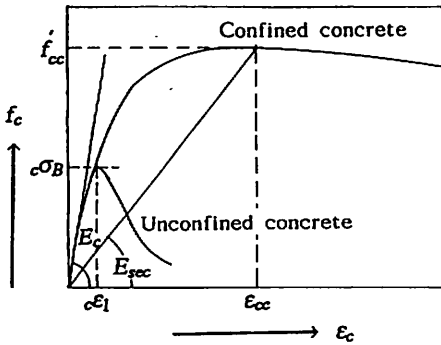
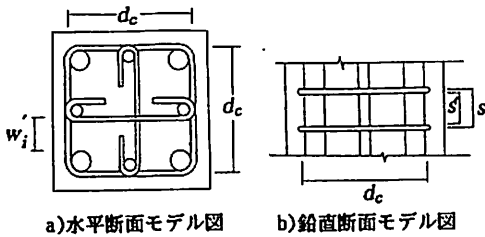


図-11 コンファインドコンクリートとプレーンコンクリートに関する圧縮応力と圧縮ひずみの関係



- s : 帯筋間隔
- s' : 帯筋内のり間隔
- w_i' : 主筋間の内り間隔
- d_c : 帯筋で囲まれたコアコンクリートの一辺の長さ
- a_w : 1組の帯筋の断面積
- a_g : 主筋の総断面積
- σ_y : 帯筋の降伏点強度

図-12 直線型帯筋で横補強したRC正方形断面柱の断面モデル図

コンファインドコンクリートの強度式は比較的多く見られるが、最近正方形鋼管による強度式が実験式として松村らによって発表された[7]。そこで、孫・崎野は松村らの強度式[7]をManderらの構成則[6]に組みこみ、正方形鋼管で横補強されたRC短柱の曲げ強度解析を試みた[10]。

本研究では正方形鋼管と直線型帯筋で二重に横補強したコンファインドコンクリートの構成則にManderらの構成則を利用し、直線型帯筋に対するManderらの強度式と正方形鋼管に対する松村らの強度式を累加して用いる。Manderらはプレーンコンクリートをも含んだコンファインドコンクリートの一般的な構成則を式(1)で与えた(図-11参照)[6]。

$$f_c = \frac{f_{cc}' Xr}{r-1+Xr} \dots\dots(1)$$

ここに、

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}, \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_1 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}'}{c\sigma_B} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_c}{(E_c - E_{sec})}, \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}'}{\epsilon_{cc}}$$

$$E_c = 16000 \sqrt{c\sigma_B} \text{ kg/cm}^2$$

cσ_B : プレーンコンクリートの圧縮強度

cε₁ : cσ_B時の圧縮ひずみ

式(1)におけるコンファインドコンクリートの圧縮強度 f_{cc}' の算定式は直線型帯筋と正方形鋼管では異なる。正方形断面柱の直線型帯筋に関してはManderらの算定図表[6]から、近似式を式(2)のように作成した(図-12参照)。

$$\frac{f_{cc}'}{c\sigma_B} = -5.17 \left(\frac{f_1'}{c\sigma_B} \right)^2 + 5.88 \left(\frac{f_1'}{c\sigma_B} \right) + 1 \dots\dots(2)$$

ここに、 $f_1' = k_e \rho_w s \sigma_y$, $\rho_w = \frac{a_w}{s d_c}$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6\sigma_c^2} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)^2}{(1 - \rho_g)}, \quad \rho_g = \frac{a_g}{d_c^2}$$

一方、正方形鋼管で横補強されたコンファインドコンクリートの強度式に関しては松村らの提案式である式(3)を用いた。

$$\frac{f_{cc}'}{c\sigma_B} = 1 + k \frac{4\sigma_y \left(\frac{t}{B} \right)^2}{c\sigma_B} \dots\dots(3)$$

ここに、 B : 正方形鋼管の外径

σ_y : 正方形鋼管の降伏点強度

t : 板厚

k : 12.2

正方形鋼管と帯筋で二重に横補強した場合のコンファインドコンクリートの圧縮強度 f_{cc}' は、式(2)と式(3)を累加して式(4)で与えた。

$$\frac{f_{cc}'}{c\sigma_B} = 1 + k \frac{4\sigma_y \left(\frac{t}{B} \right)^2}{c\sigma_B} - 5.17 \left(\frac{f_1'}{c\sigma_B} \right)^2 + 5.88 \left(\frac{f_1'}{c\sigma_B} \right) \dots\dots(4)$$

