プレストレスを導入したコンクリート充填円形鋼管の曲げ性状

BENDING BEHAVIOR OF PRE-STRESSED CONCRETE-FILLED STEEL TUBE

穂山 靖司*1, 播 繁*2, 河野 昭彦*3
Seiji AKIYAMA, Shigeru BAN and Akihiko KAWANO

Concrete filled steel tubes (CFT) are widely used in Japan as beam-columns for high-rise building frames because of the high stiffness, strength and deformability in comparison with the other structural members such as shaped-steel sections or vacant steel tubular sections. In this study, a CFT member with a pre-tensioned steel wire is proposed. In the member, an asphalt thin layer is placed on between steel tube and filled concrete, so that the no bond effect between those is expected. A pre-tensioned steel wire is placed at the center of a CFT section, which introduces the compressive pre-stress into the filled concrete.

The bending test has been done, where the vertical load applies monotonically at the mid span of a simple supported beam composed of a CFT member with steel wire. The test parameters are (1) the diameter-to-thickness ratio (D/t); and (2) the ratio of the pretension force to the axial strength of CFT section. The test revealed that the strength increased when the proper pre-tension force was introduced; the elastic flexural stiffness of the member was adequately evaluated by a simple summation of the concrete stiffness and the steel tube stiffness; and the prediction formulae specified in the present Japanese codes under-estimated or over-estimated by D/t both the yield strength and the maximum strength of the specimen. Therefore, new strength prediction formulae have been proposed based on the test results.

Keywords : Concrete-filled steel tubes, Bending Behavior, Stiffness, Strength

コンクリート充填鋼管、曲げ性状、剛性、耐力

1. 序論

コンクリート充填鋼管（以下CFT）は、中空鋼管に比べ剛性、耐力が高いことから、高層建物の柱材として多く用いられている。CFTのうち角形CFTは、同一径の円形CFTと比較して曲げ性能等に優れていることから多く用いられている。一方、円形CFTは鋼管の拘束により内部コンクリートの強度が上昇する、いわゆる‘コンファインド効果’が角形CFTに比較し大きいことが知られている。

筆者らは、円形CFTを梁材やアーチ材のような横架材に用いることを考えた。横架材に用いる場合には自重を減らすことが重要であるため、曲げモーメントが大きい部分のみに円形CFT部材を用い、その他の部分には中空鋼管をフランジ継手で接続して用いることを考えている。円形CFT部分の充填コンクリートを保持し、また‘コンファインド効果’を期待して、充填コンクリートにPC鋼線を配置し、プレストレスを導入することにした。プレストレスを効率的に充填コンクリートに導入するためには、鋼管とコンクリートの付着を切るのが理想であるが、実建物に適用できる現実的な方法として鋼管内面にアスファルトを塗布し付着を切ることは出来ないまで

も付着の低減を図ることにした。

円形CFTにプレストレスを導入した部材の研究は、土木分野において数件行われている。前川ら¹⁾は、落石防止柵の支柱を対象に、ボンドまたはアンボンズの円形鋼管($D/t=37$)にコンクリートを充填し、ボンドまたはアンボンズのPC鋼棒2本または4本を配置した梁材の曲げ実験を行った。その結果、ボンド型、アンボンド型とも配置されたPC鋼棒が高強度の曲げ引張筋として働くことにより梁材の耐力と変形性能が飛躍的に向上するが、そのPC鋼棒にプレストレスを入れることによる耐力向上はなく、靱性を低下させるとしている。また、平面保持を仮定し、材料の応力-ひずみ関係に材料試験結果を用いた曲げ解析方法により10%程度の誤差で最大耐力を評価できるとしている。

小林、大久保ら^{2)~6)}は、鋼管径厚比($D/t=30, 40, 53$)とプレストレス量をパラメータとし、ボンド型PC鋼線を曲げ引張側に配したプレストレスト鋼管コンクリート梁材の曲げ実験を行った。実験の結果、最大耐力はPC鋼線の破断により決まり、鋼管厚が厚いほど大きい、プレストレス量にはほとんど影響されないとしている。

*1 鹿島技術研究所 上席研究員・工修

*2 旭播設計室 代表取締役
(元 鹿島構造設計部)

*3 九州大学大学院人間環境学研究院 教授・工博

Supervisory Research Engineer, Kajima Technical Research Institute, M. Eng.
Representative Director, VAN STRUCTURAL DESIGN

Prof., Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University, Dr. Eng.

る。最大耐力は周方向応力の増大を考慮した拘束コンクリートの構成則を用いた解析により $D/t=53$ のものは精度良く評価できるが、 $D/t=30$ のものは解析値が低くなると報告している。

保坂ら¹⁾は、鋼管主桁橋梁の曲げモーメントが大きい部分を対象にPC鋼線を曲げ引張側に配したボンド型プレストレスト鋼管コンクリート梁材($D/t=76$)のPC鋼線の有無及びプレストレスの有無をパラメータとした曲げ実験を行い、最大耐力はPC鋼線を配置することにより増加するが、プレストレスの導入による影響は期待できないとしている。プレストレスを導入したものはPC鋼線の破断により最大耐力が決まっている。また、鋼管とPC鋼線を鉄筋に置換し、鉄筋コンクリート部材として曲げ耐力を評価すると、計算値は実験値を30%程度低く評価することになると報告している。

