

コンクリート充填鋼管を用いた吊りアーチ橋の構造特性

Structural characteristics of suspended arch bridges using concrete filled steel pipes

中村俊一*,

島田佳久**

Shun-ichi NAKAMURA

Yoshihisa Shimada

*Ph.D. 東海大学 工学部 土木工学科 教授 (〒259-1292 平塚市北金目 1117)

** (前東海大学大学院) 宮地建設(株) (〒259-1292 平塚市北金目 1117)

A new type of bridge, a suspended arch bridge, is proposed and its structural characteristics are studied in this paper. Arch ribs are made of concrete filled steel pipes and supported by cables. The bridge is therefore expected to be a mixture of arch and suspension bridges. Linearized finite displacement analyses are conducted, which shows that the applied loads are sustained by both arch ribs and cables. The effects of arch rise and the vibration modes and frequencies are also obtained to clarify this bridge structural feature. This study shows that the suspended arch bridge with concrete filled steel tubes is feasible.

Key Words : *suspended arch bridge, linearized finite displacement analysis, concrete filled pipe girder*

1. はじめに

鋼橋の低コスト化および競争力向上には、桁製作時の溶接加工量を削減することが有効であり、製鉄所で製造される鋼管を主桁にする方法は有力な一手段である。さらに、この鋼管主桁内部にコンクリートを充填すれば、鋼板の局部座屈が抑制され耐力・じん性が向上できる。中村は、この考えに基づく種々の新形式橋梁を提案しているが^{1)~6)}、本論文ではコンクリート充填鋼管をアーチリブに用い、これをケーブルで吊った「吊りアーチ橋」を提案し、その構造特性について考察した(図-1, 2, 3)。

アーチリブには軸圧縮力と曲げモーメントが作用するため、コンクリート充填鋼管を用いれば耐力・剛性を向上できる。さらに、アーチリブをハンガーを介してケーブルで吊ることにより、荷重をアーチリブとケーブルの両方で受け持たせる。したがって、吊りアーチ橋は、吊橋とアーチ橋の中間的な構造特性を持ち、吊橋より剛性が高く、かつ従来のアーチ橋よりアーチリブの圧縮軸力およびアンカー部での反力が軽減できる。また、通常のアーチ橋に比較してライズを低くし、アーチリブの荷重分担が過大とならないよう配慮する。これは、軽快な構造景観を作り出すことに寄与する。この形式の橋梁はほとんど例を見ないが、類似的な形式として Strasky により PC 主桁の両支点を基礎に固定した吊り歩道橋が設計されている⁷⁾。

アーチ橋の架設には、ケーブルを用いた直吊り工法

が用いられることが多い。架設用の主塔を設置した後、架設用のケーブルを架け渡し、それを利用して部材の運搬および張り出し架設されたアーチリブを支える。アーチリブが完成した後は、主塔およびケーブルは撤去される。吊りアーチ橋の架設手順はこれと同様であるが、架設用の主塔およびケーブルを本設構造物として利用できる。また、アーチリブの閉合後に、ケーブルにプレストレスを導入する、あるいはアーチリブ支点部を斜め下方向にジャッキダウンすることにより、架設後に主ケーブルとアーチリブの荷重分担率を制御することも可能であり、これも本形式の特徴のひとつである。

吊橋とアーチ橋の構造特性は異なり、鉛直剛性にも差異がある。この二つの形式が、どのように鉛直荷重を分担するかについての研究は過去には見あたらない。本論文では、変形後の力のつり合いを考慮した線形化有限変位解析を用い、吊りアーチ橋の基本的な構造特性を検討し、本形式実用化の可能性をさぐった。

2. 検討橋梁諸元

検討に用いた吊りアーチ橋はスパン 200m の歩道橋である。一般図および断面を図-1 と図-2 に示す。ケーブルのサグ比およびアーチライズ比は 1/10 とした。アーチリブ鋼管は 600mm 径、16mm 厚、材質 SM570 とし、内部にコンクリートを充填した。主ケーブルは

