

# コンクリート充填鋼管を主桁および主塔とする 複合斜張橋の非線形地震応答解析

羽野 暁\*, 劉 玉擎\*\*, 彦坂 熙\*\*\*, 中村俊一\*\*\*\*

\*九州大学大学院院生 工学府建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

\*\*工博 九州大学大学院助手 工学研究院建設デザイン部門 (同上)

\*\*\*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)

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

コンクリート充填鋼管を主桁および主塔に用いた斜張橋を対象として、大規模地震動による非線形応答特性を解析的に考察した。3次元骨組解析に当たっては、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評価法を新たに提示した。

Key Words: Concrete-filled tube, Cable-stayed bridge, Seismic response, Nonlinear analysis

## 1. 序論

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。中村<sup>1)</sup>は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用いた2主桁斜張橋の構造特性を、新原ら<sup>2)</sup>はその耐震性能をそれぞれ検討し、この形式の複合斜張橋が今後採用される可能性が高いものと指摘している。中国ではコンクリート充填鋼管をアーチ橋<sup>3)</sup>だけでなく、斜張橋にも適用した実績が見られる。広東省の紫洞大橋<sup>4)</sup>はコンクリート充填鋼管を複数本組合せた主桁を、甘粛省の飛虹黄河大橋<sup>5)</sup>は2本のコンクリート充填鋼管を2枚の鋼板で溶接接合したダンベル式の主塔をそれぞれ採用している。日本では石川県ふるりきりこ橋が、上述のダンベル式断面のコンクリート充填鋼管主塔を用いた事例の1つである<sup>6)</sup>。

本研究では、コンクリート充填鋼管を主桁と主塔に用いた複合斜張橋を試設計し、大規模地震動に対する非線形応答特性の解析を行う。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、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方向に作用させる場合の本形式複合斜張橋の非線形地震時挙動を解析的に検討する。

対象橋の構造的特徴はコンクリート充填鋼管の2主桁を用いること、および2枚のつなぎ鋼板で2本の鋼管を溶接接合し、鋼管内とつなぎ鋼板間にコンクリートを充填したダンベル式の主塔を採用することにある。このような新しい形式の合成構造を主塔とする複合斜張橋の研究例はまだなく、本論文は大規模地震動に対する合成構造主塔の応答特性に着目して複合斜張橋の基本的な耐震性能を論じるものである。

## 2. コンクリート充填鋼管の $M-\phi$ モデル

### 2.1 $M-\phi$ モデルの設定

大規模地震動の入力によるコンクリート充填鋼管複合斜張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部材の  $M-\phi$  モデルを設定する。本解析では、鋼管の引張側円周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<sup>7)</sup>。図-1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。

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。

- コンクリートの引張応力を無視する。
- ひずみの平面保持を仮定する。
- 鋼管のひずみ硬化を考慮する。
- 鋼管と充填コンクリートの組合せ応力状態を考慮する。

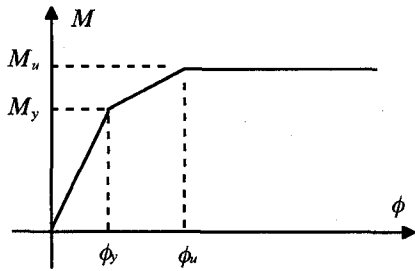


図-1 曲げモーメントと曲率( $M-\phi$ )関係

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。

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

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot A_{ci} \cdot X_i + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot X_i \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_{si}$ 、 $A_{si}$  は  $i$  番目微小要素内の鋼管の応力および断面積で、 $\sigma_{ci}$ 、 $A_{ci}$  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ある。 $X_i$  は  $i$  番目微小要素内から中立軸までの距離を表す。鋼管の降伏ひずみ  $\varepsilon_y$  およびコンクリートの終局ひずみ  $\varepsilon_{cu}$  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(1)により  $\varepsilon_y$  および  $\varepsilon_{cu}$  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  $M_y$ 、 $M_u$  は式(2)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  $\phi_y$ 、 $\phi_u$  は次式にて求められる。

$$\phi_y = \frac{\beta_t \varepsilon_y}{\frac{D}{2} + \frac{D}{2} \cos \frac{\pi}{4} - x_0} \quad (3)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_0} \quad (4)$$

ここに、 $x_0$  は鋼管の圧縮外縁から中立軸までの距離である。

充填コンクリートの圧縮応力とひずみの関係は次式で表される。

$$\sigma_c = (\sigma_{ck} + k\sigma_r) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \left( 2 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right) \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad (5a)$$

$$\sigma_c = \sigma_{ck} + k\sigma_r \quad \varepsilon_{co} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \quad (5b)$$

