

ハイブリッド吊床版道路橋の提案と試設計

Proposal and preliminary design of hybrid stress-ribbon vehicle bridges

原田健彦*, 吉村健**, 姜圓鎬***, 城秀夫****, 別府琢磨*

Takehiko Harada, Takeshi Yoshimura, Won-Ho Kang, Hideo Jo and Takuma Beppu

*九州産業大学大学院, 工学研究科 (〒813-8503 福岡市東区松香台 2-3-1)

**工博, 九州産業大学教授, 工学部都市基盤デザイン工学科 (〒813-8503 福岡市東区松香台 2-3-1)

***工博, 東亜大学校教授, 工科大学土木工学科 (〒604-714 釜山市沙下區下端洞 840)

****(株)構造技術センター (〒812-0011 福岡市博多区博多駅前 3-5-7)

Hybrid stress-ribbon vehicle bridges with the span length of 200-600 m were proposed, and the preliminary design and the examination of static characteristics of the bridges were made. The findings revealed that the weight of the girder per unit deck area was about half of a stream lined box girder for a steel suspension bridge, that the total cross-sectional area of the upper and lower cables was corresponded to a cable with the diameter of about 26, 40 or 50 cm for L=200, 400 or 600 m bridge respectively and that the max. deflection of girder and the max. normal force of the upper and lower cables were below the allowable values. Therefore, the design concept of the proposed hybrid stress-ribbon structure could be applied to single medium-span vehicle bridges.

Key Words: hybrid stress-ribbon vehicle bridge, suspension bridge, preliminary design, static characteristics

キーワード: ハイブリッド吊床版道路橋, 吊橋, 試設計, 静力学特性

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、フィヨルドやリアス式海岸などでは、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、そこでは廉価な新形式橋梁の開発が望まれている。

一般に、上記のような架橋地点は、硬質な岩盤からなると考えられる。そこで著者らは、ケーブル定着が容易で経済的施工が可能な吊床版橋を基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、試設計した橋長 123m の単径間構造について、静力学特性、耐風安定性ならびに道路橋への適用の可能性等をこれまでに検討してきた^{1), 2)}。

本研究では、歩道橋に関する上記検討結果を踏まえ、本形式の道路橋への適用を試みた。つまり、まず橋長が 200, 400 および 600m の単径間構造について試設計を行った。次に、試設計した各々の構造について静力学特性

を調べ、本形式の道路橋への適用の可能性について検討した。その結果を本文に記す。

2. ハイブリッド吊床版歩道橋^{1), 2)}

本研究の第一段階として、図-1 に示す吊床版歩道橋を先に提案した。この提案橋梁は、図-2 に示す橋長 123m の陣屋の森 PC 吊床版歩道橋（大分県）の代替案として試設計した。吊床版橋における桁内ケーブルの非常に大きな張力の低減を図る目的で、主桁を鋼構造にして自重を軽減し、かつ、サグ比 2%の桁内ケーブルの一部を桁上部に引出してサグ比 10%の上ケーブルとしている。この上ケーブルは、RC 製の塔で支持されており、吊床版橋と吊橋を複合させた‘吊床版吊橋’となっている。検討の結果、主桁の単位長さ当り重量とケーブル張力の水平成分を陣屋の森橋の約 1/12 と 1/6 にそれぞれ低減できることがわかった。また、鋼主桁にはオーブングレーティング床版と円形断面のエッジガーダーを適用し、耐風安定性の向上を図っている。

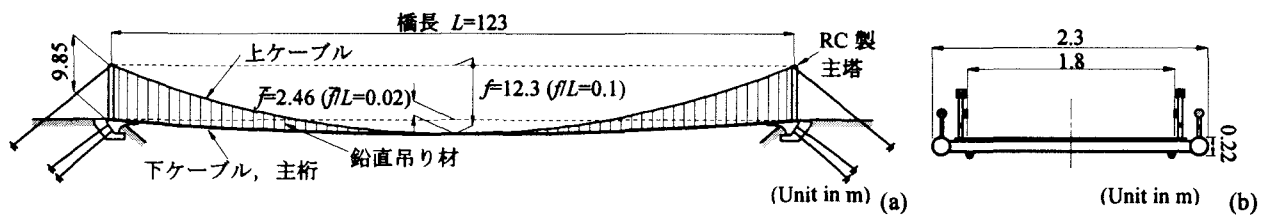


図-1 ハイブリッド吊床版歩道橋の側面図(a)と断面図(b)

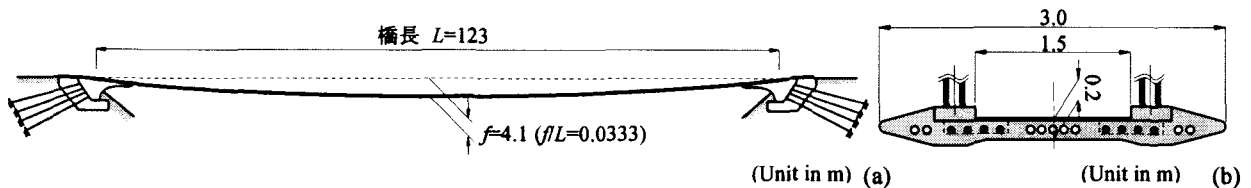


図-2 陣屋の森 PC 吊床版歩道橋（大分県）の側面図(a)と断面図(b)

