

V-6

アラミドロープを外ケーブルに用いたPRC桁の変形と耐力

北海道大学大学院 学生員 池田 哲郎

北海道大学工学部 正 員 佐伯 昇

日本高圧コンクリート㈱ 正 員 秦 滋康

北海道工業大学 正 員 堀口 敬

1. まえがき

塩害、凍害あるいは交通荷重の増加等の要因によるコンクリート構造物の損傷に対して、コンクリート表面の処理、鋼板による補修、そして外ケーブル方式でプレストレスを与える補強を行うなどの処置がとられている。本研究では、海岸構造物の塩害の損傷のように桁部材下部のコンクリートや鋼材が劣化し、上部コンクリートはまだ健全と考えられる場合について、アラミドロープを用いて外ケーブル方式により補強を行う時の、その補強効果について検討を行った。

2. 実験概要

2. 1 供試体

供試体は、鉄筋量を変化させた3本のRC桁に、アラミドロープを用い、外ケーブル方式でプレストレスを与え、PRC桁としたものである。

コンクリートは、目標強度 350kgf/cm^2 、スランプ 8cm とし、普通ポルトランドセメントを用いた。鋼材は引張鉄筋にSD345、圧縮鉄筋及びスターラップにSD295A、D10を用いた。供試体の形状を図-1に示す。全長が 300cm 、スパン 250cm で、ウェブ幅 15cm 、幅 50cm 厚さ 10cm のフランジをもつT型断面で、桁高は 40cm である。断面の諸元を表-1に示す。

支間中央にはロープ曲げ上げのための横桁が作成され、ロープとの接触位置には曲率半径 30cm の溝がつけられた。また、ロープの曲げ上げ角は、 $14^\circ 56'$ である。曲げ上げ部に於ける摩擦を極力取り除くため、ロープにはグリスを塗布し、テフロンシートを巻き付けた。

表-1 断面諸元

Beam No.	$A_s(\text{cm}^2)$	$d_s(\text{cm})$	$p_s(\%)$	$s_s(\text{cm})$	$P_u(\text{tf})$
PT1	7.74	35.5	0.44	20	14.9
PT2	11.46	33.3	0.69	15	20.3
PT3	15.48	33.3	0.93	10	26.9

P_u : RC桁としての曲げ耐力 (示方書¹⁾式による)

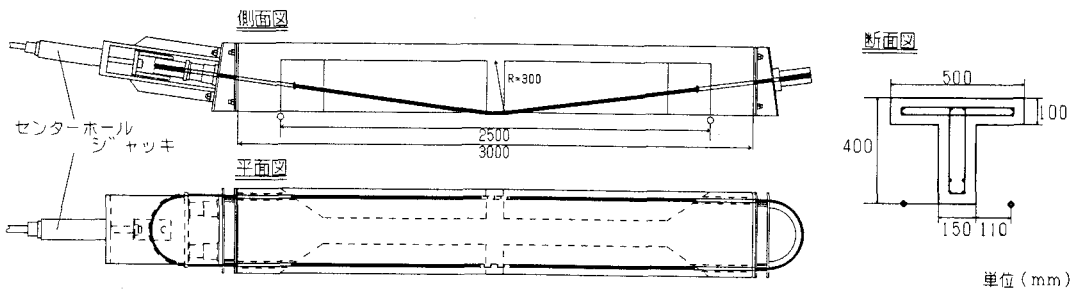


図-1 供試体形状

Deformation and Ultimate Strength of PRC Beams Using Exterior Cable of Aramid Fiber Rope
by Tetsuro IKEDA, Noboru SAEKI, Shigeyasu HATA and Kei HORIGUCHI

