

十勝河口橋下部構造の耐荷性能に関する数値解析的検討

株式会社ドーコン
土木研究所寒地土木研究所
室蘭工業大学

正会員 ○南波 宏介
正会員 石川 博之
フェロー 岸 徳光

株式会社ドーコン
土木研究所寒地土木研究所
室蘭工業大学

正会員 小林 竜太
正会員 岡田 慎哉
正会員 張 広鋒

1. はじめに

本研究では、平成15年十勝沖地震において被災した十勝河口橋側橋梁部の鉄筋コンクリート製壁式橋脚に着目し、塑性域まで考慮した耐荷力特性を数値解析的に検証することによって、耐震安全性に関する基礎的な検討を行った。

2. 解析対象橋脚の概要

本検討では、側橋梁部の3径間連続PC箱桁を支持するP-1およびP-2橋脚の計2基を解析対象とした。表1には橋脚の基本諸元を示している。表より、上部工反力はほぼ同一であるが、支点条件の相違により地震時慣性力が大きく異なることから、断面寸法や鉄筋量が両者で大きく異なっている。なお、本橋脚は昭和55年道路橋示方書に準拠しており、修正震度法に基づいた耐震設計が行われている。

3. 数値解析の概要

3.1 解析モデル

図1には、解析モデルの一例としてP-1橋脚に関する有限要素モデルを示している。解析モデルは対称性を考慮した1/2モデルとした。適用した要素タイプは、コンクリート要素は8節点固体要素、鉄筋要素は埋込鉄筋要素である。また、本検討では併せて梁理論に基づくファイバーモデルを用いた解析も実施しており、これには2節点アイソパラメトリック要素を用いている。本解析では、橋脚躯体の耐荷力特性に着目しているため、いずれの解析モデルともにフーチングはモデル化せずに躯体基部を完全固定とする境界条件を与えた。荷重の荷重方法は、自重および上部工反力に相当する軸圧縮力を与えた事前解析の後に、荷重点位置において水平変位を単調増加させる強制変位荷重とした。

3.2 材料構成則

図2には、本数値解析で用いたコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ特性を示している。コンクリート要素に用いた構成則は、圧縮領域に関しては圧縮ひずみ3,500μまでは土木学会のコンクリート標準示方書【構造性能照査編】に基づいて定式化し、3,500μ以降は初期弾性係数の0.05倍で0.2f'cまで線形的に軟化するモデルを設定した。引張領域

表1 解析対象橋脚の基本諸元一覧

躯体名	P-1 橋脚	P-2 橋脚
支点条件	可動支承	固定支承
上部工反力	18,690 kN	18,750 kN
設計震度	橋軸方向 f _s =0.10	橋軸方向 K _h =0.30
摩擦係数	直角方向 K _h =0.24	直角方向 K _h =0.26
躯体高	11.4 m	12.8 m
断面寸法	壁幅：10.0 m 壁厚：2.8 m	壁幅：10.0 m 壁厚：3.6 m
配筋状況 (基部)	主鉄筋：D16×1 段 帯鉄筋：D13@250	主鉄筋：D51×2 段 帯鉄筋：D22@125
引張鉄筋比	0.03%	0.80%

