

(147) 自碇式上路PC吊橋の構造パラメータと終局挙動に関する検討

オリエンタル建設(株) 技術部

○吉川 卓

同上

正会員 町 勉

同上

正会員 角本 周

1. はじめに

自碇式上路PC吊橋(写真-1)とは、鉛直材を介して主桁を支持する吊ケーブルを主桁両端に定着し、吊ケーブルに作用する張力の水平反力を主桁軸方向に負担させ、かつ、その軸力により主桁にプレストレスを導入するという、材料特性を生かした合理的な吊形式の橋梁である。この形式は、同規模のPC桁橋に比べて自重を大幅に低減でき、また、一般的な吊橋のように常時に下部構造に水平力が作用しないため、軟質地盤に対しても適用できる長所を有している。一方、この形式の構造上の問題点としては、①主桁に曲げ剛性と比較して大きな軸力が作用することから主桁が座屈破壊する可能性がある。②剛性が低く自重も軽いことから活荷重による動的応答が大きくなり振動使用性が損なわれる可能性がある等が挙げられ、模型実験や実橋実験、シミュレーション解析により検討が行われている^{1), 2)}。

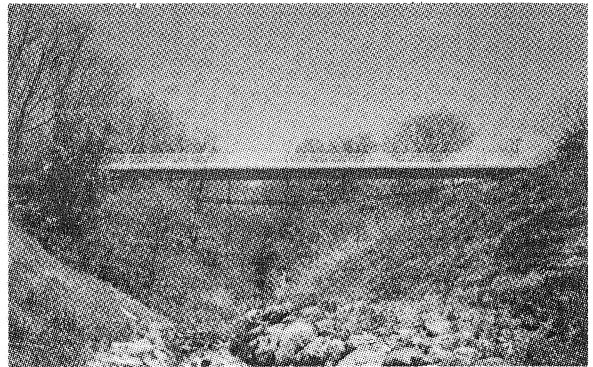


写真-1 自碇式上路PC吊橋

本研究は、構造上の問題点の1つである座屈破壊を含めた終局挙動に関して、ファイバーモデルを用いた複合非線形(材料非線形+幾何学的非線形)解析を用い、主桁剛性やサグ比、鉛直材配置等の構造パラメータとの関係を検討したものである^{3), 4)}。

2. 複合非線形解析と模型実験¹⁾との比較

模型実験の結果との比較により、本研究に用いた解析方法の適用性について検討した。図-1に、解析との比較を行った模型供試体の一例を示す。供試体は、支間長39.0m、吊ケーブルのサグ比1/15の橋梁を想定し、空間縮尺が1/5となるように寸法を設定している。主桁は矩形断面とし、桁内ケーブル1S12.7Bを2本、鉄筋D6を8本(引張鉄筋比1.0%)配置している。吊ケーブル(1S12.7B×2本)の構造軸線は鉛直材との交点にて円曲線上に設定し、鉛直材は吊ケーブルに対して法線方向に配置し両端をピン構造としている。

本研究で用いた解析方法はファイバーモデルを用いた非線形骨組構造解析であり、材料非線形および幾何学的非線形を考慮して座屈破壊を含めて評価することができる⁵⁾。模型実験に対する解析では、主桁を橋軸方向に80分割、断面高さ方向に20分割とした。材料非線形モデルとしては、コンクリートは材料試験から得られた応力-ひずみ曲線に近似したトリニア型とし、鉄筋は材料試験から得られた降伏強度を有する完全バイニア型とした。なお、桁内ケーブル、吊ケーブルおよび鉛直材は、実験では弾

