

論文 PC 角形鋼管合成梁の曲げ・せん断性状について

大平 雅司*1・倉持 春夫*2・兎沢 民也*3

要旨：充填コンクリートにプレストレスを与えた角形鋼管合成梁の変形および耐力は、CEB-FIPにより提案されている拘束コンクリートの強度と終局ひずみの増加式に、拘束されるコンクリートの有効面積を考慮することにより、概ね評価できることが確認できた。

キーワード：角形鋼管、合成梁、拘束コンクリート、プレストレス、ひび割れ、拘束効果

1. はじめに

近年、大きな自然災害が多発しており、構造物の安全性能を向上させることは急務であるが、建設費に対する経済性の面も無視できない。橋梁を施工する場合でも、耐震性、経済性はもとより、現場の施工条件や工期および周辺環境への調和等に応じて種々の橋梁形式が採用されている。なかでも、市街地において、道路、鉄道および河川等を横過する場合や、既設構造物と周辺地盤高との取り合いによって、桁高制限や架設方法の厳しい制約を受けることがあり、それに対応できる構造および工法が求められる。ところで、コンクリート充填鋼管梁のコンクリートに軸方向の圧縮力を作用させると、鋼管の拘束効果により、高じん性、高耐力を有する部材[1] が得られ、安全性の向上が期待できる。さらに、経済性の面からも部材の断面を小さくすることが可能となる。このことを利用して、著者らは、PC角形鋼管合成梁を橋梁上部工の曲げ部材として適用することを想定した。

本研究では、充填コンクリートに軸方向のプレストレスを作用させて、鋼管の拘束効果を考慮した場合と、プレストレスを与えないで拘束効果を無視した場合との変形および耐力の相違について検討を行った。更に、せん断スパン比を小さくしてせん断破壊させることを目的とした試験を行い、その性状を考察した。

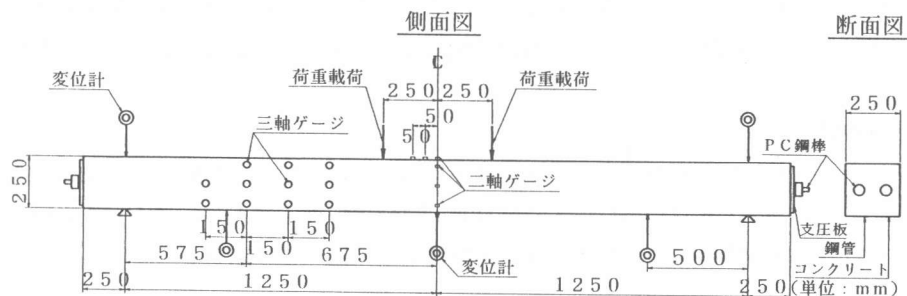


図-1 供試体概略図 (BP, B0)

2. 実験の概要

- *1 ドービー建設工業(株) 本社技術部 (正会員) *3 (株) バーズ・アイ 本社企画部
 *2 ドービー建設工業(株) 本社技術部 (正会員)

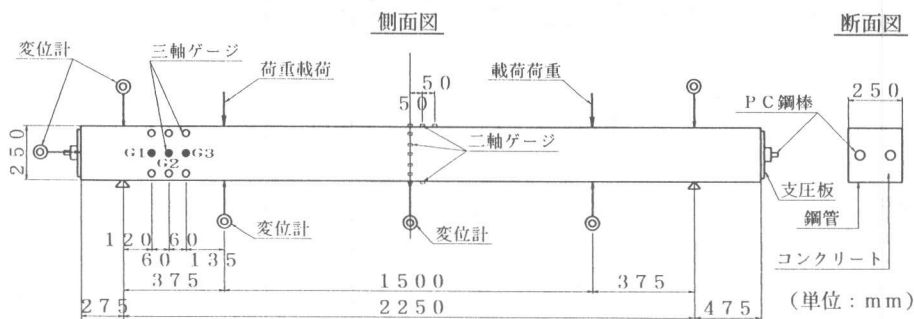


図-2 供試体概略図 (SP)

実験では、鋼管の外形、肉厚およびコンクリートの圧縮強度が同じ供試体 (BP、B0の記号で表す) とコンクリートの圧縮強度のみが異なる供試体 (SPの記号で表す) を用いた。供試体BP、B0についての形状

