

架構式合成タイドアーチ橋の構造特性および耐震性能

Structural characteristics and seismic performance of steel-concrete composite tied arch bridge rigidly connected to piers

劉 玉擎* 彦坂 熙** 陳 宝春***
Yuqing LIU Hiroshi HIKOSAKA Baochun CHEN

*工博 九州大学大学院助手 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

**工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (同上)

***福州大学教授 土木建築工程系 (中国 福州市工業路523号)

A new type of steel-concrete composite arch bridge has been developed recently in China, in which concrete-filled steel tube arches resting on and integral with flexible concrete-filled steel tube columns are used. Each opposite joint is tied with multiple prestressing cables to prevent horizontal opening of arch span and to balance the horizontal arch thrust. Static characteristics of a prototype arch bridge are investigated through 3-dimensional nonlinear finite element analysis and the effect of prestressed ties on the bridge performance is discussed. The bridge performance during a strong earthquake motion comparable to the Great Hanshin Earthquake is assessed in detail through a nonlinear time-history analysis.

Key Words: concrete-filled tube, tied arch bridge, structural characteristics, seismic performance

キーワード: コンクリート充填鋼管, タイドアーチ橋, 構造特性, 耐震性能

1. 序論

兵庫県南部地震以降, 大規模地震下の被害を最小限に抑える橋梁の耐震設計が要求され, 耐震性能に優れたコンクリート充填鋼管を橋梁の主要な部材に適用する開発研究が活発に行われている¹⁾。コンクリート充填鋼管を主構とするアーチ橋は中国, フランスおよびチェコで建設実績^{2,3,4)}が見られるが, その設計方法や強度評価などの詳細は不明である。日本ではこの形式のアーチ橋の建設実績はまだなく研究例^{5,6,7)}も極めて少ないが, コンクリート充填鋼管の終局耐荷特性, 耐震性能および充填コンクリートの信頼性などの解明に従って今後採用される可能性が高いものと考えられる⁸⁾。

従来のランガー桁橋, ローゼ桁橋, タイドアーチ橋は, タイまたは補剛桁に生じる引張力がアーチスプリング部の水平変位を抑制するため, 地盤条件によらずに選択できる橋梁形式の一つである。このような下路式アーチ橋は内的に不静定であるが, 外的には静定構造となっている。地震荷重を受ける場合, 橋台支承の損傷に起因した上部工の傾斜, 落下などの甚大な被害が兵庫県南部地震時に見られた⁹⁾。また, 都市道路アーチ橋としては, アーチリブおよび補剛桁の断面を小さくして, 上部工をスリム化することも望まれる。

中国ではアーチリブと橋脚とを剛結して, ケーブルタイにプレストレスを導入する, コンクリート充填鋼管を主構とする合成タイドアーチ橋の開発が進められている。この形式のアーチ橋の構造的特徴は, アーチリブと橋脚とを剛結すること, プレストレスされたケーブルタイにスプリング部の水平力を受けさせること, 道路荷重のみを補剛桁に負担させること, および軸圧縮力が卓越するアーチリブにコンクリート充填鋼管を採用することにある。支承部の維持管理が不要になるとともに, 上・下部工の一体化による耐震性の向上, 補剛桁断面のスリム化および固定アーチ橋に用いられる架設工法の採用が可能になる。

本研究では, この新しい形式の橋梁を架構式合成タイドアーチ橋と称し, 中国の既設橋を選んでケーススタディーを行う。ただし, 載荷活荷重, 入力地震動, 安全性照査基準などはすべて日本の土木学会設計指針および道路橋示方書^{10,11,12)}に従う。ケーブルタイにプレストレスを導入した場合と, しない場合のそれぞれについて解析し, 力学挙動および終局強度の比較検討を行うとともに, 3つの標準波形地震動を橋軸方向および直角方向に作用させる場合の非線形地震時挙動を考察し, 本形式のアーチ橋の構造的メリットを論じる基礎資料を提示する。

2. 架構式合成タイドアーチ橋の設計例

アーチ橋のスパンを長大化するために、アーチリブの圧縮耐力の増大、スプリング部の水平変位の拘束などが考えられる。架構式合成タイドアーチ橋は上述のことを考慮して開発され、中国でコンクリート充填鋼管を用いて最初に架設された四川省東河大橋(1990年完成)はこの形式の橋梁である。ここでは、広東省深圳北駅大橋¹³⁾を例としてこの形式のアーチ橋の構造的特徴を述べる。

図-1に対象橋の一般図およびアーチリブの構造と寸法を示す。本橋は都市中心部にある汽車駅の鉄道線をまたぐスパン $L=150\text{m}$ の2主構下路式アーチ橋で、ライズスパン比 $f/L=1/4.5$ および双曲線の離心率 $m=1.167$ のアーチ軸線を採用している。アーチリブは断面 $D750\times 12\text{mm}$ のコンクリート充填鋼管の4本弦材、および中空鋼管の水平腹材($D400\times 10\text{mm}$)、鉛直腹材と斜腹材($D245\times 10\text{mm}$)で組立てた断面 $3\times 2\text{m}$ のプレートリブである。アーチリブの弦材には設計強度 50MPa の低膨張コンクリートを充填している。写真-1に橋軸方向から撮影した構造を示す。



写真-1 解析対象橋

図-2に本橋の床組断面の構造を示す。横桁は断面 $980\times 1200\text{mm}$ の鋼箱桁を用い、4本のケーブル吊材によりアーチリブに吊られている。橋面荷重は床版を介して横桁に伝えられ、縦桁は横桁断面より小さく各横桁を連結する断面 $1000\times 600\text{mm}$ の鋼箱桁で、スプリング部の水平力に抵抗させない。

図-3にアーチリブと橋脚との剛結部の構造諸元を示す。橋脚は2本の断面 $D2800\times 30\text{mm}$ のコンクリート充填鋼管柱と鉄筋コンクリート横梁からなるラーメンで、アーチリブはこのラーメン橋脚の横梁に剛結されている。剛結部を設計するに際して、使用時のアーチリブスプリング部の作用力の有効的な伝達を確保するとともに、架設時の施工荷重により生じる作用力を十分に考慮する必要がある。

