
無補剛吊形式管路橋の開発

Development of Unstiffened Suspension Bridge for Pipeline

脇長 正(Tadashi Wakinaga) 古田 俊宏(Toshihiro Furuta) 中村 聖三(Shozo Nakamura) 崎元 達郎(Tatsuro Sakimoto) 久保 喜延(Yoshinobu Kubo) 水田 洋司(Yoji Mizuta)

要旨：

無補剛吊形式管路橋の構造特性を把握するために、支間 150m のモデルを対象として、形状パラメーターをパラメトリックに変化させる静的構造解析、固有値解析、動的応答解析を実施した。さらに、解析方法の妥当性と耐風安定性を検証するために、静的載荷試験、振動実験、風洞実験を行った。その結果、形状パラメーターが本構造におよぼす影響を把握することができた。さらに、地震による動的な変位や応力の応答は全般的に小さいこと。耐風安定性は管路に取り付ける歩廊の位置や形状によって大きな影響を受けることなどが明らかにされた。

Synopsis：

Static and dynamic behavior of an unstiffened suspension bridge for pipeline with a span length of 150m was investigated analytically and experimentally. By changing some design parameters, a finite element analysis was carried out. Effects of finite displacement and initial stress of cables were taken into account in the analysis. Loading tests and free vibration tests with a large scale model were conducted to check validity of the analysis method. Aerodynamic stability was examined by wind tunnel tests on section models. Concluding remarks were summarized as follows: (1) The analysis method used in this study gave a good estimation of static and dynamic behavior, (2) effects of some design parameters on the structural characteristics were clarified, (3) seismic response of the bridge was relatively small, (4) shape and height of the inspection walkway affected the aerodynamic stability of the bridge.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

Development of Unstiffened Suspension Bridge for Pipeline



脇長 正
Tadashi Wakinaga
橋梁・鋼構造事業部
技術部 (掛長)



古田 俊宏
Toshihiro Furuta
橋梁・鋼構造事業部
工事部工事計画室 主
査 (課長補)



中村 聖三
Shozo Nakamura
エンジニアリング事業
本部 鋼構造研究所主
本建材・橋梁研究室
主任研究員 (掛長)・工
博



崎元 達郎
Tatsuro Sakimoto
熊本大学 工学部土木
環境工学科 教授・工
博



久保 喜延
Yoshinobu Kubo
九州工業大学 工学部
設計生産工学科 教授
・工博



水田 洋司
Yoji Mizuta
九州産業大学 工学部
土木工学科 教授・工
博

要旨

無補剛吊形式管路橋の構造特性を把握するために、支間 150 m のモデルを対象として、形状パラメーターをパラメトリックに変化させる静的構造解析、固有値解析、動的応答解析を実施した。さらに、解析方法の妥当性と耐風安定性を検証するために、静的載荷試験、振動実験、風洞実験を行った。その結果、形状パラメーターが本構造におよぼす影響を把握することができた。さらに、地震による動的な変位や応力の応答は全般的に小さいこと、耐風安定性は管路に取り付ける歩廊の位置や形状によって大きな影響を受けることなどが明らかにされた。

Synopsis:

Static and dynamic behavior of an unstiffened suspension bridge for pipeline with a span length of 150 m was investigated analytically and experimentally. By changing some design parameters, a finite element analysis was carried out. Effects of finite displacement and initial stress of cables were taken into account in the analysis. Loading tests and free vibration tests with a large scale model were conducted to check validity of the analysis method. Aero-dynamic stability was examined by wind tunnel tests on section models. Concluding remarks were summarized as follows: (1) The analysis method used in this study gave a good estimation of static and dynamic behavior, (2) effects of some design parameters on the structural characteristics were clarified, (3) seismic response of the bridge was relatively small, (4) shape and height of the inspection walkway affected the aerodynamic stability of the bridge.

1 はじめに

道路橋や鉄道橋などの一般的な吊橋では、主荷重などの鉛直方向荷重や、風荷重などの横荷重に対する剛性確保のため、トラスや箱桁からなる比較的大規模な補剛桁を必要とする。ただし、これは主荷重が移動荷重の場合であり、水管橋やガス管橋などのように等分布荷重が主荷重で、機部材 (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、主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、軽量かつ簡潔な無補剛吊形式構造とすることができる。したがって本構造は、従来の補剛形式よりも、支間の長い管路橋において、経済性・施工性の面で有利になると考えられる。

しかし、我が国において、このような無補剛吊橋の実施例は歩道橋を除いてほとんどないため¹⁾、主として水管橋を対象にその設計法を確立すべく、解析プログラムの開発、模型実験などを実施した。その結果、本構造の設計を実施するにあたり把握しておくべき

