

鋼トラス桁を埋設したPC合成断面部材のせん断卓越型設計条件下での耐荷性能

機動建設工業 (株) 土木本部 PC工事部 正会員 ○尾崎 智  
 機動建設工業 (株) 設計本部 設計部 非会員 堀川 智司  
 大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科 正会員 小林 和夫  
 大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科 正会員 井上 晋

1. はじめに

近年、構造の合理化を図る有効な方法として橋梁を中心に適用が非常に増加している鋼とコンクリートの複合構造のうち、ここでは鋼トラス桁を埋設したPC合成断面構造(S. P. C. : Steel Prestressed Concrete Composite Structure)を対象として、基礎的検討を実施した。このようなPC合成断面構造の橋梁では、鋼トラス桁の架設後その周囲にコンクリートを打設し、プレストレスを導入する。このため、鋼トラス桁は架設材としても利用でき、鋼トラス桁の耐荷力を利用することで、部材断面の寸法を縮小できる。

S. P. C. 部材に関し、単純桁(外ケーブル方式)で曲げ破壊先行型設計条件(せん断スパン・有効高さ比  $a/d \approx 4.5$ ) 下の静的試験と疲労試験の結果を昨年報告<sup>1)</sup>したが、設計上せん断破壊先行型となる条件下の性能把握も必要である。このような部材のせん断力に対する設計では、使用限界状態ではコンクリートで抵抗し、終局限界状態ではこれにスターラップ筋、鋼トラス桁の斜材と鉛直材の分担力を累加したせん断耐力で抵抗し、鋼トラス桁がせん断力にも有効に働く想定されるが、せん断分担性状は明確でない。

本報では、S. P. C. 橋の基礎資料を得るため、単純桁(外、内ケーブル方式)で設計せん断耐力が設計曲げ耐力を下回り、設計上せん断耐荷面で厳しいせん断卓越型条件下( $a/d \approx 3.0$ )の静的試験結果を報告する。

2. 試験概要

2.1 供試体の概要

供試体は図-1、図-2の箱形コンクリート断面内に鋼トラス桁を埋設したPC合成断面の単純桁(支間 8,250mm)で、S-1 供試体は橋面荷重と活荷重には外ケーブルで対応させることを想定して全外ケーブル方式、S-2 供試体は内ケーブル方式とし、両者とも直線配置とした。

S-1, S-2 供試体は、表-1のように設計せん断耐力の方が設計曲げ耐力に比べ若干小さく、設計上せん断卓越型となる条件下で静的試験を行った。各設計耐力の算定には土木学会示方書<sup>2)</sup>の設計式(部分安全係数を考慮)を用いた。なお、外ケーブルの終局時増加応力はPC技術協会規準(案)<sup>3)</sup>により  $200\text{N/mm}^2$  とした。

本供試体の使用鋼材およびPC鋼材の諸元を表-2に示す。また、S-1, S-2 供試体の載荷試験時におけるコンクリートの圧縮強度  $f'_c$  はそれぞれ  $39.4\text{N/mm}^2$ ,  $44.6\text{N/mm}^2$  である。なお、本報では、諸耐力の算定および変位・ひずみ性状の非線形解析にあたっては、いずれもこれらの各材料特性の実測値を用いた。

表-1 供試体の設計耐力

供試体	設計曲げ耐力 (kN)	設計せん断耐力 (kN)
S-1	2,369	2,026
S-2	2,070	1,992

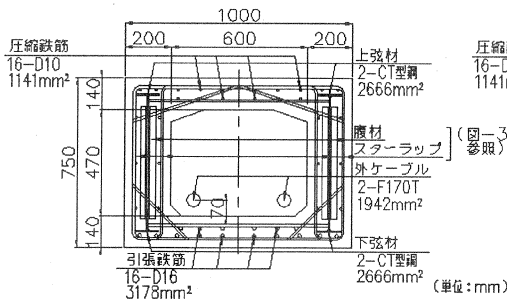


図-1 S-1 供試体断面

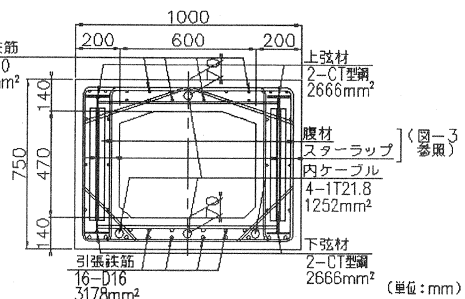


図-2 S-2 供試体断面

表-2 配置鋼材およびPC鋼材の諸元一覧 (実測値)

