

張弦PC橋に関する基礎研究

前田 文男*1・崎元 達郎*2・小幡 大輔*3・渡辺 浩*4・伊藤 雪*5

1. はじめに

近年、施工の省力化、断面形状の合理化を目標に外ケーブル方式のPC橋が研究され、また数多く施工されてきている。その種類は、桁内にケーブルを配置したもの、また塔から桁を吊る斜張橋、あるいはその中間に位置付けられるエクストラードズド橋¹⁾、径間数も単純桁から連続桁、ラーメン橋と多岐に及ぶ。

本研究は、建築の分野で主に屋根材として用いられてきた張弦梁²⁾を橋梁分野への応用という点に着目し、軽量で長スパン化が可能な橋梁形式を目指し実用化のための基礎研究である。

これまでの斜張橋とエクストラードズド橋を除く外ケーブル橋の多くは、従来ウェブ内に配置していたケーブルを

ウェブの外に配置したものが多かったが、本研究で対象としているのはケーブルを桁高以上に偏心させた、いわゆる大偏心外ケーブル橋である。今回は単純桁を対象にしたためケーブルを桁下に配置し、桁を支える形となっている。同様の構造としては、フランスのTruc de la Fare Bridge³⁾、大分のイナコスの橋⁴⁾などがある。これらの橋は“A Prestressed Concrete Slab Bridge”あるいは“サスペンアーチ式不完全トラス構造”などと呼ばれているが、ここでは「張弦PC橋」という名称を用いる。

この種の橋梁は、床版橋と組み合わせて合理的な構造形式とすることが研究されてきた⁵⁾。しかし本研究では、これまでPC橋では有効な構造形式に乏しかった中規模支間(50m~100m)における単純桁への適用を目標とし、主に箱桁での研究を行っている(表-1)。

本研究で想定している橋梁の概略図を図-1に示す。

本論文では、主に最適設計と大型供試体を用いた終局耐力試験とその解析について述べる。

表-1 PC橋の適応支間⁶⁾

支 間	50m					100m				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
プレテン桁	●									
中空床版橋		●								
単純T桁			●							
合成桁			●							
単純箱桁			●							
連続桁(押出し)			●							
連続桁(支保工)			●							
連続桁(張出し)						●				

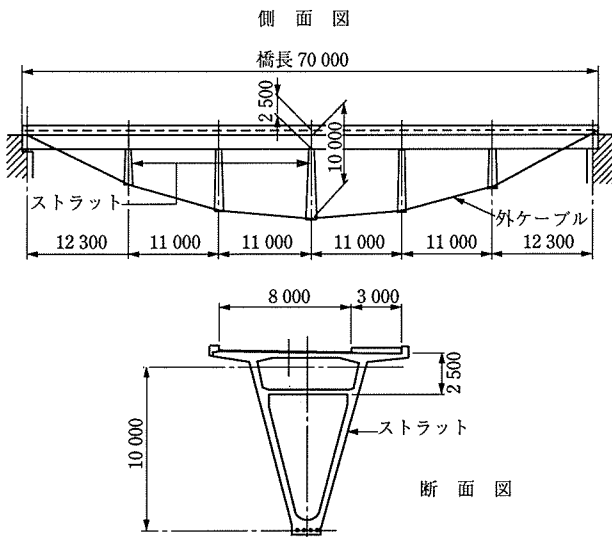


図-1 想定実橋

2. 最適構造寸法

張弦PC橋は、新たな構造の橋梁であるため、構造寸法等を決定する際これまでの経験・実績を基にすることが難しい。このため数種類のパラメーターを設定し、最適設計を行った。最適設計の手法としては、影響係数を用いず、実際使用可能な内・外ケーブル容量で試算し、材料数量(コンクリート、内・外PC鋼材量)をプロットする形をとった。

最適設計の判定に用いたのは工費であるが、その際の単価は表-2のとおりとした。コンクリート橋の架設には多種多様な材料・工事(施工手間)が必要であるが、ここではこれらを表-2のいずれかに属するものとして大別した。金額は材工を含んだ直接工事費であり、橋面工および支保工などの架設費を除いたものである。

使用したパラメーターは次のとおり。

- 橋 長 (70m, 100m)
- 主桁断面 (箱桁, 中空床版, 2主版桁)
- 桁 高

表-2 工費単価

コンクリート(主桁)	12万円/m ³
コンクリート(ストラット)	36万円/m ³
外ケーブル	500万円/tf
内ケーブル	200万円/tf

*1 Fumio MAEDA: (株)ピー・エス 九州支店 土木技術部

*2 Tatsuro SAKIMOTO: 熊本大学 工学部 環境システム工学科 教授

*3 Daisuke OBATA: (株)横河ブリッジ

*4 Hiroshi WATANABE: 熊本大学 工学部 環境システム工学科 助手

*5 Yuki ITOH: 熊本大学 大学院 工学研究科

- サグ量
- ストラット本数

この種の橋梁の基本的考え方には、施工性を考慮して、橋体自重を内ケーブルで負担し、橋面工荷重、活荷重およびコンクリートのクリープ・乾燥収縮による断面力に対し外ケーブルで負担するという考え方がある。

しかし、ここでは、張弦PC橋の特性を明らかにするためにこの考え方にはとらわれず、内ケーブルの最小本数に制限を設けなかった。

検討を進めていくうえで内・外ケーブルの比率が問題になるが、ここでは主桁の応力度改善に影響が大きい外ケーブルを主とし、この本数を最小にすることを目的とした。そして応力度的に不足する分を内ケーブルで補うものとした。具体的には、以下のとおりである。

- ① 外ケーブル本数を少なめに仮定する。
- ② 施工終了後の主桁応力度、設計荷重時の外ケーブル張力および主桁応力度が制限値を満足するように外ケーブルの導入張力を調整する。
- ③ 上記の調整で制限値を満足しない場合は、内ケーブルを2本ずつ追加し、外ケーブルの導入張力を再調整する。
- ④ 内ケーブル本数が桁端のウェブ定着可能本数を超えた場合、外ケーブル本数を1本増加させる。

