

無補剛吊形式水管橋の架設時挙動

STATICAL BEHAVIOR OF WATER-PIPELINE SUSPENSION BRIDGES UNDER CONSTRUCTION

崎元達郎*, 中村聖三**, 渡辺 浩***, 三輪清貴****, 脇長 正*****

by Tatsuro SAKIMOTO, Shozo NAKAMURA, Hiroshi WATANABE, Kiyotaka MIWA, and Tadashi WAKINAGA

Statical behavior of water-pipeline suspension bridges under construction is analyzed by finite element method that is capable of considering finite displacements and initial stress of cables. Also a series of statical loading tests simulating 10 construction stages are conducted with a 1/40 scale model of the real structure that has 300m span length. In comparison of the test results with the analytical ones, it is confirmed that the analytical method used in this study gives a good estimation of statical behavior under construction. Many important features for construction are found from these analysis and tests.

1. まえがき

一般的な吊橋では、自動車などの鉛直方向荷重や風による横荷重、また動的な振動に対する剛性確保のため、トラスやボックス桁からなる比較的大規模な補剛桁を必要とする。ただし、これは道路橋や鉄道橋のように主荷重が自動車や列車などの移動荷重の場合であり、水管橋やガスパイプ橋のように等分布荷重(自重など)が主荷重で、かつ機能部材(鋼管など)がある程度剛性を有し構造部材としても利用できる場合には、これを補剛桁の一部として用い、メインケーブルの他に耐風ケーブルなどの補助ケーブルを併用することにより、極めて軽量かつシンプルな構造とすることが可能となる。

このような無補剛吊形式管路橋に関して、著者らはこれまでに完成系における水管橋を主たる対象として静的挙動特性、耐震性、および耐風安定性を明らかにすべく、数値解析、縮尺模型による載荷試験、風洞実験などを実施してきた^{1) - 3)}。これら一連の研究により、完成後における本構造の基本的な力学特性は、ほぼ解明されたものと思われる。一方、本形式管路橋は構造系の剛性を補剛桁などを用いず、ケーブルの張力のみで確保するため、工法によっては施工期間中に極めて不安定な状態になったり、管路に過大な応力が発生

*	工博	熊本大学教授	工学部土木環境工学科	(〒860 熊本市黒髪2-39-1)
**	工修	川崎製鉄(株)	鋼構造研究所土木建材研究室	(〒263 千葉市稲毛区長沼町351)
***	工修	熊本大学助手	工学部土木環境工学科	(〒860 熊本市黒髪2-39-1)
****		熊本大学	工学研究科修士課程	(〒860 熊本市黒髪2-39-1)
*****	工修	川崎製鉄(株)	土木技術部鉄構海洋技術室	(〒100 千代田区内幸町2-2-3)

することも懸念され、架設方法に関する検討は必要不可欠のものであると考えられる。

上記観点から、無補剛吊形式管路橋の架設方法に関して、水管橋を対象に解析的および実験的に検討を行ったので、その結果について報告する。

2. 架設手順

今回検討対象とした架設手順は以下の通りである(図-1参照)。なお、本工法は無補剛吊形式管路橋の最大の特徴である「補剛桁を必要としないこと」、「メインケーブル・耐風ケーブル・ハンガー・タイケーブルのケーブルネットワークのみでセルフバランスの状態を作れること」を最大限に利用すべく考案したものである。

① 基部をピン構造とした主塔を建て、ガイケーブルにて自立させる。このとき、主塔を内側に若干傾斜させてガイケーブル張力と主塔自重とでつり合い状態とする。

② 両主塔間に架設用ケーブルを引渡し、両端をアンカーする。

③ 上記架設用ケーブルに、メインケーブル、水管支持リング、ハンガー、耐風ケーブル、タイケーブルを主塔位置にてあらかじめ一体化して懸架し、対岸よりウインチにて徐々に引き出す。

④ 上記引き出しが終了し、両主塔間に全リングが設置された段階でメインケーブル、耐風ケーブルを地盤にアンカーし、センターホールジャッキなどを用いて各ケーブルに所定の軸力を導入し、ケーブルとリングによりケーブルネットワークを形成する。構造系としては、この時点で安定した系になる。なお、このとき水管の自重および管内物の重量による鉛直変位を見越して、適当なキャンバーを導入しておくものとする。

⑤ 一端の主塔下に水管組立用のプラットフォームを仮設し、本プラットフォーム上で水管の突合せ溶接を施工し、溶接終了後順次水管支持リング内のローラー上を滑動させながら引き出しあるいは送り出す。

