

合成斜張橋主桁の終局挙動の解明と安定照査法

Ultimate behavior and stability design of composite girder in cable-stayed bridges

長井正嗣*・奥井義昭**・岩崎英治***・野上邦栄****・廣野智紀*****

Masatsugu NAGAI, Yoshiaki OKUI, Eiji IWASAKI, Kuniei NOGAMI and Tomonori HIRONO

*正会員 工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系(〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

**正会員 博士(工学) 埼玉大学助教授 工学部建設工学科(〒338-8570 さいたま市桜区下大久保 255)

***正会員 博士(工学) 長岡技術科学大学助教授 工学部環境・建設系(〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

****正会員 工博 東京都立大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒192-0397 八王子市南大沢 1-1)

*****工修 (株)三井住友建設 名古屋支店土木部 (〒460-0008 名古屋市中区栄 3-7-20)

This paper describes ultimate behavior of composite 2-I-girder in cable-stayed bridges and proposes a stability design method of the girder. Using 150, 400 and 600-meter span models, in which a depth of the steel girder is chosen as a design parameter, elasto-plastic large displacement analysis is carried out. In the analysis, the effect of creep and shrinkage of the concrete deck on the ultimate strength is taken into account. It is found, in all cases dealt with in this study, global buckling of the girder was not observed and that the ultimate strength is governed by material nonlinearity. From a viewpoint of design practice, it is concluded, when the minimum girder depth of 1.0 meters is used for bridges with a span length up to 400 meters and maximum span-to-girder depth ratio of 400 is used for bridges with a span length from 400 to 600 meters, the ultimate strength of bridges is governed by yielding of steel in the composite girder.

Keywords : cable-stayed composite bridges, ultimate strength, creep, shrinkage

キーワード：合成斜張橋，耐荷力，クリープ，収縮

1. まえがき

合成斜張橋は鋼 I 桁または箱桁を橋の幅員方向の両端部に配置し、床版(主にプレキャスト床版)と合成させた主桁を斜めケーブルで吊る橋の形式である。我が国では建設例をみないものの、海外ではその経済性から、PC 斜張橋の代案として数多く建設されている¹⁾。その適用スパンをみると最大 600m 程度に達しており、スパン 400m 以上の橋梁も 10 橋程度ある。さらに、これまで言われている斜張橋の経済的適用スパン(200~300m 以上)に比べると小スパン(100~200m)の領域での実績がある。また、我が国でも適用性に関する検討^{2,3)}が行われている。以上のように、経済的な橋梁タイプを追求する上で本形式は検討に値するタイプと言える。

さて、合成斜張橋の設計に当たり、幾つかの検討すべき課題⁴⁾があるが、その内の一つとして主桁の座屈安定照査法が挙げられ、現状では明確な規定がみられない。耐力に関連する検討として著者らの文献⁴⁾が挙げられる。そこでは、まず、クリープ、収縮による鋼桁、コンクリート床版間の応力移行の程度を明らかにし、次に応力移行が終局強度に与える影響を検討している。結果として、応力移行が大きいこと、鋼桁の圧縮応力の増大(応力移行)に伴い終局強度が低下すること、また、終局状態は、桁の全体座屈ではなく鋼材の降伏に支配されることを明らかにしている。しかし、そこで扱われたモデルのスパンは 150, 400m で、鋼桁高も各スパンで 2.0m と 1 ケース、スパンと桁高の比で最大 200 までであった。

本研究では、スパンとして 150, 400m とともに、

現状最大スパン相当の 600m を含む 3 ケースを対象とし、鋼桁高も各スパンで 2 ケース、合計 6 ケース(スパンと桁高の最大比は 400)を対象に終局強度解析⁵⁾を行い、挙動や強度を明らかにし、あわせて安定照査法の提案を行う。なお、解析にあたり、クリープ、収縮による応力移行量が多いことからそれらの影響を考慮するが、完成系の状態からクリープ、収縮解析を行い、その後に耐荷力解析を行う。これは、架設ステップを忠実にフォローした解析結果との比較から、応力移行量が時間の経過とともにほぼ同じになることを確認しているためである⁴⁾。

