

平成 15 年十勝沖地震による千代田大橋主径間部橋脚の耐震性に関する数値解析

Numerical analysis on aseismic response of RC bridge pier for center span of Chiyoda-bridge under 2003 Tokachi-oki earthquake

室蘭工業大学
室蘭工業大学
(独)北海道開
帯広開発建設部

○ 正 員 小室 雅人 (Masato Komuro)
フェロー 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
正 員 石川 博之 (Hiroyuki Ishikawa)
依田 忠雄 (Tadao Yoda)

1. はじめに

平成 15 年 (2003 年) 9 月 26 日に発生した「平成 15 年十勝沖地震」により、十勝川に架かる千代田大橋 (国道 242 号線) も大きな損傷を受けた。本研究では、今回の地震で被災を受けた千代田大橋を対象に、その耐荷性状や地震時の動的応答特性等を把握することを目的として 3 次元弾塑性有限要素解析を実施した。ここでは、千代田大橋の主径間部にあたる P-8 橋脚を対象に、3 種類の数値解析 (プッシュオーバー解析、固有振動解析、および動的応答解析) を行った。なお、数値解析には構造解析用汎用プログラムである DIANA¹⁾ を使用している。

2. 千代田大橋の概要と被災概要

千代田大橋は、一般国道 242 号の池田町と幕別町の間に位置し、十勝川を渡る橋長 706 m の橋梁であり、5 連の曲弦ワーレントラス橋とポステン T 桁橋から構成される。主径間部のワーレントラス橋は昭和 29 年、側径間部のポステン T 桁橋は昭和 41 年に架設されている。

図1には、千代田大橋の概要図を示している。

今回の地震によって、中央径間では、写真1に示すようにP-8橋脚の橋座部に大きなひび割れが発生した。また、側径間部の複数の橋脚には、主鉄筋段落し部に損傷が確認された。ここでは、これらの被災状況を踏まえ、中央径間のP-8橋脚に着目し、その耐荷性状や地震時の動的応答特性に関する検討を行うこととする。図2には、P-8橋脚の形状寸法および配筋状況を示している。なお、橋脚基部における軸方向鉄筋比は0.033%と極めて小さな値となっている。

3. 数值解析

本研究では、P-8 橋脚の耐荷性状や地震時の動的特性の検討を行うために、プッシュオーバー解析、固有振動解析、および地震波入力による動的応答解析の 3 種類の解析を実施した。

3.1 解析モデル

図3には、本解析で使用した要素分割状況を示してい

る。(a)図はフッシュオーバー解析および固有振動解析の場合、(b)図は動的応答解析(橋軸方向加振)の場合の分割状況である。ここでは、可能な限り正確に解析を行うため、橋脚部、ケーソン部、上部工および周辺地盤