外ケーブルには、 $P_u = 712\text{tf}$ のものを、内ケーブルには $P_u = 225\text{tf}$ のものをを用いた。

外ケーブルの許容値には諸説あるが、ここでは $0.6P_u$ を用いた(実際には、従荷重による変動分を見越し $0.55P_u$ を制限値とした)。

2.1 主桁断面

主桁断面については、箱桁以外はコンクリートのクリープおよび活荷重による主桁や外ケーブルの応力度変動が大きく、実用的な桁高では設計不可となった。この点に関してはC. Menn⁵⁾の研究と異なる結果になったが、これは試算方法がひび割れを許容しないPC部材として設計したためと考えられる。

2.2 ストラット本数

ストラット本数に関しては、単純桁の場合、最大曲げモーメントが発生する支間中央にストラットを設置した方が、終局時の耐力の面からも好ましい。そこで奇数本で比較してみた。図-2に橋長100mの場合の検討結果の一例を表す。

ストラット3本ではストラット間での曲げモーメントが大きくなるため内ケーブルの量が多くなり割高となる。5、7本では、顕著な差はみられないため施工性の面から5本の場

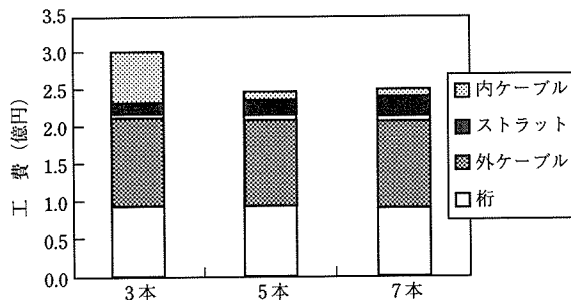


図-2 ストラット本数による工費の比較⁷⁾

合を主として検討した。

2.3 サグ量

張弦PC橋においてサグ量は、構造特性に大きく影響する重要なパラメーターである。橋長70m (5本ストラット)においてサグ量の変化と工費の関係を図-3に示す。

当然であるが、サグ量が大きくなると外ケーブルの有効高が大きくなり、外ケーブル本数が少なくてすみ経済的となる。

しかし、このときの活荷重による外ケーブルの応力度の変動を見ると図-4のとおりである。桁高が小さい場合の変動量は 10kgf/mm^2 を超えている。外ケーブルの許容応力度と許容変動応力度の関係は、今後の更なる研究を待たなければならぬが⁸⁾、ここでは 10kgf/mm^2 を制限値として検討を進めた。

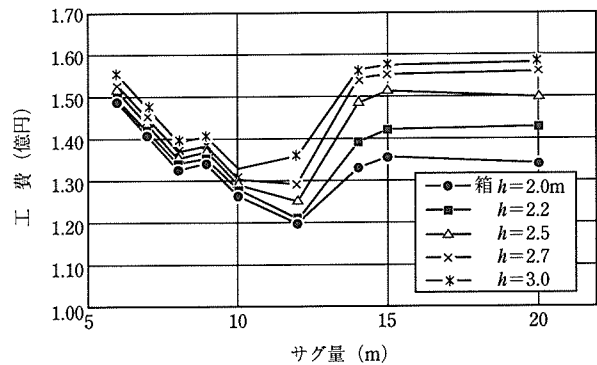


図-3 サグ量と工費の比較 (橋長70m)

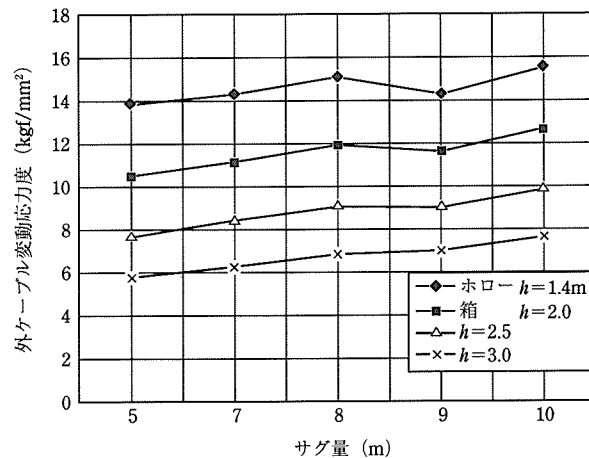


図-4 サグ量と外ケーブルの変動応力度 (橋長70m)

次に、外ケーブルの変動応力が 10kgf/mm^2 を超えるケースに対し、外ケーブルの断面積を増やして(本数を増やして)経済比較を行った。結果は図-5のとおりであり、サグ量10m~12mの付近が最も経済的となった。

橋長100mの場合では、桁高により異なり顕著なピークは見られないが、サグ量12m~17mの間が経済的ということが出来る(図-6)。

2.4 最適構造寸法のまとめ

以上より橋長70mと100mの試算ではあるが、次の結果が得られた。

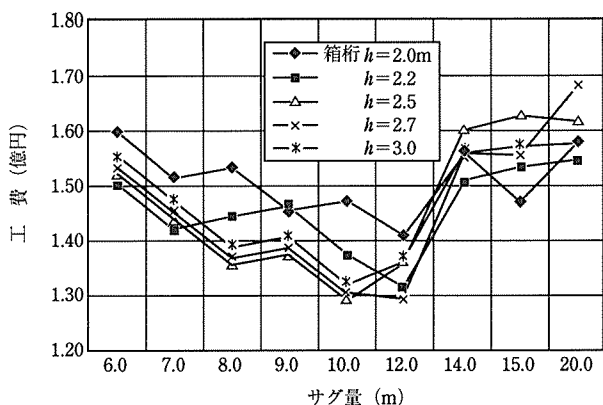


図-5 桁高・サグ量と工費の比較(橋長70m)

