

コンクリート充填鋼管を用いた ブレーストリブアーチ橋の 終局強度と耐震性能の評価法

劉 玉 擎¹・彦 坂 熙²

¹正会員 工博 九州大学助手 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)

²フェロー会員 工博 九州大学教授 工学研究院建設デザイン部門 (同 上)

コンクリート充填鋼管を主構とするアーチ橋を対象として、まず鋼管の拘束による充填コンクリートの圧縮強度と変形能力の向上、充填コンクリートによる鋼管の引張降伏強度上昇と圧縮降伏強度低下を考慮する、コンクリート充填鋼管の非線形特性評価法を提示した。次いで試設計した中路式ブレーストリブアーチ橋の3次元骨組解析に基づき、コンクリート充填工法の違いによる鋼管アーチリブの死荷重応力の変化を明らかにし、設計荷重に対するアーチリブの許容応力照査と終局強度照査を行うとともに、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た。

Key Words: concrete-filled tube, braced-rib arch bridge, ultimate strength, seismic performance

1. 序論

道路橋示方書では、上・中路式アーチ橋のように地震時挙動が複雑な橋梁については、プレート境界型および内陸直下型の大規模地震動を考慮して部材の非線形性を取込んだ動的解析により耐震設計を行うことが定められている。アーチ橋の主構であるアーチリブは、常時荷重下でも大きな軸圧縮力および曲げモーメントを受けており、地震時にはそれらがさらに増大するため、他の橋梁形式以上に設計条件が厳しくなっている。大規模地震時の被害を最小限に抑えるために、アーチリブの耐力やじん性に優れた構造形式を新たに開発する必要がある。

コンクリートを充填した円形鋼管部材は、コンクリートによる鋼管の局部座屈防止効果および鋼管によるコンクリートの拘束効果が部材の耐力とエネルギー吸収能を大きく向上できるため、橋脚や柱のように大規模地震時に軸圧縮力と曲げモーメントが卓越する構造部材として耐震性が極めて優れている。耐力とじん性が大きく期待できるコンクリート充填鋼管をアーチリブに用いれば、アーチ橋の耐震性向上に加え、中空鋼管リブ内にコンクリートをポンプで注入打設するので、型枠とリブ内配筋が不要とな

る施工上のメリットが大きい。コンクリート充填鋼管の非線形性能や充填コンクリートの信頼性などの解明が進むに従って、この形式のアーチ橋が今後採用される可能性が高いものと考えられる¹⁾。

中井らは角形鋼管アーチリブにコンクリートを充填するアーチ橋を試設計するとともに、従来の鋼アーチ橋に比べて鋼材使用量の低減率などを検討した²⁾。中国では1990年頃からアーチの支間を長大化するための各種の創意工夫が行われ、日本では見られない比較的小断面のコンクリート充填円形鋼管弦材を複数本組合せたブレーストリブアーチ橋が相当数建設されている³⁾。円形鋼管は閉じた曲面構造であるため局部座屈に比較的強く、断面積のわりに断面回転半径が大きいので全体座屈に対しても有利であり、強軸・弱軸の区別がない。角形鋼管に比べて円形鋼管の力学的有利性は管内にコンクリートを充填する場合に特に発揮され、円形鋼管のコンクリートに対する高い拘束効果が、角形鋼管より大規模地震に対するじん性に優れたアーチリブの設計を可能とする。筆者らは円形鋼管を用いた中国の既設橋を選んで組合せ部材であるブレーストリブを、等価断面をもつ1本のはり要素でモデル化してケーススタディーを行った⁴⁾。ほかにも、フランスおよびチェ

コでコンクリート充填鋼管を用いたアーチ橋の建設実績が見られるが、スプリング部の車両衝突時の変形防止をコンクリート充填の主な目的とし、その設計方法などの詳細は不明である^{3), 6)}。

大規模地震時のアーチリブは大きな軸圧縮力と2軸曲げモーメントを受けるが、複数のコンクリート充填鋼管を組合せたプレストリブアーチのような部材の非線形挙動と終局強度を検証する実験データは皆無といってよい。しかし、このような組合せ部材を構成する個々のコンクリート充填鋼管弦材では一般に軸力が卓越して、曲げモーメントが終局強度に及ぼす影響が著しく低下し、また単一コンクリート充填鋼管に関する既往の多くの実験データを参照できる利点がある。

そこで本研究では、コンクリート充填鋼管を用いた中路式プレストリブアーチ橋を試設計し、リブの各弦材および弦材間のつなぎ材をそれぞれはり要素で表現して3次元静的・動的解析を行う。まず、鋼管による充填コンクリートの圧縮強度と変形能力の向上、充填コンクリートによる鋼管の引張降伏強度上昇と圧縮降伏強度低下を考慮して、コンクリート充填鋼管の非線形特性評価法を提示する。次いで、コンクリート充填により生じる鋼管弦材の圧縮応力への充填工法の影響を考察したのち、アーチリブ鋼管弦材の許容応力および終局強度による照査を行う。また、鋼管とコンクリートの合成効果を考慮した曲げモーメント-曲率関係すなわち $M-\phi$ モデルを用いて、異なる標準波形地震動を橋軸および直角方向に作用させる場合の本形式アーチ橋の非線形地震時挙動を解析的に検討する。このような新しい形式のアーチ橋の研究例は極めて少なく、本論文はその開発に向けて終局強度と耐震性能の評価法を提案するものである。

2. コンクリート充填鋼管の非線形モデル

(1) 鋼管およびコンクリートの応力-ひずみ関係

軸力と曲げモーメントを受けるコンクリート充填鋼管には、次の2つの原因によって2軸または3軸の組合せ応力状態が生じる。

- (a) 軸方向圧縮応力下で鋼管が充填コンクリート半径方向の体積膨張を拘束する。充填コンクリートは軸方向圧縮と半径方向側圧による3軸圧縮応力状態、鋼管は軸方向圧縮、円周方向引張の2軸応力状態となる。
- (b) 軸方向引張応力下で充填コンクリートが鋼管

の半径方向変形に抵抗する。引張応力が無視される充填コンクリートは半径方向の側圧による2軸圧縮応力状態、鋼管は軸方向引張、円周方向引張の2軸応力状態となる。

鋼管半径方向の側圧 σ_r を受ける充填コンクリートの圧縮強度および変形能力は、1軸圧縮試験による値より大きくなる。充填コンクリートの圧縮応力とひずみの関係は次式で近似される。

$$\sigma_c = (\sigma_{ck} + k\sigma_r) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right) \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad (1a)$$

$$\sigma_c = \sigma_{ck} + k\sigma_r, \quad \varepsilon_{co} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \quad (1b)$$

ここに、 σ_{ck} , σ_c , ε_c はそれぞれコンクリートの設計基準強度、応力およびひずみ、また ε_{co} , ε_{cu} は充填コンクリートの最大応力到達時および終局時のひずみである。 k , σ_r は最大応力時におけるコンクリートの拘束係数および側圧を表す。

拘束係数 k の値は、静水圧で側圧を載荷したコンクリートシリンダーの3軸圧縮実験、および円形鋼管を横拘束のみに用いた載荷実験に基づいて検討されている。式(1b)はそれらの実験による拘束コンクリートの最大圧縮応力を勾配 k の回帰直線で評価したものであり、本研究では日本建築学会の「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針」⁷⁾に従って $k=4.1$ とする。側圧 σ_r は次式にて与えられる。

$$\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \sigma_\theta \quad (2)$$