		断面積 mm <sup>2</sup> /本	降伏応力 N/mm <sup>2</sup>	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 ×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>	
鋼トラス桁弦材		C T型鋼(100)	1,333.0	327	436	1.980
鋼トラス桁腹材		L型鋼(L40)	375.5	310	435	1.950
主鉄筋	圧縮側	D10	71.33	346	502	1.760
	引張側	D16	198.6	376	548	1.900
スターラップ筋		D10	71.33	346	502	1.760
外ケーブル		F170T	970.9	1,679	1,905	1.900
内ケーブル		1T21.8	312.9	1,691	1,892	1.928

2. 2 載荷・計測方法

載荷は図-3のように支間8,250mmの単純桁でせん断スパン・有効高さ比  $a/d \approx 3.0$  のせん断卓越型の対称2点集中荷重とし、支間中央で、ひずみゲージによりコンクリート上・下縁、鋼トラス桁上・下弦材、床版軸方向主鉄筋、内ケーブル(S-2)の各軸方向ひずみを測定し、変位計で鉛直変位を計測した。S-1 供試体では桁端でロードセルにより外ケーブル張力を測定した。また、せん断スパン内で鋼トラス桁の斜材・鉛直材とスターラップのひずみを測定し分担せん断力を求めた。

3. 試験結果と考察

3. 1 変位・ひずみ性状の解析方法

変位・ひずみ性状の計算には、コンクリート、鋼材(鋼トラス桁の上・下弦材、鉄筋)、PC鋼材の応力-ひずみ関係にそれぞれ図-4(1)~(3)の土木学会示方書<sup>2)</sup>(ただし、 $\gamma_c = k_1 = 1.0$ ,  $\epsilon'_{cu} = 0.0035$ )、バイリニア、Blakeley(直線+双曲線+直線の組合せ)<sup>4)</sup>のモデルを採用した。

これらの応力-ひずみ関係を用い、外ケーブル方式のS-1 供試体では桁全長に対する変形の適合条件(外ケーブルの伸びは

同位置のコンクリートの伸びに等しい)に基づき、また内ケーブル方式(グラウト注入)のS-2 供試体では断面内ひずみの平面保持則に基づき非線形解析を行った。なお、S-1 供試体は支間中央から左右825mmの2箇所外ケーブル偏向具を設けており、さらに支間長と断面高の比がかなり小さい( $L/H=11$ )という部材条件から、桁全長において外ケーブルとコンクリートの鉛直方向変位差は非常に小さいと考えられるため、載荷により外ケーブルの偏心量は変化しないと仮定し、計算を簡略化した近似解法を適用した。実計算では断面をメッシュ分割して断面解析を行い、コンクリートの伸びや支間中央変位は支間を細分割して算出した。

3. 2 変位性状

S-1, S-2 供試体の支間中央の荷重-変位関係を上記の非線形解析による計算値と併せて図-5, 図-6に示す。引張鋼材が降伏(鋼トラス桁下弦材と主鉄筋の降伏荷重はほぼ等しい)すると変位が急激に著しく増加

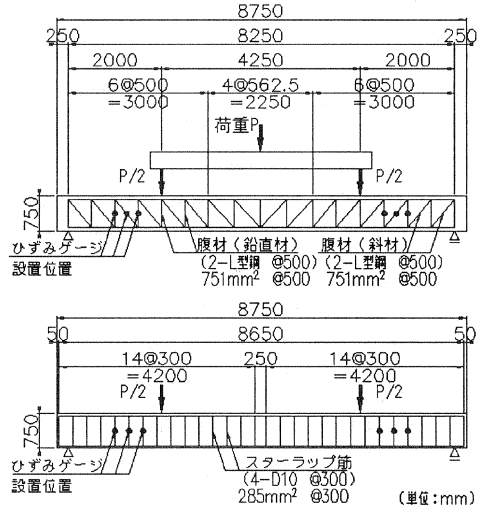


図-3 載荷位置、せん断補強鋼材の配置とそのひずみ計測位置(左右ウェブ各1対)