⑥ 水管とケーブルの架設が終了後、最終的にメインケーブルおよび耐風ケーブルの軸力を微調整し、架設を終了する。

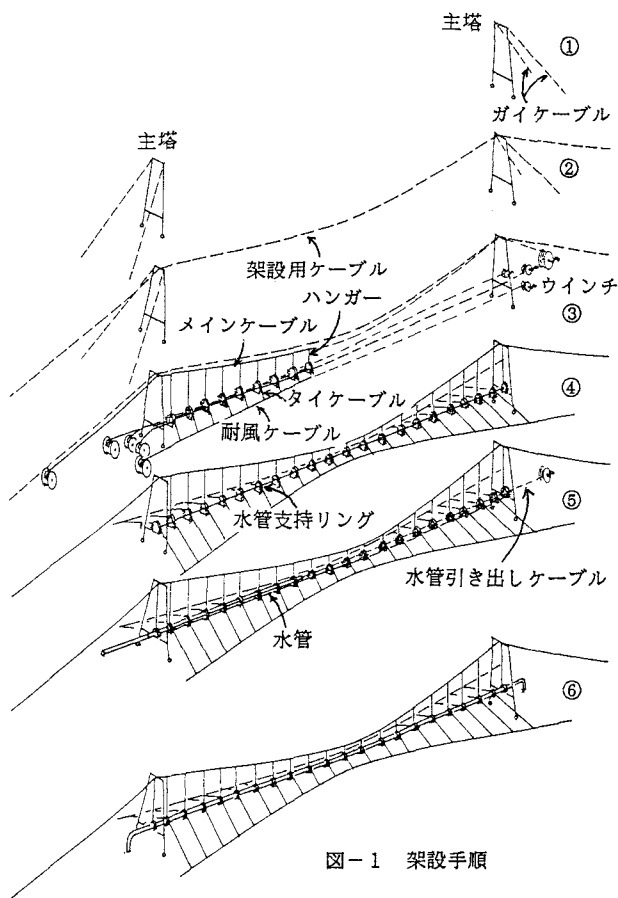


図-1 架設手順

3. 架設時挙動の解析

(1) 解析方法の概要

解析法として増分移動座標法により定式化された1節点6自由度の棒要素による有限要素法を用い、幾何学的非線形性を考慮した。なお、定式化の基礎は前報¹⁾と同様文献4)に置いたが、そこでは考慮されている材料的非線形の部分は取り除き、若干の改良を加えた。

構造解析は、「架設時の応力と変位がどの程度か」および「架設途中の系に風荷重が作用したときの応力と変位はどの程度か」という2点について主に検討することを目的として、架設途中の代表的な構造系について実施した。解析にあたっては、全荷重載荷後に目標とする完成形状になるような無応力の初期形状を別途計算¹⁾で求めておき、その初期形状に対して、荷重を次の4段階に分けて順次載荷した(図-2参照)。

① ケーブル類の死荷重(自重)の載荷(図-2(a))

水管位置にガイドケーブルを考えた鉛直面内の構造系にケーブル自重を載荷する。このとき、耐風ケーブルおよびタイケーブルは自重がなく懸垂した状態で、耐風ケーブルの端部はアンカーしない。

② プレストレスの導入(図-2(b))

耐風ケーブル端の接線方向に、所定のプレストレス力を節点外力または強制変位として作用させる。

③ 水管死荷重(自重)の載荷(図-2(c))

耐風ケーブルの両端を固定した後、計算しようとする施工段階の水管先端位置までガイドケーブルに水管の断面諸元を付与するとともに、該当節点に水管の自重を外力として作用させる。

④ 風荷重の載荷(図-2(d))

第3段階の系に水平方向の風荷重を載荷する。

また、2.で述べた架設方法においては、架設用ケーブルに据え付けたウインチまたは系外のクレーンにより引き出し中の水管の先端をつり上げ、水管支持リングを通過させることになるため、そのときの水管のリフトアップ量およびリフトアップに必要な力も以下に示す方法で計算した(図-3参照)。なお、以下の記述では水管のリフトアップ量およびそのとき必要な力を求める場合に固有な手法以外は省略した。

① ケーブル類の死荷重(自重)の載荷(図-3(a))

水管先端部において部材を二重にし、付加節点 i を設けておく。

② プレストレスの導入(図-3(b))

③ 水管死荷重(自重)の載荷(図-3(c))

$i-j$ 部材を取り去り(剛性マトリクスに組み入れない)、左端より k 節点までのガイドケーブルと $k-i$ 部材に水管の剛性を付与し、水管の自重を載荷する。この時、 i 節点と j 節点との鉛直座標差を G_1 とする。

