

張弦PC橋の終局耐力に関する研究

前田文男¹・崎元達郎²・小幡大輔³・渡辺浩⁴

¹正会員 (株)ピーエス 九州支店 (〒810-0801 福岡市博多区中洲 5-6-20)

²正会員 工博 熊本大学教授 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

³正会員 工修 (株)横河ブリッジ 技術本部 研究所 (〒273-0026 船橋市山野町 27)

⁴正会員 工修 熊本大学助手 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

本研究は、新形式のPC橋である張弦PC橋の終局耐力および破壊時の挙動を理論的および実験的に明らかにするものである。このための数値解析法としては、幾何学的非線形性および材料的非線形性を考慮した骨組解析法を用いた。また、同時に模型実験を行い、解析結果と比較し解析手法の妥当性を検証することができた。実験および解析により張弦PC橋は優れた耐荷力特性を有していることが分かり、今後の中規模支間のPC橋の一構造形式として有効であると考えられる。

Key Words: prestressed concrete, external cable, model test, ultimate strength analysis

1. まえがき¹⁾

建築の分野で主に屋根材として用いられている張弦梁を橋梁の分野へ応用した図-1に示すような構造を張弦PC橋と呼ぶことにする。張弦PC橋は、外ケーブル方式のPC桁橋を発展させたものとして捉えることもできる。外ケーブル方式の橋梁は、主桁部材内にシースを配置する必要がないため、ウェブ厚の低減、施工性の向上、工期の短縮など多くの利点を有している。

張弦PC橋は以上の利点に加え、通常の外ケーブル方式のPC桁橋がPC鋼材を桁高の範囲で偏心させているのに対し、図-1に示すようにストラットを用いPCケーブルを桁高以上に偏心させていることから、PCケーブルによる曲げ成分を有効に利用することができる。また、張弦PC橋は、同スパンのPC桁橋に対してかなりPC鋼材量を減じることができ、死荷重を軽減し、適応スパンを伸ばすことが可能であることから、現在のところでは有効な構造形式に乏しかった中規模支間(50~100m)のPC橋の構造形式として有望である。

しかしながら、破壊時のメカニズムや、最適構造諸元、コンクリートと鋼の複合構造であることから生じるクリープの問題等、実用化に際しては多くの

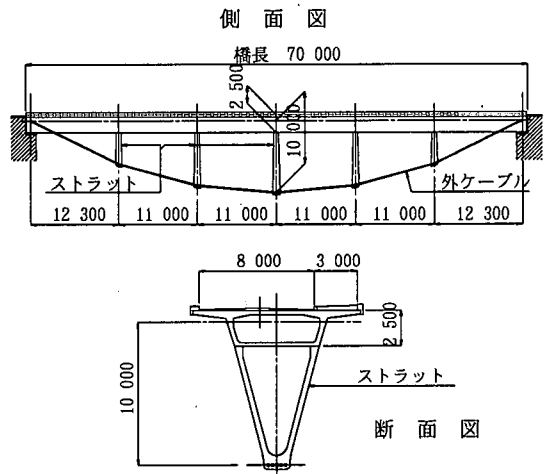


図-1 想定実橋の一例(mm)

問題を明らかにしなければならない。

外ケーブル方式のPC桁橋の終局耐力に関する研究は少なくなく^{2),3),4)}大いに参考になるものであるが、張弦PC橋の破壊時の挙動や終局耐力算定法は外ケーブル方式のPC桁橋とは異なるものと考えられる。そこで本論では、張弦PC橋の実用化に当たっての一連の研究のひとつとして、張弦PC橋の終

表-1 供試体寸法(mm)

	サグー支間比(S1/L)	S1	S2
Type-A	1/7	1000	780
Type-B	1/10	700	540

表-2 PC鋼材の材料特性

名称	内PC鋼材	外ケーブル
	SBPR930/1080 φ17	SEEE F-30
断面積(mm ²)	235.3	191.1
降伏強度(kN)	253	320
引張強度(kN)	280	355

局耐力や終局挙動を明らかにするために、改良した解析理論の提示と模型実験の結果および両者の比較検討を報告するものである。

解析および実験は、図-1に示す橋長70mの実橋梁を想定して実施した。

2. 模型実験⁵⁾

(1) 実験概要

供試体の形状寸法を図-2および表-1に示す。供試体は支間7mとし、サグ量(S1)を1.0m(サグー支間比1/7)としたType-Aと同じく0.7m(同1/10)としたType-Bの2体を作製した。サグ比の決定は実橋の最適設計に関する予備検討の結果、サグー支間比1/7程度が経済的であるとの確認に基づいている。

主桁断面については、想定実橋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。ストラットの本数も、製作の都合上および供試体全体のバランスを考慮して5本から3本に変更した。

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49N/mm²(500kgf/cm²)とした。

張弦PC橋は、外ケーブルの張力により自由に主桁の応力状態を設定できる構造である。外ケーブルの張力を大きくすれば、耐荷能力は向上するが、反面外ケーブルの張力導入時に桁上縁に過大な引張応力を生じる。このため、主桁に桁内PC鋼材を配置し、この引張力に抵抗しておく方が全体的な耐力向上に貢献する。そこで供試体では桁内PC鋼材としてSBPR930/1080φ17mmを2本配置した。導入張力は、実橋の最適設計に関する予備検討の結果を参考にして2本で合計196kN(20tf)とした。

外ケーブルは、PC鋼より線SEEE F-30を用いた。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

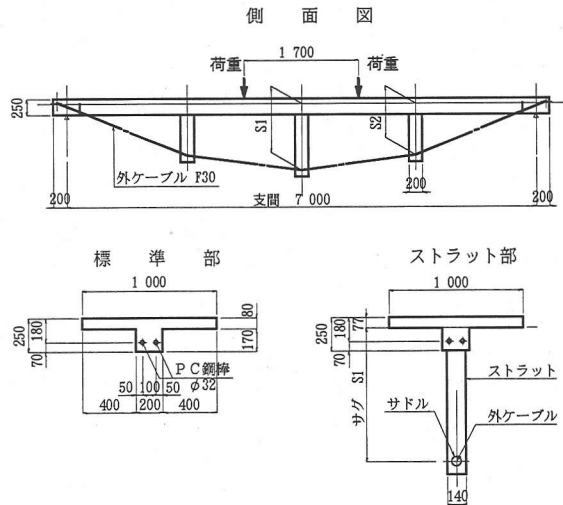


図-2 実験供試体

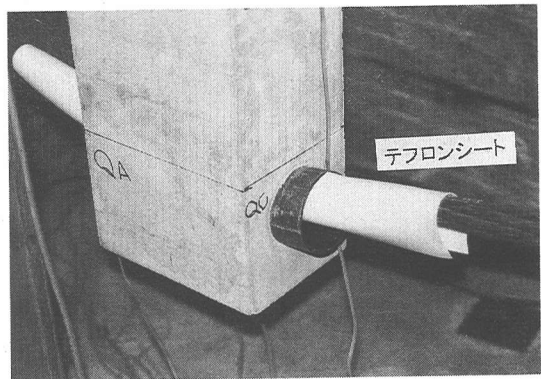


図-3 ストラット下端のサドル(写真)