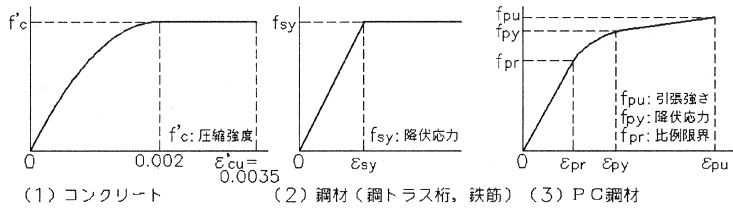


図-4 各材料の応力-ひずみ関係

し始め、剛性が急激に低下する。計算値については、S-1 供試体では終局変位が測定値に比べかなり小さいが、両供試体とも初期から終局に近い状態までの変位の増加性状は測定値とかなりよく一致している。

表-3に終局時と鋼トラス桁下弦材降伏時のたわみ測定値の比で表したじん性率 $\mu$ を示す。S-1, S-2 供試体の $\mu$ 値は3.76, 4.76で、前者は後者より小さい。 $\mu$ 値は断面曲率ではなく、たわみで表した値であることを考慮すると両者ともかなり良好な塑性変形性能を有している。

表-3 たわみじん性率

供試体	鋼トラス桁 降伏時たわみ $\delta_y$ (mm)	終局時 たわみ $\delta_u$ (mm)	じん性率 $\mu$
S-1	38.1	143.4	3.76
S-2	36.1	171.9	4.76

3. 3 ひずみ性状

S-1, S-2 供試体の各材料の荷重-ひずみ関係のうち、鋼トラス桁下弦材、コンクリート上縁、P C鋼材ひずみ (S-1 は外ケーブル増加張力) の測定値を非線形解析による計算値と併せて図-7~図-12に示す。

測定値に関しては、図-7, 8 から、鋼トラス桁下弦材のひずみは曲げひび割れ発生後から非線形性を示し始め、S-1, S-2 供試体は約2200kN, 1900kN時に降伏している。また、図-9, 10から、コンクリート上縁ひずみも同様に、引張鋼材の降伏後、急激に増加している。P C鋼材に関しては、S-1 供試体では、図-11のように曲げひび割れ発生後から外ケーブル張力が次第に増加し始め、終局時の増加量 (ケーブル1本当たり) は400kN (410N/mm<sup>2</sup>) 程度で張力は約1560kNとなるが、降伏耐力(1630kN)には達していない。一方、図-12から内ケーブル方式のS-2 供試体のP C鋼材ひずみは約2100kN時に降伏ひずみに達している。

S-1, S-2 供試体ともに設計せん断耐力が設計曲げ耐力より小さく、後記3.4のように数本のせん断ひび割れが進展したが、曲げ破壊が先行したので、3.1の非線形曲げ解析法を適用し、上述の変位性状 (図-5, 6) と同様に他の測定値とも比較した (図-7~12)。S-1 のコンクリート上縁ひずみについては精度はよくないが、鋼トラス桁下弦材ひずみや外ケーブル張力の増加性状は計算値と測定値がかなりよく一致している。一方、S-2 では、鋼トラス桁、コンクリート、P C鋼材ひずみのいずれも計算値は測定値とよく一致している。このように本合成断面部材が曲げ破壊するような場合、3.1の解析法で曲げ耐荷挙動をかなり定量化できる。

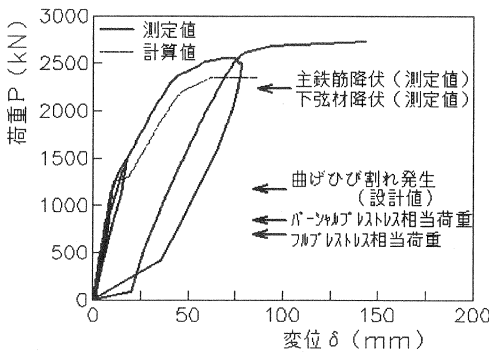


図-5 荷重-変位関係 (S-1)

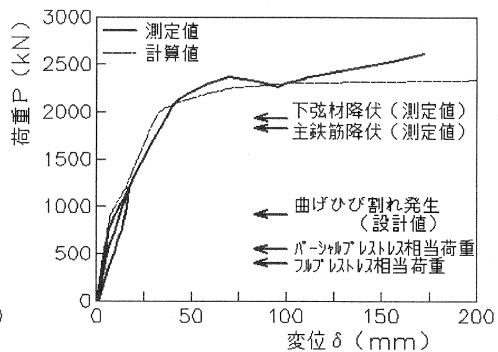


図-6 荷重-変位関係 (S-2)