静的構造特性、耐震性、耐風安定性などを明らかにすることができた。

本報では、これらのパラメトリック解析、模型実験および風洞実験の結果をもとに、無補剛吊形式管路橋の力学的諸特性について報告する。

2 無補剛吊形式管路橋の構造

研究開発の対象とした無補剛吊形式管路橋の構造を Fig. 1 に示す。また、本構造の主要部材ならびにその機能は次のとおりである。

- (1) 主ケーブル：ハンガーを介して、管路を鉛直方向に支持し、死荷重・活荷重などの鉛直荷重に抵抗する。
- (2) 耐風ケーブル：補剛桁の省略による橋軸直角水平方向の荷重に対する剛性不足を補うため、タイケーブルを介して管路を斜め下方より支持する。また、このケーブルに適当な初期張力

* 平成 7 年 11 月 2 日原稿受付

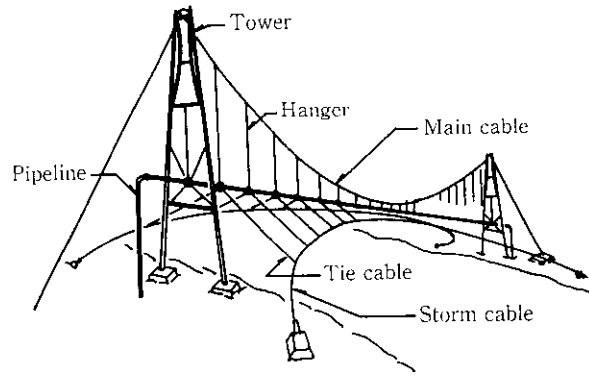


Fig. 1 Unstiffened suspension bridge for pipeline

を与えて、本構造の耐風安定性を確保する。

- (3) 管路： 上水、ガス、石油などの輸送部材として機能するとともに、橋梁の桁として機能する。
- (4) 主塔： 主ケーブルを適当な形状に保持する。

3 パラメトリック解析

耐風ケーブルを有する無補剛吊形式管路橋において、主ケーブルサグ比、耐風ケーブルサグ比、およびタイケーブル開き角(θ) (Fig. 2 参照) は設計における重要な形状パラメーターであると考えられる。また、耐風ケーブルにあらかじめ導入する初期張力により、力学特性が変わることも予想される。このような観点から、これらの設計パラメーターが無補剛吊形式管路橋の力学特性におよぼす影響を調査するため、静的構造解析、固有値解析および動的応答解析をパラメトリックに行ったので、以下にその結果を概説する。

3.1 解析モデル

パラメトリック解析を実施するにあたり、Fig. 3 に示すような主塔間隔 150 m、主ケーブルサグ比 1/10、耐風ケーブルサグ比 (タイケーブル面内における耐風ケーブルのサグ比) 1/20、タイケーブル開き角 120° のモデルを基本モデルとし、主塔間隔一定のまま各

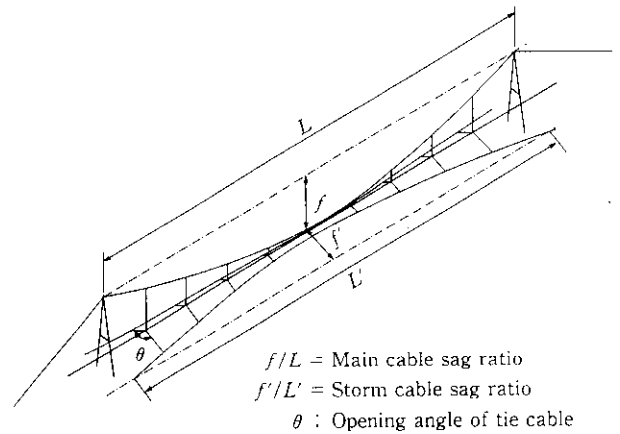


Fig. 2 Definition of structural parameters

形状パラメーターを Table 1 のように変化させた。このとき、耐風ケーブル初期張力は 441 kN とした。

また、耐風ケーブル初期張力の影響は、基本モデルにおいてその値を変化させることにより調査した。なお、全てのモデルについて Table 2 に示すような諸元を有する部材を用いた。