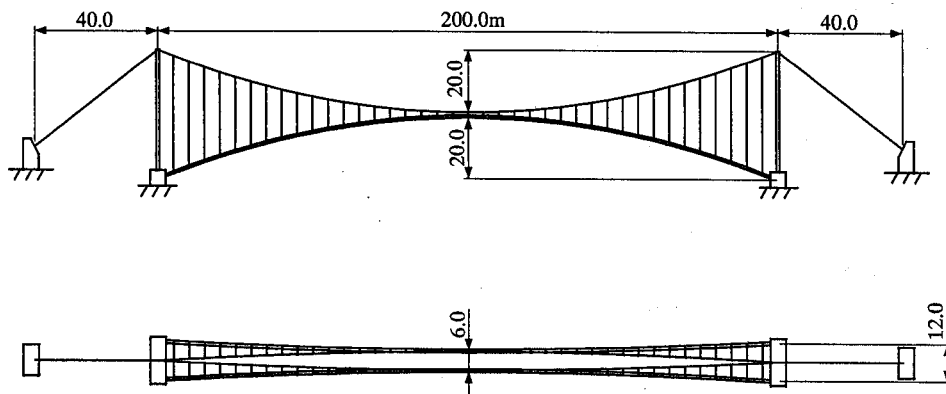


図-1 吊りアーチ橋一般図

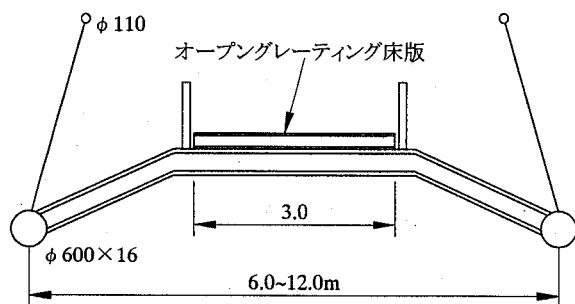


図-2 断面図

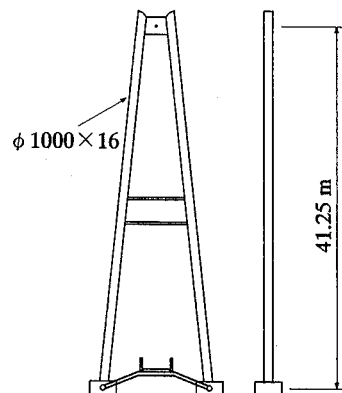


図-3 主塔側面図

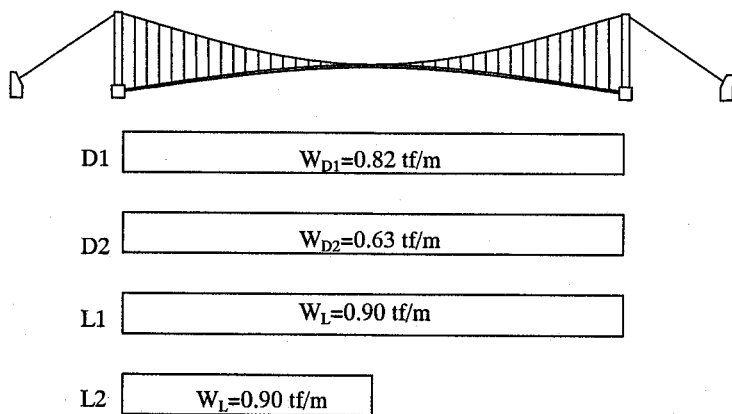


図-4 設計荷重 (1面あたり)

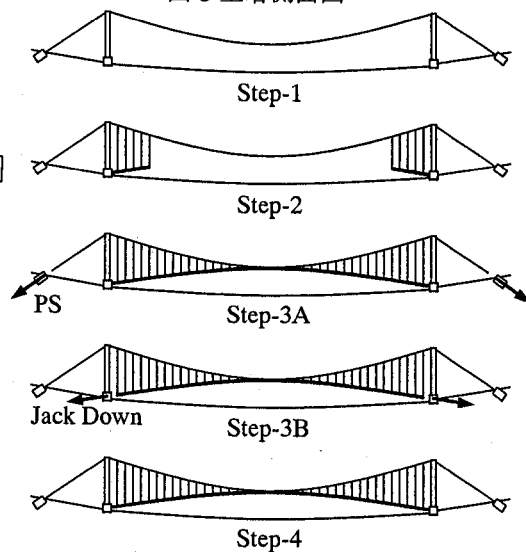


図-5 架設手順

モノデュオ形式を用い、主径間では2本とするが、側径間ではこれを1本にまとめる。ケーブルは平行線ケーブルを想定し、断面積を 0.008m^2 、直径を 110mm 、素線強度は $16,000\text{kgf/cm}^2$ とした。なお、これらの緒元は概略の試設計を繰り返した後に決定した。

歩道幅員は 3.0m とし、両面のアーチリブを鋼製横桁で連結し、その上に床版を設置した。なお、耐風性能に配慮し、床版にはオープングレーティングを用いた。

また、アーチリブは平面的にも中央部から支点部にむけてアーチ形状を持たせた。本橋は、極めてスレンダーであり、景観的にも優れていると考えられる。

主塔側面図を図-3に示す。主塔はA形とし、柱にはコンクリート充填鋼管を用いた。アーチリブは主塔基礎コンクリート部に埋め込み固定した。なお、横梁の高さを変えることにより、歩道面は任意の高さに設定できる。

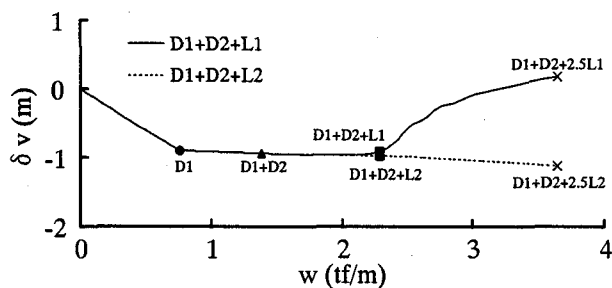


図-6 荷重—たわみ (中央)