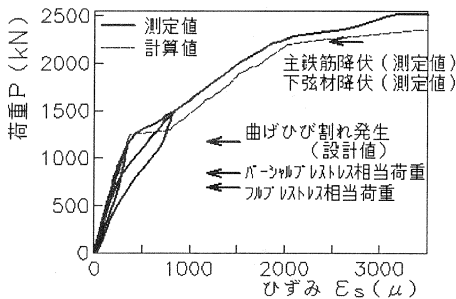


図-7 荷重-鋼トラス下弦材ひずみ関係 (S-1)

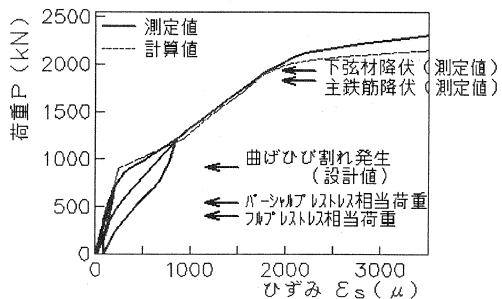


図-8 荷重-鋼トラス下弦材ひずみ関係 (S-2)

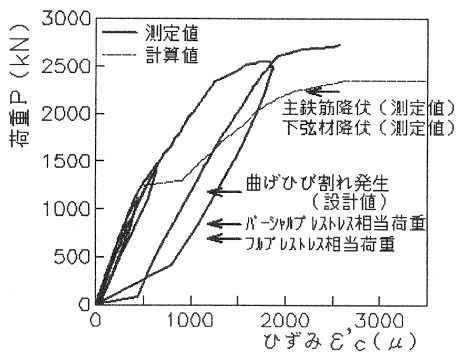


図-9 荷重-コンクリート上縁ひずみ関係 (S-1)

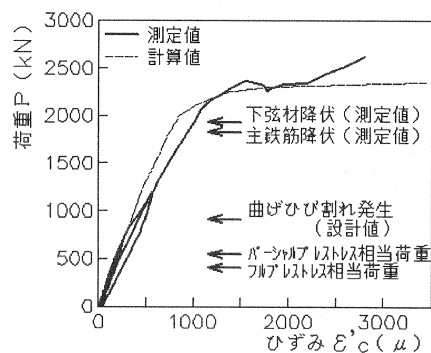


図-10 荷重-コンクリート上縁ひずみ関係 (S-2)

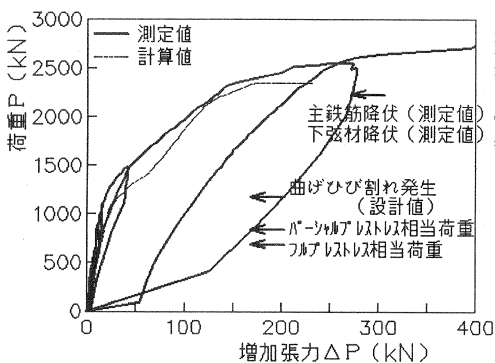


図-11 荷重-外ケーブル増加張力関係 (S-1)

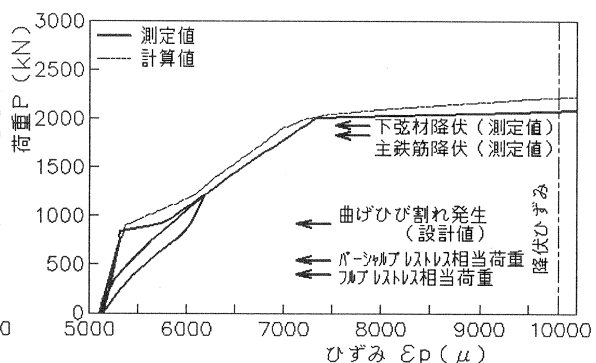


図-12 荷重-内ケーブルひずみ関係 (S-2)

### 3. 4 ひび割れ発生状況と破壊性状

写真-1のように、S-1 供試体はS-2 供試体より曲げひび割れ間隔が若干広い。また、せん断補強鋼材ひずみ測定域を横切る支配的なせん断ひび割れの傾斜角(左右ウェブ平均値)を表-4に示すが、S-1 供試体の方が小さい。これはプレストレス量の相違 (S-1, S-2: 断面下縁計算値で 8.0, 4.1 N/mm<sup>2</sup>) によると考えられる。