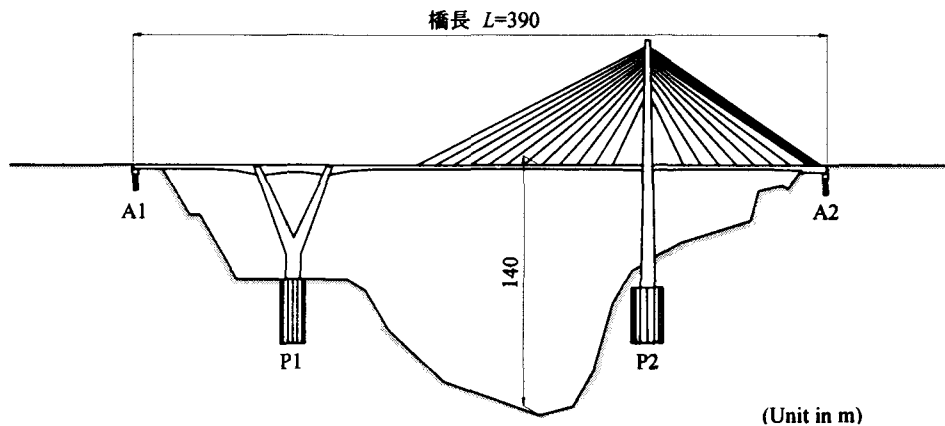


図-3 鮎の瀬大橋（PC 斜張橋，熊本県）

3. 立地条件

本橋はピア建設を必要とせず、桁架設には下ケーブルを活用でき、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、V字谷、フィヨルドやリアス式海岸などであり、そこでは主塔や橋脚の建設において難工事が予想される。本提案橋梁がこのような立地条件に適した構造であることがきわめて重要である。支持地盤が強固な岩盤からなることを前提とすれば、橋台やアンカレイジには、グラウンドアンカーを併用して経済的に施工し得ることが期待される。橋長が200~600mの単径間橋梁について検討した結果を以下に記す。

4. ハイブリッド吊床版道路橋の提案

図-3は、地形条件が上記のものに該当する鮎の瀬大橋（PC斜張橋，熊本県）である。同橋架橋地点は、幅300m、深さ約140mのV字谷であり、急斜面中腹にP1およびP2橋脚の下部工が設けられている。また、斜張橋部は左

右非対称なスパン割であるため、A2側径間にカウンターウェイトを有する構造となっている。

この代替案として、図-4に示す橋長 $L=400\text{m}$ の単径間構造を提案した³⁾。本橋の道路規格は鮎の瀬大橋と同等の第3種第4級として、2車線1自歩道を有する構造とした（図-4(b)）。図-4(a)と(c)に示すように、本橋の上部構造はRC製の塔、その塔に支持された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下ケーブルおよび主桁で構成されている。幅13mの主桁は、直径70cmの2鋼管エッジガーダー、オープングレーティング床版、高さ2mの鋼I形変断面床桁および上横構と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。上ケーブルと下ケーブルのサグ比 f/L はそれぞれ0.1と0.02であり、図-1に示したハイブリッド吊床版歩道橋と同じ値を用いている。エッジガーダーと下ケーブルは、それぞれ「トラス補剛桁」の上弦材と下弦材として機能する（下ケーブルには、主桁死荷重による初期張力を導入して抗圧縮材とする）。さらに、エッジガーダーはその

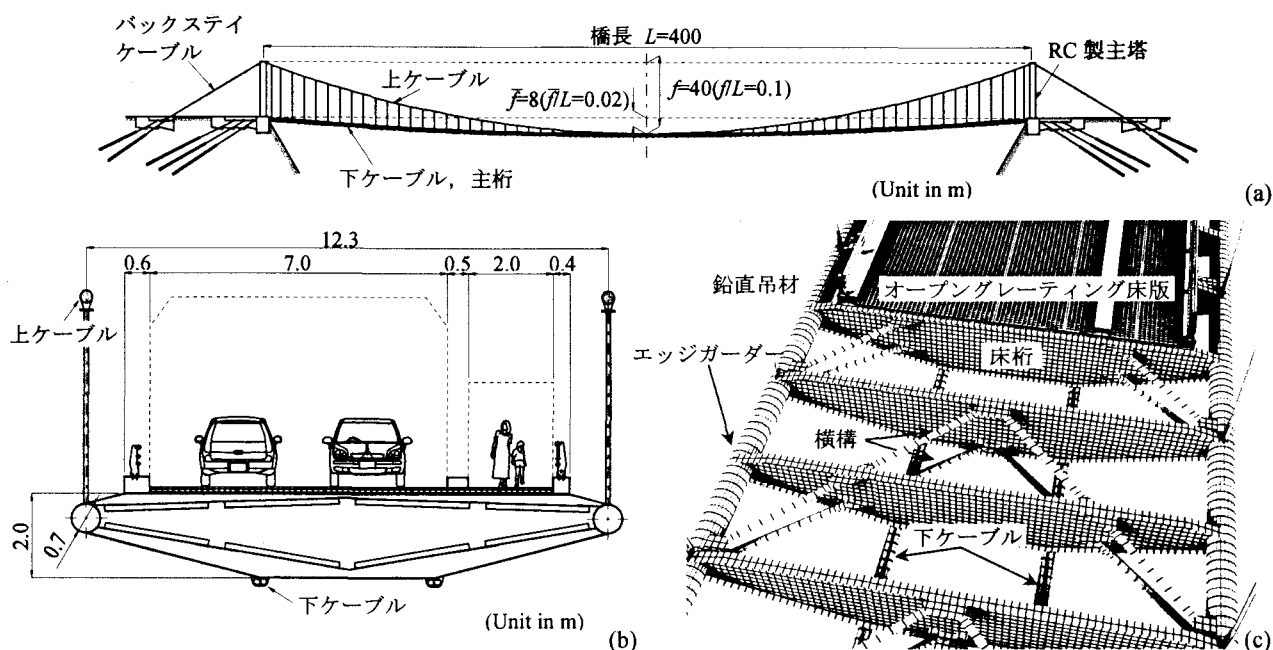


図-4 提案したハイブリッド吊床版道路橋の側面図(a), 断面図(b)およびパース図(c).