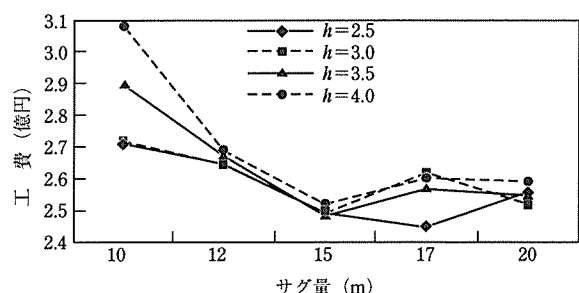


図-6 桁高・サグ量と工費の比較(橋長100m)

- 主桁断面 箱桁
- ストラット本数 5本
- スパンサグ比 1/7~1/6

これらの結果は、あくまでも表-2に示す工費単価により求められたものであり、外ケーブルの許容変動応力度を小さくすれば最適なサグ量は、今回の結果より小さくなるであろうし、疲労強度に優れた安価な外ケーブルが開発されれば、最適な桁高は小さくなる。

3. 終局耐力に関する実験と解析

終局時における張弦PC橋の挙動は、一般の外ケーブル橋と同様にコンクリートとPC鋼材のひずみが一致しないことに加え、桁の変形に伴う外ケーブルの張力増加が桁高内配置の外ケーブル橋に比べかなり大きいことから、終局時の挙動を把握するために、大型供試体を用いた載荷試験を行った。

3.1 実験概要

供試体は支間7mとし、サグ量は最適設計に関する試設計の結果よりサグ比1/7の1.0mとしたType-Aと、比較としてサグ比1/10の0.7mとしたType-Bの2体を製作した。相似率を長さのディメンジョンにおいて1/10(面積においては1/100)にすることを目的に計画したが、供試体の大きさでは箱桁にすることが困難であり、断面性能にある程度の差異が生じた(表-3)。

3.2 供試体

供試体の形状寸法を図-7に示す。想定橋梁では、箱桁断面であるが、供試体では製作の都合上T形断面とした。

コンクリート強度は、今後のPC橋の高強度化への推移を考慮し500kgf/cm²とした。

表-3 想定実橋と供試体の諸元の比較

	単位	想定実橋	供試体	比率
支間	m	68.6	7.0	9.8
桁高	m	2.5	0.25	10.0
面積	m ²	7.351	0.1140	64.5
断面2次モーメント	m ⁴	5.864	0.000497	11789
Z _u	m ³	7.153	0.00644	1111
Z _L	m ³	-3.491	-0.00288	1212
Y _u	m	0.8199	0.0773	10.6
Y _L	m	-1.6801	-0.1727	9.7
上フランジ幅	m	11.2	1.0	11.2
サグ量	m	10.0 (7.0)	1.0 (0.7)	10.0
外ケーブル断面積	m ²	0.021499	0.000191	112.5

()内はType-Bを表す

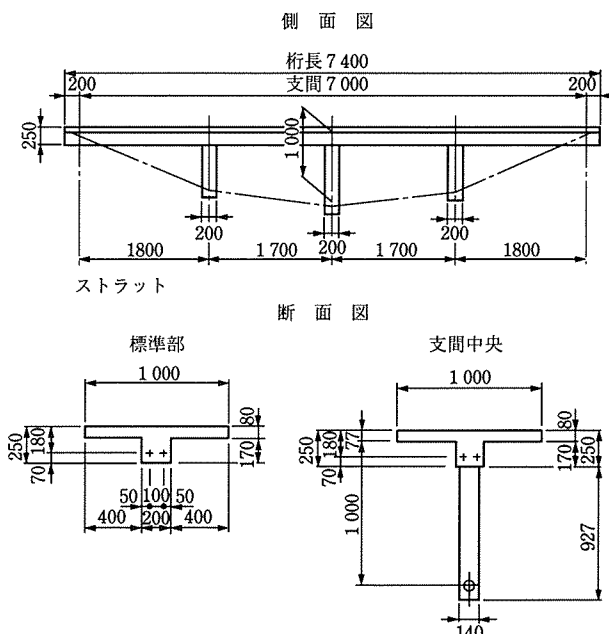


図-7 供試体の形状寸法(Type-A)

また、想定実橋ではストラットが5本であるが、ストラット製作の都合上および供試体全体のバランスから3本に変更している。

外ケーブルは、想定実橋ではマルチストランドを複数本としているが、供試体ではシングルストランド1本とした。定着体は、繰返し緊張および解放の必要性からねじ定着式のもの(SEE F-30)とした。

桁内PC鋼材としてSBPR 930/1 080 φ17mmを2本配置した。導入張力を1本あたり10tfとし、合わせて20tfのプレストレスを与えた。なお、桁内鋼材はノングラウトである。

ストラットの形状は200mm×140mmの角柱で、主桁の製作に先立ちあらかじめ製作した。主桁との接合部には差し筋を出しておき、主桁とコンクリート打設により一体化となるようにした。差し筋と打継ぎ目処理により、主桁とストラットは剛結と評価できる。

ストラット先端の外ケーブルを支持するサドル部分は、薄肉鋼管を曲げ加工した(R=800mm~1000mm)。

サドル部分の摩擦低減のため、薄肉鋼管と外ケーブルとの間にテフロンシート(t=1mm)を複数(1~3)枚敷いた(写真-1)。

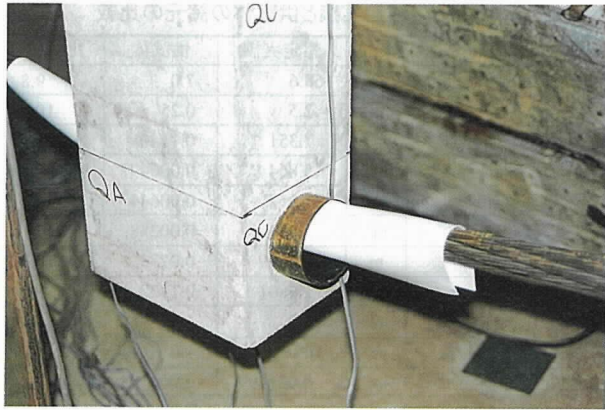


写真-1 サドル部分の摩擦低減

3.3 実験装置

図-8に示すような荷重フレームをH形鋼(400×400)で造り、油圧ジャッキ(100tf-200mm)で荷重した。油圧ポンプは、微調整が可能なように手動のものを用いた。