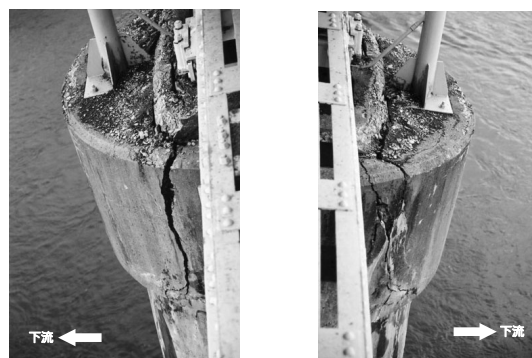


写真1 P-8 橋脚の損傷状況

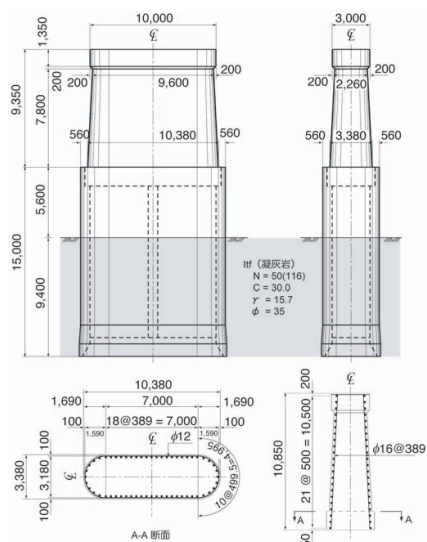


図 2 P-8 橋脚の形状寸法および配筋状況

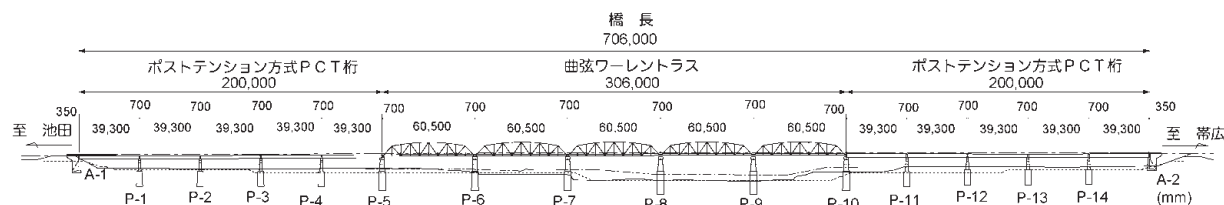
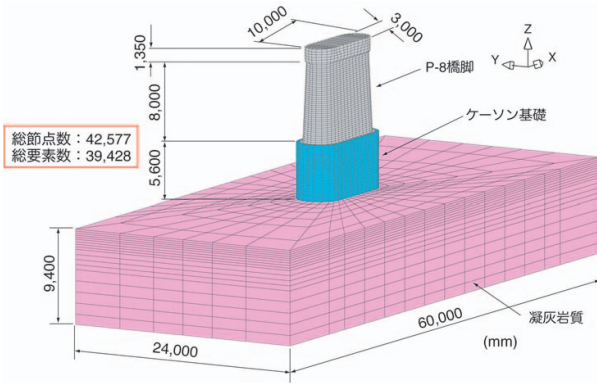
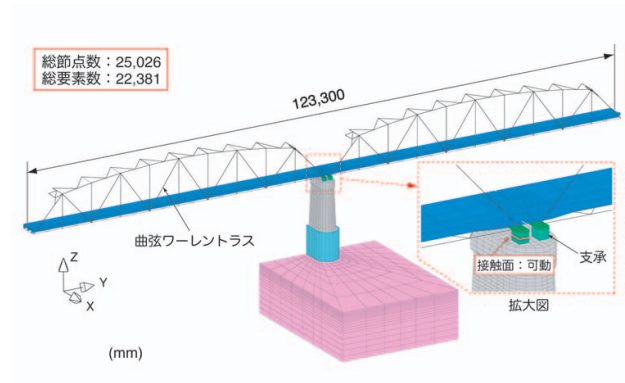


図 1 千代田大橋の概要



(a) プッシュオーバー解析&固有振動解析



(b) 動的応答解析 (橋軸方向加振の場合)

図 3 要素分割状況

表 1 境界条件

載荷 (加振) 方向	
橋軸 (y) 方向	橋軸直角 (x) 方向
(a) プッシュオーバー解析&固有振動解析	
底面	完全固定
側面	x, z 方向を拘束 y, z 方向を拘束
(b) 動的応答解析	
底面	完全固定
側面	xz 面 z 方向を拘束 xz 面 y, z 方向を拘束 yz 面 x, z 方向を拘束 yz 面 z 方向を拘束
支承	可動/固定
桁端部	z 方向を拘束 y 方向を拘束

表 2 材料物性値

	圧縮強度 f'_c (MPa)	引張(降伏)強度 f_t or f_y (MPa)	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	単位体積質量 ρ (kg/m ³)
(a) コンクリート					
橋脚	38.0	2.91	24×10^3	0.16	2,350
フーチング	35.0	2.72	27×10^3	0.16	2,350
(b) 鉄筋					
SS400	—	225	200×10^3	0.30	7,850
(c) 地盤					
凝灰岩	—	—	403.7	0.40	1,600