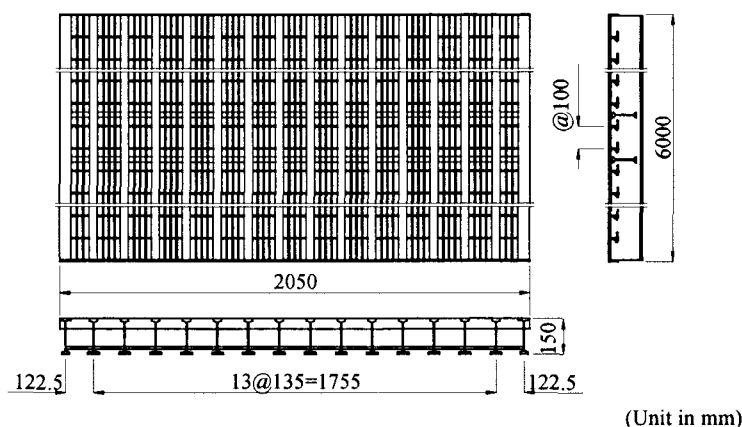


図-5 オープングレーティング床版

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、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、必要なねじれ剛性を確保できるようにした。歩道橋における先の検討で、この準閉断面形式とオープングレーティング床版ならびに円形断面エッジガーダーを適用することにより、本提案橋梁の耐風安定性が著しく向上することがわかっている^{1), 2)}。なお、上記構造諸元を用いて、 $L=200$ ならびに 600m の構造についても併せて検討した。

5. 試設計

5.1 オープングレーティング床版

床版には、図-5に示す規格品の道路橋用オープングレーティングを使用した。このパネルをA活荷重下におけ

る2径間連続床版として使用した場合、その最大床版支間長は 3.5m となることから、1パネルの長さを製作可能な範囲で 6m とし、床桁を 3m 間隔で配置した。なお、このオープングレーティング床版は、床桁の上フランジに固定することで直行異方性床版として機能させることが可能と考えられる。ただし、床桁との接合方法、疲労や軸方向圧縮力を受けるグレーティングの座屈照査等々、今後における検討と技術開発を待たなければならない。

5.2 床桁

製作性・経済性の向上を図る目的で床桁のみ溶接部材とし、それ以外の全部材には規格品を用いることにした。

図-6に示す長さ 12.3m の床桁は、上ケーブルと下ケーブルにより弾性支持された3径間連続桁となるが、簡単のため、下ケーブルを床桁端部に移動させた単純支持桁として安全側の応力度照査を行った。死荷重および活荷重（群集荷重は 5kN/m^2 ）の載荷状態と最大曲げモーメン

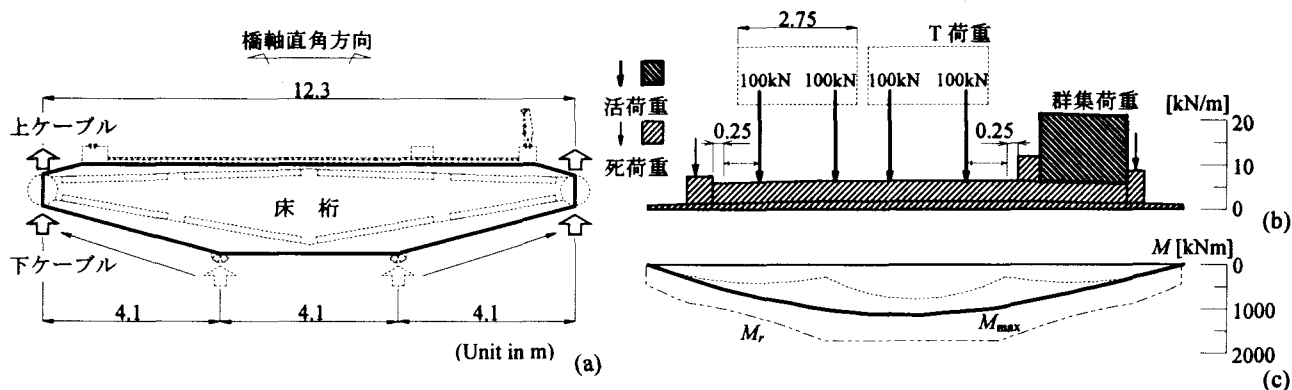


図-6 単純支持と仮定した場合の床桁(a), 載荷状態(b)および最大曲げモーメント図と抵抗モーメント図(c)