ここに、 $\sigma_{ck}$ 、 $\sigma_c$ 、 $\varepsilon_c$  はそれぞれコンクリートの設計基準強度、応力およびひずみである。 $\varepsilon_{co}$ 、 $\varepsilon_{cu}$  は充填コンクリートの最大応力時および終局時のひずみである。 $k$ 、 $\alpha$  は耐力時に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、静水圧で側圧を与えたコンクリート

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。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」<sup>8)</sup> に従って、本研究では  $k=4.1$  とする。側圧  $\sigma_r$  は次式にて与えられる。

$$\sigma_r = \frac{2t}{D-2t} \sigma_\theta \quad (6)$$

ここに、 $D$ 、 $t$  は鋼管の直径および板厚である。また耐力時の鋼管円周方向の応力は次式で表される。

$$\sigma_\theta = \alpha \sigma_y \quad (7)$$

ここに、 $\sigma_y$  は鋼材の降伏応力で、 $\alpha$  は耐力時の円周方向応力の大きさを表すパラメータである。

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。コンクリートの終局ひずみ  $\varepsilon_{cu}$  は鋼管の降伏ひずみおよび径厚比に依存し、村田ら<sup>7)</sup> の実験研究により次式のように定式化される。

$$\varepsilon_{cu} = \frac{1.474(\sigma_y / E_s)}{D/t/100} + 0.006 \quad (8)$$

ここに、 $E_s$  は鋼管のヤング率である。

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に従うものとする。

$$\sigma_z^2 - \sigma_z \sigma_\theta + \sigma_\theta^2 = \sigma_y^2 \quad (9)$$

ここに、 $\sigma_z$ 、 $\sigma_\theta$  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  $\sigma_y$  の  $\beta_t$  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  $\sigma_y$  の  $\beta_c$  倍に低下する。 $\beta_t$ 、 $\beta_c$  の値は式(7)、(9)により決められる。また本解析では降伏した後の応力-ひずみ関係に硬化係数 0.01 を用いる。

コンクリート充填鋼管の圧縮耐力は次式にて求められる。

$$N_{cy} = (\sigma_{ck} + k\sigma_r) A_c + \beta_c \sigma_y A_s \quad (10)$$

コンクリート充填鋼管の引張耐力は次式で計算される。

$$N_{ty} = \beta_t \sigma_y A_s \quad (11)$$

## 2.2 実験結果との比較考察

円周方向応力の大きさを表すパラメータ  $\alpha$  の値は、断面の径厚比、材料強度などに影響されると考えられる。図-2 に  $M-\phi$  曲線の実験結果<sup>9)</sup> と 2.1 節で提案したモデルによる解析結果を示す。この図よりわかるように、 $\alpha=0.38$  の場合の解析結果が実験結果と最も良く一致している。また、図-3 に  $\alpha=0.38$  の場合における荷重-鋼管ひずみ関係の実験結果<sup>9)</sup> と解析結果を示す。鋼管はり断面のひずみ挙動の解析結果も実験結果と合っていることがわかる。

したがって本研究では $\alpha=0.38$ とする。円周方向応力の大きさを表すパラメータ $\alpha$ を0.38とすれば、 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ はそれぞれ1.13、0.75となる。