を考慮し、全て3次元固体要素を用いてモデル化している。ただし、鉄筋に関しては、DIANA¹⁾に組み込まれている埋め込み鉄筋要素を用いてモデル化している。

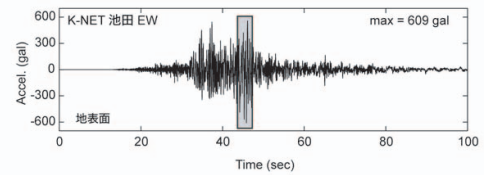
プッシュオーバー解析および固有振動解析の場合 (a 図) には、計算の簡略化のために上部工を省略し、その質量を考慮する形で解析を実施している。なお、その作用位置は道路橋示方書に準拠して、橋軸方向への振動モードに関しては橋脚天端、橋軸直角方向への振動モードに関しては上部工重心位置に設定した。一方、動的応答解析 (b 図) では、橋軸方向加振の場合には橋軸直角方向に、橋軸直角方向加振の場合には橋軸方向に2等分した 1/2 モデルを用いて、後述の入力地震動をケーソン下面位置に与えることにより解析を実施している。表1には、各解析における境界条件を示している。

3.2 材料物性値

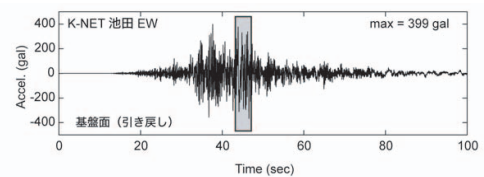
表2には、本解析で使用した材料物性値を示している。コンクリートに関しては、被災前に実橋脚からコンクリートコアを取り出し、材料試験結果より得られたものである。鉄筋の物性値は設計当時の示方書からの推定値である。また、地盤の物性値は、周辺地盤のボーリング結果から算出したものである。

3.3 材料構成則

図4 (a) には、コンクリート部材に適用した応力-ひずみ関係を示している。圧縮側に関しては、圧縮強度 f'_c を用い、圧縮ひずみ $\epsilon_{cu} = 3,500 \mu$ までは土木学会コンクリート標準示方書に基づいて定式化し、 $3,500 \mu$ 以後は初期弾性係数の 0.05 ($E_{cl} = 0.05E_c$) 倍で $0.2 f'_c$ まで線形軟



(a) 観測波形 (地表面)



(b) 推定基盤波形

図 5 解析に用いた加速度波形

化するモデルを設定した。一方、引張側の構成則に関しては、図に示しているような線形引張軟化モデルを用いることとした。終局ひずみ ϵ_{tu} には、DIANA マニュアルを参考にして、引張側鉄筋の降伏ひずみ $\epsilon_y (= f_y/E_s)$ とほぼ等しい値 ($\epsilon_{tu} \simeq 1,200 \mu$) を設定した。また、降伏の判定には von Mises の降伏条件を採用している。

図4 (b) には、鉄筋要素の応力-ひずみ関係を示している。鉄筋要素は、図に示すように、降伏後の塑性硬化を考慮しない等方弾塑性体モデルと仮定している。また、降伏条件は von Mises の降伏条件を採用している。なお、周辺地盤要素は、全て弾性体と仮定している。