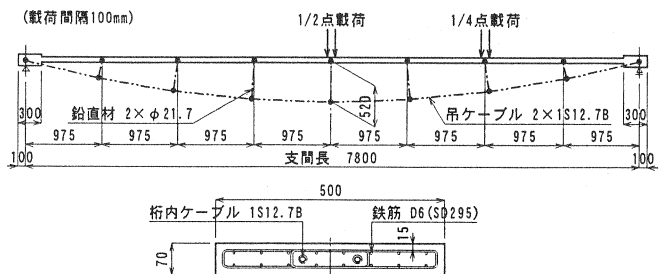


図-1 模型供試体

性範囲内の挙動であるため、線形モデルとした。図-2に、1/2 および 1/4 点荷重における荷重と載荷点変位、吊ケーブル増分張力、載荷点コンクリート上縁ひずみの関係を示す。荷重-変位関係は、1/2 点荷重では解析値は実験値に比べて変位が小さくなっているが、1/4 点荷重ではほぼ一致している。また、終局時の荷重は、1/2、1/4 載荷ともに解析値は実験値に比べて 10%程度小さく評価されている。吊ケーブル張力増分は、1/2、1/4 載荷ともに解析値は実験値に良く一致している。載荷点コンクリート上縁ひずみは、解析値は実験値に比べて若干大きい値を示しているが、概ね傾向は再現されている。なお、実験および解析ともに、載荷点の圧壊によって終局状態に至っている。以上の結果より、本研究で用いた解析方法で自旋式上路PC吊橋の終局挙動はほぼ適切に評価できるものと判断される。

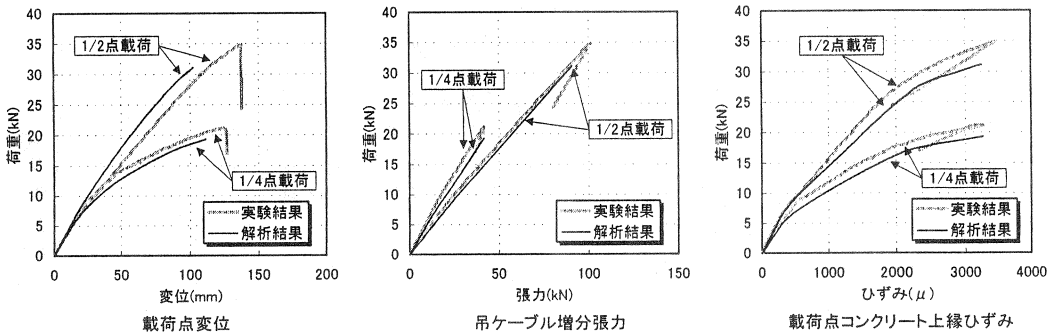


図-2 模型実験結果と解析結果との比較

3. 検討モデルと解析ケース

本研究では、有効幅員 3.0m の歩道橋（群集荷重 3.5kN/m²）を検討対象とし、基本モデルは支間長 58.5m（橋長 60m）、支間サグ比 1/15、座屈安全率 2.0、引張鉄筋比 1.0%として、鉛直材は支間の 8 分割位置に配置した。終局挙動の解析は、基本モデルに対して、表-1 に示す範囲で構造パラメータを変化させて行った。ここで、座屈安全率とは、死荷重+活荷重作用時において主桁に作用する軸力 P_G の主桁の座屈軸力 P_{cr} に対する安全率であり、作用軸力および座屈軸力は式(1)および式(2)により算出している²⁾。

$$P_G = \frac{w_{D+L} \cdot L^2}{8 \cdot f} \quad (1)$$

$$P_{cr} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \quad (2)$$

ここで、 w_{D+L} は死荷重+活荷重強度、 L は支間長、 f は吊ケーブルのサグであり、 $E \cdot I$ は主桁の曲げ剛性である。なお、式(2)は、単純梁の 2 次モードの座屈軸力に相当している。主桁は、図-3 に示すように中空床版断面を I 断面にモデル化し、座屈安全率を満足する桁高を 0.01m 単位で設定した。桁高は、支間サグ比 1/15、座屈安全率 2.0 とした場合、支間長 39m では 0.30m ($L/130$)、支間長 58.5m では 0.48m ($L/122$)、支間長 78.0m では 0.70m ($L/111$) となる。各サグ比に対する解析モデルを図-4 に、各鉛直材配置に対する解析モデルを図-5 に示す。

検討モデルで想定した使用材料を、表-2 に示す。ここで、吊ケーブルは、式(3)の荷重強度を死荷重+活荷重とした場合の張力 T_C に対して、引張荷重に対する安全率 2.5 を満足するように鋼線本数を設定した。また、桁内ケーブルは、吊ケーブルの反力および桁内ケーブルのプレストレスにより、死荷重作用時に主桁の

表-1 検討した構造パラメータ

支間長	39.0m, 58.5m, 78.0m
支間サグ比	1/10, 1/15, 1/20
座屈安全率	1.25~5.00
引張鉄筋比	0.5%, 1.0%, 2.0%
鉛直材配置	3~8 分割位置

表-2 使用材料

主桁	$\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$
鉄筋	SD295B
桁内ケーブル	SWPR7B, 12.7mm 鋼より線
吊ケーブル	SWPR1B, 7mm 鋼線
鉛直材	STK400, t=5mm 鋼管

