

【論文】

ハイブリッド吊床版道路橋架設系の静力学特性

原田 健彦[†], 吉村 健[‡], 井嶋 克志^{††}, 田中 孝久[‡], 森田 正一^{††}

Static Characteristics of a Hybrid Stress-Ribbon Vehicle Bridge during Erection of Girder

Takehiko Harada[†], Takeshi Yoshimura[‡], Katsushi Ijima^{††}, Takahisa Tanaka[‡] and Shoichi Morita^{††}

Abstract: In our previous paper, a proposal was made for hybrid stress-ribbon vehicle bridges with the span lengths of 200-600 m and their preliminary structural design was made. In this paper, a numerical analysis was made for a bridge with the span-length of 400 m to examine its static characteristics during erection of the girder. The girder was erected from midspan towards the pylons. The large deflection non-linear theory was used in the analysis. The findings revealed that the maximum deflection of about 5 m in the lower cables was observed at the early erection stage and that the maximum stress in the cables and girder was far below the allowable stress.

Keywords: hybrid stress-ribbon bridge; under construction; static characteristics; large deflection non-linear theory; numerical analysis.

1. まえがき

多数の小島を相互に橋梁で結ぶことは、日韓共通の課題のひとつである。また、深くて幅の広いV字谷、リアス式海岸やフィヨルドなどでは、迂回しなければならないことが多々ある。離島や山村であるが故に日交通量が少ないことや近年の経済情勢などの理由から、そこでは廉価な新型の簡易形式橋梁の開発が望まれている。

一般に、V字谷、小島が点在するリアス式海岸やフィヨルドなどでは、橋脚や主塔の施工において難工事が予想される。そこで著者らは、単径間で橋脚の施工が不要な吊床版橋をベースにしたハイブリッド吊床版橋を提案し、日韓の産学連携研究・開発を行ってきた。そこでは第一段階として、道路橋への

適用を視野に入れた歩道橋を提案し、橋長 123m の単径間構造について種々の検討を重ねてきた^{1), 2)}。またその第二段階では、先に提案された歩道橋に関する検討結果を踏まえて橋長 200~600m の道路橋を試設計し、その静力学特性についてこれまでに検討してきた^{3), 4)}。本文では、残された課題のひとつである本橋架設系の静力学特性について検討した結果を記す。検討対象は、橋長 400m の構造のみである。

2. ハイブリッド吊床版道路橋^{3), 4)}

図-1 に示すように、本橋は橋長 400m を有し、その上部構造は、RC 製の塔、その塔に支持されたサグ比 10% の上ケーブルおよびバックステイクケーブル、グラウンドアンカー型橋台に定着されたサグ比 2% の下ケーブルおよび主桁から構成されている。図の (b) と (c) に示すように、2 車線 1 自歩道を有する総幅 13m の主桁は、直径 70cm の円形断面を有する 2 鋼管エッジビーム、オープングレーティング床版、高さが 0.7~2m に変化する鋼 I 形変断面床桁、桁の上下