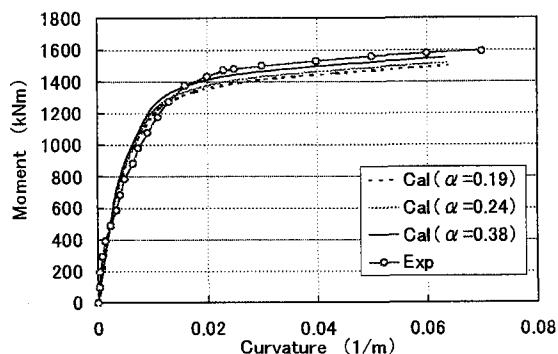


図-2 曲げモーメントと曲率( $M-\phi$ )関係の比較

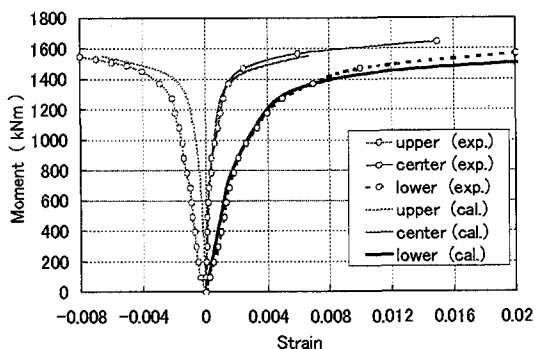


図-3 荷重と鋼管ひずみ関係の比較

### 3. 解析対象橋の構造的特徴

本検討対象橋はPC斜張橋の耐震設計資料<sup>10)</sup>を参照して試設計したもので、図-4、5にそれぞれ本橋の側面図および床組断面図を示す。対象橋は支間100+200+100m、幅員12mの3径間連続斜張橋で、ハープ形2面吊りの斜材を採用している。鋼管は抗力係数が小さく、かつねじれ剛性は大きい。主桁の溶接加工度は溶接箱桁に比べて半分以下と大幅に少なく、コスト面からのメリットもある<sup>1)</sup>。本橋は鋼管を用いた2主桁構造とし、非常に大きな圧縮力の作用する主塔近傍(区間B、C)の鋼管主桁内に普通コンクリートを充填し、圧縮力に抵抗させる。一方、スパン中央(区間D)では圧縮力が小さく、自重を軽減するためコンクリートは充填しない。さらに、主桁自重のバランスを考え、側径間部(区間A)は鋼管内を非充填とする。充填・非充填区間長は、側径間非充填区間(区間A)を17m、主塔近傍充填区間(区間B、C)を83m+83m、スパン中央非充填区間(区間D)を34mとし、死荷重による主桁・主塔の曲げモーメントを低減させる。主桁鋼管は直径1500mm、管厚は主塔近傍7m+7mは30mm、他の区間は

25mmとする。床版厚は250mmとする。横桁は10m間隔でケーブル定着位置に配置する。

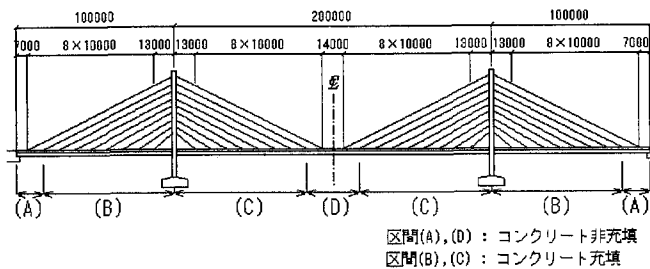


図-4 解析対象橋の側面図(単位: mm)

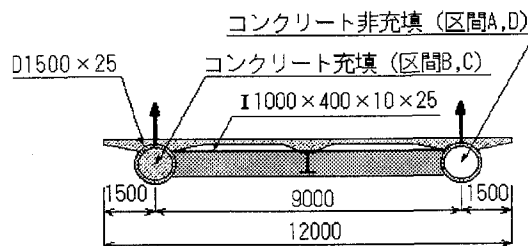


図-5 床組断面図(単位: mm)

図-6に主塔の正面および側面図を、また図-7に主塔および主塔横ばりの断面図を示す。主塔はH形タイプの合成構造で、片側柱は断面D1800x25mmの鋼管を橋軸方向280cmの間隔で配置し、橋軸直角方向に間隔100cmで2枚のつなぎ鋼板(厚さ25mm)を溶接して構成したダブル式断面の合成構造を採用している。鋼管内およびつなぎ鋼板間には橋脚基部から主塔頂部まで普通コンクリートを充填する。文献6)に、この形式の主塔側の斜材定着部構造の一例が提案されている。なお、本対象橋の鋼管材質をSM490Y、充填コンクリート、床版コンクリートの設計基準強度を $\sigma_{ck}=40\text{MPa}$ とする。

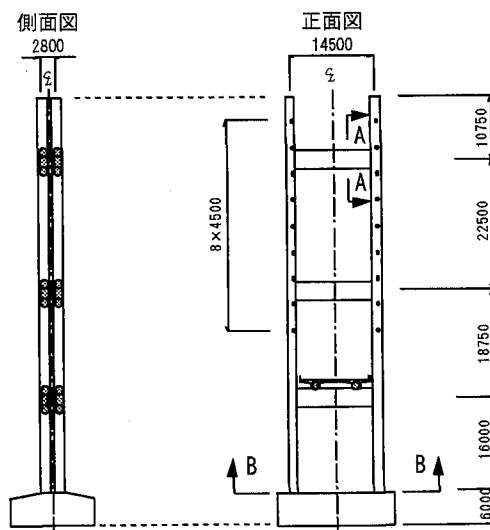
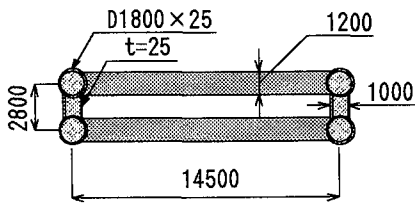
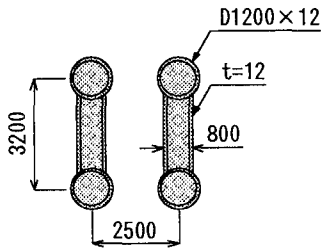


図-6 主塔の一般図(単位: mm)