ここに、 D , t は鋼管の直径および板厚である。またコンクリートの最大応力時における鋼管円周方向の応力を次式で表す。

$$\sigma_\theta = \alpha \sigma_y \quad (3)$$

ここに、 σ_y は鋼材の降伏応力で、パラメータ α の値には断面の径厚比、材料強度などが影響すると考えられる⁸⁾。本研究では、コンクリート充填鋼管の圧縮耐力および曲げ耐力の評価に着目した既往研究結果による、 $\alpha=0.19$ を採用する⁷⁾。この分野の既往研究は建築構造の柱を対象としたものに偏っているが、本研究で扱うプレストアーチリブを構成する鋼管弦材の径厚比などパラメータは建築構造分野でも使用される範囲に含まれている。

式(1a)で定義した充填コンクリートの最大応力到達時のひずみを $\varepsilon_{co}=0.002$ とする。式(1b)の終局ひずみ ε_{cu} は、村田ら⁹⁾の実験研究によれば鋼管の降伏ひずみおよび径厚比に依存し、次式で与えられる。

$$\varepsilon_{cu} = \frac{1.474(\sigma_y/E_s)}{D/t/100} + 0.006 \quad (4)$$

ここに、 E_s は鋼管のヤング率である。本研究で対象とするアーチ橋のコンクリート充填鋼管弦材の径厚比などが式(4)を回帰した実験パラメータの範囲にある。一般に使用される鋼管について、式(4)のひずみ値は鋼管による拘束効果を考慮したコンクリートに適用される終局ひずみ0.011を超えない。

コンクリートを充填した円形鋼管は終局時に全塑性状態に達し、次式のミーゼス降伏条件(図-1)に従うものとする。

$$\sigma_z^2 - \sigma_z \sigma_\theta + \sigma_\theta^2 = \sigma_y^2 \quad (5)$$

ここに、 σ_z 、 σ_θ は充填鋼管の軸方向および円周方向の応力である。2軸引張状態にある充填鋼管の引張側軸方向の降伏応力は中空鋼管の降伏応力 σ_y の β_t 倍に上昇し、圧縮・引張の2軸応力状態にある充填鋼管の圧縮側軸方向の降伏応力は中空鋼管の σ_y の β_c 倍に低下する。 β_t 、 β_c の値は式(3)、(5)により導いた次式で決められる。

$$\beta_c = 0.5(\alpha + \sqrt{4 - 3\alpha^2}) \quad (6a)$$

$$\beta_t = 0.5(\alpha - \sqrt{4 - 3\alpha^2}) \quad (6b)$$

式(6)により、円周方向応力の大きさを表すパラメータ α を圧縮、引張ともに0.19とすれば、 β_t 、 β_c はそれぞれ1.08, 0.89となる。

(2) 曲げモーメント-曲率関係の設定

はり要素による橋梁構造システムの動的解析に用いられる主なモデルには、ファイバーモデルおよび曲げモーメント-曲率関係すなわち $M-\phi$ モデルがある。計算時間と解析コストの面から非常に複雑な橋梁構造の設計実務におけるファイバーモデルの適用は制限を受ける場合があり、 $M-\phi$ モデルの使用が不可欠である。

大規模地震動の入力によるコンクリート充填鋼管アーチ橋の基本的な応答特性を検討するために、コンクリート充填鋼管アーチリブ部材の $M-\phi$ モデルを設定する。村田ら⁹⁾はコンクリート充填鋼管柱の荷重実験により、基部断面において荷重方向に対し円周45度位置の引張側鋼管のひずみが降伏ひずみに達した時を境に、荷重-変位骨組曲線の勾配が顕著に変化することを観察した。このことを考慮し、本解析では、引張側鋼管の円周45度位置のひずみが降伏ひずみに達した状態で降伏モーメント M_y を、また圧縮外縁コンクリートのひずみが終局ひずみに達した状態で終局モーメント M_u をそれぞれ定義する。図-2に本解析で設定した曲げモーメントと曲率のトリリニアモデルを示す。

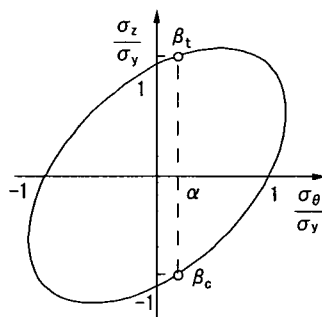


図-1 充填鋼管のミーゼス降伏条件

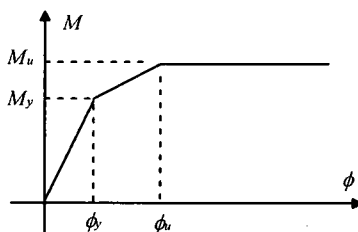


図-2 曲げモーメントと曲率($M-\phi$)関係

コンクリート充填鋼管の降伏および終局曲げモーメントは次の仮定に従って、微小要素に分割した断面力のつり合いにより求める。

- (a) コンクリートの引張応力を無視する。
- (b) ひずみの平面保持を仮定する。
- (c) 鋼管にはバイリニア型の軸方向応力-ひずみ関係を用い、その第2勾配を鋼材に一般的な弾性係数 E_s の1/100とする¹⁴⁾。
- (d) 鋼管と充填コンクリートの組合せ応力状態を、前節(1)により考慮する。

コンクリート充填鋼管の断面力のつり合いは次式で表される。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot A_{ci} + \sum_{i=1}^n (\sigma_{si} + \sigma_e) \cdot A_{si} = 0 \quad (7)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot A_{ci} \cdot X_i + \sum_{i=1}^n (\sigma_{si} + \sigma_e) \cdot A_{si} \cdot X_i \quad (8)$$

ここに、 σ_{si} 、 A_{si} は*i*番目微小要素内の鋼管の応力および断面積、 σ_{ci} 、 A_{ci} は*i*番目微小要素内のコンクリートの応力および断面積で、 X_i は*i*番目微小要素内から中立軸までの距離を表す。 σ_e は鋼管自重および

硬化前の充填コンクリートによる鋼管の圧縮応力であり、コンクリート硬化後の充填鋼管に残留する初期応力として扱う。σ_eの大きさは架設工法により異なり、具体的な算定は4節で詳述する。鋼管の降伏ひずみε_yおよびコンクリートの終局ひずみε_{cu}をそれぞれ引張側円周45度位置の鋼管要素および圧縮外縁のコンクリート要素に与え、式(7)によりε_yおよびε_{cu}に対応する中立軸位置を求める。降伏および終局曲げモーメントM_y、M_nは式(8)により計算する。