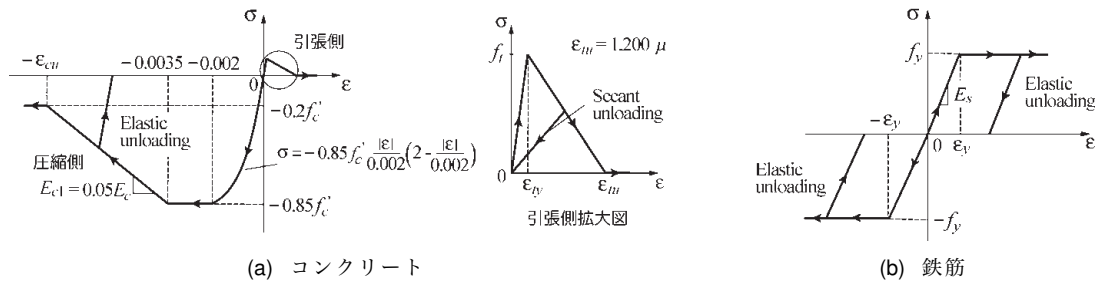


図 4 応力-ひずみ関係

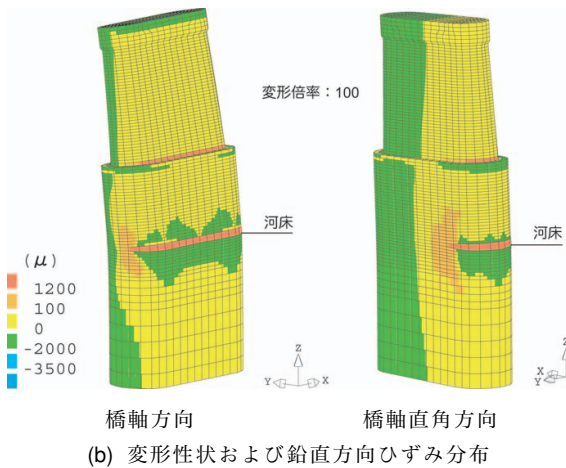
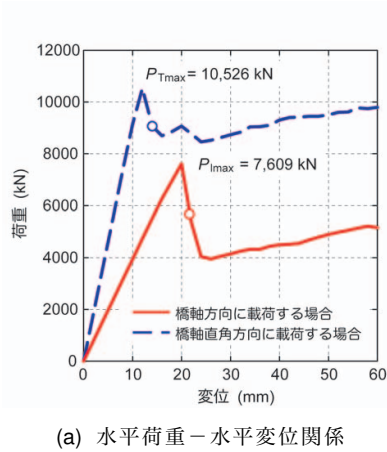


図 6 プッシュオーバー解析結果

3.4 入力地震波

本解析で使用する地震波形（入力加速度波形）は、今回の地震で収録された K-NET 池田の EW 成分波形（地表面）、およびその波形を重複反射理論によって工学的基盤面まで引き戻した基盤上の地震波形の 2 種類である。図 5(a), (b) には、上述の 2 種類の地震波形を比較して示している。なお、解析には、計算時間の節約および効率化を図るため、図 5(a), (b) に示す加速度波形のうち最大値を含めた 3～4 秒間（枠で囲まれた部分、図 8 参照）のみを使用した。

4. 解析結果および考察

4.1 プッシュオーバー解析結果

図 6 には、プッシュオーバー解析から得られた水平荷重-水平変位関係と最大荷重直後（○印）の変形状および鉛直方向ひずみ分布を示している。図より、橋軸および橋軸直角方向とも河床付近のケーソン基礎が塑性化することによって水平荷重が低下することが分かる。また、橋軸直角方向の最大荷重は、橋軸方向と比較して約 1.4 倍程度大きく示されている。

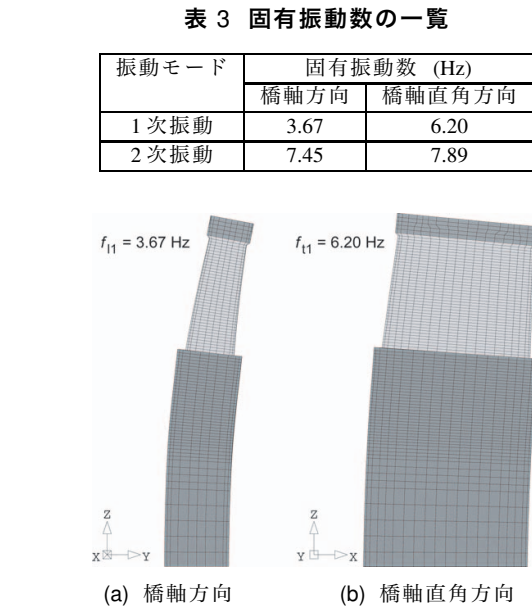


図 7 固有振動モード

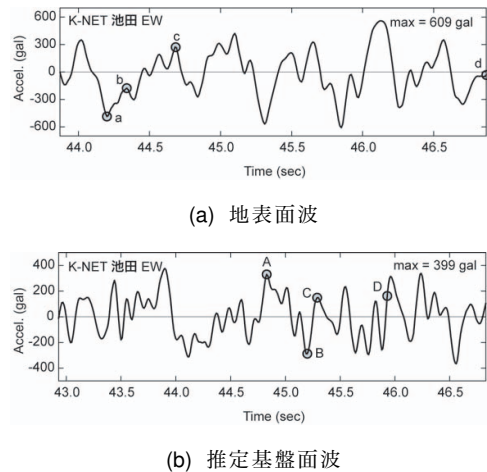


図 8 入力加速度波形と出力結果（地表面波）

および鉛直方向ひずみ分布を示している。図より、橋軸および橋軸直角方向とも河床付近のケーソン基礎が塑性化することによって水平荷重が低下することが分かる。また、橋軸直角方向の最大荷重は、橋軸方向と比較して約 1.4 倍程度大きく示されている。