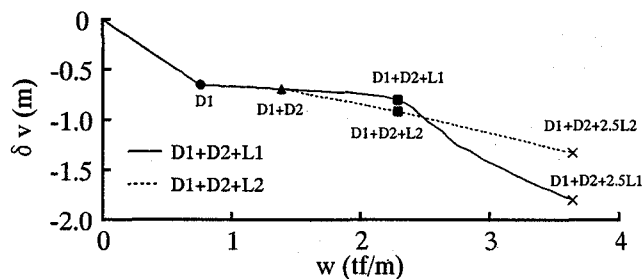


図-7 荷重—たわみ (1/4 点)

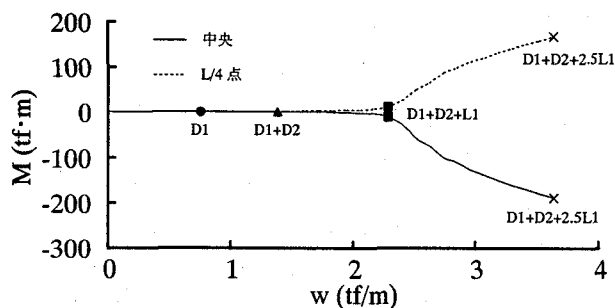


図-9 アーチリブ曲げモーメント (全載)

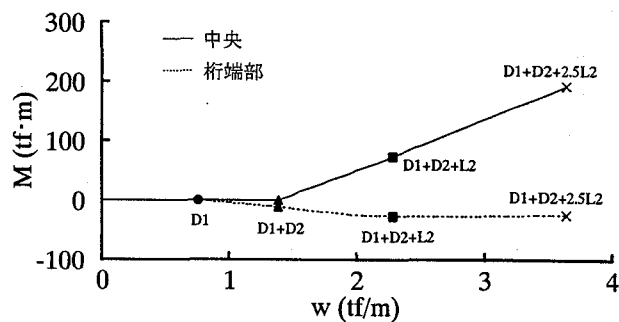


図-10 アーチリブ曲げモーメント (半載)

検討に用いた設計荷重 (1 面あたり) を図-4 に示す。アーチリブ、横桁、充填コンクリートの自重はアーチリブ閉合前死荷重 D1 であり、ケーブルのみで支持する。なお、鋼管充填には軽量骨材コンクリート (単位体積重量 1.8 tf/m^3) を用いた。

アーチリブ閉合後かつ充填コンクリートが硬化した後、オープングレーチング・地覆・高欄を施工する。したがって、これらは閉合後死荷重 D2 とし、ケーブルとアーチリブで構成される全体系で分担する。設計活荷重は 300 kgf/m^2 とし、全径間に載荷した全載ケース L1 と径間左半分だけに載荷した半載ケース L2 の 2 種類とした。

アーチ橋では座屈耐力を照査する必要があるが、ここでは死荷重に加え活荷重の 2.5 倍までを載荷させて終局限界状態を照査した。すなわち、この荷重組み合わせに対して座屈が生ぜず、かつ鋼材は降伏応力度以下であることを照査した。解析は、立体骨組みモデル

による線形化有限変位解析を用いた。材料の非線形および後座屈挙動は考慮していない。部材は棒部材とし、荷重ステップは 0.05 tf/m とした。使用プログラムは汎用有限要素法プログラム MARC である。

架設手順を図-5 に示す。まず、吊橋架設と同様に主塔、アンカレイジ、ケーブルが架設される。つぎに、アーチリブが支点から順に張り出し架設され、ハンガーを介してケーブルで支えられる。アーチリブが閉合された後、本締めし完成系となる。さらに、ケーブルにプレストレスを導入し、ケーブルとアーチリブの荷重分担を調整することも可能である。通常の吊橋ではケーブル径が大きく、架設後にケーブルプレストレスを導入することは不可能であるが、吊りアーチ橋のケーブル径は小さいためプレストレス導入は可能である。また、アーチリブ支点を斜め下方向にジャッキダウンする方法も実用可能と考えられる。

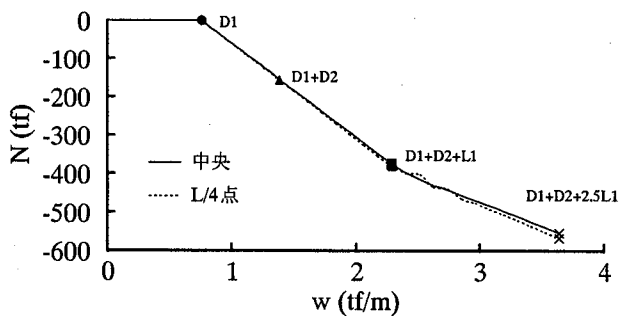


図-11 アーチリブ軸力 (D1+D2+L1)

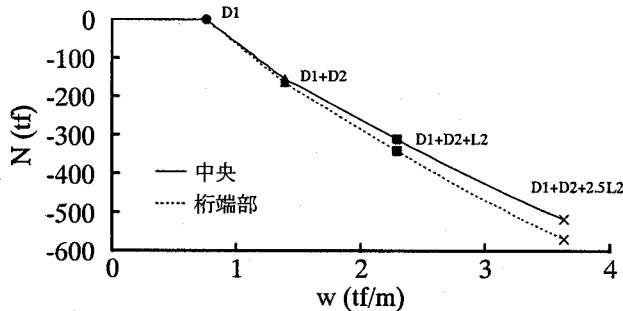


図-12 アーチリブ軸力 (D1+D2+L2)