[†] 工学研究科社会開発・環境システム工学専攻

[‡] 都市基盤デザイン工学科

^{††} 佐賀大学理工学部都市工学科

^{†††} 工学研究科土木工学専攻

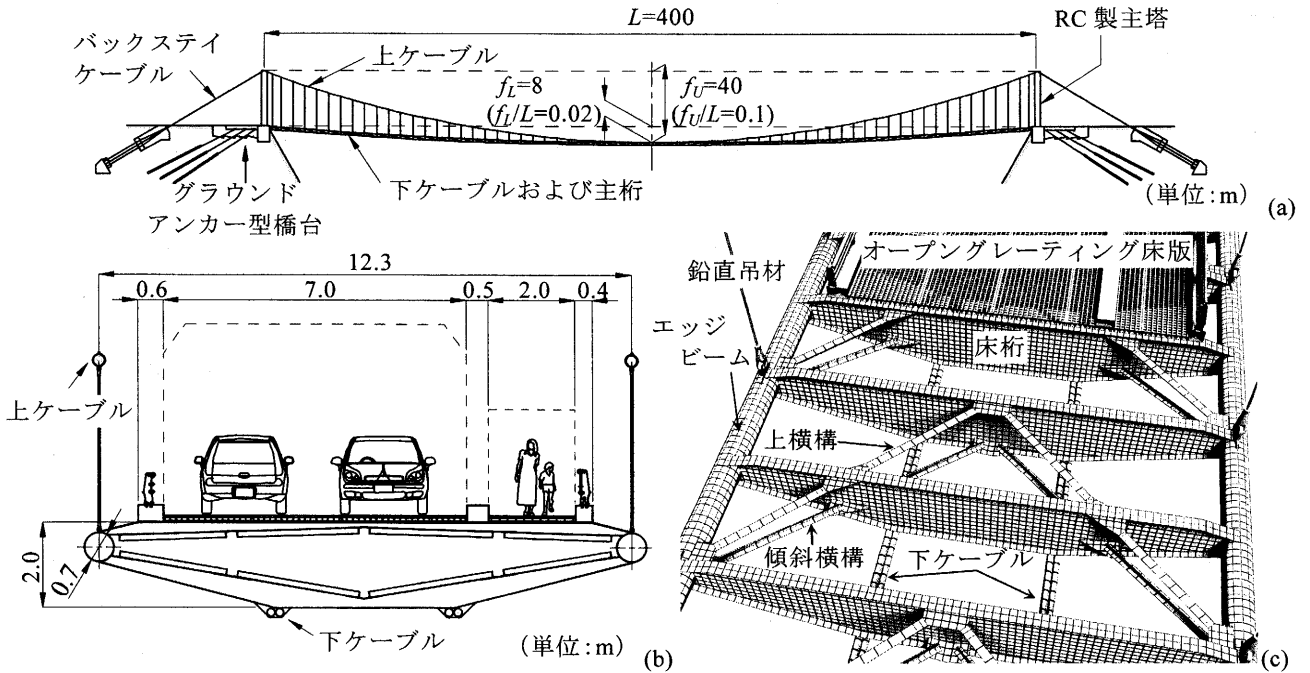


図-1 提案したハイブリッド吊床版道路橋の一般図(a), 標準断面図(b)および主桁イメージ図(c)

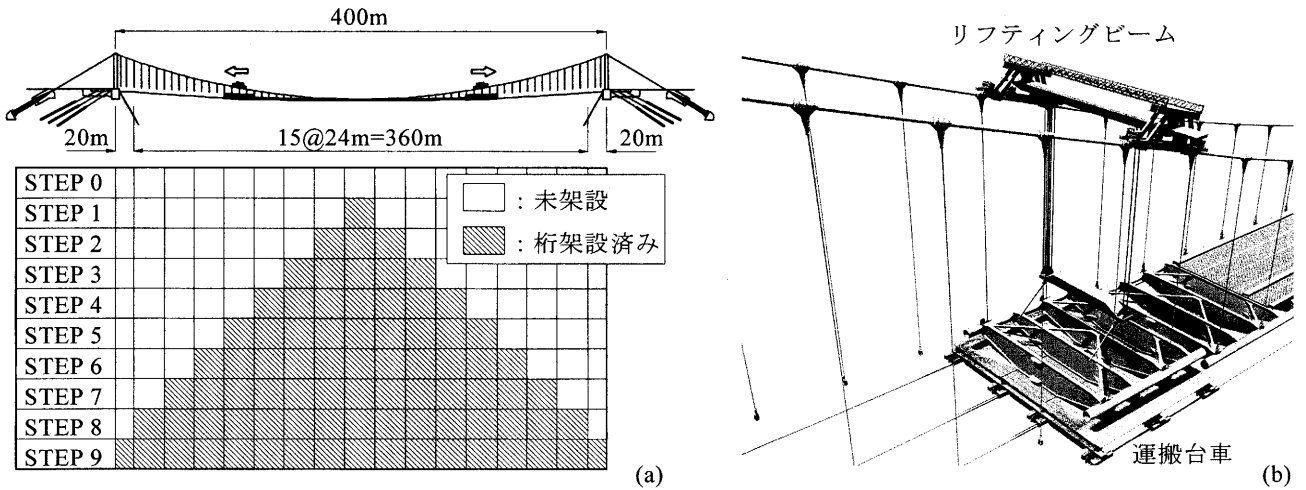


図-2 桁架設手順(a)および桁架設イメージ図(b)

2面に設置された上横構および傾斜横構から構成されており、鉛直吊材を介した上ケーブルおよび下ケーブルで支持されている。エッジビームは、その両端が橋台に固定されており、活荷重による軸方向引張力にも抵抗して‘吊床版’の一役も担う。また既述したように、桁の上下2面に横構を設置して準閉断面を構成しており、床桁高を適宜増加させることによって準閉断面部分の面積を増し、所要のねじれ剛性を確保できるようにした。

本橋は橋脚の建設が不要な単径間構造であり、桁架設には上ケーブルのみならず下ケーブルも活用でき、桁下の地形条件とはほぼ無関係に架設可能であ

る。本橋の架橋想定地点は既述したとおりであり、本提案橋梁がこのような立地条件、いわば難工事地点に適した構造であることも極めて重要である。

3. 桁架設手順

まず桁の架設に先立って、橋台、アンカレイジならびに主塔を施工する。次に、上ケーブルおよび下ケーブルを架設・仮定着し、上・下ケーブルのサグ調整と主塔のセットバックを行って桁を架設する。

図-2に示すように、本橋の桁架設では、長さ24mの桁ブロック(4セグメント分)をスパン中央部から両岸へ向けて1つずつ対称に架設する。その際、

図-3に示すような架設ヒンジとせん断キーにより各桁ブロック間を逐次仮連結する(全ヒンジ工法)。より具体的には、まず下ケーブルに支持された運搬台車(図-2(b))で桁ブロックを所定の位置に移動させ、ジャッキアップにより鉛直吊材に固定する。次に、桁ブロック同士を仮連結し、桁ブロックを下ケーブルに仮定着する。そして、全ブロック架設終了後にブロック同士を剛結し、架設ヒンジ等を取り除く。既述したとおり、桁架設で下ケーブルを有効に利用することは本提案橋梁の極めて重要な特徴のひとつである。上記の運搬台車とジャッキによる桁架設では、補剛箱桁吊橋の桁架設に広く用いられるリフティングビーム(図-2(b))は不要であり、経済的な施工が期待される。

検討にあたっては、図-2(a)に示した各桁架設ステップ(STEP 1~9)で各々の部材のたわみと断面力特性を数値解析によりそれぞれ調べた。なお、運搬台車とリフティングビームを併用した桁架設法も考えられるので、これも併せて検討した。また比較のため、架設ヒンジを設けずに桁ブロックを逐次剛結していく逐次剛結法についても同様の検討を行った。