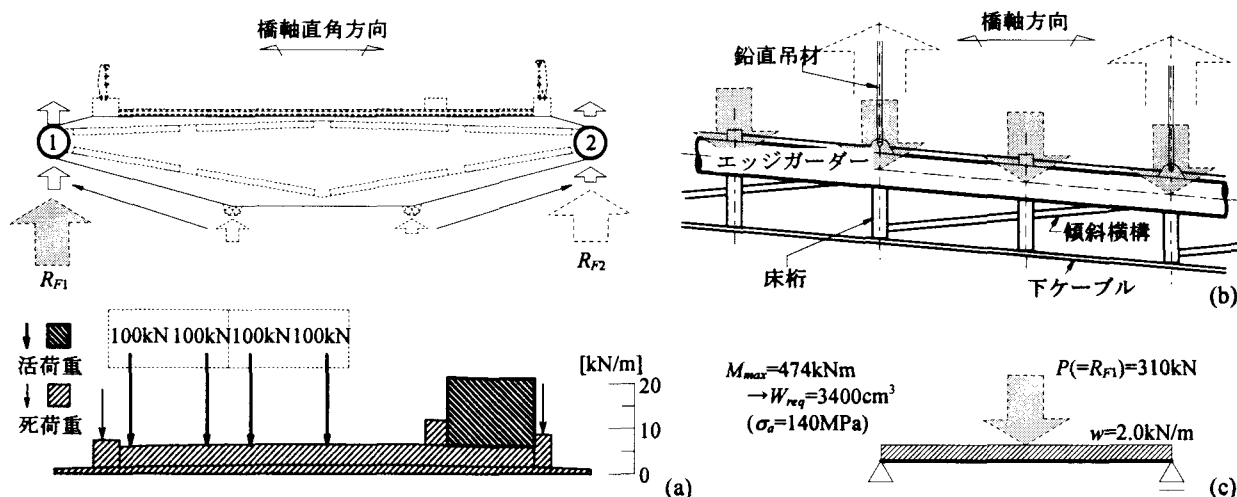
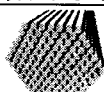


図-7 床桁の載荷状態(a), エッジガーダーの載荷状態(b)および単純支持と仮定した場合のエッジガーダー(c)

表-1 平行線ストランドPWS-127の諸元

ワイヤ本数	形状および寸法 [mm]	断面積 [mm ²]	破断荷重 [kN]	重量 [N/m]
127-φ5mm	 57×65	2490	4400	192

ト $M_{\max}$ 図を図-6(b)と(c)にそれぞれ示す。図中太い実線で示す $M_{\max}$ の最大値は、鎖線で示す抵抗値 M_r に対して十分安全側の結果となったが、ねじれ剛性確保のため桁高は 2m とした。なお簡単のため、上記抵抗値は床桁単体の I 型断面で算出しており、面外曲げに対する照査も基礎研究のため省略した。また、図中破線は、下ケーブルで弾性支持された床桁における $M_{\max}$ の概略値を示している。

5.3 エッジガーダー

エッジガーダーには、直径 70cm の円形鋼管（形鋼。入手困難な場合は製作管）を使用する。主桁 1 セグメントの長さは 6m であり、6m 間隔で配置した鉛直吊材によりその両端を支持する（図-7(b)）。断面決定にあたっては、簡単のため長さ 6m のエッジガーダーが単純支持さ

れた状態で、セグメント中央の床桁に生じる最大反力 R_{F1} を床桁固定位置に載荷した（図-7(a), (c)）。このとき、エッジガーダーに生じる最大曲げモーメントは約 480kNm であり、STK400（SS400）製の形鋼を用いた場合、鋼管の厚さは 12mm となった。なお後述するように、エッジガーダーには軸方向力も発生するので、応力度照査については別途検討した。

以上の検討の結果、本橋の主桁重量は 1 セグメント当たり 200kN、橋面積当たりで 3.5kN/m² となった。この値は、例えば流線形鋼箱桁で 2 車線 1 自歩道を有する豊島大橋（仮称）^{*1} の桁重量の約半分となる。なお、本橋の主桁に関しては、橋長 200~600m の違いに依らず同じ構造を用いることにした。

*1 単径間吊橋；スパン長=540m；広島県に現在施工中。

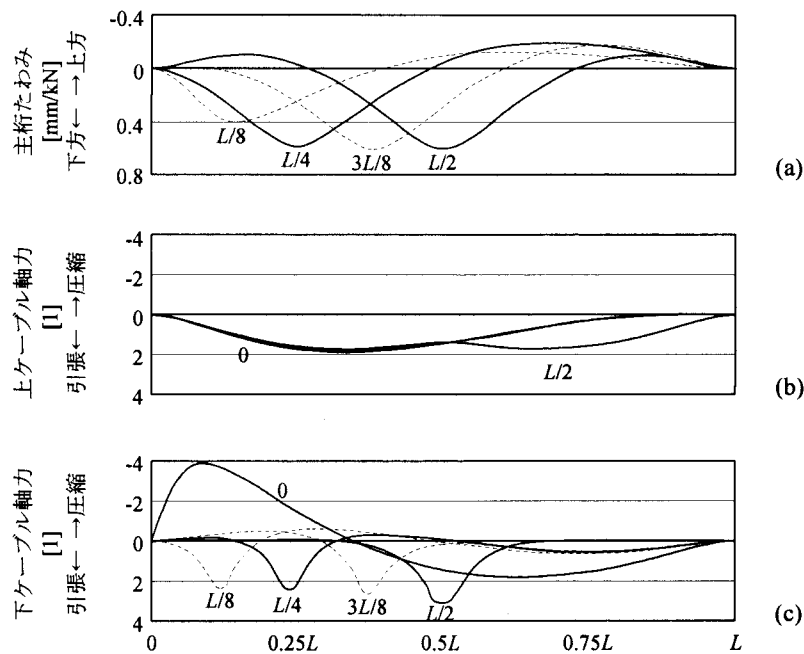


図-8 $L=400\text{m}$, $N_U=N_L=20\text{st.}$ の構造に対する影響線の代表例（桁のたわみ(a), 上・下ケーブル軸力(b)と(c))