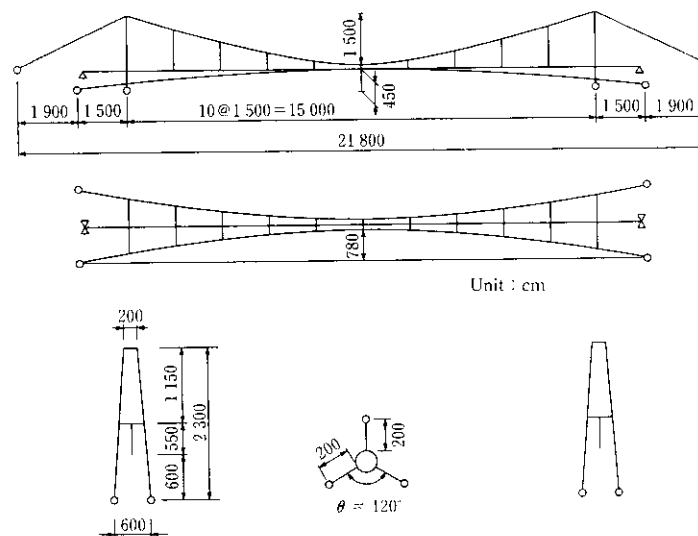


Fig. 3 General view of basic model

Table 1 Structural parameters of models

	Main cable sag ratio	Storm cable sag ratio	Opening angle of tie cable
Basic model	1/10	1/20	120°
Model 2	1/10	1/20	160°
Model 3	1/10	1/20	140°
Model 4	1/10	1/20	100°
Model 5	1/10	1/20	90°
Model 6	1/6	1/20	120°
Model 7	1/8	1/20	120°
Model 8	1/12	1/20	120°
Model 9	1/14	1/20	120°
Model 10	1/10	1/18	120°
Model 11	1/10	1/16	120°
Model 12	1/10	1/14	120°
Model 13	1/10	1/12	120°
Model 14	1/10	1/10	120°

Table 2 Specifications of structural members

	Main cable	Storm cable	Hanger rope	Pipe-line	Tower (steel pipe)
Diameter (cm)	8.80	5.30	2.80	71.12	60.96
Weight (N/cm)	0.447	0.106	0.031	2.190	2.340
Tensile strength ($\times 10^3$ N)	6 286	1 755	520	—	—
Cross-sectional area (cm ²)	53.6	12.8	3.74	278.7	298.4
Geometrical moment of inertia ($\times 10^4$ cm ⁴)	—	—	—	17.0	13.2
Modulus of elasticity ($\times 10^6$ N/cm ²)	15.7	13.7	13.7	20.6	20.6

3.2 静的構造解析

静的構造解析は、今回開発した幾何学的非線形性を考慮した立体骨組の有限要素法解析プログラムを用いて行なった^{2,3)}。ここで考慮した荷重は、死荷重（自重）、耐風ケーブル初期張力、活荷重（管内水）および風荷重で、施工の順序を考慮して Fig. 4 に示すように4段階に分けてそれぞれを載荷した。

パラメトリック解析の結果明らかになった各設計パラメーターが静的な諸性状におよぼす影響を以下にまとめる。

3.2.1 耐風ケーブル初期張力の影響

Table 3 に示すように耐風ケーブル初期張力は耐風ケーブル軸力および管路の水平変位に影響をおよぼし、初期張力が大きくなると耐風ケーブルの軸力は大きくなり、水平変位は小さくなる。ただし、耐風ケーブル軸力に関しては、初期張力の増加量そのものが軸力の大きさに直接影響しているだけであり、風荷重による軸力の増減量にはあまり変化がない。また、主ケーブルの軸力と管路の応力は、それぞれ 157 kN、441 N/cm² 変動するが、その変化率は 10% 程度であり、あまり影響しない。

Table 3 Effect of increase in initial tension of storm cable

	Influence of increase in initial tension of storm cable 441 kN → 883 kN
Axial force of main cable	Increase (157 kN)
Axial force of storm cable (windward side)	Increase (382 kN)
Axial force of storm cable (leeward side)	Increase (461 kN)
Stress of pipeline for horizontal load	Decrease (441 N/cm ²)
Horizontal displacement of pipeline	Decrease (27 cm)

() : variation

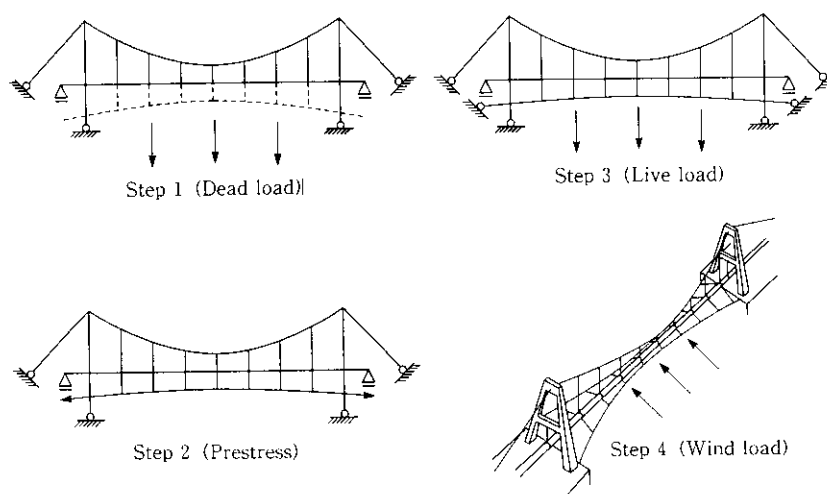


Fig. 4 Analysis models and load

3.2.2 形状パラメーターの影響

各形状パラメーターが静的な諸性状におよぼす影響を一覧表にまとめて、Table 4 に示す。この表からタイケーブル開き角は静的な特性に関するかぎり大きいほどよいが、主ケーブルサグ比および耐風ケーブルサグ比は着目する性状により最適値が変化することがわかる。耐風ケーブルサグ比は、その影響が小さいため建設現場の状況により決定し、主ケーブルはトータルコストが最小になるように求める必要があろう。

