

ケーブルトラス橋の構造特性

中川知和(工博)*・塙 洋二*・安田克典**・森山佳樹**

*技術開発本部・機械研究所 **都市環境カンパニー・構造技術部

Structural Characteristics of Cable Trussed Bridge

Dr. Tomokazu Nakagawa・Yoji Hanawa・Katsunori Yasuda・Yoshiki Moriyama

Cable trussed bridges are made using comparatively slender plate girders, a king post, which acts as an elastic support for the girders in the middle of the span, and external cables anchored at the both ends of the girders. According to the preliminary design, it was found that this type of bridge is more economical than conventional truss bridges in terms of construction cost due to the greatly reduced weight of the superstructure. This paper describes the structural characteristics, the design method, and the test results for an actual cable trussed bridge.

まえがき = 急峻な谷地形に架設された徳島自動車道竹花第三橋(写真1)には、その地理的条件から鋼桁とケーブルでトラス構造を形成した複合橋梁形式(ケーブルトラス橋)が採用された。本構造は支間長72.25mの4主桁橋で、支間中央に配置した支柱によって鋼桁を弾性支持することにより、鋼桁に作用する曲げモーメントを低減させているもので、鋼重の軽減による経済性の向上に特長がある。本格的な長支間のケーブルトラス橋は、ネッカタル橋¹⁾やタルオーベリアルゲン橋²⁾など海外では実績があるが、国内の道路橋への本格的採用は本橋が最初である。今後、山間部での道路工事にともなう橋梁建設にあたり、橋脚の建設が困難な地理的条件の場合には、経済的かつ合理的な複合橋梁として本橋が注目されるものと予想される。

本形式はケーブルが桁端部に定着される自定式のため、主桁に軸方向圧縮力が作用することとなる。このた

め、主桁の安定性(とくに架設時)に十分配慮して設計をおこなわなければならない。また、本形式の橋梁を設計するには道路橋示方書³⁾を適用できない部分もあり、その力学的特性を把握しておく必要がある。

そこで、本研究ではケーブルトラス橋の構造特性および設計法を検討し、架設時の安定性を有限要素法に基づく耐荷力解析によって明らかにした。さらに、実橋載荷試験をおこない、完成系での本橋の構造特性を確認したのでここに報告する。

1. 構造概要

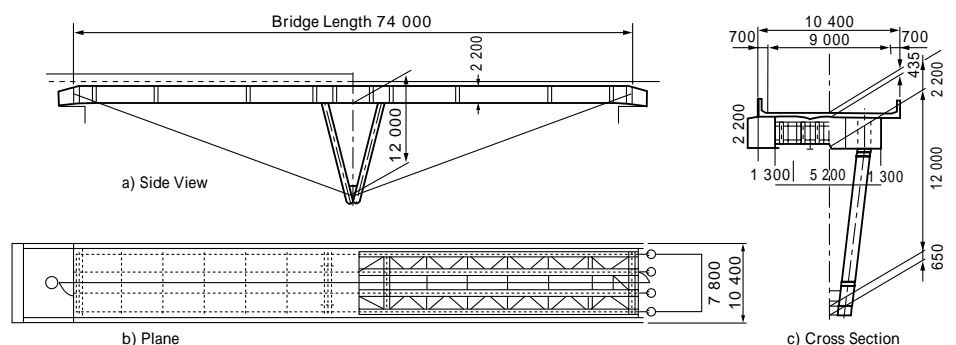
本橋の構造概要および支柱と主桁の結合部の概要を第1図に示す。主桁断面は4主桁で、支間長は72.25m、橋長は74mである。桁と支柱との結合方法には、剛結構造とピン構造が考えられるが、ピン構造の維持補修の困難さを考慮して、支柱は主桁に配置した箱形断面の横梁と剛結させる構造とした。なお、後述のように剛結部の局部応力を求め、これらが道路橋示方書で規定された許容応力度以下であることを解析的に確認した。