本橋のスプリング部の水平力はケーブルタイに受けさせ、各アーチリブのタイは16束の12本 $7\phi 5\text{mm}$

鋼より線からなり、縦桁上の保護ケースに入れてラーメン橋脚の横梁に定着する(図-2参照)。タイの緊張により生じる作用力に抵抗するため、ラーメン橋脚の鉛直方向にはプレストレスを導入している。

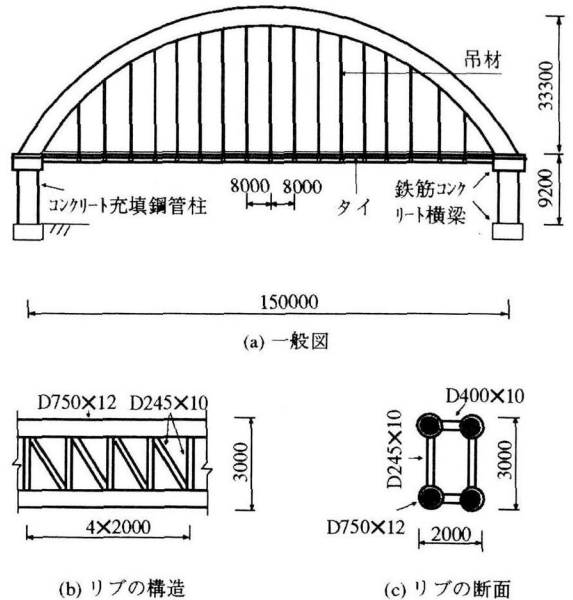


図-1 対象橋の一般図 (単位: mm)

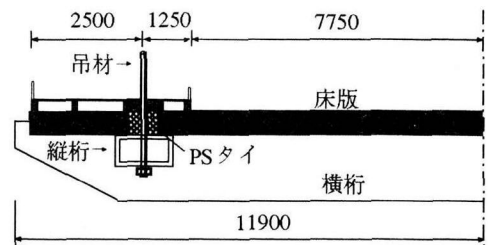


図-2 床組断面図 (単位: mm)

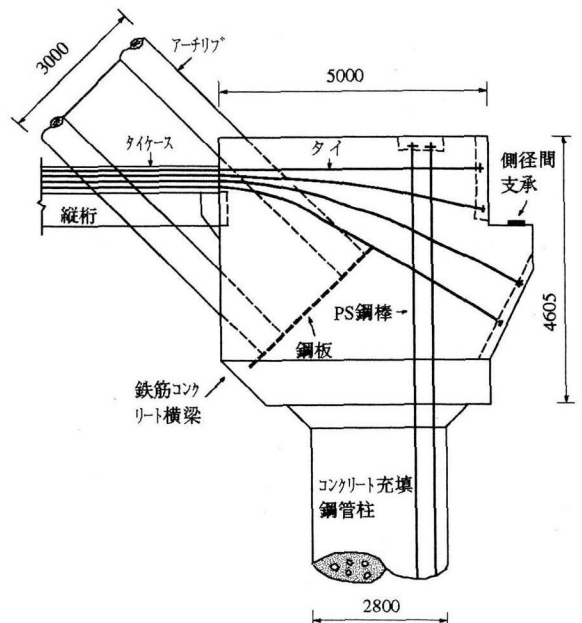


図-3 リブと橋脚との剛結部 (単位: mm)

段階的に設定したケーブルタイの緊張力を表-1に示す。タイは中空鋼管アーチリブの閉合後、コンクリートの充填後、縦・横桁の架設後および橋面舗装の完成後の4段階に分けて緊張されている。第1段階の緊張力は中空鋼管および充填コンクリートの自重により決定し、2束のケーブルにそれぞれ緊張力 1150kN を与える。第2段階の緊張力は縦・横桁の自重を考慮し、4束のケーブルにそれぞれ緊張力 1150kN を与えると同時に、ラーメン橋脚の鉛直方向の PS 鋼棒を緊張する。橋脚の鉛直方向緊張力は、タイの緊張力と死荷重により橋脚の側径間側に生じる引張応力を、プレストレスにより相殺するように設計する。第3段階の緊張力は床版および橋面舗装などの自重により計算し、6束のケーブルにそれぞれ緊張力 1100kN を与える。第4段階では活荷重の作用に対し2束のケーブルに緊張力各 800kN を与え、残りの2束のケーブルは最後に緊張力を調整するものである。

本橋の架設は上路式固定アーチ橋によく使われているピロン工法を用い、中空鋼管で組立てたブレストリブブロックをケーブルで斜吊りしながら架設する。アーチリブの閉合後、リブの両端をラーメン橋脚と剛結させ、中空鋼管内にコンクリートを充填する。

表-1 タイの緊張力の設定

緊張段階	緊張段階の設定	緊張力の計算に考慮する荷重	ケーブル本数	緊張力 F (kN)
1	鋼管リブの閉合後	リブ鋼管と充填コンクリートの自重	2	2300
2	コンクリートの充填後	縦・横桁の自重	4	4600
3	縦・横桁の架設後	床版、橋面舗装などの自重	6	6600
4	橋面舗装の完成後	活荷重	2	1600

3. 構造特性および終局強度の照査

本章は、前章で述べた架構式合成タイドアーチ橋を対象として、ケーブルタイにプレストレスを与えることによる静的力学特性の変化を解析的に考察するものである。図-4 に本橋の3次元有限要素骨組の解析モデルを示す。アーチリブ、縦桁、横桁、ストラットおよび橋脚ははり要素で、ケーブルタイおよび吊材は非抗圧トラス要素でモデル化する。アーチリブの曲げモーメントと曲率の関係はバイリニアモデルを採用し、曲げモーメントと軸力の線形相関関係により軸力変動の影響を考慮する⁷⁾。また、すべての部材の幾何学的非線形性を考慮している。本研究では、この新形式アーチ橋の上部構造の基本的な力学特性の比較考察に主眼を置いているので、解析では杭と地盤の影響を無視して橋脚下端を固定拘束と仮定する。

ケーブルタイに与える第3段階までおよび第4段階までの緊張力は、それぞれ死荷重および死荷重と活荷重により生じるスプリング部の水平推力に抵抗するものである。図-5, 6 にタイに緊張力を与えない場合、2本のタイにそれぞれ緊張力 $F=13500\text{kN}$ (第3段階) および 15100kN (第4段階) を与えた場合における、死荷重下の曲げモーメント M と軸力 N の分布を示す。ただし、橋脚に導入される鉛直緊張力が本解析に与える影響は小さいので無視した。

