

帯鉄筋で横拘束したコンクリートの 応力度～ひずみ関係に及ぼす帯鉄筋間隔の影響

Effect of tie spacing on stress-strain relation of confined concrete

堺淳一*, 川島一彦**, 宇根寛***, 米田慶太***

Jun-ichi SAKAI, Kazuhiko KAWASHIMA, Hiroshi UNE and Keita YONEDA

* 修(工), 東京工業大学大学院博士後期課程, 日本学術振興会特別研究員(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 工博, 東京工業大学教授, 工学部土木工学科(同上)

*** 東京工業大学大学院修士課程(同上)

This paper presents a uniaxial compressive loading test to evaluate the effect of tie spacing on the stress-strain relation of confined concrete. It was found from the test result that the peak stress and the strain at the peak stress do not depend on the tie spacing. Although the confining force by the tie reinforcements under the same tie reinforcement ratio is almost same in the ascending branch, the stress of the concrete under the same tie reinforcement ratio increases as the tie spacing decreases in the falling branch. In the falling branch, the core concrete between the ties is crushed, and the crushed zone of the core concrete increases as the tie spacing increases. Assuming the effective area of the core concrete, the deterioration of the stress in the falling branch was evaluated from the test data. A stress-strain model in the falling branch was then developed. The predicted relation provides good agreement with the test data.

Key Words: seismic design, seismic retrofit, confinement effect, spacing of tie reinforcement, falling branch

キーワード: 耐震設計, 耐震補強, 拘束効果, 帯鉄筋間隔, 応力度下降域

1. まえがき

地震時保有水平耐力法による耐震設計では横拘束されたコンクリートが圧壊した段階で鉄筋コンクリート橋脚は終局状態に達すると定義されており, これを計算により求めるためには横拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ関係を正確にモデル化することが重要である。

道路橋示方書¹⁾に規定されている帯鉄筋で横拘束したコンクリートの応力度～ひずみ関係²⁾は, 帯鉄筋比 ρ_s (体積比)を指標としてその拘束効果を評価しており, 円形橋脚を例として示すと, 帯鉄筋比 ρ_s は次式で与えられる。

$$\rho_s = \frac{V_{hoop}}{V_c} = \frac{\pi d A_h}{\pi d^2 s} = \frac{4 A_h}{d s} \quad (1)$$

ここで, V_{hoop} , V_c は, 図-1 に示すように1段分の帯鉄筋体積とこの帯鉄筋に横拘束されるコアコンクリート体積であり, A_h は1段に配筋される帯鉄筋の断面積, s は帯鉄筋間隔, d は帯鉄筋のフープ直径(有効長)である。

式(1)に基づけば, 帯鉄筋比 ρ_s が一定であれば太径鉄

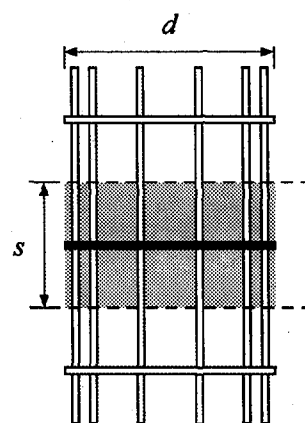


図-1 1段の帯鉄筋が拘束するコアコンクリートの範囲

筋を大きな帯鉄筋間隔 s で配筋しても, 細径鉄筋を小さな帯鉄筋間隔 s で配筋しても同じ拘束効果が得られることになる。しかし, Hoshikumaらの研究によれば, 帯鉄筋比

表-1 応力度下降域の既往の提案モデル

	応力度下降域モデル	主要なパラメータ	備考
Hoshikuma ら ²⁾	$\sigma_c = \sigma_{cc} - E_{des}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})$ (ただし, $\sigma_c \geq 0.5\sigma_{cc}$)	$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{c0}^2}{\rho_s \sigma_{sy}}$	円形断面, 矩形断面に適用可能
六車ら ³⁾	$\sigma_c = \frac{\sigma_{cu} - \sigma_{cc}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) + \sigma_{cc}$	$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} (1+990C_c)\varepsilon_u & (\text{Circular}) \\ (1+450C_c)\varepsilon_u & (\text{Square}) \end{cases}$ $C_c = \rho_s \frac{\sqrt{\sigma_{sy}}}{\sigma_{c0}} \left(1 - 0.5 \frac{s}{d}\right)$ $\varepsilon_u = 0.00413(1 - \sigma_{c0}/2000)$ (ここで, 応力度の単位は kgf/cm ²)	スパイラル筋による横拘束に対して適用可能
藤井ら ⁴⁾	$\sigma_c = \sigma_{cc} - \theta(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})$ (ただし, $\sigma_c \geq 0.2\sigma_{cc}$)	$\theta = \begin{cases} 417C_\theta - 574 & (\text{Circular}) \\ 1240C_\theta - 2720 & (\text{Square}) \end{cases}$ $C_\theta = \frac{\sigma_{c0}^2}{100\rho_s\sigma_{sy}}$ (ここで, 応力度の単位は kgf/cm ²)	円形断面, 矩形断面に適用可能
Sheikh ら ⁵⁾	$\sigma_c = \sigma_{cc} \{1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})\}$ (ただし, $\sigma_c \geq 0.3\sigma_{cc}$)	$Z = \frac{0.5}{\frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{d}{s}}}$	矩形断面にのみ適用可能
Park ら ⁶⁾	$\sigma_c = \sigma_{cc} \{1 - Z_m(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})\}$ (ただし, $\sigma_c \geq 0.2\sigma_{cc}$)	$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3+0.29\sigma_{c0}}{145\sigma_{c0}-1000} + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{d}{s}} - \varepsilon_{cc}}$ (ここで, 応力度の単位は MPa)	矩形断面にのみ適用可能

ρ_s が同じでも帯鉄筋間隔 s は小さいほうが拘束効果は大きいこと, またその影響は応力度下降域において顕著であることが指摘されている²⁾。また, 六車ら³⁾, 藤井ら⁴⁾, Sheikh ら⁵⁾のように, 最大圧縮応力度 σ_{cc} , 最大圧縮応力度時のひずみ ε_{cc} を定式化する際に, 帯鉄筋比 ρ_s と同様に帯鉄筋間隔 s もパラメータとして考慮している例もある。応力度下降域に着目すると, 表-1 に示すように六車ら³⁾, Sheikh ら⁵⁾, Park ら⁶⁾が, 帯鉄筋間隔 s を考慮してモデル化を試みている。Sheikh ら, Park らの提案モデルは矩形断面に対する検討結果に基づき, また, 六車らの提案モデルはスパイラル筋による拘束効果の検討結果に基づいている。矩形断面に対する帯鉄筋による横拘束効果は, 断面内に拘束力が伝わらない領域が生じるため, 有効長 d の影響が大きいたことが明らかにされており²⁾, コンクリートの横拘束効果に及ぼす帯鉄筋間隔 s の影響を評価するためには, このような影響が小さい円形断面に対する実験結果に基づいて検討することが望ましい。