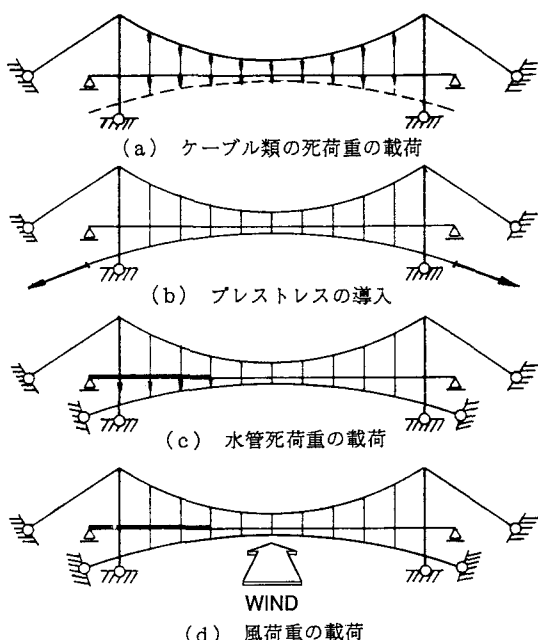


図-2 構造系と荷重段階

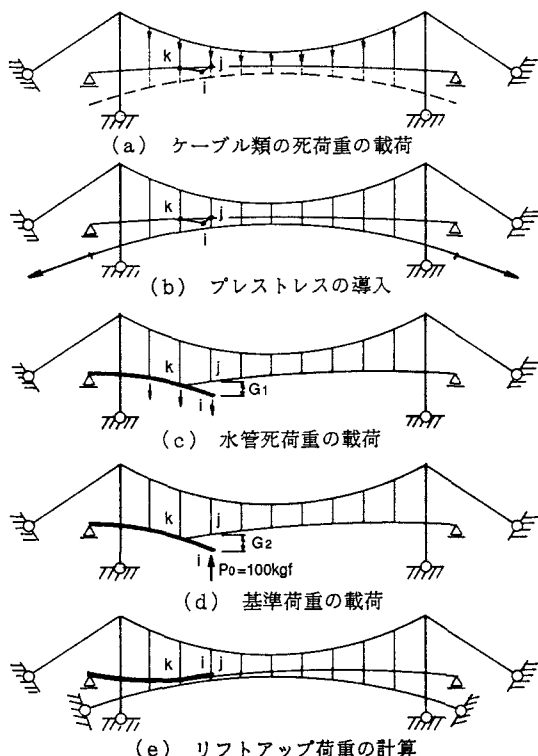


図-3 リフトアップ量および荷重の計算方法

④ 基準荷重の載荷(図-3(d))

i 節点に基準荷重として $P_0=100\text{kgf}$ を載荷し、この時の i 節点と j 節点との鉛直座標差を G_2 とする。

⑤ リフトアップ荷重の計算(図-3(e))

i 節点に更に $\Delta P=P_0 G_2/(G_1-G_2)$ を作用させ、i 節点と j 節点との鉛直座標差を求める。座標差が許容値以下になるまでこの計算を繰り返す。

(2) 解析モデル

代表的な構造系として、メインケーブルサグ比を1/10、耐風ケーブルサグ比を1/20、タイケーブル開き角を120°に設定し、支間150mと300mの場合について解析を行った。また、それぞれの解析モデルにおいて耐風ケーブルに導入するプレストレスは、支間150mの場合45tonf、300mの場合100tonfとした。これは、風荷重載荷時においても、風下側耐風ケーブルの引張軸力が残るよう定めたものである。考慮した荷重は前述したように死荷重と風荷重である。死荷重値は部材長と各部材の単位重量から、風荷重値は水平投影面積1m²あたり300kgfという条件のもとで計算したものとし、モデルに節点荷重として載荷した。

各解析モデルに用いた部材の諸元を表-1に示す。また、図-4には支間150mの場合について、解析モデルの形状・寸法を示す。ここでは、構造を安定な系にし計算の収束性を増すために、塔頂より耐風ケーブルを支持する斜めハンガー(耐風ケーブルハンガー)を取り付けている。実構造ではメインケーブルの各節点から耐風ケーブルハンガーを取り付けることが多いが、ここでは塔頂からのもので代表させた。なお、支間300mのモデルはハンガーおよびタイケーブルの取付間隔はそのままだに、全体形状をほぼ相似形で2倍にしたものである。

表-1 部材諸元(上段:支間150m、下段:支間300m)

	メイン ケーブル	耐 風 ケーブル	ハン ガー タイ ケーブル	水道管	主 塔
径	8.80	5.20	2.80	71.12	60.96
(cm)	8.00*	5.60*	2.80	71.12	101.60
単 位 重 量	0.447	0.106	0.031	2.190	2.340
(kgf/cm)	0.372*	0.124*	0.031	2.190	3.950
破 断 荷 重	641.0	179.0	53.0	—	—
(x10 ³ kgf)	530.0*	208.0*	53.0	—	—
断 面 積	53.60	12.80	3.74	278.70	298.40
(cm ²)	44.60*	14.90*	3.74	278.70	502.70
断面二次モーメント	—	—	—	17.0	13.2
(x10 ⁴ cm ⁴)	—	—	—	17.0	62.8
ヤ ン グ 率	1.60	1.40	1.40	2.10	2.10
(x10 ⁶ kgf/cm ²)	1.60*	1.40*	1.40	2.10	2.10