2. 解析方法

数値解析は、時間依存の非線形挙動が考慮できる FEM ソフト NASCAB⁵⁾を用いた。具体的な解析手順は著者らの文献⁴⁾で説明を行っているため、ここでは、簡単に主要点のみを紹介する。

2.1 材料および幾何学的非線形性

合成桁、塔の材料非線形を考慮するため、図-1 に示すファイバーモデルのはり要素を用いる。このはり要素では、桁、塔の断面は異なる応力を受ける薄い鋼板またはコンクリートの層で成り立つものとしてモデル化する。ひずみの分布は断面内で直線分布と仮定し、各層において非線形の応力-ひずみ関係を仮定することで、各層のひずみレベルに応じた応力と剛性をもとめ、それより接線剛性マトリックスを算定するものである。なお、本文では薄板の局部座屈は考慮しないものとする。

図-2 にスパン 150,400 および 600m モデルで採用した材料の応力-ひずみ関係を示す。図-2(a), (b) は鋼とケーブルの応力-ひずみ関係で、それぞれ、バイリニヤ、トリリニヤモデルが用いられる。また、コンクリートの応力-ひずみ関係は、図-2(c) に示すように、最大強度までは放物線モデルが、その後の下り勾配にはバイリニヤモデルが用いられる。

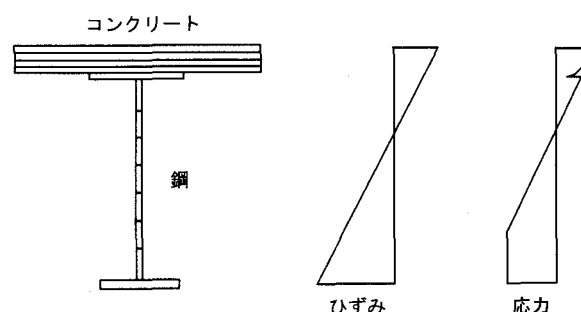


図-1 ファイバーモデル

幾何学的非線形は幾何剛性マトリックスを用いて考慮される。ケーブルのサグの影響を考慮するために Ernst のヤング係数を用いたトラス要素が用いられる。

2.2 時間依存の挙動

クリープ係数 ϕ と収縮ひずみ ϵ_s の時間変化はコンクリート標準示方書⁶⁾に準じて、

$$\Phi(t) = \Phi_{\infty} [1 - \exp(-0.090 t^{0.6})] \quad (1)$$

$$\epsilon_s(t_0) = \epsilon_{s\infty} [1 - \exp(-0.108 t_0^{0.56})] \quad (2)$$

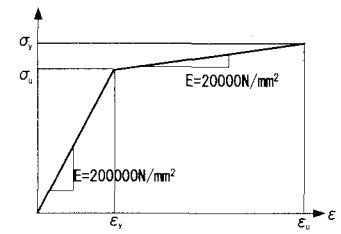
とする。ここで、 t は初期載荷からのコンクリートの材齢(日)、 t_0 は打設時からのコンクリートの材齢(日)である。

本解析例では、プレキャスト床版を使用し載荷の材齢を 90 日と想定することから、 $\phi_{\infty}=1.1$ 、 $\epsilon_{s\infty}=100\mu$ と仮定する⁶⁾。鋼桁と合成される材齢 90 日以前の収縮ひずみは合成断面には導入されないため、実際に導入されるひずみは $\epsilon_s(\infty) - \epsilon_s(90) = 26\mu$ と小さい値となる。本計算では、応力移行の原因はクリープによる影響が大きい。また、1. まえがき、で説明したように、完成状態からクリープ、収縮が始まるのとして計算を行う。なお、タワーのコンクリートについても床版部分と同様のクリープ・乾燥収縮挙動を仮定して解析を行った。