コンクリート充填鋼管の降伏および終局曲率φ_y、φ_nは次式にて求められる。

$$\phi_y = \frac{\beta_y \varepsilon_y}{\frac{D}{2} + \frac{D}{2} \cos \frac{\pi}{4} - x_0} \quad (9)$$

$$\phi_n = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_0} \quad (10)$$

ここに、x₀は鋼管の圧縮外縁から中立軸までの距離である。

(3) 曲げモーメントと軸力の相関関係の設定

曲げモーメントと曲率の関係は軸力の変動によって変化するので、この影響を無視し得ない。部材断面の直交2軸(鉛直および橋軸直角方向)回りの曲げモーメントM_{yy}、M_{zz}と軸力Nを受けるコンクリート充填鋼管の降伏および終局強度として、本研究では文献7)の設計指針に基づく非線形相関式を採用し、軸力変動の影響を考慮する。すなわち、前出式(7)のNを0から圧縮耐力N_{cy}の範囲で変化させて求められるM_{yy}、M_{zz}、Nの相関関係が、次の式(11)、(12)により表現できるものとする。

$$\sqrt{\left(\frac{M_{yy}}{M_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{zz}}{M_z}\right)^2} + \left(\frac{N - N_{0y}}{N_{cy}}\right)^2 = 1 \quad (11)$$

$$\sqrt{\left(\frac{M_{yy}}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{M_{zz}}{M_u}\right)^2} + \left(\frac{N - N_{0u}}{N_{cy}}\right)^2 = 1 \quad (12)$$

ここに、M_y、M_zは降伏および終局曲げモーメント、またN_{0y}、N_{0u}は降伏および終局状態の最大曲げモーメントに対応する軸力である。コンクリート充填鋼管の圧縮耐力N_{cy}は、次式にて求められる。

$$N_{cy} = (\sigma_{ck} + k\sigma_s)A_c + \beta_c(\sigma_y - \sigma_e)A_s \quad (13)$$

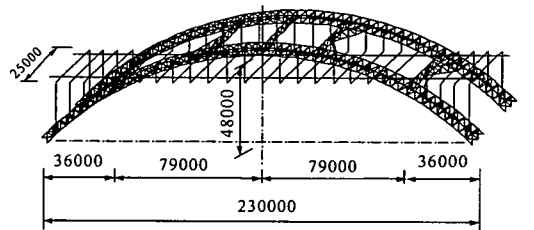
本研究対象アーチ橋のような鋼管弦材を複数本組合わせたブレストアーチリブがねじりを受ける場合に、個々の弦材に作用するねじりモーメントは非常に小さいので、各弦材を対象とする式(11)、(12)の相関関係式に及ぼすねじりの影響は無視する。

3. 解析対象橋の構造と解析モデル

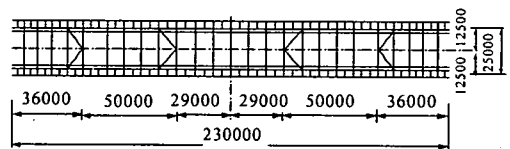
(1) 解析対象橋の構造

コンクリート充填鋼管を弦材として複数本組合わせたブレストリブアーチ橋が中国では既に多数架設されているので、著者らはこれまで中国との共同研究により、日本の道路橋示方書を適用した中国の既設橋の静的および耐震照査を行ってきた^{3),4)}。両国間には設計震度の大きさと耐震照査法に大きな相違があり、日本では主構アーチリブに特に耐震設計上十分なじん性が要求される。しかし、2次部材としての横構、横つなぎ材等の配置と断面寸法については、道路橋示方書の終局強度照査および大規模地震動入力に対する動的照査の結果から特に不具合は見出されていない。本研究ではこれらの知見に基づいて、コンクリート充填鋼管を用いた中路式ブレストリブアーチ橋を新たに試設計し、前章2.)に提案した評価法を適用してその終局強度と耐震性能を考察する。

図-3に試設計した解析対象橋の一般図および平面図を示す。本橋はスパン230m、ライズ48mの中路式固定アーチ橋で、2主構の中心距離は25mである。横桁および縦桁とも鋼箱型断面を用い、断面の寸法が160×200×1.2cmである。両縦桁は間隔が18mで、床組直下の横つなぎ材上の支承を介してア



(a) 一般図



(b) 平面図

図-3 解析対象橋 (単位: mm)

一チリブと結合している。両アーチリブ間の横つなぎ材は上・下横材の中空鋼管 (D508.0×22mm) と腹材の中空鋼管 (D318.5×9mm) からなる骨組で、それぞれクラウン部、クラウン部付近2個所 (K型) および床組直下2個所 (K型) に配置される (図-3(b)参照)。

鋼アーチ橋の旧基準による設計では、横つなぎ材横構等は風荷重や地震荷重に対する2次部材として設計されてきた。ここでは現行道路橋示方書の耐震設計で要求されるじん性の確保を主眼として、鋼管の部材寸法を局部座屈に対する許容応力がある上限値となる範囲で設計し、後述の大規模地震動入力に対する非線形動的解析により照査した。

図-4 に支間中央のアーチリブ断面および横つなぎ材を示す。アーチリブは断面 D812.8×14mm のコンクリート充填鋼管弦材4本を、上・下横材の中空鋼管 (D508.0×12mm) と左・右腹材の中空鋼管 (D318.5×9mm) で組立てた断面4×4mのブレーストリブを用いている。鋼管材質をSTK490とし、充填コンクリートの設計基準強度を $\sigma_{ck}=40\text{MPa}$ とする。

コンクリート充填鋼管を用いたアーチ橋では、鋼管自重および硬化前の充填コンクリートが前死荷重として鋼管アーチ部材に作用し、この死荷重応力は4. で詳述するようにコンクリート充填工法により異なってくるので、設計上注意が必要である。ここでは、この応力に後死荷重および活荷重応力を加えた常時荷重に対する許容応力照査を満たす主構弦材断面と弦材間隔を見出したのち、終局強度照査および非線形動的解析による耐震照査を行った。

図-5 に鉛直支柱材および吊材を設けるアーチリブ断面の補剛構造を示す。支柱材は断面 D508.0×22mmの中空鋼管を用い、アーチリブ断面の上横材に溶接する。吊材はケーブルを採用し、アーチリブ断面の下横材に定着する。支柱材および吊材を設けるアーチリブは断面 D318.5×9mmの中空鋼管斜材により補剛される。

(2) 解析モデル

本解析では、アーチリブの各弦材・横材・腹材、縦・横桁および鉛直支柱をはり要素で、吊材ケーブルを非抗圧トラス要素でモデル化する (図-3参照)。支承条件として、アーチリブの両スプリング部を固定とし、縦桁両端の橋軸方向変位および直角方向回転を自由、他の方向に対する変位および回転を拘束とする。床組直下の横つなぎ材と縦桁の間では各方向に対する変位および橋軸と鉛直方向に対する回転を拘束とし、直角方向に対する回転を自由とする。

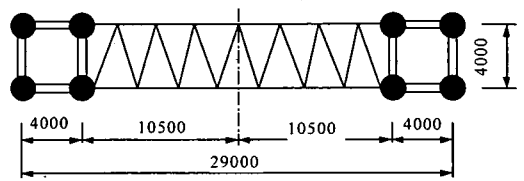
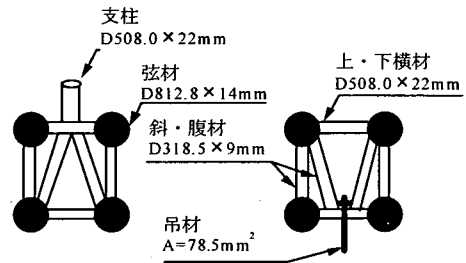