支点の下にはコンクリートの台を設置し、この台の下に丸鋼を敷き込むことにより橋軸方向に供試体を移動可能な構造とした。

3.4 荷重方法

破壊試験に先立ち弾性荷重試験を行ったが、ここでは破壊試験のみに関して述べる。

破壊試験は、まず荷重スパンを1.7mとした中央2点荷重で行った(写真-2)。

破壊形態は試算により外ケーブルの引張破壊と予測されたので、外ケーブルの降伏後、荷重を除去し外ケーブル容量を大容量のものに交換(30tf→70tf)して再度破壊試験を行うこととした。なお、この時の荷重位置は中央集中荷重とした。

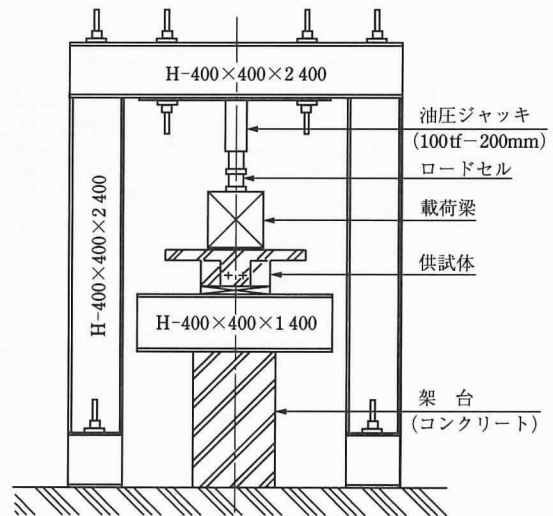


図-8 荷重装置

3.5 計測方法

計測は、荷重および外ケーブル張力を100tfセンターホール型ロードセルで計測し、コンクリートの応力度をひずみゲージ、変位を変位計で計測した。計測位置は、図-9のとおりである。

3.6 実験結果

(1) 2点荷重試験

Type-Aの試験では、まず荷重点直下にひび割れが発生し、次第に進展しはじめた。次に両側ストラットが支間中央側へ変形し(写真-3)、ストラット基部の引張側にひび割れが生じ、さらに荷重が増加すると圧縮側のコンクリートが圧壊して塑性ヒンジに近い状態となった。しかし、塑性ヒンジに近い状態となったものの全体の破壊まで倒壊するようなことはなかった。



写真-2 荷重試験状況

サドル部の薄肉鋼管は、ケーブルの角度変化量より大きい変化角に設定し、PC鋼材に角折れが生じないように留意し、死荷重時の外ケーブル形状を基本に曲げ加工寸法を決めていたが、破壊試験においては主桁のたわみが大きくなり、それに従い外側ストラット自体が傾き、薄肉鋼管支点側のエッジがテフロンシートを介してPC鋼材に点接触する格好になった。このためサドルにおいてPC鋼材の移動が制限され、外側ストラットをさらに支間中央側へ引き込む形となった。

破壊時の変形を考慮すると、サドル部の形状は開口部をベルマウス状にするなど、さらに一考を要する。

一方主桁は、荷重点直下のひび割れが進捗し塑性ヒンジに近い状態となった(写真-4)。さらに荷重を増加させると外ケーブルが降伏し、変形のみが増大する形となった。

Type-Bでは、各サドル部での外ケーブルの角変化が小さ

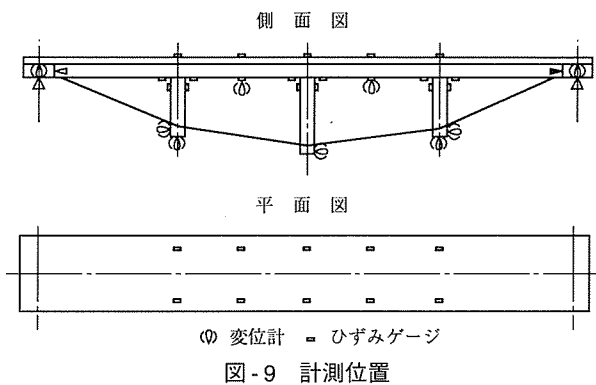


図-9 計測位置



写真-3 外側ストラットの変形



写真-4 荷重点直下の塑性ヒンジ

いこととストラット高が低いため、ストラット基部に生じるサドル部の摩擦力による曲げモーメントが小さくなり、Type-Aのような塑性ヒンジ状態が生じることはなかった。また、荷重点直下の塑性ヒンジもType-Aほど顕著なものではなかった。

破壊形態は、Type-Aと同様に外ケーブルの降伏となった。なお、実験の安全性から外ケーブルの破断までは荷重していない。

外ケーブルの降伏時の荷重荷重はType-A 27.5tf, Type-B 22.5tfであった。サグ量が大きいType-Aの方が20%程度大きい値を示した(図-10, 12)。

(2) 中央集中荷重試験

2点荷重による破壊試験後荷重を除去すると、10%程度の残留たわみを残して、ほぼ荷重前と同様までにたわみは復元した。そこで、降伏した外ケーブル(容量30tf)を取り外し、容量70tfの外ケーブルと交換した。2点荷重の際、荷重点直下に塑性ヒンジを生じたため、ここではこの弱点を避けて中央の1点荷重とした(写真-5)。

実験結果は図-11, 13のとおりで、荷重の増加に従い変形も増加していったが、Type-A, Type-Bとも荷重位置のコンクリートの圧壊で破壊となった(写真-6)。