4. 解析方法

4.1 接線剛性法^{5), 6)}

一般に、本橋のようなケーブル構造は非常に可とう性に富み、特に架設系では大変形を生じることが予想される。そこで、本橋架設系の検討では、幾何学的非線形性を考慮した大変位理論に基づく接線剛性法により数値解析を行った。

接線剛性法では、既知先行状態からの荷重増分(既知)と変位増分(未知)との関係より、まず接線剛性方程式を利用して未知変位の近似解を求める。次に、構造物が近似解のおおりの変形をしたものとして、得られた変位より厳密な適合条件を考慮して要素変形と要素力を求める。そして、これとつり合っている作用節点力を求め、この状態を新たな既知平衡状態と考える。さらに、新たな平衡状態における作用節点力と本来作用していなければならない節点力との差(以下に不平衡力と称す)の逆向きの成分を新たな荷重増分と考え、上記の過程を繰り返せば、不平衡力はしだいに小さくなり、極限として正しい平衡状態に到達する。

ここで、有限要素構造物の一構成要素に着目し、その先行つり合い状態の要素座標系に関する要素端力ベクトルを S 、これに対応する要素変形を s 、また基準座標系に関する節点力ベクトルならびに節点変位を U および u として本法の反復概念を図-4により

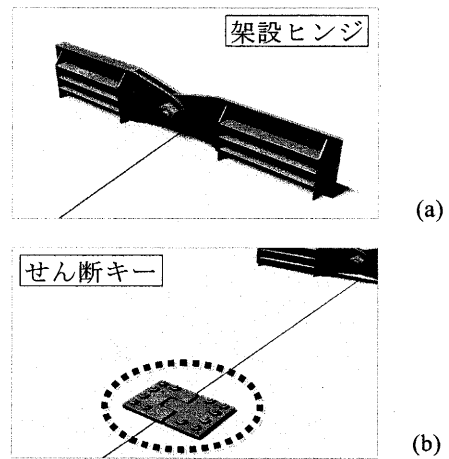


図-3 架設ヒンジ(a)およびせん断キー(b)の一例

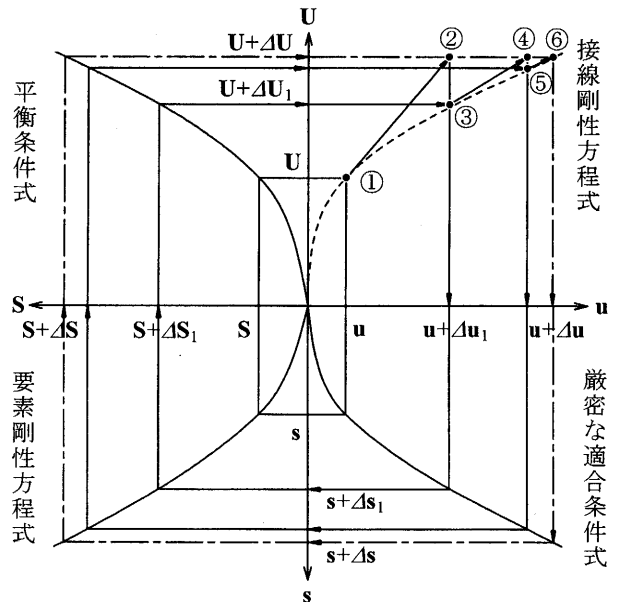


図-4 接線剛性法の反復概念

図式的に説明すれば、以下に記すようになる。

いま先行状態(一番内側のループ、 $U \rightarrow u \rightarrow s \rightarrow S \rightarrow U$)からの節点力の増分 ΔU を考え、 $U + \Delta U$ による厳密な真のつり合い状態は一点鎖線で表されるループとする。まず、先行状態である点①の接線剛性方程式から、節点変位の増分 Δu_1 を求める(点①→②)。この節点変位のもとに、厳密な変位と変形の適合条件式により要素変形 $s + \Delta s_1$ 、さらに部材固有の要素剛性方程式より要素力 $S + \Delta S_1$ 、変形後の平衡条件式より $U + \Delta U_1$ が得られ、節点変位の増分 Δu_1 に対応した真のつり合い状態(点③)が決定する。次に、点③を新たな先行状態として接線剛性方程式を誘導し、上記の手順を反復すれば、点③より真値に近い点⑤が得られる。これらを数回繰り返せば確実に収束した解が得られる。

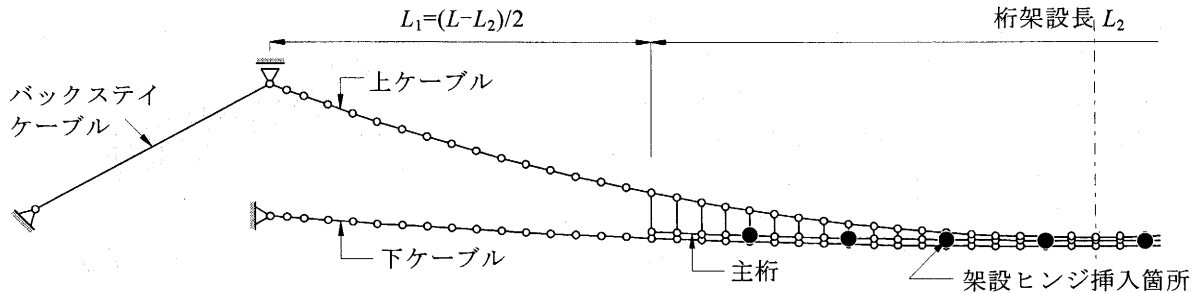


図-5 平面骨組み数値解析モデルの一例 (STEP 5)