そこで本研究では, 帯鉄筋比 ρ_s を一定とし, 帯鉄筋間隔 s を変化させた円形断面コンクリート柱に対する一軸圧縮載荷実験を行い, 横拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ関係に及ぼす帯鉄筋間隔 s の影響を検討したので, その結果を報告する。

2. 実験に用いた供試体と載荷方法

供試体は, コンクリートの呼び強度を 24MPa とした, 直径 200mm, 高さ 600mm の円柱である。表-2, 図-2 に示すように帯鉄筋比 ρ_s が 0.57%, 1.14%, 1.71% となるように直径 6mm の異形棒鋼 (SD295A) を帯鉄筋として, 120mm, 60mm, 40mm 間隔に 1 本ずつ配筋した場合 (N シリーズ) と, 帯鉄筋間隔 s を N シリーズの 2 倍とし 1 カ所に 2 本ずつ帯鉄筋を配置した場合 (D シリーズ) を対象とすることとした。軸方向鉄筋としても SD295A, 直径 6mm の異形棒鋼を用いた。テストピースによるコンクリートの圧縮強度は 29.8MPa であり, ミルシートによる鉄筋の降伏強度は 376MPa, 引張強度は 544MPa, 伸びは 21% である。

一軸圧縮実験の状況を写真-1 に示す。実験には東京工業大学の 5000kN 万能試験機を使用し, 毎分 0.5mm の載荷速度で変位制御により荷重を作用させた。載荷時には供試体の荷重, 軸方向変位, 帯鉄筋のひずみを計測した。コンクリート柱の軸方向応力度は作用荷重を初期断面積で割って, また軸方向ひずみは変位計で測定した供試体上下間の変位を供試体の初期高さで割って, それぞれ算出した。また, 帯鉄筋の周方向の変形を計測するために, 図-2 に示すように各供試体 4 カ所ずつひずみゲージを貼付した。なお, D-1 では帯鉄筋が 3 段と少ないため, 2 カ所で帯鉄筋のひずみを測定した。

表-2 実験供試体の帯鉄筋の配筋

		間隔 s (mm)	1 段の帯鉄筋の本数	帯鉄筋比 ρ_s (%)
N シリーズ	N-1	120	1 本	0.57
	N-2	60		1.14
	N*-2			
	N-3	40	2 本	1.71
D シリーズ	D-1	240		0.57
	D-2	120		1.14
	D-3	80		1.71

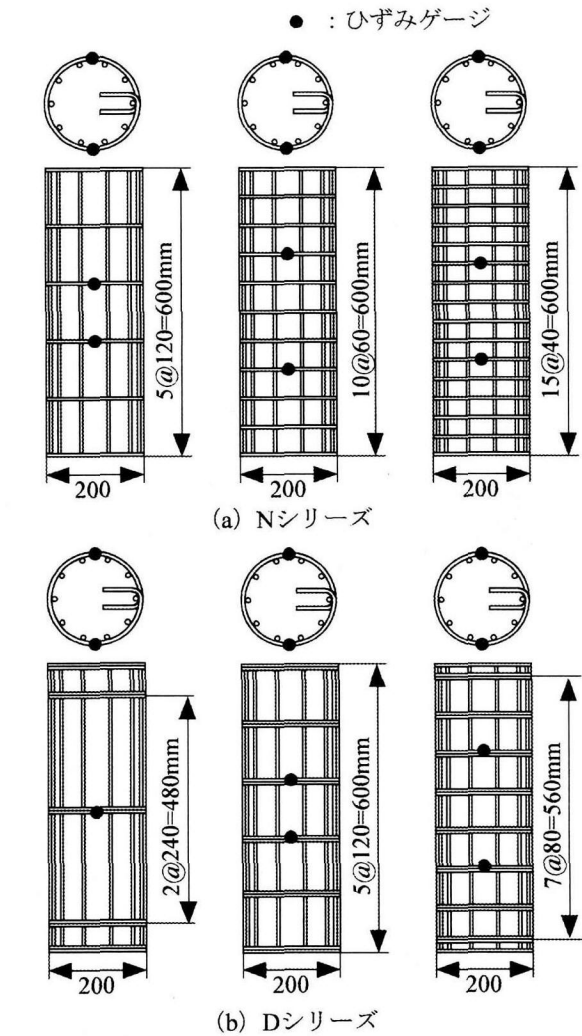


図-2 帯鉄筋の配筋とひずみ測定位置

3. 応力度上昇域における横拘束力

写真-2 は、帯鉄筋比が $\rho_s = 0.57\%$ の場合を例に、最大圧縮応力度 σ_{cc} に達したときの損傷状況を示した結果である。帯鉄筋は $s = 120\text{mm}$ 間隔で 1 本ずつ配置した場合と $s = 240\text{mm}$ 間隔で 2 本ずつ配置した場合の両者を示している。

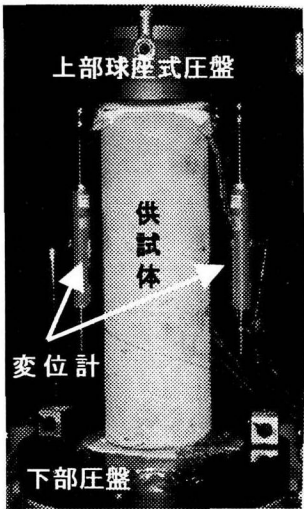
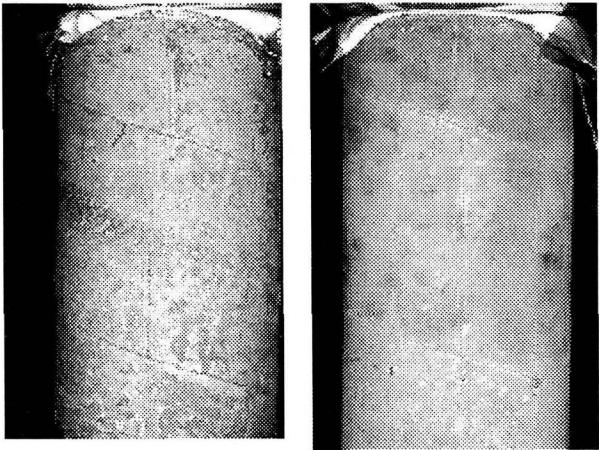