図-4 支間中央のアーチリブ断面図 (単位: mm)



(a) 鉛直支柱材 (b) 吊材

図-5 アーチリブ断面の補剛構造

4. アーチリブ鋼管弦材の充填コンクリートによる応力の考察

(1) コンクリートの充填工法

従来のアーチ橋は支間の長大化に伴い架設工事のコストが大きくなる。コンクリート充填鋼管をアーチ橋に用いれば、中空鋼管アーチリブが鋼アーチ橋およびコンクリートアーチ橋のリブより非常に軽く架設しやすいことに加え、閉合した中空鋼管アーチリブにコンクリートをポンプで注入打設するので、型枠とリブ内配筋が不要となる施工上のメリットがある。

中空鋼管アーチリブの架設には次のような工法が採用できる。

(a) ピロン工法：

中空鋼管アーチリブを斜吊りしながら張出し架設する。

(b) ロアリング工法：

各アーチアバットで鉛直方向に組立てた半支間中空鋼管アーチリブをそれぞれ前方に回転させて、支間中央で閉合させる。

(c) 水平旋回工法：

各アーチアバットで橋軸直角方向に組立てた半支間の中空鋼管アーチリブを、水平方向の旋回により支間中央で閉合させる³⁾。

上述の架設工法により中空鋼管アーチリブを閉合した後、コンクリートを鋼管内に両側スプリング部の注入口から左右バランスさせて注入打設し、排気口を出るように充填していく。排気口に直立パイプを溶接し、この直立パイプの頂上までコンクリートを充填するのが排気口付近の充填コンクリートの密実性を確保する方法の1つである⁶⁾。固定アーチ橋のスプリング部はクラウン部より、大きな軸圧力および曲げモーメントが作用している。もしコンクリート充填の密実性を十分に確保できれば、クラウン部からトレーミー管などを挿入して、スプリング部から打設するのも1法である。

鋼管自重および硬化前の充填コンクリートにより鋼管アーチリブに生じる圧縮応力は、構造物の完成後まで残留する死荷重応力である。コンクリートの充填工法により、コンクリートが硬化して各鋼管弦材にコンクリートとの合成効果を期待できる構造形式が違うため、アーチリブ鋼管の死荷重応力が異なることになる。本章は幾何学的非線形性¹⁰⁾を考慮した3次元骨組解析により、次の3つの充填工法を用いた場合における本対象橋の弦材鋼管に生じる応力の違いを比較考察する。

1) 各弦材ごとに順次充填する場合：

充填コンクリート硬化前にすべての上・下弦材鋼管にコンクリートを両側スプリング部の注入口から注入し、クラウン部の排気口まで順次充填する。

2) 各弦材ごとに段階的に充填する場合：

各上弦材の充填コンクリート硬化後、すべての下弦材中空鋼管にコンクリートを順次充填する。

3) 支間長ごとに段階的に充填する場合：

すべての上・下弦材鋼管について、コンクリートをまず両側スプリング部の注入口から半支間長の20%まで注入し、充填コンクリート硬化後、残りのコンクリートを半支間長の20%付近に設けた注入口からクラウン部の排気口まで順次充填する。前段階の充填範囲については、充填範囲が半支間長の20%を超えると、上弦材スプリング部に引張力が生じるため、ここでは20%までとした。

(2) コンクリート充填工法による鋼管圧縮応力の比較

a) 各弦材ごとに順次充填する場合

表-1 に軸圧縮力および面内曲げモーメントによる鋼管外縁の最大圧縮応力を示す。この応力は各弦材中空鋼管の剛度を考慮し、鋼管および充填コンクリートの自重を荷重として求めたものである。ア

ーチリブの上弦材スプリング部およびクラウン部において軸圧縮力と面内曲げモーメントにより生じる鋼管外縁の最大圧縮応力が、鋼材降伏強度(材質 STK490 の場合： $\sigma_y=313.6\text{MPa}$)の約 1/3 となっている。

b) 各弦材ごとに段階的に充填する場合

この場合の圧縮応力は、前段階では上・下弦材中空鋼管の剛度、上・下弦材鋼管と上弦材充填コンクリートの自重、後段階では上弦材合成構造と下弦材中空鋼管の剛度、下弦材充填コンクリートの自重を考慮して求める。

表-2 に軸圧縮力および面内曲げモーメントによる弦材鋼管外縁の最大圧縮応力を示す。表-1, 2 の比較から、上・下弦材ごとにコンクリートを段階的に充填することにより、鋼管アーチリブのスプリング部、支間 1/4 点およびクラウン部とも最大圧縮応力が小さくなっており、特にスプリング部の応力を約 38%減少できることがわかる。また、曲げモーメントにより生じるスプリング部鋼管外縁の最大圧縮応力がかなり小さくなっている。

c) 支間長ごとに段階的に充填する場合

この場合の圧縮応力は、前段階では各弦材中空鋼管の剛度、各弦材鋼管と 20%半支間長の充填コンクリートの自重、後段階では 20%半支間長の各弦材合成剛度と残り範囲の各弦材中空鋼管の剛度および充填コンクリートの自重を考慮して求める。

表-1 各弦材ごとに充填する場合の鋼管圧縮応力

弦材	作用力	スプリング部 (MPa)	支間 1/4 点 (MPa)	クラウン部 (MPa)
上弦	軸圧縮	81.7	62.9	85.0
	面内曲げ	22.0	2.3	10.0
下弦	軸圧縮	67.1	64.9	42.1
	面内曲げ	15.5	1.0	4.5

表-2 各弦材ごとに段階的に充填する時の鋼管圧縮応力

弦材	作用力	スプリング部 (MPa)	支間 1/4 点 (MPa)	クラウン部 (MPa)
上弦	軸圧縮	57.3	48.5	67.9
	面内曲げ	7.6	2.0	14.5
下弦	軸圧縮	39.4	53.8	30.0
	面内曲げ	5.7	2.0	15.0

表-3に鋼管外縁の最大圧縮応力を示す。表-1, 3からわかるように、支間長ごとにコンクリートを段階的に充填すれば、上・下弦材クラウン部の鋼管外縁の最大圧縮応力は大きくなっており、特に後段階充填時の面内曲げモーメントによる上・下弦材スプリング部の鋼管外縁の最大圧縮応力が約2倍に増えている。

以上の考察からわかるように、鋼管弦材の圧縮応力は各弦材コンクリート充填の順番により異なり、上・下弦材ごとに段階的に充填すれば低減できる。支間長ごとに段階的に充填すれば、曲げモーメントによる鋼管外縁の最大圧縮応力が大きくなる。

5. アーチリブ弦材の許容応力と強度の照査

(1) 許容応力の照査および考察

死荷重と支間中央および支間1/4点の活荷重 p_1, p_2 の載荷形式¹¹⁾による対象橋の3次元有限要素解析を行い、アーチリブの断面力を求める。活荷重 p_1, p_2 の載荷方法は、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)を上記の主載荷荷重以外の縦桁はり要素に載荷する。衝撃荷重は鋼橋の衝撃係数に基づいて与え、コンクリートのクリープの影響は無視する。