*) 支間300mのモデルではメインケーブルおよび耐風ケーブルとして、表に示した諸元を有するケーブルを2本ずつ使用している。

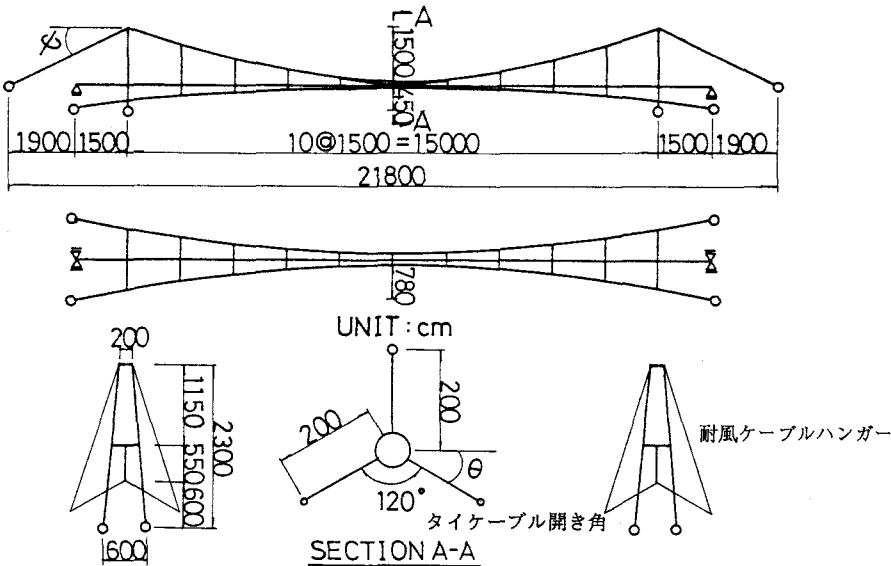


図-4 解析モデルの形状・寸法(支間150m)

(3) 解析結果と考察

a) 水管応力の検討

各架設段階における水管の最大曲げ応力を一覧表にして、表-2に示す。同表には完成後供用時の活荷重(水荷重)による鉛直曲げ応力、および風荷重による水平曲げ応力も示した。

鉛直曲げ応力については、支間150mでは水管長さが0.5Lにおけるリフトアップ荷重載荷時に、300mでは0.25Lにおけるリフトアップ荷重載荷時に最大値となり、その値はそれぞれ939.6kgf/cm²、769.2kgf/cm²である。水平曲げ応力についても、支間150mでは0.5L、300mでは0.25Lの場合に最大値となり、その値はそれぞれ844.9kgf/cm²、813.0kgf/cm²である。応力が最大となる水管長が支間によって異なっているが、これは両モデルのハンガーおよびタイケーブル間隔が等しいため、支間長に対する相対的な水管の支持間隔が異なることによるものと思われる。

架設時および供用時の最大応力度を、それぞれの場合における許容応力度の割り増し係数で除して比較したものを表-3に示す。この表より、鉛直曲げ、水平曲げとも完成後より架設時の応力が大きく、かつ架設時の鉛直曲げ応力度が最大であるので、水管断面は架設時のリフトアップ荷重による応力に支配されることになる。

b) ケーブル軸力の検討

図-5は各架設段階におけるメインケーブルおよび風上側耐風ケーブルの最大軸力を示したものである。メインケーブルについては、架設中の軸力は通常時、風荷重載荷時ともに供用後に比べ非常に小さく、供用時の荷重で断面が決定されると言える。耐風ケーブルについては、水管引き出し完了時の風荷重載荷時に軸力が最大となり、供用時の風荷重による軸力を15%程度上回っている。供用時と架設時の風荷重に対する許容応力度の割り増し係数1.20、1.38を考慮すると、耐風ケーブルの断面は架設時(水管引き出し完了時)の風荷重または供用時の風荷重で決定されることになる。

また、ここには示していないが、ハンガーおよびタイケーブルの軸力についても同様の検討を行った結果、ハンガーはメインケーブルと同じ荷重状態で、タイケーブルは耐風ケーブルと同じ荷重状態で断面が決定されることが確認されている。

表-2 各架設段階における水管の最大曲げ応力

		支間150m		支間300m	
		鉛直曲げ	水平曲げ	鉛直曲げ	水平曲げ
水管死荷重	0.3L	502.4	—	516.4	—
	0.5L	509.6	—	502.4	—
	0.8L	505.2	—	503.0	—
リフトアップ 荷重載荷時	0.3L	796.8	—	769.2	—
	0.5L	939.6	—	408.5	—
	0.8L	351.4	—	186.0	—
リング定着時	0.3L	547.7	—	674.0	—
	0.5L	622.6	—	362.5	—
	0.8L	192.1	—	152.8	—
風荷重載荷時	0.3L	—	589.4	—	813.0
	0.5L	—	844.9	—	673.6
	0.8L	—	654.5	—	513.0
使用時活荷重		211.6	—	264.8	—
使用時風荷重		—	552.6	—	506.0

表中の0.3L、0.8Lは、支間300mのモデルではそれぞれ0.25L、0.75Lである。

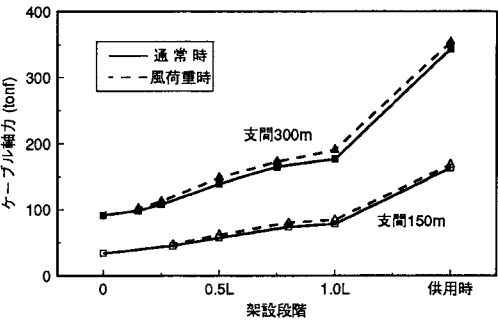
表-3 水管最大応力の比較

(a) 支間150m

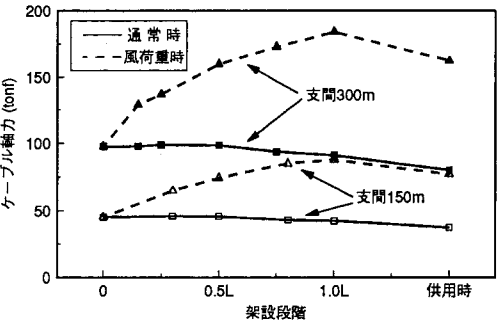
	架設時	供用時
鉛直曲げ応力度	939.6/1.25 = 751.7	211.6/1.00 = 211.6
水平曲げ応力度	844.9/1.38 = 612.2	552.6/1.20 = 460.5