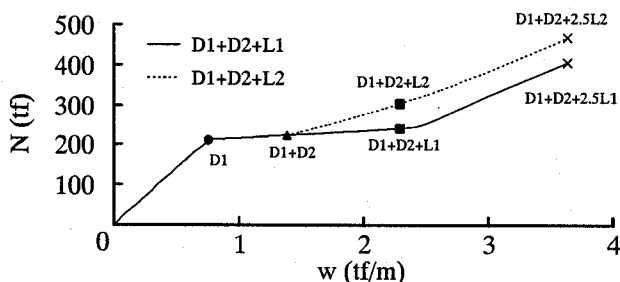


図-13 ケーブル張力

通常の吊橋ケーブルの架設では、主塔間にロープを架設し、その上に作業用足場であるキャットウォークを架設する。これを用い、ケーブルをストランドごとに架設した後、ケーブルバンドおよびハンガーを架設する。一方、吊りアーチ橋のケーブル径は小さく、直接架設できる。ケーブルバンドおよびハンガー架設には、ケーブル完成後に簡易的な足場をケーブルにつり下げる。したがって、吊りアーチの架設は通常の吊橋架設に比べて比較的容易であると考えられる。

3. 計算結果

3.1 変形および断面力

アーチリブ中央部のたわみと荷重の関係を図-6 に、1/4 点でのたわみと荷重の関係を図-7 に示す。閉合前死荷重はケーブルのみが負担するため、鉛直たわみ増

加率は大きい。一方、閉合後死荷重は全体系で負担するため、たわみ増加率は低くなる。半載ケースでは、D1+D2 以降のたわみ増加は線形であるが、全載活荷重ケースでは、D1+D2+L1 以降に、中央部たわみは上方に、1/4 点たわみは下方に、それぞれ急激に大きくなり非線形性を示す。このたわみ形状は、図-8 に示す死荷重載荷時および終局時の最終変形図からも理解できる。また、終局限界照査荷重作用時のたわみの最大は 1.8m であり、変形が発散する座屈変形は生じていない。また、面外方向にも過大な変形は見られない。これは、アーチリブは平面的にもアーチを構成しており、それらは横桁で連結され、かつコンクリート充填鋼管を用いているため比較的剛性が高いためである。

全載活荷重および半載活荷重によりアーチリブに発生する曲げモーメントを図-9 および図-10 に、アーチリブの軸力を図-11 および図-12 に、ケーブル張力を図-13 示す。

閉合前死荷重 D1 に対しては、アーチリブには断面力は発生せず、ケーブルのみに張力が発生する。閉合後死荷重 D2 に対しては、主にアーチリブが荷重を分担するためアーチリブの圧縮軸力が増加するが、ケーブル張力はほとんど増加しない。

全載活荷重ケースでは、D1+D2+L1 を過ぎた後、変形が大きくなり、アーチリブの曲げモーメントが増加すると同時に、ケーブルの荷重分担が増加する。すなわち、荷重載荷初期段階ではケーブルよりアーチリブの剛性が高いため、アーチリブが主に荷重を分担する。しかし、荷重が高まり鉛直たわみが増加すると、アーチリブ剛性が相対的に小さくなり、ケーブルも荷重分担する。

表-1 発生応力度 (活荷重全載ケース)

単位: kgf/cm^2

荷重ケース	D1+D2+L1		D1+D2+2.5L1	
位置	中央	L/4	中央	L/4
鋼管上縁	-490	-843	2428	-3906
鋼管下縁	-806	-479	-4329	1908
充填コンクリート	-88	-92	-255	-254
ケーブル	3243		5255	

表-2 発生応力度 (活荷重半載ケース)

単位: kgf/cm^2

荷重ケース	D1+D2+L1		D1+D2+2.5L1	
位置	中央	L/4	中央	L/4
鋼管上縁	-1701	-187	-4317	-634
鋼管下縁	667	-995	2598	-1390
充填コンクリート	-165	-106	-255	-141
ケーブル	4155		6034	

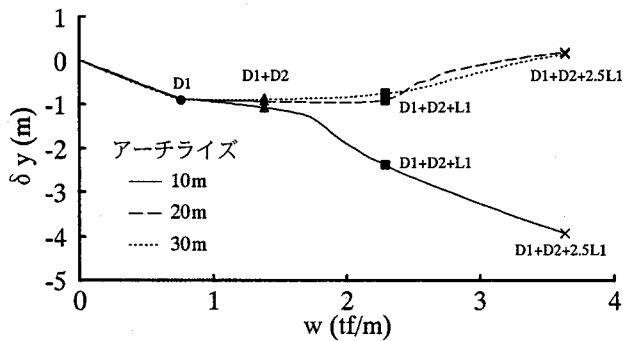


図-14 荷重—たわみ (中央)