5.4 ケーブル

上・下ケーブルおよびバックステイクケーブルには平行線ストランド PWS-127 (表-1) を採用した。各ケーブル断面積 (ストランド数) は、平面解析により決定した。使用した構造解析モデルでは、簡単のためグレーティングと傾斜横構の面内曲げ剛性を無視した。本橋の構造上、主桁のたわみと各ケーブル軸力は、以下の3つのパラメータをもって制御可能であると考えられる：①上ケーブルストランド数/ケーブル N_U (上ケーブル断面積)；②下ケーブルストランド数/ケーブル N_L (下ケーブル断面積)；③上・下ケーブルの初期張力導入量 (死荷重分担率) $w_{GU(L)}/w_G$ 。ここに、 $w_{GU(L)}$ は上(下)ケーブルが受け持つ主桁死荷重、 $w_G = w_{GU} + w_{GL}$ は主桁死荷重を表す。

(a) 影響線

主桁のたわみと上・下ケーブル軸力の最大値は影響線解析で求めた。得られた影響線の代表例を図-8 に示す。図の結果は、 $L=400\text{m}$, N_U と N_L がともに 20 ストランド (以下, st. と記す) の場合の結果を示しており、橋軸方向座標がゼロ, $L/8$, $L/4$, $3L/8$, $L/2$ 点の影響線を代表値として示している。図-8(a)~(c) は、それぞれ主桁のたわみならびに上・下ケーブル軸力の影響線である。下ケーブルの軸力影響線は、上ケーブルのそれと異なった特性を示しており、床桁下フランジに固定された下ケーブルが「トラス補剛桁」の下弦材として機能することを示唆している。影響線は N_U , N_L および w_{GL} の関数である。したがって、以下に示す上・下ケーブルの最適ストランド数の解析 (以下にストランド数解析と呼ぶ) にあたっては、これら3つのパラメータの組合せと同数の影響線が必要である。

(b) 3つのパラメータ

ストランド数解析に先立ち、上記3つのパラメータが応答に与える影響を調べるため、2つのパラメータを固定して1つのパラメータのみを変化させ、各応答値の変化を調べた。具体的には、 $N_U=20\text{st.}$, $N_L=20\text{st.}$, $w_{GL}/w_G=0.25$ の3つのうち2つを固定した。検討対象としたのは、 $L=400\text{m}$ の構造である。得られた結果をとりまとめて図-9~11 に示す。これらの図は、 N_U , N_L および w_{GL}/w_G ($=1-w_{GL}/w_G$) をそれぞれ横軸に取り、各応答の最大値を図示したものであり、固定したパラメータは図中に示してある。図-9 は N_U を変化させた場合の結果を示しており、下ケーブルの最大軸応力度 σ_L が N_U にほとんど依存しないこと、ならびに主桁の最大たわみ δ_y と上ケーブルの最大軸応力度 σ_U が N_U に強く依存していることがわかる。一方、図-10 は N_L を変化させた場合の結果を示したものであり、 N_U とは対照的に、特に σ_L が N_L に強く依存していることがわかる。また、図-11 に示す w_{GL}/w_G を変化させた場合の結果においては、図-10 と同様に、特に σ_L が w_{GL}/w_G に強く依存することがわかる。

(c) ストランド数解析の手順

図-9(c) に見たように、下ケーブル最大軸応力度 σ_L は N_U にほとんど依存しない。この事実を踏まえてストランド数解析にあたっては、まず N_L をある数値に設定し、 σ_L が後述の判定基準値内に収まるように初期張力導入量 (w_{GL}/w_G) を決定した。図-9(a), (b) に見たように、主桁の最大たわみ δ_y と上ケーブル最大軸応力度 σ_U は N_U に強く依存するので、次に N_U を変化させて δ_y ならびに σ_U を計算した。そして、これらが判定基準値内に収まる N_U を求めた。以上の解析を、 N_L を変化させて実行し、 N_U+N_L

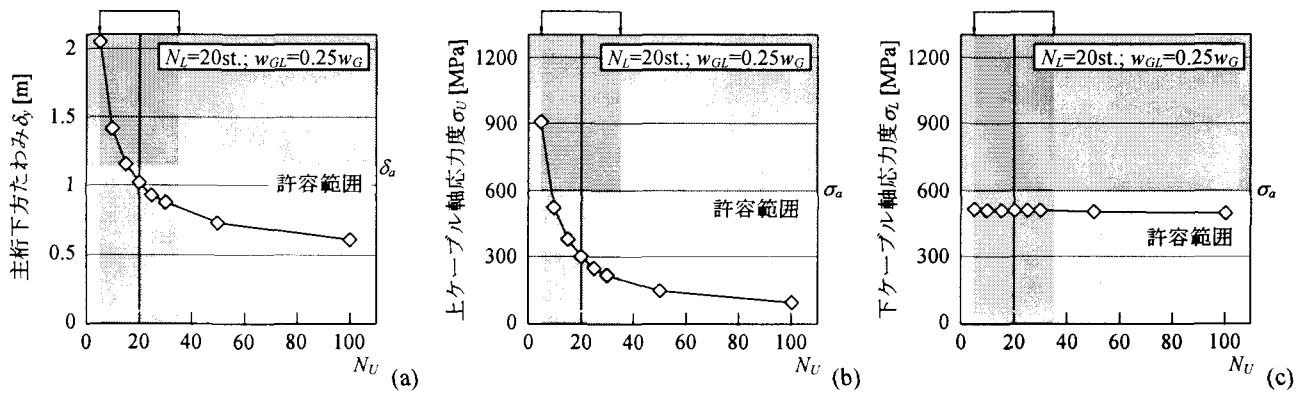


図-9 ‘ N_U の増加’にともなう主桁の最大たわみ δ_y と上・下ケーブルの最大軸応力度 $\sigma_{U,L}$ の変化, (a)~(c)