た。定着体は繰り返し緊張および解放の必要性から、ねじ定着式のものとした。外ケーブルによるプレストレスは、桁内PC鋼材によるプレストレスと併せて主桁の支間中央の上縁でコンクリートの応力度が引張強度を超えないように設定しType-Aで29.4kN(3.0tf)、Type-Bで39.2kN(4.0tf)とした。

その他の補強筋として、主桁内にD10(SD295A)とφ6(SR235)を、ストラット内にφ6(SR235)を配置した。

張弦PC橋の場合、サドル部分でケーブルの水平変位を拘束するとストラットに過大な曲げモーメントが生じる。このため、ケーブルを滑动させストラットに不必要な力を作用させないようにすることが好ましい。このことから、想定実橋および供試体においてもケーブルの水平方向は滑动可能な構造とする。

今回の供試体においては、曲げ加工(Type-AでR=800mm、Type-BでR=1000mm)した薄肉鋼管

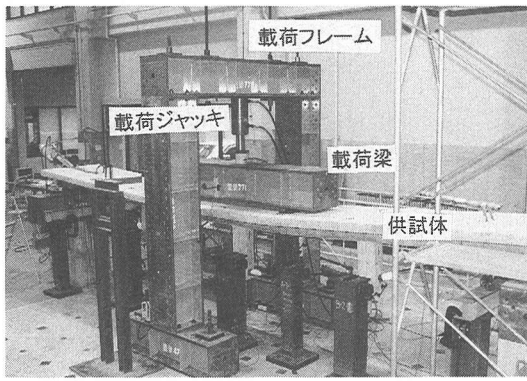


図-4 終局曲げ耐力試験状況 (写真)

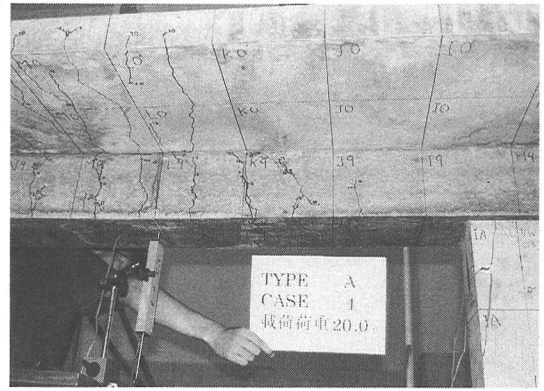


図-5 載荷点直下の桁の塑性ヒンジ (写真)

をサドル部材として用い、摩擦低減のために鋼管と外ケーブルとの間にテフロンシート ($t=1\text{mm}$) を複数 (1~3) 枚敷く構造とした(図-3)。

(2) 終局曲げ耐力試験

終局曲げ耐力試験は、等曲げ区間 1.7m の中央 2 点載荷で行った。計測は、荷重および外ケーブル張力を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、変位を変位計で測定した。終局曲げ耐力試験の状況を図-4 に示す。

荷重-たわみ関係等の計測結果は、解析値との比較のために後に示すこととし、ここでは 2 供試体が破壊に至る様子を以下に述べる。Type-A の試験では、まず載荷点直下の桁の下縁にクラックが発生し、次第に等曲げ区間に進展し始めた。ひび割れ荷重は、39.2kN(4.0tf)であった。次に $l/4$ 点の両側のストラットが支間中央側へ変形しストラット基部の引張側 (両側ストラットとも支点側) にクラックが生じ更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、このストラット基部の塑性ヒンジの発生は、全体構造の急激な耐力低下をもたらすことはなかった。

一方、主桁は、載荷点直下のクラックが進展し塑性ヒンジに近い状態となった(図-5)。これは、ストラット間を支間とするはりの局部的曲げ崩壊と考えられ、橋全体としての上弦 (圧縮) 材としての機能は残されているように観察された。そこで、更に荷重を増加させると外ケーブルが降伏点に達し変形のみが増大する形となった。

サグ比が小さい Type-B では、ひび割れ荷重 34.3kN(3.5tf) で載荷点直下の桁の下縁にひび割れが発生した。Type-B では、Type-A のようにストラット基部に塑性ヒンジ状態が生じることはなかった。これは、各サドル部での外ケーブルの角変化が

小さ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ったためと考えられる。また載荷点直下の桁の塑性ヒンジ状態も 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載荷していない。

外ケーブルの降伏時の載荷荷重は Type-A で 269.5kN(27.5tf)、Type-B で 220.5kN(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。

(3) 耐荷力に関する考察

通常道路橋では、設計荷重に対し $1.7(D+L)$ かつ $1.3D+2.5L$ の終局耐力を有しなければならない。

ひび割れを生じないパーシャルプレストレスの橋梁を想定すると、ひび割れ荷重の 3 倍程度の終局耐力を有しておけば十分安全と考えられる。

今回の実験では、ひび割れ荷重および、破壊荷重はそれぞれ次の通りである。

	ひび割れ荷重	破壊荷重
Type-A	39.2 kN	269.5 kN
Type-B	34.3 kN	220.5 kN

安全率を (破壊荷重) / (ひび割れ荷重) とするといずれも安全率 6 以上を確保しており、十分に安全な構造であるといえる。言い換えれば使用状態 (ひび割れ荷重) の限界荷重が小さいということになる。

通常の桁高内配置の外ケーブル桁橋では、荷重の載荷による外ケーブルのひずみの増加は、付着がないためケーブル全長におよび一般に小さい。このためコンクリートの圧壊による破壊形態が多いことが報告されている⁶⁾。張弦 PC 橋は、偏心量が非常

に大きいため通常の外ケーブル方式の桁橋に比べ外ケーブル量が少なく設計される。このために下弦材としての外ケーブルの降伏に起因する曲げ引張破壊になることが多く実験によってもこのことが証明された。

構造物の利便性を考えると急激に破壊が訪れる圧縮破壊より、大きな変形を生じる引張破壊が望ましい。この点からも張弦PC橋は、合理的な構造といえることができる。

3. 解析理論⁷⁾

(1) 概説

一般に、最大強度付近での構造物の終局挙動を解析するためには、幾何学的非線形性と材料的非線形性、ひび割れ等の影響を考慮しなければならない。

外ケーブル方式のPC桁橋の終局挙動を解析するための方法としては、断面の平面保持が成立しない点を変形の適合条件で補うはりの曲げ理論に基づいた方法¹⁾とファイバー要素を用いたマトリクス骨組解析法^{2),3)}が用いられている。