式(2), (3), (4)を式(1)にそれぞれ代入することにより得られたコンファインドコンクリートの構成則を, 試験体“T6-6.7-2.1-.35N”をモデルに $c\sigma_B = 390 \text{ kg/cm}^2$ のもとで計算する。この結果を図-13に示す。主筋が配筋されていない中心圧縮試験体“T6-0-0”(表-1参照)の実験結果も破線で図-13に参考までに示す。試験体“T6-0-0”の $c\sigma_B$ は 424 kg/cm^2 (表-1参照)にもかかわらず, 実験結果が理論線より若干低い, 大体の性状はとらえているようである。理論式を用いると帯筋の体積比が鋼管の体積比の約 $1/6$ にもかかわらず, 帯筋の拘束効果が鋼管のそれより等しいか, やや大きいことが注目される。また, 図-13よりプレーンコンクリートを帯筋や鋼管で横補強すれば, コンファインドコンクリートとして強度とじん性が大幅に改善されることがわかる。さらに, 帯筋と鋼管で二重に横補強し, かつ累加強度が成立するものと仮定すれば, 強度とじん性のさらなる向上が期待できる。

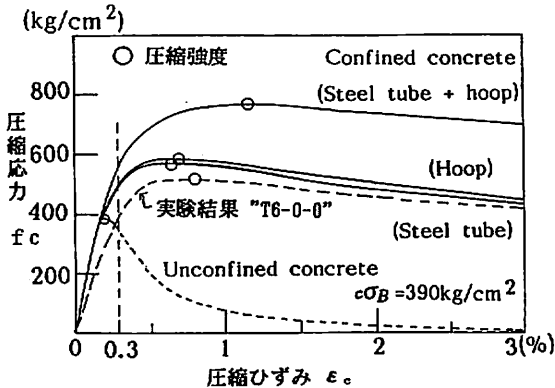


図-13 Manderらの構成則, 強度式及び松村らの強度式を本実験の試験体モデルに適用して計算したコンクリートの圧縮応力と圧縮ひずみの関係

4. 2 付着を無視したRC断面の曲げ強度解析

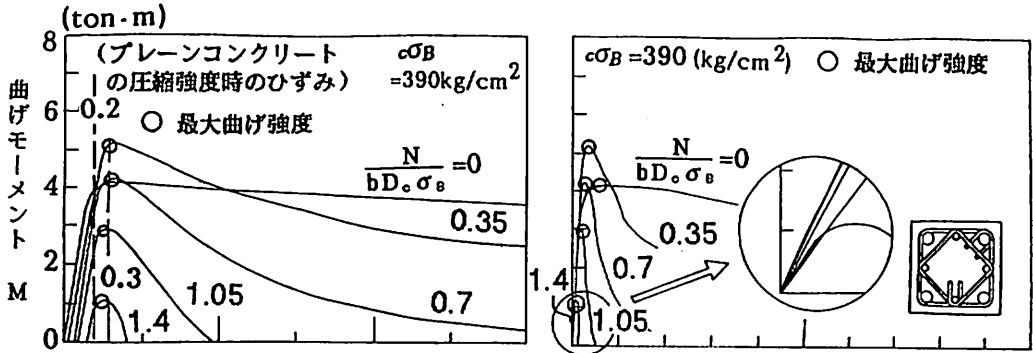
図-13のコンクリートの応力とひずみの関係を横補強されたRC短柱の圧縮側コンクリートに適用し, 図-13で用いたモデルと同一RC断面の曲げ強度を断面分割法で計算した。曲げ強度の計算にあたっては通常用いられている主要な三つの仮定を用いた [8]。

- 1) コンファインドコンクリートの引っ張り抵抗は無視する。
- 2) 材軸に垂直な断面は変形後も平面を保つ。
- 3) 主筋の構成則は降伏までは完全弾性, 降伏後は完全塑性の二直線で表すことができる。

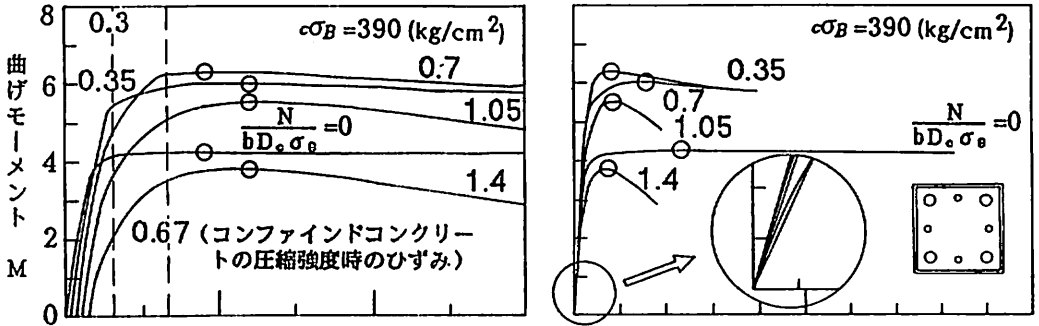
RC断面の曲げモーメント M と圧縮縁コンクリートのひずみ ϵ_c の関係及び同じ M と, 曲率 ϕ に柱の全せい D を乗じた $\phi \cdot D$ の関係を図-14にまとめて示す。これらの計算に用いたコンクリートのシリンドー強度 $c\sigma_B$ は 390 kg/cm^2 の一定値とした。