以上の文献で得られた知見は、円形CFTにPC鋼材を配置することにより曲げ耐力が上昇し、靱性も向上するが、プレストレスは耐力増加には影響なく、プレストレスが大きいと靱性は低下するというものである。ただし、これらはいずれもPC鋼材を曲げ引張側に（一部は圧縮側にも）配しているため、曲げ耐力向上に効果的である反面、PC鋼材破断時には急激に荷重が低下する。また、曲げ耐力の評価は断面の平面保持を仮定し、断面を分割して計算機を用いて数値積分する方法を用いているが、実際の設計に用いるには煩雑である。

本研究では、建築構造用の部材、つまり土木構造用部材に比較すれば小断面を対象としていることから、PC鋼材は断面の中央に1本だけ配する場合を考えた。このため引張筋としての直接的な曲げ耐力向上は見込めないが、充填コンクリート部分が曲げの初期から全

断面有効になること、及び鋼管の拘束によりコンクリートの強度が上昇することによって剛性と耐力の向上が期待できる。本稿では、そのような円形CFT材の基本的な曲げ性状を把握するために載荷実験を行ったのでその結果を報告するとともに、曲げ剛性推定式及び曲げ耐力推定式を提案する。

2. 実験計画

本実験はコンクリート部分にプレストレスを導入したコンクリート充填鋼管の曲げ性状を把握するための基礎実験で、鋼管の径厚比(D/t)、及びプレストレス(PS)比($=N_0/N_u$ 、 N_0 は、PS導入量、 N_u は、鋼管とコンクリートの累加軸耐力)をパラメータとし、これらがコンクリート充填鋼管の曲げ性状に及ぼす影響を定量的に把握することを目的とした。径厚比(D/t)は45、72、103の3水準、PS比は0、0.3、0.5、0.7の4水準とした。実験パラメータの一覧を表1に、試験体の形状・寸法等を図1に、試験体の諸元を表2に示す。鋼管の材質はSTK400またはその相当品とした。鋼管には冷間成型過程で生じる残留応力を除去し、降伏棚が明確に現れる材料にするため熱処理を施した。熱処理は620℃の炉中に20分入れ、炉冷という条件で行った。PC鋼材にはアンボンドPC鋼より線7×φ11.1(SWPR7B)を用いた。7×φ11.1(SWPR7B)の機械的性質はJIS G 3536に規定されており、0.2%永久伸びに対する荷重は118kN以上、引張荷重は138kN以上、伸びは3.5%以上である。コンクリートは早強セメントを用い、配合強度は、鋼管の拘束によるコンクリート強度の上昇が明確になるように19N/mm²とした。表3に使用

表1 実験パラメータ

D/t	N_0/N_u	0	0.3	0.5	0.7
45		○	○	○	○
72			○	○	○
103				○	

表3 鋼材強度試験結果^{*1}

種類	材種	降伏応力 σ_y N/mm ²	引張強さ σ_u N/mm ²	伸び %
φ-165.2×3.7	STK400	371	497	37.0
φ-165.2×2.3	STK400相当	393	465	38.6
φ-165.2×1.6	STK400相当	319	380	41.4

*1 JIS 12B号 3本の平均値

表2 試験体緒元および主な実験結果一覧

名称	試験体緒元					主な実験結果							
	管径 (実測) D mm	管厚 (実測) t mm	径厚比 D/t	軸耐力 N_u kN	PS比 N_0/N_u	初期剛性 K		降伏荷重 M_y		終局荷重 M_u			
						実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値
						kN*m	kN*m	kN*m	kN*m	kN*m	kN*m	kN*m	kN*m
45-0	165.2	3.2	45	1005	0.0	5428	7067	0.77	28.2	24.0	1.17	39.3	37.9
45-0.3	165.2	3.2	45	1005	0.3	6404	7067	0.91	30.8	25.8	1.19	42.5	41.2
45-0.5	165.2	3.2	45	1005	0.5	7006	7067	0.99	24.8	19.9	1.25	38.3	38.2
45-0.7	165.2	3.2	45	1005	0.7	6041	7067	0.85	18.8	12.1	1.55	31.1	31.3
72-0.3	165.3	2.0	72	816	0.3	4975	5655	0.88	20.5	19.6	1.05	26.3	30.3
72-0.5	165.3	2.0	72	816	0.5	5724	5655	1.01	17.5	16.6	1.05	21.9	28.8
72-0.7	165.3	2.0	72	816	0.7	5053	5655	0.89	11.8	10.1	1.17	16.5	23.6
103-0.5	165.6	1.7	103	696	0.5	4972	5323	0.93	11.7	12.6	0.93	17.3	22.2

図1 試験体の形状、寸法

表4 コンクリート強度試験結果

種類	圧縮強度 σ_c N/mm ²	ヤング係数 E_c N/mm ²
Fc19	20.2	21300

用鋼材の強度試験結果、表4にコンクリートの強度試験結果を示す。また、コンクリートと鋼管の付着を低減するため、鋼管の内側にスプレー缶入りアスファルト乳剤を吹き付けた。吹き付けは、スプレーを開放した状態で回転させながら鋼管内を低速で往復させることにより行った。塗り厚は平均で200 μ mとし、溶剤が蒸発した後は100 μ m程度の厚さになる。PC鋼線の定着部には鋼管内径より少し小さい円盤の載荷板を設置することにより、コンクリートのみに圧縮力がかかるようにした。プレストレスの導入時期は、曲げモーメント載荷の直前とした。