破壊時の外ケーブルの張力は、Type-Aで64tf, Type-Bで62tfであった。破壊荷重としてはType-Aで42.5tf, Type-Bで29.0tfであった。引張材の増大による耐力の向上は、Type-Aで約1.5倍, Type-Bで約1.3倍であり、Type-Bでは耐力の向上

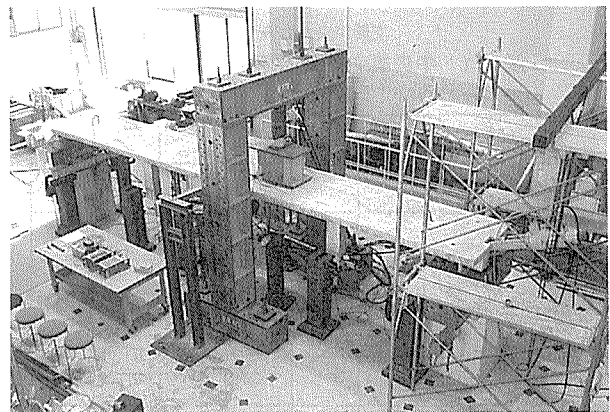


写真-5 中央1点集中荷重による破壊試験

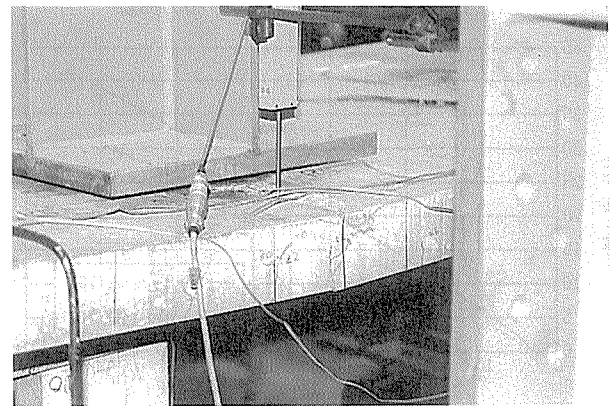


写真-6 上縁の圧壊

が少ない。これは圧縮域と引張域の中立軸とそれに伴う有効高の差に起因するものであり、コンクリートの圧壊という破壊形態の中では、引張材の増大が有効に利用されなかったためと思われる。

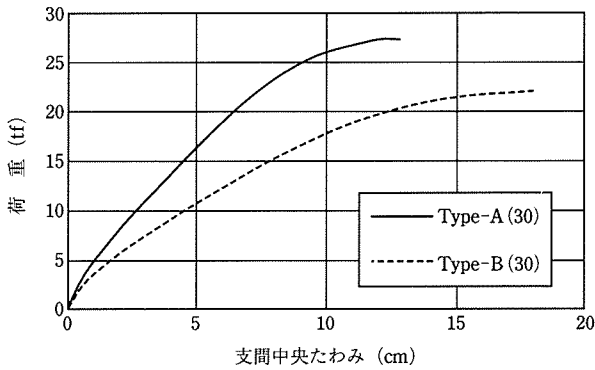


図-10 中央2点載荷の荷重-たわみ曲線

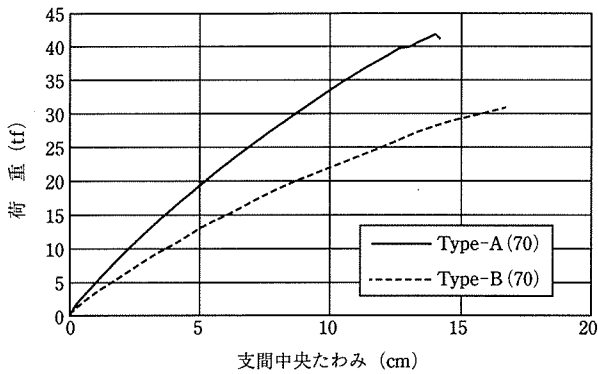


図-11 中央集中載荷の荷重-たわみ曲線

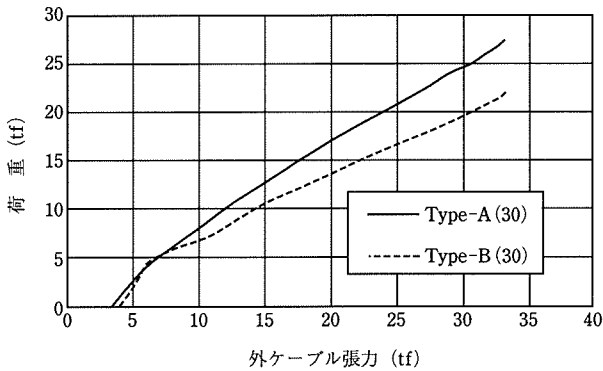


図-12 中央2点載荷の荷重-張力曲線

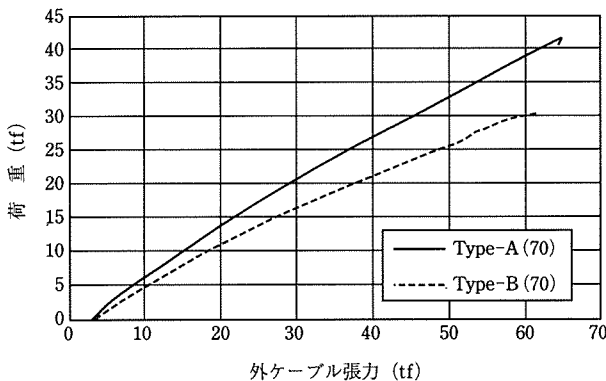


図-13 中央集中載荷の荷重-張力曲線

本試験は、一度破壊試験を行いかなりひび割れの生じた供試体(載荷位置も異なり、ひび割れの位置も異なる)を用いた試験であるので、正確な耐力の測定にはかなり問題はあるが、引張鋼材の増大の影響はある程度捉えることができたと考える。

また、破壊時には主桁下縁にかなり大きなひび割れが生じて主桁上縁の圧縮縁が有効に作用し、高い耐荷力性能を示した。Type-Aに関して言えば、破壊荷重はひび割れ荷重(4tf)に対し5倍以上であった。このことから、破壊時を重視した設計を行えば、主桁の剛性は本研究のものより小さくすること(たとえば床版橋など)が可能と思われる。