3. 計算モデルと荷重載荷

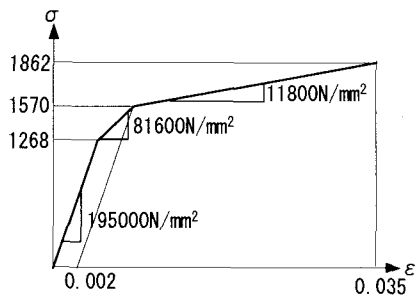
図-3 にスパン 150m の合成斜張橋モデルを示す。

図-3(a)～(c)はモデルの側面、主桁断面、塔断面である。合成主桁の幅員は2車線を想定した12m

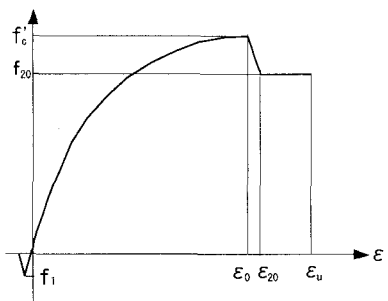


	SM490	SM490Y
σ_u	417	456
σ_y	320	360
ϵ_y	0.0016	0.0018

(a) 鋼材



(b) ケーブル



	スパン 150m	スパン 400, 600m
f_c	45MPa	50MPa
f_{20}	35MPa	40MPa
f_1	4.5MPa	5MPa
ϵ_0	0.003	0.003
ϵ_{20}	0.0031	0.0031

(c) コンクリート

図-2 材料構成則

で、ケーブルの桁吊点間隔は10m、桁は塔位置でケーブルにより鉛直方向に弾性支持される。

剛支持でなく弾性支持とするのは、大きな負曲げモーメントが生じないようにするため、このタイプの橋梁では一般的に採用されている。計算対象とした鋼桁高は1.0,1.5mである。塔の桁上高さは15m、スパンの1/10としている。これは、このスパン領域で最近建設例が多くなっているエキストラードタイプPC斜張橋の塔高と同程度の値を採用したためである。塔は鉄筋コンクリート製で、鉄筋の材質はSD295、使用鉄筋量は鉄筋比で2%である。また、桁位置上、下方向で2種類の断面を用いている。本来、桁位置と塔基部間をなだらかに断面変化させるべきであるが、今回は主桁を主要な着目点としているため、2つの断面を用いることとした。この対応はスパン400,600mモデルともに共通である。ケーブルの断面積は、鋼桁高1.0mの場合、半橋当たり、最上段の0.0071(0.0067)m²から最下段の0.0020(0.0020)m²まで変化させている。なお、()内は鋼桁高1.5mの場合の値である。

桁の断面諸元は死荷重(塔曲げモーメントをゼロとし、桁曲げモーメントが連続桁の曲げモーメントに近づくようケーブル張力調整を行う)と活荷重(影響線解析)を考慮し、許容応力度の上限値 η ($\equiv$ 降伏点/1.7)を超えないように決定している。ケーブルのサイズは、桁と同様に死荷重と活荷重(影響線解析)による応力を計算し、許容応力度の90～95%の範囲となるように決定している。許容応力度に余裕を見込んだのは、衝撃、支点沈下や温度変化等の影響を考慮していないためである。塔断面は死荷重と風荷重または地震荷重(0.3G)の組み合わせを考え、結果的に死荷重と地震荷重の組み合わせで決定している。

図-4にスパン400mの合成斜張橋モデルを示す。図-4(a)～(c)はモデルの側面、主桁断面、塔断面である。合成主桁の幅員は4車線を想定した20mで、ケーブルの桁吊点間隔は10m、塔位置で150mモデルと同様に鉛直方向のケーブルで弾性支持さ