2.2 アラミドロープ

実験で用いられた緊張材は、パラフィルロープ Type F、公称破断荷重が10tfのものである。直径は13.5mmで心材としてのケブラー29繊維が平行に並べられて、ポリエチレンシースの中に納められている。(図-2、写真-1) また、鋼材と比べ極めて軽量で、本実験に用いたもので、100m当たりの重量は14.4kgである。シースと心材の間には機械的なかみあわせや化学的な付着は無く、摩擦のみによって応力が伝達される。なお従来のFRPロッドと異なり非常に柔軟で、自由な配置が可能なものとなっている。

ロープの破断応力は 19600kgf/cm^2 (繊維実断面積 0.5347cm^2)、弾性係数は $7.92 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$ であり、引張試験を行うと、破断に至るまで弾性的な挙動を示す。

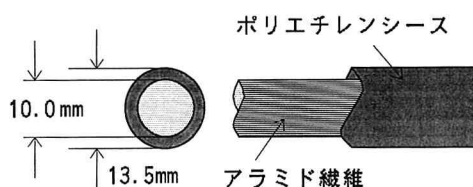


図-2 アラミドロープ断面

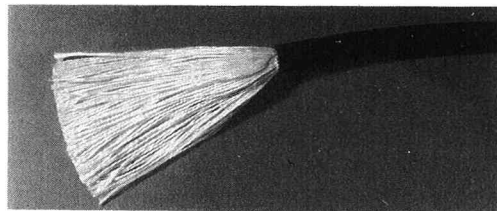


写真-1 アラミドロープ

2.3 定着、および緊張方法

桁端部において、ケーブルを半径18.5cmの半円形治具に巻き付け、ケーブル端部を端末コネクタを用いて固定した(図-3)。端末コネクタ(図-4)は、円錐形の穴を持つ本体部分とスパイクとから成り、シースを取り除いた裸の繊維をそれらの間にはさみ、摩擦によって固定するものである。

センターホールジャッキを用いて緊張をし、半円形治具と桁端部の鋼板の間にロードセルや鋼板等をはさんだ後、ジャッキの緊張をゆるめ、ロードセルによる測定を行う。測定値が所要の値となるまで、それを繰り返した。

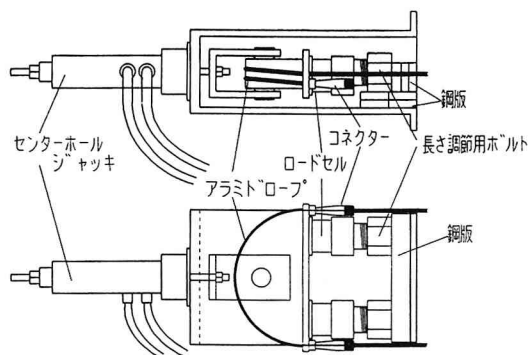


図-3 定着・緊張装置

2.4 実験

本研究では、補修を目的としていることから、ケーブルをセットする前に、RC桁の状態で、引張鉄筋の応力度が 1800kgf/cm^2 となる荷重まで静的に載荷してひびわれを入れ、その後にプレストレスを与えた。導入プレストレスは、ケーブル1本あたりの張力が公称破断荷重の35%となる7tf ($\sigma_p = 6546\text{kgf/cm}^2$)とした。シース表面に添付したひずみゲージより測定したプレストレスの、摩擦による損失は6%であった。プレストレスを与えた後、直ちに静的試験を開始した。載荷は支間中央1点載荷とし、幅65mmの鋼板とロードセルとを介してアムスラー型試験機によって行った。