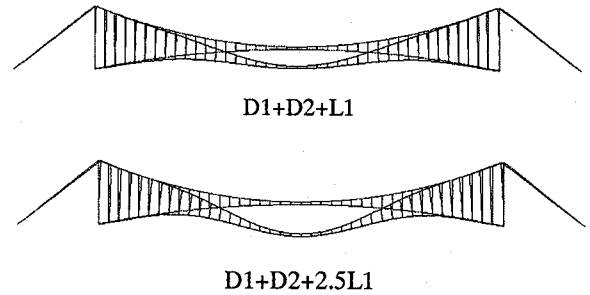


図-16 変形図 (アーチライズ 10m)

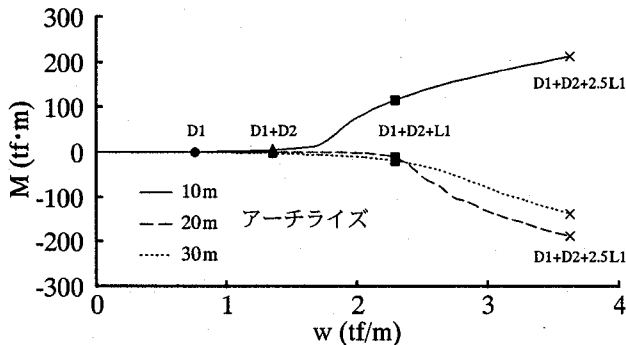


図-15 アーチリブ曲げモーメント (中央)

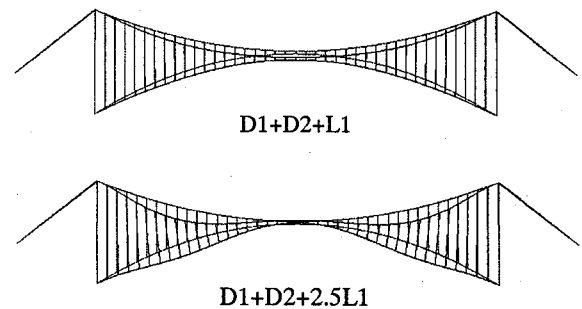


図-17 変形図 (アーチライズ 30m)

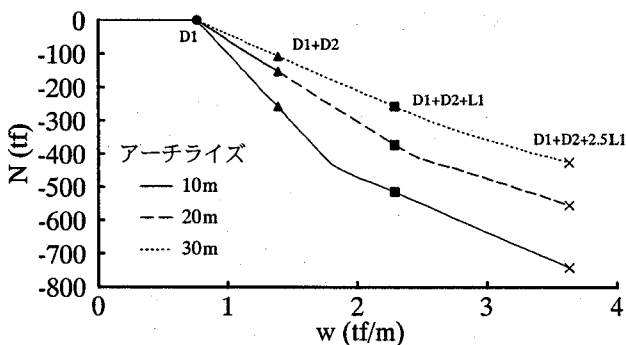


図-18 アーチリブ軸力 (中央)

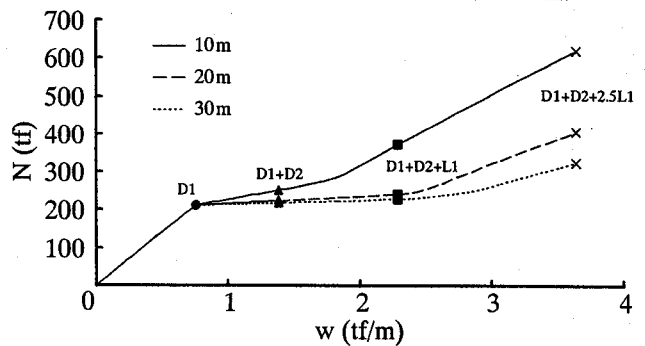


図-19 ケーブル張力

半載活荷重ケースでは、D1+D2以降にL/4点のたわみが増加し始め、終局に至るまで線形増加する。アーチリブ中央部の正曲げモーメントおよびケーブル張力もD1+D2以降に増加している。したがって、半載ケースの方が満載ケースより早めにケーブルが荷重分担し始めることが理解できる。

3.2 応力度照査

全載活荷重および半載活荷重によりアーチリブおよびケーブルに発生する応力度を表-1および表-2に示す。表中には、常時および終局時のスパン中央および1/4点の応力度を示す。

設計活荷重が作用する常時荷重D1+D2+L1では、鋼管発生応力度は許容応力度(2,600 kgf/cm²)以内であり、設計活荷重の2.5倍が作用する終局限界照査荷重に対しても降伏応力度以内(4,600 kgf/cm²)である。

一方、充填コンクリートには高い応力度(255 kgf/cm²)が発生するため、圧縮強度400kgf/cm²以上の高強度コンクリートが必要とされる。なお、過去の研究により、コンクリート充填鋼管は優れたじん性を有していることが確認されており、降伏モーメントはもちろん、全塑性モーメントも期待できる。

ケーブルは、引張強度16,000 kgf/cm²の平行線ケーブルを想定した。道路橋示方書⁸⁾に基づき許容応力度は5,330 kgf/cm²(安全率3.0)とし、終局時の基準強度は鋼構造設計指針⁹⁾に基づき11,800 kgf/cm²とした。常時および終局時の発生応力度は、いずれもこれらの数値以内である。