これらの関係をプレーンコンクリートを用いた通常のRC断面で計算する場合には, 圧縮縁コンクリートの限界ひずみとして一般に0.3%が用いられる(図-13参照)。しかし, 本研究では通常のRC断面が最大曲げ強度(図-14における○印)に達した後の挙動をもコンファインドコンクリートを用いたそれと比較するために, 圧縮縁コンクリートのひずみを図-13に示す3%まで一様に計算した。コンファインドコンクリートを用いたRC断面の最大曲げ強度は圧縮縁コンクリートの限界ひずみの大小に大きく依存するが, プレーンコンクリートを用いた場合のそれは限界ひずみを0.3%以上採用すればほとんど変動しない。すなわち, プレーンコンクリートを用いた場合はほとんどの場合0.3%以内でRC断面の最大曲げ強度に達するからである(図-14参照)。図-14より, プレーンコンクリートを用いたRC断面の曲げ強度に関するじん性の劣化が, 軸力の増大とともに顕著である。しかし, コンクリートを拘束すればするほどRC断面の最大曲げ強度時の圧縮側最外縁のひずみは大きくなり, 図-14では1%を越え2%近傍まで伸び, しかも曲げ強度が低下することなく一定に保持されている。すなわち, じん性(ヒンジ回転能力を含む)が増大していることがわかる。このことを明示するために図-14から求めた圧縮縁コンクリートのひずみが0.1, 0.3, 1%時点におけるRC断面の各曲げ強度と最大曲げ強度の比較を図-15に示す。

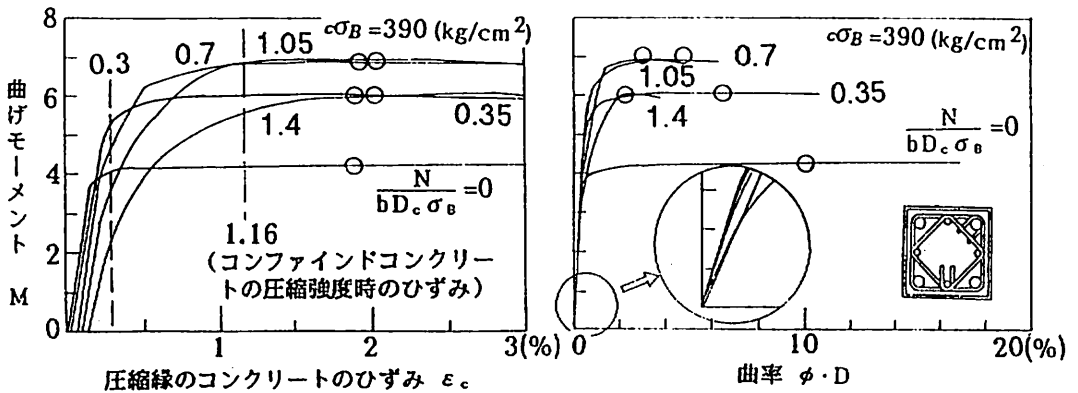
図-14から曲げ強度の最大値を各軸圧縮力ごとに求めた $N-M$ 曲線(実線と点線), およびRC短柱のせん断強度式から逆算して求めた $N-M$ 曲線(破線)と, 一定軸力下における繰返し曲げせん断実験から求められた処女載荷時の最大曲げ強度を図-16に示す。なお, 最大曲げ強度に関する実験結果には, 図-7, 8から得られた処女載荷時の各部材角におけるせん断力に材長の $1/2$ を乗じることによって求められた曲げ強度に, その強度時の部材角と一定軸力から得られる偏心曲げモーメントが付加されている。また, せん断強度式は実験式として提案された修正大野・荒川式 [11] のほかに, 塑性理論の下界定理を適用して求められた理論式についても検討を行う。この理論式はせん断補



(a) 試験体“RC-6.7-2.1-.35N”相当モデル (プレーンコンクリート)



(b) 試験体“T6-6.7-0-.35N”相当モデル (鋼管のみの拘束によるコンファインドコンクリート)



(c) 試験体“T6-6.7-2.1-.35N”相当モデル (鋼管と帯筋の二重拘束によるコンファインドコンクリート)

図-14 図-13のコンクリートの応力とひずみの関係を用いて計算したRC断面、及び鋼管横補強RC断面の曲げモーメントMと圧縮縁コンクリートのひずみ ϵ_c の関係、及びMと曲率 ϕ に全せいDを乗じた $\phi \cdot D$ の関係