4. 2 解析手順

本検討では、上記接線剛性法による非線形計算が可能な数値解析ソフト (FORUM 8 社「UC-Win/F-RAME3D」) を使用した。一般に、橋梁の架設系に対する検討では、完成系から架設の手順を逆に辿る解体計算により解析が行われる (例えば文献 7))。ただし、本解析ソフトでは「要素の追加と削除」が行えず、通常の実体計算は不可能であったため、以下に記す手法により架設系の計算を行った⁸⁾。なお、各ケーブル要素に対する初期張力の導入には温度荷重を用いた。

1. 完成時形状の平面骨組みモデルに対し、桁ブロック未架設部分の桁要素をあらかじめ削除する。
2. 上記 1 のモデルに全死荷重を載荷する (未架設部分では、所要の桁死荷重を分配し、それぞれ上・下ケーブル節点に直接載荷する)。結果的に、各節点は完成時より下方に変位し、完成時無応力状態の主桁には断面力が発生する。また、各ケーブル要素には、変形後の形状とつり合う (完成時と異なる) 軸力が発生する。
3. 各ケーブル要素に負の温度荷重を与え、上記 2 で生じた節点変位をゼロ (完成時形状) に戻す。結果的に、各節点は入力時の座標に戻る。このときモデルは完成時形状となり、主桁要素は無応力状態、各ケーブル要素には完成時における所要軸力 (初期張力) が導入された状態となる。
4. 上記 3 のモデルに対し、桁ブロック未架設部分の上・下ケーブル節点に載荷された桁死荷重をそれぞれ除荷する。

本解析では、各架設ステップにおいて平面骨組み解析モデルを個別に作成し、上記手法によりそれぞれ数値解析を行った。使用した解析モデルの一例として、STEP 5 に対する解析モデルを図-5 に示す。便宜上、主塔要素は省略して塔頂を水平ローラーで拘束し、桁ブロック未架設部分の吊材要素は削除した。解析に使用した死荷重を表-1 に示す。桁ブロックには架設資材等の重量を考慮して 1 ブロックの重量を

表-1 解析に用いた死荷重

主	桁	33.4	kN/m/Br
ケ ー ブ ル	上ケーブル	7.68	
	下ケーブル	7.68	
	合計	15.4	
桁ブロック		820	kN
運搬台車		1000	
リフティングビーム		1200	

820kN とした。運搬台車重量は、ジャッキ等を含む重量が未検討であるため 1000kN と仮定した。LB の重量には、安芸灘大橋⁸⁾の架設計算に使用された値を用いた⁹⁾。なお、架設重機等の重量は、上記計算終了後のモデルに対する追加計算として、運搬台車、運搬台車上の桁ブロックおよびリフティングビームの重量を上・下ケーブルの所定の位置にさらに載荷した。

5. 解析結果

5. 1 上・下ケーブルのたわみ

各架設ステップにおける上・下ケーブルの変形図を図-6(a)に示す (既述したように、桁ブロックは下ケーブルに仮定着するので、その変形は下ケーブルに追従する)。これらの図は、代表例として STEP 1, 3, 5, 7 および 9 に対する結果をそれぞれ示している。ただし、いずれも変位倍率を 3 倍にして図示している。図に見るように、桁架設中、下ケーブルはスパン全体に渡って大きな下方変位を示す。一方、上ケーブルは、スパン中央部で大きな下方変位を示すものの、特に桁架設前半において、側方部が上方に変位することが図に見て取れる。なお図の(b)は、台車上の桁ブロックを含む運搬台車の重量を無視した場合 (以下に、それらを考慮した場合を「運搬台