(a) 主塔断面図 (B-B)



(b) 主塔横ばり断面図 (A-A)

図-7 主塔, 主塔横ばりの断面図 (単位: mm)

#### 4. 地震応答特性の解析結果および考察

##### 4.1 解析モデル

本解析は, 集中質量系の3次元骨組モデルを用い, 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。主桁・横桁および主塔ははり要素で, 斜材ケーブルは非抗圧トラス要素でモデル化する (図-8 参照)。橋台および橋脚での主桁の支持条件は橋軸方向を可動とし, 橋軸直角方向を固定とする。橋脚基礎の地盤変形の影響を地盤バネで考慮し, 水平および鉛直方向のバネ定数をそれぞれ  $5.44 \times 10^6 \text{kN/m}$ ,  $1.63 \times 10^7 \text{kN/m}$  とし, 橋軸および直角方向に対する回転バネ定数を  $5.44 \times 10^8 \text{kNm/rad}$  とする<sup>10)</sup>。

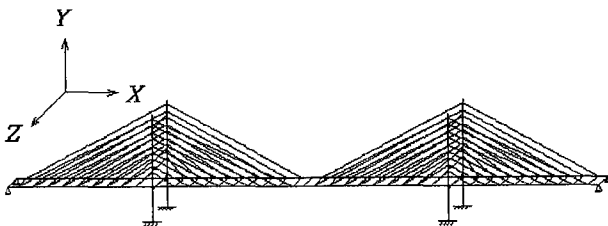


図-8 対象橋の3次元解析モデル

数値解析は  $\beta=0.25$  のニューマーク $\beta$ 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。鋼製部材の減衰定数を 0.02, 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。

主桁・主塔コンクリート充填鋼管部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<sup>11)</sup>を採用し, 部材の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。

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<sup>12)</sup> 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, 橋軸方向に作用させる。

図-9, 10 に主桁のモデル化に用いた各はり要素の配置および非線形特性を示す。 $M-\phi$  モデルは, 死荷重状態で算定された軸力を考慮して得た。コンクリート充填に伴う初期応力の影響は小さいものとして無視する。

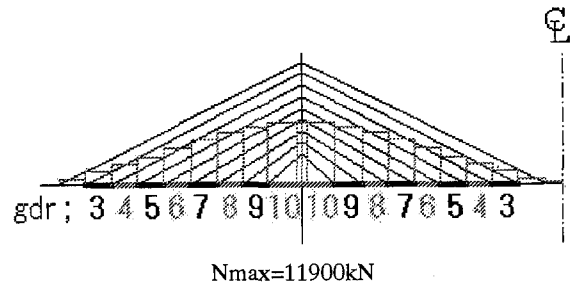


図-9 死荷重時の各主桁の作用軸力

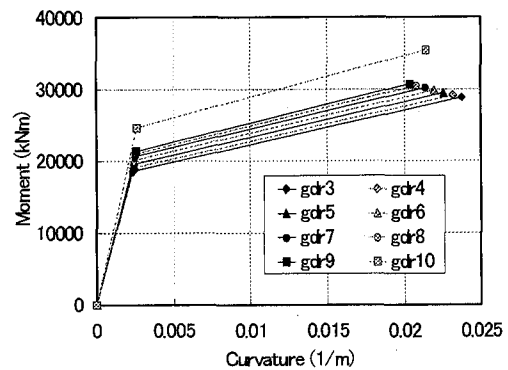


図-10 各主桁はり要素  $M-\phi$  モデル

##### 4.2 固有振動周期および振動モード

図-11 に本橋の固有振動周期および振動モードを示す。面内 1 次振動モードは, 橋梁全体が橋軸方向に揺れる反対称振動となっており, 固有周期は 2.7sec である。面外 1 次振動は, 橋梁全体の面外対称モードを呈し, 固有周期は 3.3sec である。