今回の検討ではアーチリブに着目しており、コンクリート充填鋼管を用いた主塔はこれより安全になるよう設計した。したがって、終局限界照査荷重に対しても降伏強度を大きく下回っている。

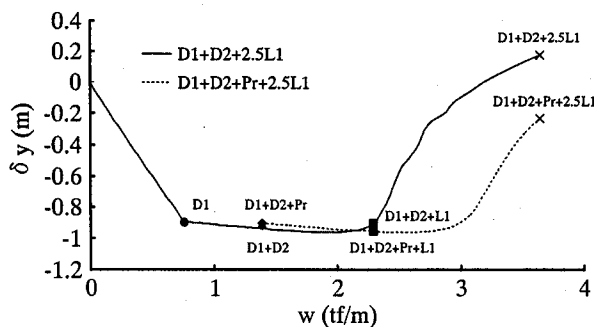


図-20 荷重—たわみ (中央)

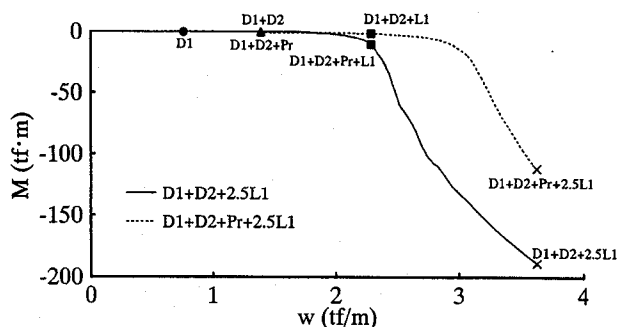


図-21 アーチリブ曲げモーメント (中央)

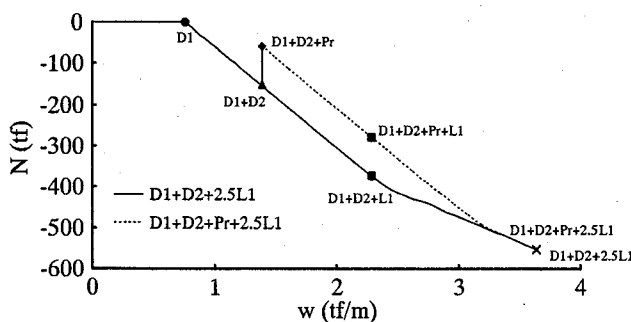


図-22 アーチリブ軸力 (中央)

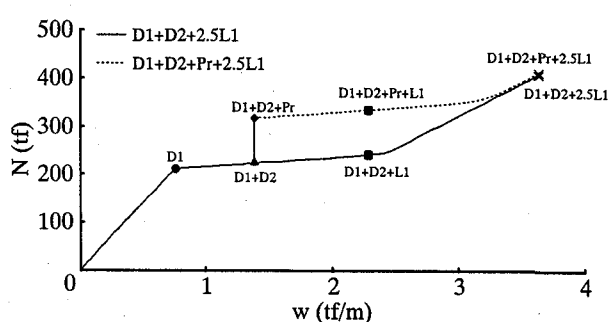


図-23 ケーブル張力

4. アーチライズの影響

基本ケースでは、アーチライズを 20m として検討したが、ここでは 10m と 30m を加えた 3 ケースのアーチライズの影響を比較検討する。アーチリブ中央におけるたわみと荷重の関係を図-14 に、アーチリブ中央の曲げモーメントを図-15 に示す。いずれも、アーチライズ 10m のケースは他の 2 ケースと傾向を異にしている。アーチライズ 10m では、たわみは荷重の増加に伴い下方に増加していくが、アーチライズが 20m および 30m では D1+D2+L1 後、上方にむかっている。この傾向は、図-8 と図-16 と図-17 に示した変形図からも明らかである。これは、アーチライズ 10m ではアーチリブが比較的平坦なためアーチ作用が小さく、はりに近い挙動を示すためと考えられる。

3 ケースのアーチリブの圧縮軸力を図-18 に示すが、アーチライズが低いほどアーチに発生する軸力は大きくなることがわかる。ケーブル張力を図-19 に示すが、アーチライズが高いほど発生張力は小さい。また、アーチライズ 10m では閉合後死荷重後 D1+D2 に、アーチライズ 20m と 30m では常時活荷重後 D1+D2+L1 にケーブル張力の増加率が高くなっており、アーチライズが低いほどアーチからケーブルへの荷重分担が早くなる。すなわち、アーチライズが小さくなるほど鉛直方向剛性は低下するため変形は大きくなり、ケーブルの荷重分担が増加することが理解できる。

5. 導入プレストレスに関する考察

アーチリブ閉合後にケーブルにプレストレスを導入し、アーチリブとケーブルの荷重分担を制御できることが本形式の特徴のひとつである。

D1+D2 の死荷重載荷後に、アーチリブに発生する軸力を減少するよう側径間ケーブルにプレストレスを 100tf 導入した。これによって生じるアーチリブ中央のたわみと曲げモーメントを図-20 と図-21 に示す。基本ケースでは荷重強度 w が 2.3tf/m から、たわみおよびアーチリブ曲げモーメントが増加する。一方、プレストレス導入ケースでは、荷重強度 w が 3.2tf/m から、たわみおよびアーチリブ曲げモーメントが増加する。最終段階におけるたわみおよびアーチリブ曲げモーメントは小さくなり、プレストレスの効果が確認できる。