Table 4 Results of parametric computations

	Influence of change in parameters		
	Increase in opening angle of tie cable 90°→160°	Increase in main cable sag ratio 1/14 → 1/6	Increase in storm cable sag ratio 1/20→1/10
Axial force of main cable	Decrease (250kN)	Decrease (900kN)	Increase (100kN)
Axial force of storm cable	Barely change	Increase (200kN)	Decrease (150kN)
Vertical bending stress of pipeline	Decrease (2 000N/cm ²)	Decrease (10 ⁴ N/cm ²)	Decrease (1 090N/cm ²)
Horizontal bending stress of pipeline	Decrease (1 700 N/cm ²)	Decrease (600N/cm ²)	Barely change
Horizontal displacement of pipeline	Decrease (65cm)	Increase (30cm)	Decrease (100cm)

() : variation

3.3 固有値解析

Table 1 に示した各モデルについて、固有値解析を実施した。基本モデルについて、面内と面外の2次元モデルに分けて計算する平面解析と3次元モデルを用いた立体解析とを行い、両者を比較することにより、面内・面外モードの連成はないことが確認できたため、パラメトリック解析は面内モデルと面外モデルに分離して行った。

各設計パラメーターが本構造の固有振動数におよぼす影響を、以下にまとめて示す。

3.3.1 耐風ケーブル初期張力の影響

Fig. 5 に示すように、耐風ケーブルに導入される初期張力が増加するにつれて、面内振動・面外振動ともに固有振動数は増加する。

3.3.2 形状パラメーターの影響

Fig. 6 に示すように面内モデルでは、主ケーブルサグ比が大きいほど固有振動数は大きくなり、他のパラメーターは影響しない。面

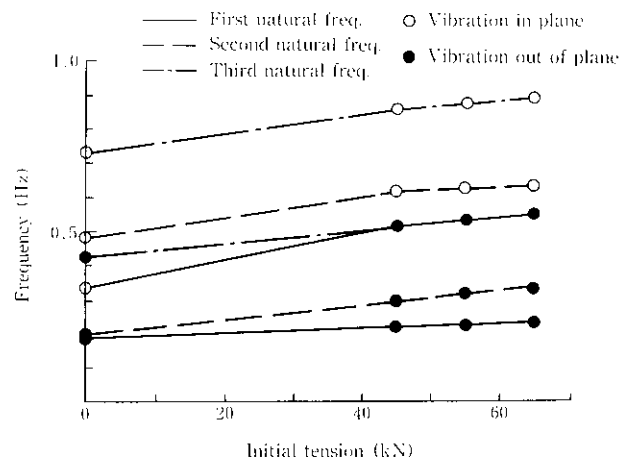


Fig. 5 Natural frequency against initial tension of storm cable

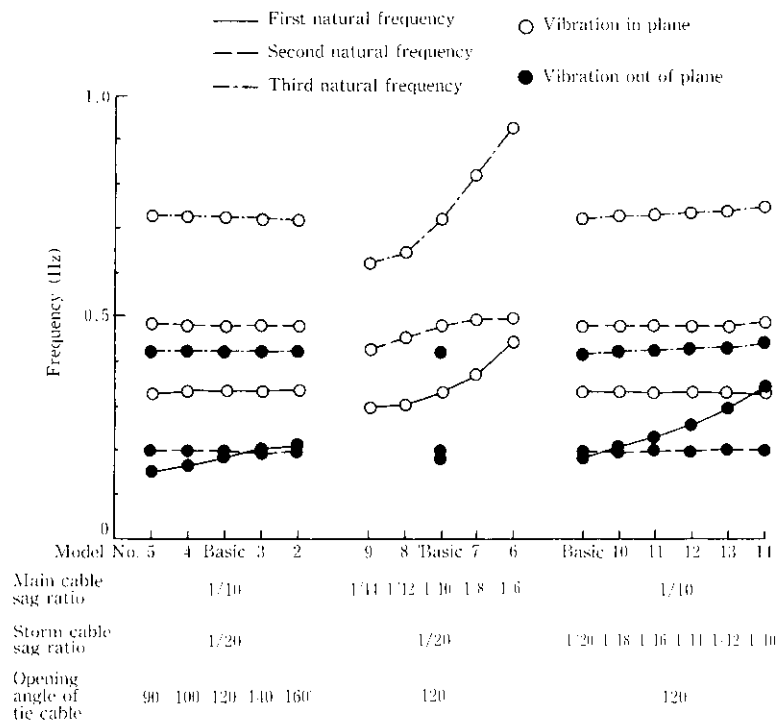


Fig. 6 Natural frequency against structural parameters

外モデルでは、一次（対称一次）振動数のみが耐風ケーブルサグ比が大きくなるにともない増大する。また、タイケーブル開き角を大きくすることでも一次振動数を大きくできるが、その影響は耐風ケーブルサグ比ほど大きくない。なお、ここでは耐風ケーブルの初期張力の影響は考慮していない。