加力は試験体の両端を単純支持し、3点曲げの一方載荷で行った。支点及び載荷点は円筒形の凹形載荷治具を介することにより鋼管に局部的な力がかからないようにした。加力プログラムは、加力点の曲げモーメント M が $1/2 \times M_p$ (M_p は中空鋼管の全塑性曲げモーメント計算値)と M_p のときに一旦除荷し、最終的に部材角 $R=150 \times 10^{-3}$ radまで加力した。載荷点の鉛直変位(δ)と載荷点から水平に100mm離れた位置の鋼管の上面、側面、下面の歪を3軸ゲージで測定した。PC鋼線の定着部にはセンターホールのロードセルを挟み、張力を測定した。

3. 実験結果

剛性と降伏荷重及び終局荷重の実験結果を表2に示す。初期剛性(K)の計算値は、(1)式に示すコンクリートを全断面有効と仮定した鋼管とコンクリートの弾性剛性の累加とした。初期剛性の実験値

図2 General Yield Point法

(a) 45-0

(b) 45-0.3

(c) 45-0.5

(d) 45-0.7

(e) 72-0.3

(f) 72-0.5

(g) 72-0.7

(h) 103-0.5

図3 荷重-変形関係

は、 $1/4 \times M_y$ (M_y は中空鋼管の降伏曲げモーメント計算値)時の割線剛性とした。

$$K = \frac{M}{R} = \frac{12\pi \cdot E \cdot r^4}{L} \cdot \left(\frac{1}{8} + n \cdot \frac{t \cdot r^3}{2 \cdot r^4} \right) \quad \text{.....(1)}$$

ここで、

$$n = \frac{E}{E_c} \quad \text{: ヤング係数比}$$

E : 鋼のヤング係数 (=205800N/mm²とする)

E_c : コンクリートのヤング係数

t : 鋼管の厚さ

r : 鋼管の管厚中心の半径

r : コンクリート断面の半径

降伏曲げモーメント (M_y) の計算値と終局曲げモーメント (M_u) の計算値はそれぞれ文献8)の短期許容応力度に基づく計算値と終局曲げ耐力に基づく計算値である。ここで、軸方向力は N_0 、コンクリート強度は材料試験による σ_B を用いた。降伏耐力の実験値は、図2に示すGeneral Yield Point法によって求めた。終局耐力の実験値は、鋼材の歪硬化しない範囲の全塑性状態を想定し、引張縁の材軸方向の歪が1%に達した点と定義した。

荷重-変形関係

$M-R$ 関係を図3に示す。図3中の「鋼管降伏」は、鋼管に貼付した3軸ゲージの測定値による相当歪が鋼管の降伏歪 ϵ_y に達した

(a) 降伏耐力

(b) 終局耐力

図4 プレストレス量と降伏耐力、終局耐力の関係

点である。図3はプレストレスを導入した場合（試験体45-0以外の試験体）は 150×10^{-3} radまで荷重低下がなく非常に靱性がある性状を示している。試験体72-0.7は、プレストレスを導入した時点で鋼管が降伏したが、その後も抵抗力は増大し続け、安定した性状を示した。これは、鋼管は降伏後も安定したコンクリートへの拘束力、鋼管自身の曲げモーメント抵抗力を保持していることを示している。

プレストレスを導入していない試験体45-0は $R=60.29 \times 10^{-3}$ で最大荷重に達した後徐々に荷重が低下し、変形が大きくなると（ $R=140 \times 10^{-3}$ ）再び荷重がやや上昇に転じている。一旦荷重が低下するのは、コンクリートの軸方向拘束が小さいため、そのためにその後内部コンクリートが軸方向に膨張しPC鋼線により拘束されるようになるためであると考えられる。

なお、すべての試験体は、鋼管が降伏した後、加力点付近の圧縮側に局部座屈が生じたが、荷重低下は見られなかった。

初期剛性

表2によると、プレストレスを導入しない試験体の弾性剛性は計算値の0.8倍以下であった。プレストレス比が0.5のものは0.93倍以上、プレストレス比が0.3及び0.7のものは0.85～0.91倍であった。これは、プレストレス量が小さすぎても大きすぎてもわずかな曲げを受けただけでコンクリートが部分的に引張ひずみになったり、圧壊ひずみに近づいたりして剛性が低下することを示している。

降伏耐力

図4(a)に、導入プレストレス量と降伏耐力の関係を示す。この図によれば実験による降伏耐力は、径厚比が小さいほど M_y が大きく、同じ径厚比 $D/t=45$ で比較すると、 $N_p/N_u=0, 0.3, 0.5, 0.7$ の中では、 $N_p/N_u=0.3$ のときに M_y が最大となっている。図中の計算値は文献8)による短期許容耐力である。 $D/t=72, D/t=103$ の計算値は実験値によく一致しているが、 $D/t=45$ の計算値は、実験値よりかなり小さい。