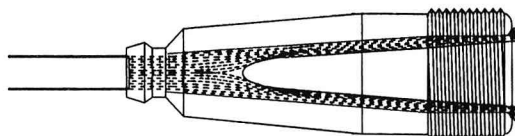


図-4 端末コネクタ

3. 実験結果

試験供試体のたわみ性状を図-5に示す。引張鉄筋が降伏する荷重 (P_{sy}) に至るまで、支間中央のたわみはほぼ直線的に増加をする。その後、終局耐力に至るまで非常に大きな変形を示し、その変形量は、引張鉄筋量が小さいほど大きなものとなっている。ケーブル緊張力も同様に、引張鉄筋降伏後大きく増加する。またその際に、ひびわれは上フランジまで進展し、圧縮域は2,3~6,7cmとなる。さらに载荷を続けると、上フランジ側面に部材軸方向のひびわれが進展し、上部コンクリートの圧壊が開始する。その後も僅かつつ耐力は上昇するが、ある最大値 (P_u) を示した後に急激に低下する。全ての桁について、破壊形式は曲げによる圧壊であり、ケーブル及び引張鉄筋の破断は起こらなかった。 P_{sy} , P_u , 終局時の支間中央のたわみ δ_u 、同じくケーブル緊張量 $T_{pu}(=A_p \times \sigma_{pu})$ を表-2に、破壊性状を写真-2に示す。

表-2 実験結果

Beam No.	P_{sy} (tf)	P_u (tf)	δ_u (mm)	T_{pu} (tf)
PT1	22.2	33.9	95.5	18.5
PT2	25.1	37.4	82.6	16.5
PT3	35.3	42.5	52.4	13.0

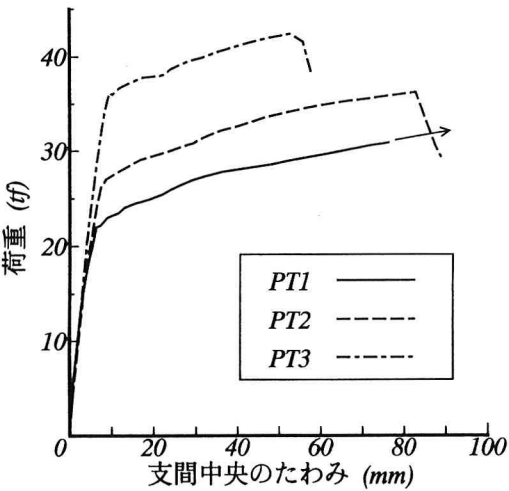


図-5 たわみ性状

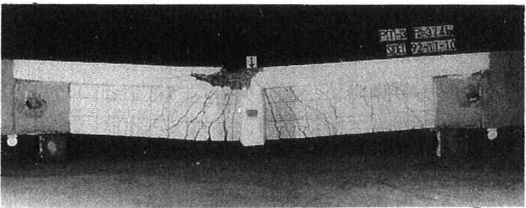


写真-2 供試体破壊性状

4. 解析

4.1 耐力算定

曲げ耐力については、アンボンドPRC部材としてとらえ、Pannell式²⁾をもとにして検討を行った。

終局時の断面において、図-6の様に考える。ここで、 d は鋼材と緊張材との図心位置の有効高さである。

まず、水平方向のつり合いより、

$$\alpha k b d f'_c = p_s b d f_{sy} + p_p b d f_{pu} = b d f'_c (q_s + q_u)$$

$$\left(\begin{array}{ll} f_{pu} : \text{緊張材破断応力} & q_s = p_s f_{sy} / f'_c \\ f_{pu} : \text{終局時緊張材応力} & q_u = p_p f_{pu} / f'_c \end{array} \right)$$

q_s 、 q_u を用いて、終局曲げモーメントは次式で表される。

$$M = b d^2 f'_c \left\{ 1 - \frac{\beta}{\alpha} (q_s + q_u) \right\} (q_s + q_u)$$

緊張材位置におけるコンクリートのひずみ (ϵ_c) は、長さ $\phi k d$ で定義される塑性域以外では無視できると仮定すると、緊張材の伸び Δ は、次式で定められる。

$$\Delta = \phi k d \epsilon_c = \phi (1 - k) d \epsilon_{cu}$$

また、終局時緊張材応力について、

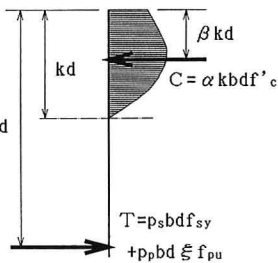


図-6 終局断面

$$\xi f_{pu} = \sigma_{pe} + \frac{\Delta}{l_p} E_p \quad \left(\begin{array}{l} l_p: \text{緊張材の長さ} \\ \sigma_{pe}: \text{初期緊張応力} \end{array} \right)$$