軸応力が 6.0N/mm^2 となるように鋼より線本数 (有効緊張力 $0.54\sigma_{pu}$) を設定した。

$$T_c = \sqrt{\left(\frac{w \cdot L^2}{8 \cdot f}\right)^2 + \left(\frac{w \cdot L}{2}\right)^2} \quad (3)$$

ここで、 w は荷重強度、 L は支間長、 f は吊ケーブルのサグである。

終局挙動を検討する荷重漸増方法は、道路示方書⁶⁾を参考にして α (死荷重+活荷重) および 1.0 (死荷重) + α (活荷重) とした。また、図-6に示す座屈モードを考慮して、活荷重全載荷と半載荷の載荷を行うものとし、荷重ケースは図-7に示す3ケースとした。なお、吊ケーブルの初期張

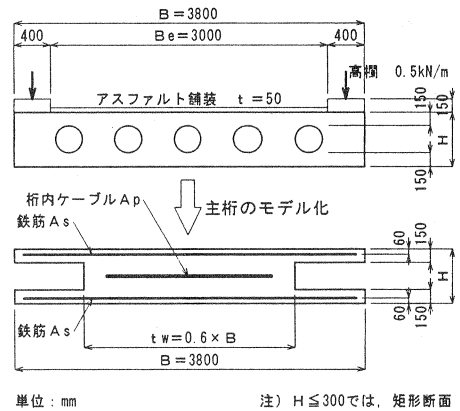


図-3 主桁のモデル化

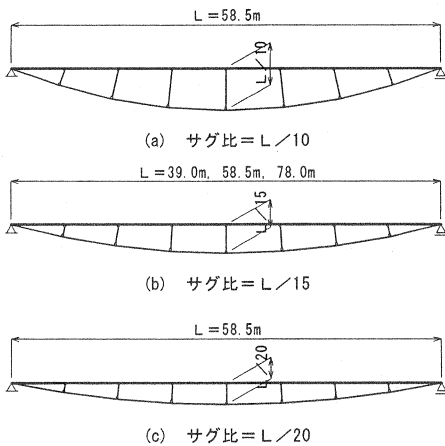


図-4 サグ比と解析モデル

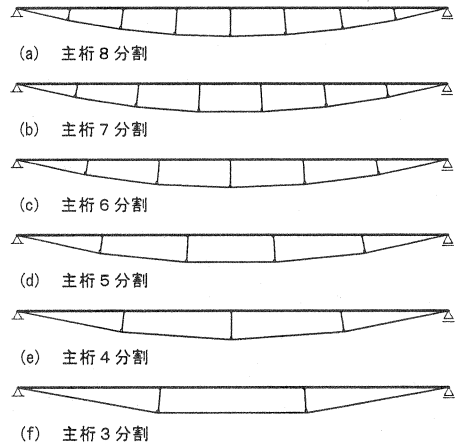


図-5 鉛直材配置と解析モデル

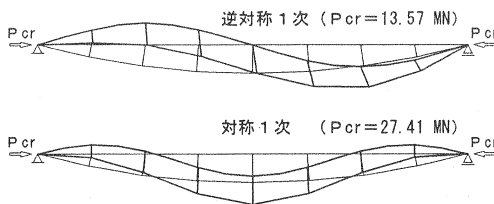


図-6 基本モデルの固有値解析による座屈モード

力 (死荷重作用時) は、式(3)の荷重強度を死荷重とした場合になるように設定している。

解析における材料非線形モデルは、道路橋示方書⁶⁾の応力度-ひずみ曲線を用いた。また、終局時の定義は、主桁コンクリートの圧縮ひずみが 3500μ に達した段階 (圧壊)、または主桁が座屈破壊した段階とした。なお、主桁は橋軸方向に 120 分割、断面高さ方向に厚さ $0.01\sim 0.02\text{m}$ 程度に分割している。