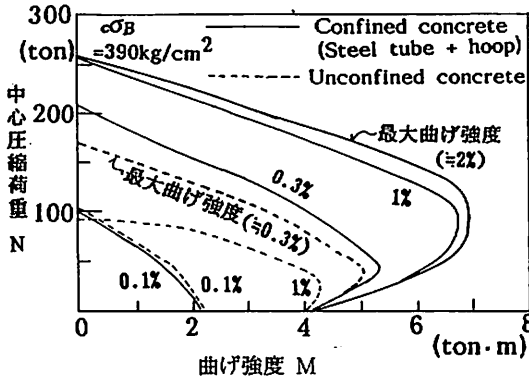


図-15 指定された圧縮線コンクリートのひずみに対するRC断面、及び鋼管横補強RC断面のN-M 相関曲線と最大曲げ強度を表すN-M相関曲線

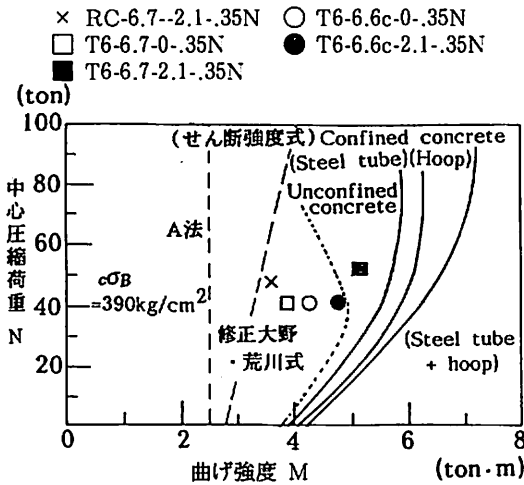


図-16 曲げ強度とせん断強度からそれぞれ求めたN-M 相関曲線に関する理論解と実験から求めた処女載荷時の最大曲げ強度の比較

強筋が関与するトラス機構強度に、せん断補強筋が関与しないコンクリートのアーチ機構強度の累加で求められるものであり、文献[12]で柱の降伏ヒンジを計画しないA法と呼称されているものである。図-16より、せん断破壊したRC試験体“RC-6.7-2.1-.35N”の実験結果が、純RC断面の曲げ強度理論線より小さいことは当然としても、正方形鋼管または、それに加えて帯筋で二重に横補強した試験体の実験結果が純RC断面の曲げ強度理論線とせん断強度式による曲げ強度理論

線を除いたいずれの理論曲線よりも小さい、この主な原因は断面サイズに比較してきわめて大きい太径の主筋や束ね鉄筋を用いたために、付着強度が不足したからであると思われる。このことは、最大曲げ強度時に材端の主筋は降伏していなかった実験結果からも推定される。しかし、正方形鋼管のほかに帯筋で二重に横補強した効果は図-16においても明白である。図-16において圧縮強度とじん性が異なるプレーンコンクリートとコンファインドコンクリートでは、軸力の増大とともに曲げ強度に大きな差異が生じている。すなわち、付着強度の劣化を防止できればコンファインドコンクリートの有効性がますますきわだってくる。

4. 3 付着を考慮したRC短柱の曲げ強度解析

RC断面における曲げ強度の低下、すなわち実験値が理論値より大幅に低下した主な原因は付着強度の不足にあることが4. 2項より予測された。そこで、本項では付着を考慮したRC短柱の曲げ強度解析を試みる。

本研究では、鋼管で被覆されたコンクリートと異形鉄筋の付着性状に関する森下らの研究成果 [5] を参考にし、平均的な付着応力と滑りによる見かけのひずみ（以後、付着ひずみと略称する）の関係を図-17に示すように仮定する。この付着に関する構成則の特色は通常のRC断面柱におけるそれと異なり [13] [14]、鋼管で被覆されているので付着ひずみが増加しても付着強度を一定に保つことである。図-17に基づく付着強度を用いて、主筋の降伏強度とその付着強度との大小関係を検討する。そのために、表-1に示したコンクリートのシリンダー強度 $c\sigma_B$ に式(1)-(4)を適用して、鋼管のみまたは鋼管と帯筋で二重に拘束したコンファインドコンクリートの圧縮強度 f_{cc} とそのときのひずみ ϵ_{cc} を求め、表-3に示す。本試験体を使用した主筋は図-1に示すように長さ（柱の材長）が35cmで、D22 ($\sigma_y = 3449\text{kg/cm}^2$) とD13 ($\sigma_y = 3528\text{kg/cm}^2$) (表-2参照) の2種類である。付着応力が等分布状に生じると仮定し、反曲点高さ比が0.5 (図-3参照)であることを考慮すると、図-18に示すような主筋を自由体としてRC短柱から切り出すことができる。したがって、主筋の両端部がRC短柱の柱頭、柱脚にそれぞれ該当する。図-18に基づいて計算した主筋1本当たり (図-1に示す束ね鉄筋は3本分を1本と見なす [15]) の限界付着力と主筋の降伏力を表-4に示す。表-4より、D13の一部を除いていづれも限界付着力が主筋の降伏力以下となっている。