3.4 動的応答解析

Table 1 に示す各モデルについて、エルセントロ地震における加速度波（NS 方向、最大 319.4 gal）を用いた動的応答解析を行った。作用地震波は最大加速度を 100 gal に置換し、各支点へ同時入力した。入力方向は面内モデルでは水平方向、鉛直方向、面外モデルでは橋軸方向、橋軸直角方向の 4 種類とした。

解析に用いた地震波の卓越周波数成分に解析モデルの低次の振動数が数多く含まれているため、今回の解析結果はかなり厳しい条件におけるものであると考えられるが、解析の結果、すべてのモデルにおいて最大変位応答、最大応力応答ともに小さいことが判明した。

4 模型実験

ここでは、構造特性の調査および解析法の精度の検証を目的として行った。簡略模型による静的載荷実験および振動実験について述べる。

4.1 模型体

主として計算精度の検証および構造特性の検証を目的とするため、模型体は具体的な管路橋の構造諸元のモデル化を避け、基本的な構造部材のみを有する簡略モデルとした。Fig. 7 に模型体の形状・寸法を示す。各部材には以下に示すような材料を用いた。

主ケーブル：ピアノ線（ $\phi 1.5$ mm）

耐風ケーブル：ピアノ線（ $\phi 1.5$ mm）

ハンガー：ピアノ線（ $\phi 1.0$ mm）

タイケーブル：ピアノ線（ $\phi 1.0$ mm）

管路：アルミ管（ $\phi 35.0 \times 1.0$ mm）

主塔：銅管（ $\phi 34.0 \times 3.2$ mm）

また、力学的諸特性におよぼす主ケーブルならびに耐風ケーブル

Table 5 Structural parameters of models

	Main cable sag ratio	Storm cable sag ratio	Opening angle of tie cable
Case 1	0.138	0.148	137.5°
Case 2	0.138	0.103	119.5°
Case 3	0.088	0.103	119.5°
Case 4	0.088	0.148	137.5°

のサグ比の影響も調査できるように、模型体において主ケーブルと耐風ケーブルの定着点を 2 箇所にした。したがって、模型体の形状としては主ケーブルと耐風ケーブルのサグ比が 2 種類ずつ、計 4 種類となり、それぞれについて実験を行った。それらを一覧表にして、Table 5 に示す。

4.2 実験方法

4.2.1 静的載荷実験

静的載荷実験は、模型体の組み立て→管路キャンバーの導入→耐風ケーブル初期張力の導入→水平方向載荷という手順で行い、管路に導入するキャンバーはあらかじめ FEM 解析で求めておいた。荷重は支間中央付近 3 点に作用させ、荷重ピッチは載荷治具（8 N）を取り付けた後、各点 49 N とした。Table 5 に示す各実験ケースにおいて耐風ケーブルに導入する初期張力は 196、392、588 および 785 N の 4 ケースとした。

また、測定項目は管路のハンガー取り付け位置における変位、主ケーブル・耐風ケーブルの定着点における軸力およびハンガー・タイケーブルの軸力とし、おのおの変位計、特製のロードセルおよび歪ゲージを用いて測定した。

4.2.2 振動実験

振動実験は各実験ケースの静的載荷実験終了後、耐風ケーブルの軸力を 392 N とし、ロープ引張法による自由振動実験→起振機法による強制振動実験という手順で行なった。

自由振動実験における載荷点は支間中央と 1/4 点とし、それぞれの点を鉛直および水平方向からピアノ線を介して管路を引っ張ることにより自由減衰振動を発生させ、振動波形をデータレコーダに記

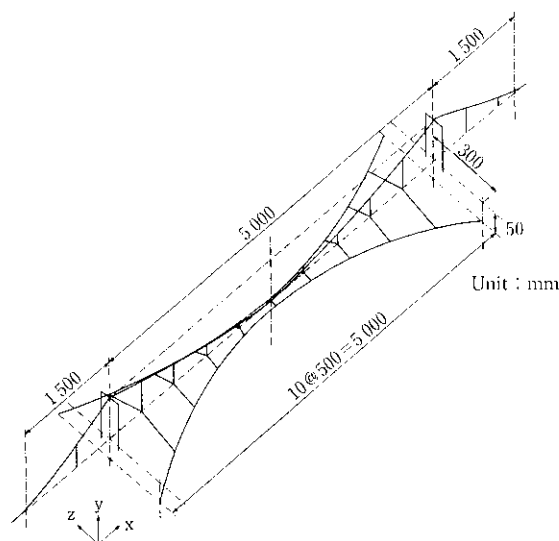


Fig. 7 General view of testing model

録した。このとき、自由振動の加振力ができるだけ一定になるよう、バネ計りを使用して一定の力で管路を引っ張った後、ピアノ線を切斷した。

また、強制振動実験においては管路支間中央点をコイルバネを介して、自由振動実験により得られた固有振動数近傍の振動数で斜め下方向から加振させ、共振点と思われる振動数における応答をデータレコーダに記録した。なお、振動波形を計測するための加速度計は、支点間のハンガー取り付け点9箇所に設置した。