終局耐力

図4(b)に、導入プレストレス量と終局耐力の関係を示す。図4(b)によれば降伏耐力と同様、終局耐力も径厚比が小さいほど M_y が大きく、同じ径厚比 $D/t=45$ で比較すると、 $N_p/N_u=0, 0.3, 0.5, 0.7$ の中では、降伏耐力と同様、 $N_p/N_u=0.3$ のときに M_y が最大となっている。これは、 $N_p/N_u=0.3$ 程度のプレストレスを導入すればコンクリートの

図5 PC鋼線の張力-変形関係

耐力への寄与と鋼管の降伏耐力の低下の関係で最大の耐力が得られることを示している。図中計算値は文献8)による終局曲げ耐力計算値である。 $D/t=45$ のものは実験終局耐力によく一致しているが、 $D/t=72, D/t=103$ については、計算値は実験値を過大評価している。

PC鋼線の張力の変化

図5にPC鋼線の張力と変形の関係を示す。PC鋼線の張力は変形の増大とともに変化する。 $N_p/N_u=0.3$ 以上のものは、変形の増大とともに張力が減少し、 $N_p/N_u=0$ のものは変形の増大とともに張力が生じ最終的に初期導入張力や管厚比に関係なく200kN付近に漸近する。したがって、仮にさらに加力が続いていたとしても、PC鋼線の破断及びそれによる急激な荷重の低下はないと推定される。

4. 剛性、耐力推定式の提案

前章で、初期剛性の実験値と鋼管とコンクリートの累加剛性計算値を比較した。その結果、プレストレス比が0.5程度のものは累加剛性計算値に近いが、それよりプレストレス比が大きいても小さくても剛性は小さくなることが確認された。これは、プレストレスが小さいときは初期剛性算定時にコンクリート断面の一部が引張ひずみになり、逆にプレストレスが大きすぎるとコンクリート断面の一部がコンクリート強度に達するため、同一の剛性評価法では評価できないためだと考えられる。そのことを考慮した初期剛性計算値を提案する。

また、降伏耐力と終局耐力の実験値と文献8)によるそれぞれの計算値を比較した。文献8)の計算式は鋼管のコンファインド効果による充填コンクリート強度の上昇、鋼管に周方向引張応力が生じることによる引張降伏応力度の上昇、及び圧縮降伏応力度の低下を考慮しているが、その値が固定されている。ここでは、鋼管とコンクリートのひずみ差を考慮した降伏耐力及び径厚比とコンファインド効果の関係を考慮した終局耐力の予測法を提案する。

初期剛性

断面が重心ひずみ ϵ_0 と曲率 ϕ の状態にあるときの軸力 N と曲げモーメント M を断面の軸方向応力分布を積分することにより求め、軸力がプレストレス量、曲げモーメントが初期剛性算定時曲げモーメント（以下 M_k ）のときの割線剛性を初期剛性とする。 M_k は、実験値の定義と同様に $1/4 M_y$ とする。 M_k 時の断面状態等に以下の仮定を設け

図6 コンクリートの応力-ひずみ関係

図7 コンクリート断面の状態

る。

- 1) 鋼管とコンクリートの平面保持が成立する。
- 2) 鋼管はコンクリートに対し拘束効果を発揮しないが、コンクリートが強度に達した後、圧壊を防ぐ役割を果たす。コンクリートの応力-ひずみ関係は図6に示すようにbi-linearとする。

- 3) 鋼管は弾性状態である。

コンクリート断面の応力状態はPS量によって弾性状態であったり、断面の一部が引張になったり、コンクリート強度に達したりして非弾性になる場合があるがここでは簡単のため図7に示す4つの状態の初期剛性を求め、それらの間は直線補間で求めることとする。4つの状態とは、コンクリート断面が下記のような状態である。

状態A：コンクリート断面の一部が引張ひずみになり、鋼管部分とコンクリート部分の軸力の和が0になる状態

状態B：全断面が弾性状態であり、コンクリート断面の引張縁の応力がちょうど0である状態

状態C：全断面が弾性状態であり、コンクリート断面の圧縮縁の応力がちょうどコンクリート強度に達している状態

状態D：コンクリート断面の半分がコンクリート強度に達している状態

状態Aでは、 $N=0$ であるから下式が成り立つ。(以降、特に記述がない場合、応力、歪の正負は、圧縮を正とする。)

$$\frac{\sin^3 \theta_n}{3} - \cos \theta_n \cdot \left(\frac{\theta_n}{2} - \frac{\sin 2\theta_n}{4} + \pi \cdot n \cdot \frac{t_s \cdot r}{r^2} \right) = 0 \quad (2)$$

ここで、

θ_n : 中立軸位置を表わす角度 (図7参照)

また、 M/ϕ は下式に(2)式が成り立つ θ_n を代入することにより求められる。

$$\frac{M}{\phi} = 2 \cdot \epsilon_c \cdot E \cdot r^4 \times \left\{ \frac{1}{8} \cdot \left(\theta_n - \frac{\sin 4\theta_n}{4} \right) - \cos \theta_n \cdot \frac{\sin^3 \theta_n}{3} + \pi \cdot n \cdot \frac{t_s \cdot r^3}{2 \cdot r^4} \right\} \quad (3)$$

ここで、

ϕ : 曲率

実験結果の初期剛性は M/R で得られているため、材の全長にわたって同一の剛性であると仮定し、 M/ϕ を下式により M/R に換算する。

$$\frac{M}{R} = \frac{M}{\phi} \cdot \frac{6}{L} \quad (4)$$

図8 プレストレス量と初期剛性の関係 (提案式との比較)