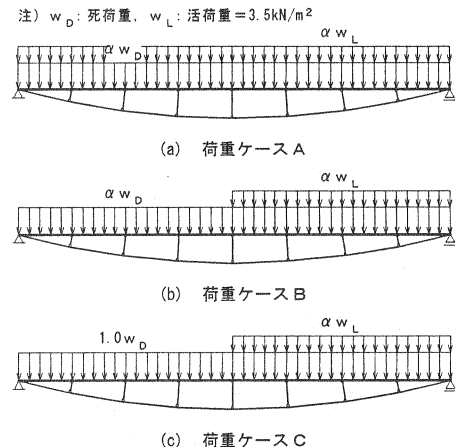


図-7 荷重ケース

4. 構造パラメータと終局挙動

(1) 変形挙動

解析結果の一例として、基本モデルに対する主桁の変形状況を図-8に、基本モデルおよびその引張鉄筋比を0.5%および2.0%とした場合の荷重倍率-変位関係を図-9に示す。荷重ケースCにおける終局時の変形状況は、図-6に示した逆対称1次の座屈モードと類似している。荷重倍率-変位関係は、荷重ケースA, Bでは吊ケーブル弾性限界までは線形的で吊ケーブル弾性限界後に剛性が低下するバイリニア型の挙動を示し、荷重ケースCでは荷重倍率の増加に伴い徐々に剛性が低下する挙動を示す。また、いずれの荷重ケースにおいても鉄筋降伏では顕著な剛性低下は示さず、局部的な剛性低下は全体挙動に大きな影響を与えない結果となっている。なお、座屈破壊する場合でも、引張鉄筋比が1.0%程度であれば、十分な靱性を示した後に破壊に至っている。

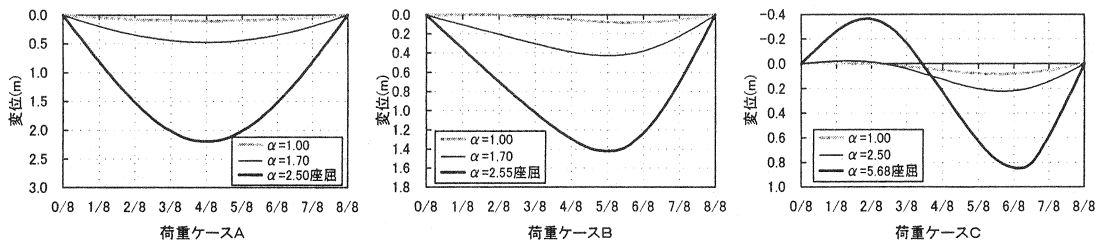


図-8 主桁の変形状況

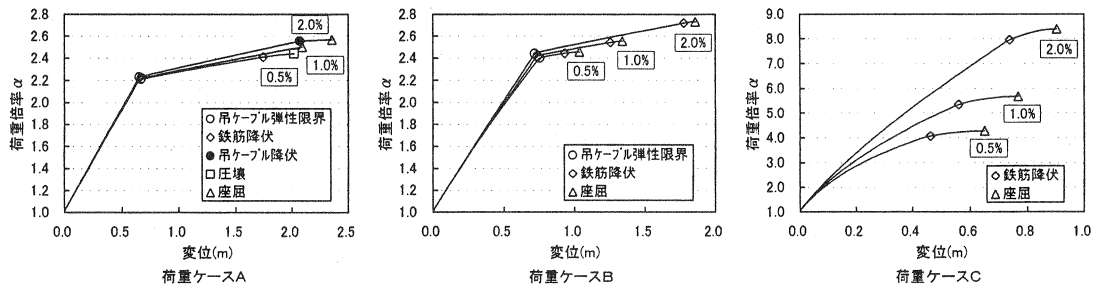


図-9 荷重倍率-変位関係

(2) 座屈安全率および引張鉄筋比の影響

図-10に、座屈安全率と終局時の荷重倍率 α との関係を各引張鉄筋比に対して示す。また、図中に、終局状態が圧壊であるか座屈破壊であるかを付記する。ここで、座屈安全率および引張鉄筋比以外の構造パラメータは、基本モデルと同一である。各荷重ケースとも、座屈安全率が大きいほど終局状態は座屈から圧壊へと移行し終局時の荷重倍率は大きくなるが、その影響は荷重ケースCにおいて最も顕著で比例関係に近い結果を示している。また、引張鉄筋比が大きいほど終局時の荷重倍率も大きくなるが、その影響も荷重ケースCにおいて最も顕著である。なお、いずれの座屈安全率および引張鉄筋比においても、道路橋示方書⁶⁾で規定している終局荷重作用時の荷重組合せである1.7(死荷重+活荷重)および1.0(死荷重)+2.5(活荷重)は満足する結果となっている。

(3) 座屈安全率およびサグ比の影響

図-11に、座屈安全率と終局時の荷重倍率 α との関係を各支間サグ比に対して示す。ここで、座屈安全率および支間サグ比以外の構造パラメータは、基本モデルと同一である。荷重ケースA, Bでは支間サグ比が大きいほど終局時の荷重倍率は若干大きくなるが、荷重ケースCでは逆に支間サグ比が小さいほど終局時の荷重倍率が大きくなる。これは、対称変形に近い荷重ケースA, Bでは支間サグ比が大きいほど吊ケーブル