表-1 材料の特性値

供試体記号	長さ (mm)	鋼管肉厚 (mm)	コンクリートの強度 (MPa)	コンクリートの弾性係数 (GPa)	鋼管の弾性係数 (GPa)	鋼管の降伏点応力 (MPa)
BP, B0	3000	8.7	65.8	31.4	190	343
SP	3000	8.7	71.3	33.4	190	343

およびゲージの配置位置と種類を図-1に示し、供試体SPについては、図-2に示す。また、使用した材料および材料の特性値は、表-1に示す。供試体中央には、直径32mmのPC鋼棒が2本配置されている。供試体端部の支圧板は、PC鋼棒を緊張後にナットを用いて定着されており、グラウトの注入も行った。供試体BPとSPに導入した緊張力は、1170kNとした。供試体BP、B0に作用させた荷重は、支間中央部に二点集中荷重で載荷し、載荷荷重の増分は、10kNとした。一方、供試体SPに作用させた荷重は、せん断スパン比 a/d が約1.5の位置に載荷し、載荷荷重の増分は20kNとした。変位の測定は、ダイヤルゲージを用い、鋼管のひずみの測定は、鋼管の外面に三軸のひずみゲージを張り付けて行った。供試体B0の載荷試験終了後、鋼管側面をはがしてコンクリートのひび割れ状態を観察した。また、供試体SPについても載荷試験終了後、B0と同様に鋼管側面をはがしてコンクリートのひび割れ状態を観察した。

尚、本実験では、供試体B0にもPC鋼棒を配置したがプレストレスは導入していない。

3. 解析の概要

拘束コンクリートについての応力-ひずみ曲線に関しては、種々の提案[1, 2]があるが、本検討では、CEB-FIP MODEL CODE 1990の式(1)~(4)を適用して、二次放物線と直線とから成る応力-ひずみ曲線を仮定した(図-3参照)。

$$f_{ck,cf} = f_{ck}(1.000 + 5.000\sigma_2/f_{ck}) \quad \text{for } \sigma_2 \leq 0.05f_{ck} \quad (1)$$

$$f_{ck,cf} = f_{ck}(1.125 + 2.500\sigma_2/f_{ck}) \quad \text{for } \sigma_2 > 0.05f_{ck} \quad (2)$$

$$\epsilon_{cc,cf} = 2.0 \cdot 10^{-3} (f_{ck,cf}/f_{ck})^2 \quad (3)$$

$$\epsilon_{cu,cf} = 3.5 \cdot 10^{-3} + 0.2\sigma_2/f_{ck} \quad (4)$$

但し、 $f_{ck,cf}$ ：拘束コンクリートの圧縮強度

f_{ck} ：角柱コンクリート供試体圧縮強度（表-1に示す39.3MPaを使用）

$\epsilon_{cc,cf}$ ：拘束コンクリートの最大圧縮応力度に対するひずみ、 σ_2 ：拘束による側圧

$\epsilon_{cu,cf}$ ：拘束コンクリートの終局ひずみ、 $\sigma_2/f_{ck}=0.5\alpha\omega_{wd}$

$\alpha=\alpha_n\cdot\alpha_s$ ：スターラップ及びそれらと結合された縦方向筋等による拘束効果

α_n ：拘束されるコンクリートの断面方向の有効面積を表す低減係数

$\alpha_n=1-8/(3n)$ 、 n ：スターラップで拘束されている縦方向筋の総数

α_s ：拘束されるコンクリートの縦方向の有効面積を表す低減係数

$\alpha_s=(1-S/(2b_0))^2$ 、 S ：スターラップ等の縦方向の間隔（ $S=0$ mm）

b_0 ：スターラップ等の横方向幅（ $b_0=125$ mm）

$\omega_{wd}=4b_0\cdot A_s\cdot f_{sy}/(b_0^2\cdot S'\cdot f_{ck})$ ：拘束鉄筋（鋼管）の降伏引張耐力によるコンクリートの平均拘束応力比

f_{sy} ：鉄筋（鋼管）の降伏点応力度

S' ：スターラップ等では、 S と同じ（鋼管の場合は、縦方向の単位幅）

A_s ：スターラップ等の断面積（鋼管の場合は、縦方向の単位幅あたりの断面積）

上式中の α_n は、スターラップで拘束される場合についての係数であるが、この式を角形鋼管合成部材に適用する場合、著者らの研究[3]では、角形鋼管によって有効に拘束が働く部分が隅角部であり、隅角部の数が4であることから、CEB-FIPの式を曲げ部材に適用するにあたって、拘束度に関する係数 n を簡易的に4としている。