写真-1 荷重方法

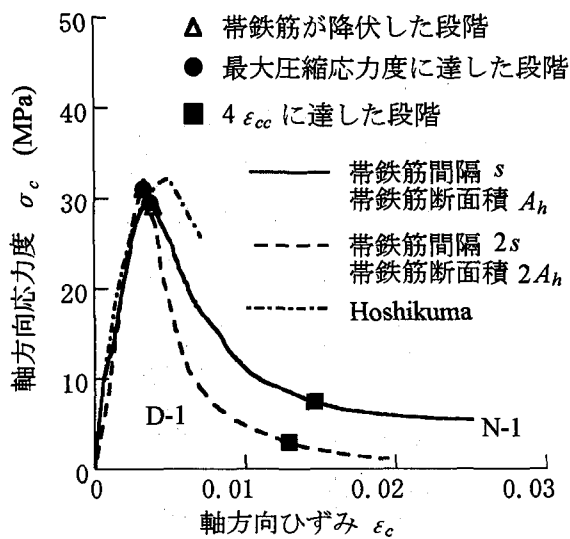


(a) 帯鉄筋間隔 $s = 120\text{mm}$ の場合 (N-1) (b) 帯鉄筋間隔 $s = 240\text{mm}$ の場合 (D-1)

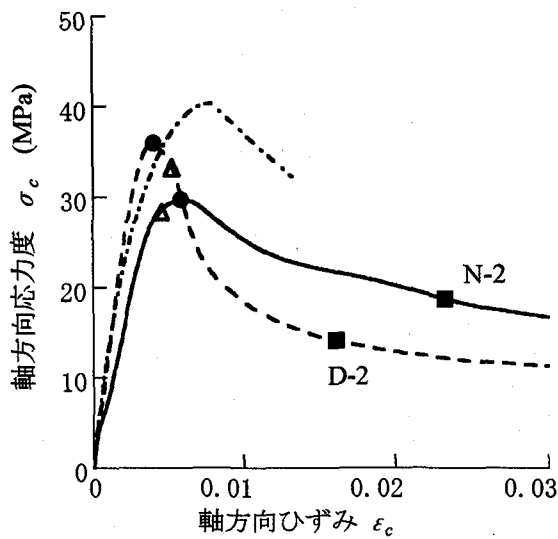
写真-2 最大圧縮応力度 σ_{cc} 付近の供試体の損傷状況 ($\rho_s = 0.57\%$ の場合)

これから分かるように、最大圧縮応力度 σ_{cc} に達するまでは、コンクリート柱の表面には目立ったひび割れは生じない。したがって、最大圧縮応力度 σ_{cc} に達するまでは、コアコンクリートはおおむね健全であるとみてよい。

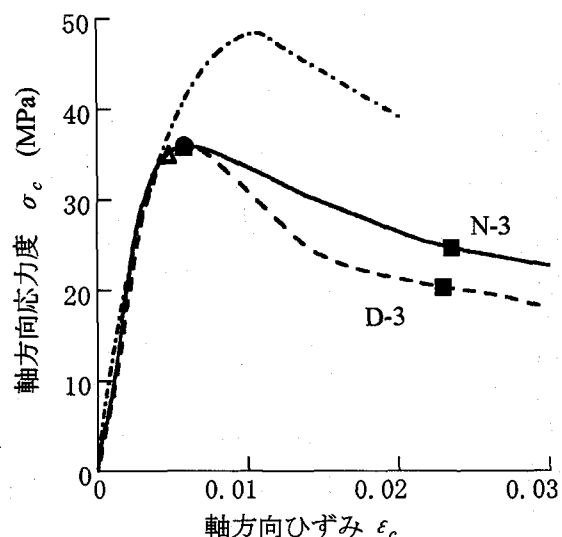
図-3 は帯鉄筋を 120mm, 60mm, 40mm 間隔に 1 本ずつ配置した供試体 (N-1~N-3 供試体) と帯鉄筋間隔 s をその 2 倍とし帯鉄筋を 2 本ずつ配置した供試体 (D-1~D-3 供試体) の軸方向応力度 σ_c ~ 軸方向ひずみ ϵ_c 関係を比較した結果である。帯鉄筋比 ρ_s はそれぞれ 0.57%, 1.14%, 1.71% となる。図中には、コンクリートの設計基準強度を $\sigma_{c0} = 24\text{MPa}$ (本実験で用いたコンクリートの呼び強度)、帯鉄筋の降伏強度を $\sigma_{sy} = 376\text{MPa}$ として Hoshikuma らによる提案式 (以下、Hoshikuma 式と呼ぶ)¹⁾²⁾ から求めた応力度 ~ ひずみ関係も比較のために示している。なお、図-3 (d)



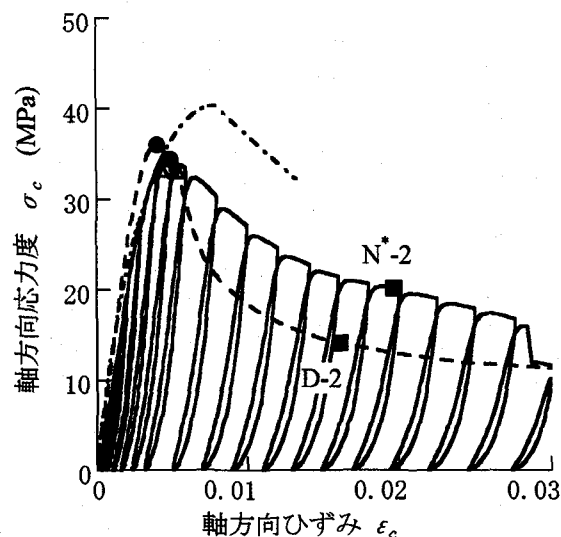
(a) $\rho_s = 0.57\%$ の場合



(b) $\rho_s = 1.14\%$ の場合



(c) $\rho_s = 1.71\%$ の場合



(d) $\rho_s = 1.14\%$ の場合

図-3 コンクリート柱の軸方向応力度 σ_c ～軸方向ひずみ ε_c 関係

表-3 最大圧縮応力度 σ_{cc} およびそのときのひずみ ε_{cc} と帯鉄筋ひずみ

	帯鉄筋比 ρ_s (%)	最大圧縮応力度時のひずみ ε_{cc}	最大圧縮応力度 σ_{cc} (MPa)	$\varepsilon_{hoop} = \varepsilon_{sy}$ 時の軸方向ひずみ
N-1	0.57	0.00365	29.6	0.00392
D-1		0.00323	31.1	0.00323
N-2	1.14	0.00584	29.7	0.00447
N*-2		0.00493	34.4	0.00429
D-2		0.00403	36.0	0.00530
N-3	1.71	0.00588	35.9	0.00469
D-3		0.00574	36.1	0.00574