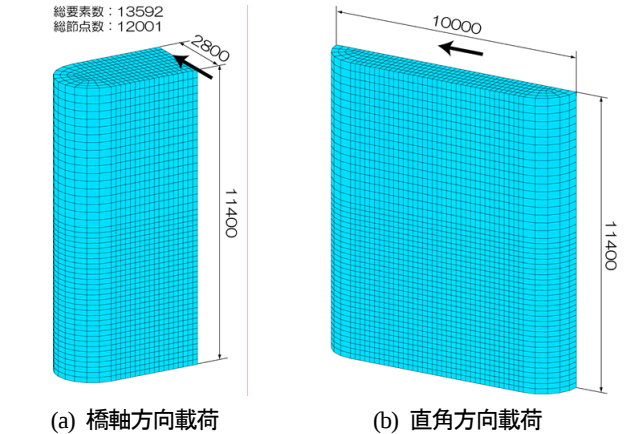


図1 有限要素モデルの一例（P-1橋脚）

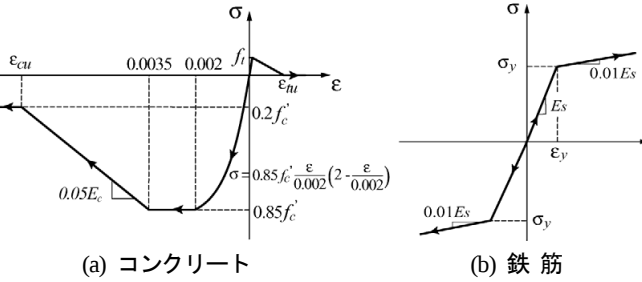


図2 数値解析に用いた各材料の応力-ひずみ特性

表2 各材料の力学的特性値一覧

材 料	圧縮強度 f'c(MPa)	引張強度 f _t (MPa)	降伏強度 f _y (MPa)	弾性係数 E(GPa)
コンクリート (P-1)	21.0	1.75	—	23.5
コンクリート (P-2)	24.0	1.91	—	25.0
鉄 筋 (P-1)	—	—	295.0	200.0
鉄 筋 (P-2)	—	—	345.0	200.0

キーワード：十勝河口橋、壁式橋脚、耐荷性能、有限要素解析、ファイバーモデル

連絡先：〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4番1号 株式会社ドーコン【構造部】TEL：011-801-1540

に関しては線形軟化モデルを適用し、終局限界ひずみ ε_{tu} には鉄筋の降伏ひずみ ε_y と等しい値を与えた。一方、鉄筋要素には、降伏後の塑性硬化を考慮したバイリニア型モデルを適用し、簡略化して鉄筋の破断や座屈は考慮しないものとした。表-2には各材料の力学的特性値を示している。

4. 解析結果および考察

4.1 水平震度－水平変位関係

図-3には、水平震度－水平変位関係について、解析結果、道示（断面分割法）による計算結果および当初設計時の設計水平震度を比較して示している。ここで、水平震度は水平力を当該橋脚が負担する上部工重量で除して評価している。図より、P-1 橋脚に着目すると、有限要素解析（以後、FEM）、ファイバーモデルともに荷重がほぼ直線的に増加し、その後急激に低下している。これは引張鉄筋比が0.03%と極端に小さいことから、ひび割れの開口と鉄筋の降伏がほぼ同時に発生したことに起因している。また、当初設計時の設計水平震度（可動支承のため橋軸方向は静摩擦係数相当とする）に対しては、いずれも弾性範囲内であり設計で想定した震度に対しては十分な余剰耐力を有している。

一方、P-2 橋脚に着目すると、橋軸方向載荷では P-1 橋脚で見られた急激な荷重低下は見られず、また、FEM とファイバーモデルも大変形領域まで良く一致している。設計水平震度に相当する時点ではひび割れが開口する震度には達しているが降伏震度には至っていない。また、直角方向載荷では、FEM はファイバーモデルおよび断面分割法と比較して小さく評価されており、これは FEM ではせん断損傷を考慮しているが、他の解析手法では考慮されていないことに起因している。

4.2 コンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布

図-4には、FEM 解析結果の代表的な変位レベルにおけるコンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布を示している。図中、濃い赤色の領域はひび割れが開口している状態を表現している。図より、P-1 橋脚は引張鉄筋比が小さいことから、開口する程度のひび割れは分散性が悪く、局所的に集中して発生する傾向にあることが分かる。一方、P-2 橋脚は橋軸方向載荷時にはひび割れが広範囲に分散して発生していることが分かる。また、直角方向載荷時には荷重初期の段階で基部近傍に曲げひび割れが発生したが、荷重の増加に伴って主鉄筋の段落し部においても曲げひび割れが発生し、その後、水平方向の曲げひび割れが斜め下方向に向かって進展した。従って、直角方向載荷時は段落し部における曲げ・せん断損傷により終局に至るものと推察される。