よって、本検討でも供試体BPでは、 $n=4$ と仮定した。一方、供試体B0については、コンクリートが三軸拘束されていないものと見なし、コンクリートの応力-ひずみ曲線は、土木学会コンクリート標準示方書式を適用した。

曲げ耐力の検討を行うに当たっては、図-4のフローチャートに従い、PCと鋼管がそれぞれ分担する荷重と変位の関係を求めた。

尚、この解析は、曲げ変形のみを考慮するものである。

更に、供試体SPにもプレストレスが導入され、供試体BPと同様に、鋼管の拘束効果によるコンクリートの強度とひずみの増加が見込まれる。そこで、拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線を供試体BPの場合と同様にCEB-FIPの式を用いて、二次放物線と直線とから成る応力-ひずみ曲線を仮定した。荷重と変位の関係は、図-4のフローチャートに従って求める。

また、鋼管は平面応力状態にあるため、鋼管側面に貼り付けた三軸ひずみゲージの測定値より主応力を求め、Von Misesの降伏条件を適用して鋼管側面の降伏の判定を行った。

4. 実験と解析の結果

4.1 供試体BP、B0について

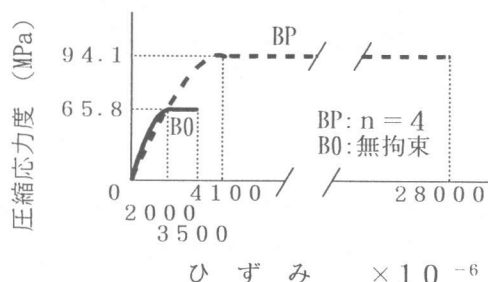


図-3 応力-ひずみ曲線 (BP, B0)

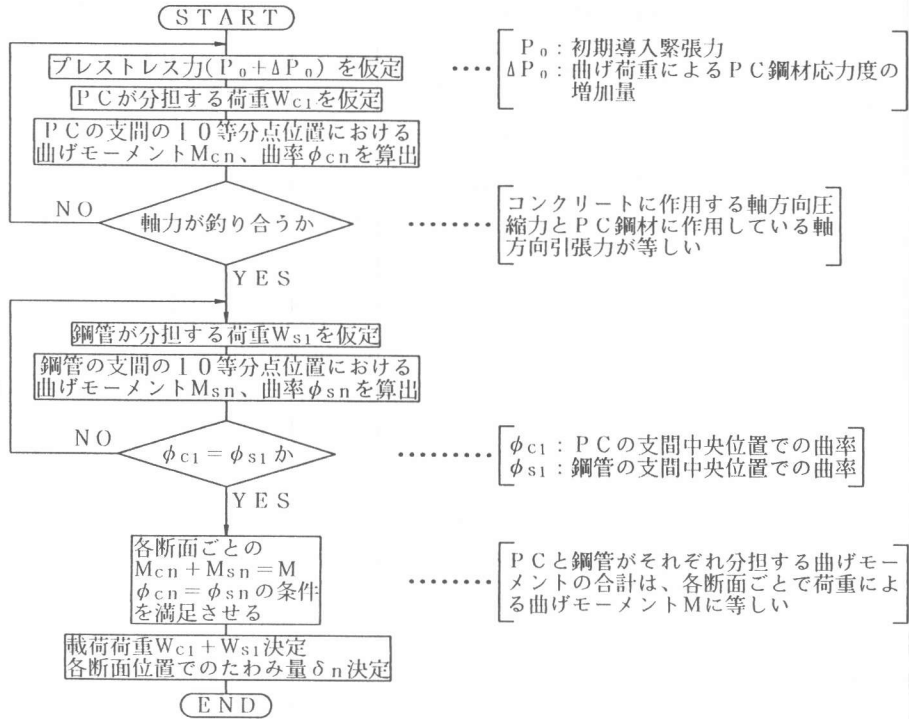


図-4 フローチャート

供試体B P、B 0に対する支間中央位置での荷重とたわみの関係をそれぞれ図-5および図-6に示す。両図ともに実線は実測値を示し、点線は、計算値を示している。ここで実測値は、鋼管の支間中央位置での上縁が座屈したときの値を最終値とし、計算はコンクリート断面の上縁が終局ひずみに達したときを最終値とした。供試体B Pに関して実測値の最大曲げモーメントは、422.8 kN・m、計算値は、408.3 kN・mである。さらに図-5の形状からも $n=4$ とすることで計算値は、実測値に近似した値が得られていると考えられる。一方、供試体B 0に関して実測値の最大曲げモーメントは、402.0 kN・m、計算値は、321.5 kN・mと一致しない。これ