(b) 支間300m

	架設時	供用時
鉛直曲げ応力度	769.2/1.25 = 615.4	264.8/1.00 = 264.8
水平曲げ応力度	745.3/1.38 = 540.1	506.0/1.20 = 421.7



(a) メインケーブル



(b) 耐風ケーブル

図-5 各架設段階におけるケーブルの最大軸力

c) リフトアップの検討

今回解析した中で、リフトアップ量、リフトアップ荷重共に最大となった支間150mのモデルで水管を0.3L引き出した場合における水管の変形状況を図-6に示す。水管自重載荷時に152.5cmあった水管先端部とリングとの高低差が、約4.2tonfの荷重で水管を183cmリフトアップしたところで0となり、その荷重を除荷した後水管先端のレベルがほぼ0にまで下がることがわかる。

図-7は水管先端部とリングとの高低差、リフトアップ量、およびリフトアップ荷重と水管の引き出し長さとの関係を示したものである。これらの値は、水管の引き出し長さが短いほど大きくなっているが、その変化率から考えると、0.15Lより水管が短くなってもこれ以上は余り大きくならないものと思われる。また、支間150mと300mの場合とを比較すると、高低差、リフトアップ荷重、リフトアップ量のすべてについて、水管引き出し量による変化の様子は良く似ているものの、支間150mの場合の方が300mの場合を上回っている。これは、両モデルにおけるハンガー間隔を等しくしたことに起因して、支間300mのモデルの方が水管を相対的に多くの支点で支持していることになるためであると考えられる。したがって、支間長を一定と仮定した場合、ハンガー間隔を小さくすることでリフトアップ量および荷重を小さくすることが可能であると思われる。

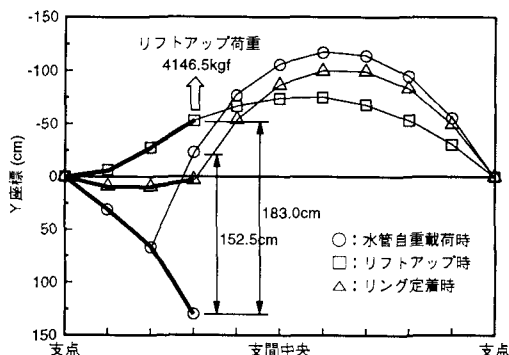


図-6 水管の変形状況(支間150m、水管0.3L引き出し時)

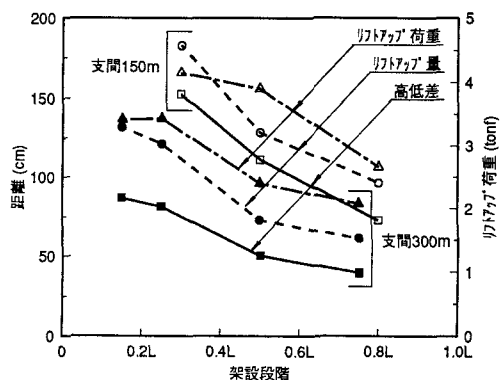


図-7 各架設段階におけるリフトアップ変位量と荷重

4. 模型実験

(1) 模型体

模型体は本構造の主たる構成要素である水管、メインケーブル、耐風ケーブル、ハンガー、タイケーブル、および主塔からなる簡略模型とし、図-8に示すような形状・寸法を有するものとした。これは支間300mの実橋を想定した縮尺約1/40の模型に相当する。各部材の使用材料については、先に実施した模型実験¹⁾を参考にして、水管には棒鋼、ケーブル類にはピアノ線、主塔にはL形鋼を用いた。

実橋と模型の縮尺を1/nとすると、本来、模型の曲げ剛性は実橋の $1/n^5$ 、伸び剛性は $1/n^3$ とし、実橋における荷重の $1/n^3$ を作用させて実験すべきところであるが、模型製作の都合上、模型の曲げ剛性と伸び剛性の目標

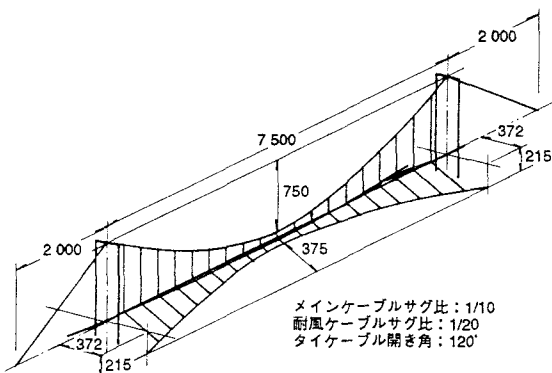


図-8 模型体の形状・寸法

値はそれぞれ実橋の $1/n^4$ 、 $1/n^2$ とし、以下に示すような材料を用いた。また、模型体の剛性を相似率から決定される値の n 倍としたのに対応して、作用させる荷重も実橋の $1/n^2$ とした。