* 2 車線 2 自歩道を有する 3 径間 2 ヒンジ鋼補剛箱桁吊橋；中央スパン長 750m；広島県

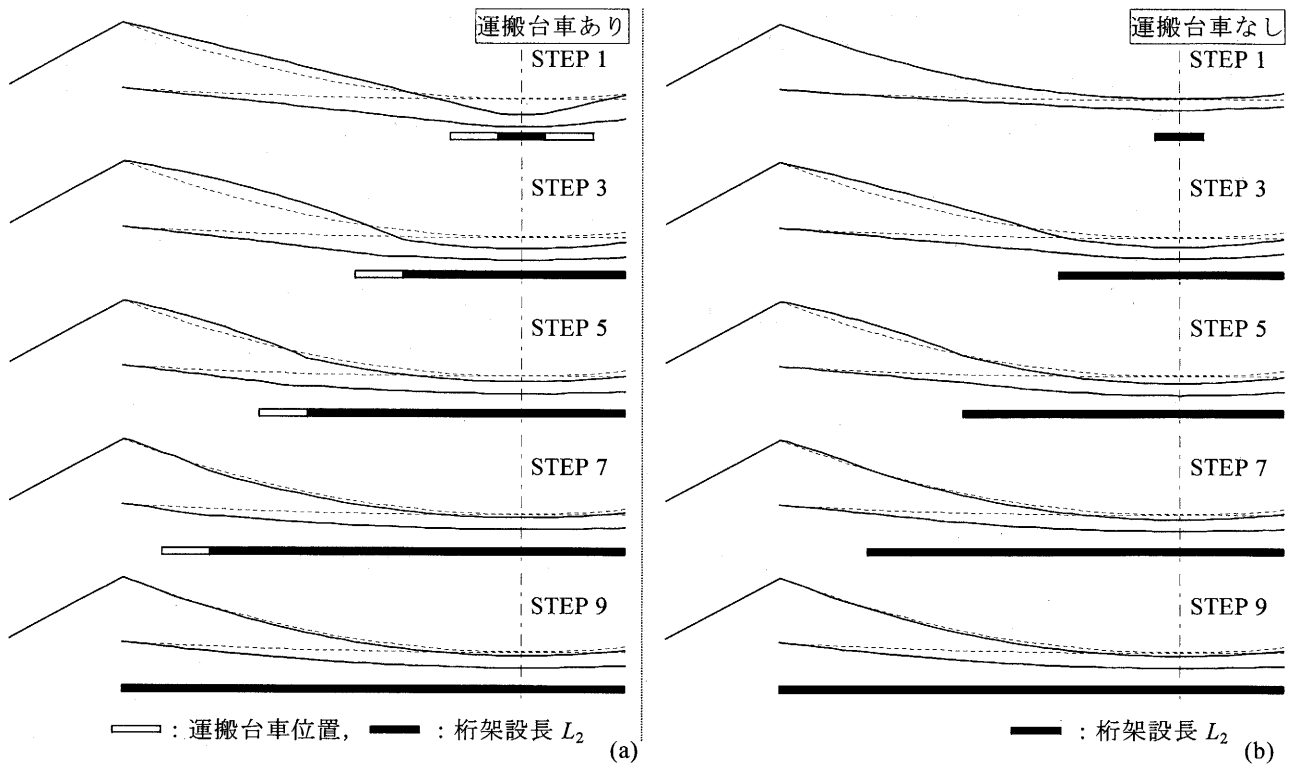


図-6 各架設ステップにおけるケーブル変形図 (変位倍率=3倍, 運搬台車あり(a)およびなし(b))

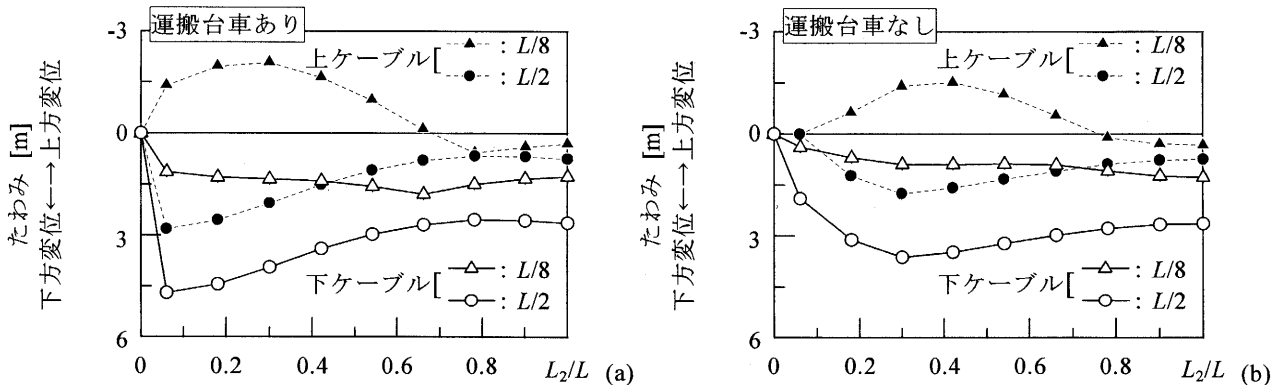


図-7 桁の架設にともなう上・下ケーブルたわみの変化 (台車あり(a)およびなし(b))

車あり', 無視した場合を '運搬台車なし' とそれぞれ称す)の結果である。STEP 1 に見る下方変位は小さいものの, 図の(a)に示した運搬台車ありに対する結果と定性的に同様の特性を示した。

図-7は, 横軸に桁架設長 L_2/L を取り, 桁の架設にともなう上・下ケーブルたわみの変化をそれぞれ図示したものである。図中破線と実線はそれぞれ上ケーブルと下ケーブルに対する結果を示しており, 三角と丸印はそれぞれ $L/8$ 点と $L/2$ 点における結果を示している。図の(a)は運搬台車ありに対する結果であり, 図中白○印で示す下ケーブルの $L/2$ 点における最大たわみ (下方変位の最大値) は, $L_2/L=0.1$ のときに生じ, その値は 4.7m であることがわかる。

この値は, 本橋と同規模の既設吊橋に比べて決して大きなものではない。桁架設終了時に見る上・下ケーブルの $L/2$ 点における下方変位はそれぞれ 75cm と 2.6m である。これらの値は, ケーブルの剛体変形量を含まない弾性変形量をそれぞれ示している。一方, 図の(b)は運搬台車なしに対する結果であり, 下ケーブルの $L/2$ 点における最大たわみが $L_2/L=0.3$ で生じることを除き, 図の(a)に示した運搬台車ありの結果と定性的に同様の特性を示した。なお, リフティングビームを併用した場合でも, 図の(a)と同様の特性を示し, 下ケーブルの最大たわみは 5.3m であった。また, いずれのケースにおいても架設ヒンジがたわみに与える影響は全くなかった。