アーチリブの曲げモーメントの最大値 M_{\max} はクラウン部に生じ、緊張する場合の M_{\max} は緊張しない場合のそれより約 70% 低減している。アーチリブの軸力の最大値 N_{\max} はスプリング部に発生し、緊張する場合の N_{\max} は緊張しない場合より約 7% 増大している。活荷重を考慮して緊張する場合のスプリング部の曲げモーメント M は緊張しない場合のアーチリブ外側弦材の引張から内側弦材の引張に変わっており、アーチリブ全長にわたって M がさらに小さくなっている。ラーメン橋脚では、タイを緊張することにより曲げモーメントがほとんど作用していない。

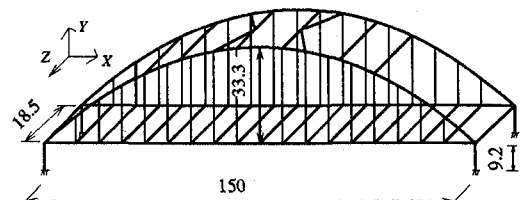


図-4 3次元骨組の解析モデル (単位:m)

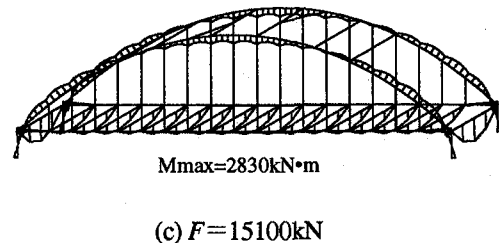
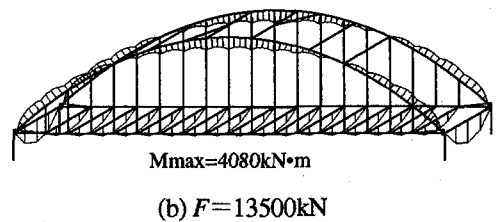
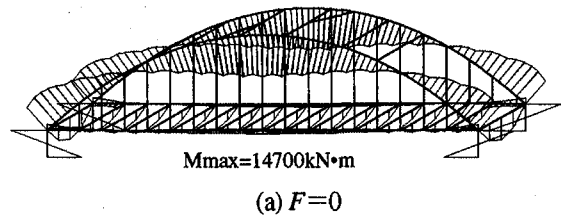


図-5 曲げモーメントの分布

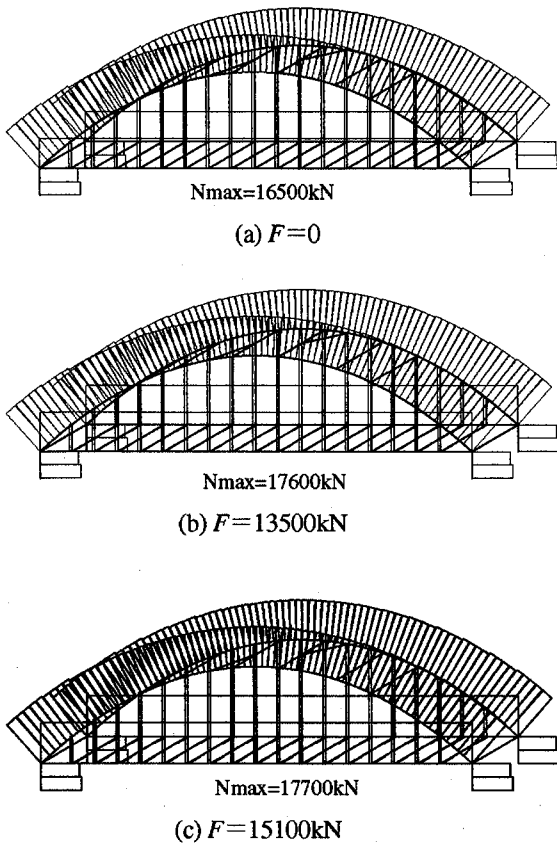


図-6 軸力の分布

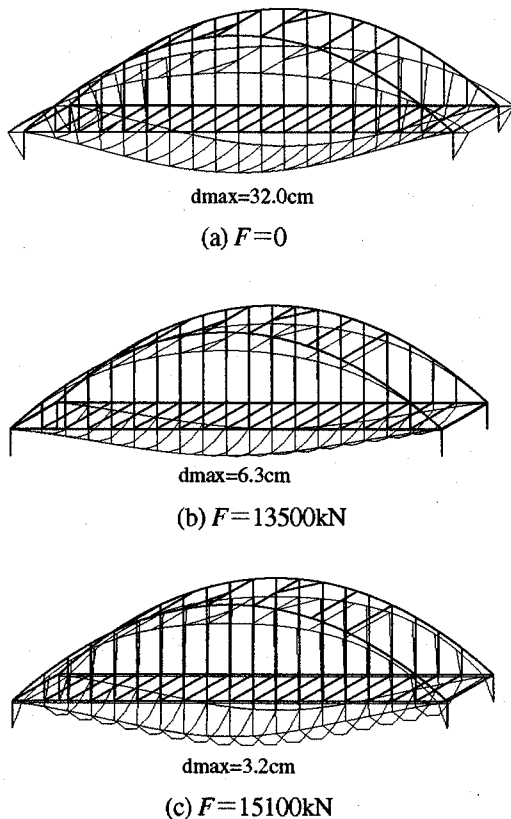


図-7 変形モード

図-7に緊張しない場合、緊張力 $F=13500\text{kN}$ および 15100kN を与えた場合における、死荷重下の変形モードを示す。緊張しない場合にはアーチリブクラウン部のたわみが $d=32.0\text{cm}$ 、スプリング部の水平変位が $\Delta=14.0\text{cm}$ であるが、緊張する場合にはたわみ d 、水平変位 Δ も非常に小さい。

したがって、ケーブルタイにプレストレスを導入することにより、死荷重下におけるアーチリブおよび橋脚は作用力の偏心が大きな圧縮状態から軸圧縮状態に移行し、タイを緊張する有効性が明らかになっている。また、アーチリブおよび橋脚に優れた圧縮耐荷特性をもつコンクリート充填鋼管を採用すれば、力学上有利である。