- メインケーブル：ピアノ線（φ1.5mm）
- 耐風ケーブル：ピアノ線（φ1.0mm）
- ハンガー：ピアノ線（φ0.5mm）
- タイケーブル：ピアノ線（φ0.5mm）
- 水管：棒鋼（φ13mm）
- 主塔：L形鋼（50×50×6mm）

参考のため、表-4には模型体製作時における各部材の目標剛性とその実現値とを比較して示す。同表から分かるように、模型体の各部材剛性は全般的に目標値より大きくなっているが、解析値との比較の目的には差し支えないものと考えた。

(2) 実験方法と調査項目

各施工段階における変形および応力状態を確認するため、2ハンガー間隔ずつ水管を延ばし、図-9に示すSTEP 1(0.1L)～STEP10(L)の10ケースについて載荷試験を行なうこととした。

載荷試験においては、水管の自重に相当する荷重を鉛直方向に、風荷重に相当する荷重を水平方向に節点荷重として作用させ、水管各部の変位と応力ならびにメインケーブルと耐風ケーブルの軸力を測定した。このとき、ケーブル類に作用する荷重は水管に作用する荷重に比べ小さいものとして無視し、各施工段階において水管が存在する位置にのみ荷重を作用させた。なお、各節点に作用させた荷重は、鉛直・水平とも2kgf（水管の先端のみ1kgf）である。

実験は、まず、所定の軸力（耐風ケーブル端部に60kgf）を導入したケーブルネットワークを構築した後、それぞれの実験ケースに応じた長さの水管を設置し、鉛直載荷、水平載荷の順に実施した。また、水管先端部を支持リングからはずした後荷重を作用させ、水管・リング間の高低差も計測した。なお、ケーブルネットワークを構築する際、完成系で水管が水平になるよう、あらかじめ解析で求めておいたキャンパー（本模型体では56mm）を導入した。

(3) 実験結果と考察

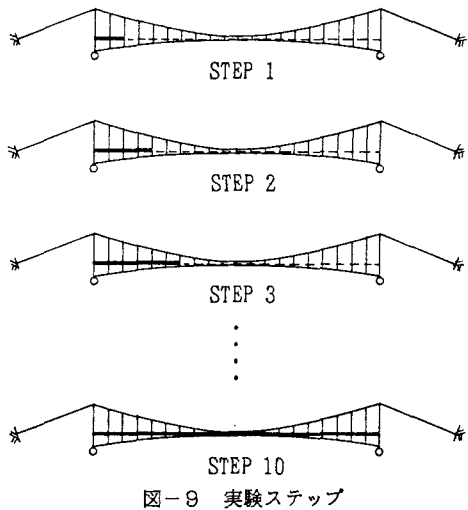
a) 施工中の挙動

各実験STEPにおける水管の曲げ応力度、メインケーブル軸力（鉛直載荷時）、および耐風ケーブル軸力（水平載荷時）の最大値を表-5に示す。同表には、引き出した水管の先端と次に通すべき水管支持リングとの高低差も併せて示した。なお、ケーブルの軸力についてはケーブルネットワーク完成時からの増分値で示した。この表から以下のことが言える。

- ① 水管に発生する最大応力は、鉛直載荷時・水平載荷時ともに水管の長さがスパンの1/3程度（鉛直曲げ応力はSTEP 3(0.3L)、水平曲げ応力はSTEP 4(0.4L)）となるまで施工段階が進むにつれて大きくなり、その後架

表-4 実橋と模型体との剛性比較

項目	実橋	縮尺	模型	
			目標値	実現値
スパン (m)	300	1/n	7.5	7.5
水管曲げ剛性 (kgf・cm ²)	3.57×10^{11}	$1/n^4$	1.39×10^5	2.94×10^5
メインケーブル伸び剛性 (kgf)	1.43×10^8	$1/n^2$	8.94×10^4	3.71×10^4
耐風ケーブル伸び剛性 (kgf)	2.88×10^7	$1/n^2$	1.80×10^4	1.65×10^4
ハンガー伸び剛性 (kgf)	4.61×10^6	$1/n^2$	2.88×10^3	4.12×10^3
タイケーブル伸び剛性 (kgf)	6.82×10^5	$1/n^2$	4.26×10^2	4.12×10^3



設の進行にともない逆に小さくなる。前章で述べた解析モデルでは、管内水の単位長さあたりの重量は水管自重の1.7倍程度であるが、その活荷重応力を見込んで、供用時の鉛直曲げ応力を実験(STEP10)より得られた値の2.7倍と仮定しても、架設途中に完成系の2倍程度の鉛直曲げ応力が発生することになる。

② メインケーブルおよび耐風ケーブルの軸力は、水管の長さが延びるにつれて単調に増加しており、完成系では活荷重(水荷重)によりメインケーブルの軸力は増加し耐風ケーブルの軸力が減少するため、メインケーブルでは完成系に対する(活荷重+風荷重)載荷時に、耐風ケーブルでは水管の引き出し完了時における風荷重載荷時に軸力が最大になると考えられる。