4.3 実験結果

4.3.1 静的載荷試験

実験結果の一例として、Case 1の初期張力588 Nの場合における荷重と水平変位の関係を解析値とともに Fig. 8 に示す。解析値における実線は管路支点のxyz方向 (Fig. 7 参照) 変位をすべて拘束した場合、破線は管路支点のyz方向変位のみを拘束した場合の解析値である。実験値は、比較的荷重の小さい領域では実線に近く、荷重の大きい領域では実線から破線に近づいているのがわかる。これは、実験模型の支点条件が、管路の軸方向に関して不完全拘束となっていることに起因するものである。

また、各ケーブルの軸力に関しても Fig. 9 に示すように、実験値と解析値との関係は水平変位と同様の傾向を示す。なお、これら

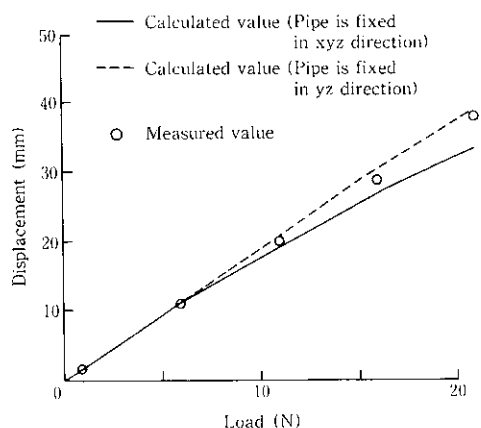


Fig. 8 Horizontal displacement (center of span) against load in case 1 of initial tension 588 N

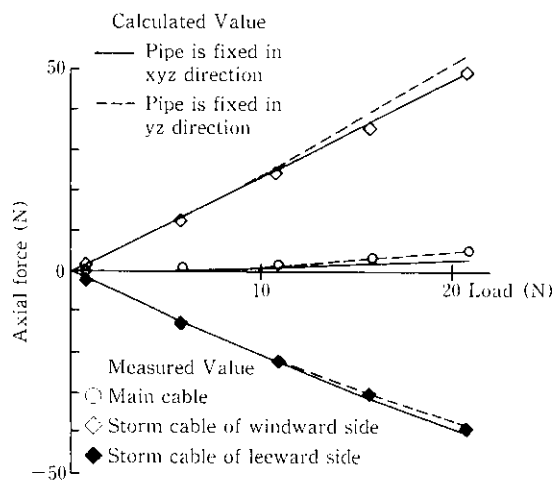


Fig. 9 Cable (end of cable) axial force against load in case 1 of initial tension 588 N

の図においては、軸力が小さい領域での測定値におけるケーブルの曲げの影響を排除するため、耐風ケーブルに所定の軸力が導入された時点での測定値を原点として、それからの増分で整理している。

水平変位およびケーブル軸力ともに、実験値と解析値との誤差は大きくても10%程度であり、模型体の製作精度などを考慮するとよく一致しているものと考えられる。したがって、本解析法による計算結果は信頼できるものであり、パラメトリック解析の結果も実際の橋梁の力学特性を十分に反映したものであると判断できる。

4.3.2 振動実験

自由振動実験結果の一例として、Table 6 に Case 1 のパワースペクトルのピーク値ならびに固有値解析から求めた固有振動数を比較して示す。耐風ケーブルに導入する初期張力の誤差、ケーブル間定着部のモデル化の誤差などに起因して、実験値が解析値より低くなっているが、おおむね解析値は実験値を再現しているものと考えられる。また、Fig. 10 に示すように、実験値と解析値から求めた振動モードもほぼ一致していることがわかる。

Table 6 Comparison of natural frequency (Hz)

Mode	Calculated value		Measured value	
	In plane	Out of plane	In plane	Out of plane
1	13.54	10.39	12.89	9.57
2	19.99	15.62	16.51	14.65
3	21.69	23.68	20.12	20.12

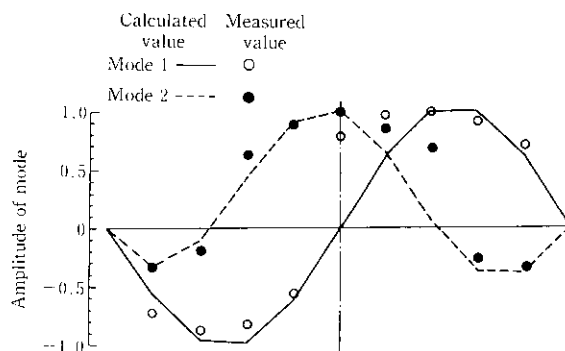


Fig. 10 Mode shape of vibration (case 1 in plane)