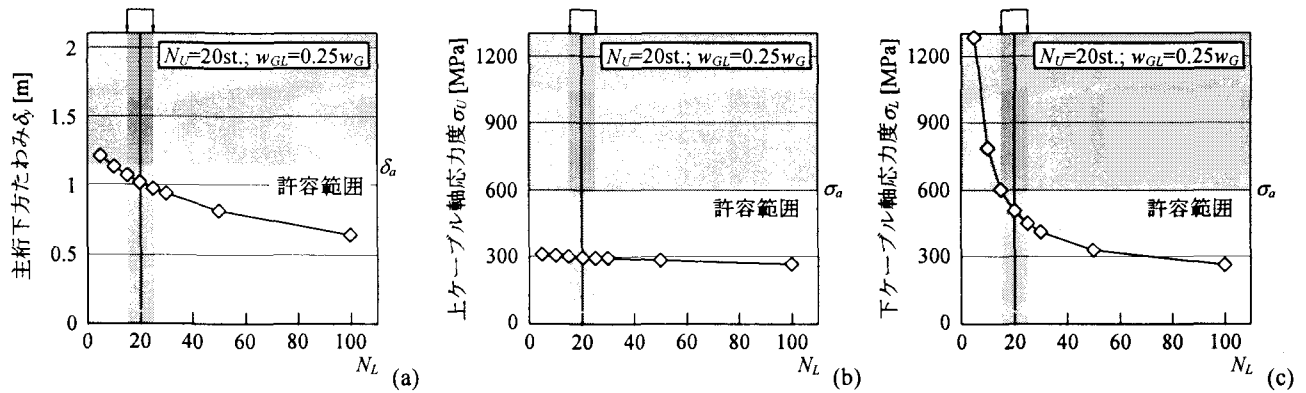


図-10 ‘ N_L の増加’にともなう主桁の最大たわみ δ_y と上・下ケーブルの最大軸応力度 $\sigma_{U,L}$ の変化, (a)~(c)

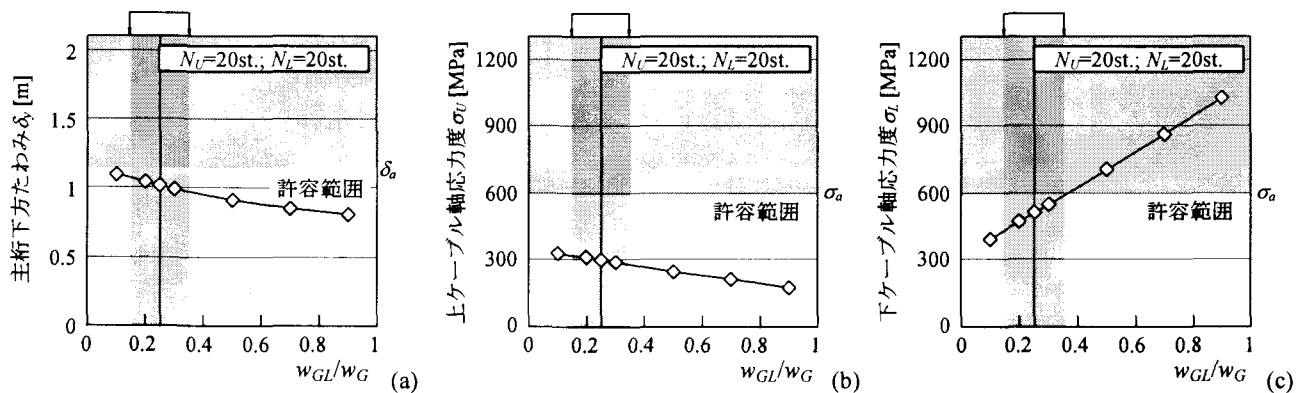


図-11 ‘ w_{GL}/w_G の増加’にともなう主桁の最大たわみ δ_y と上・下ケーブルの最大軸応力度 $\sigma_{U,L}$ の変化, (a)~(c)

が最小となる組合せを探して最適ストランド数を求めた。

(d) ストランド数解析の結果

ストランド数解析結果の代表例を図-12に示す。この図は $L=400\text{m}$ の構造に対する結果であり、解析にあたっては、 N_U および N_L の組合せを約百種検討し、試行計算した。その結果、3つのパラメータを図-9~11 上部に矢印で示す範囲でそれぞれ変化させればよいことがわかった。より具体的には、 N_L を 15st.、20st.あるいは 25st.に設定し、 N_U を 5~35st.の範囲で変化させれば十分であること

がわかった。これらの N_L に対する w_{GL}/w_G は、試行計算の結果 0.15、0.25 あるいは 0.35 とすればよいことがわかった。なお、図-12(a)~(c)は、 δ_y 、 σ_U および σ_L の変化をそれぞれ示しており、いずれも横軸に N_U+N_L を取って図示していることに注意されたい。図中破線は許容値 ($\delta_y=L/350$ および $\sigma_a=590\text{MPa}$ 、道路橋示方書・同解説の吊橋に関する規定を準用) の9割の値を示しており、さらに1割のゆとりを持たせて判定基準とした。図-12(c)に見るように、 σ_L は N_U にほとんど依存せず、その値は、