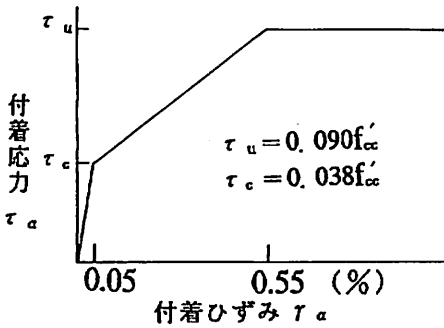


図-17 付着応力 τ_u と付着ひずみ τ_a の関係に関する仮定

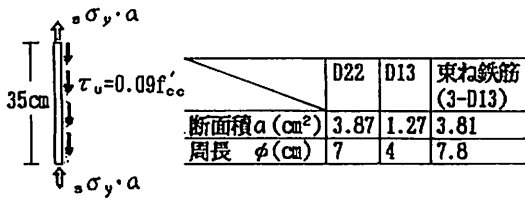


図-18 主筋1本の限界付着力と降伏力に関する力学モデルと断面積 a, 周長 φ

表-3 プレコンクリートの圧縮強度とその時の圧縮ひずみに対するコンファインドコンクリートの計算値

プレコンクリート (シリンダー強度とひずみ)		コンファインドコンクリート			
$c\sigma_B$ (kg/cm ²)	$c\epsilon_1$ (%)	鋼管のみの拘束		鋼管と筋筋の二重拘束	
		f'_{cc} (kg/cm ²)	ϵ_{cc} (%)	f'_{cc} (kg/cm ²)	ϵ_{cc} (%)
381	0.210	564	0.714	756	1.243
390	0.234	573	0.783	765	1.359
484	0.247	667	0.714	863	1.214

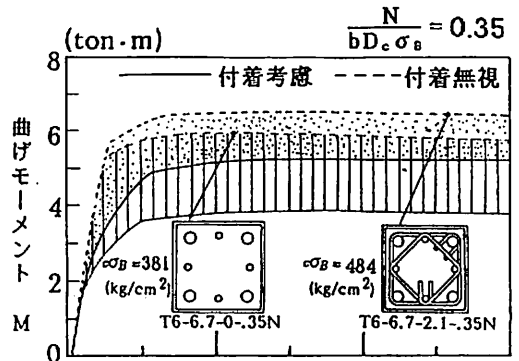
表-4 主筋1本当たりの限界付着力と降伏力に関する計算値の比較

主筋	限界付着力 (ton) ($\tau_u = 0.09f'_{cc}$)						主筋の降伏力 (ton) ($2\sigma_y a$)
	鋼管のみ			鋼管と筋筋の二重拘束			
	$c\sigma_B$	381	390	484	381	390	
D22	12.4	12.6	14.7	16.7	16.9	19.0	26.7
D13	7.1	7.2	8.4	9.5	9.6	10.9	9.0
3-D13	13.9	14.1	16.4	18.6	18.8	21.2	26.9

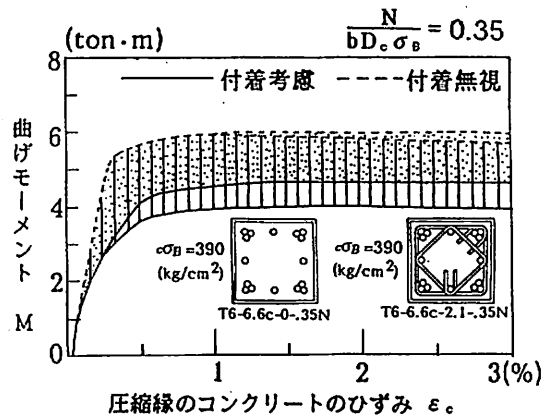
注) 3-D13は東ね鉄筋を表す。

このことは、本試験体の場合RC断面の曲げ強度が主筋の降伏強度で決まらず、それ以下の付着強度で支配されていることを意味する。

一方、主筋の付着を考慮することの力学的意味をひずみの観点から考えると、RC断面の平面保持仮定に基づく主筋の垂直ひずみが付着ひずみ(主筋の滑りを材長で除した見かけのひずみ)分だけ緩和されることにより、主筋の応力とその分だけ解放されることに等しい。これらのメカニズムを断面の平衡条件と適合条件を考慮しながら、逐次コンピュータで解析していけば、付着を考慮したRC断面の曲げ強度解析が可能となる。こうして得られたRC断面の曲げモーメントMと圧縮縁コンクリートのひずみ ϵ_c の関係を図-19に示す。また、このMに対する曲率 ϕ と柱せいDの積 $\phi \cdot D$ との関係を図-20に示す。なお、図-19, 20および図-22は軸圧縮力Nが $N/(bD_c\sigma_B) = 0.35$ について求