S-1, S-2 供試体とも設計上はせん断耐荷面で厳しい条件下にあるが(表-1)、写真-1のように各せん断スパン内に数本のせん断ひび割れが発生・進展したものの、最終的にはS-1 供試体は曲げスパン内の載荷点近傍域の曲げひび割れの進展によりコンクリートが曲げ圧壊し、S-2 供試体もほぼ同様の位置で曲げ圧壊した。S-1, S-2 供試体ともに引張鋼材(鋼トラス桁下弦材、床版軸方向主鉄筋)が降伏していることから、各々の保有曲げ耐力に達して破壊したと考えられる。

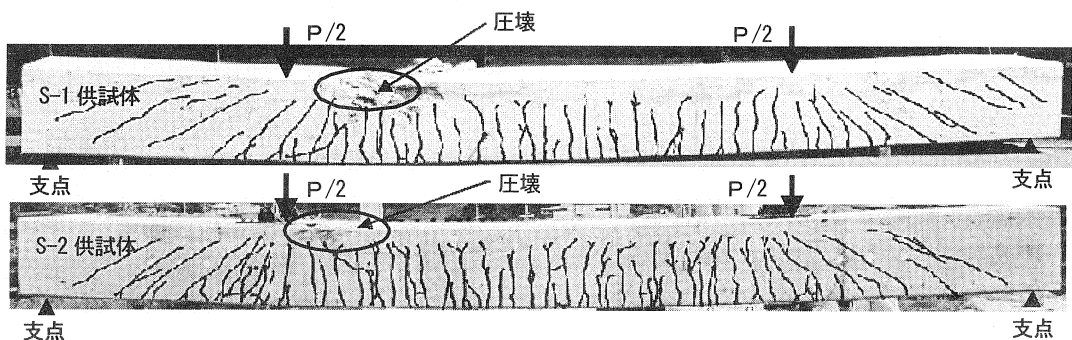


写真-1 各供試体のひび割れ・破壊状況

3. 5 終局耐力

表-5に終局耐力の測定値と計算値を示す。同表(1)のS-1供試体の曲げ耐力計算値 $P_{FU1}$ は、PC技術協会規準(案)<sup>3)</sup>により終局時の外ケーブル増加応力を $200\text{ N/mm}^2$ とし、土木学会示方書<sup>2)</sup>の等価応力ブロックを用いて部分安全係数を全て1.0として算定した値であり、 $P_{FU2}$ は非線形解析でコンクリート上縁圧縮ひずみ $\epsilon'_{cu}$ が $\epsilon'_{cu} = 0.0035$ 時の荷重である。一方、S-2供試体の曲げ耐力計算値 $P_{FU1}$ は、土木学会示方書より終局時のPC鋼材応力を $0.93 f_{pu}$  ( $f_{pu}$ :引張強さ)とし、等価応力ブロックを用いて部分安全係数を全て1.0として算定した値であり、 $P_{FU2}$ は非線形解析で $\epsilon'_{cu}$ が $\epsilon'_{cu} = 0.0035$ 時の荷重である。

表-4 せん断ひび割れ傾斜角

供試体	左側せん断 スパン(deg)	右側せん断 スパン(deg)
S-1	29.8	30.5
S-2	38.3	33.8

表-5 終局耐力の測定値と計算値との比較

(1)測定値と曲げ耐力計算値との比較

供試体	測定値※ Pu (kN)	計算値			
		$P_{FU1}$ (kN)	$P_u / P_{FU1}$	$P_{FU2}$ (kN)	$P_u / P_{FU2}$
S-1	2,729	2,530	1.08	2,353	1.16
S-2	2,613	2,331	1.12	2,351	1.11

(2)測定値とせん断耐力計算値との比較

供試体	測定値※ Pu (kN)	計算値			
		$P_{SU1}$ (kN)	$P_u / P_{SU1}$	$P_{SU2}$ (kN)	$P_u / P_{SU2}$
S-1	2,729	2,026	1.35	2,383	1.15
S-2	2,613	1,992	1.31	2,334	1.12