表-4, 5に上述の両載荷形式による対象橋アーチリブ断面の鋼管応力の照査結果を示す。鋼管外縁の最大圧縮応力 σ_s は後死荷重と活荷重作用下の軸力、面内曲げモーメントにより生じたものである。充填コンクリートによる最大圧縮応力 σ_e は、各弦材ごとに順次充填する表-1の値を用いた。コンクリート充填鋼管の許容応力 σ_{ca} として、ここでは中空鋼管の許容応力¹¹⁾を用いた。本橋の鋼管はすべて耐震設計上じん性が要求される部位に用いられるので、局部座屈に対する許容応力がその上限値となる範囲で部材寸法が設計されている。

活荷重載荷形式の何れの場合でも、上・下弦材の各断面の鋼管外縁圧縮応力は許容応力を満足しているが、特に上・下弦材のスプリング部およびクラウン部での安全率にはあまり余裕がない。もし、表-4, 5中の σ_e として各弦材ごとに段階的に充填する表-2の値を採用すれば、上・下弦材のスプリング部およびクラウン部での安全率は約20%増加する。

表-3 支間長ごとに段階的に充填する時の鋼管圧縮応力

弦材	作用力	スプリング部 (MPa)	支間1/4点 (MPa)	クラウン部 (MPa)
上弦	軸圧縮	31.2	60.3	84.5
下弦	軸圧縮	42.5	69.2	42.6
上弦	面内曲げ	41.8	3.1	19.0
下弦	面内曲げ	41.0	2.8	19.0

表-4 支間中央載荷時の鋼管応力照査

弦材	照査項目	スプリング部	支間1/4点	クラウン部
上弦	$\sigma_s + \sigma_e$ (MPa)	180.0	102.0	178.0
	σ_{ca} (MPa)	186.2	186.2	186.2
	$(\sigma_s + \sigma_e) / \sigma_{ca}$	0.97	0.55	0.96
下弦	$\sigma_s + \sigma_e$ (MPa)	156.6	120.7	68.0
	σ_{ca} (MPa)	186.2	186.2	186.2
	$(\sigma_s + \sigma_e) / \sigma_{ca}$	0.84	0.65	0.37

表-5 支間1/4点載荷時の鋼管応力照査

弦材	照査項目	スプリング部	支間1/4点	クラウン部
上弦	$\sigma_s + \sigma_e$ (MPa)	175.0	128.0	170.0
	σ_{ca} (MPa)	186.2	186.2	186.2
	$(\sigma_s + \sigma_e) / \sigma_{ca}$	0.94	0.69	0.91
下弦	$\sigma_s + \sigma_e$ (MPa)	157.5	106.0	77.0
	σ_{ca} (MPa)	186.2	186.2	186.2
	$(\sigma_s + \sigma_e) / \sigma_{ca}$	0.85	0.57	0.41

(2) 終局強度の照査および考察

表-6, 7に上述の両載荷形式による対象橋アーチリブ断面の終局強度の照査結果を示す。 N_c は1.7倍の後死荷重と活荷重を作用させる場合のアーチリブ断面の軸圧縮力であり、 $N_c / N_{cu} < 1.0$ により安全性が照査される。 N_{cu} は鋼管とコンクリートの合成効果を考慮した設計時の軸圧縮耐荷力を表し、次式にて計算する。

$$N_{cu} = \phi_b \kappa [(0.85\sigma_{ck} + k\sigma_r)A_c + \beta_c(\sigma_{cul} - 1.7\sigma_e)A_s] \quad (14)$$

ここに、 ϕ_b, κ はそれぞれ合成部材の抵抗係数および全体座屈に対する低減係数を表し、文献12)の設計指針を参照して決定できる。ほかの変数は式(13)の説明と同様である。本研究で扱う鋼管弦材を複数本組合わせたプレーストアーチリブが曲げを受ける場

合に、個々の弦材では軸力が卓越し、本解析においても各弦材の作用曲げモーメントは終局曲げモーメント M_u の 10%以下となる。文献 12)によれば、軸圧縮力を受けるコンクリート充填鋼管部材の付加曲げモーメントが $0.1M_u$ 以下の場合には、軸圧縮力のみを受ける部材として終局強度を照査しても安全であることが確認されており、本研究もこれに従う。式 (14)中の σ_c はコンクリート充填時の軸圧縮力による応力を用いる。

活荷重載荷形式の何れの場合でも、許容応力照査を満足するアーチリブ上・下弦材の終局強度安全係数は非常に大きく、耐荷力の余裕を十分に保有している。以上の考察により、コンクリート充填鋼管をアーチリブに用いる場合には、充填コンクリートによるアーチリブ弦材鋼管の圧縮応力が非常に大きいため、許容応力照査ではあまり余裕がないが、終局強度照査により構造的利点が発揮される。

(3) 変形特性

支間中央活荷重載荷の場合には、対象橋アーチリブの支間 1/4 点およびクラウン部の鉛直方向のたわみがそれぞれ 3.0, 12.0cm となっており、支間 1/4 点の活荷重載荷の場合には、支間 1/4 点およびクラウン部の鉛直方向のたわみがそれぞれ 6.0, 10.0cm である。両載荷形式の何れのたわみも現行道路橋示方書の許容値 38cm (L/600) より非常に小さく、この形式のアーチ橋は鋼管とコンクリートの合成により大きな剛度が期待できる。

6. 地震応答特性の解析結果および考察

対象アーチ橋の大規模地震時非線形挙動を検討する。動的解析は集中質量系の 3 次元骨組解析モデル (図-3 参照) を用い、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。ただし、本構造は大規模地震時に床版の剛度があまり期待できないため、それを考慮していない。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¹³⁾ タイプ I-I-1 ($a_{\max}=318.8\text{cm/sec}^2$)、タイプ II-I-1 ($a_{\max}=-812.02\text{cm/sec}^2$) を用い、橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれ作用させる。

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。桁および鉛直材など鋼製部材の減衰定数を 0.02 とする。コンクリート充填鋼管アーチ部材の減衰定数に関するデー

表-6 支間中央載荷時の終局強度照査

弦材	照査項目	スプリング	支間 1/4 点	クラウン部
上弦	$N_c(\text{kN})$	10285	6700	11440
	$N_{cu}(\text{kN})$	17520	17540	17440
	N_c/N_{cu}	0.59	0.38	0.67
下弦	$N_c(\text{kN})$	7820	8480	3640
	$N_{cu}(\text{kN})$	17520	17530	17635
	N_c/N_{cu}	0.45	0.48	0.21

表-7 支間 1/4 点載荷時の終局強度照査

弦材	照査項目	スプリング	支間 1/4 点	クラウン部
上弦	$N_c(\text{kN})$	8450	8850	9490
	$N_{cu}(\text{kN})$	17520	17540	17440
	N_c/N_{cu}	0.48	0.50	0.56
下弦	$N_c(\text{kN})$	9690	6070	5100
	$N_{cu}(\text{kN})$	17520	17530	17635
	N_c/N_{cu}	0.56	0.34	0.29

表-8 充填鋼管弦材の非線形曲げ特性

M_y (kNm)	M_u (kNm)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)
3000.0	4088.0	0.0045	0.0466