(a) 太径の主筋(D22)を用いた鋼管横補強RC断面



(b) 東ね鉄筋(3-D13)を用いた鋼管横補強RC断面

図-19 付着考慮の有無による鋼管横補強RC断面の曲げモーメントMと圧縮縁コンクリートひずみ ϵ_c の関係

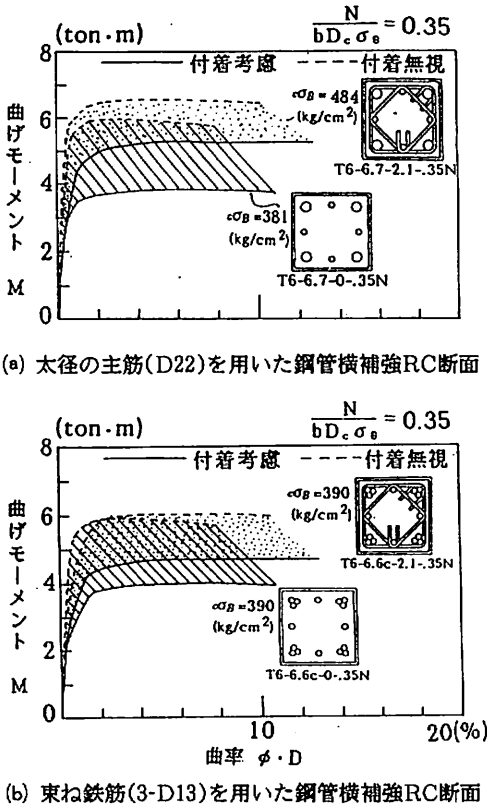


図-20 付着考慮の有無による鋼管横補強RC断面の曲げモーメントMに対する曲率φと柱せいDの積φ・Dとの関係

めたものである。図-19, 20より付着強度の不足による曲げモーメント(曲げ強度)の低下が顕著に表れている。

最大曲げモーメント(曲げ強度)Mを各軸力Nごとに解析し、N-M相関曲線として整理し、実験結果と比較したのが図-21である。図-21より付着を考慮した解析結果は実験結果をほととらえていることがわかる。図-21には鋼管と帯筋で二重に拘束した効果を明示するために、同じ圧縮強度を有するRC断面で、かつ付着を無視したN-M相関曲線も合わせて示した。ただ、D-13の束ね鉄筋を主筋に用いた試験体のコンクリートのシリンダー強度σ_Bは、表-1からわかるように387kg/cm²(T6-6.6c-2.1-.35N)と390kg/cm²(T6-6.6c-0-.35N)であり、両者の差異がきわめて小さいので390kg/cm²についてのみ理論解析値を示した。

図-20に示したM-φ・D関係は短柱の柱頭と柱脚におけるRC断面の曲げ強度と曲率の関係であると見なせる。したがって、柱頭と柱脚の各Mの和を短柱の

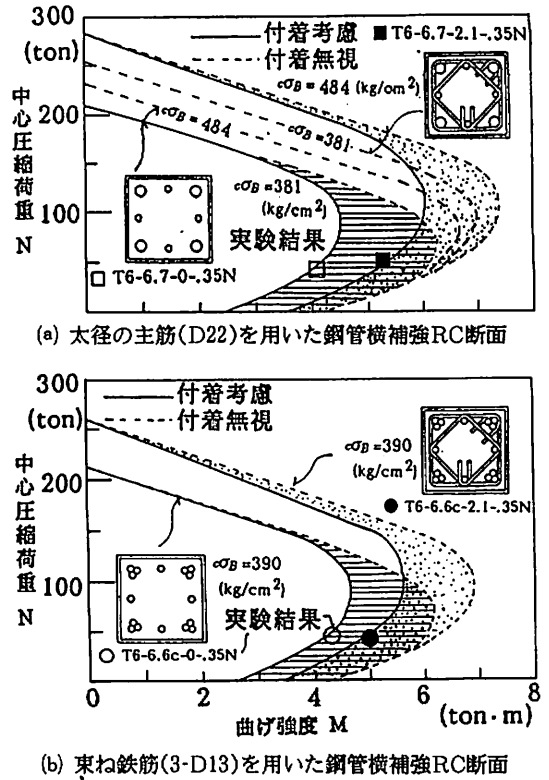
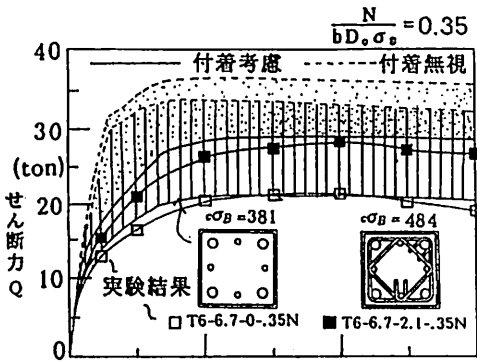


図-21 付着考慮の有無による鋼管横補強RC断面のN-M相関曲線に関する理論解析結果と実験結果の比較

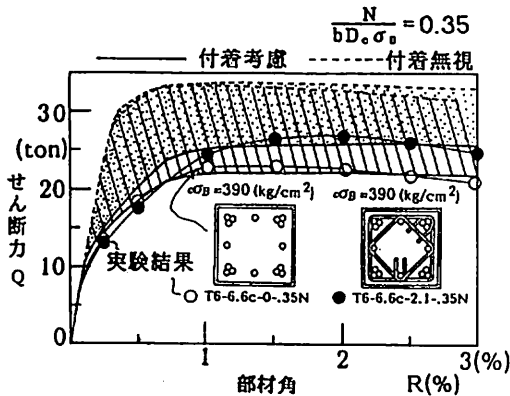
表-5 M-φ・D曲線における勾配Sと短柱の材軸に沿った曲率分布の仮定

$S > 0.9S_0$	$0.9S_0 > S > 0.2S_0$	$0.2S_0 > S$
$\phi < \phi_y$	$\phi = \phi_y$	$\phi = \phi_y$
$\phi > \phi_y$	$\phi = \phi_y$	$\phi > \phi_y$