は、N-2 供試体と同じ特性の供試体に対して単調載荷ではなく完全除荷・完全再載荷を繰り返した場合の実験結果（以下、N*-2 供試体と呼ぶ）と D-2 供試体に対する実験結果の比較を示した結果である。これは、N-2 供試体に対する実験では、初期弾性係数 E_c や最大圧縮応力度 σ_{cc} が他に比較して小さめに求められたためである。この理由としては、供試体の端面仕上げが水平ではなく、荷重が偏心して作用した可能性等があるが、よく分からない。しかし、除荷・再載荷を繰り返してもその包絡線は単調載荷した場合とおおむね一致することが堺らの実験⁷⁾により明らかにされているため、ここでは図-3 (b) を補完する意味でここに示したものである。また、表-3 は各供試体の最大圧縮応力度 σ_{cc} 、そのときのひずみ ε_{cc} および帯鉄筋の周方向ひずみが降伏ひずみ ε_{sy} (0.00183) に達した段階の供試体の軸方向ひずみを示している。ここで、表-3、図-3 に示し

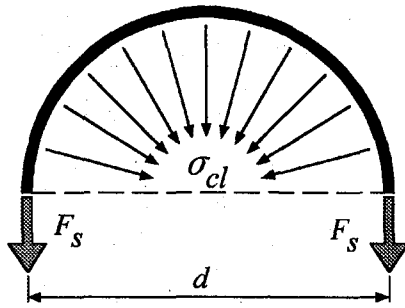


図-4 コアコンクリートに作用する横拘束力

た帯鉄筋が降伏ひずみに達した段階とは、各供試体それぞれ4カ所（D-1 供試体では2カ所）で計測した帯鉄筋周方向ひずみのうち、最も早く降伏ひずみ ε_{sy} (0.00183) に達した段階を示している。

表-3、図-3 より、帯鉄筋比 ρ_s が同じであれば、応力度上昇域の軸方向応力度 σ_c ～軸方向ひずみ ε_c の関係はほぼ同じであり、したがって、最大圧縮応力度 σ_{cc} 、最大圧縮応力度が生じる時のひずみ ε_{cc} もおおむね一致することが分かる。また、ほぼ帯鉄筋が降伏した段階でコンクリート柱は最大圧縮応力度 σ_{cc} に達する。ただし、上述したように N-2 供試体による初期弾性係数 E_c や最大圧縮応力度 σ_{cc} は他の場合よりも小さくなっている。この理由は前述したようによく分からないが、繰り返し載荷した図-3 (d) に示す結果を見ると、 $\rho_s=0.57\%$ 、 1.71% の場合とよく一致した特性が得られていることが分かる。

Hoshikuma 式による計算値と比較すると、N-2 供試体を別とすれば、いずれの供試体もコンクリートの初期弾性係数 E_c はおおむね一致する。しかし、最大圧縮応力度 σ_{cc} は、帯鉄筋比 ρ_s が 0.57% の場合にはおおむね一致するが、帯鉄筋比 ρ_s が大きくなると本実験値のほうがかなり小さくなる。例えば、 $\rho_s=1.71\%$ の場合を例にとると、本実験値は Hoshikuma 式から得られる値の 75% となる。最大圧縮応力時のひずみ ε_{cc} も、本実験結果は Hoshikuma らの結果に比較すると約 $53\sim75\%$ と小さい。このように、本実験による σ_{cc} 、 ε_{cc} は、 ρ_s が大きくなると Hoshikuma らの結果に比較して小さめに得られるが、これには Hoshikuma らの推定式のほうに問題があるのではないかと考えられる。すなわち、Hoshikuma らの論文によれば、SC シリーズの実験（ $\phi 200\text{mm}$ の円形断面供試体）における基準供試体（無補強供試体（SC0））の強度は 18.5MPa と同寸法の矩形断面供試体（SS0）と比較して著しく小さく求められており、このことが結果として横拘束効果を大きめに評価する一因となっているのではないかと考えられる。

ここで、帯鉄筋からコアコンクリートに作用する横拘束力を図-4 のように仮定すると、この力の釣り合いは次式で表される。

$$2F_s = ds\sigma_{cl} \quad (2)$$

ここで、 F_s は帯鉄筋に生じる引張力、 σ_{cl} はコアコンクリートに作用する横拘束応力度である。

上述したように、コンクリートが最大圧縮応力度 σ_{cc} に達するのは、ほぼ帯鉄筋が降伏応力度 σ_{sy} に達する時であるから、式 (2) は次式のように表すことができる⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾。

$$2A_h\sigma_{sy} = ds\sigma_{cl} \quad (3)$$

したがって、コアコンクリートに作用する横拘束応力 σ_{cl} は、次式のようになる。

$$\sigma_{cl} = \frac{2A_h\sigma_{sy}}{ds} \quad (4)$$

これに式 (1) を代入するとコアコンクリートに作用する横拘束応力 σ_{cl} と帯鉄筋比 ρ_s の関係は次式のようになる。

$$\sigma_{cl} = \frac{\rho_s\sigma_{sy}}{2} \quad (5)$$

また、帯鉄筋の横拘束効果により横拘束力を大きくするとコンクリートの最大圧縮応力度 σ_{cc} も大きくなることは既往の研究により明らかにされており、このため最大圧縮応力度 σ_{cc} は次式のように与えられる場合が多い⁶⁾¹⁰⁾¹¹⁾。

$$\sigma_{cc} = \sigma_{c0} + K\sigma_{cl} \quad (6)$$

ここで、 σ_{c0} は無補強供試体のコンクリート強度、 K は横拘束効果係数である。これに式 (5) を代入すると、最大圧縮応力度 σ_{cc} は次のように表すことができる。

$$\sigma_{cc} = \sigma_{c0} + \frac{K\rho_s\sigma_{sy}}{2} \quad (7)$$

上式によれば、帯鉄筋比 ρ_s が同じであれば帯鉄筋による横拘束力は同じであり、その結果、帯鉄筋の横拘束力による最大圧縮応力度 σ_{cc} の増加も同じであることになる。