③ 水管と水管支持リングとの高低差は架設の初期段階(実験ではSTEP 2(0.2L))で最大となり、以降単調に減少する。

これらの内容は解析から得られた知見と一致しており、3. で述べた内容の妥当性が確認されたと言える。

b) 解析結果との比較

解析値と実験値との比較は、水管の変位・応力、ケーブルネットワークの軸力、および水管とリングとの高低差に関して行う。なお、比較は全ケースについて行ったが、ここでは、STEP 3(0.3L)、STEP 5(0.5L)、STEP 7(0.7L)、および完成系であるSTEP10を代表例として示すことにする。ただし、水管・リング間の高低差については、全ケースを示す。以下に各項目について述べる。

① 水管の変位

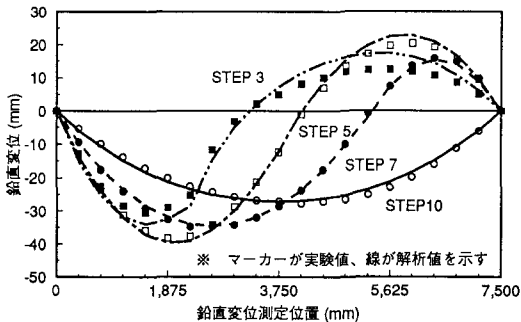
図-10は各実験ステップにおける水管(水管がまだセットされていない位置は水管支持リング)の鉛直・水平変位に関する解析値と実験値とを比較したものである。STEP 3において鉛直変位の実験値が、水管のセットされていない領域で解析値より若干小さくなっているが、全般的に見て解析値と実験値とは非常によく一致しており、変位に関しては鉛直・水平とも良い精度で解析値が得られていると言える。

② 水管の応力

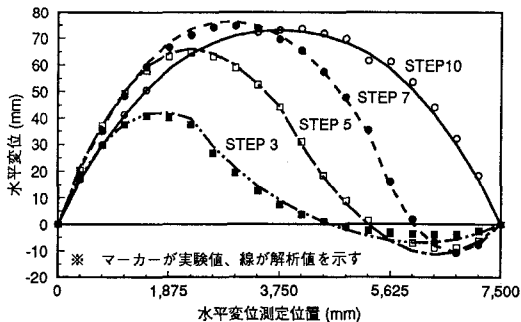
図-11に示すように、鉛直曲げ応力、水平曲げ応力ともに解析値と実験値とは良く一致しており、本解析法は十分な精度を有するものと判断できる。

表-5 実験結果一覧表

	水管応力 (kgf/cm ²)		メイン ケーブル 軸力 (kgf)	耐風 ケーブル 軸力 (kgf)	水管 リング間 高低差 (mm)
	鉛直曲げ	水平曲げ			
STEP 1	85.1	77.7	2.1	1.9	26.4
STEP 2	312.9	351.8	7.1	6.0	28.9
STEP 3	422.1	446.3	13.7	10.3	23.5
STEP 4	389.6	456.8	20.9	17.8	23.3
STEP 5	291.9	413.7	27.9	25.1	19.4
STEP 6	207.9	346.5	33.0	31.1	14.8
STEP 7	152.3	291.9	38.8	37.4	12.2
STEP 8	106.1	269.9	42.9	42.5	10.2
STEP 9	91.4	252.0	44.9	45.7	6.9
STEP 10	78.8	245.7	46.9	46.0	-



(a) 鉛直変位分布



(b) 水平変位分布

図-10 水管変位分布の比較

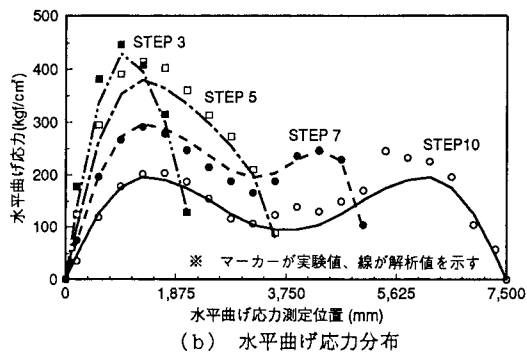
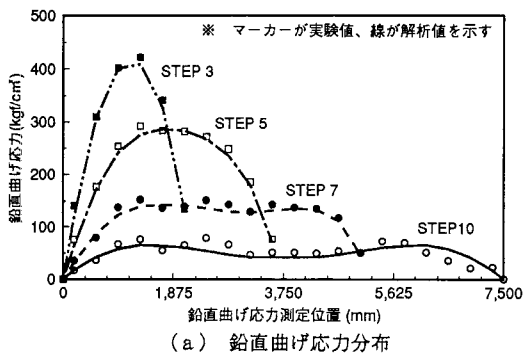