アーチリブの圧縮軸力とケーブル張力を図-22 と図-23 に示す。D1+D2 が作用した時点で、ケーブルにプレストレスを導入したためアーチリブ圧縮軸力は減少し、ケーブル張力は増加する。それ以降の活荷重は主にアーチリブが負担しており、アーチリブの軸力が増加するが、ケーブル張力はあまり変化しない。設計活荷重作用時には、プレストレスを導入してないケースに比較してアーチリブ軸力は小さくなっており、プレストレスの導入によりケーブル張力とアーチリブ圧縮軸力の分担を制御できることが示された。

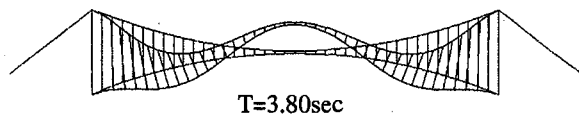


図-24 鉛直一次モード (アーチライズ 20m)

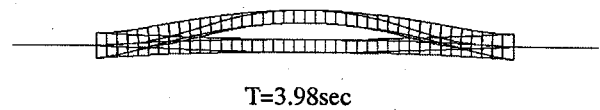


図-25 水平一次モード (アーチライズ 20m)

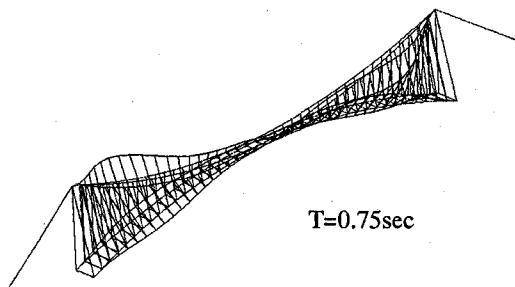


図-26 ねじれ一次モード (アーチライズ 20m)

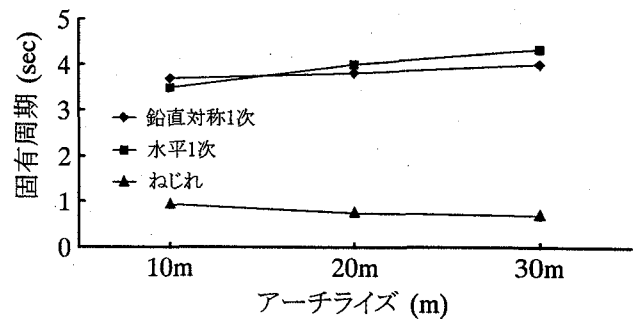


図-27 アーチライズと固有周期

しかし、荷重強度が 3.2tf/m のときアーチリブ軸力およびケーブル張力ともにプレストレスを導入しないケースの結果に一致し、終局時にはアーチリブ軸力およびケーブル張力は導入していないものとほぼ同等となる。したがって、終局限界照査時のアーチリブ軸力を低減させたい場合は、今回導入した以上のプレストレス力が必要である。

以上に示したケースは一例にすぎないが、ケーブルにプレストレスを導入する事によりアーチリブとケーブルの荷重分担を制御できることが理解される。なお、アーチリブ支点の斜め下方向のジャッキダウンについても同様の効果が期待される。

6. 振動特性に関する考察

アーチライズ 20m の場合の鉛直、水平、ねじれの 1 次モードを図-24、図-25 および図-26 に示す。鉛直および水平とも固有周期は約 4 秒とかなり長周期である。一方、ねじれ 1 次固有周期は 0.75 秒であり、鉛直方向に比較して剛性が高くなっている。

アーチライズと固有周期の関係を図-27 に示す。アーチライズが高くなるにつれ、鉛直対称 1 次および水平 1 次モードの固有周期は高くなり、ねじれモードに関しては固有周期が低くなる傾向は見られる。しかし、アーチライズ 10, 20, 30m の固有周期の差はそれほど大きくなく、その影響は小さいと考えられる。

長スパン橋の耐風性能は風洞実験により確認する必要があるが、本橋ではオープングレーチング床版を用いて風が吹き抜ける構造を採用しているため、有害

な振動現象は起こりにくいと考えられる。なお、静的風荷重は 150kgf/m^2 を水平方向に载荷して構造計算したが、鋼管の発生応力度は 920kgf/cm^2 であり、十分安全であることを確認した。

歩道橋を設計する際、歩行者との共振を避けるために橋の鉛直固有 1 次振動数は 2.0Hz (固有周期 0.5 秒) を避ける必要がある。本橋では、これを満足している。