(a) 面内1次振動モード  $T=2.7\text{sec}$



(b) 面内2次振動モード  $T=2.0\text{sec}$



(c) 面外1次振動モード  $T=3.3\text{sec}$



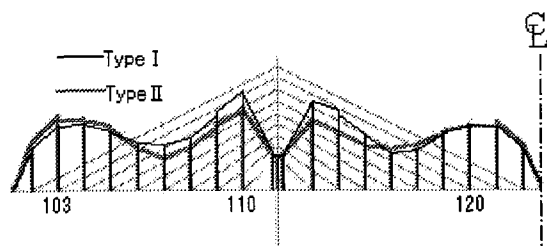
(d) 面外2次振動モード  $T=1.4\text{sec}$

図-11 固有振動モードと周期

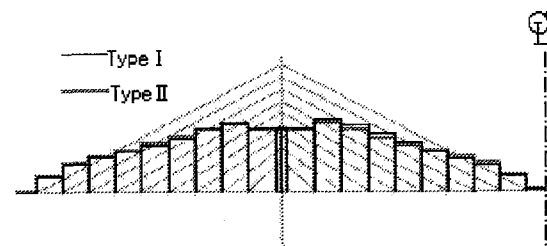
#### 4.3 標準波形地震波入力時における主桁の挙動

図-12, 13 に本橋主桁の各断面に生じる面内最大応答曲げモーメント  $M$  および軸力  $N$  の分布を示す。最大応答曲げモーメントは、タイプIおよびタイプII地震波入力時ともに側径間部(節点番号103)、主塔近傍(節点番号110)および主径間部(節点番号120)で大きな値を呈している。最大応答軸力は、主塔近傍で最も大きな値となっている。

図-14, 15 に主桁の主塔近傍における軸力および曲げモーメントの時刻歴応答を示す。軸力の時刻歴応答は、残留応力、軸力変動ともタイプI地震波入力時がタイプII地震波入力時より大きく、また最大応答軸力はタイプI地震波入力時の応答がタイプII地震波入力時より大きい。しかし軸力変動はタイプI, II両地震波入力時ともにあまり大きくない。曲げモーメントの時刻歴応答は、タイプI地震波入力時がタイプII地震波入力時より大きく長く、タイプI地震波入力時の最大応答曲げモーメントはタイプIIの場合より大きい。本橋主桁の軸力および曲げモーメントの時刻歴応答は、タイプI地震波入力時の応答がタイプII地震波入力時より卓越している。



$M_{\max}=22000\text{kNm}$  (タイプI),  $16300\text{kNm}$  (タイプII)  
図-12 主桁の最大応答曲げモーメント分布



$N_{\max}=12500\text{kN}$  (タイプI),  $12100\text{kN}$  (タイプII)  
図-13 主桁の最大応答軸力分布

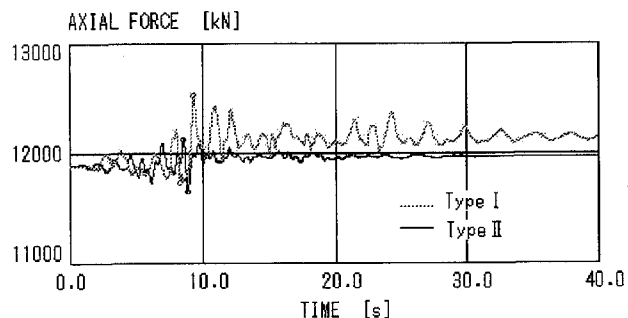


図-14 軸力の時刻歴応答(節点番号110)

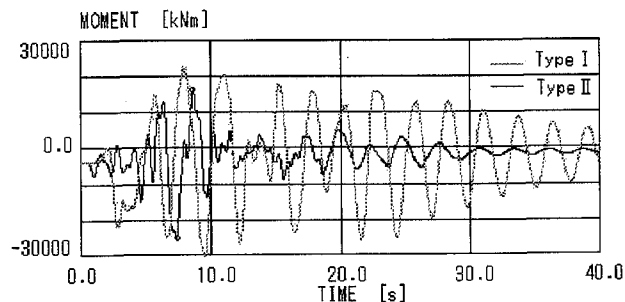


図-15 曲げモーメントの時刻歴応答(節点番号110)

表-1 にタイプIおよびタイプII地震波入力の場合における主桁の側径間部(節点番号103)、主塔近傍(節点番号110)および主径間部(節点番号120)の最大応答塑性率  $\mu_{\max}$  および許容塑性率  $\mu_{\alpha}$  を示す。3節点とも部材曲率で定義した最大応答塑性率  $\mu$  ( $\mu=\phi_{\max}/\phi_y$ ) は許容塑性率  $\mu_{\alpha}$  より小さく、十分な耐震性を有している。なお許容塑性率  $\mu_{\alpha}$  は次式にて表す。

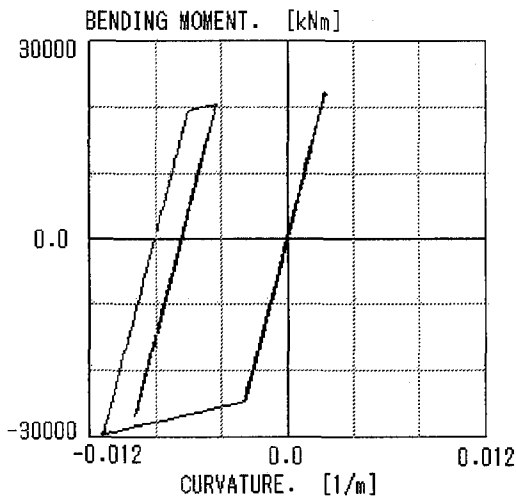
$$\mu_a = 1 + \frac{\phi_u - \phi_y}{\alpha\phi_y} \quad (12)$$