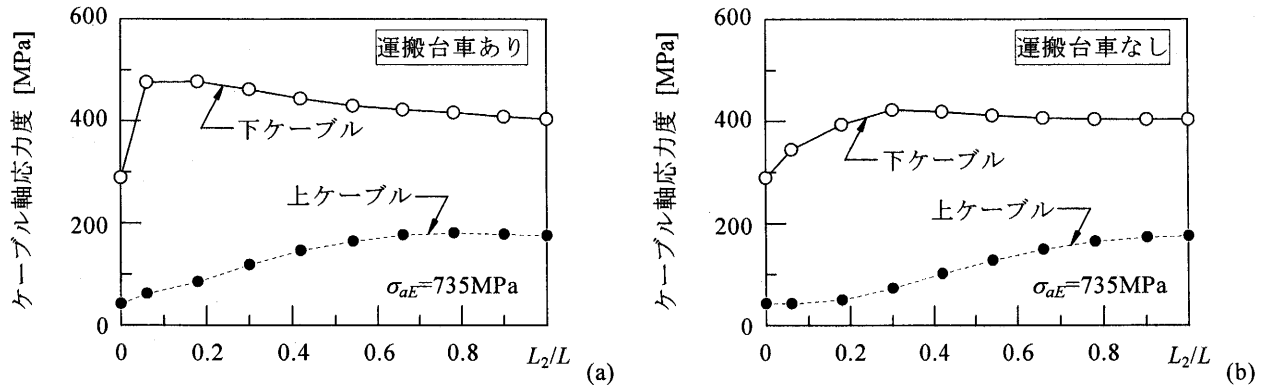


図-8 桁の架設にともなう上・下ケーブル最大軸応力度の変化 (運搬台車あり(a)およびなし(b))

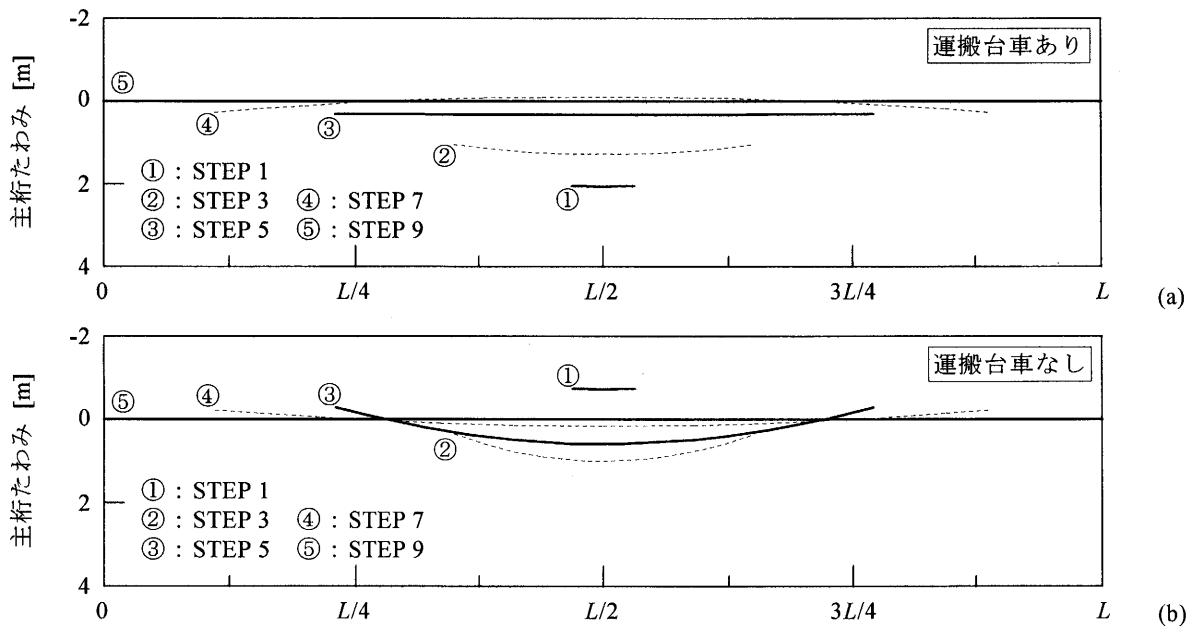


図-9 桁の架設にともなう主桁のたわみ分布の変化 (運搬台車あり(a)およびなし(b))

5. 2 上・下ケーブル軸力

図-8は、桁の架設にともなう上・下ケーブル最大軸応力度の変化をとりまとめたものである。図中破線と実線は、それぞれ上ケーブルと下ケーブルに対する結果を示している。図の(a)は台車ありに対する結果を示しており、上ケーブル最大軸応力度は、桁の架設にともなって一様に増加するのに対し、下ケーブルのそれは架設初期に最大値を示した後、一様に減少することが図に見て取れる。また、上ケーブル断面積は主桁のたわみ制限で決定されたので、完成系ではその最大応力度は許容値を大幅に下回るものであった⁴⁾。図に見るように、架設時でもその状況は変わらない。一方、下ケーブルについては、許容応力度でその断面積が決定された⁴⁾。図に見るように、架設時でもその状況は同じであり、最大軸応力度は、設計値(死荷重+活荷重載荷時)の9割(架

設時許容応力度 σ_{aE} に対しては7割弱)となった。なお、図の(b)に示す運搬台車なしの結果では、下ケーブル最大軸応力度が $L_2/L=0.3$ で生じることを除き、図の(a)に示した運搬台車ありの結果と定性的に同様の特性を示した。リフティングビームを併用した場合も、図の(a)と同様の特性を示しており、そのときの下ケーブル最大軸応力度は架設時許容応力度 σ_{aE} の約7割であった。また、架設ヒンジが応答に与える影響は全くなかった。