M/ϕ から M/R への換算は以下も同様である。

状態Bと状態Cでは、断面は弾性状態であるので初期剛性は(1)式により計算する。

状態Bと状態Cの軸力は、下式により計算される。

$$\frac{N}{\pi \cdot r^2 \cdot \epsilon_c \cdot E} = \epsilon_0 \cdot \left(1 + 2 \cdot n \cdot \frac{t_s \cdot r}{r^2} \right) \quad (5)$$

ここで、

ϵ_0 : 断面重心のひずみ

状態Bの N は、

$$\epsilon_0 = r \cdot \phi \quad (6)$$

を(5)式に代入し、状態Cの N は、

$$\epsilon_0 = \epsilon_c \cdot r \cdot \phi \quad (7)$$

を(5)式に代入することにより得られる。

状態Dの M 、 N は下式で表わされる。

$$\frac{N}{2 \cdot \epsilon_c \cdot E \cdot r^2} = \epsilon_c \cdot \left(\frac{\pi}{2} + \pi \cdot n \cdot \frac{t_s \cdot r}{r^2} \right) + \frac{1}{3} \cdot \phi \cdot r \quad (8)$$

$$\frac{M}{2 \cdot \epsilon_c \cdot E \cdot r^4 \cdot \phi} = \frac{\pi}{16} + \pi \cdot n \cdot \frac{t_s \cdot r^3}{2 \cdot r^4} \quad (9)$$

(9)式で $M=M_k$ となる ϕ を求め、その ϕ を(8)式に代入すると状態Dの N が得られる。

(2)~(9)式で求められた4つの状態での $K(=M/R)$ と N を直線で結び、 $K-N$ の相関曲線となる。計算結果を実験値と重ねて図8に示す。破線は(1)式による計算値である。この図によると、 $N_0=0$ と $N_0=0.7N_u$ では評価式は実験値に近づいているが、 $N_0=0.3N_u$ では改善されていない。このような結果になる可能性の一つとして、乾燥または硬化収縮によりコンクリートには初期引張ひずみが生じており、 $N_0=0.3N_u$ 程度のプレストレス量、 M_k 程度の曲げでは、鋼管とコンクリートの付着により、まだコンクリートの全断面が圧縮にはならないことが考えられる。

(a) 45-0.5

(b) 72-0.5

(c) 103-0.5

(圧縮を正とする)

図9 鋼管の軸方向応力-周方向応力関係

鋼管の応力状態の検討

まず、降伏耐力や終局耐力を推定する根拠となるデータを得るために、鋼管に貼付した歪ゲージの測定結果からMisesの降伏条件とReussの方程式に基づく方法⁹⁾により鋼管の弾塑性応力を求め、その推移を調べた。代表的な3体についてその結果を図9に示す。この図から以下のことが言える。

- 1) プレストレスを導入すると、103-0.5の側面を除き、軸方向に圧縮応力が生じている。これは、付着を減少させる処理をしているとはいえ、コンクリートに導入された圧縮力が鋼管とコンクリートの摩擦により鋼管に流れているためであると思われる。
- 2) プレストレスを導入から降伏に至るまで、103-0.5の圧縮縁を除き周方向応力はほとんど生じない。
- 3) 曲げ圧縮縁では、Misesの降伏楕円に達した後、終局時までに応力状態は降伏楕円上で周方向引張応力が増える方向に移動する。
- 4) 引張縁では、72-0.5を除き、終局時にMisesの降伏楕円上で軸方向応力が最大になる点に達する。
- 5) 側面では、45-0.5を除き、終局時まで周方向応力は生じない。

以上、代表的な3体についてのみでも完全に一致した傾向が述べられるわけではないが、他の5体についても上記と同様に言えるもの言えないものいろいろであった。このことを考慮し、降伏耐力や終局耐力を推定するために鋼管の応力状態の推移の仮定に関しては実験結果とのそれほどの厳密な一致は求めないこととした。

降伏耐力推定式

降伏曲げモーメント M_y 、降伏軸力 N_y は下式のように鋼管とコンクリートの耐力の和とする。

$$M_y = sM_y + cM_y \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$N_y = sN_y + cN_y \quad \dots\dots\dots (11)$$

(a)鋼管の応力状態

(b)断面の応力、ひずみ分布

図10 鋼管の応力状態、断面の応力、ひずみ分布の仮定

ここで、

sM_y : 鋼管の降伏曲げモーメント

cM_y : コンクリートの降伏曲げモーメント

sN_y : 鋼管の降伏軸力

cN_y : コンクリートの降伏軸力

sM_y 、 cM_y 、 sN_y 、 cN_y を求めるために、プレストレス導入から降伏に至るまでの挙動に以下の仮定を設ける。

- 1) 鋼管、コンクリートはそれぞれ独立に平面保持が成立する。鋼管とコンクリートの間にはある軸歪差が生じて、鋼管-コンクリート間の平面保持は成立しないが、曲率は一致する。(図10(b)参照)
- 2) 降伏時の鋼管とコンクリートの軸ひずみは、もしともに弾性状態にあるとした場合にポアソン比の横ひずみが等しくなる量とする。
- 3) 鋼管はコンクリートに対し拘束効果を発揮しないが、コンクリートが圧縮強度に達した後、圧壊を防ぐ役割を果たす。すなわち、コンクリートの応力-歪関係は、図6に示すように完全弾塑性で表わされるものとする。