タはないが、鋼製部材より大きいと考えられるのでここでは 0.025 と仮定する。

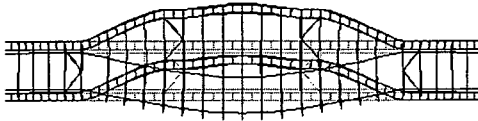
アーチリブ弦材の曲げモーメントと曲率の復元力特性は標準型トリリニアモデル¹⁰⁾ を採用し、部材の幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮する。曲げモーメントの降伏および終局特性は鋼管とコンクリートの合成効果を考慮して評価している。表-8 に断面 D812.8×14mm のコンクリート充填鋼管弦材の曲げ特性を示す。 σ_c は各弦材ごとに順次充填する表-1 の値を用いた。

(1) 固有振動特性の解析

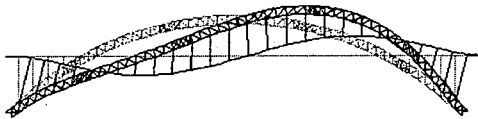
図-6 に本対象橋の 4 次までの固有振動モードを示す。振動モードの 1, 4 次はそれぞれ橋梁全体の面外対称および反対称振動を呈示し、固有周期は 3.3, 1.6sec である。振動モードの 2 次はアーチリブと床組のそれぞれが面外対称振動となっており、周期は 2.3sec である。振動モードの 3 次は橋梁全体の面内反対称振動で、周期は 1.8sec となっている。



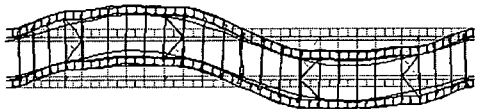
(a) 1次振動モード $T=3.3\text{sec}$



(b) 2次振動モード $T=2.3\text{sec}$

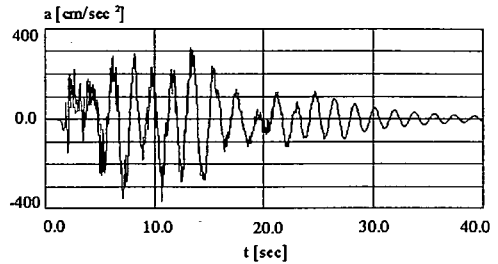


(c) 3次振動モード $T=1.8\text{sec}$

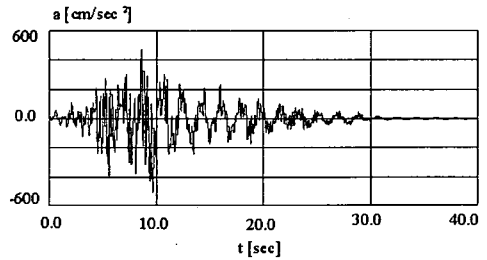


(d) 4次振動モード $T=1.6\text{sec}$

図-6 固有振動モードと周期



(a) タイプ I 地震波入力



(b) タイプ II 地震波入力

図-7 橋軸方向加速度の時刻歴応答

(2) 橋軸方向地震波入力の場合

図-7 にタイプ I およびタイプ II 地震波入力の場合におけるアーチリブ支間 1/4 点の橋軸方向加速度 a の時刻歴応答を示す。タイプ I 地震波入力の場合の最大応答加速度は入力最大加速度を若干超えているが、タイプ II 地震波入力の場合の最大応答加速度は入力最大加速度の約 60% となっている。

タイプ I 地震波入力の場合は、アーチリブ上・下弦材とも左・右スプリング部で降伏しているが、タイプ II 地震波入力の場合は、上弦材の右および下弦材の左・右スプリング部で降伏している。図-8, 9 にタイプ I およびタイプ II 地震波入力場合におけるアーチリブ下弦材の左スプリング部の曲げモーメント M と曲率 ϕ の応答履歴を示す。

両地震波入力の場合とも部材曲率で定義した最大応答塑性率 ϕ_{\max}/ϕ_y は約 1.5 となっており、表-8 から規定される塑性率の限界値 $\phi_u/\phi_y=10.4$ より非常に小さい。 ϕ_y, ϕ_u は充填鋼管弦材の降伏および終局曲率で、軸力の影響を考慮しない場合には式(9), (10) に

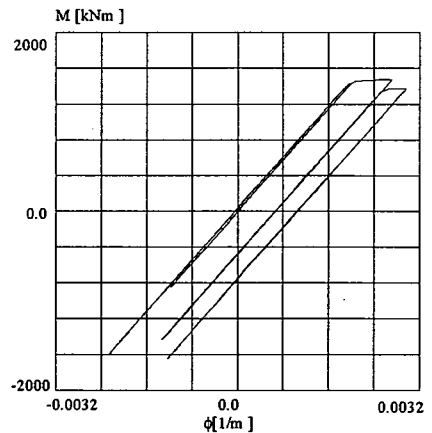


図-8 タイプ I 地震波入力の場合

より求められ、また軸力が作用する場合にはそれぞれ式(11), (12) の相関関係から定められる初期降伏および終局曲げモーメントに対応する曲率をとる。この軸力の影響により、図-8, 9 における初期降伏時の応答曲げモーメントは、部材の保有降伏曲げモーメント M_y (表-8) より小さくなっている。

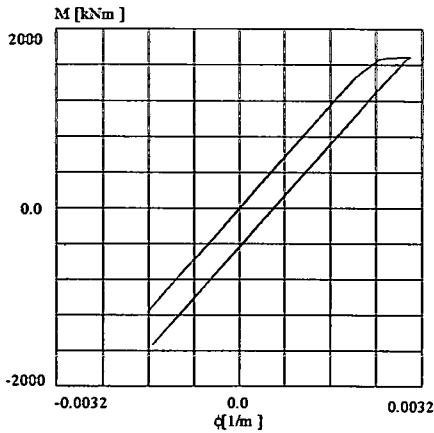


図-9 タイプII地震波入力の場合

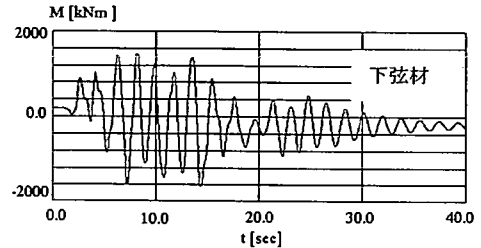
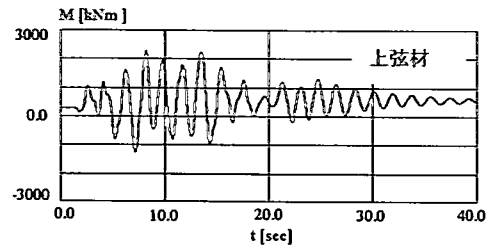