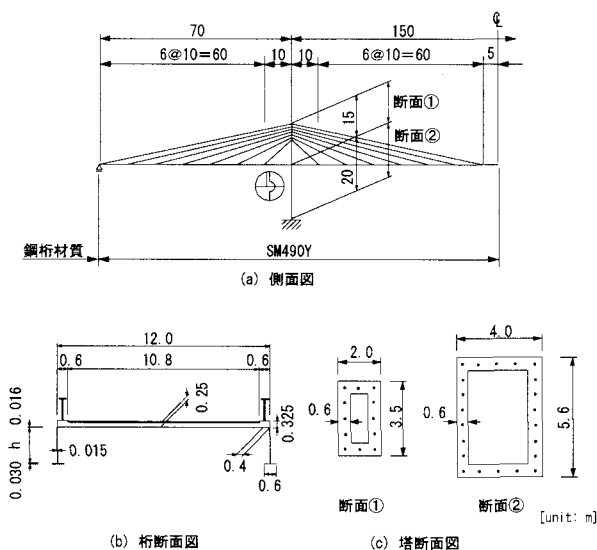


図-3 スパン 150m モデル

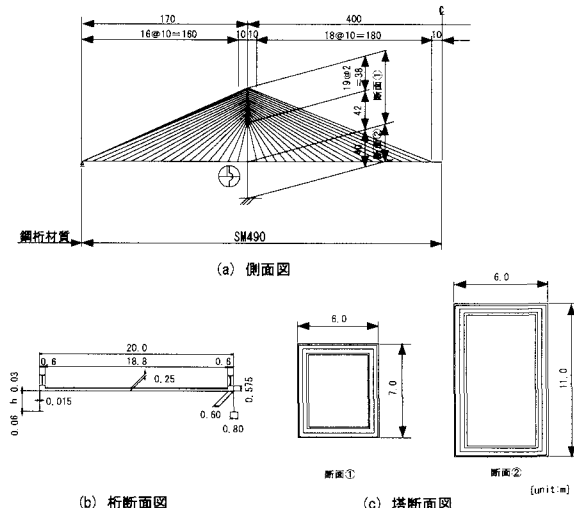


図-4 スパン 400m モデル

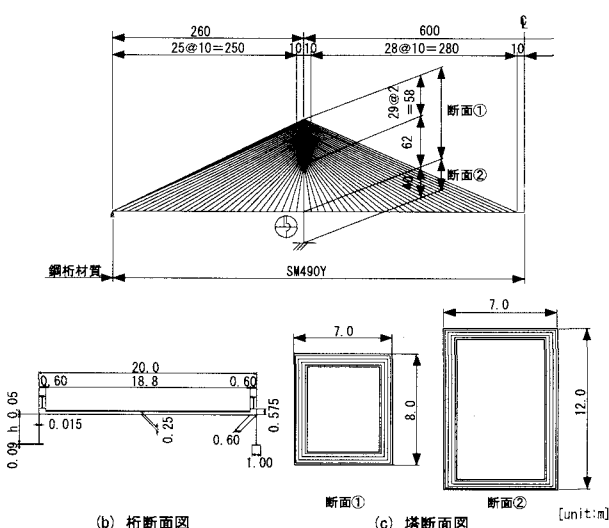


図-5 スパン 600m モデル

れる。計算対象とした鋼桁高はスパン 150m モデルと同様に、1.0, 1.5m である。ケーブルは塔を挟んで対称配置されるが、対称配置できないケーブルは桁端部に集約して定着している。塔の桁上高は 80m で、このケースでは、経済的と言われるスパンの 1/5 である。塔は鉄筋コンクリート製で、鉄筋の材質は SD345、使用鉄筋量は 2% である。ケーブル断面積はいずれの鋼桁高も最上段の 0.0094m² から最下段の 0.0025m² まで変化させている。なお、桁、ケーブル及び塔諸元の決定方針はスパン 150m モデルの場合と同様である。

図-5 にスパン 600m の合成斜張橋モデルを示す。図-5 (a) ~ (c) は各々モデルの側面、主桁断面、塔断面である。主桁、塔に関する基本的な形状はスパン 400m モデルと同様のコンセプトで決定している。このモデルで計算対象とした鋼桁高は 1.5, 2.0m である。塔の鉄筋の材質は SD345 で、鉄筋量は 5% である。ケーブル断面積は最上段の 0.0109 (0.0107) m² から最下段の 0.0025 (0.0025) m² まで変化させている。なお、() 内は鋼桁高が 2.0m の場合の値である。桁、ケーブル及び塔諸元の決定方針はスパン 150m モデルの場合と同様である。

耐荷力解析における荷重載荷は次のように行った。まず、死荷重(D)を作用させるが、その際、ケーブル張力を調整(PR)を行う。次に、クリープ、収縮(CR, SH)による応力移行解析を行い、活荷重(L)を作用させる。続いて、死、活荷重(D+L)に比例する(比例係数: α)分布荷重を終局状態に至るまで作用する。これを数式表示すると以下のようになる。