ここに、 $\alpha$  はタイプ I、タイプ II 地震波に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数を表し、それぞれ 3.0、1.5 とする。また  $\phi_y, \phi_u$  は部材の降伏曲率と終局曲率である。

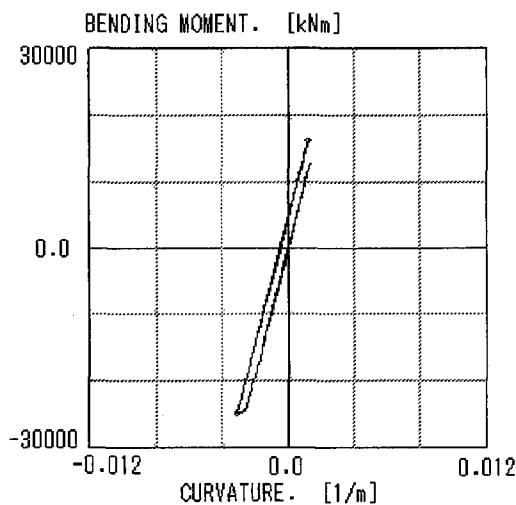
表-1 主桁の最大応答塑性率および許容塑性率

節点番号	入力地震波	降伏曲率 $\phi_y$ (1/m)	最大応答曲率 $\phi_{max}$ (1/m)	最大応答塑性率	許容塑性率
103	タイプ I	0.0024	0.0041	1.71	4.47
	タイプ II	0.0024	0.0083	3.46	7.94
110	タイプ I	0.0026	0.011	4.23	4.47
	タイプ II	0.0026	0.0032	1.23	7.94
120	タイプ I	0.0024	0.004	1.67	4.47
	タイプ II	0.0024	0.0038	1.58	7.94

図-16 にタイプ I およびタイプ II 地震波入力の場合における主桁の主塔近傍（節点番号 110）の曲げモーメント  $M$  と曲率  $\phi$  の応答履歴を示す。両地震波入力の場合とも



(a) タイプ I 地震波入力



(b) タイプ II 地震波入力

図-16  $M-\phi$  の応答履歴（節点番号 110）

降伏しているが、最大応答塑性率は両地震波入力の場合とも許容塑性率より小さい。

図-17 にタイプ I およびタイプ II 地震波入力の場合における主桁端部の橋軸方向変位の時刻歴応答を示す。橋軸方向変位の時刻歴応答は、タイプ I 地震波入力時がタイプ II 地震波入力時より大きく、また最大応答変位はタイプ I 地震波入力時の応答がタイプ II 地震波入力時より大きい。しかし残留変位はタイプ I、II 両地震波入力時ともあまり大きくない。

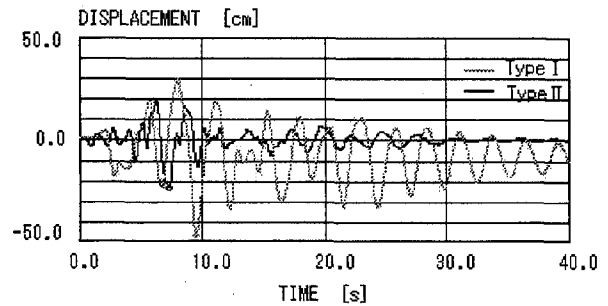
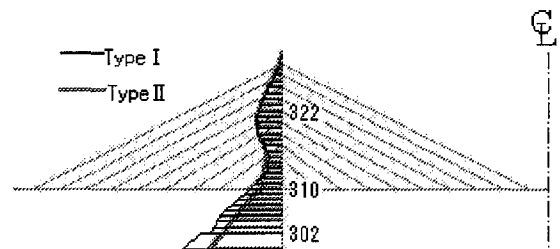


図-17 橋軸方向変位（主桁端部）

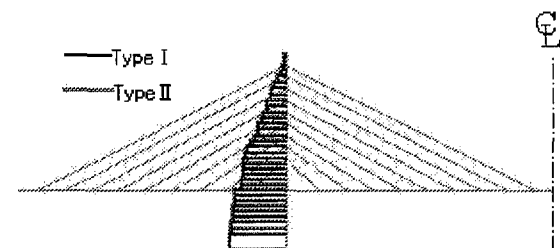
#### 4.4 標準波形地震波入力時における主塔の挙動

図-18、19 に本対象橋主塔の各断面に生じる面内最大応答曲げモーメント  $M$  および軸力  $N$  の分布を示す。最大応答曲げモーメントは、タイプ I およびタイプ II 地震波入力時ともに橋脚基部（節点番号 302）、主塔横ばり結合部（節点番号 322）で大きな値を呈している。最大応答軸力は、橋脚基部で最も大きな値となっている。