式 (7) による最大圧縮応力度 σ_{cc} と横拘束力 $\rho_s\sigma_{sy}$ の関係を実験結果に基づき示した結果が図-5 である。これによれば、横拘束応力 $\rho_s\sigma_{sy}$ と最大圧縮応力度 σ_{cc} はほぼ比例関係にあり、帯鉄筋比 ρ_s が同じであれば帯鉄筋間隔 s を変化させても最大圧縮応力度 σ_{cc} はほぼ同程度であることがわかる。ただし、本実験で得られた最大圧縮応力度 σ_{cc} は帯鉄筋間隔 s が大きい D シリーズのほうが、帯鉄筋間隔 s が小さい N シリーズよりもわずかに大きい。横拘束を有効に与えるという観点からは、本来、帯鉄筋間隔 s が大きい場合よりも帯鉄筋間隔 s が小さい場合のほうが大きな最大圧縮応力度 σ_{cc} を与えてもよいのではないかと予想さ

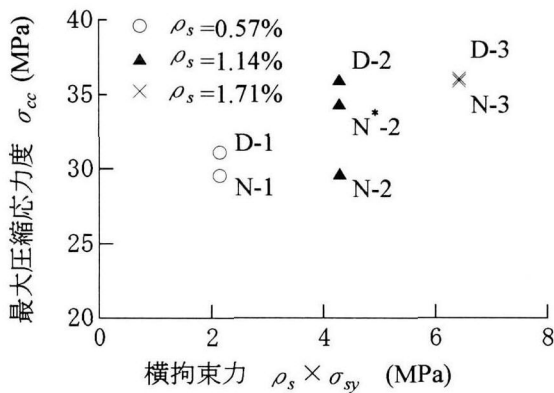


図-5 最大圧縮応力度 σ_{cc} ～横拘束力 $\rho_s \sigma_{sy}$ の関係

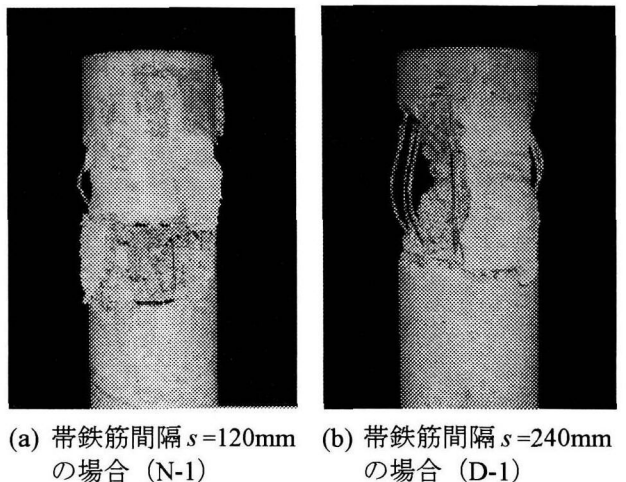
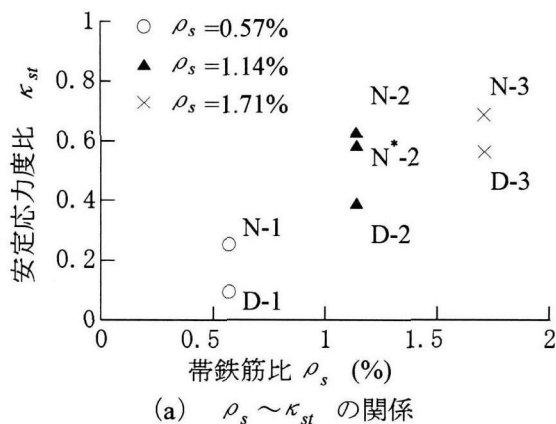


写真-3 コアコンクリート断面積の減少 ($\rho_s=0.57\%$ の場合)

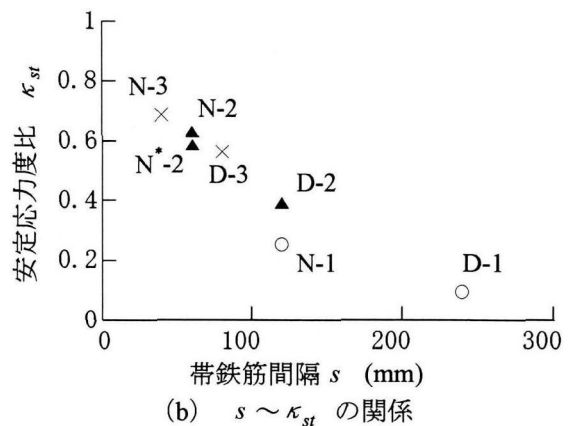


図-6 安定応力度 κ_{st} に及ぼす帯鉄筋比 ρ_s および帯鉄筋間隔 s の影響

れるが、本実験の範囲ではこれと反対の傾向になる。この理由は現段階ではよく分からないが、実験値に3組のデータしかないため、さらに供試体を増やして検討する必要がある。以上のことから、コンクリート柱の軸方向ひずみ ε_c が ε_{cc} 以下であれば、コンクリート柱の損傷はほとんどないため、コンクリートの応力度～ひずみ関係に及ぼす帯鉄筋間隔 s の影響は、最大圧縮応力度 σ_{cc} には多少ある可能性もあるが、全体としては小さいといえることができる。

4. 応力度下降域におけるコアコンクリートの断面積減少の影響

以上では、応力度上昇域について検討したが、ここでは、応力度下降域の軸方向応力度 σ_c ～軸方向ひずみ ε_c 関係に及ぼす帯鉄筋間隔 s の影響について検討する。図-3によれば、応力度下降域では帯鉄筋比 ρ_s が大きくなるほど応力度の下降勾配 E_{des} は緩やかになるが、同じ帯鉄筋比 ρ_s でも帯鉄筋間隔 s が小さいほうが下降勾配 E_{des} は緩やかで