$$\{(D + PR + CR + SH) + L\} + \alpha(D + L) \quad (3)$$

4. 解析結果と考察

4.1 スパン 150m モデル

図-6 に荷重倍率($\alpha + 1$)とスパン中央鉛直変位の関係を示す。図より終局状態まで、両者が線形関係にあることがわかる。表-1 に初期降伏時およ

び終局時の荷重倍率を示す。この表より、初期降伏、終局時の荷重倍率が近いことがわかる。なお

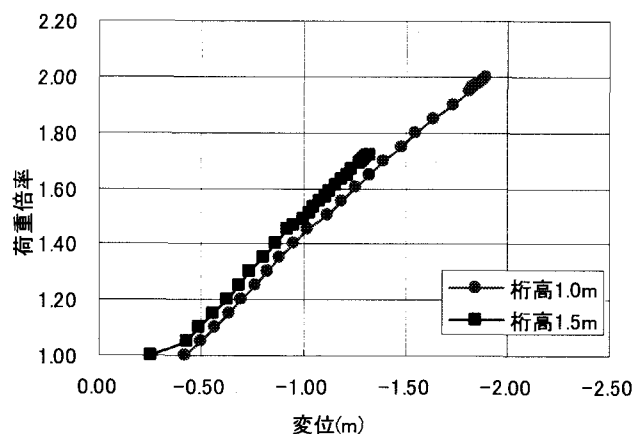


図-6 荷重倍率-変位関係 (150m モデル)

ここで終局状態とは変位の増大とともに荷重倍率が増加した後、わずかに減少した状態を終局と

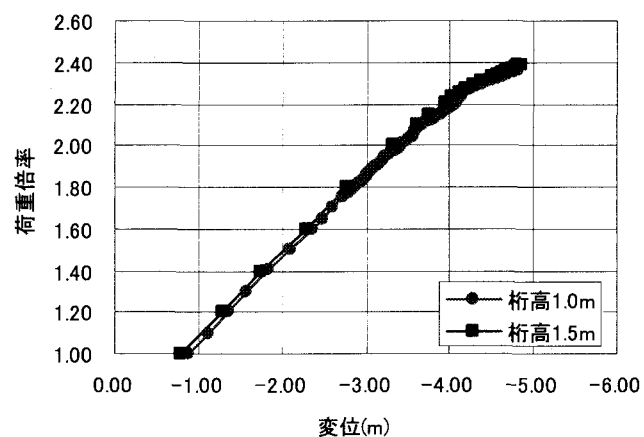


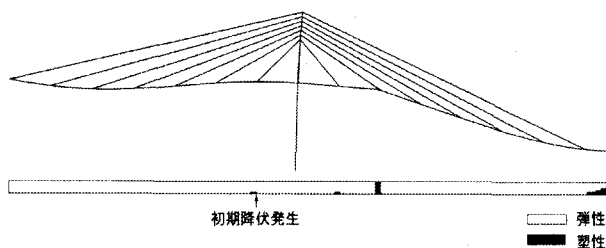
図-8 荷重倍率-変位関係 (400m モデル)

表-1 荷重倍率 (150m モデル)

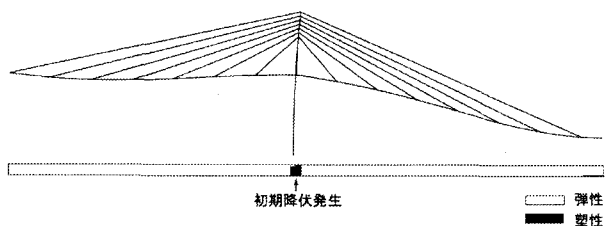
桁高	降伏時 ($\alpha + 1$)	終局時 ($\alpha + 1$)
1.0m	1.96	2.01
1.5m	1.70	1.72

表-2 荷重倍率 (400m モデル)