$M_{max}=218000\text{kNm}$  (タイプ I) ,  $132000\text{kNm}$  (タイプ II)

図-18 主塔の最大応答曲げモーメント分布



$N_{max}=29600\text{kN}$  (タイプ I) ,  $29400\text{kN}$  (タイプ II)

図-19 主塔の最大応答軸力分布

図-20, 21 にタイプ I およびタイプ II地震波入力の場合における橋脚基部の軸力および曲げモーメントの時刻歴応答を示す。ここでは圧縮を正とする。軸力の時刻歴応答は、残留応力、軸力変動ともタイプ I 地震波入力時がタイプ II地震波入力時より大きく、また最大応答軸力はタイプ II地震波入力時の応答がタイプ I 地震波入力時より大きい。しかし軸力変動はタイプ I, II地震波入力時ともあまり大きくない。曲げモーメントの時刻歴応答は、タイプ I 地震波入力時がタイプ II地震波入力時より大きく長く、タイプ I 地震波入力時の最大応答曲げモーメントはタイプ II地震波入力時より大きい。本橋主塔の軸力および曲げモーメントの時刻歴応答は、タイプ I 地震波入力時の応答がタイプ II地震波入力時より卓越している。

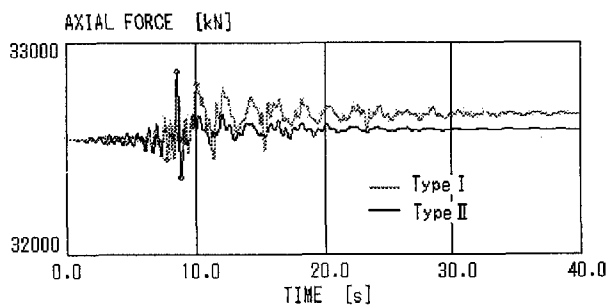


図-20 軸力の時刻歴応答 (橋脚基部)

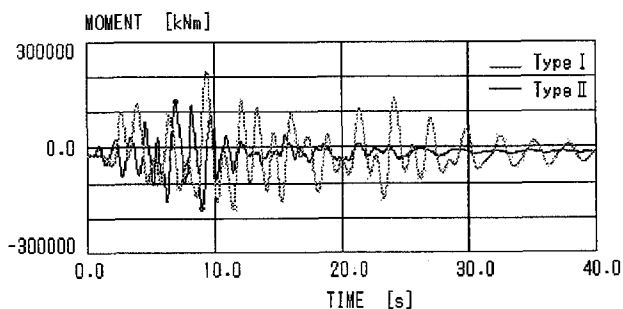
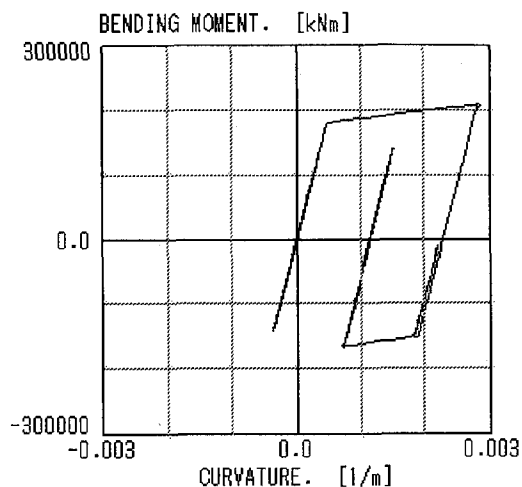
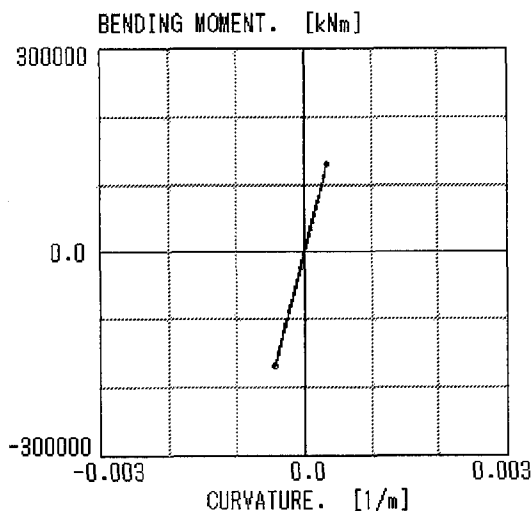


図-21 曲げモーメントの時刻歴応答 (橋脚基部)