材長で除せばせん断力Qが求められる。さらに、材軸に沿った曲率分布を次のように仮定すれば、そのせん断力Qに対応した部材角Rの関係を求めることができる。すなわち、図-20に示したM-φ・D関係において曲線の勾配をSとし、その初期勾配をS₀とする。これら勾配Sと曲率φの関係を表-5のように仮定する。表-5のように仮定したφに補仮想仕事の原理、またはモールの定理を適用することにより曲げ変形を計算し、その上にせん断変形を加算する。しかも、P-δ効果を考慮して求めたQ-R関係を図-22に示す。図-



(a) 太径の主筋(D22)を用いた鋼管横補強RC断面



(b) 東ね鉄筋(3-D13)を用いた鋼管横補強RC断面

図-22 付着考慮の有無による鋼管横補強RC短柱のせん断力Qと部材角Rに関する理論解析結果と実験結果の比較

22に示した実験結果は図-7, 8より求めた処女載荷時のスケルトンカーブ, すなわちそれは図-9そのものであり, 付着を考慮した本解析結果はその実験結果をほぼ表現していることが図-22よりわかる。

以上の実験結果と理論解析結果の比較検証により, 鋼管のみ, または鋼管と帯筋で二重に横補強したRC短柱の水平耐力は本試験体の場合, もろいせん断破壊を防止することは容易にできたものの, その曲げ強度を十分発揮することなく, それより弱い付着強度で支配されていることが明らかになった。

5. 結論と今後の研究課題

本研究は過補強と考えられるほどの鋼管と帯筋で二重に横補強したRC短柱に, 多量の太径の主筋(D22), またはそれに相当する東ね鉄筋(3-D13)を配筋した極限状態の実験に相当する。その結果, 次の結論が得られた。

- 1) 正方形鋼管と直線型帯筋で二重に横補強したRC短柱の中心圧縮強度及び曲げ強度は, 正方形鋼管のみで横補強したRC短柱のそれよりも大きく, 二重横補強の拘束効果は実験的にも理論的にも確認された。そのほか, じん性やエネルギー吸収能に関しても, さらに若干の改善が実験的にみられた。
- 2) 実験に際して断面の四隅とはいえ, 試験体の断面サイズのわりにはきわめて大きい太径の鉄筋, または東ね鉄筋をしかも多量に主筋として配筋したので, 付着強度の不足が避けられず, 曲げ応力が主筋の降伏点強度まで達していない。理論解析にもその付着強度の不足を織り込めば, 理論解析結果は実験結果をよく表していることがわかった。
- 3) コンファインドコンクリートを用いたRC断面の曲げ強度はプレーンコンクリートのそれと異なり, その拘束効果が大きければ大きいほど圧縮縁コンクリートのひずみの進行とともに増加し, 本解析の場合圧縮縁ひずみが0.3%を越え, 約2%になって最大に達している。

以上の結論を総括すれば, 鋼管と帯筋によるコンファインド効果に関する累加強度が成立し, さらに付着強度の劣化を防止できれば, 鋼管と帯筋で二重に横補強したRC短柱に, 理論的には大きな曲げ強度を期待できる可能性を明かにしたことになる。したがって, 今後早急に行うべき研究課題として次の3項目があげられる。

- 1) 鋼管と帯筋で二重に横補強した柱の中心圧縮強度に関して, コンファインド効果を考慮した累加強度が成立するかどうか, 実験的に検証する必要がある。
- 2) 本研究で提案した付着を考慮したRC短柱の弾塑性解析法は, 現在一方向単調載荷に相当するスケルトンカーブまでの解析にとどまっている。したがって, 正負繰り返し実験結果も検証できるように, 本解析法を理論的にさらに拡張し, 履歴曲線(ヒステリシスループ)が付着の有無にかかわらず解析できるようなコンピュータプログラムを開発する必要がある。
- 3) 付着強度の不足を生じさせない適切な主筋量, 鋼管の幅厚比, 帯筋の配筋形式と帯筋量, 及びコンクリートのシリンダー強度などをこれらの相関関係も含めて, 一定軸圧縮力下の繰り返し曲げせん断実験と理論の両面から総合的に検討する必要がある。