前者は、計算機による自動計算に不向きであり、汎用性を考えれば後者の骨組解析法が優れているといえる。

しかしながら、既往の骨組解析法においては、幾何学的非線形性の取扱いにおいて文献2)では、解析法の詳細が報告されていないなど定式上明確でない。

まず、断面および部材の塑性化やひび割れによる図心軸の取り扱いであるが、文献3)では、移動量をその都度補正して部材軸を移動させる比較的面倒な方法が採用されている。また、幾何剛性(初期応力)マトリクスを使用せず座標変換のみで幾何学的非線形性を考慮しており荷重増分を相当小さくしなければ解が得られないという難点を有する。

ここで用いる解析法も断面分割したファイバー要素を用いたマトリクス骨組解析法であるが¹⁾、弾性時の図心軸を終始部材軸として用い、塑性化やひび割れ発生後の図心軸の移動は、断面一次モーメントの項を含む剛性マトリクスを誘導し、自動的に考慮できるようにし、更に初期応力マトリクスを誘導し用いることにより、解の収束を早める改善を行っている。

(2) 増分つり合い方程式の誘導

a) 解析上の仮定および座標系

本解析においては、次に示す仮定を設ける。

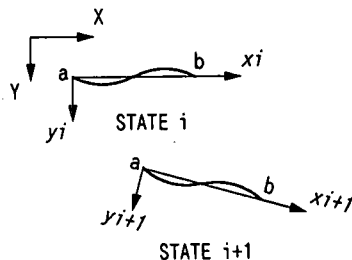


図-6 増分移動座標系

- ・鋼、コンクリートおよびPC鋼材とも一軸(直)応力-ひずみ関係がひずみ硬化・軟化を含めてすべての履歴に対して与えられるものとする。
- ・断面の一部または全部が降伏し塑性化しても、曲げによるひずみに対して平面保持の仮定が成立する。
- ・部材は十分に細長いものとし、せん断ひずみ、せん断応力度の変形、降伏におよぼす影響は無視する。
- ・変位は大きくても、ひずみは微小である。
- ・局部破壊や断面欠損は生じないものとする。
- ・鉄筋とコンクリートは完全に付着しているものとして、相互のすべりは考慮しない。

また、座標系は平面固定の全体座標系(X, Y)を定め、それとは別に荷重増分毎に得られる変形後の物体とともに移動する局所座標系を設定する。すなわち、図-6に示すように、荷重経路途中の変形状態iの部材上に直交局所座標系(x_i, y_i)を設定し、この局所座標系から次のi+1状態をLagrangian表示する。状態iは次の状態i+1の応力、ひずみおよび変位を決定する際の初期応力状態と考えられる。

なお、式の誘導において、全変位、全外力、全ひずみ、全応力に対しては、「 $\bar{\quad}$ 」を付した文字で表し、それぞれの増分量に対しては、「 $\bar{\quad}$ 」を付さない文字を使用することにする。

b) ひずみと変位の関係

図-6に示すような座標系をとり、軸力、モーメントが作用しているはり部材を考える。はりのx, y方向の各々の変位増分u_p, v_pを曲げ変形成分を用いて次式のように表す。

$$\begin{cases} u_p = u - v' \cdot y \\ v_p = v \end{cases} \quad (1)$$

ここに、u: 軸力による軸方向変位増分
v: 曲げによるたわみ変位増分
また、軸ひずみ増分は

$$\varepsilon = \left(\frac{du_p}{dx} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{du_p}{dx} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{dv_p}{dx} \right)^2 \quad (2)$$

と表せるが、 $(du_p/dx)^2$ は (du_p/dx) に比べて省略できるのに対し、 $(dv_p/dx)^2$ は回転(rotation)の ε によらず影響を無視することができないことを考慮して、式(2)は次式のように近似できる。

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \left(\frac{du_p}{dx}\right) + \frac{1}{2}\left(\frac{dv_p}{dx}\right)^2 \\ &= \left(\frac{du}{dx}\right) - y \cdot \left(\frac{d^2v}{dx^2}\right) + \frac{1}{2}\left(\frac{dv}{dx}\right)^2 \\ &= u' - y \cdot v'' + \frac{1}{2}(v')^2\end{aligned}\quad (3)$$

ここに、 $()'$ は (d/dx) を、 $()''$ は (d^2/dx^2) を表す。以降、微分形については、 $()'$ 、 $()''$ …を使用するものとする。

c) ひずみエネルギー増分

i 状態における応力を $\bar{\sigma}$ とし、ひずみ増分 ε の後に、 $i+1$ 状態になったとすると、この間のひずみエネルギー増分 U は断面積を A 、部材長さを L として、

$$\begin{aligned}U &= \int_0^L \int \bar{\sigma} \varepsilon \, dA \, dx + \frac{1}{2} \int_0^L \int \sigma \varepsilon \, dA \, dx \\ &= U_1 + U_2\end{aligned}\quad (4)$$

式(4)の第一項に式(3)を代入すると、

$$\begin{aligned}U_1 &= \int_0^L \int \bar{\sigma} \left\{ u' - y \cdot v'' + \frac{1}{2}(v')^2 \right\} dA \, dx \\ &= \int_0^L \left\{ \left(\int \bar{\sigma} dA \right) \cdot u' - \left(\int \bar{\sigma} \cdot y dA \right) \cdot v'' \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} \left(\int \bar{\sigma} dA \right) \cdot (v')^2 \right\} dx \\ &= \int_0^L \left\{ \bar{N} \cdot u' + \bar{M} \cdot v'' + \frac{1}{2} \bar{N} \cdot (v')^2 \right\} dx\end{aligned}\quad (5)$$

ここに、

$$\bar{N} = \int \bar{\sigma} dA \quad , \quad \bar{M} = - \int \bar{\sigma} \cdot y dA \quad (6)$$

式(4)の第二項中の応力増分 σ は、その時点でのひずみ状態によって場合分けされるが、まとめて次式のように表記する。

$$\sigma = \bar{E} \cdot \varepsilon \quad (7)$$

すなわち、

$$U_2 = \frac{1}{2} \int_0^L \int \sigma \varepsilon \, dA \, dx = \frac{1}{2} \int_0^L \int \bar{E} \varepsilon^2 \, dA \, dx \quad (8)$$

式(8)に、式(3)を代入すると、

$$U_2 = \frac{1}{2} \int_0^L \int \bar{E} \left\{ u' - y \cdot v'' + \frac{1}{2}(v')^2 \right\}^2 dA \, dx$$

となるが、 U_2 は微小変位増分によるひずみエネルギーであるから $1/2(v'')^2$ の項は省略できる。よって、

$$\begin{aligned}U_2 &= \frac{1}{2} \int_0^L \int \bar{E} \left\{ (u')^2 - 2 \cdot y \cdot u' \cdot v'' + (y \cdot v'')^2 \right\} dA \, dx \\ &= \frac{1}{2} \int_0^L \left\{ \left(\int \bar{E} dA \right) \cdot (u')^2 - 2 \left(\int \bar{E} \cdot y dA \right) \cdot u' \cdot v'' \right. \\ &\quad \left. + \left(\int \bar{E} \cdot y^2 dA \right) \cdot (v'')^2 \right\} dx \\ &= \frac{1}{2} \int_0^L \left\{ \bar{E}A \cdot (u')^2 - 2 \cdot \bar{E}S \cdot u' \cdot v'' + \bar{E}I \cdot (v'')^2 \right\} dx\end{aligned}\quad (9)$$