であるので、 $q_e = p_p \sigma_{pe} / f'_c$ として、

$$q_u = \frac{q_e + \lambda - \lambda q_s / \alpha}{1 + \lambda / \alpha} \quad \left(= \frac{p_p \xi f_{pu}}{f'_c} \right) \quad \left(\lambda = \frac{\phi d \varepsilon_{cu} E_p p_p}{f'_c l_p} \right)$$

と整理される。

ここで、実験によって測定された ξf_{pu} をもとに ϕ の値を求め、 q_s との関係について見てみると、図-7 のようになる。 ϕ の値の決定についてはより多くの実験が必要とされるのであるが、この実験の範囲内から $\phi = 1/q_s + 20$ という関係を得た。

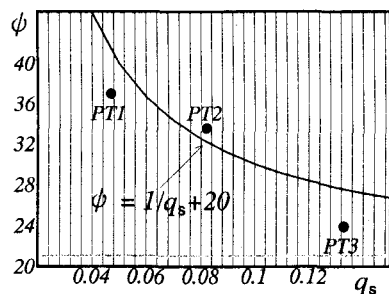


図-7 $\phi - q_s$

4. 2 変形

支間中央のたわみについて簡便に求めるため、弾性変形量を無視して塑性回転角から求めるものとする、上記の塑性域長さ ϕkd を用いれば、 θ_p 、 δ_u は次式のように表される。

$$\theta_p = \phi kd \frac{\varepsilon_{cu}}{kd} = \phi \varepsilon_{cu}, \quad \delta_u = \frac{4\theta_p}{L} \quad (L: \text{支間})$$

4. 3 実験値との比較

以上の結果をまとめると、表-3 のようになる。耐力の算定値が安全側になっているのは、コンクリート圧縮合力のパラメータや、 ε_{cu} の値、あるいは鋼材のひずみ硬化等の考慮によって改善されるものと思われる。

変形量に対しては、実験値とほぼ一致していた。

表-3 計算結果

Beam No.	$P_{u,cal.}$ (Test/Cal.)		$\delta_{u,cal.}$ (Test/Cal.)	
	(tf)		(mm)	
PT1	28.1	(1.21)	89.9	(1.06)
PT2	30.8	(1.22)	70.4	(1.17)
PT3	38.0	(1.12)	60.1	(0.87)

($\alpha = 0.8$, $\beta = 0.4$, $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ とした)

5. まとめ

- (1) アラミドロープを外ケーブルに用いた PRC 桁は、初期緊張量を適当な値とすることで、鋼材降伏後、大きな塑性回転能力をもたせることが可能である。
- (2) 曲げ終局耐力は、アンボンド PC 部材としてみなし、鋼材量に応じた塑性域の長さを考慮することで、多少安全側だが、簡単な方法で算定が可能である。また、終局状態のコンクリートの状態、鋼材のひずみ硬化について詳細に検討すれば、更に精度が上がるものと考えられる。
- (3) 終局時の変形量は、弾性変形量を無視し、塑性域長さに対応した塑性回転角から求めたが、実験値との差は小さなものであった。

[謝辞]

本実験に際し、アラミドロープを提供して頂きました、岡村康弘氏(帝人)に感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 土木学会: コンクリート標準示方書(設計編), 1991
- 2) F.N.Pannell: The ultimate moment of resistance of unbonded prestressed concrete beams, Magazine of Concrete Research, March, 1969
- 3) 田辺忠顕: 鉄筋コンクリート部材の諸性状-回転限界-, コンクリートライブラリー34号, 1972