近年、長スパンの歩道橋で 1.0Hz 前後の固有振動モードで生じる水平方向の共振現象が確認されている^{10)・13)}。人が歩行する際に重心が左右にふれるため、振動数 1.0Hz 前後で水平方向に加振する力が生じる。この水平方向加振力は鉛直方向加振力の 10% 程度と推定されるが、桁の動きに歩行者が同調した場合には大きな共振が生じる可能性がある。最近の研究により^{10)・13)}、共振振幅は歩行者密度および単位面積あたりの橋梁死荷重に依存することがわかっている。歩行に障害がない程度の混雑状態 ($0.7\sim 1.0$ 人/ m^2) で、単位面積死荷重が 0.8tf/m^2 の橋では約 10 mm の水平振動が生じ、単位面積死荷重が 0.4tf/m^2 の橋では約 45 mm の水平振動が生ずることが報告されている^{10)・13)}。本橋は非常にスレンダーではあるが、充填したコンクリートの質量が寄与しており、単位面積死荷重は 1.0tf/m^2 である。したがって、有害な振動は生じないと推定される。

7. まとめ

コンクリート充填鋼管をアーチリブに用い、これをケーブルによって吊った「吊りアーチ橋」を提案し、スパン 200m の歩道橋を対象とした試設計を実

施し、線形化有限変位解析により構造特性を検討した。本研究で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 本形式では、ケーブルが前死荷重を分担し、主にアーチリブが後死荷重と活荷重を分担する。しかし、変形が大きくなると、ケーブルとアーチリブの両方で荷重分担する。
- 2) アーチライズ 20m の場合、想定したアーチリブ（鋼管 600mm 径、16mm 厚、SM570）およびケーブル（断面積 0.008m^2 、素線強度 $16,000\text{ kgf/cm}^2$ ）は、常時荷重では許容応力度以内であり、設計活荷重の 2.5 倍が作用する終局限界照査荷重に対しても降伏応力度以内であった。ただし、充填コンクリートには高い応力度が発生しており、高強度コンクリートが必要とされた。
- 3) 3 種類のアーチライズ 10m, 20m, 30m について構造特性を比較した結果、アーチライズが高いほどアーチリブ断面力およびケーブル張力は低くなった。なお、アーチライズ 10m は、他ケースに比べアーチ作用は少なく、はりに近い挙動を示し変形は大きくなった。
- 4) アーチリブ閉合後にケーブルプレストレスを 100tf 導入し、その効果を検討した。その結果、常時荷重作用時のアーチリブ断面力は減少し、ケーブルとアーチリブの荷重分担を制御できることが理解できた。しかし、終局時にはアーチリブ軸力およびケーブル張力は導入していないものとほぼ同レベルとなり、終局時のアーチリブ軸力を低減させるためにはより大きなプレストレス力が必要であった。
- 5) 本形式の固有振動解析を実施し、鉛直・水平・ねじれ固有振動数に対するアーチライズの影響は小さいことが確認された。構造的には、オーブングレーチング床版を用いて風が吹き抜ける構造を採用し、耐風性能に考慮した。1.0Hz 前後の固有振動モードで生じる水平方向の共振現象に関しては、歩行に障害がない程度の混雑状態に対しては、本橋は死荷重が比較的大きいため有害な振動は生じないと考えられた。

本研究により、新しい設計思想に基づく吊アーチ橋は、構造的および施工的にも実現性があると考えられた。

参考文献

- 1) 中村俊一、島田佳久、近藤城史、森園康之：コンクリート充填鋼管を用いた吊り形式橋梁、鋼構造年次論文報告集、第 8 巻、pp.579-586, 2000.
- 2) Nakamura: Design strategy to make steel bridges more economical, Journal of Constructional Steel Research, Vol.46, Nov.1-3, paper number 48, 1998.
- 3) Nakamura: New structural forms for steel/concrete composite bridges, Structural Engineering International, Journal of IABSE, Vol.10, No.1, 45-50, 2000.
- 4) 中村：コンクリート充填鋼製主桁を用いた複合橋梁の提案、第 4 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、pp.237-242, 1999.
- 5) 中村、沖本、富永、竹田、日紫喜：鋼管を主桁とする長大合成斜張橋の構造特性、鋼構造論文集、第 5 巻 17 号、pp.1-11, 1998.
- 6) 中村、庄司：主塔高さに着目した鋼管斜張橋の構造特性、構造工学論文集, Vol.47A, pp.1239-1246, 2001.
- 7) Strasky: Pedestrian bridge at Lake Vranov, Czech Republic, Proc. Institution Civil Engineers, Civil Engineering, 108, 111-122, 1995.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、鋼橋編、鋼橋編、第 14 章ケーブル、pp.365, 2002.
- 9) 土木学会：鋼構造物設計指針、PART A 一般構造物、材料および部材強度、pp.48, 1996.
- 10) Fujino, Pacheco, Nakamura and Pennung: Synchronization of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.22, 741-758, 1993.
- 11) Dallard, Fitzpatrick, Flint, Low, Smith, Willford and Roche: London Millennium Bridge, Pedestrian-induced lateral vibration, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.6, No.6, pp.412-417, 2001.
- 12) Nakamura and Fujino: Lateral vibration on a pedestrian cable-stayed bridge, Structural Engineering International, IABSE, pp.295-300, 2002.
- 13) 中村、大野：歩行者用吊橋に生じた水平振動の計測、鋼橋技術研究会、吊形式橋梁研究部会報告書、2003.

(2002年9月13日受付)