5. 3 エッジビーム曲げモーメント

図-9は、各架設ステップにおける主桁たわみの分布を示したもので、代表例としてSTEP 1, 3, 5, 7 および9に対する結果をそれぞれ示している。ただし、いずれの図も完成時の座標を基準(ゼロ)にして表示している。図の(a)に示す運搬台車ありに対す

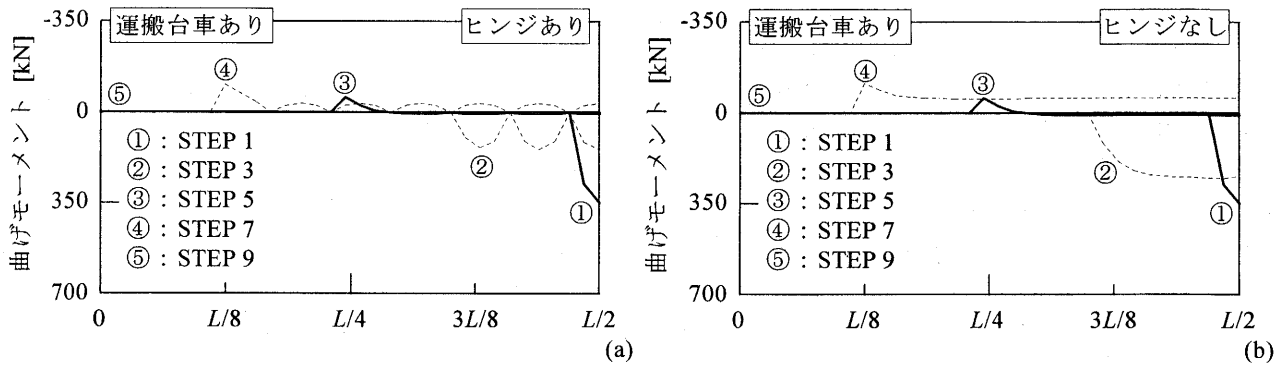


図-10 運搬台車ありにおける各架設ステップのエッジビーム曲げモーメントの分布 (ヒンジあり(a)およびなし(b)),

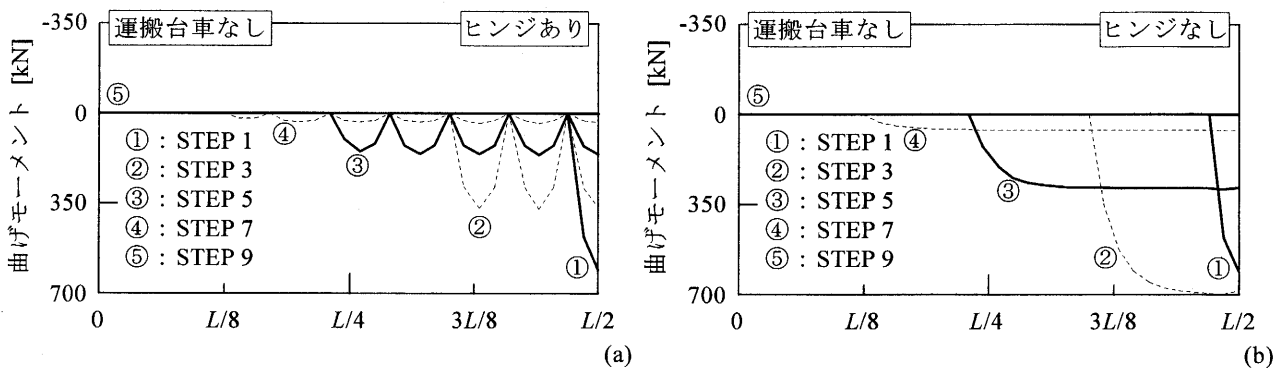


図-11 運搬台車なしにおける各架設ステップのエッジビーム曲げモーメントの分布 (ヒンジあり(a)およびなし(b)),

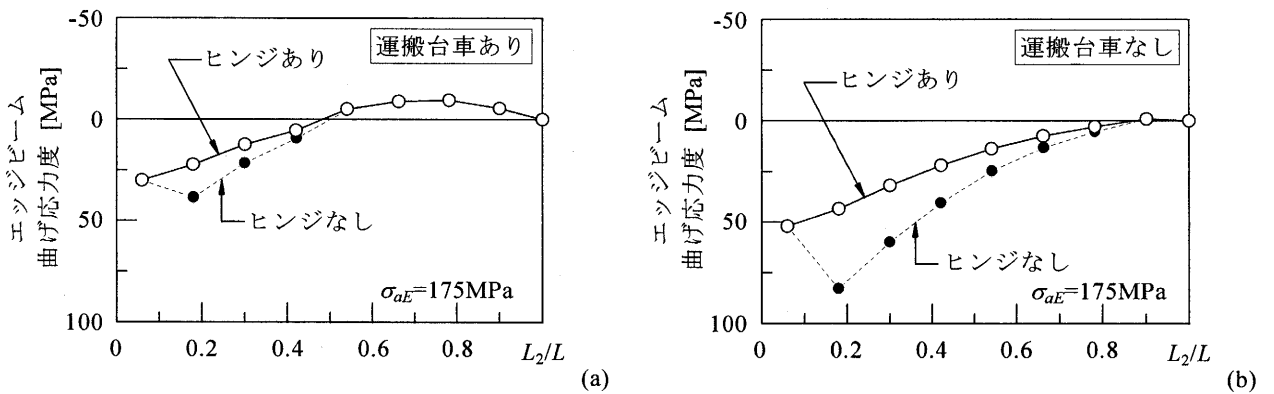


図-12 桁の架設にともなうエッジビーム最大曲げ応力度の変化 (ヒンジあり(a)およびなし(b))