ここに、

$$\bar{E}A = \int \bar{E} dA \quad , \quad \bar{E}S = \int \bar{E} \cdot y dA \quad , \quad \bar{E}I = \int \bar{E} \cdot y^2 dA \quad (10)$$

d) 変位関数

はりの任意点の変位増分 u を x の1次式、 v を x の3次式で仮定すると同時に、軸力 \bar{N} および曲げモーメント \bar{M} も x の0次式、1次式で仮定すると次式で表される。

$$\begin{cases} u(x) = C_1 + C_2 x \\ v(x) = C_3 + C_4 x + C_5 x^2 + C_6 x^3 \\ \bar{N}(x) = C_7 \\ \bar{M}(x) = C_8 + C_9 x \end{cases} \quad (11)$$

ここで、積分に必要な微分形は、

$$\begin{cases} u'(x) = C_2 \\ v'(x) = C_4 + 2C_5 x + 3C_6 x^2 \\ v''(x) = 2C_5 + 6C_6 x \end{cases}$$

となり、境界条件式

$$\begin{cases} u(0) = u_a \quad , \quad v(0) = v_a \quad , \quad v'(0) = \theta_a \\ \bar{N}(0) = \frac{1}{2}(\bar{N}_a + \bar{N}_b) \quad , \quad \bar{M}(0) = \bar{M}_a \\ u(L) = u_b \quad , \quad v(L) = v_b \quad , \quad v'(L) = \theta_b \\ \bar{N}(L) = \frac{1}{2}(\bar{N}_a + \bar{N}_b) \quad , \quad \bar{M}(L) = \bar{M}_b \end{cases}$$

を適用して、式の係数を求めると次のようになる。

$$\begin{cases} C_1 = u_a \\ C_2 = (u_b - u_a)/L \\ C_3 = v_a \\ C_4 = \theta_a \\ C_5 = 3(v_b - v_a)/L^2 - (2\theta_a + \theta_b)/L \\ C_6 = -2(v_b - v_a)/L^3 + (\theta_a + \theta_b)/L^2 \\ C_7 = (\bar{N}_a + \bar{N}_b)/2 \\ C_8 = \bar{M}_a \\ C_9 = (\bar{M}_b - \bar{M}_a)/L \end{cases} \quad (12)$$

従って、各変位増分の変位関数は次のようになる。

$$\begin{cases} u = [Nu]\{du\} \\ v = [Nv]\{dv\} \end{cases} \quad (13)$$

ここに、

$$\begin{aligned} [Nu] &= [1-x/L \quad x/L] \\ [Nv] &= [1-3\cdot x^2/L^2+2\cdot x^3/L^3 \quad x-2\cdot x^2/L+x^3/L^2 \\ &\quad 3\cdot x^2/L^2-2\cdot x^3/L^3 \quad -x^2/L+x^3/L^2] \end{aligned}$$

また、 $\{du\}$ 、 $\{dv\}$ はそれぞれ部材の軸方向および鉛直方向の節点変位増分ベクトルで次式のように表される。

$$\begin{aligned} \{du\}^T &= [u_a \quad u_b] \\ \{dv\}^T &= [v_a \quad \theta_a \quad v_b \quad \theta_b] \end{aligned} \quad (14)$$

上式中、 v_i 、 θ_i ($i=a, b$)はそれぞれ i 節点でのたわみ増分、曲げによるたわみ角の増分である。

e) 増分つり合い方程式

式(13)を式(5)、式(9)に代入し、 U_1 、 U_2 を求め、それを式(4)に代入することによりひずみエネルギー増分が節点変位増分で表される。

一方、外力ポテンシャル増分 V は、全外力 \bar{P} が部材要素に作用したときのつり合い状態 i に増分荷重を作用させ、変位増分 u を生じ新しいつり合い状態 $i+1$ になったとすると、次式で表される。

$$\begin{aligned} V &= [(u+\bar{u})^T(P+\bar{P}) - \bar{u}^T\bar{P}] \\ &= -u^T(P+\bar{P}) - \bar{u}^T\bar{P} \end{aligned} \quad (15)$$

全ポテンシャルエネルギー増分 π は、 $\pi = U+V$ であるから、 U 、 V を代入し節点変位増分で偏微分すると、 π の停留条件より局所座標に対する増分つり合い方程式が次式の形で求まる。

$$(k_{ep} + k_g) \cdot u = p - (\bar{f} - \bar{p}) \quad (16)$$

上式を座標変換マトリックス T によって、全体座標系に変換すると次のように表される。

$$(K_{ep} + K_g) \cdot U = P - (T \cdot \bar{f} - \bar{P}) \quad (17)$$

ここに、

- K_{ep} : 塑性の影響を考慮した微小変位の接線剛性マトリックス
- K_g : 断面力を要素として含む初期応力時の剛性マトリックス
- U : 節点変位増分ベクトル
- P : 節点外力増分ベクトル

- T : 座標変換マトリックス
- \bar{f} : 部材座標による全断面力ベクトル
- \bar{P} : 全外力ベクトル
- $T \cdot \bar{f} - \bar{P}$: 荷重または変位の増分途中で生じる
つり合い力

繰り返し計算により、これが限りなく 0 に近づいた時点がつり合い状態となる

ここで、剛性マトリックス、 K_{ep} 、 K_g は以下のよう表わされる。

$$K_{ep} = \begin{bmatrix} \frac{\overline{EA}}{L} & & & & & \\ & \frac{12\overline{EI}}{L^3} & & & & \\ & & \frac{4\overline{EI}}{L} & & & \\ & & & \frac{\overline{EA}}{L} & & \\ & & & & \frac{12\overline{EI}}{L^3} & \\ & & & & & \frac{4\overline{EI}}{L} \end{bmatrix} \quad \text{Sym}$$

$$K_g = \bar{N} \begin{bmatrix} 0 & & & & & \\ & \frac{6}{5L} & & & & \\ & & \frac{2L}{15} & & & \\ & & & 0 & & \\ & & & & \frac{6}{5L} & \\ & & & & & \frac{2L}{15} \end{bmatrix} \quad \text{Sym}$$

ここに、 \overline{EA} 、 \overline{ES} 、 \overline{EI} 、 \overline{N} は式(6)および式(10)で定義している。断面 1 次モーメントを K_{ep} に含んでいることにより最初の図心軸からの図心の移動が自動的に評価される。これにより従来法より良好な収束性を得ている。