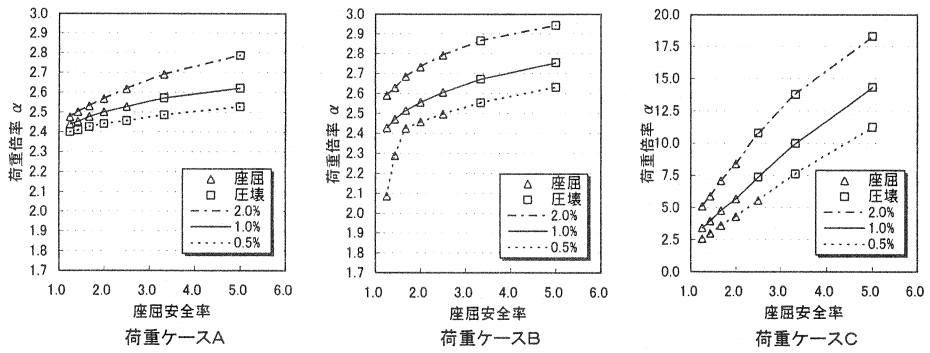


図-10 座屈安全率および引張鉄筋比と終局時の荷重倍率

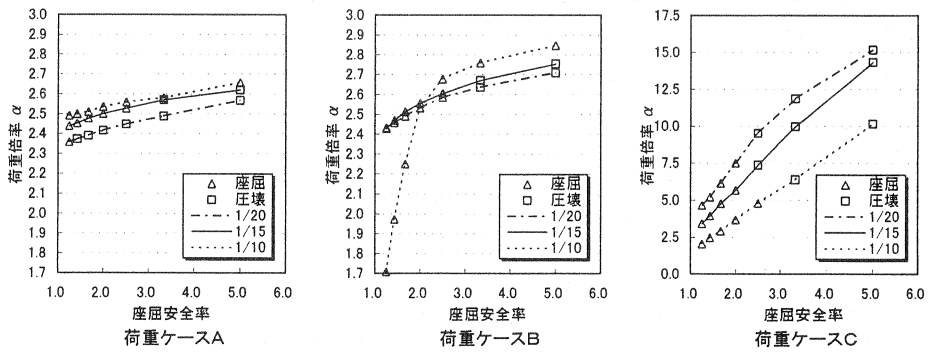


図-11 座屈安全率および支間サグ比と終局時の荷重倍率

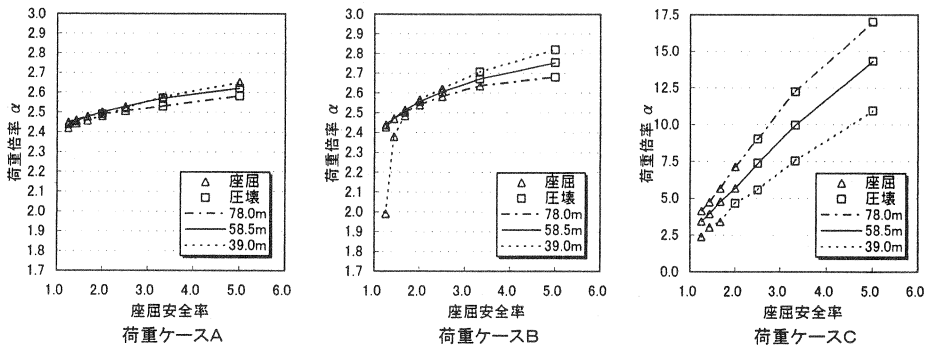


図-12 座屈安全率および支間長と終局時の荷重倍率

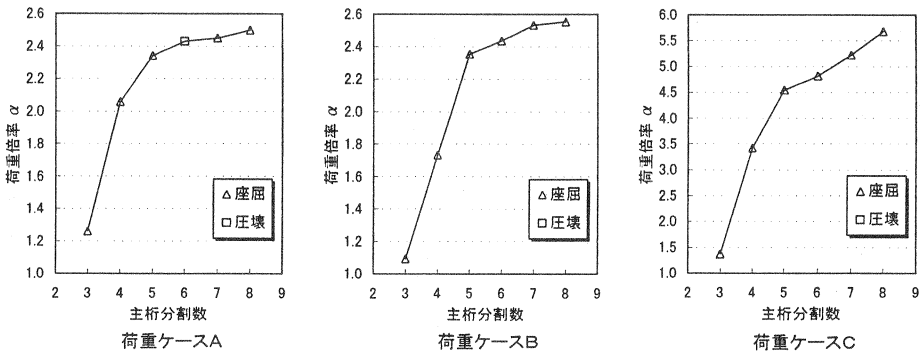


図-13 鉛直材配置と終局時の荷重倍率

の荷重分担が大きくなるが、逆対称変形に近い荷重ケース C では支間サグ比が小さいほど吊ケーブルの補剛効果が大きくなるのが要因と考えられる。なお、図-6 に示した固有値解析による逆対称 1 次モードの座屈軸力は、支間サグ比が 1/10 の場合は 8.17MN (式(2)では 7.75MN) であり、支間サグ比が 1/20 の場合は 20.18MN (式(2)では 17.21MN) となり、支間サグ比が小さいほど座屈軸力は大きくなっている。

(4) 座屈安全率および支間長の影響

図-12 に、座屈安全率と終局時の荷重倍率 α との関係を各支間長に対して示す。ここで、座屈安全率および支間長以外の構造パラメータは、基本モデルと同一である。荷重ケース A, B では、同一の座屈安全率に対しては支間長にかかわらずほぼ同じ終局時の荷重倍率となっている。一方、荷重ケース C では、支間長が長いほど終局時の荷重係数が大きくなっているが、これは、支間長が長いほど活荷重/死荷重の比率が小さいことが要因である。なお、活荷重/死荷重の比率は、座屈安全率 2.0 の場合、支間長 39.0m で 30%、支間長 58.5m で 23%、支間長 78.0m で 18%である。

(5) 鉛直材配置の影響

図-13 に、基本モデルに対して鉛直材配置を変更した場合に対して終局時の荷重倍率 α を示す。終局時の荷重倍率は、各荷重ケースともに主桁分割数 8~5 の間では顕著な差は生じていないが、分割数が 5 未満となると急激に荷重倍率は低下し、分割数 3 では荷重ケース A, B で荷重倍率 1.7 を、荷重ケース C で荷重倍率 2.5 を満足しない結果となっている。

5. まとめ

自碇式上路 P C 吊床版橋における構造上の問題点の 1 つである座屈破壊を含めた終局挙動に関して、複合非線形解析により主桁剛性やサグ比、鉛直材配置等の構造パラメータとの関係について検討を行った。本研究で得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 模型実験の結果との比較により、本研究で用いた複合非線形解析により自碇式上路 P C 吊橋の終局挙動は評価できるものと判断される。