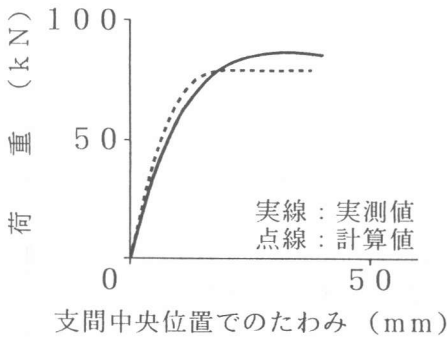


図-5 荷重-たわみ関係 (BP)

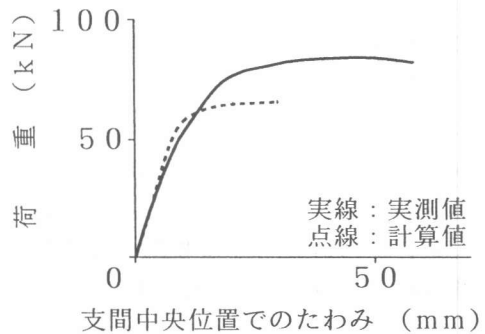


図-6 荷重-たわみ関係 (B0)

は、計算値において側面の鋼板の効果、すなわち、二軸の拘束効果を考慮していないことによると考えられる。プレストレスを導入した場合も導入しない場合も終局耐力の差が小さいことは、コンクリートと鋼管の一体性が良いために、プレ

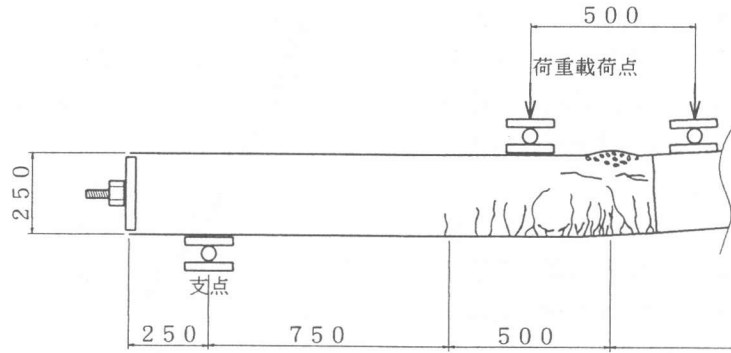


図-7 コンクリートのひび割れ状態 (B0)

ストレスの影響で圧縮側鋼板が早期に座屈したためであると考えられる。

図-7は、供試体B0の荷重試験終了後、梁端部から支間中央位置を越える付近までの鋼管側面をはがしてコンクリートのひび割れ状態を観察し、図示したものである。荷重荷重点間に曲げひび割れが密に分布していることが観察できる。また、鋼管の支間中央上縁が座屈しているが、この部分のコンクリートは、圧縮破壊していた。

4.2 供試体SPについて

CEB-FIPの式より、コンクリートの圧縮強度 $f_{c1} = 101 \text{ MPa}$ 、拘束コンクリートの最大圧縮応力度に対するひずみ $\epsilon_{c1} = 4000 \times 10^{-6}$ 、拘束コンクリートの終局ひずみ $\epsilon_{cu1} = 26000 \times 10^{-6}$ となった。図-8に荷重荷重点位置での荷重とたわみの関係を示す。実線は、実測値を示し、点線は、計算値を示す。

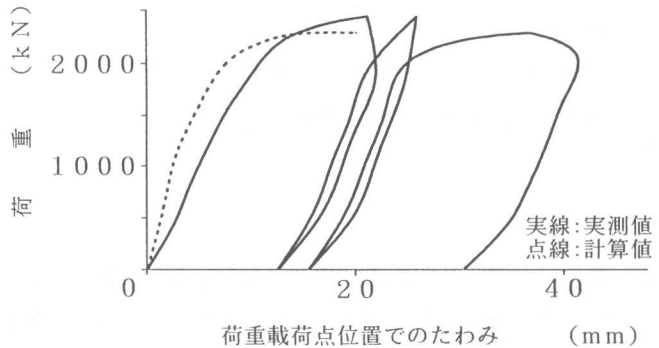


図-8 荷重-たわみ関係 (SP)