また、つり合い方程式における U 、 P 、 \bar{P} 、 \bar{f} は次のように定義されている。

$$\begin{aligned} U &= [u_a \quad v_a \quad \theta_a \quad u_b \quad v_b \quad \theta_b] \\ P &= [P_{xa} \quad P_{ya} \quad M_a \quad P_{xb} \quad P_{yb} \quad M_b] \\ \bar{P} &= [\bar{P}_{xa} \quad \bar{P}_{ya} \quad \bar{M}_a \quad \bar{P}_{xb} \quad \bar{P}_{yb} \quad \bar{M}_b] \\ \bar{f} &= \begin{bmatrix} -\frac{\bar{N}_a + \bar{N}_b}{2} & -\frac{\bar{M}_a - \bar{M}_b}{L} & -\bar{M}_a \\ \frac{\bar{N}_a + \bar{N}_b}{2} & -\frac{\bar{M}_a - \bar{M}_b}{L} & \bar{M}_b \end{bmatrix} \end{aligned}$$

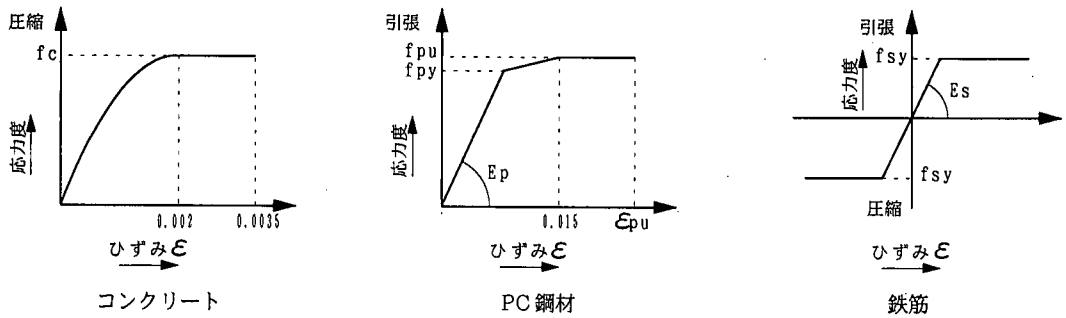


図-7 使用材料の応力-ひずみ関係

表-3 コンクリートの圧縮強度

Model	$f_c(\text{N/mm}^2)$
Type-A	48.6
Type-B	49.3

前式における添字 a, b は、部材要素端 a, b に関する量を意味している。部材軸方向に一定値をとる部材断面力 \bar{N} については、両端 a, b での値の平均値とした。また、応力 $\bar{\sigma}$ は圧縮を正にとるので、部材断面力の正方向は、部材端 a では座標および外力と同方向となるが b 端では逆方向となる。

式(17)を構造全体に対して集成すると、解くべき増分つり合い方程式(式(17)と同じ表現)が得られ、これを Newton-Raphson 法等の繰り返し計算で解くことにより解が得られる。

4. 数値解析

(1) 概説

外力の増加に伴う部材軸方向および断面方向の塑性域の拡がりを追跡するために、構造物を部材要素と断面要素に分割する。そして、分割された部材要素に関する諸量は、その要素端節点の諸量で表し、同様に断面要素に関する諸量は、断面要素の図心点の諸量で代表させる。

(2) 使用材料の応力-ひずみ関係⁹⁾

a) コンクリート

解析に用いたコンクリートの応力-ひずみ関係を図-7 および圧縮強度を表-3 に示す。図に示すように、引張には抵抗せず、圧縮領域においてはひずみが 0.002 までは二次曲線 $\sigma = f_c\{2(\varepsilon/0.002) - (\varepsilon/0.002)^2\}$ に沿って応力は増加するとし、その後、ひずみが 0.0035 までは、応力は f_c を維持するとした。これは道路橋示方書に与えられているものと同じである。ここで、表-3 に示す圧縮強度 f_c は別途行った材料試験の結果より決定した。

表-4 PC鋼材の材料特性

	内 PC 鋼材	外ケーブル
$E_p(\text{kN/mm}^2)$	202.2	192.0
$f_{py}(\text{N/mm}^2)$	1075.2	1674.5
$f_{pu}(\text{N/mm}^2)$	1190.0	1857.7
ε_{pu}	0.135	0.076

表-5 鉄筋の材料特性

	$E_s(\text{kN/mm}^2)$	$f_{sy}(\text{N/mm}^2)$
鉄筋 D10	206.3	387.0
鉄筋 $\phi 6$	205.8	235.0

b) PC鋼材

解析に用いた PC 鋼材の応力-ひずみ関係を図-7 および材料特性を表-4 に示す。図に示すように、引張領域において、降伏応力 f_{py} までは傾き E_p で応力は上昇し、降伏点を越えてからは最大応力 f_{pu} まで直線的に応力は上昇するとした。そして、その後は破断時のひずみ ε_{pu} まで f_{pu} を維持するとした。これも道路橋示方書に与えられているものと同じである。ここで、表-4 に示すヤング率 E_p 、降伏応力 f_{py} 、最大応力 f_{pu} 、破断時のひずみ ε_{pu} は別途行った材料試験の結果より決定した。

c) 鉄筋

解析に用いた鉄筋の応力-ひずみ関係を図-7 および材料特性を表-5 に示す。図に示すように、引張側・圧縮側ともに降伏点 f_{sy} までは傾き E_s で応力は上昇し、降伏点を越えてからは、 f_{sy} を維持するとした。ここで、表-5 に示す D10(SD295A)のヤング率 E_s および降伏応力 f_{sy} は別途行った材料試験の結果より、また、 $\phi 6$ (SR235)のヤング率 E_s および降伏応力 f_{sy} は道路橋示方書より決定した。