図-11 曲げモーメントの時刻歴応答

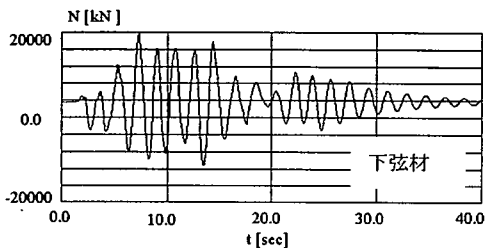
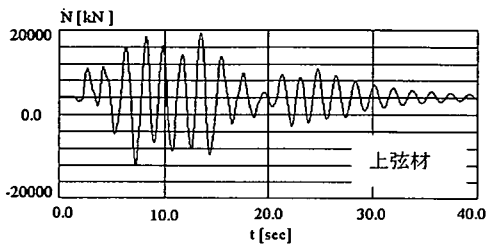
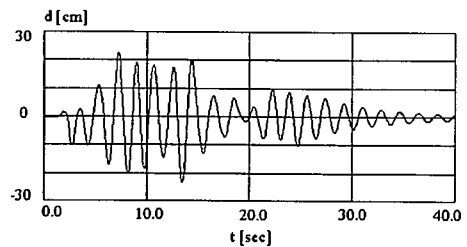
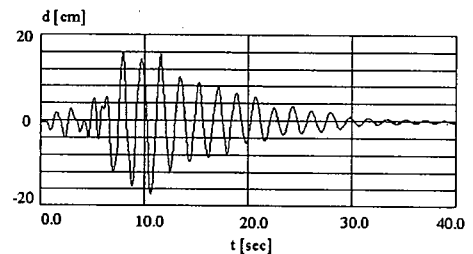


図-10 軸力の時刻歴応答



(a) タイプI地震波入力



(b) タイプII地震波入力

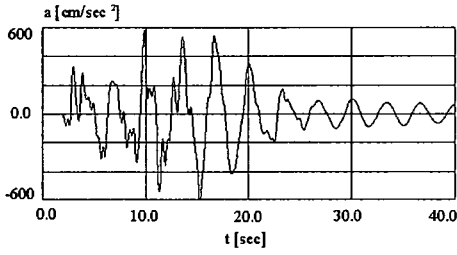
図-12 橋軸方向変位の時刻歴応答

図-10, 11 にタイプI地震波入力の場合における上・下弦材の左スプリング部の軸力 N および曲げモーメント M の時刻歴応答を示す。ここでは圧縮を正とする。上・下弦材の最大応答軸力の差はあまりない。上弦材の残留曲げモーメントが入力前の M より増大しているが、下弦材の残留曲げモーメントが入力前の M より減少している。これは降伏後の弦材断面力が剛度変化に応じて発生したものである。

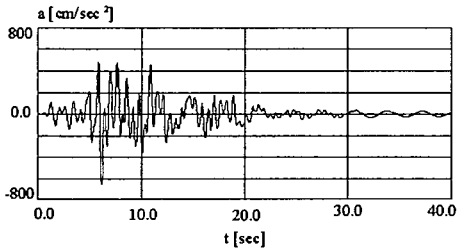
図-12 にタイプIおよびタイプII地震波入力の場合におけるアーチリブ支間 1/4 点の橋軸方向変位 d の時刻歴応答を示す。タイプIおよびタイプII地震波入力の場合の最大応答変位はそれぞれ 23.2, 17.3cm となっており、タイプI地震波入力の場合の最大応答変位はタイプIIの場合より若干大きい。

(3) 橋軸直角方向地震波入力の場合

図-13 にタイプI, タイプII地震波入力の場合におけるアーチリブクラウン部の橋軸直角方向加速度 a の時刻歴応答を示す。タイプI地震波入力の場合の最大応答加速度は入力最大加速度の約 1.9 倍となっているが、タイプII地震波入力の場合の最大応答加速度は入力最大加速度の約 0.8 倍となっている。



(a) タイプ I 地震波入力



(b) タイプ II 地震波入力

図-13 橋軸方向加速度の時刻歴応答

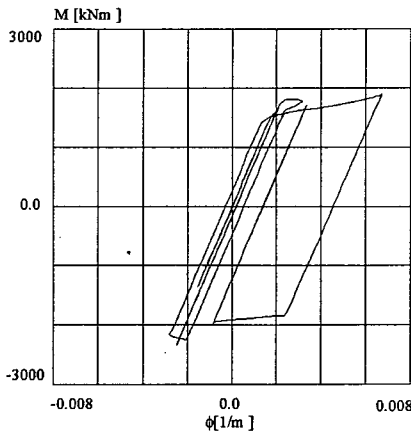


図-14 タイプ I 地震波入力の場合

タイプ I 地震波入力の場合は、すべて弦材の左・右スプリング部および床組直下の横つなぎ材との結合部付近で降伏している。図-14 にアーチリブ上弦材の左スプリング部の曲げモーメント M と曲率 ϕ の応答履歴を示す。部材曲率で定義した最大応答塑性率 ϕ_{\max}/ϕ_y は約 4.3 となっており、塑性率の限界値 $\phi_u/\phi_y=10.4$ より小さく、優れた耐震性能を持つことがわかる。

タイプ II 地震波入力の場合は、アーチリブ内側下弦材のみの左・右スプリング部で降伏しているが、図-15 に示す曲げモーメント M と曲率 ϕ の応答

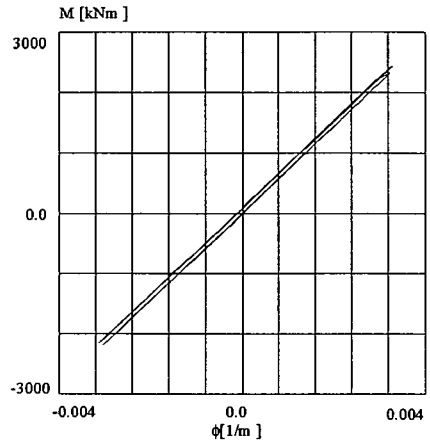


図-15 タイプ II 地震波入力の場合

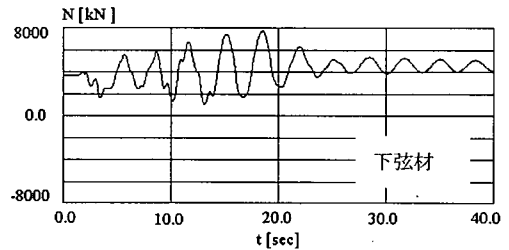
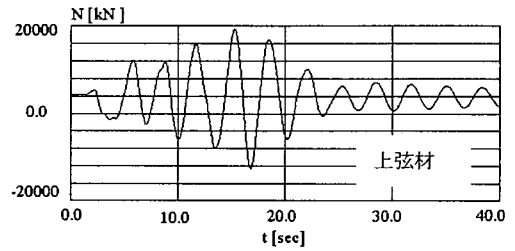


図-16 軸力の時刻歴応答 (タイプ I)

履歴からわかるように、最大応答塑性率 ϕ_{\max}/ϕ_y は非常に小さい。また、初期降伏時の応答曲げモーメントが部材の保有降伏曲げモーメント M_y より小さいのは、軸力の影響による。

図-16, 17 にタイプ I 地震波入力の場合における上・下弦材の左スプリング部の軸力 N および曲げモーメント M の時刻歴応答を示す。上弦材は下弦材より最大応答軸力が大きく、軸力の変動も激しい。しかし、下弦材は上弦材より最大応答曲げモーメントが大きい。

図-18 にタイプ I およびタイプ II 地震波入力の場合におけるアーチリブクラウン部の橋軸直角方向変位 d の時刻歴応答を示す。両地震波入力の場合の最大応答変位 d_{max} はそれぞれ 137.8, 48.7cm となっており、タイプ I 地震波入力の場合にはタイプ II の場合より d_{max} は非常に大きな値を呈している。