- (2) 主桁の終局状態が座屈破壊となる場合でも、引張鉄筋比を大きくすれば十分な靱性のある構造とすることが可能である。
- (3) 終局時の変形状況が対称変形に近い場合は、一般的には主桁の座屈安全率を小さくしても終局時の荷重倍率は顕著に低下しない。
- (4) 主桁の座屈安全率が 2.0 以上で鉛直材配置を主桁分割数 5 以上とすれば、支間長によらず、終局荷重用時の荷重倍率は 1.7(死荷重+活荷重)および 1.0(死荷重)+2.5(活荷重)を十分に満足することができる。

今回の研究で、自碇式上路 P C 吊橋の構造パラメータと終局挙動の関係がある程度把握されたものと考えられる。本研究が、今後の自碇式上路 P C 吊橋の設計に参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 角本周・大信田秀治・梶川康男・南部敏行：自碇式上路 PC 吊橋の終局挙動に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1341-1348，1998.3.
- 2) 梶川康男・犬島秀治・角本周・大沼孝司・堀達浩：自碇式上路 PC 吊橋の構造特性と振動使用性，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1377-1386，1999.3.
- 3) 前田文男・崎元達郎・小幡大輔・渡辺浩：張弦 PC 橋の終局耐力に関する研究，土木学会論文集，No.619/I-47，pp.203-214，1999.4.
- 4) Eakarath, W.・Mutsuyoshi, H.・Aravinthan, T.・Watanabe, M.：Analysis of the Flexural Behavior of Externally Prestressed Concrete Beams with Large Eccentricities，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.817-822，2000.6.
- 5) 小坂寛巳・川田成彦・津野和男：外ケーブルを用いた PC 橋の終局曲げ挙動に関する研究，土木学会論文集，No.613/V-42，pp.147-164，1999.2.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲコンクリート橋編，1996.12.