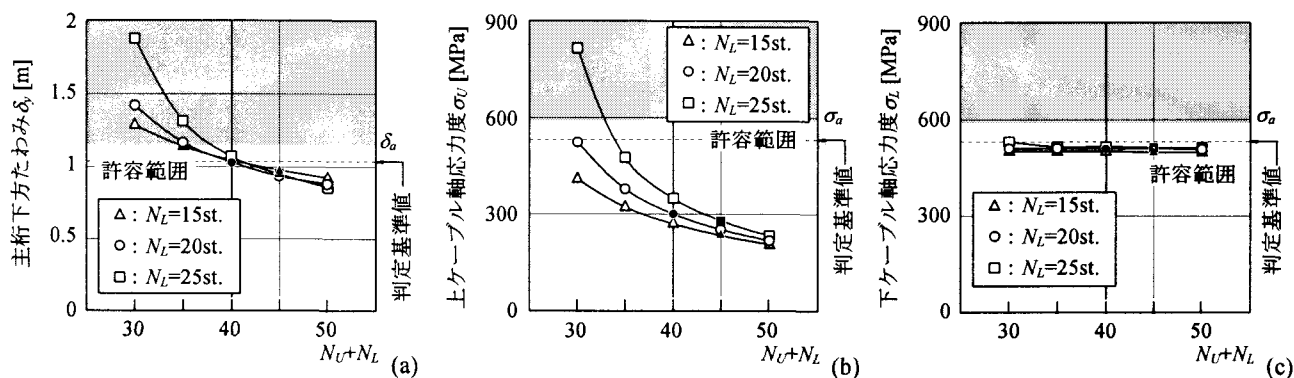


図-12 主桁の最大たわみ δ_g 、上ケーブルおよび下ケーブルの最大軸応力度 $\sigma_{U,L}$ の変化、(a)~(c)

表-2 各パラメータの採用値

L [m]	$N_U + N_L$ [st.]	N_L [st.]	N_U [st.]	w_{GL}/w_G	w_{GU}/w_G
200	16	8	8	0.3	0.7
400	40	20	20	0.25	0.75
600	60	30	30	0.15	0.85

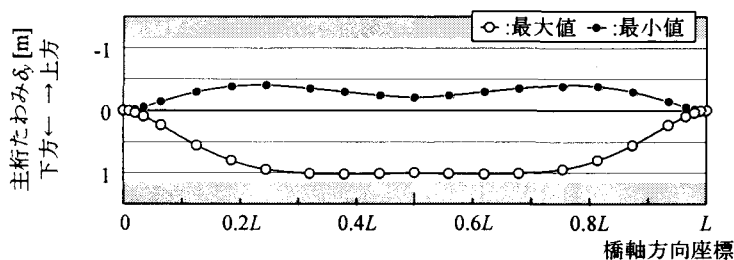


図-13 主桁の最大・最小たわみ図

w_{GL}/w_G を上記の値に取ればほぼ判定基準値に等しくなっている。また、図-12(b)に示すように、 σ_U は $N_L=25$ st.; $N_U=5$ st.を除く全てのケースで判定基準値内に収まっている。したがって、図-12(a)に見るように N_U は主桁のたわみ制限により決まることがわかる。その値は、 $N_L=15$ st. および 25st.のときはともに $N_U+N_L=45$ st.であり、 $N_L=20$ st.のとき $N_U+N_L=40$ st.となる。つまり、 $L=400$ mの構造における最適ストランド数（採用値）は $N_L=20$ st., $N_U=20$ st.であり、このときのストランド総数が最小値をとることになる。この場合、上・下ケーブルを合わせて1本のケーブル($N_U+N_L=40$ st.)に換算すれば、その直径は約40cmである。

$L=200$ ならびに600mの構造についても上記と同様の検討を行い、上・下ケーブルの最適ストランド数を求めた。その結果をとりまとめて表-2に示す。橋長の増加に伴い、上・下ケーブルのストランド数が増加すること、ならびに下ケーブルの初期張力導入量は減少することがわかる。 $L=400$ mの構造と同様に、上・下ケーブル直径を換算した値は、 $L=200$ と600mの構造でそれぞれ26と50cm程度になる。

吊橋の主ケーブル直径は、主桁重量、スパン長ならび

にサグ比に依存する。詳細については既設吊橋についての資料整理を行わなければならないが、 $L=200, 400$ および600mに対する換算直径は決して大きいものではない。

6. 静力学特性

試設計した $L=200, 400$ および600mの構造における静力学特性について調べた結果を以下にとりまとめる。ただし、 $L=200$ および600mの構造に対する特性は $L=400$ mのそれと本質的に変わらなかったもので、 $L=400$ mの特性について記す。

6.1 主桁のたわみ

図-13は、橋軸方向座標を横軸にとり、主桁たわみの最大・最小値（下方・上方たわみの最大値）を図示したものである。図中網掛け部分は、たわみ制限値を超える範囲を示している。たわみの最大値は、スパン中央部のみならず、 $L/4 \sim 3L/4$ の広い範囲で制限値に近い値をとっている。なお、主桁の固定端付近におけるたわみ角の大きな変化については、下記の主桁に生じる最大曲げモーメントで検討している。