ある。例えば図-3にはコンクリート柱の軸方向ひずみ ε_c が $4\varepsilon_{cc}$ に達した時点の応力度、ひずみの位置を■で示しているが、このときの応力度を比較すると、帯鉄筋間隔 s が小さい場合の方が大きい場合よりも応力度は大きい。写真-3は $\rho_s=0.57\%$ の場合で、帯鉄筋間隔 s を120mmとした場合 (N-1) と240mmとした場合 (D-1) の最終損傷状況を比較した結果である。帯鉄筋間隔 s が大きいほどコンクリート柱の損傷は内部にまで達し、その結果、コアコンクリートがより大きく剥落する。このことは、コアコンクリートの断面積が減少することを意味している。図-3の結果では、コンクリート柱の軸方向ひずみ ε_c が $4\varepsilon_{cc}$ に達しても、まだ、下降勾配 E_{des} は完全には0にならないが、これ以上ひずみが増加しても応力度は $4\varepsilon_{cc}$ に相当する応力度からそれほど低下しない。このため、ここでは $4\varepsilon_{cc}$ に達したときの応力度を安定応力度 σ_{st} と定義し、これを一つの指標として応力度下降域に及ぼす帯鉄筋間隔 s の影響を評価する。安定応力度 σ_{st} と最大圧縮応力度 σ_{cc} の関係を表すために、次式のように安定応力度比 κ_{st} を導入する。

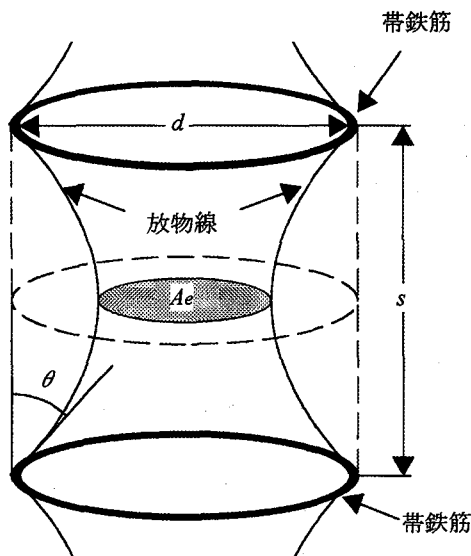


図-7 コアコンクリートの断面積の減少のモデル化

$$\kappa_{st} = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{cc}} \quad (8)$$

図-6 は、安定応力度比 κ_{st} に及ぼす帯鉄筋比 ρ_s および帯鉄筋間隔 s の影響を示した結果である。これによれば、安定応力度比 κ_{st} は帯鉄筋比 ρ_s および帯鉄筋間隔 s の影響を受けることがわかる。ここで、帯鉄筋比 ρ_s は式 (5) に示したとおりコアコンクリートに作用する帯鉄筋の横拘束力に関するパラメータであり、帯鉄筋間隔 s は写真-3 に示したように損傷によるコアコンクリートの断面積の減少に関するパラメータであると考えることができるため、安定応力度 σ_{st} には横拘束力とコアコンクリートの断面積の減少の両者が寄与するということになる。

ここで、コアコンクリート断面積の減少の影響を検討するため、荷重を負担できる領域と損傷によって荷重が負担できなくなった領域の境界線を初期勾配 θ の放物線として、図-7 のように仮定する⁹⁾。帯鉄筋の中間点における断面積を有効断面積 A_e と定義し、これと初期断面積の比を有効断面積比 k_{Ae} と定義すると、有効断面積比 k_{Ae} は次式で表される。

$$k_{Ae} = \left(1 - \frac{s \cdot \tan \theta}{2d}\right)^2 \quad (9)$$

ここで、 θ はおおむね 45° であることが、Sheikh らの研究⁹⁾から明らかにされているため、本研究でも $\theta = 45^\circ$ と仮定して、安定応力度比 κ_{st} と有効断面積比 k_{Ae} の関係を求めると図-8 のようになる。図中には後述する提案式も比較のために示している。これによれば、N-1 供試体による安定応力度比 κ_{st} は、他の場合と比較して小さめの値となっ

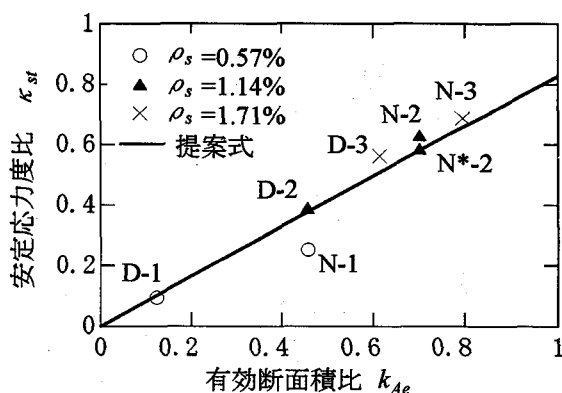


図-8 安定応力度比 κ_{st} と有効断面積比 k_{Ae} の関係 ($\theta = 45^\circ$ の場合)

ているが、安定応力度比 κ_{st} は有効断面積比 k_{Ae} とよい相関関係がある。この結果によれば、帯鉄筋比 ρ_s の影響はそれ程現れていないことから、ここでは、前述した理由により N-2 を除く図-8 の関係を線形回帰すると次式のようにになる。

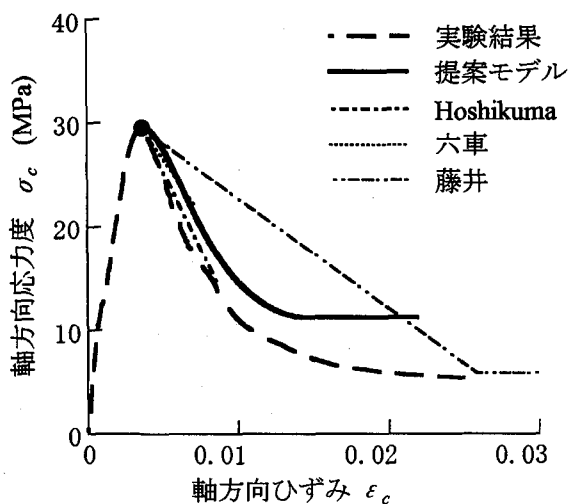
$$\kappa_{st} = 0.833 k_{Ae} \quad (r^2 = 0.92) \quad (10)$$