(3) 解析モデル

a) 骨組モデル

骨組は図-8 のように主桁、主桁内 PC 鋼材、ス

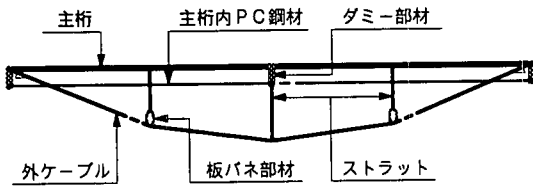


図-8 骨組モデル

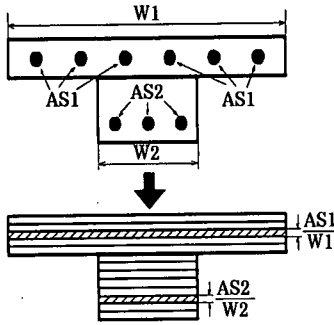


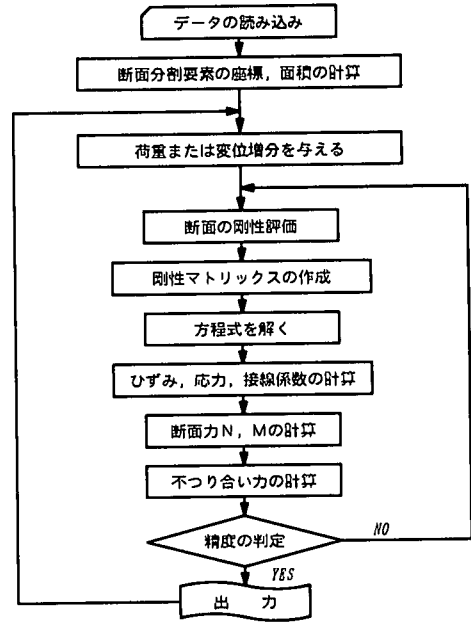
図-9 断面分割法

トラット、外ケーブルを独立した部材要素としてモデル化し分割する。今回の実験ではグラウトしなかった主桁内 PC 鋼材を独立した部材として考慮するため、主桁両端および中央部に主桁内 PC 鋼材の偏心量の長さを持つ剛なダミー部材を想定し、主桁と内 PC 鋼材を連結した。また、サドル部での外ケーブルのすべりを考慮するため、両側ストラット下端部に曲げ剛性の弱い板バネ部材（詳細後述）を導入した。各部材の分割数については、主桁は橋軸方向に 18 個の要素に分割し、主桁内 PC 鋼材と外ケーブルはストラット間を 1 要素として、ストラットは 1 部材を 1 個の要素とした。

境界条件は、対称性を考慮して、両端支点を鉛直方向変位拘束のローラー支点とし、中央ストラットの上下端部の水平方向変位を拘束した。

b) 断面分割法

部材要素は曲げの軸に平行な層に分割した断面要素に分割し、断面の平面保持が成り立つものとする。具体的に、主桁である複鉄筋 T 形断面で考えると、図-9 に示すように、鉄筋部分は集合断面積 AS1 および AS2 を断面幅 W1 および W2 で除することにより、等価な層厚への置換を行った。また、内 PC 鋼材および外ケーブルは断面積の等しい正方形断面にモデル化して断面分割を行った。断面分割数については、主桁のみ 30 分割として、その他の部材は 10 分割とした。



荷重または変位増分ステップの繰り返し

図-10 解析のフローチャート

c) サドルのモデル化

外ケーブルとストラットの接点であるサドル部分は、部材長 10cm のファイバー分割したバネ部材を用いて水平方向の移動と力の伝達を可能にした。バネ部材の諸値は、サドル部分での角度変化による左右の張力差が道路橋示方書で定められている角度による損失量に等しくなるように弾性計算で試算して定めた。

値をストラットに対する比で表すと、断面積は 1/1(等値)、断面 2 次モーメントで 1/20000、ヤング率は 1/10 である。また、水平変位が生じても弾性を保持するように圧縮・引張とも降伏しない扱いとした。

(4) 数値計算法

数値計算のフローチャートを図-10 に示す。材料的非線形性および幾何学的非線形性に対する収束計算は、Newton-Raphson 法に基づく荷重増分法および変位増分法により行う。

5. 解析結果とその考察

(1) 実験値との比較

図-11 および図-12 に、荷重と支間中央部の鉛直変位の関係を示す。図より、解析値は Type-A、Type-B とも終始、実験値とよく一致している。最大耐力については、Type-A で実験値 269.5kN に対

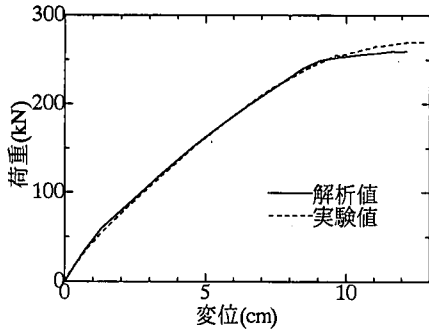


図-11 荷重-変位曲線(Type-A)

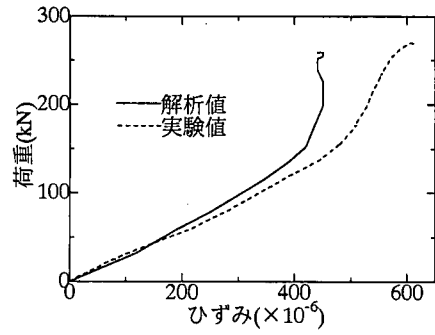


図-15 荷重と支間中央上縁コンクリートの
圧縮ひずみとの関係(Type-A)

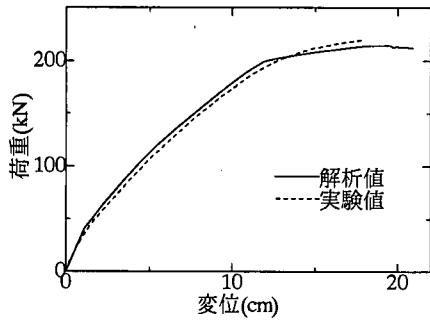


図-12 荷重-変位曲線(Type-B)

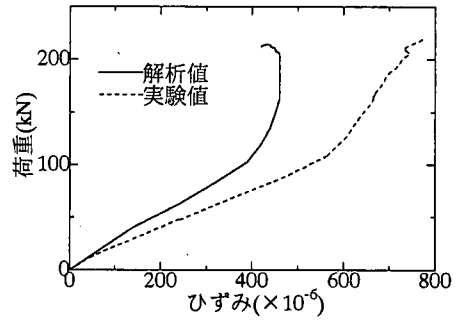


図-16 荷重と支間中央上縁コンクリートの
圧縮ひずみとの関係(Type-B)

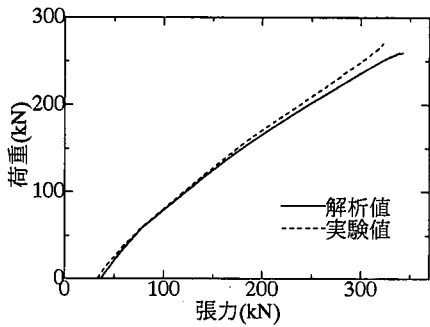


図-13 荷重-外ケーブル張力曲線(Type-A)

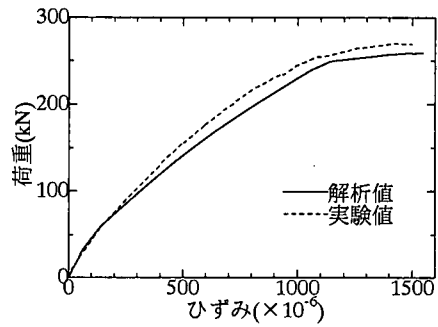


図-17 荷重と桁内PC鋼材の軸引張ひずみ
との関係(Type-A)

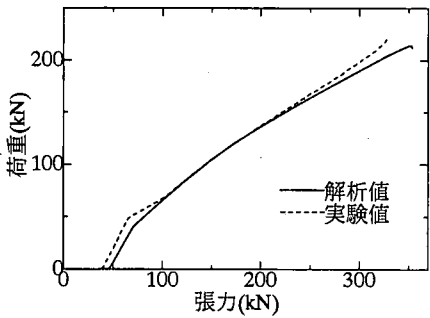


図-14 荷重-外ケーブル張力曲線(Type-B)