図-11 水管曲げ応力分布の比較

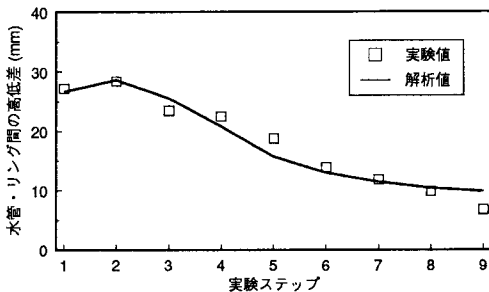
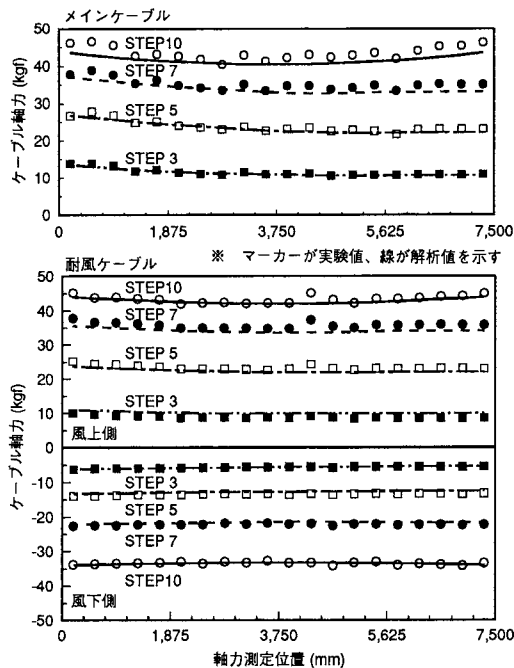
③ ケーブルネットワークの軸力

図-12には、メインケーブルおよび耐風ケーブルの軸力を初期張力導入時からの増分値で示す。メインケーブル、風上側耐風ケーブル、風下側耐風ケーブルともに、すべての実験ステップで解析値と実験値とは非常に良く一致している。すなわち、ケーブルネットワークに関しても、精度良く解析値が得られていると言える。

④ 水管・リング間の高低差

図-13は、実験ステップごとの水管先端と次に水管の通るべきリングとの高低差を示したものである。高低差についても、実用上問題ない精度で解析値と実験値とは一致していると考えられる。

今回用いた実験模型は実橋を約1/40に縮小したものであり、模型体製作上ある程度の誤差が生じることは避けられないことを考えると、水管の変位・応力、ケーブルネットワークの軸力、および水管・リング間的高低差ともに、解析値と実験値とは実用上問題ない程度で一致していると言えよう。一般に、解析対象物に含まれる製作上の誤差等は、そのスケールが大きくなるに従い相対的に小さくなるため、実験値に含まれる誤差も小さくなり、解析値と実験値とは良く一致する傾向を示すことから、本解析法により実橋の架設途中の挙動は十分良い精度で解析できるものと考えられる。



5. まとめ

数値解析および模型実験の結果から得られた知見を以下にまとめる。

- ① 無補剛吊形式水管橋の架設時における力学的挙動は、幾何学的非線形性を考慮した有限要素法による立体骨組解析プログラムを用いて、今回実施した解析方法により精度良く推定することができる。
- ② 架設途中に水管に発生する曲げ応力は、供用時に比べ特に水管の引き出し長が短い領域でのリフトアッ

ブ荷重作用時に大きく、施工時における許容応力度の割り増し係数を考慮しても、水管断面は架設時のリフトアップ荷重による応力に支配される。

③ ケーブルの軸力は架設が進むにつれて増加し、水管引き出し終了時に最大となる。水管橋の場合、供用時には水荷重によりメインケーブルの軸力はさらに増加し、耐風ケーブルの軸力は減少するため、メインケーブルは供用時の荷重により断面が決定され、耐風ケーブルは軸力の減少分と施工時における許容応力の割り増し係数との大小関係で、水管の引き出し完了時あるいは供用時の風荷重で断面が決定される。ハンガーについてはメインケーブルと同じ荷重状態で、タイケーブルについては耐風ケーブルと同じ荷重状態で断面が決定される。

④ 今回検討対象とした架設方法では、水管先端を次に通すべき支持リング位置までリフトアップする必要が生じるが、そのときのリフトアップ量および荷重は比較的架設の初期の段階で最大となり、以降単調に減少する。

⑤ ハンガーおよびタイケーブルの間隔は、施工中の水管応力、リフトアップ量などに影響を及ぼし、間隔を密にすることによりこれらの値をある程度小さくすることができる。しかし、ハンガー等の間隔を密にすることは施工性および経済性を悪化させる要因とも成り得るので、設計段階でこれらすべてを考慮し総合的に決定するべきである。

参考文献

- 1) 崎元、中村、湯治、渡辺：無補剛吊り水管橋の静的挙動、構造工学論文集 Vol.38A、1992.3.
- 2) 水田、湯治、川井：無補剛吊り水管橋の動的応答特性、土木構造・材料論文集 第7号、1992.1.
- 3) 久保、中原、中村、加藤：無補剛吊形式水管橋の空力的制振法、構造工学論文集 Vol.38A、1992.3.
- 4) Komatsu, S. and Sakimoto, T. : Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisiting of Members with Closed Cross Sections, Proc. of JSCE, No.252, Aug. 1976, pp.143-157.

(1992年 9月21日受付)