式 (10) によって求めた計算値が図-8 中の実線であり、実験結果の傾向をよく表している。

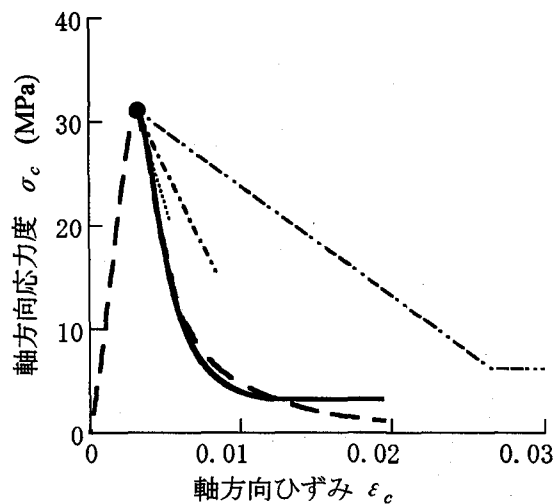
5. コンクリートの応力度下降域の応力度～ひずみ関係のモデル化

以上のように、帯鉄筋間隔 s の影響はコンクリートの応力度～ひずみ関係における応力度下降域において顕著であることから、この領域における応力度～ひずみ関係には帯鉄筋間隔 s の影響を考慮する必要がある。

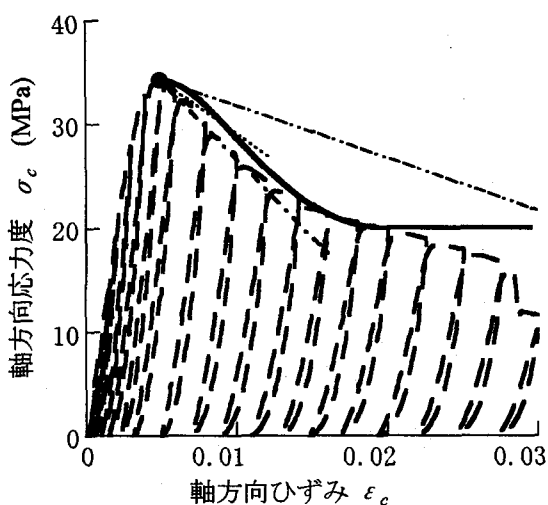
既往のモデルでは、応力度下降域の応力度 σ_c ～ひずみ ϵ_c 関係は、表-1 に示したように直線で与えるものが多い。このように応力度 σ_c ～ひずみ ϵ_c 関係を与えてもよいが、このようにすると最大圧縮応力度点 (σ_{cc} , ϵ_{cc}) において勾配が不連続になること、また、上述したように応力度下降域では軸方向ひずみ ϵ_c の増加とともに軸方向応力度 σ_c の低下は緩やかになり、 $4\epsilon_{cc}$ に達すると軸方向応力度 σ_c はおおむね一定値に収れんしていくことから、本研究では次の4つの境界条件を満たす3次関数で応力度下降域を表すこととした。ここで、 $\epsilon_c > 4\epsilon_{cc}$ では、図-3 によれば応力度は徐々に低下しており、必ずしも $\sigma_c = \sigma_{st}$ とはならないが、耐震設計では軸方向ひずみが $\epsilon_c > 4\epsilon_{cc}$ のように大きい領域は重要ではないことから、便宜的にこのように



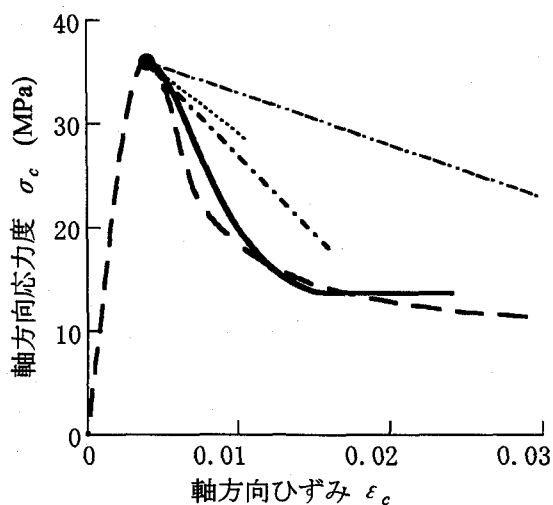
(a) $\rho_s = 0.57\%$, $s = 120\text{mm}$ の場合 (N-1 供試体)



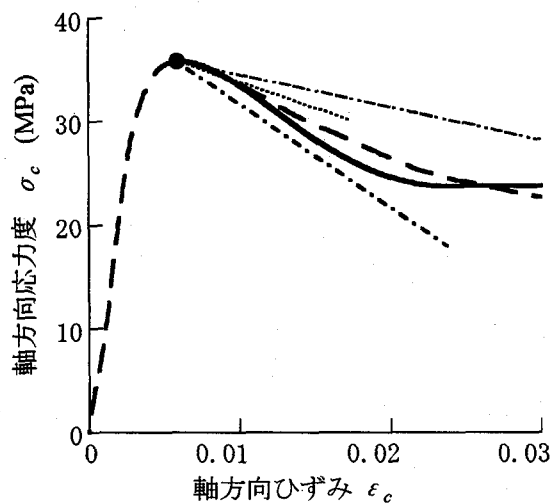
(b) $\rho_s = 0.57\%$, $s = 240\text{mm}$ の場合 (D-1 供試体)



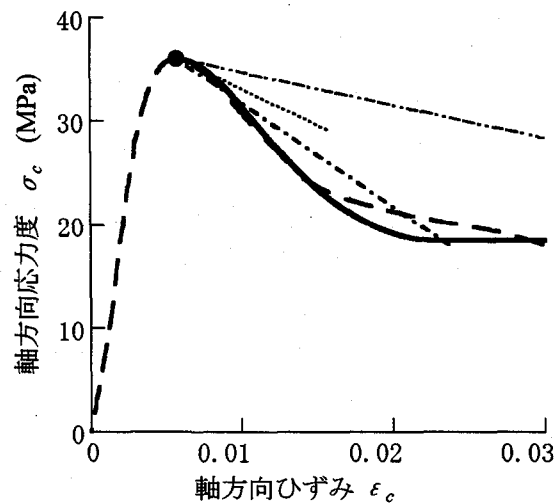
(c) $\rho_s = 1.14\%$, $s = 60\text{mm}$ の場合 (N-2 供試体)



(d) $\rho_s = 1.14\%$, $s = 120\text{mm}$ の場合 (D-2 供試体)