5 風洞実験

管路橋の耐風安定性は、円形断面のみであれば、これまでに数多くなされてきた円柱に関する風洞実験結果から推定することができる。しかしながら、本研究で対象としている管路橋の断面は、円形断面に点検歩廊が取り付けられており、円形断面のみのものに対し耐風安定性がかなり異なる恐れがある。そのような観点から、点検歩廊付きの断面を有する管路橋について、耐風安定性を確認すべく2次元模型を用いた風洞実験を行った。以下にその結果の概要を示す⁵⁾。

5.1 模型体

2次元実験用模型は、Fig. 11に示すものでType 1およびType 2ともに、管路部は直径 $D=50$ mmのアルミパイプ製である。また、点検用歩廊は木製であり、その位置を変化させることができるようにした。Type 3はType 1の耐風安定性があまり良くなかったため、その改善案として追加したものであり、剥離点での流れを乱すことにより渦励振を抑制しようとするものである。

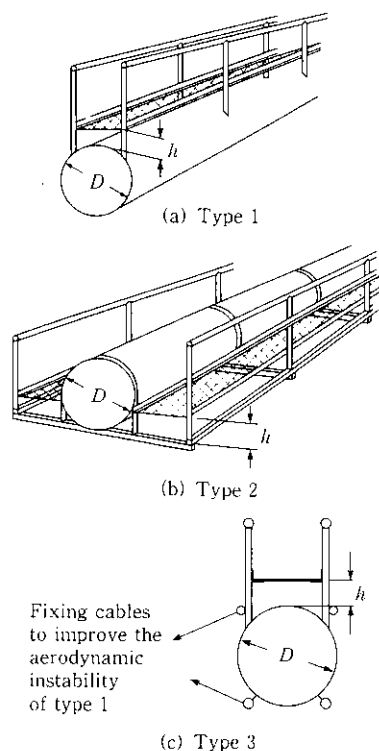


Fig. 11 Testing models

5.2 実験方法

2次元風洞実験は、Fig. 12に示すように2次元模型をコイルバネで吊し、送風中の応答特性を観察する2次元自由振動実験法で行った。管路の挙動は、模型支持部の両端に設置したレーザー式変位計で計測した。その変位信号はローパスフィルターで雑音を消去した後、スペクトルアナライザーでAD変換し、そのピーク値をパソコンに格納した。パソコンに転送されたこのピーク値から、対数減衰率および応答振幅の計算を行った。

5.3 実験結果

2次元風洞実験における応答の一例をFig. 13に示す。この図において、換算風速 $V_r=6$ あたりから渦励振が発生しているのがわかる。実験を行った各ケースにおいて、このような渦励振が発生している。渦励振域での最大振幅と歩廊位置との関係をFig. 14に示す。この図からType 1およびType 2ともに歩廊位置 $h=0$ の場合が最も耐風安定性が良いものの、Type 1はType 2に比べ2～3倍の渦励振応答振幅が発生しており耐風安定性が悪いことがわかる。Type 1の改善策として行なったType 3については、剥離点制御のため取り付け固定ケーブル太さが $0.06D$ のものが最も空力的に安定であった。しかし、Fig. 15に示すように、迎角 $\alpha \leq$

