

コンクリート充填鋼管を用いた複合斜張橋の非線形耐震性能に関する考察

九州大学 学生員 羽野 暁 九州大学 正会員 彦坂 熙
九州大学 正会員 劉 玉擎 東海大学 正会員 中村俊一

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荷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。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、大規模地震に対する非線形地震応答解析により耐震性能に関する考察を行う。

2. 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¹⁾を参照して試設計したもので、図-1, 2 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。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-3 に主塔の正面および側面図を、また図-4, 5 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 D1800×25mm 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ンベ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。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。

3. 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-6 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

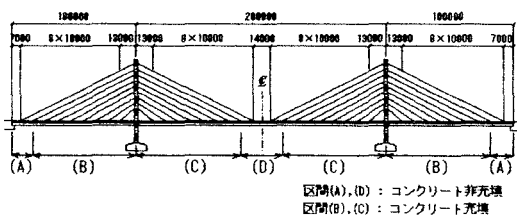


図-1 解析対象橋の側面図 (単位: mm)

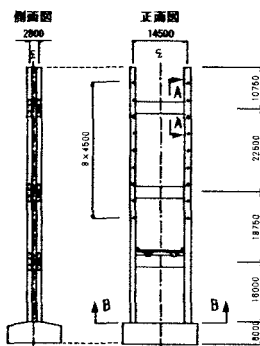


図-3 主塔の一般図 (単位: mm)

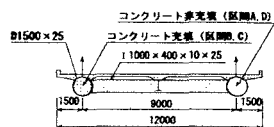


図-2 床組断面図 (単位: mm)

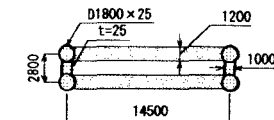


図-4 主塔断面図 (B-B)

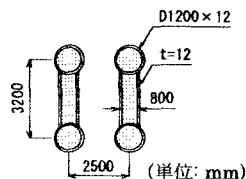


図-5 主塔横ばり断面図 (A-A)

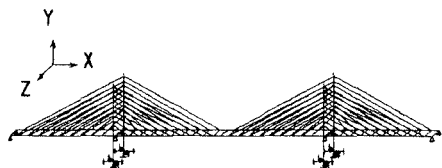


図-6 対象橋の 3 次元解析モデル

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¹⁾。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²⁾を採用し、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³⁾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。

4. 地震応答特性の解析結果および考察

図-7, 8 に本対象橋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および最大応答軸力は、タイプⅠおよびタイプⅡ地震波入力時ともに橋脚基部で最も大きな値を呈している。

図-9, 10 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。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い。

図-11, 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主塔頂部および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-13 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 ϕ の応答履歴を示す。タイプⅠ地震波入力の場合に降伏しているが、部材曲率で定義した最大応答塑性率 μ_{max} ($\mu_{max} = \phi_{max}/\phi_y$) は約 5.6 となっており、許容塑性率 $\mu_a = 8.5$ より小さく、十分な耐震性を有している。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998.1.
- 2) (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.
- 3) 羽野暁ほか：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，第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，2002.1.

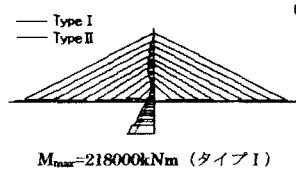


図-7 最大応答曲げモーメント分布

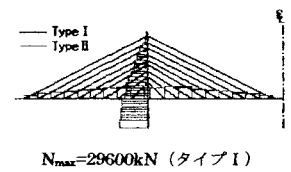


図-8 最大応答軸力分布

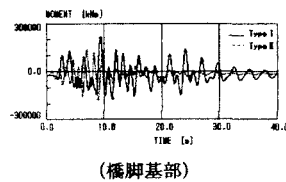


図-9 時刻歴応答曲げモーメント

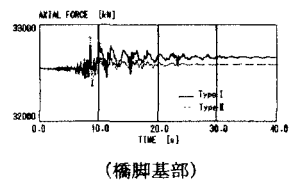


図-10 時刻歴応答軸力

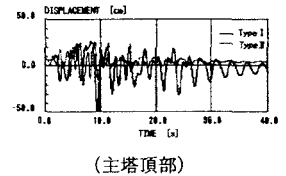


図-11 時刻歴応答変位

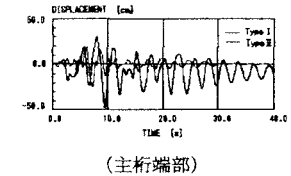
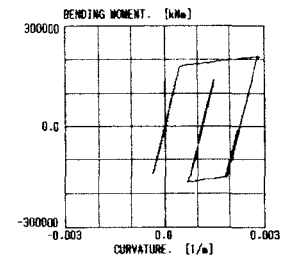
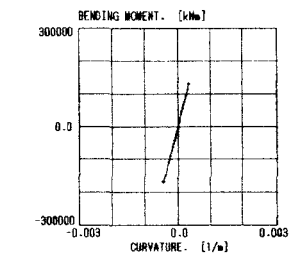


図-12 時刻歴応答変位



(a) タイプⅠ地震波入力



(b) タイプⅡ地震波入力

図-13 $M-\phi$ の応答履歴 (橋脚基部)