3.7 簡易式による破壊荷重の推定

張弦PC橋は主桁が圧縮材、外ケーブルが引張材というトラス桁に類似した構成になっている。そこで、単純に圧縮・引張りの関係から道路橋示方書に準じて破壊荷重の算定を行ってみる(Type-A 中央2点載荷の場合を例として考える)。

支間中央において、主桁と外ケーブルがストラットを介して互いに位置を保持し、一つの断面を形成していると仮定する。この断面に生じている引張力は次のとおりである。

$$T = P_1 + P_2$$

P_1 : 外ケーブルのサドル部の角変化による損失を考慮した降伏張力

$$P_1 = P_u \times e^{-\mu \alpha}$$

$$P_u = 33.0 \text{tf (実験値)}$$

$$\mu = 0.3 \text{(PC鋼より線)}$$

$$\alpha = 0.2571 \text{rad}$$

$$\therefore P_1 = 30.55 \text{tf}$$

P_2 : 外ケーブル降伏時の桁内PC鋼材の張力

$$P_2 = P_{20} + \Delta P_2$$

P_{20} : 桁内PC鋼材の初期張力 (=20.0tf)

ΔP_2 : 桁内PC鋼材の増加張力

$$\Delta P_2 = A_p \cdot E \cdot \epsilon$$

A_p : 桁内PC鋼材の断面積

$$= 2.27 \times 2 = 4.54 \text{cm}^2$$

E : PC鋼材の弾性係数 ($2.0 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$)

ϵ : 外ケーブル降伏時の桁内PC鋼材のひずみ

$$= 610 \times 10^{-6} \text{(実測値)}$$

$$\therefore P_2 = 20.0 + 4.54 \times 2.0 \times 10^6 \times 610 \times 10^{-6} \times 10^{-3} = 25.54 \text{tf}$$

$$\therefore T = 30.55 + 25.54 = 56.09 \text{tf}$$

これに対して圧縮域の面積は、

$$A_c = \frac{T}{0.85 \times \sigma_{ck}} = \frac{56.090}{0.85 \times 500} = 132.0 \text{cm}^2$$

$$\beta_x = \frac{A_c}{b} = \frac{132.0}{100.0} = 1.32 \text{cm}$$

$$k_x = 1/2 \beta_x = 1/2 \times 13.2 = 0.66 \text{cm}$$

よって破壊抵抗曲げモーメントは

$$M_r = P_1(d_1 - k_x) + P_2(d_2 - k_x)$$

ここで、

d_1 : 外ケーブルの有効高
(=107.7cm)

d_2 : 桁内PC鋼材の有効高
(=18.0cm)

$$\begin{aligned} \therefore M_r &= 30\,550(107.7-0.66) + 25\,540(18.0-0.66) \\ &= 37.1 \times 10^5 \text{kgf}\cdot\text{cm} \\ &= 37.1 \text{tf}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

実際の破壊荷重は

桁自重による曲げモーメント

$$M_1 = \frac{w_c \cdot l^2}{8} = \frac{0.285 \times 7.0^2}{8} = 1.75 \text{tf}\cdot\text{m}$$

ここで、 w_c : 供試体の単位長さ重量

(=0.285tf/m)

荷重による曲げモーメント

$$M_2 = \frac{P_u}{2} \times l' = \frac{27.5}{2} \times 2.65 = 36.44 \text{tf}\cdot\text{m}$$

ここで、 l' : 支点より載荷点までの距離

(=2.65m)

$$M_u = 1.75 + 36.44 = 38.2 \text{tf}\cdot\text{m}$$

となり、簡易式での値は実際の破壊曲げモーメントの97%程度であり、安全側でよく一致した。

同様にType-Bで計算すると、

$$M_r = 28.8 \text{tf}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 31.6 \text{tf}\cdot\text{m}$$

となり、計算値は実際の破壊曲げモーメントの91%程度となる。

これは、本供試体が単純桁で支間中央にストラットを有する構造で外ケーブルと主桁の相対位置が変化しないため、良好な計算結果となった。実際には内PC鋼材のひずみの計算が難しいが、増加ひずみを無視した場合は安全側に評価されるので概略計算には十分利用できるものと思われる。

3.8 有限変位弾塑性解析による破壊荷重の計算

耐力の算定を正確に行うため、ファイバー要素モデルによる材料および形状非線形解析を行った。

材料の非線形性については、道路橋示方書により与えられる応力-ひずみ曲線を用いた。

図-14にファイバー要素による解析モデルを示す。

図-15の荷重-変位曲線より、解析値はType-A、Type-Bとも非常に実験値とよく一致していると言える。

最大耐力に関しては、Type-Aで実験値27.5tfに対して解析値は26.5tf(96.4%)、Type-Bで実験値22.5tfに対して解析値は21.9tf(97.3%)であり、ともに安全側に評価されている。

図-16に荷重と外ケーブル張力の関係を示す。外ケーブル張力においても、Type-A、Type-Bともに解析値は実験値とよく一致しているが、荷重が大きくなるに従い、外ケーブルの張力の解析値は安全側であるやや大きめの値を示した。