鋼管部分の sM_y - sN_y 相関曲線は中空の鋼管と同様、下式で表わされる。

$$sM_y = sM_{y0} \cdot \left(1 - \frac{|sN_y|}{sN_{y0}}\right) \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここで、

sM_{y0} : 軸力がないときの鋼管の降伏曲げモーメント

sN_{y0} : 曲げモーメントがないときの鋼管の降伏軸力

sM_y - sN_y 相関曲線上での断面重心の鋼管のひずみ及び曲率は下式で表わされる。

$$s\varepsilon_0 = \frac{sN_y}{sE \cdot A} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\phi = \frac{sM_y}{sE \cdot I} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここで、

$s\varepsilon_0$: 断面重心の鋼管のひずみ

sA 、 sI : それぞれ鋼管の断面積および断面2次モーメント

仮定2)により、断面重心の位置のひずみ差は下式で表わされる。

$$c\varepsilon_0 - s\varepsilon_0 = s\varepsilon_0 \cdot \left(\frac{s\nu}{c\nu} - 1\right) \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここで、

$c\varepsilon_0$: 断面重心のコンクリートのひずみ

$c\nu$ 、 $s\nu$: それぞれコンクリートおよび鋼管のポアソン比

コンクリートの軸力と曲げモーメントは、図11に示すCase1～Case6の応力分布ごとに次のように求められる。なお、ここでは、便宜上コンクリートが圧縮強度に達する位置を圧壊軸と呼ぶ。

図11 降伏時のコンクリート断面の応力分布

Case1.中立軸が圧縮縁外にあるとき

$$\begin{cases} cN_y = 0 \\ cM_y = 0 \end{cases} \dots\dots\dots (16)$$

Case2.中立軸が断面内にあり、圧壊軸が存在しないとき

$$\begin{cases} \frac{cN_y}{2 \cdot cE \cdot r^3 \cdot \phi} = \frac{\sin^3 \theta_n}{3} - \cos \theta_n \cdot \left(\frac{\theta_n}{2} - \frac{\sin 2\theta_n}{4} \right) \\ \frac{cM_y}{2 \cdot cE \cdot r^4 \cdot \phi} = \frac{1}{8} \left(\theta_n - \frac{\sin 4\theta_n}{4} \right) - \cos \theta_n \cdot \frac{\sin^3 \theta_n}{3} \end{cases} \dots\dots\dots (17)$$

Case3.中立軸が断面内にあり、圧壊軸が存在するとき

$$\begin{cases} \frac{cN_y}{2 \cdot cE \cdot r^3 \cdot \phi} = \frac{\sin^3 \theta_n}{3} - \cos \theta_n \cdot \left(\frac{\theta_n}{2} - \frac{\sin 2\theta_n}{4} \right) \\ \quad - \frac{\sin^3 \theta_B}{3} + \cos \theta_B \cdot \left(\frac{\theta_B}{2} - \frac{\sin 2\theta_B}{4} \right) \\ \frac{cM_y}{2 \cdot cE \cdot r^4 \cdot \phi} = \frac{1}{8} \left(\theta_n - \frac{\sin 4\theta_n}{4} \right) - \cos \theta_n \cdot \frac{\sin^3 \theta_n}{3} \\ \quad - \frac{1}{8} \left(\theta_B - \frac{\sin 4\theta_B}{4} \right) + \cos \theta_B \cdot \frac{\sin^3 \theta_B}{3} \end{cases} \dots\dots\dots (18)$$

Case4.中立軸が引張縁外にあり、圧壊軸が存在するとき

$$\begin{cases} \frac{cN_y}{2 \cdot cE \cdot r^3 \cdot \phi} = \left(\frac{x_n}{r} - 1 \right) \cdot \frac{\pi}{2} - \frac{\sin^3 \theta_B}{3} \\ \quad + \cos \theta_B \cdot \left(\frac{\theta_B}{2} - \frac{\sin 2\theta_B}{4} \right) \\ \frac{cM_y}{2 \cdot cE \cdot r^4 \cdot \phi} = \frac{1}{8} \left(\pi - \theta_B + \frac{\sin 4\theta_B}{4} \right) + \cos \theta_B \cdot \frac{\sin^3 \theta_B}{3} \end{cases} \dots\dots\dots (19)$$

Case5.中立軸が引張縁外にあり、圧壊軸が存在しないとき

$$\begin{cases} cN_y = \pi \cdot r^2 \cdot cE \cdot \epsilon_0 \\ \frac{cM_y}{2 \cdot cE \cdot r^4 \cdot \phi} = \frac{\pi}{8} \end{cases} \dots\dots\dots (20)$$

Case6.コンクリート全断面圧縮強度に至るとき

$$\begin{cases} cN_y = \pi \cdot cE \cdot r^2 \cdot cE_B \\ cM_y = 0 \end{cases} \dots\dots\dots (21)$$