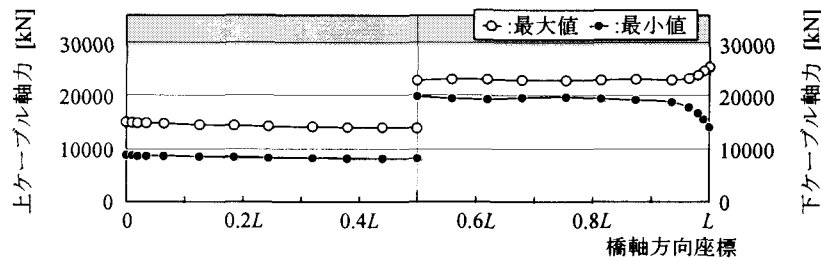


図-14 上・下ケーブルの最大・最小軸力図

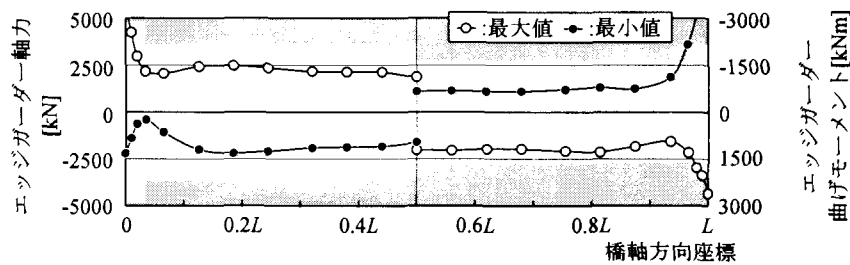


図-15 エッジガーダーに生じる軸力と曲げモーメントの最大・最小値

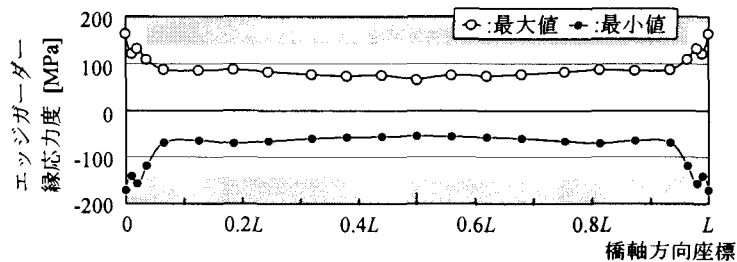


図-16 エッジガーダーに生じる最大・最小縁応力度

6.2 上・下ケーブル軸力

上・下ケーブルにおける最大・最小軸力図を図-14に示す。図中網掛け部分は、抵抗軸力を越える範囲を示している。下ケーブルの橋台付近において、最大値は許容値に近い値をとるものの、特に上ケーブルにおいては許容値を大幅に下回っている。また、いずれのケーブルでも最小値が負値を取ることはなく、ケーブルに軸方向圧縮力は生じないことが確認された。

6.3 エッジガーダー断面力

前述のように、エッジガーダーは、本来のガーダー（曲げ）部材としての機能のほかに、吊床版のケーブルとしての機能ならびにトラス補剛桁の上弦材としての機能を持っている。したがって、エッジガーダーには、軸力と曲げモーメントが同時に発生する。図-15は、エッジガーダーに生じる軸力と曲げモーメントの最大・最小値を示している。図中網掛け部分は、各抵抗値を越える範囲を表す。ただし、簡単のため各断面力が独立して作用した場合の抵抗値を用いている。ほとんどの部分で、軸力と曲げモーメントがともに各抵抗値を下回っているものの、橋台（固定端）付近の狭い範囲において、各抵抗値をかなり上回っている。

軸力と曲げモーメントによるエッジガーダーの縁応力度を図-16に示す。図にみるように、エッジガーダーが「トラス補剛桁」の上弦材として機能しており、軸力と曲げモーメントは互いにいくらか相殺する結果となっている。ただし、固定端付近（3 セグメント分の長さに相当）においては、STK400を使用した場合の許容応力度 $\sigma_a=140\text{MPa}$ をいくらか超えるため、その範囲の鋼管に限りSTK490（SS490、 $\sigma_a=185\text{MPa}$ ）を使用することにした。なお、 $L=200$ および 600m の構造についても検討した結果、 $L=200\text{m}$ の構造においては、スパン全体に渡って $\sigma_a=140\text{MPa}$ を超えることはなかった。一方、 $L=600\text{m}$ の構造では、固定端付近でSTK490の許容応力度を超える結果となり、その部分については、SM570等の鋼板を用いた製作管を使用するものとした（STK490以上の高張力鋼の既製管はない）。

7. まとめ

本研究で提案した「ハイブリッド吊床版橋」の特徴をとりまとめると以下ようになる。

- ① ピア建設を必要とせず、桁架設に下ケーブルを活用することで、架設中に桁下空間の影響をほとんど

ど受けない。

- ② 主桁には床桁を除く全部材に規格品を使用しており、製作性・経済性の向上を図っている。

本形式を道路橋に適用して試設計を行い、静力学特性を調べた結果、以下の事柄が明らかになった。

- ③ 橋面積当りの主桁重量は、例えば流線形鋼箱桁を有する豊島大橋（仮称）の桁重量の約半分となる。
- ④ 上・下ケーブルを合わせて 1 つのケーブルに換算した直径は、 $L=200, 400$ および 600m の構造で、それぞれ $26, 40$ および 50cm 程度であり、決して大きな値とはいえない。
- ⑤ 本構造形式において、特異な静力学特性は見当たらない。

結局、本研究は提案したハイブリッド吊床版橋が道路橋に適用可能であることを示唆した。

今後の検討課題として以下の事柄が挙げられる。

- ① 本検討は幾何剛性を考慮した線形解析により行われており、幾何学的非線形性を考慮した解析結果との比較検討が必要である。
- ② 検討に使用した荷重状態は「死荷重+活荷重」のみであるので、温度変化ならびに疲労に対する照査をしなければならない。
- ③ 桁架設法に関する検討を行い、架設系における力学特性を検討しなければならない。
- ④ 本橋完成系・架設系の耐風安定性を風洞模型試験により照査しなければならない。

- ⑤ 本橋の経済性についての検討が必要である。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、貴重な助言と御協力をいただいた‘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デンマーク工科大学のギムスィング教授、ならびに実験と資料整理に御協力いただいた九州産業大学空力弾性学研究室諸氏には、この場を借りて厚く御礼申し上げます。

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) 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.

(2004 年 9 月 17 日受付)