※) 曲げ破壊荷重

同表(2)のS-1,S-2供試体のせん断耐力計算値 $P_{SU1}$ は土木学会示方書<sup>2)</sup>のせん断耐力式(1)で部分安全係数の設計値を用いて算定し、計算値 $P_{SU2}$ は部分安全係数を全て1.0としたものである。なお、次式の数値2は、対称2点集中荷重荷条件から $V = P / 2$  ( $V$ :せん断力,  $P$ :荷重)となることによる。

$$P_{SU1}, P_{SU2} = 2V_{yd} = 2(V_{cd} + V_{sd}) \tag{1}$$

ここに、 $V_{cd}$ :せん断補強鋼材を用いない部材の設計せん断耐力(コンクリートの負担せん断耐力)

$V_{sd}$ :せん断補強鋼材により負担される設計せん断耐力(45°トラス理論による)

表-5(1)から、 $P_{FU1}$ のような設計用簡易曲げ耐力算定法は本合成部材の曲げ耐力算定にも有効である。また、同表(2)から、測定値は曲げ耐力であり実際のせん断耐力は部分安全係数を各々設計値、1.0とした計算値より30%、10%程度以上大きく、土木学会のせん断耐力式はかなり安全側にあることが示唆される。

3. 6 せん断補強鋼材の分担せん断力

鋼トラス桁の斜材・鉛直材およびスターラップ筋のひずみ測定値(図-3に示す各せん断補強鋼材のひずみ測定点の平均値)からトラス理論の式(2)より求めたせん断補強鋼材による分担せん断力 $V_s$ を図-13, 14に示す。図には $V_{cd1}$ (部分安全係数を全て設計値とした $V_{cd}$ 値)、 $V_{cd2}$ (部分安全係数を全て1.0とした $V_{cd}$ 値)、および $V_{yd1}$ ( $=P_{SU1}/2$ )、 $V_{yd2}$ ( $=P_{SU2}/2$ )の値を併記した。

$$V_s = A_w \cdot \sigma_{ws} \cdot \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta) z / s \tag{2}$$

ここに、 $A_w$ :各せん断補強鋼材1組の断面積、 $\sigma_{ws}$ :各せん断補強鋼材の応力測定値(鋼材降伏までは、ひずみ測定平均値×ヤング係数、降伏後は降伏応力)、 $z$ : $d/1.15$ ( $d$ :断面上縁から全軸方向引張鋼材図心までの距離)、 $s$ :各せん断補強鋼材の配置間隔、 $\alpha$ :各せん断補強鋼材の傾斜角、 $\theta$ :せん断補強鋼材ひずみ測定域の支配的なせん断ひび割れの傾斜角(表-4)

図-13, 14から、S-1, S-2供試体とも、鋼トラス桁斜材の分担せん断力がかなり大きく、せん断抵抗材として非常に有効である。また、終局時には各せん断補強鋼材の分担力を累加した全分担せん断力の測定値は $V_{S2}$ (図中の $V_{S1}$ ,  $V_{S2}$ :部分安全係数を全て設計値、全て1.0とし、各鋼材の降伏応力を基に求めた式(1)の $V_{sd}$ 値)より大きく、各鋼材の分担力を累加すると $V_{S2}$ を上回るせん断耐力を保有することを示す。

せん断ひび割れの発生に伴ってせん断補強鋼材の分担せん断力が増加し始める。この時の作用せん断力はコンクリート負担せん断耐力( $V_{cd}$ )に対応するとされているが、 $V_{cd2}$ と比べても相当大きく、本供試体では土木学会の $V_{cd}$ 式はかなり安全側にあることが示唆される(図-13, 14)。その理由としてプレストレス

や  $a/d$  などの影響が挙げられ、限られた実験での比較であり明確でないが、プレストレスの評価法の影響が大きいと考えられる。PC はりのせん断耐力評価法に関し、上記  $V_{c,d}$  式のデコンプレッションモーメント法には限界があり過小評価の結果もいくつかあることから、精度のよい評価法の必要性が指摘<sup>5)</sup>されている。

各せん断補強鋼材による全分担せん断力を S-1, S-2 供試体で比較して図-15 に示す。S-1 供試体のせん断補強鋼材の全分担せん断力は、終局荷重到達前の荷重域では S-2 供試体に比べかなり小さいが、終局時にはほぼ等しい。これは、本合成断面部材では引張鋼材が存在するため PC 鋼材付着の有無の影響は小さく、外ケーブル方式の S-1 供試体の方が高プレストレスによりコンクリートの負担せん断耐力が大きくなることが主因と推察される。