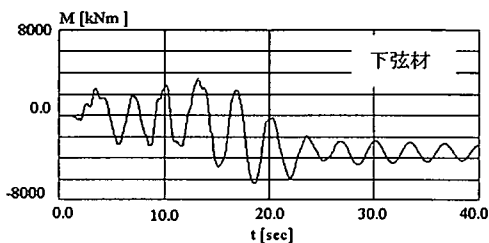
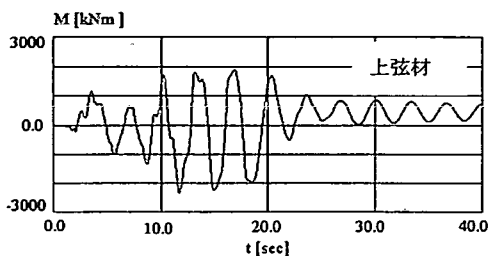
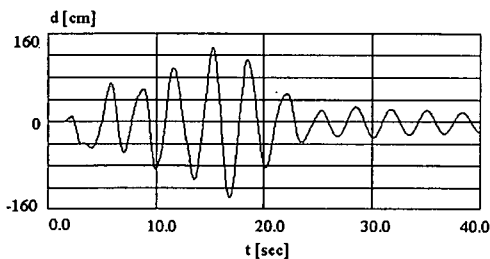
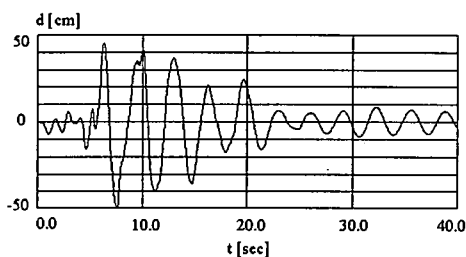


図-17 曲げモーメントの時刻歴応答 (タイプ I)



(a) タイプ I 地震波入力



(b) タイプ II 地震波入力

図-18 直角方向変位の時刻歴応答

解析結果によれば、地震後の橋軸直角方向残留変位は極めて小さいので、本橋の損傷は限定された範囲にとどまっていると判定されるが、タイプ I 地震波に対する大きな応答変位については、1 波だけでなく複数の入力地震動に対する解析を行って耐震性能を照査する必要がある。また、アーチリブ全長にコンクリートを充填せず、部分充填することが応答変位の低減に及ぼす効果も、今後の検討課題の 1 つとなる。

上述の解析結果からわかるように、橋軸方向地震波入力の場合には両入力地震波の影響があまり変わらないが、直角方向入力の場合にはタイプ I 入力地震波の影響がタイプ II 入力地震波より非常に大きい。

7. 結語

本研究では、試設計したコンクリート充填鋼管を主構とする中路式固定ブレストリブアーチ橋を対象として、コンクリート充填工法の違いによる鋼管アーチリブの死荷重応力の変化を明らかにし、設計荷重に対するアーチリブ許容応力照査と終局強度照査を行うとともに、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た。本検討の特色は、ブレストリブの弦材および各弦材間のつなぎ材をそれぞれはり要素でモデル化するとともに、鋼管の拘束による充填コンクリートの圧縮強度と変形能力の向上、充填コンクリートによる鋼管の引張降伏強度上昇と圧縮降伏強度低下を考慮して、コンクリート充填鋼管の非線形特性を評価したことにある。ここで対象とした形式と寸法の中路式ブレストリブアーチ橋に関して得られた知見を要約すれば、以下の通りである。

- (1) 鋼管弦材の死荷重応力は各弦材コンクリート充填工法により異なり、上・下弦材ごとに段階的に充填すれば低減できる。しかし、支間長の一部ごとに段階的に充填すれば、曲げモーメントによる鋼管外縁の最大圧縮応力が非常に大きくなる。
- (2) 充填コンクリートによる鋼管アーチリブ弦材が大きな終局強度を有するので、終局強度照査により設計すれば構造的利点が發揮できる。
- (3) 橋軸方向地震波入力の場合には、アーチリブ弦材のスプリングング部で降伏しているが、部材曲率で定義した最大応答塑性率は非常に小さい。
- (4) 橋軸直角方向地震波入力の場合には、アーチリブ弦材の降伏範囲がスプリングング部から

横つなぎ材との結合部付近まで広がっているが、最大応答塑性率は限界塑性率よりかなり小さい。

- (5) 橋軸方向入力の場合には両入力地震波の影響があまり変わらないが、橋軸直角方向入力の場合にはタイプ I 地震波入力時の応答がタイプ II 地震波入力時の応答より著しく大きくなる。

日本ではコンクリート充填鋼管を主構とするアーチ橋の建設実績はまだなく、設計・施工についての研究課題が多く残されている。本論文はこのような新しい形式のアーチ橋の開発に向けて終局強度と耐震性能の評価法を提案し、試設計した中路的ブレースアーチ橋のケーススタディーを行ったものである。

参考文献

- 1) 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，pp.87-91，1998.
- 2) 中井 博，田中忠夫，佐々木保隆：合成アーチ橋，土木施工，Vol.35，No.6，pp.103-110，1994.
- 3) 劉 玉擎，陳 宝春，彦坂 熙：中国における長大スパン複合バランスドアーチ橋，橋梁&都市 PROJECT，Vol.37，No.4，pp.40-44，2001.
- 4) 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的アーチ橋の静力学的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.
- 5) Virlogeux, M., Bouchon, E., Berthelley, J. and Resplendino, J.: The Antrenas Tubular Arch Bridge, France, *Structural Engineering International, IABSE*, Vol.7, No.2, pp.107-109, 1997.
- 6) 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.
- 7) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，丸善株式会社，pp.8-113，1997.
- 8) 唐 嘉琳，日野伸一，黒田一郎，太田俊昭：コンクリート充填円形鋼管柱を対象とした鋼管とコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化，日本鋼構造協会鋼構造論文集，Vol.3，No.11，pp.35-46，1996.
- 9) 村田清満，山田正人，池田 学，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集，No.640/ I -50，pp.149-163，2000.
- 10) (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.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編・II 鋼橋編，1996.
- 12) 土木学会：鋼構造物設計指針，合成構造物，pp.115-149，1997.
- 13) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.
- 14) 宇佐美勉，織田博孝：鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望，土木学会論文集，No.668/ I -54，pp.1-16，2001.

(2001.9.6 受付)

ASSESSMENT FOR ULTIMATE STRENGTH AND SEISMIC PERFORMANCE OF BRACED-RIB ARCH BRIDGE USING CONCRETE-FILLED TUBES

Yuqing LIU and Hiroshi HIKOSAKA

An application of concrete-filled steel tubes to main arch ribs is discussed based on 3-dimensional static and dynamic analyses of a prototype half-through braced-rib arch bridge. The method for nonlinear characteristic assessment of a concrete-filled tube considering the composite action of steel pipe and concrete is proposed. Difference of the dead load stress in steel pipe arch ribs due to the different concrete-filling sequence is considered, and the safety evaluation of arch ribs is performed using both the allowable stress and the ultimate strength design method. The bridge performance during strong earthquake motions comparable to the Great Hanshin Earthquake is assessed in detail through a nonlinear time-history analysis.