アーチ橋では断面力が荷重に対して線形でなく、設計荷重時のみの照査では荷重に対して所定の安全率が必ずしも確保されないので、道路橋示方書¹²⁾により設計荷重の1.7倍の荷重に対して終局強度を照査する。本研究では、第4段階までの緊張力をタイに与える場合および与えない場合に、以下のような活荷重の載荷形式による本橋の静的終局強度を考察する。

a) 全支間載荷：

等分布活荷重 p_2 をアーチ支間の全長に、等分布活荷重 p_1 をアーチ支間の中央に載荷する。

b) 半支間載荷：

等分布活荷重 p_2 をアーチ支間の片側半分、等分布活荷重 p_1 をアーチ支間の1/4点付近に載荷する。

ここに、 p_1, p_2 は道路橋示方書に規定される2種類の等分布活荷重である。載荷長さを10mとし、橋幅5.5mに分布する等分布活荷重 p_1 および p_2 (主載荷荷重) を2本の縦桁のうち1本のはり要素(図-4)のアーチ支間中央または1/4点付近に、 $p_1/2, p_2/2$ (従載荷荷重) を上記主載荷荷重以外の縦桁のはり要素に載荷する。

有限要素解析では、まず第4段階までの緊張力 $F=15100\text{kN}$ および1.7倍の死荷重による断面力を算出し、それを初期断面力として上述の活荷重および衝撃荷重に対する荷重係数 k を1.7まで漸増させる荷重増分法により行う。ただし、衝撃荷重は鋼橋の衝撃係数に基づいて与える。

表-2, 3には緊張しない場合および緊張力 $F=15100\text{kN}$ を与える場合のアーチリブのスプリング部、支間1/4点、クラウン部の曲げモーメント・軸力と終局強度の照査結果を示す。終局強度は $\sigma_u=1.7\sigma_{cal}$ で、 σ_{cal} は局部座屈に対する鋼管の許容応力を表す。圧縮応力 σ_c は引張側弦材のコンクリート抵抗を無視し、軸力および面内・面外曲げモーメントの作用を考慮して求めたものである。

両表の照査結果から、全支間載荷のクラウン部および半支間載荷の支間1/4点の安全率がほかの断面の安

全率より小さい。ケーブルタイを緊張することにより、本形式アーチ橋の安全率は増加するが、支間 1/4 点の安全率はあまり向上しない。

表-2 タイを緊張しない場合の終局強度照査

載荷形式	照査項目	スプリング	支間 1/4 点	クラン部
全支間	軸力 N (kN)	37000	26300	29600
	面外 M (kN・m)	300	150	230
	面内 M (kN・m)	21900	8050	46900
	圧縮応力 σ_c (MPa)	289.2	172.0	360.4
	終局強度 σ_u (MPa)	349.9	349.9	349.9
	σ_c/σ_u	1.21	2.03	0.97
半支間	軸力 N (kN)	27400	23750	21900
	面外 M (kN・m)	970	630	70
	面内 M (kN・m)	26900	50600	25300
	圧縮応力 σ_c (MPa)	266.5	349.4	224.6
	終局強度 σ_u (MPa)	349.9	349.9	349.9
	σ_c/σ_u	1.31	1.00	1.56

表-3 タイを緊張する場合の終局強度照査

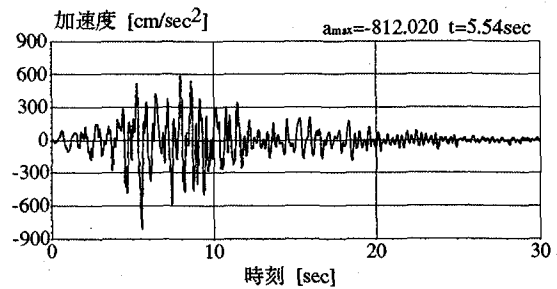
載荷形式	照査項目	スプリング	支間 1/4 点	クラン部
全支間	軸力 N (kN)	39000	31000	30300
	面外 M (kN・m)	320	130	230
	面内 M (kN・m)	8560	1650	34700
	圧縮応力 σ_c (MPa)	241.0	168.0	310.4
	終局強度 σ_u (MPa)	349.9	349.9	349.9
	σ_c/σ_u	1.45	2.08	1.13
半支間	軸力 N (kN)	29500	28300	22700
	面外 M (kN・m)	970	630	60
	面内 M (kN・m)	13500	44400	13200
	圧縮応力 σ_c (MPa)	218.4	345.6	175.5
	終局強度 σ_u (MPa)	349.9	349.9	349.9
	σ_c/σ_u	1.60	1.02	2.00

4. 地震時非線形挙動の解析結果および考察

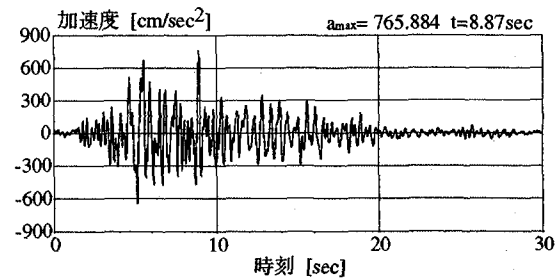
前章の検討結果から、ケーブルタイを用いてスプリング部の水平推力に抵抗させる場合は、タイに緊張力を与える必要があることがわかる。本章では緊張

力 $F=15100\text{kN}$ を与える場合の本橋を対象として、この新しい形式の合成タイドアーチ橋の地震時動的特性解析を行う。動的解析は前章の静的解析と同じ3次元有限要素骨組の解析モデル(図-4)を採用し、床版、舗装の質量も各部材の質量とともに各節点に集中する。