図-22 にタイプ I およびタイプ II地震波入力の場合における橋脚基部の曲げモーメント  $M$  と曲率  $\phi$  の応答履歴を示す。両地震波入力の場合とも主塔横ばり接合部、主塔基部では降伏していない。橋脚基部においては、タイプ I 地震波入力の場合に降伏しているが、最大応答塑性率  $\mu_{max}$  は約 5.6 となっており、許容塑性率  $\mu_{\alpha} = 8.5$  より小さい。



(a) タイプ I 地震波入力



(b) タイプ II地震波入力

図-22  $M-\phi$  の応答履歴 (橋脚基部)

図-23 にタイプ I およびタイプ II地震波入力の場合における主塔頂部の橋軸方向変位の時刻歴応答を示す。橋軸方向変位の時刻歴応答は、タイプ I 地震波入力時がタイプ II地震波入力時より大きく、また最大応答変位はタイプ I 地震波入力時の応答がタイプ II地震波入力時より大きい。しかし残留変位はタイプ I, II両地震波入力時ともあまり大きくない。

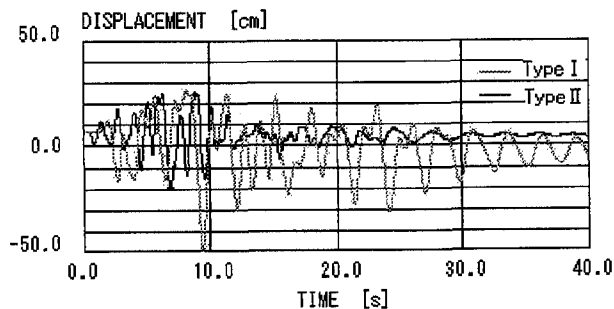


図-23 橋軸方向変位 (主塔頂部)

## 5. 結語

本研究では、コンクリート充填鋼管を主塔および主桁に用いる複合斜張橋を試設計し、この新しい形式の斜張橋の非線形地震応答を解析的に考察した。本検討の特色は、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を評価したことにある。得られた知見を要約すれば、以下の通りである。

- (a) タイプ I およびタイプ II 地震波入力の場合、主桁の側径間部、主塔近傍および主径間部が降伏しているが、部材曲率で定義した最大応答塑性率は許容値を満足する。
- (b) タイプ I 地震波入力の場合、橋脚基部が降伏しているが、部材曲率で定義した最大応答塑性率は許容値を満足する。
- (c) 主桁および主塔の応答軸力、応答曲げモーメント、応答変位の何れも、タイプ I 地震波入力時の応答がタイプ II 地震波入力時より卓越している。

本論文は複合斜張橋の非線形耐震性能に着目して、試設計した橋のケーススタディーを行うことにより、このような新しい形式の斜張橋に関する基礎的な耐震特性を検討したものである。

### 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) 新原雄二, 山野辺慎一, 吉田健太郎, 松岡和巳: コンクリート充填鋼管を用いた長大複合斜張橋の地震応答解析, 土木学会構造工学論文集, Vol.46A, pp.797-806, 2000.
- 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) Li, Z.: Applications of Concrete Filled Steel Tubular Structures in Zidong Bridge, Chinese Journal Harbin University Civil Eng. & Architecture, Vol.30, No.5, pp.174-178, 1997.
- 5) Xu, Z. and Wu, S.: Design Project of Concrete Filled Steel Tubular Bridge Tower on Feihong Yellow River Bridge in Lanzhou City, Chinese Journal Harbin University Civil Eng. & Architecture, Vol.30, No.5, pp.135-138, 1997.
- 6) 河村哲男, 奥田由法, 前田文男: PC 斜張橋の主塔に用いた合成鋼管コンクリートの実橋試験, 橋梁と基礎, Vol.25, No.2, pp.25-29, 1991.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 保坂鐵矢, 西海健二, 中村俊一: 圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.44A, pp.1565-1573, 1998.
- 10) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1998.1.
- 11) (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.
- 12) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.

(2001年12月7日受付)

## NONLINEAR SEISMIC RESPONSE OF HYBRID CABLE-STAYED BRIDGE USING CONCRETE-FILLED TUBULAR GIRDERS AND TOWERS

Satoshi HANO, Yuqing LIU, Hiroshi HIKOSAKA and Shun-ichi NAKAMURA

A hybrid cable-stayed bridge using concrete-filled tubular girders and towers is proposed in this paper and its seismic response characteristics are numerically studied. The material non-linearity is taken into account to carry out the analysis, and the evaluation method of nonlinear behavior of concrete-filled steel tube is discussed. Restraint of the steel tube enhances the compressive strength and ductility of filled concrete. The performance of the proposed bridge during strong earthquake motions comparable to the Great Hanshin Earthquake is assessed in detail.