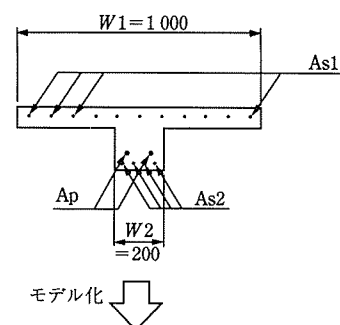


図-14 解析モデル図

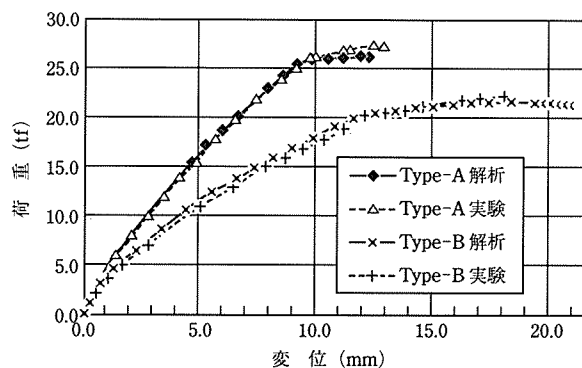


図-15 荷重-変位曲線

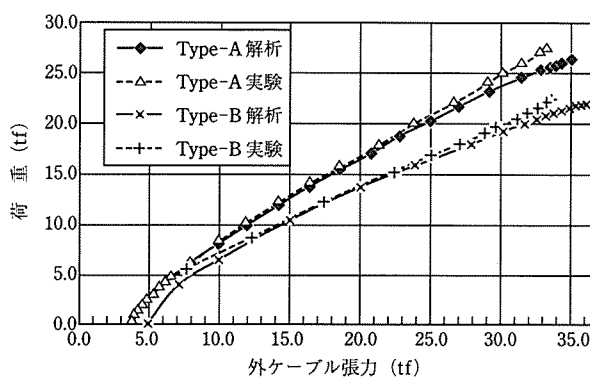


図-16 荷重-外ケーブル張力曲線

これらより、ファイバー要素モデルによる材料および形状非線形解析は、張弦PC橋の終局時の挙動を精度よく追跡できる手法ということが出来る。

4. クリープ特性

通常PC橋ではコンクリートのクリープによる主桁の変形は、軸変形とたわみ変形に分けられる。通常の桁橋においてはPCケーブルの張力は、軸変形により影響を受け、たわみ変形にはほとんど影響されない。

しかし、張弦PC橋などの大偏心外ケーブル橋において外ケーブル張力は、外力として幾何学的に主桁に作用するため、たわみ変形が外ケーブル張力に大きな影響を与える。そこで張弦PC橋の設計においては、コンクリートのクリープによる影響を十分把握する必要がある⁸⁾。

建築の屋根材などで用いられている鋼構造としての張弦梁は、クリープによる変形がほとんどないため初期に与えられた応力性状をそのまま維持することができる。一方コンクリートの張弦梁では、コンクリートのクリープ変形により部材の応力度が経時的に変化するため、これをあらかじめ算定し設計に考慮する必要がある。

4.1 クリープ断面力の試算

ここでは、荷重載荷時材齢を7, 60, 120, 180日と変化させ橋長70mのモデルで試算し、支間中央における死荷重のクリープによる断面力を比較した。

結果は図-17のとおりである。この場合の弾性曲げモーメントは $-2350\text{tf}\cdot\text{m}$ (死荷重+外ケーブル張力)であり、断面力の移行量は、 $-56\% \sim -75\%$ にも及ぶ。

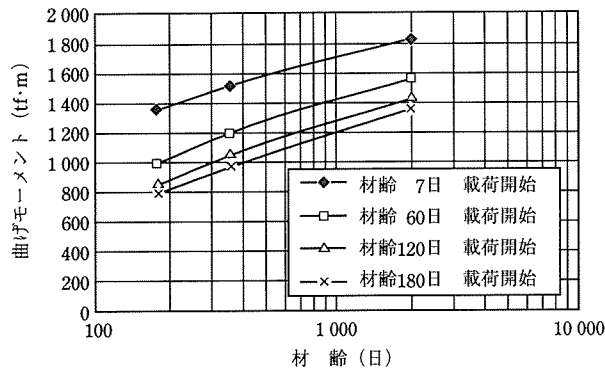


図-17 支間中央のクリープによる曲げモーメント

4.2 無次元量化による検討

このように、クリープによる断面力の移行が非常に大きい構造であるため、設計するうえで、あらかじめこの影響をある程度把握しておくことは重要である。

そこで、主桁・外ケーブルの剛性およびサグ量からなる無次元量 K を考え、これと弾性断面力とクリープによる断面力の比を調べてみた。

$$K = \frac{E_p \cdot A_p \cdot f^2}{E_c \cdot I_c}$$

ここで、

E_p : 外ケーブルの弾性係数

A_p : 外ケーブルの断面積

E_c : 主桁の弾性係数

I_c : 主桁の断面2次モーメント

f : サグ量

クリープ性状は、外ケーブルの導入張力に依存すると思われるため、ここでは外ケーブル張力は外ケーブル断面積 (A_p) の関数とし、 $T=0.45P_u$, $0.35P_u$, $0.30P_u$ と3種類の導入張力レベルで試算した。なお、荷重載荷時材齢は7日、検討は荷重載荷後2000日とした。結果は、図-18~20のとおりで、クリープによる断面力は導入張力にはほとんど影響されず、主桁・外ケーブルの剛性およびサグ量との関係により定まる。