る結果では、STEP 5 (図中③) を境にして、下に凸から上に凸のグラフに移行していることが図に見て取れる。一方、図の(b)に示す運搬台車なしに対する結果では、いずれの架設ステップでもグラフは下に凸であった。

図-10 は、運搬台車ありの場合の各架設ステップにおけるエッジビーム曲げモーメントの分布を示したものである。図の(a)と(b)は、それぞれ架設ヒンジありとなしに対する結果である。ヒンジなしの図の

(b)に対し、ヒンジを挿入した図の(a)では、ブロック連結箇所曲げモーメントがキャンセルされ、その絶対値が小さくなるのがわかる。また図-9(a)に見たように、STEP 5 (図中③) を境にして上縁引張の曲げ変形に移行することも図に見て取れる。一方、図-11 は運搬台車なしに対する結果を示しており、上記の結果と同様に、ヒンジの挿入により曲げモーメントの絶対値が小さくなるのがわかるし、図-9(b)に見たように、いずれの架設ステップにおいて

も下縁引張の曲げ変形を示すことも図に見て取れる。

図-12 は、エッジビームに発生する最大曲げ応力度の変化をとりまとめたものである。図の(a)と(b)はそれぞれ運搬台車ありとなしに対する結果であり、図中実線と破線はそれぞれ架設ヒンジありとなしの結果を示している。図に見るように、いずれの場合においても、最大曲げ応力度は架設時許容応力度 σ_{aE} を大幅に下回る結果となった。なお、リフティングビームを併用した場合でもその状況は同じであり、エッジビーム最大曲げ応力度は架設時許容応力度 σ_{aE} の1割にも満たず、許容値を大幅に下回る結果となった。

最後に、橋長 600m の構造に対しても現在同様の検討を行っている。その結果については、別途報告する予定である。

6. むすび

先に提案・試設計したハイブリッド吊床版道路橋の架設系に対する静力学特性を検討した。スパン中央部から両岸に向けて対称に桁を架設するブロック架設について、各架設段階における各々の部材の変形・断面力特性を数値解析により調べた。その結果、以下の事柄が明らかにされた。

- 1) 桁架設初期に生じる下ケーブルの最大たわみは高々5.3m である。この値は本橋と同規模の既設吊橋に比べて決して大きなものではない。
- 2) 上ケーブルの最大軸応力度は完成系と同様に、許容値を大幅に下回る。
- 3) 下ケーブル最大軸応力度は桁架設初期に生じ、その値は設計値（活荷重+死荷重載荷時）の9割に及ぶ。
- 4) エッジビーム最大曲げ応力度は許容値を大幅に下回る。

結局、桁架設初期に大きなたわみを生じるものの極端に大きな値ではないこと、ならびに各断面力は許容値以内であることが本研究で明らかにされた。したがって、完成系と同様に架設系においても技術的な問題はなく、本形式橋梁が道路橋に適用可能であることを示唆した。なお、本橋架設系に関する今後の課題として、耐風安定性ならびに地震応答特性に関する検討が挙げられる。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、「ハイブリッド吊床版橋の設計と施工に関する日韓ワークショップ」の共同研究者諸氏と広島県道路公社諸氏には貴重な助言と御協力をいただいた。また、九州産業大学長大橋梁工学研究室諸氏には資料整理に御協力いただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Tanaka, T. et al: A Study on Improving the Design of Hybrid Stress-Ribbon Bridges and Their Aerodynamic Stability, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 90, pp. 1995-2006, 2002.
- 2) 田中孝久：ハイブリッド吊床版歩道橋の提案とその力学特性に関する基礎的研究，九州産業大学学位論文，2004年3月。
- 3) Harada, T. et al: Proposal for a Hybrid Stress-Ribbon Vehicle Bridge, *Proc. 3rd Int. Conf. on Advances in Structural Engineering and Mechanics*, pp. 1111-1119, 2004.
- 4) 原田健彦 他：ハイブリッド吊床版道路橋の提案と試設計，構造工学論文集，Vol. 51A, pp. 69-77, 2005年3月。
- 5) 後藤茂夫：立体構造物における接線幾何剛性マトリックスの定式化，土木学会論文報告集，第335号，pp. 1-11, 1983年7月。
- 6) Ijima, K. et al.: Element Coordinates and the Utility in Large Displacement Analysis of a Space Frame, *CMES*, Vol. 4, No. 2, pp. 239-248, 2003.
- 7) 原田健彦 他：ハイブリッド吊床版歩道橋架設系の静力学特性と耐風安定性，土木構造・材料論文集，第20号，pp. 41-48, 2004年12月。
- 8) 株式会社フォーラムエイト：FRAME3Dを用いた吊橋の解析(1)，株式会社フォーラムエイト技術情報提供サービス，2004年1月。
- 9) 広島県 他：安芸灘大橋 工事誌，広島県・広島県道路公社，2000年10月。