ケーブルには索線が亜鉛めっき鋼線の平行線ケーブル(7mm×151本)をもちい、防錆材とポリエチレンで被覆した。支柱先端部のケーブル定着(ケーブル曲げ点)構造としては、タイビーム形式にくらべて経済的なサドル形式とした。ケーブルのプレストレスについては、400kN/本から600kN/本まで変化させて断面設計をおこなった結果、最小の主桁概算鋼重となるための最適プレストレス量は450kN/本であることが明らかになり、



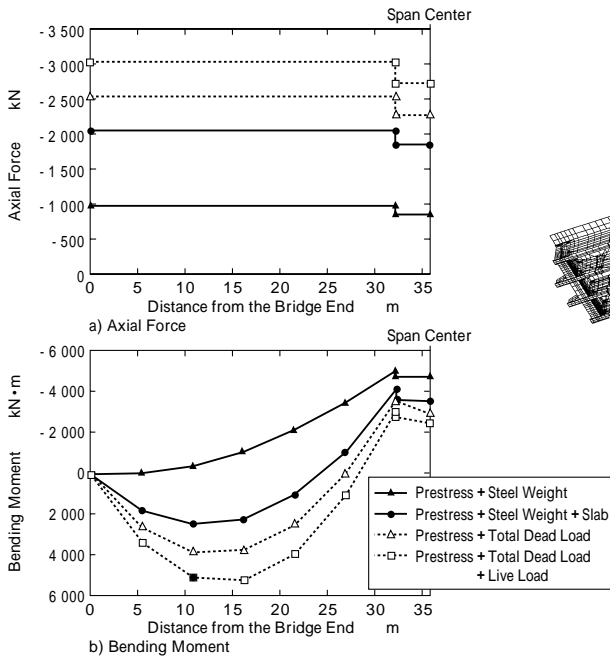
写真1 竹花第三橋の全景

Photo 1 General view of Takehana No.3 bridge



第1図 竹花第三橋の構造概要

Fig. 1 Structural outline of Takehana No.3 bridge



第2図 設計荷重載荷時の主桁 (G1 桁) の断面力図
Fig. 2 Stress resultants of the girder (G1)

これを設計プレストレス量とした。

2. 活荷重時の構造特性

2.1 主桁の断面力

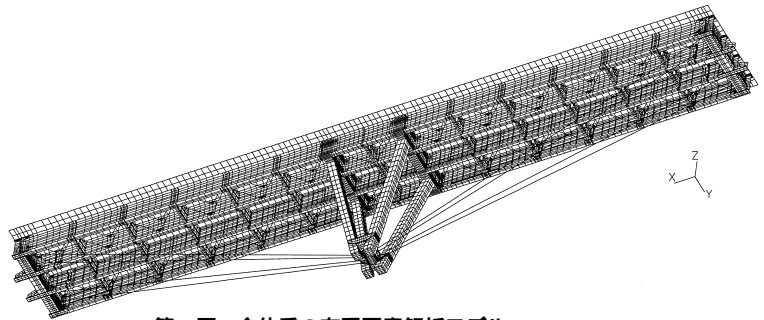
第2図に線形弾性解析により求めた各架設段階における主桁 (G1 桁) の断面力を示す。解析では、主桁、横桁、支柱およびケーブルを三次元骨組要素によってモデル化した。なお、主桁と床版は非合成とし、横構の剛性は考慮しなかった。また、各架設段階の載荷荷重は、

桁架設時：ケーブル1本当たり450kNのプレストレス (P_s) + 鋼重 (2890kN)， 床版打設時： P_s + 鋼重 + 床版 (5770kN)， 完成時： P_s + 総死荷重 (鋼重 + 床版 + 地覆、高欄、舗装 (2580kN))， 活荷重満載時： P_s + 総死荷重 + 等分布荷重 (2600kN) であり、解析においては等分布荷重として、全主桁に均等に載荷した。