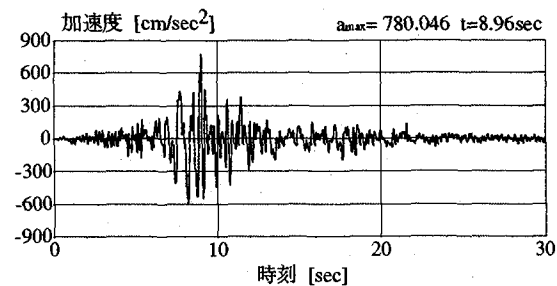
入力地震波は地盤種別をI種地盤として道路橋示方書の標準波形タイプII-Iの3つの波形地震動¹⁴⁾(図-8)を用い、それぞれ橋軸方向および橋軸直角方向に作用させる。数値解析は $\beta = 0.25$ のニューマーク β 法を用いた直接積分法により行い、構造減衰をひずみエネルギー比例減衰として、部材別エネルギーを評価することにより減衰マトリックスを計算する。鋼製縦桁と横桁およびラーメン橋脚のコンクリート横はりの減衰定数をそれぞれ 0.02, 0.03¹¹⁾, コンクリート充填鋼管の減衰定数を鋼構造とコンクリート構造の減衰定数の平均値である 0.025 と仮定する。また、部材の幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮し、コンクリート充填鋼管の降伏曲げモーメントおよび曲率の評価方法は別報⁷⁾による。曲げモーメントと曲率の復元力特性は標準型バイリニアモデル¹⁵⁾を採用する。



(a) タイプ1



(b) タイプ2



(c) タイプ3

図-8 入力地震動

4.1 固有振動周期および振動モード

本解析では緊張力をトラス要素のタイ材の初期断面力として入力する。図-9に緊張力 $F=15100\text{kN}$ を与える場合における、本橋の面外1次および面内1次の固有振動モードおよび周期を示す。この形式のアーチ橋も従来のアーチ橋と同様に面外振動の周期が面内振動の周期より大きい。

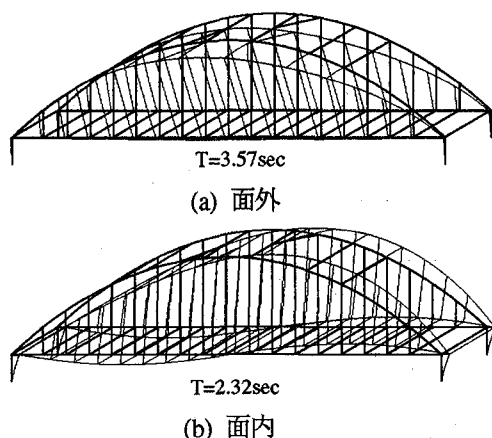


図-9 面外・面内1次振動モードと固有周期

4.2 橋軸方向地震動入力時の応答特性

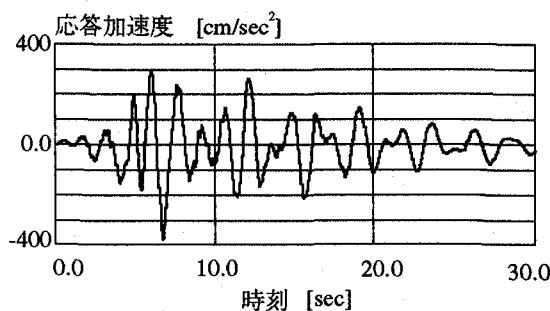
表-4に3波形地震動をそれぞれ橋軸方向に作用させた場合の左側アーチリブとラーメン橋脚の結合部(以下、橋脚頭部と称する)、リブの支間1/4点およびクラウン部の橋軸方向の最大応答加速度と変位を示す。表中の括弧内の値は最大値発生時刻で、符号は図-4のX軸方向を正とする。図-10に入力地震動タイプ2の場合の橋脚頭部およびクラウン部の橋軸方向の応答加速度と変位の時刻歴応答を示す。

最大応答加速度は地震動タイプ1, 2の場合は橋脚頭部で、地震動タイプ3の場合は支間1/4点付近で大きい。最大応答変位は各タイプ地震動の場合とも支間1/4点付近で大きな値を呈している。

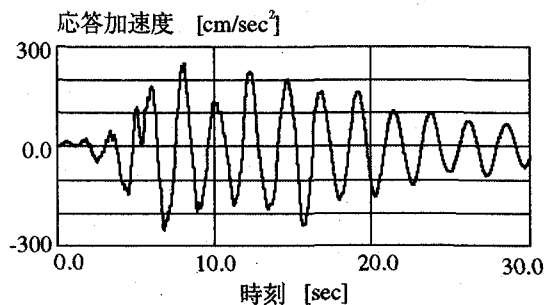
表-4 橋軸方向地震動入力時の応答値

波形種類	応答特性	橋脚頭部	支間1/4点	クラウン部
タイプ1	加速度 (cm/sec^2)	277.3 (6.90sec)	267.0 (7.22sec)	242.2 (7.20sec)
	変位 (cm)	-21.6 (6.94sec)	-35.4 (7.26sec)	-31.8 (7.24sec)
タイプ2	加速度 (cm/sec^2)	-372.4 (6.72sec)	302.0 (8.05sec)	249.7 (8.04sec)
	変位 (cm)	29.3 (6.80sec)	-39.5 (8.07sec)	-34.6 (8.06sec)
タイプ3	加速度 (cm/sec^2)	275.7 (9.53sec)	291.0 (12.02sec)	271.0 (12.03sec)
	変位 (cm)	-20.0 (12.04sec)	-39.0 (11.99sec)	-35.6 (12.00sec)

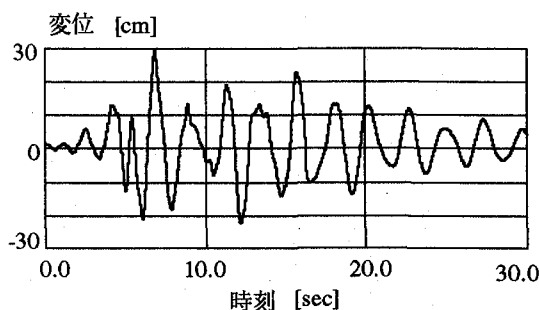
入力地震動タイプ2の最大加速度は3つの入力地震動のうち最小であるが、入力地震動タイプ2の場合の橋脚頭部の応答加速度はほかのタイプの場合より大きな値を呈している。最大応答変位も応答加速度と同様な傾向を示している。このように、橋軸方向の最大応答加速度および変位は、入力地震動の最大加速度と関係していないことがわかる。