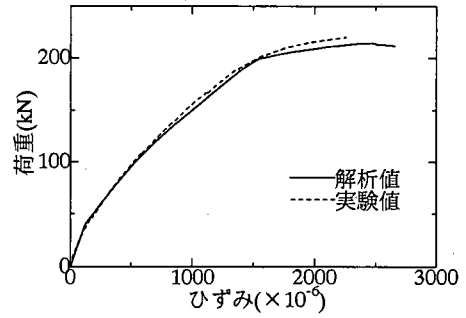
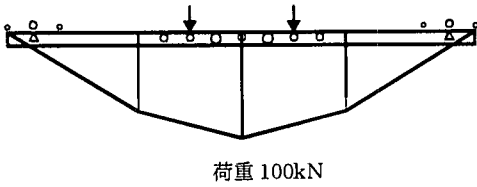
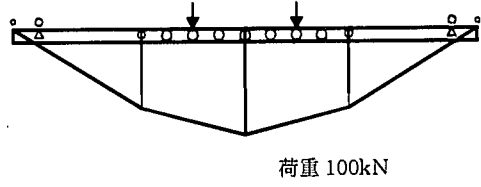


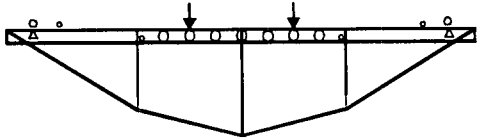
図-18 荷重と桁内PC鋼材の軸引張ひずみ
との関係(Type-B)



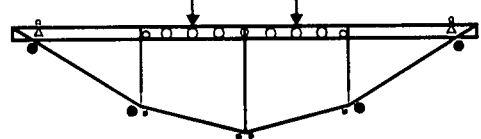
荷重 100kN



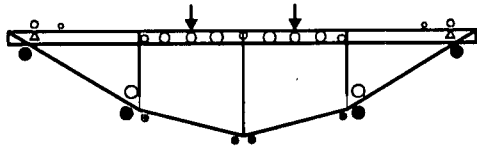
荷重 100kN



荷重 200kN

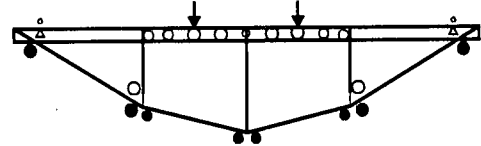


荷重 200kN



終局状態

図-19 降伏域の分布図(数値解析) Type-A



終局状態

図-20 降伏域の分布図(数値解析) Type-B

して解析値は 259.7kN(96.4%), Type-B で実験値 220.5kN に対して解析値は 214.6kN(97.3%)であり、4%以内の精度で共に安全側に評価されている。また、サグ量の大きい Type-A の方が Type-B に比し、耐力は 20%程上回り、変位も小さいことが分かる。

図-13 および図-14 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おり、ストラット下端に設置したバネ部材のバネ定数は妥当なものと考えられる。

終局状態のケーブル張力については、Type-A では実験値 323.0kN に対して解析値は 342.6kN、Type-B においても、実験値 327.3kN に対して解析値は 353.5kN であり、いずれも実験値より大きめに計算されており安全側に評価されている。

今回実験に用いた外ケーブルの降伏強度は、320kN(試験値)であり、上記の解析値(実験値)が終局時にこれを越えていること、およびコンクリートの圧壊は生じていないこと、更に図-11 および図-12 より終局時に載荷荷重の増加がみられず変位のみ増大する形であるので破壊形態は曲げ引張破壊と判断できる。

図-15 および図-16 に荷重と支間中央部における主桁上縁のコンクリートのひずみとの関係を示す。

Type-A、Type-B ともに、最大荷重の 1/2 程度までは解析値は実験値によく一致しているが、その後は必ずしもよく一致していない。しかしながら、ひび割れによるひずみの局所化により、荷重増加とともに測定ひずみの増加が減少する傾向をよく説明していると考えられる。

図-17 および図-18 に荷重と内 PC 鋼材の増加ひずみの関係を示す。図より、内 PC 鋼材のひずみに関しても、解析値は実験値に非常によく一致している。また、外ケーブルが降伏した直後から内 PC 鋼材のひずみが大きくなり始めており、外ケーブルの効果の大きさが分かる。

今回の模型実験においては、主桁内 PC 鋼材にはグラウトを行わなかったため、実験供試体を骨組にモデル化する際、内 PC 鋼材を独立した部材として考慮したが、その妥当性が証明されたと言える。

(2) 解析による破壊時のメカニズムの検討

次に、解析結果より破壊時のメカニズムを検討する。図-19 および図-20 に降伏域の分布図を示す。

図中の○はコンクリート部でひび割れが生じた断面を表しており、●は PC 鋼材部で降伏した断面を示している。また、その大きさはそれぞれ降伏の程度を表している。

図より、まず Type-A、Type-B ともに載荷点付近

の主桁の下縁にひび割れが生じていることが分かる。また、支点上の主桁上縁にも PC 鋼材の偏心を与えるためのダミー部材によってひび割れが生じている。次に、荷重を 200kN まで増加させると、Type-A では、両側のストラット基部の支間中央側にひび割れが生じた。これは模型実験とは反対方向である。この現象は、全体の耐荷力の評価に大きな影響はないものの、板バネ部材の設定の仕方に若干の問題が残されており、抵抗を有する傾斜ローラーの採用等の改善の余地があると考えている。

Type-B においても、同様にストラット基部にひび割れが生じ、また、外ケーブルにも降伏が見られる。

最後に、終局状態に至ると、Type-A、Type-B ともに外ケーブルに降伏が顕著に見られ、特に外ケーブルの両端部においては全断面が降伏に至っている。ここで、外ケーブルの断面において各断面要素の降伏に偏りが見られるのは、解析において、外ケーブルもはり要素として取り扱っているため、曲げが作用した場合、各断面要素に作用する応力も異なるためである。

以上より、供試体における破壊試験と数値解析を比較すると、降伏域の分布や破壊形態は概ね追跡できており、本解析手法の妥当性は確認されたと言える。

(3) 簡易式による破壊荷重と実験値との比較

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似た構成になっている。そこで単純にトラス桁の終局曲げ状態を考えた圧縮と引張の関係から破壊荷重の算定を行ってみる。(Type-A を例として考える)

仮に主桁の圧縮域の厚さが 0 となった場合、外ケーブルの有効高は約 1.08m となる。外ケーブルの降伏点強度を $P_y=279.3\text{kN}$ (公称値)とすると主桁上縁を中心とする外ケーブル張力による抵抗曲げモーメントは、次の式の値となる

$$M = P_y \times d = 279.3 \times 1.08 = 301.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