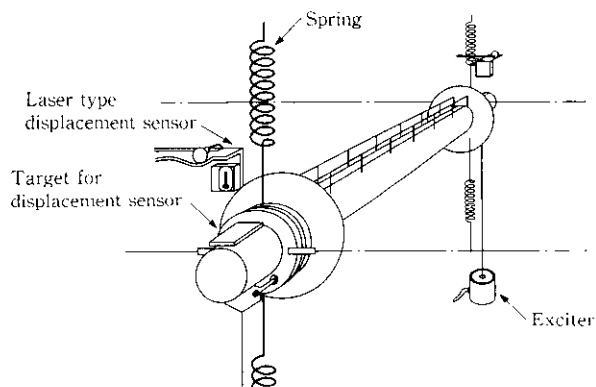


Fig. 12 Experimental setup of model

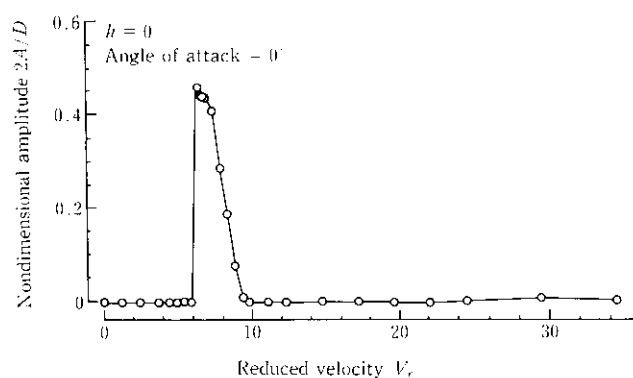


Fig. 13 Aerodynamic responses of type 1

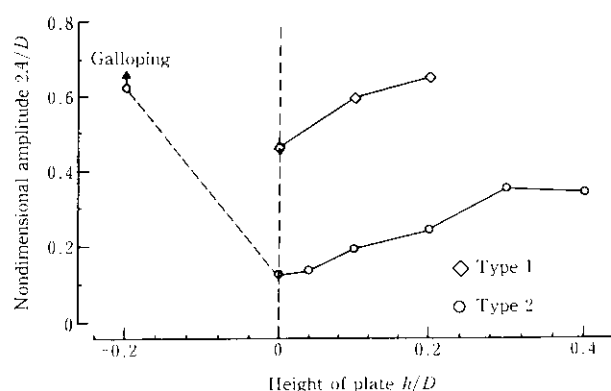


Fig. 14 Maximum amplitude against height of walk way

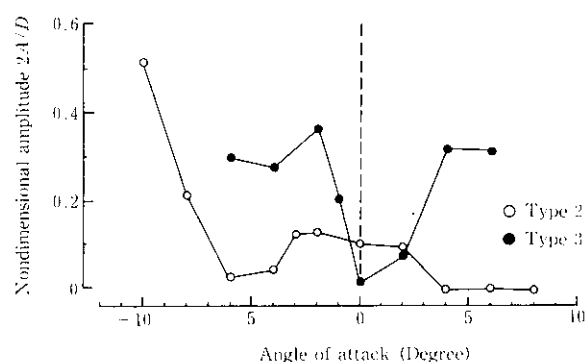


Fig. 15 Maximum amplitude against angle of attack

-2° , $4^\circ \leq \alpha$ では無次元倍振幅は $2A/D=0.4$ となり、風の傾斜角が大きい領域では Type 1 の渦励振を抑制することがかなり困難であることがわかる。一方、Type 2 については $-6^\circ \leq \alpha \leq 8^\circ$ の範囲で無次元倍振幅は $2A/D \leq 0.18$ であり、良好な断面であると判断できる。ただし、Type 2 において $h=-0.2D$ とした場合、渦励振のみならず大振幅のギャロッピングも発生したため、歩廊位置については十分な配慮が必要である。

6 結 言

今回実施した一連のパラメトリック解析、簡略模型を用いた静的載荷実験および振動実験、2次元風洞実験から無補剛吊形式管路橋の基本的な構造特性を明らかにすることができた。以下に、本研究で得られた知見を列挙する。

- (1) 今回開発した幾何学的非線形性を考慮した立体骨組の有限要素法解析プログラムによって、本構造を精度よく解析できることが確認された。
- (2) 本構造の力学的性状は、形状パラメーター（主ケーブルサグ

比、耐風ケーブルサグ比、タイケーブル開き角）や耐風ケーブル初期張力の影響を受けるため、これらの諸元は建設現場の現状により、トータルコストを最小にするように決定することが望ましい。

- (3) 管路の支点における水平方向（x および y 方向）の拘束条件は、本構造の特性に大きく影響するため、十分配慮する必要がある。
- (4) 地震に対する動的な変位および応力の応答は全般的に小さいため、センタースティヤ主塔位置のハンガーなどの一部の部材を除いて、地震がクリティカルになることはない。
- (5) 円柱を基本とする断面でも、歩廊の取り付け方によっては渦励振のみならず、ギャロッピングが発生することがあるため、断面の選定には細心の注意を払う必要がある。

本報では報告できなかったが、本構造の架設法に関する解析的ならびに実験的な検討も行い、無補剛吊形式管路橋の設計・施工法をほぼ確立することができた⁶⁾。現在、本構造を適用したガスパイプライン橋を宮城県白石市に建設中である⁷⁾。これらの適用例については、別の機会に報告したいと考えている。

参 考 文 献

- 1) (社)日本道路協会：「小規模吊橋指針・同解説」，(1984)，〔丸善〕
- 2) S. Komatsu and T. Sakimoto: "Nonlinear Analysis of Spatial-Frames Consisting of Members with Closed Cross Sections", Proc. of JSCE, No.252 (1976), 143-157
- 3) 崎元達郎，中村聖三，湯治秀郎，渡辺 浩：「無補剛吊り水管橋の静的挙動」，構造工学論文集，38 A (1992)，1175-1186
- 4) 水田洋司，湯治秀郎，川井 豊：「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)，55-62
- 5) 久保喜延，中原智法，中村聖三，加藤九州男：「無補剛吊形式水管橋の空力的制振法」，構造工学論文集，38 A (1992)，925-930
- 6) 崎元達郎，中村聖三，渡辺 浩，三輪清貴，脇長 正：「無補剛吊形式水管橋の架設時挙動」，構造工学論文集，39 A (1993)，1043-1052
- 7) 中村光良，辻村 修，上村明弘，横手武聡：「ガスパイプラインへの無補剛吊り管路橋の適用」，土木学会第50回年次学術講演会，(1995)，616-617