実際設計可能な範囲は $K=2 \sim 3$ 程度であるが、張弦PC橋はかなりコンクリートのクリープの影響を受ける構造形式

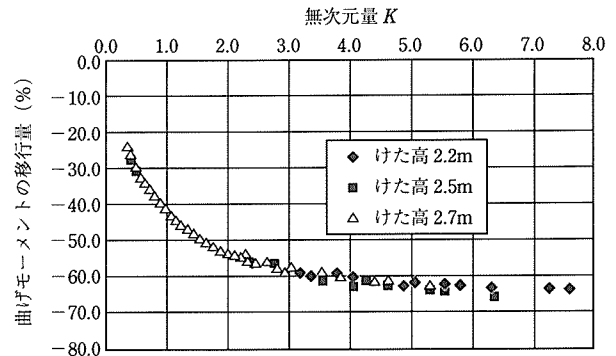


図-18 $T=0.45P_u$ の場合の移行量

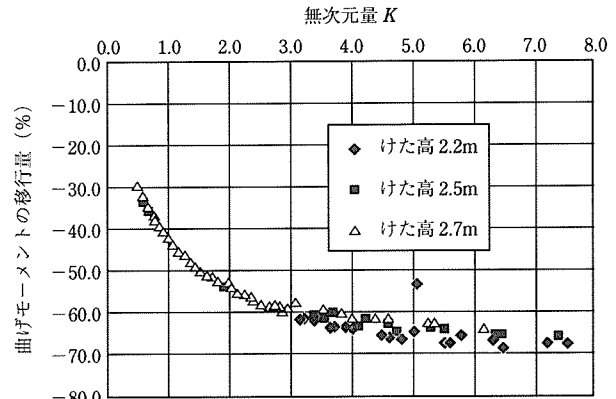


図-19 $T=0.35P_u$ の場合の移行

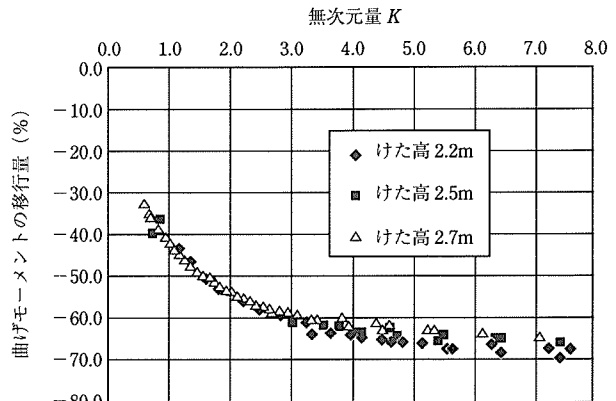


図-20 $T=0.30P_u$ の場合の移行量

であるので、この影響を十分に考慮して設計する必要がある。

5. ま と め

最適設計においては、設定条件の相違 (工費単価, 外ケーブルの許容応力度振幅) により得られる結果は異なるが、張弦PC橋のある程度の基本となるディメンジョンは得られたと考える。

終局耐力に関しても、今回は支間中央にストラットを有する単純桁という比較的良好な条件の下で実験を行い、可使範囲は限定されるが簡易式でもある程度の耐力の推定は可能であることを示した。また、ファイバー要素による有限変位弾塑性解析では、極めて良好に現象を追跡できた。この手法は汎用的であるので、さまざまな構造系に適用可

能であると思われる。

ここでは誌面の関係で提示できなかったが、ファイバー要素による有限変位弾塑性解析で橋長70mの想定実橋を解析したところ、張弦PC橋は破壊に対して非常に高い安全性を有する構造であることが確認できた⁹⁾。

張弦PC橋は耐荷力的には優れた特性を有しているので、設計法において従来の許容応力度法ではなく、ひび割れ幅を制限する設計法を用いればさらに合理的な設計が可能になると思われる。

クリープに関しては、張弦PC橋はクリープによる応力度の変動が大きい構造であるが、これを踏まえた設計も十分可能であり、アクティブプレストレス¹⁰⁾等の手法を用いれば経済的な橋梁にすることも可能である。実際、Truc de la Fare Bridge³⁾では外ケーブルの再緊張用に橋台背面に緊張スペースを有する構造となっている。

また、主桁と外ケーブルの剛性比による無次元量 K により、コンクリートのクリープによる断面力の移行量をクリープ解析を行わずとも推測が可能であることを示すことができた。

張弦PC橋の実用化には施工法をはじめ外ケーブルの疲労、フレッチング等の問題もあるが、多方面でこれらも研究されており、実用化はそう遠くないものと思われる。

今回の研究は単純桁ということで、桁下に外ケーブルを配置したが、連続桁においてはBarton Creek Boulevard 橋¹¹⁾やRiddes橋¹²⁾のように桁上に外ケーブルを配置すれば、通常の桁橋より合理的な橋梁が可能と思われる。

本研究が同種橋梁の発展に、多少なりとも寄与できれば

幸いである。

謝 辞

本研究にあたり、協力いただいた熊本大学卒業生 石田貴顕・山之口剛・當麻美智子各氏、実験において協力いただいた熊本大学の宮崎靖男・友田祐一両技官、またPC鋼材等の提供をいただいた(株)エスイー様にこの場をお借りしましてお礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 小川篤生, 本間淳史: 道路橋における大偏心PCケーブル橋, プレストレストコンクリート, Vol.39, No.2, pp.23~30, 1997
- 2) Milorad Ivkovic: Design and Construction of the "Belgrade Arena" The New Sport Hall Roof Structure in Belgrade, XII FIP Congress Yugoslav National Report, pp.7~26, 1994
- 3) Michel Virlogeux: The Truc de la Fare Bridge, XII FIP Congress la Technique Francaise du Beton Precontraint, pp.403~417
- 4) 川口 衛: プレストレッシングを用いた構造2題, プレストレストコンクリート, Vol.36, No.4, pp.37~47, 1994
- 5) Christian Menn (ディビダーク協会若手海外技術研究会訳): 床版橋へ外ケーブルの適用, プレストレストコンクリート, Vol.33, No.4, pp.90~99, 1991
- 6) 日本道路公団設計要領第二集より一部引用, 1990
- 7) 當麻美智子: 張弦PC橋の経済的構造諸元の検討, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, pp.914~915, 1998.3
- 8) 前田文男: 張弦PC橋のクリープ特性について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, V-523, 1997.9
- 9) 小幡大輔: 張弦PC橋の終局挙動の解析, 土木学会年次学術講演会講演概要集, I-129, 1998.10
- 10) 河村直彦: PC橋のアクティブプレストレッシング, プレストレストコンクリート, Vol.38, No.6, pp.96~97, 1996
- 11) ENR/September 25, 1986
- 12) 池田尚治: プレストレストコンクリート橋の新たな展開, プレストレストコンクリート技術協会講習会資料, 1991.2

【1998年5月6日受付】

◀ 刊行物案内 ▶

新しいPC技術の動向

—— 第26回PC技術講習会 ——

(平成10年2月)

頒布価格: 5 000円 (送料 500円)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会