桁高	降伏時 ($\alpha + 1$)	終局時 ($\alpha + 1$)
1.0m	2.35	2.37
1.5m	2.36	2.40

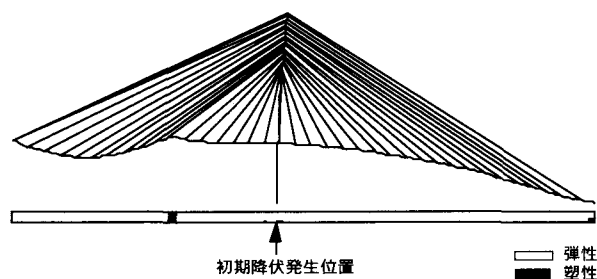


(a) 桁高 1.0m

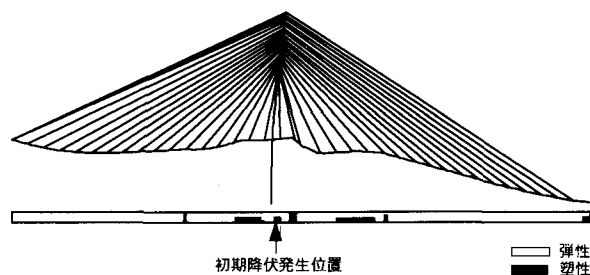


(b) 桁高 1.5m

図-7 崩壊モード形と塑性域の分布 (150m モデル)



(a) 桁高 1.0m



(b) 桁高 1.5m

図-9 崩壊モード形と塑性域の分布 (400m モデル)

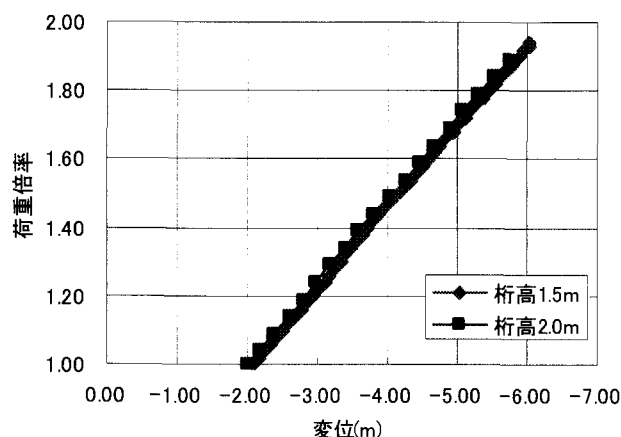


図-10 荷重倍率-変位関係 (600m モデル)

表-3 荷重倍率 (600m モデル)

桁高	降伏時 ($\alpha + 1$)	終局時 ($\alpha + 1$)
1.5m	1.94	1.95
2.0m	1.93	1.94

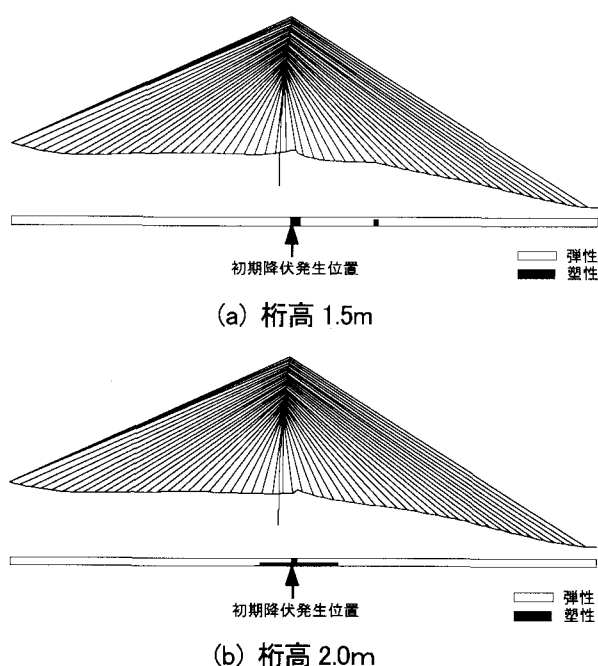


図-11 崩壊モード形と塑性域の分布 (600m モデル)

判定している。

図-7 に終局時の変位増分モード形(ここでは、崩壊モード形と呼ぶ)と、下段に終局時における鋼

桁の塑性域の広がり状態を示す。また、図中の矢印は初期降伏が生じた位置である。これより、桁の全体座屈ではなく、塑性域の広がりにより、その位置で折れ曲がるようなモード形が得られていることがわかる。

なお、鋼桁高によって降伏、終局時の荷重倍率に比較的大きな差異が生じており、桁高の高い方が荷重倍率も低い。この理由は、死、活荷重に比例する分布荷重を作用させると、桁高の高いモデルの応力が大きくなるためである。