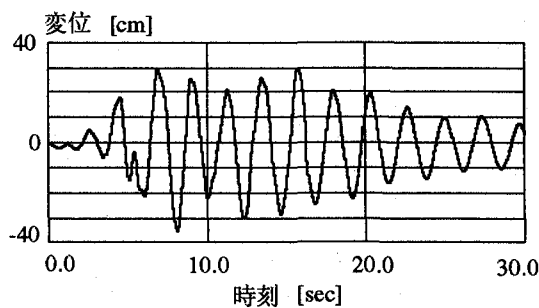
(a) 橋脚頭部



(b) クラウン部



(c) 橋脚頭部



(d) クラウン部

図-10 加速度および変位の時刻歴応答

加速度と変位の両応答とも、橋脚頭部とクラウン部での位相差はあまり見られない。応答加速度の最大値が入力地震動の最大加速度の約 30% となっており、アーチリブの橋軸方向応答はあまり大きくない。これはリブと主桁とを剛結したローゼ桁橋などより、この形式のアーチ橋の橋軸方向の剛度が小さくなり、固有周期が増大しているためである。したがって、アーチリブと橋脚とを剛結して、上・下部工を一体化させれば、アーチ橋の橋軸方向地震応答が低減できると考えられる。

各タイプの入力地震動の場合とも、アーチリブは橋軸方向地震動入力時に降伏していない。図-11 に入力地震動タイプ2の場合のスプリング部の曲げモーメントと軸力の時刻歴応答を示す。両応答曲線によれば、アーチリブの曲げモーメントがリブ外側弦材の曲げ引張時に軸力が大きな値を示し、リブ内側弦材の曲げ引張時に軸力が小さくなっている。死荷重下のスプリング部がリブ内側弦材の曲げ引張になるようにタイを緊張すれば、橋軸方向の耐震性能にも有利になる。

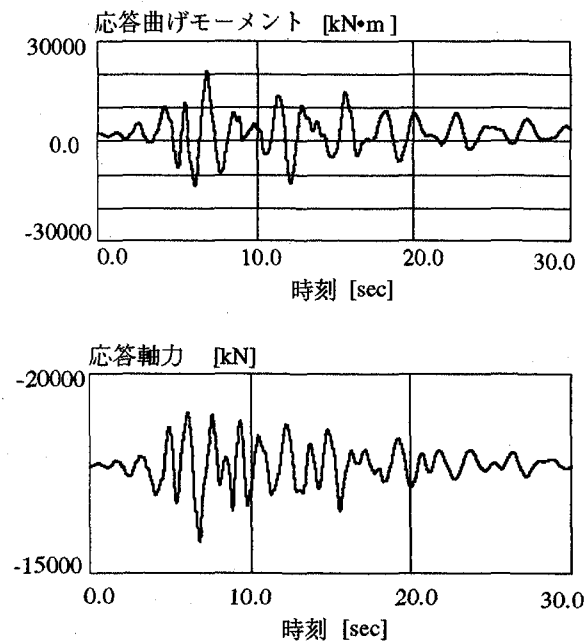


図-11 MとNの時刻歴応答

4.3 橋軸直角方向地震動入力時の応答特性

表-5 に3波形地震動をそれぞれ橋軸直角方向に作用させた場合の左側橋脚頭部、支間 1/4 点およびクラウン部の直角方向の最大応答加速度と変位を示す。表中の括弧内の値は最大値発生時刻で、符号は図-4 の Z 軸方向を正とする。直角方向の最大応答加速度は入力地震動タイプ1の場合のクラウン部で最も大きな値を呈し、入力地震動の最大値の約 75% となっている。直角方向の最大応答変位は入力地震動タイプ2の場合

のクラウン部に生じ、最大値は 83.3cm となっている。

表-5 直角方向地震動入力時の応答値

波形種類	応答特性	橋脚頭部	支間 1/4 点	クラウン部
タイプ 1	加速度 (cm/sec ²)	540.7 (8.71sec)	402.0 (6.37sec)	612.0 (7.69sec)
	変位 (cm)	-18.7 (8.74sec)	-48.0 (7.46sec)	-77.4 (7.68sec)
タイプ 2	加速度 (cm/sec ²)	520.7 (5.55sec)	411.4 (6.22sec)	522.7 (5.94sec)
	変位 (cm)	-19.5 (9.59sec)	-56.1 (12.56sec)	-83.3 (12.52sec)
タイプ 3	加速度 (cm/sec ²)	536.0 (8.87sec)	420.0 (8.99sec)	488.6 (11.56sec)
	変位 (cm)	22.3 (8.92sec)	-49.5 (10.27sec)	-78.3 (10.36sec)

図-12, 13 にタイプ1地震動入力の場合の橋脚頭部およびクラウン部の直角方向応答加速度と変位の時刻歴応答を示す。両応答は橋脚頭部とクラウン部での周期、位相差が大きく、またクラウン部の最大応答変位は橋脚頭部のその約 4 倍となっている。

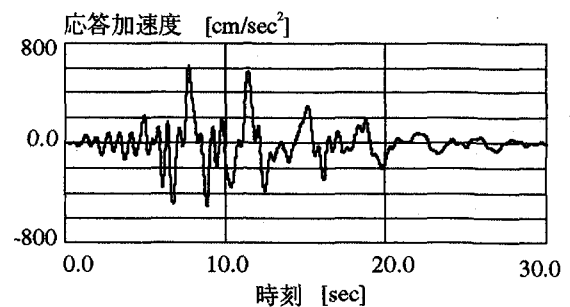
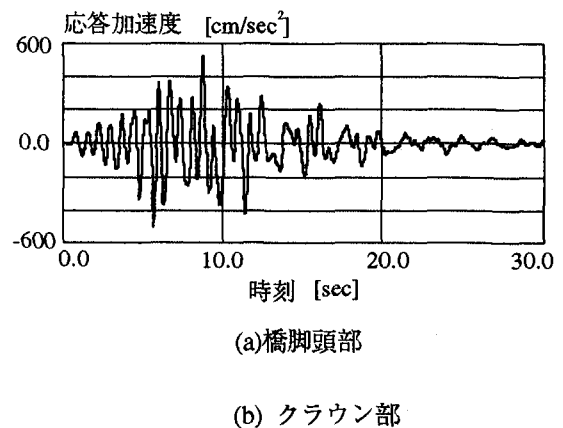
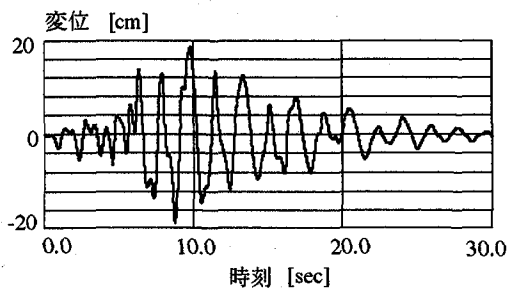
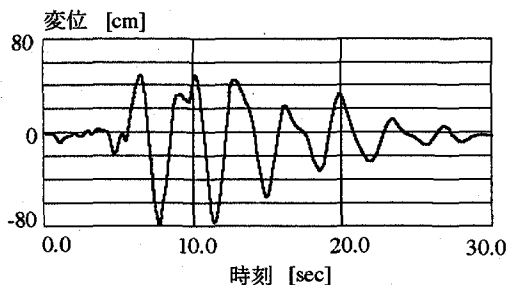