以上の研究課題に加え、特に沖縄では鉄筋コンクリート造建物の塩害が大きな社会的関心を呼び、しかも全国的にウォーターフロント計画が推進されている現況を考えたとき、塩害により鉄筋が錆び、その結果鉄筋が膨張してコンクリートのひび割れを起こした鉄筋コンクリート造柱、梁の強度、じん性、付着など構造劣化の究明と、その補修・補強法に関する実験および理論的研究を推進する必要がある。すなわち、建築構造部材の耐震性（地震に強く、壊れない）のみならず、耐久性（塩害に強く、長持ちする）にも関心を向けなければならなくなってきた。かかる観点から、上記の研究にとどまらず、塩害や錆に強い新素材と既存のコンクリートを組み合わせた新しい合成部材の研究開発も、塩害など鉄筋コンクリート造建物にとって過酷な自然条件におかれている沖縄でこそ行うにふさわしい研究であり、卒論生や大学院生など学生諸君をはじめ、多くの関係各位のご支援とご協力をおおきながら順を追って研究を展開していきたいと考えている。しかし、これらの研究、特に実験的研究を推進するには人の問題のみならず、加力装置、計測装置そしてデータ処理システムなど実験装置の新設と拡充が是非とも必要である。これらに関しても関係各位の暖かいご支援とご協力を切にお願いしたい。

謝 辞

本実験は著者の一人である山川が琉球大学に赴任する直前の九州大学在任中にとり行ったものであり、建研式加力装置をはじめ数々の便宜と相談にのっていただいた九州大学教授・崎野健治博士に心から感謝の意を表します。また、試験体製作から実験に至るまで様々なご協力をいただいた九州大学文部技官・藤原文夫氏をはじめ、九州大学工学部建築学教室の多くの職員の皆様にも厚くお礼を申し上げます。試験体の後処理をはじめ、実験データの整理、解析など、この琉球大学で九州大学工学部建築学科の平成2年度の卒業論文として、真剣に取り組んでくれた九州大学4年生・高岡洋平（現・竹中工務店）、長谷川和夫（現・大成建設）の両君に感謝の意を表します。さらに、曲げ強度に関する理論解析は九州大学大学院学生・孫玉平氏から提供していただいたプログラムリストをきっかけに、新たな理論の構築とともに解析用のコンピュータプログラムを発展させ、拡張したものであり、ここに記して謝意を表する次第です。

参 考 文 献

- 1) 富井政英, 崎野健治, 渡辺宏一, 肖岩: “鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊を鋼管補強により防止する設計法に関する実験的研究その1～その4”, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C(東海), pp415-420, 1985.10
- 2) 富井政英: “鉄筋コンクリート短柱のせん断破壊を鋼管補強により阻止する設計法に関する実験的研究”, 昭和62年度科学研究費(総合研究A)研究成果報告書, 1988.3
- 3) 富井政英, 崎野健治, 孫玉平, 仲紀龍: “薄肉鋼管で横補強した鉄筋コンクリート短柱の繰り返し曲げせん断性状に関する実験的研究”, コンクリート工学年次論文報告集, pp.513-518, 1989.11
- 4) 富井政英, 崎野健治, 林博之: “折板正方形鋼管で横補強された鉄筋コンクリート短柱の弾塑性性状に関する実験的研究”, 日本建築学会研究報告九州支部第31号, pp.313-316, 1989.3
- 5) Y.Morishita, M.Tomii and K.Sakino: “Experimental Studies on Bond Behavior Between Deformed Reinforcing Bars and Concrete Confined in Square Steel Tube” Transactions of the JIC, Vol.9, pp.335-342, 1987
- 6) J.B.Mander, M.J.N.Priestley and R.Park: “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp.1804-1826, Aug. 1988
- 7) 松村弘道, 伊藤茂樹: “角鋼管に充填されたコンクリートの圧縮強度”, 日本建築学会大会学術講演梗概集C(熊本), pp.1627-1628, 1989.10
- 8) 黒正清治: “鉄筋コンクリート部材の終局強度(1-3)”, コンクリート・ジャーナル, Vol. 5, No 9, pp.59-63, 1967.11
- 9) B.D.Scott, R.Park and M.J.N.Priestley: “Stress-strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates”, ACI Journal, Vol. 79, No. 2 pp. 13-27, 1982
- 10) 孫玉平, 崎野健治: “正方形鋼管横補強RC短柱の曲げ耐力に関する研究”: 日本建築学会大会学術講演梗概集C(広島), pp. 797-798, 1990.10
- 11) 日本建築学会構造標準委員会: “鉄筋コンクリ

ト終局強度設計に関する資料シリーズ21(鉄筋コンクリート柱の強度とじん性 その5)", 建築雑誌 Vol. 96, No.1174, pp.52-56, 1981.1

12) 日本建築学会: "鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説", 日本建築学会, pp.114-117, 1988.10

13) 市之瀬敏勝: "付着すべりを考慮した鉄筋コン

クリート骨組の非線形解析法", 日本建築学会論文報告集, 第328号, pp.26-35, 1983.6

14) 多田利正, 武田寿一: "鉄筋コンクリート部材における付着劣化過程の解析的研究", 日本建築学会構造系論文報告集, 第351号, pp.22-30, 1985.5

15) 日本建築学会: "鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1982)", 日本建築学会, pp.243, 1982.6