その結果、橋軸方向圧縮力は桁架設段階で1000kN、活荷重満載時にはおよそ3100kNとなった。また、曲げモーメントは、ケーブルに初期プレストレスを導入した桁架設時には、スパン全長にわたって負の値となり、最大値が現れる支柱結合部のスパン中央では、およそ-5100kN·mとなる。また、この最大の負曲げモーメントは初期プレストレスによって鋭敏に変動することから、導入プレストレスの変動幅が50kN程度であっても、主桁の設計断面に影響を及ぼすこととなる。したがって、精度の高い張力管理⁴⁾をおこなった。なお、完成時には床版と橋面 (地覆、高欄、舗装) 荷重によって正の曲げモーメントへと移行し、負曲げ領域は支間中央のおよそ20mとなる。

2.2 変形特性

ケーブルトラス橋である本橋は支柱によって弾性支持された2径間連続桁橋としての挙動を示すものの、中間支点部が弾性支点であることから、活荷重によるたわみが一般の桁橋よりも大きくなる懸念される。そ



第3図 全体系の有限要素解析モデル
Fig. 3 Finite element mesh division of the bridge

ここで、第3図に示すシェル要素モデルにより、B活荷重が橋軸直角方向に半載された場合 (橋軸方向には満載) のたわみを求めたところ、支間中央部で、鉛直方向たわみが47mm、横方向たわみが15mmときわめて小さく、十分に許容値 ($L/500 = 144\text{mm}$, $L = 72.25$) を満足することが明らかになった。

2.3 局部応力

本橋には、ケーブル定着点 (桁端横桁)、支柱と主桁の結合部、および支柱先端のサドル定着横桁で局部的な応力集中が発生することから、この設計断面の妥当性を検証するために第3図の解析モデルによる線形弾性解析をおこなった。この結果いずれの設計断面においても、最大発生応力は道路橋示方書³⁾に示された許容応力度を十分に満足することを確認できた。

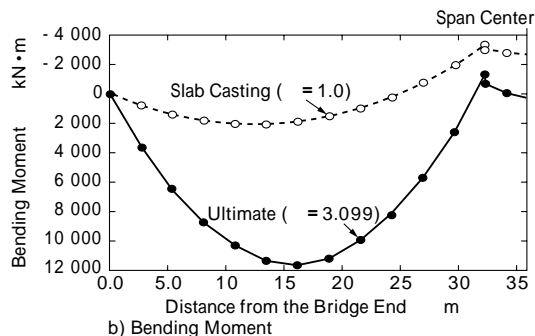
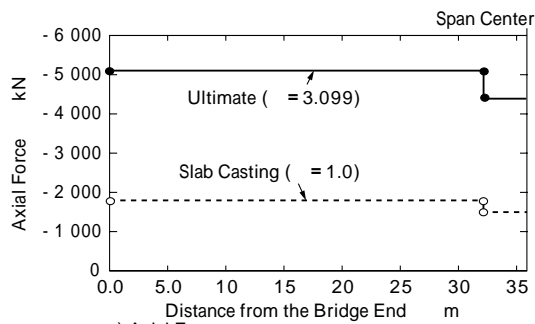
3. 架設時の安定性解析

3.1 全体系の弾塑性有限変位解析

一般に橋梁は架設段階において安全率をもっとも低下するので弾塑性有限変位解析によって架設時の全体系における安定性解析をおこなった。

本解析では、横構の架設安定性への影響を調べるために、ケース1：基本設計どおりのモデルで、上下横構が存在して準閉断面が構成される場合、ケース2：上横構がない場合、ケース3：非現実的ではあるが比較のため、上下とも横構がない場合、の3ケースについて解析をおこなった。