5. まとめ

- 1) P-1、P-2 橋脚ともに当初設計時の設計水平震度に対しては、余剰耐力を有している。
- 2) P-1 橋脚は、引張鉄筋比が極端に小さいことから、開口する程度のひび割れは分散性が悪く、損傷が局所的に集中して発生する傾向にある。
- 3) P-2 橋脚は、橋軸方向載荷では最大水平震度が 0.5 以上確保されており、ひび割れは広範囲に分散する。直角方向載荷では最大水平震度は 2.0 以上確保されているが、曲げ・せん断損傷で終局に至る。

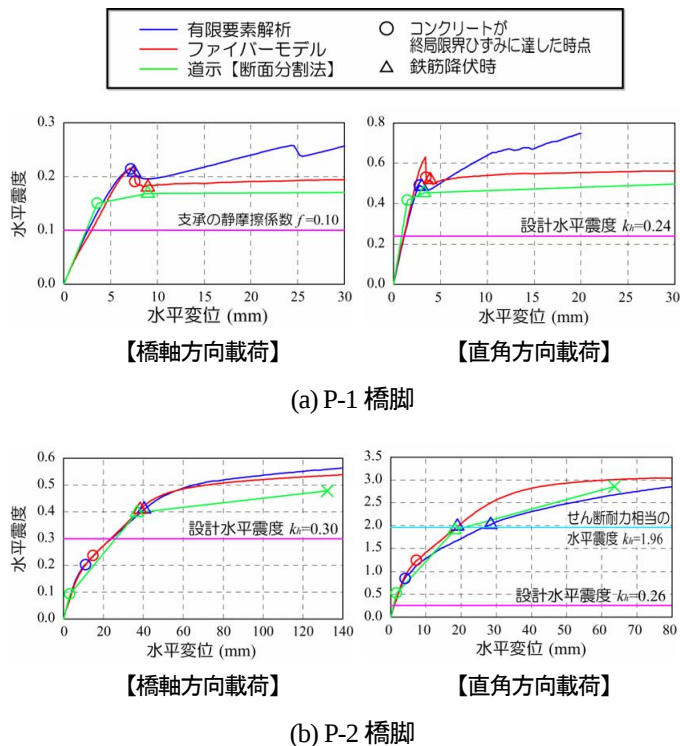


図-3 各橋脚に関する水平震度－水平変位関係

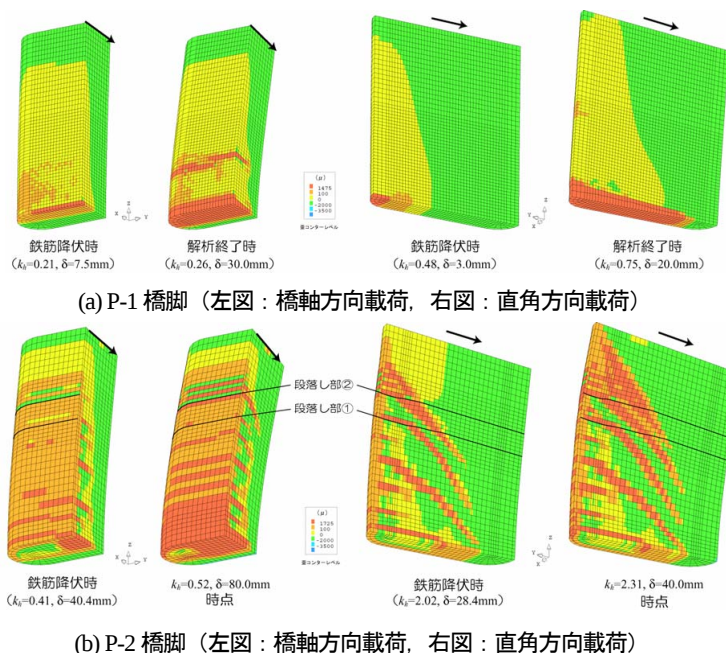


図-4 各橋脚のコンクリート要素に関する鉛直方向ひずみ分布