図-12 直角方向加速度の時刻歴応答



(a) 橋脚頭部



(b) クラウン部

図-13 直角方向変位の時刻歴応答

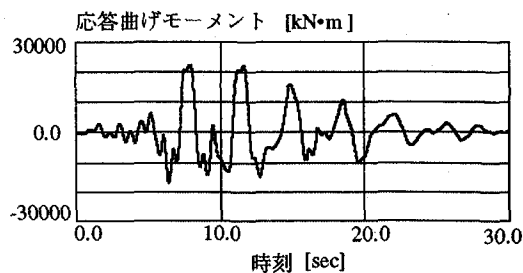
表-6 に 3 波形地震動をそれぞれ橋軸直角方向に作用させた場合の、左側リブのスプリング部、支間 1/4 点およびクラウン部の直角方向の最大応答曲げモーメントと軸力を示す。括弧内の値は最大値発生時刻である。

表-6 直角方向の最大応答断面力

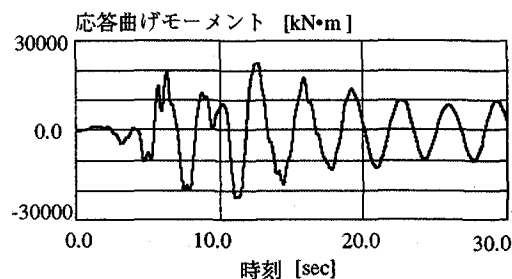
波形種類	応答特性	スプリング部	支間 1/4 点	クラウン部
タイプ 1	+M (kN・m)	22200 (7.93sec)	4740 (6.41sec)	1540 (7.69sec)
	-M (kN・m)	16900 (6.40sec)	4760 (7.46sec)	1810 (6.70sec)
	N (kN)	-19800 (6.70sec)	-16900 (6.73sec)	-15300 (11.67sec)
タイプ 2	+M (kN・m)	22300 (12.66sec)	4820 (11.30sec)	2130 (5.96sec)
	-M (kN・m)	21900 (11.34sec)	5050 (6.25sec)	1500 (7.68sec)
	N (kN)	-19600 (5.60sec)	-16600 (11.43sec)	-15300 (5.61sec)
タイプ 3	+M (kN・m)	22200 (10.54sec)	4620 (14.98sec)	1810 (8.67sec)
	-M (kN・m)	21900 (15.03sec)	4440 (10.47sec)	1050 (9.00sec)
	N (kN)	-19900 (8.65sec)	-16900 (8.67sec)	-14900 (16.00sec)

表-6 より、応答軸力は死荷重軸力の約 1.1 倍であるが、応答曲げモーメントはスプリング部で大きな値を呈し、死荷重下の最大面内曲げモーメントの約 8 倍となっている。

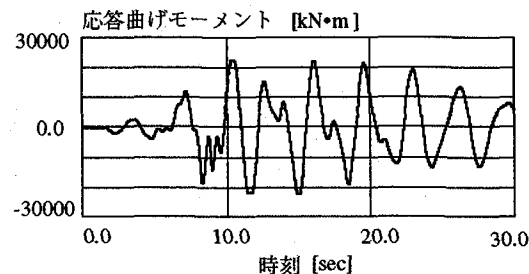
図-14 に 3 波形地震動入力によるスプリング部での面外曲げモーメント M の時刻歴応答を示す。3 波形地震動入力の何れも、アーチリブはスプリング部で降伏しており、図-15 に 3 波形地震動入力に対する面外曲げモーメント M -曲率 ϕ の応答履歴を示す。入力地震動タイプ 3 の場合は曲げモーメントが何回も降伏棚に入っているが、タイプ 2 の場合に部材曲率で定義した最大応答塑性率 (ϕ_{max}/ϕ_y) が最も大きな値を呈している。3 波形地震動入力の平均値は $\phi_{max}/\phi_y = 2.0$ となっており、コンクリート充填鋼管により組立てたプレーストリップの許容塑性率⁷⁾よりかなり小さい。