(16)~(21)式で

$$x_n = \frac{c\epsilon_0}{\phi} + r \dots\dots\dots (22)$$

$$x_B = x_n - \frac{c\epsilon_B}{\phi} \dots\dots\dots (23)$$

$$\cos \theta_n = 1 - \frac{x_n}{r} \dots\dots\dots (24)$$

$$\cos \theta_B = 1 - \frac{x_B}{r} \dots\dots\dots (25)$$

(12)式で鋼管のM-N 相関曲線を描き、その各点に対応する $\alpha\phi$ と ϕ を(13)~(15)式で求め(16)~(21)式に代入して求められるコンクリートのM-N 相関曲線を累加すれば M_y - N_0 相関曲線が求められる。

計算結果を実験値と重ねて図12(a)に示す。この計算方法による降伏M-N 相関曲線は、文献8)によるものとはほぼ等しく、実験値との比較でも、同様に $D/t=45$ のとき、計算値が実験値を過小評価するが、 $D/t=72$ 、 $D/t=103$ のときはよい一致を示す。

終局耐力推定式

終局耐力 M_u は、鋼管の終局M-N 相関曲線、コンクリートの終局M-N 相関曲線を個別に求め、それらの一般化累加耐力とする。コンクリートの終局M-N 相関曲線は、文献8)の方法に準じて求めるが、コンクリートを拘束する鋼管の周方向応力に関して、文献8)とは違う方法を用いる。図9の実験結果をもとに、降伏から終局に至るまでの挙動に以下の仮定を設ける。

- 1) 鋼管の圧縮縁では、降伏応力に達した後、Misesの降伏曲線上を周方向引張応力が増える方向に移動する。したがって軸方向圧縮応力は減少する(図10(a)参照)。Misesの降伏曲線上のどの位置まで移動するかは、便宜上コンクリートに対する拘束力が径厚比にかかわらず等しくなる位置とする。
- 2) 鋼管の引張縁では、降伏応力に達した後Misesの降伏曲線上を周方向引張応力が増える方向に移動する。したがって軸方向引張応力は増加する。終局耐力時には軸方向応力が最大になる点まで移動する(図10(a)参照)。
- 3) 鋼管の側面では、周方向応力は生じない。

鋼管の終局M-N 相関曲線、及びコンクリートの終局M-N 相関曲線は、下式による。

$$\begin{cases} sN_u = s\sigma_y \cdot (D-t) \cdot t \cdot \{ \beta_1 \cdot \theta_n - \beta_2 \cdot (\pi - \theta_n) \} \\ sM_u = \frac{1}{2} s\sigma_y \cdot (D-t)^2 \cdot t \cdot (\beta_1 + \beta_2) \cdot \sin \theta_n \end{cases} \dots\dots\dots (26)$$

$$\begin{cases} cN_u = c\sigma_{cB} \cdot r^2 \cdot (\theta_n - \sin \theta_n \cdot \cos \theta_n) \\ cM_u = \frac{2}{3} c\sigma_{cB} \cdot r^3 \cdot \sin^3 \theta_n \end{cases} \dots\dots\dots (27)$$

ここで、 β_1 、 β_2 は、周方向応力を考慮した、圧縮降伏、引張降伏の修正係数で、下式で表わされる。 $s\sigma_\theta$ の添字(C)は圧縮縁、(T)は引張縁、(S)は側面を意味する。

$$\beta_1 = \frac{s\sigma_{\theta(C)}/s\sigma_y + \sqrt{4-3 \cdot (s\sigma_{\theta(C)}/s\sigma_y)^2}}{2} \dots\dots\dots (28)$$

$$\beta_2 = \frac{-s\sigma_{\theta(T)}/s\sigma_y + \sqrt{4-3 \cdot (s\sigma_{\theta(T)}/s\sigma_y)^2}}{2} \dots\dots\dots (29)$$

コンクリートの横方向拘束応力度は、

$$\sigma_H = -\sigma_\theta \cdot \frac{t}{r} \dots\dots\dots (30)$$

で表されるから、仮定1)により鋼管の圧縮縁の周方向応力度は t/r に反比例する。すなわち、

$$\sigma_{\theta(C)} = -a \cdot \frac{r}{t} \dots\dots\dots (31)$$

(a) 降伏耐力 (b) 終局耐力
図12 プレストレス量と降伏耐力、終局耐力の関係 (提案式との比較)

ここで、

a : 比例定数

したがって、

$$\beta_1 = \frac{-\frac{a}{s\sigma_Y} \cdot \frac{r}{t} + \sqrt{4 - 3 \cdot \left(\frac{a}{s\sigma_Y} \cdot \frac{r}{t}\right)^2}}{2} \dots\dots\dots (32)$$

引張縁の周方向応力度は、仮定2)より、

$$s\sigma_{\theta(T)} = -\frac{1}{\sqrt{3}} s\sigma_Y \dots\dots\dots (33)$$

したがって、

$$\beta_2 = \frac{2}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (34)$$

仮定3)より側面の周方向応力度は、

$$s\sigma_{\theta(S)} = 0 \dots\dots\dots (35)$$

周方向応力は、終局状態において鋼管の全周にわたって一定ではないため、コンクリートの拘束力として全周の平均値を用いる。なお、鋼管の側面では周方向応力度を0とする仮定のため、側面では軸方向降伏応力度が $\beta_1\sigma_Y$ や $\beta_2\sigma_Y$ にはならないが、両側面の90度範囲を $\pm\sigma_Y$ として計算した結果と比較して1~5%の違いしかないことを確認し、簡単のため、(26)、(27)式は側面でも $\beta_1\sigma_Y$ や $\beta_2\sigma_Y$ となる式とした。