解析モデルには、はり要素を使用した。また、荷重は各主桁上に等分布に載荷した。なお、以下では、荷重係数として $\gamma = (\text{載荷荷重} / \text{架設時死荷重})$ をもちいることとする。ここで、架設時死荷重は9410kN (床版5770kN、鋼重2890kN、型枠750kN) である。第4図に、ケース1の場合の終局時の断面力図を示す。また、弾性限の荷重係数 γ_{el} および終局時の荷重係数 γ_{cr} をまとめて第1表に示す。また、同表には全体系の弾性座屈解析によりえられた弾性座屈係数 γ_{eb} を示した。弾性座屈モードはケース1の場合、第5図に示すような主桁の横倒れ座屈モードとなる。第1表より、弾性座屈解析ではケース2および3のように横構を省略すると開断面構造となり、ケース1にくらべて γ_{eb} は大幅に低下する。いっぽう、弾塑性有限変位解析によれば、ケース1とケース2で γ_{cr} に顕著な差は認められない。これは両ケースとも主桁の塑性化による不安定現象が弾性座屈よりも



第4図 終局時の主桁 (G2桁) の断面力図
Fig. 4 Stress resultants of the girder (G2) at ultimate state

第1表 荷重ケースおよび座屈係数
Table 1 Load factors (λ)

Case	Lateral Bracing		Elasto-plastic Finite Displacement Analysis		Elastic Buckling Analysis λ_{eb}
	Upper	Lower	Elastic Limit λ_{el}	Ultimate State λ_{cr}	
1	With	With	2.942	3.099	14.258
2	With	With	2.911	2.973	5.692
3	Without	Without	2.809	1.336	1.775

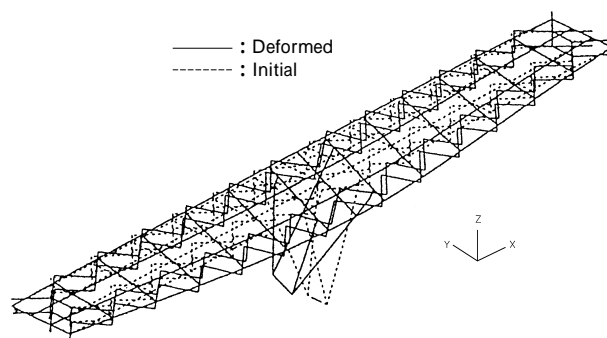
先行して生ずるためであり、終局時の変形モードは弾性座屈解析とは相違して面内の鉛直たわみ変形が支配的であった。なお、ケース3では、弾性限に達するまでに横倒れ座屈が生じるため、 λ_{cr} もおよそ1.3と大幅に低下する。

3.2 腹板の耐荷力解析

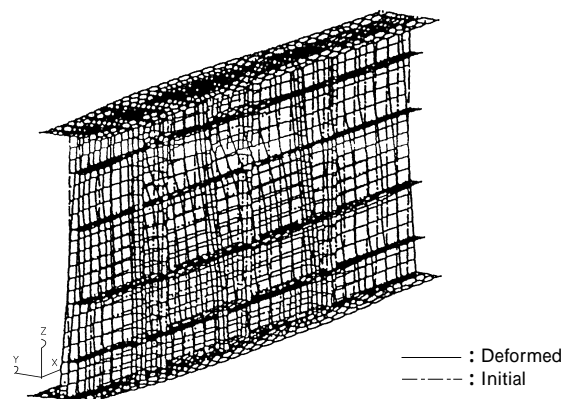
3.1節の全体系の弾塑性解析では、はり要素をもちいているために、腹板およびフランジの局部座屈が考慮できない。そこで、横桁間のパネルを取出したシェル要素による解析モデルを作成し、面内曲げと軸方向圧縮力を両端に作用させて弾塑性解析をおこない、局部座屈の発生点を検討した。本解析モデルはG2桁の最大応力発生部のもので、寸法は上下フランジ23mm×510mm、腹板12×2200mmである。水平補剛材段数の影響を調べるために、解析パラメータとして水平補剛材0段～4段の解析をおこなった。

両端に曲げモーメントのみを作用させ、軸力を0とした場合の終局変形図を第6図に示す。腹板の上部および上フランジが面外に変形し、局部座屈を生じている様子が見られる。他の場合も同様の変形性状を示した。