ここで実測値は、鋼管の荷重

荷重点間位置での上縁が座屈し、更に除荷したときまでの値を図に示した。計算値は、コンクリート断面の上縁が終局ひずみに達したときを最終値とした。支間中央での軸方向ゲージが示すひずみの値より、プレストレス導入直後ではコンクリートと鋼管とは付着していたが、曲げ荷重荷重時では付着が切れていた。そのため剛性が低下し、計算値と実測値は、一致しなかったものと考えられる。図-9は、図-2に示した鋼管側面のG2点位置での荷重と主ひずみの関係を表している。P1点(800kN)で剛性がおちているが、曲げひび割れ発生荷重の計算値は約750kNとなり、概ね実測値と一致している。よって、コンクリート下縁に曲げひび割れが発生したことによる剛性の低下であると思われる。また、鋼管の上面、下面に貼り付けたひずみゲージの測定値より荷重が1500kN付近から鋼管の上面、下面が降伏し始めることが確認されているが、図-9の曲線勾配でも荷重がP2点の1500kNを越えた時点で徐々に変化していることがわか

る。さらに、鋼管の側面は、P3点の約2140kNで降伏した。供試体SPの破壊モードは、鋼管の上面、下面が降伏し、最終的に座屈をおこす曲げ破壊性状であった。

図-10は、供試体SPの載荷試験終了後、梁端部から載荷点を越える付近まで鋼管側面をはがしてコンクリートの斜め引張ひび割れ、載荷点位置での曲げひび割れおよび座屈の状態を観察し、図示したものである。斜め引張ひび割れが荷重載荷点から支点に向かうが、途中で梁端部に向かって水平に伸びている。これは、コンクリートに作用する斜め引張力でコンクリートは横ずれしようとするが、梁端部の支圧板によって拘束されるために水平方向のひび割れが発生したものとと思われる。

但し、本研究では、どの時点で斜め引張ひび割れが発生したものか明らかにできない。

5. まとめ

- (1) 充填コンクリートにプレストレスを与えた供試体の場合、拘束効果を考慮したCEB-FIPの強度と終局ひずみの増加式を適用することによって変形と耐力の計算値は、実測値に近似した。
- (2) 充填コンクリートにプレストレスを与えない供試体の場合、一軸のコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて計算した変形および耐力は、実測値と一致しなかった。これは、二軸の拘束の影響が大きいことによるものと思われる。

6. 参考文献

- [1] (社) 土木学会 : 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン、1989.3
- [2] CEB : CEB-FIP Model Code 1990, pp.101-107, 1993
- [3] 大平雅司ほか : PC鋼管合成部材の力学的特性に関する一考察、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、No2、pp.1295-1300、1994
- [4] (社) 土木学会 : コンクリート・ライブラリー、高強度コンクリート設計施工指針(案)、1980.4

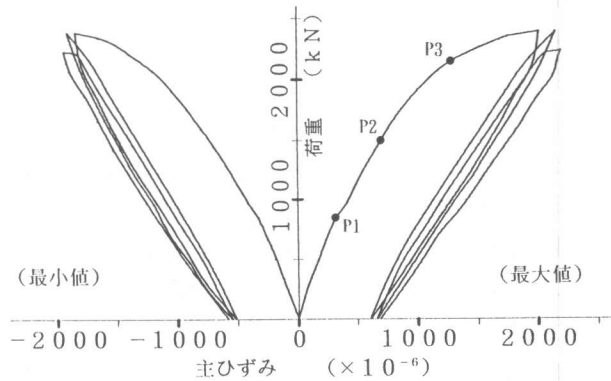


図-9 荷重-主ひずみ関係 (SP)

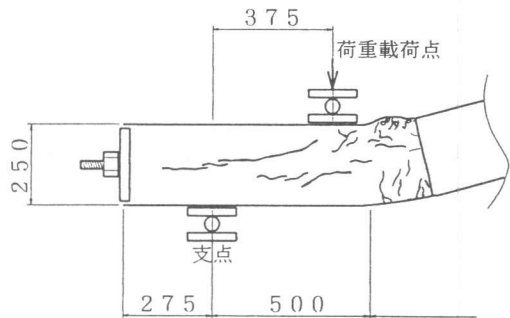


図-10 コンクリートのひび割れ状態 (SP)