$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_{\theta(C)} + \sigma_{\theta(T)} + 2 \cdot \sigma_{\theta(S)}}{4} \dots\dots\dots (36)$$

なお、文献8)では、 $\sigma_{\theta} = -0.19s\sigma_Y$ (一定値) としている。

ここでは、拘束コンクリートの強度として下式¹⁰⁾を用いる。

$$c\sigma_{cB} = \begin{cases} c\sigma_B \cdot \left(1 + 5.0 \cdot \frac{\sigma_H}{c\sigma_B}\right) & \dots \left(\frac{\sigma_H}{c\sigma_B} \leq 0.05\right) \\ c\sigma_B \cdot \left(1.125 + 2.5 \cdot \frac{\sigma_H}{c\sigma_B}\right) & \dots \left(\frac{\sigma_H}{c\sigma_B} > 0.05\right) \end{cases} \dots\dots (37)$$

(26) 式と (27) 式を累加することにより本構造断面の終局 $M-N$ 相関曲線が求められる。比例定数 a は、実験結果を平均的によく評価できるように選ぶものとする。(31) 式の比例定数 a を5.0とし、実験値と計算値を重ねて図12(b)に示す。 $D/t=45$ 、 $D/t=72$ 、 $D/t=103$ のときすべてにおいて実験結果と比較的良好一致を示す。

5. 結論

コンクリート部分のみにプレストレスを導入したコンクリート充填円形鋼管部材を対象に鋼管の径厚比、プレストレス量を変化させた8体の試験体を用いて一方向載荷の曲げ実験を行った。その結果以下の結論が得られた。

- 1) プレストレスを導入した7体は、鋼管に局部座屈は生じるものの荷重低下はなく、実験を終了した $R=150 \times 10^{-3}$ radまで単調に荷重が上昇するきわめて靱性に富んだ性状を示した。
- 2) 本実験の範囲では、プレストレス量 N_0 が N_u の0.3倍のときに降伏耐力が最大となる。
- 3) 初期曲げ剛性は、鋼管とコンクリートの平面保持、コンクリートの応力状態をPS量によって弾性状態や、断面の一部が引張になったり、コンクリート強度に達したりして非弾性になる場合があることを仮定した計算により評価できる。

4) 降伏耐力と終局耐力を文献8)で評価した結果、降伏耐力は、 $D/t=72$ 、103ではほぼ一致した。 $D/t=45$ では、やや過小評価となった。終局耐力は、 $D/t=45$ ではほぼ一致するが、 $D/t=72$ 、103では過大評価となった。

5) 鋼管とコンクリートの間に軸方向ひずみ差が生じることを考慮し、コンクリートの応力-ひずみ関係を完全弾塑性型と仮定した方法で降伏曲げ耐力の推定式を提案した。また、鋼管のコンクリートに対する拘束応力度を仮定し、コンクリートの強度上昇を文献10)に従って計算し、鋼管との単純累加による終局耐力の推定式を提案した。

6) 降伏耐力と終局耐力の提案推定式は、降伏耐力については文献8)とほぼ同等の評価を与えた。終局耐力については、文献8)より実験結果に近い評価を与えた。

径厚比が小さいときの降伏耐力の推定式の精度改善、終局耐力推定式のための鋼管によるコンクリートの拘束応力度の一般化、繰返し加力の場合の曲げ性状は今後検討すべき課題である。

謝辞

本研究を行うにあたって、佐伯俊夫氏 (元 鹿島技術研究所 副所長) のご指導を仰ぎました。ここに記して謝意を表わします。

参考文献

- 1) 前川幸次、梶川康男、吉田博：PC鋼棒で補強されたコンクリート充填鋼管はりの曲げ耐力に関する研究、構造工学論文集、Vol.39A、pp153-164、1999.3
- 2) 小林将志、石橋忠良、菅野貴浩、三幣高吉：プレストレスト鋼管コンクリートの耐力試験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17、No2、pp737-742、1995
- 3) 小林 将志、三幣 高吉、石橋 忠良：プレストレスを与えたコンクリート充填鋼管梁の曲げ耐力に関する研究、土木学会関東支部、pp514-515、1995
- 4) 小林将志、川崎徹、米倉頼夫：プレストレスト鋼管コンクリートの曲げ耐力試験、土木学会大会、pp864-865、1995.9
- 5) 大久保啓一、山内俊幸、堀江雅直：プレストレスを与えたコンクリート充填鋼管ばりの変形特性、土木学会関東支部、pp516-517、1995
- 6) 大久保啓一、山内俊幸：プレストレスを与えたコンクリート充填鋼管梁の変形特性、土木学会大会、pp860-861、1995
- 7) 保坂鉄矢、堀地紀行、西海健二、依田照彦：コンクリート充填鋼管桁のPC鋼線による補強効果に関する実験、土木学会大会、pp372-373、1999.09
- 8) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2001.1
- 9) 山田嘉昭：マトリックス法材料力学、培風館、1971.4
- 10) CEB-FIP model code 1990 Final draft Chapters1-3、1991

(2006年9月6日原稿受理、2007年2月23日採用決定)