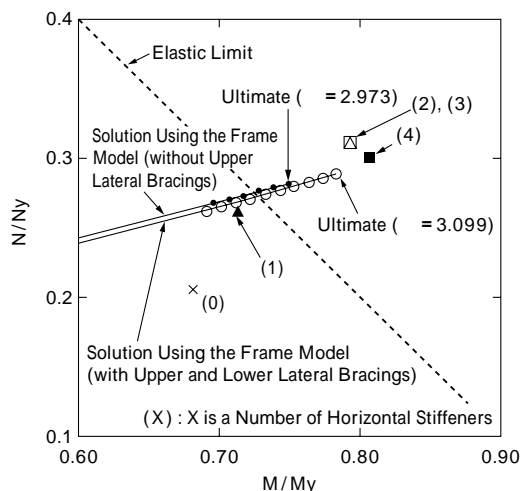
第7図に終局時の曲げモーメントと軸力の関係を水平補剛材の段数を0段～4段まで変化させた場合についてプロットした。図の横軸は曲げモーメントの絶対値を



第5図 弾性座屈解析によりえられた座屈モード
Fig. 5 Deformation of the whole model by the elastic buckling analysis



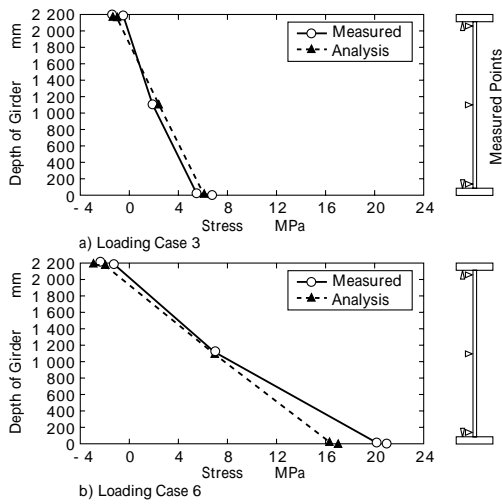
第6図 腹板パネルの終局時の変形形状
Fig. 6 Deformation of the girder at ultimate state



第7図 曲げモーメント - 軸力相関図
Fig. 7 Interaction between axial force and bending

降伏モーメント (12710kN·m) で除した値、縦軸は軸力の絶対値を降伏軸力 (17950kN) で除した値である。

水平補剛材が2段、3段、4段では腹板の局部座屈点よりも内側に全体系の終局点が存在することから、全体系の終局よりも局部座屈が先行することはない。しかし、水平補剛材が0段の場合および1段の場合には、全体系の終局よりも先に局部座屈が発生し、連成効果によって終局耐力が第1表に示す λ_{cr} よりも小さくなるものと考えられる。したがって、本橋の場合には水平補剛材は2段以上必要である。ただし、実橋には安全のため3段の



第8図 主桁の断面内応力分布(支間中央)
Fig. 8 Stress distribution in the girder (G4) section at the span center

水平補剛材を配置した。

4. 実橋載荷試験

完成後の竹花第三橋において、静的載荷試験と振動試験をおこなった。静的載荷試験は、370kNのラフテレーン・クレーン2台を橋面上の各位置に載荷し、主桁各部の歪み、ケーブル張力⁴⁾などを測定した。また、振動試験は1台のクレーンの後輪片方をコンクリート床版上に落下させ、そのときの橋梁各部の振動を測定した。

4.1 静的載荷試験

静的載荷試験の前に線形有限要素解析をおこなった。解析モデルは第5図に示す解析モデルに床版、壁高欄などをモデル化したシェル要素を付加し、床版と主桁を完全合成として活荷重合成桁を仮定した。