(a) タイプ 1



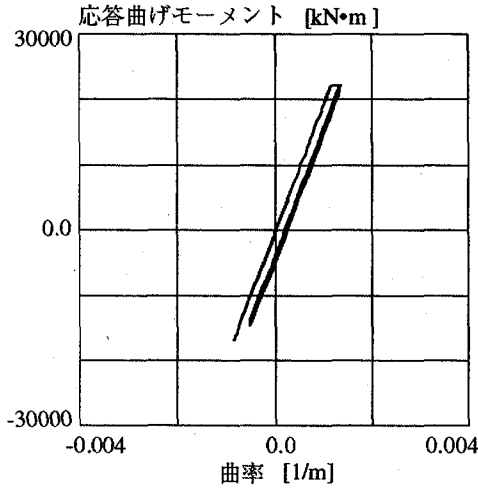
(b) タイプ 2



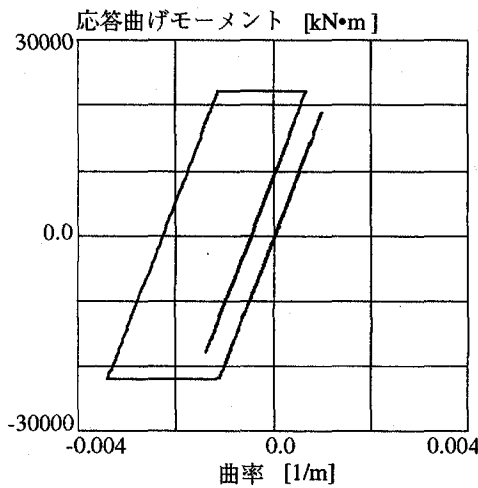
(c) タイプ 3

図-14 面外 M の時刻歴応答

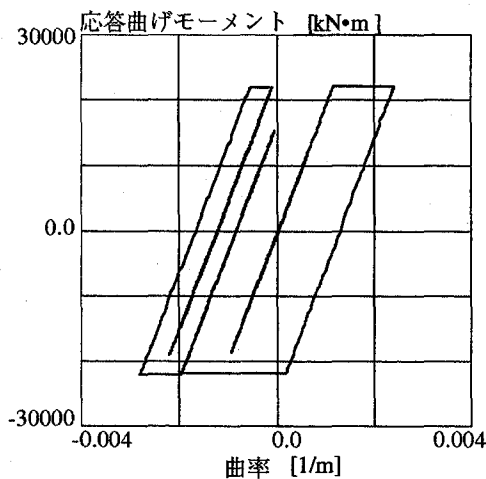
以上の解析結果から、入力地震動波形は応答加速度、変位、断面力および降伏後挙動に与える影響が異なっており、この形式のアーチ橋の耐震性評価には各入力地震動の平均応答値を用いる必要があると考えられる。



(a) タイプ1



(b) タイプ2



(c) タイプ3

図-15 面外 M と ϕ の応答履歴

5. 結語

本研究で扱った橋梁は、アーチリブと橋脚とを剛結して、プレストレスされたケーブルタイにスプリング部の水平変位を拘束させる、コンクリート充填鋼管を主構とするアーチ橋である。この新しい形式のアーチ橋は支承の省略による維持管理の不要、上・下部工の一体化による耐震性の向上、およびケーブルタイの水平推力負担による支間の長大化などを目的として開発されている。本研究は、中国にあるこの形式の既設アーチ橋を選んで、日本の道路橋設計基準を適用してケーススタディーを行ったものである。3次元の静力学的および非線形地震応答の特性を解析し、ケーブルタイの緊張力および入力地震動などの影響を比較検討した。本解析により得られた知見を要約すれば、以下の通りである。

(1) ケーブルタイにプレストレスを導入することにより、死荷重下のアーチリブおよび橋脚は偏心が大きな圧縮状態から軸圧縮状態に移行し、優れた圧縮耐荷特性をもつコンクリート充填鋼管の採用が有利となる。

(2) 等分布活荷重をアーチの全支間および半支間に載荷して、設計荷重の1.7倍の荷重に対する終局強度を照査した。ケーブルタイの緊張により、本形式アーチ橋の安全率は増加するが、支間1/4点の安全率はあまり向上しない。

(3) アーチリブと橋脚とを剛結して、上・下部工の構造を一体化すれば、コンクリート充填鋼管を主構とするアーチ橋の耐震性能を向上させることができる。

(4) 入力地震動波形は応答加速度、変位、断面力および降伏後挙動に与える影響が異なっており、この形式のアーチ橋の耐震性評価には各入力地震動の平均応答値を用いる必要がある。

アーチ橋は長い歴史の中で人々に親しまれてきた橋梁形式であるが、近年、吊橋や斜張橋ほどに長大アーチ橋の開発・研究は進んでいない。アーチ橋のスパン長大化を実現するには、主構アーチリブの圧縮耐力の増大やスプリング部の水平変位の拘束などについての研究課題が残されているが、高引張強度のケーブルおよび高圧縮強度のコンクリート充填鋼管を合理的に適用することにより、アーチスパン長大化への道が拓かれるものと考えられる。

参考文献

- [1] Nakamura S.: New Structural Forms for Steel/ Concrete Composite Bridges, Structural Engineering International, IABSE, Vol.10, No.1, pp.45-50, 2000.
- [2] 劉 玉攀, 陳 宝春, 彦坂 熙: 中国における鋼管コンクリート合成アーチ橋および水平旋回架設工法の発展, 橋梁と基礎, Vol.33, No.2, pp.41-44, 1999.
- [3] Virlogeux M., Bouchon E., Berthelémy J. and Resplendino J.: The Antrenas Tubular Arch Bridge, France, Structural Engineering International, IABSE, Vol.7, No.2,

pp.107-109, 1997.

[4] Strasky, J. and Husty I.: Arch Bridge Crossing the Brno-Vienna Expressway, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol.132, No.4, pp.156-165, 1999.

[5] 佐々木保隆, 大森邦雄, 田中忠夫, 中井 博: コンクリートを充填した鋼アーチリブを用いたアーチ橋の構造特性に関する検討, 土木学会構造工学論文集, Vol.40A, pp.1425-1436, 1994.

[6] 三浦昌弘, 松田 浩, 崎山 毅, 森田千尋: プレストレスを導入した鋼・コンクリート合成タイドアーチの構造特性, 土木学会第 52 回年次学術講演会概要集, I-A, pp.284-285, 1997.

[7] 劉 玉擎, 彦坂 熙, 陳 宝春: コンクリート充填鋼管を主構とする中路式アーチ橋の静力学および非線形地震応答特性, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol.6, No.23, pp.53-61, 1999.

[8] 日本鋼構造協会: 土木分野におけるコンクリート充填鋼管構造の現状と今後の課題, JSSC テクニカルレポート, No.44, 1998.

[9] 北田俊行, 迫田治行, 田中克弘, 加賀山泰一: 兵庫県南部地震による長大ローゼ・アーチ橋上横繫ぎ材の座屈損傷要因, 土木学会構造工学論文集, Vol.46A, pp.841-850, 2000.

[10] 土木学会: 鋼構造物設計指針, PART B, 合成構造物, 1997.

[11] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1996.

[12] 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編・II 鋼橋編, 1996.

[13] Li, Y., Nie, J., Chen, B. et al.: The Design of Shenzhen Beizhan Bridge, Proceedings of 6th ASCCS Conference, Los Angeles, USA, pp.213-220, 2000.

[14] 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.

[15] (株)構造計画研究所: 3次元立体構造物の静的・動的非線形解析プログラム, 利用者マニュアル, 1996.

(2000年9月14日受付)