4.2 スパン 400m モデル

図-8 に、図-6 と同様に荷重倍率とスパン中央鉛直変位の関係を示す。このモデルも両者には線形関係がみられる。表-2 に初期降伏時、終局時の荷重倍率を示す。これより、両者の荷重倍率が近いことがわかる。また、このモデルでは、荷重倍率は鋼桁高の影響をあまり受けていない。図-9 に崩壊モード形を示す。崩壊モードについてはスパン 150m モデルと同様であり、桁の全体座屈ではなく、塑性域において折れ曲がる破壊形式である。

4.3 スパン 600m モデル

図-10 に荷重倍率とスパン中央鉛直変位の関係を示す。先のモデルと同様、荷重と変位は終局状態まで線形関係を示す。表-3 に初期降伏時、終局時の荷重倍率を示す。この場合も両者は近い値を示すことがわかる。また、鋼桁高の影響をあまり受けていない。図-11 は崩壊モード形であるが、スパン 150,400m モデルの場合と同様の破壊形式である。

5. まとめ

合成 2 主 I 桁の鋼桁高として、スパン 400m 以下では 1.0m 以上を採用すること、また、スパン 400~600m の範囲では、最大のスパン/鋼桁高の比として 400 を採用することを前提条件として、以下のことが言える。

(1)終局(崩壊)状態に至るまで、桁の全体座屈は生じない。荷重の増加に伴い、桁断面に降伏が生じ、その後のわずかな荷重増加で降伏域が更に広がり、その位置で桁が折れ曲がるように変形して終局状態となる。

(2)荷重－変位曲線が崩壊に至るまではほぼ直線的に変化し、崩壊時の最大変位もいずれのモデルでもスパンの 2%以下であることから、崩壊状態に至るまで、幾何学的非線形の影響は小さい。

(3)初期降伏時と終局時の荷重倍率は比較的近い値を示す。多少安全側であるが、鋼桁に降伏が生じた状態を終局状態とみなしてよいと考える。ただし、本検討では板の局部座屈挙動を扱っていない。そのため、桁の局部座屈強度または降伏強度のうち、小さい強度を終局強度とみなすのが妥当と考える。

(4)以上の(1)～(3)の結果より、局部座屈の照査のみを行うことを提案する。すなわち、

$$\sigma_c + \sigma_b < \sigma_{cal} \quad (4)$$

を満足するものとする。ここで、 σ_c は軸力による応力度、 σ_b は面内曲げモーメントによる応力度、 σ_{cal} は局部座屈に関する許容応力度である。なお、式(4)では、幾何学的非線形の影響が小さいことから、道示鋼橋編⁷⁾「4.3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材」の照査式

$$\sigma_c + \frac{\sigma_b}{(1 - \sigma_c / \sigma_{ea})} < \sigma_{cal} \quad (5)$$

において左辺第 2 項の分母項を無視している。ここで、 σ_{ea} は許容オイラー座屈応力度である。ち

なみに、設計計算において、線形化有限変位で断面力等を算出する場合も、この項は無視できる。

参考文献

- 1) 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英治: 合成斜張橋の動向と技術的課題, 橋梁と基礎, Vol.35, No.11, pp.27-34, 2001
- 2) 井澤衛, 平山博, 富本信, 佐狐真一, 北川雅治, 熊野拓志, 長井正嗣: 塔高さの低い合成斜張橋の構造特性に関する一検討, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集, pp.524-525, 1995
- 3) Noguchi, J., Kitada, T., Yoshida, M., Tsukamoto, R., Endo, S. and Shioya, H. : Feasibility design of on cable-stayed bridges with H-shaped main girders, Proc. of IABSE Conference on Cable-supported Bridges, Seoul, Korea, pp.122-123, 2001
- 4) 奥井義昭, 長井正嗣, 秋山成興: 合成斜張橋におけるクリープ, 収縮による応力移行と終局強度に与える影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.49A, pp.817-824, 2003
- 5) Abbas, S. : Nonlinear analysis of segmentally erected reinforced and prestressed concrete cable-stayed bridges, UCB/SEMM-90/24, 1990
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋指示方書・同解説(I 共通編, III コンクリート橋編), 2002
- 7) (社)日本道路協会: 道路橋指示方書・同解説(I 共通編, II 鋼橋編), 2002

(2003 年 9 月 12 日 受付)