一方、2点載荷による支間中央の外力曲げモーメントは、荷重を P とすると本供試体の場合次のようになる。

$$M = 2.65 \times (P/2) \text{ kN}\cdot\text{m}$$

上記の外力曲げモーメントと抵抗曲げモーメントを等値とすると終局荷重は $P = 277.6\text{kN}$ となる。

実際の外ケーブルの降伏強度は、実験より 323.0kN 程度であったのでこの値で補正すると、計算より求まる終局荷重は 263.3kN 程度となる。実験の終局荷重は 269.5kN であり、この簡易計算

値に 102%の精度で一致する。

これを Type-B で算定すると 190.1kN となる。実験の終局荷重 220.5kN は計算値の 116%となり幾分差を生じるが、安全側ではある。

以上のように曲げ引張破壊の可能性が多い張弦 PC 橋ではこの方法で概略設計が可能であることが分かる。なお、圧縮破壊の場合は、前述の骨組解析等他の算出法による必要がある。

(4) ストラットに関する考察

ここでは従来の外ケーブル PC 橋と異なる本形式の特徴であるストラットについて考察する。

現在、供試体および想定実橋梁についてもストラットは鉛直配置を基本に研究を進めている。力学的観点から見れば、ストラットの方向は外ケーブルが成す角の 2 等分角方向に斜めに配置することが望ましい。しかし景観性、施工性を考慮すると鉛直配置に利がある。今回の実験では、部材寸法の問題もあるが弾性載荷試験の範囲では鉛直配置のストラットに問題は生じなかった。破壊時になると塑性ヒンジが形成され曲げモーメントが解放される結果となった。外ケーブルとサドル部分にある程度の摩擦があるため構造的に不安定になることはなく、またコンクリートの短柱であるため屈座に対しても問題は生じない。このためストラットが弱点となり全体が終局状態に至る場合は少ないと考えて良い。

ストラット基部の構造については、a)剛結構造、b)ヒンジ構造、c)施工時ヒンジ・完成時剛結などが考えられる。

このうち剛結構造は構造的に簡単で施工性もよいが、施工時の外ケーブルの緊張によりストラット基部に曲げモーメントが作用する。これが過大であるとストラット基部に大量の補強材が必要となる。ヒンジ構造は、外ケーブルの緊張や完成後の鋼材応力の変動によっても曲げモーメントを受けることはないが構造全体としては不安定であり、振動等によりサドルと外ケーブルが滑る恐れがあり、これによる不測なストラットの変位は、構造系の形状変化をもたらす可能性がある。サドル部分でストラットと外ケーブルの変位を拘束することも可能であるが構造ディテールが複雑になる。施工時はヒンジとして完成後固定とする方式は、最も合理的に見える構造であるが、構造的に複雑になり施工性が悪い。

今回の実験および解析の結果により剛結構造でも外ケーブルの緊張により生じる曲げモーメントに対しても十分設計可能であり、かつ簡便な構造であり、破壊時においてもこの部分が致命傷にはならないということが分かった。

6. 結論

以下のことが本研究の結論として挙げられる。

- 1) 張弦PC橋の終局耐力および破壊時の挙動を模型実験により明らかにすることができた。終局耐力に関して、安全率を(終局荷重/ひび割れ荷重)とした場合、Type-A, Type-Bともに6を上回り、張弦PC橋が十分な耐力を有していることが確認された。このことは、言い換えれば、ひび割れを許容する設計を行えば、破壊に対する所用の安全率を確保しつつ、設計荷重を大きく設定することも可能であるということを示唆している。
- 2) 幾何学的非線形性および材料的非線形性を考慮した骨組解析法を用いれば数値的に張弦PC橋の終局挙動を明らかにすることができることを示した。
- 3) 本研究で用いた張弦PC橋の破壊形態は、従来の外ケーブルPC橋と異なり外ケーブルのひずみの増加が大きく曲げ引張破壊であった。サグ量の関係で異なる場合もあるが、曲げ引張破壊は張弦PC橋の特徴といえる。
- 4) 支間中央にストラットを有する単純ばりという簡単なモデルとしての終局曲げに基づく簡易式で曲げ耐力の近似値が算定できることを示した。
- 5) ストラット基部は、剛結構造としても外ケーブルの緊張による生じる曲げモーメントや使用荷重に対しては、十分設計可能であり、破壊時においてもこの部分が致命傷にならないことが明らかになった。

謝辞：本研究の模型実験にあたり、貴重な助言ならびに供試体のPC鋼材を提供して下さい(株)エスイーの松山、井戸氏に心から感謝致します。また、

模型試験においては、卒業研究生の山之口剛君、當麻美智子君と宮崎靖男、友田祐一両技官の協力を得たことをここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 前田文男, 崎元達郎: 中規模PC橋の構造形式に関する一提案, 土木学会第51回年次講演会 V-450, 1996年9月。
- 2) 鴻上浩明, 石原重孝, 伊東祐之, 沖見芳秀: 外ケーブルを用いたPC橋の非線形解析について, プレストレストコンクリート技術協会シンポジウム論文集, 1994年10月。
- 3) 玉置一清, 新井英雄, 板井英次, 山崎淳: 非線形プログラムの外ケーブル構造への適用と今後の標準化について, プレストレストコンクリート技術協会シンポジウム論文集, 1995年10月。
- 4) 土田一輝, 睦好宏史, Matupayont Songkiat, 山口統夫: 外ケーブルPC部材の曲げ耐力算定法に関する研究, プレストレストコンクリート技術協会シンポジウム論文集, 1994年10月。
- 5) 山之口剛, 前田文男, 小幡大輔, 崎元達郎: 大型模型による張弦PC橋の耐力実験, 土木学会西部支部研究発表会, 1998年3月。
- 6) 梅津健司, 藤井学, 玉置一清, 山崎淳: 外ケーブル方式二径間連続はりの曲げ終局耐力について, プレストレストコンクリート技術協会シンポジウム論文集, 1995年10月。
- 7) 小松定夫, 崎元達郎: Nonlinear analysis of spatial frames consisting of members with closed cross sections, 土木学会論文報告集 No.252, pp143-157, 1967。
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 III コンクリート橋編, 1996年12月。

(1998.2.24 受付)

ULTIMATE STRENGTH OF PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE WITH SUBTENDED STAY CABLES

Fumio MAEDA, Tatsuro SAKIMOTO, Daisuke OBATA and Hiroshi WATANABE

A prestressed concrete bridge with subtended stay cables has many advantages compared with an ordinary prestressed concrete bridge with external cables. But it also has some problems to be solved for practical use. The purpose of this study is to clarify the ultimate strength and behavior of this type of bridge theoretically and experimentally. Developed numerical method is based on FEM with beam-column elements, and is able to consider finite displacements and plasticity of materials. Also, the ultimate strength and behavior of this type of bridge were studied by big scale model tests. Results of the test have been compared with those of numerical analysis.