(e) $\rho_s = 1.71\%$, $s = 40\text{mm}$ の場合 (N-3 供試体)



(f) $\rho_s = 1.71\%$, $s = 80\text{mm}$ の場合 (D-3 供試体)

図-9 実験結果と提案モデルの比較

仮定してもよいと判断したものである。

- (1) $\varepsilon_c = \varepsilon_{cc}$ で $\sigma_c = \sigma_{cc}$
- (2) $\varepsilon_c = \varepsilon_{cc}$ で $d\sigma_c/d\varepsilon_c = 0$
- (3) $\varepsilon_c = 4\varepsilon_{cc}$ で $\sigma_c = \sigma_{st}$
- (4) $\varepsilon_c = 4\varepsilon_{cc}$ で $d\sigma_c/d\varepsilon_c = 0$

これより未定定数を求めると、次式が求められる。

$$\sigma_c = \begin{cases} \frac{\alpha \sigma_{cc}}{2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^3 - 15 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 + 24 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right) + \beta} & \varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq 4\varepsilon_{cc} \\ \sigma_{st} & \varepsilon_c > 4\varepsilon_{cc} \end{cases} \quad (11)$$

ここで、 $\alpha = -\frac{27\kappa_{st}}{1-\kappa_{st}}$ 、 $\beta = -\frac{11+16\kappa_{st}}{1-\kappa_{st}}$ である。

図-9 は、実験値と式 (11) による提案モデルによる解析値の比較を示した結果である。図中には、表-1 に示した既往の提案モデルによる解析値も比較のために示している。ただし、ここでは解析値としては応力度下降域のみを示しており、このため実験上の σ_{cc} 、 ε_{cc} から解析値もスタートすると仮定して、その後の領域における応力度～ひずみ関係を実験値と比較している。また、本提案モデルにおける σ_{st} は式 (8)、(9)、(10) から求めている。さらに、N-2 供試体は前述したように式 (10) を求める際に除外したため、ここでも提案モデルと実験値の比較から除外している。

なお、前述したように、Sheikh ら、Park らは円形断面に対する推定式を提案しておらず、本実験との比較はできない。また、六車らは帯鉄筋ではなくスパイラル筋を用いた結果であり、原論文に記述がないためはつきり分らないが、用いたスパイラル筋の降伏強度が帯鉄筋とは異なる可能性がある。また、Hoshikuma らや藤井らは帯鉄筋間隔をパラメータにしていない。このため、本実験の結果と直接比較できる既往の研究はないが、ここでは、Hoshikuma ら、六車ら、藤井らによる円形断面の場合の推定式による解析値を参考のために示すこととした。

図-9 によれば、帯鉄筋間隔 s が小さい N シリーズにおいて下降勾配に着目すると、いずれの帯鉄筋比 ρ_s の場合にも、Hoshikuma 式による解析値が最も大きく、藤井らの提案モデルによる解析値が最も小さくなるが、各提案モデルの解析値に大きな差はなく、おおむね実験値を推定できている。一方、帯鉄筋間隔 s が大きい D シリーズでは、本提案モデルは実験結果をよく表している。Hoshikuma ら、六車ら、藤井らの提案モデルでは、下降勾配を実験結果よりも大きく与えているが、これはこれらのモデルが帯鉄筋間隔 s が大きい場合の応力度の急激な低下を表すことができないためである。

6. 結論

帯鉄筋で横拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ関係に及ぼす帯鉄筋間隔 s の影響を検討するために、帯鉄筋比 ρ_s を一定とし、帯鉄筋間隔 s が異なるコンクリート柱に対する一軸圧縮荷重実験を行った。本研究で得られた結論を以下に示す。

1) 最大圧縮応力度 σ_{cc} に達するまでは、コンクリート柱の損傷はほとんどないため、帯鉄筋比 ρ_s が同じであれば、帯鉄筋間隔 s が異なる場合にもコンクリートの応力度～ひずみ関係はおおむね一致する。ただし、最大圧縮応力度 σ_{cc} は帯鉄筋間隔 s によって多少変化する可能性もあるため、これにはさらに供試体を追加して検討していく必要がある。

2) 応力度下降域では、コアコンクリートの損傷が生じ、コアコンクリートの断面積が減少していくため、帯鉄筋比 ρ_s が同じでも帯鉄筋間隔 s が小さい方が応力度の低下は抑えられる。

3) コンクリート柱の軸方向ひずみが $4\varepsilon_{cc}$ に達すると軸方向応力度はおおむね一定値に収れんしていくことから、この点における応力度を安定応力度 σ_{st} と定義し、式 (8) による安定応力度比 κ_{st} を求めた。安定応力度比 κ_{st} はコアコンクリートの断面積の減少と相関が強いことを明らかにし、その関係式を式 (10) のように提案した。

4) 最大圧縮応力度点 (σ_{cc} , ε_{cc}) から安定応力度点 (σ_{st} , $4\varepsilon_{cc}$) までの応力度～ひずみ関係を、式 (11) のように 3 次関数でモデル化した。式 (8)、(9)、(10) による σ_{st} を用いて、式 (11) の提案モデルから求めた応力度下降域の応力度～ひずみ関係は、実験結果の傾向をよく表す。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996。
- 2) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *J. Struct. Engrg*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 3) 六車熙，渡辺史夫，勝田庄二，田中仁史：横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化，セメント技術年報，Vol. 34, pp. 429-432, 1980.
- 4) 藤井学，小林和夫，宮川豊章，井上晋，松本利彦：横拘束コンクリートの応力～ひずみ関係の適用に関する検討，セメント技術年報，Vol. 42, pp. 311-314, 1988.
- 5) Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M.: Analytical model for concrete confinement in tied columns, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 108, No. ST12, pp. 2703-2722, 1982.
- 6) Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D.: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 108, No. ST4, pp. 929-950, 1982.

- 7) 堀淳一, 川島一彦, 庄司学, 久保欣也: 横拘束されたコンクリートの応力度～ひずみ関係に及ぼす除荷・再載荷の影響, 第 1 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 143-146, 1998.
- 8) 堀淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集 (投稿中).
- 9) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- 10) Saatcioglu, M. and Razvi, S. R.: Strength and ductility of confined concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp. 1590-1607, 1992.
- 11) Penelis, G. G. and Kappos, A. J.: *Earthquake-resistant concrete structures*, E & FN SPON, 1997.

(1999 年 9 月 17 日受付)