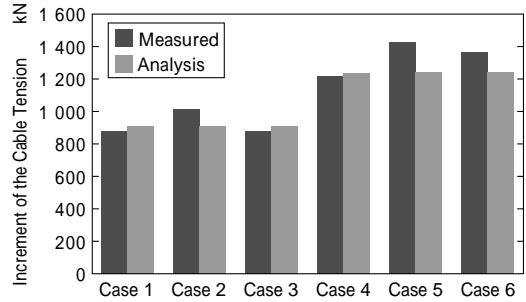
第8図に歪みゲージを貼付した主桁(G4)直上のL/4点載荷の場合(Case 3)とL/2点載荷(Case 6)の場合の断面内歪み分布を示す。両図ともに計測値と解析値がほぼ一致することから、本橋が設計どおりの活荷重合成桁としての挙動を呈したものと判断できる。

第9図に各載荷ケースにおけるケーブル張力の増分を示す。図中のケーブル張力はトラック載荷による8本の増分張力の合計を示したものである。全体としてはケーブル張力の計測値は解析値とよく一致する。したがって、ケーブルは設計で期待された張力を発揮しており、使用状態においても本橋がケーブルトラス橋としての構造特性を十分に活用できることを示している。

4.2 振動試験

振動試験により橋梁各部の振動を計測し、周波数分析をおこなった。その結果、本橋の床版、主桁および支柱の固有振動数はほぼ一致し、一体となった構造であることが判明した。さらに、本橋の曲げおよびねじり固有振動数は各々1.58Hzおよび1.52Hzとかなり近接した値となった。

第2表に床版、主桁および支柱の対数減衰率を示す。床版全体の対数減衰率は床版、主桁および支柱ともにねじれ1次と曲げ1次に分かれ、ねじれ1次では0.04~



第9図 各載荷ケースのケーブル増分張力
Fig. 9 Incremental tensions in the cable for each load case

第2表 対数減衰率

Table 2 Logarithmic decrement

Mode	Impact Point	Slab	Girder	Post	Natural Frequency Hz
Torsional 1st Mode	Quarter	S4C 0.041	G4C 0.041	Y 0.046	1.52
	Center	S1C 0.042	G1C 0.043	—	1.47
Bending 1st Mode	Quarter	S4C 0.029	G4C 0.028	Z 0.027	1.58
	Center	S1C 0.024	G1C 0.022	—	1.57

0.05、曲げ1次ではねじれより減衰は小さく0.02~0.03となった。中間支点が弾性支承であるケーブルトラス橋の対数減衰率は、このように一般の単純鉄桁橋よりも小さくなっている。

むすび=本研究ではケーブルトラス橋の構造特性および設計法を検討し、有限要素法に基づく耐荷力解析によって架設時の安定性を明らかにした。耐荷力解析によれば、終局荷重は架設時全死荷重のおよそ3倍であること、水平補剛材の段数は2段以上であれば腹板の局部座屈が全体系の終局よりも先行することがないことが判明した。さらに、実橋載荷試験をおこない、完成系での本橋の構造特性を確認した。その結果、本橋が活荷重合成桁としての挙動を呈し、また、ケーブルは設計で期待された張力を発揮しており、使用状態においてもケーブルトラス橋としての構造特性を十分に活用できること、対数減衰率は一般の単純鉄桁橋よりも小さいことなどがわかった。なお、本報告の詳細は参考文献⁵⁾に記述されている。

最後に、本研究は「徳島自動車道鋼単純ケーブルトラス橋の技術検討委員会」の活動の一つとしておこなったものである。藤野陽三教授(委員長, 東京大学), 望月秀次氏(日本道路公団四国支社)ほか委員会メンバーに有益なご意見を賜った。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) K. Wossner et al.: Der Stahlbau, (1983), p.65.
- 2) 財団法人海洋架橋調査会: 橋と景観ヨーロッパ編 (1991), p.30.
- 3) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(共通編, 鋼橋編), (1996), 丸善.
- 4) 山極伊知郎ほか: 鋼構造年次論文報告集, Vol.5 (1997), p.15.
- 5) 望月秀次ほか: 構造工学論文集, Vol.44A, (1998), p.1181.