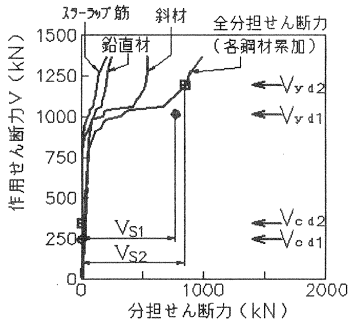


図-13 分担せん断力 (S-1)

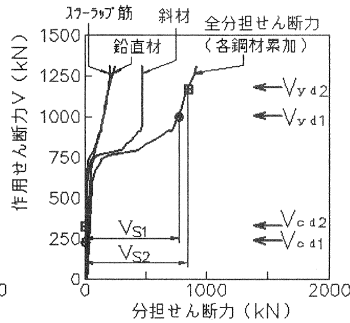


図-14 分担せん断力 (S-2)

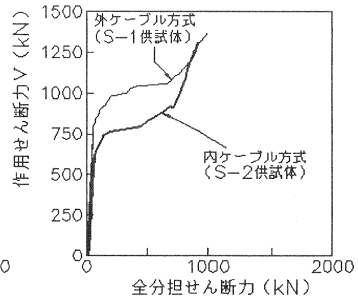


図-15 両ケーブル方式の比較

#### 4. まとめ

鋼トラス桁を埋設した PC 合成断面 (S. P. C.) 部材の本研究結果を要約すると、以下のとおりである。

- 1) 設計上からみた場合の厳しいせん断耐荷状態として設計せん断耐力が設計曲げ耐力を下回るという条件を設定して試験したが、外ケーブル、内ケーブル方式とも数本のせん断ひび割れが進展したものの最終的には引張鋼材 (鋼トラス桁下弦材、床版軸方向鉄筋) の降伏後にコンクリートが圧壊し曲げ破壊した。
- 2) 外ケーブル方式の供試体は内ケーブル方式に比べじん性率が多少低下したが、両者ともせん断卓越型載荷条件 ( $a/d \approx 3.0$ ) 下でも終局時にかなり良好な塑性変形能を有することが認められた。
- 3) 今後さらに検討を要するが、外ケーブル、内ケーブル方式のいずれの PC 合成断面部材でも、前述の非線形解析により荷重の増大にともなう変位や各構成材料のひずみの増加性状をかなり定量化できる。
- 4) 本 PC 合成断面部材はいずれも曲げ破壊したので、実際のせん断耐力は土木学会示方書の部分安全係数を用いた設計せん断耐力より 30% 程度以上大きく、示方書のせん断耐力設計式はかなり安全側にある。
- 5) 外ケーブル、内ケーブル方式のいずれの部材でも、合成断面に埋設した鋼トラス桁の斜材による分担せん断力がかなり大きく、せん断抵抗材として非常に有効に働くことが示された。
- 6) 各せん断補強鋼材 (鋼トラス桁の斜材・鉛直材、スターラップ筋) のひずみ測定値から求めた終局時の全分担せん断力は、土木学会示方書式 ( $V_{c,d}$ ) で部分安全係数を全て 1.0 とした算定値を上回った。
- 7) 各せん断補強鋼材の全分担せん断力は、プレストレス量の相違が主因で終局荷重到達前の荷重域では外ケーブル方式の方がかなり小さかったが、終局時には内ケーブル方式の場合とほぼ等しくなった。

#### 参考文献

- 1) 尾崎智, 堀川智司, 小林和夫, 井上晋: 鋼トラス桁を埋設した PC 合成断面部材の曲げ耐荷性能, 第 12 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp265-268, 2003
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書 (2002 年制定) 一構造性能照査編一, 2002
- 3) PC 技術協会: 外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法 設計施工規準 (案), 1996
- 4) Blakeley, R. W. G.: PC Sections with Cyclic Flexure, Proc. of ASCE, Vol. 108, No. ST-8, 1973
- 5) 田村聖, 濱田譲, Lertsamattiyakul, M., 二羽淳一郎: 矩形断面を有する PC はり部材のせん断耐力評価法に関する一考察, プレストレストコンクリート, Vol. 45, No. 6, pp101-110, Nov. 2003