4.2 固有振動解析結果

表 3 には、解析から得られる固有振動数を一覧にして示している。表より、P-8 橋脚の橋軸および橋軸直角方

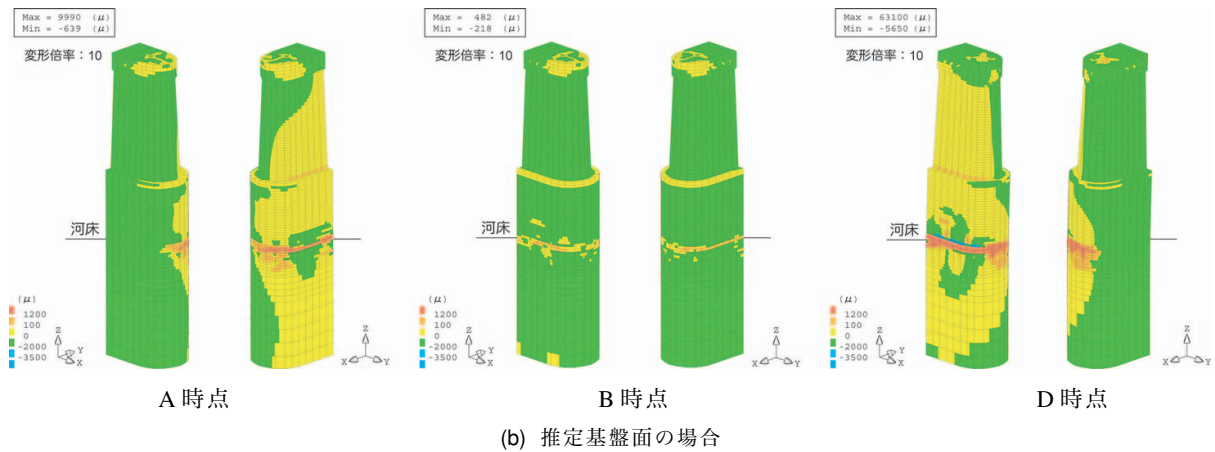
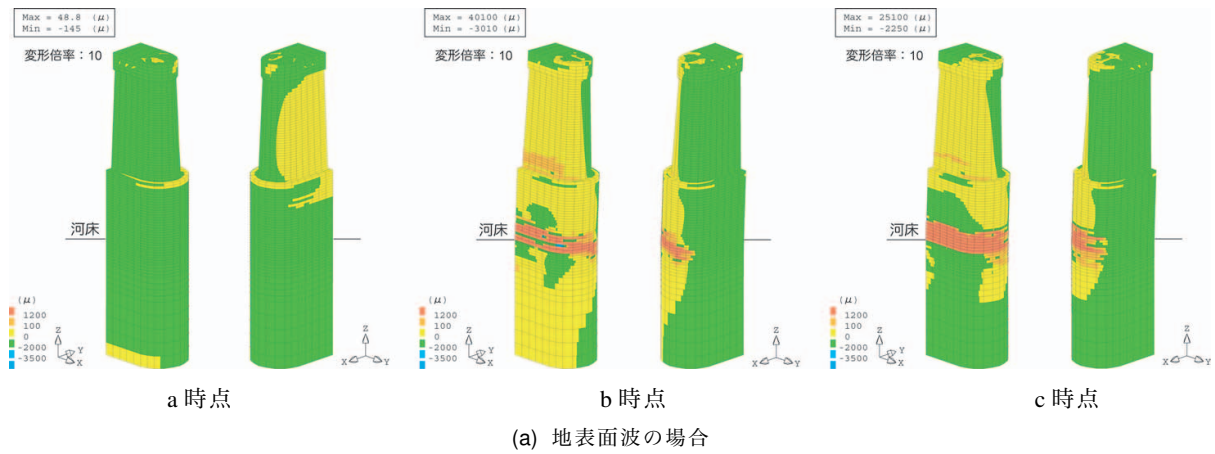


図 9 変形状と鉛直方向ひずみ分布 (橋軸方向加振, 動的応答解析)

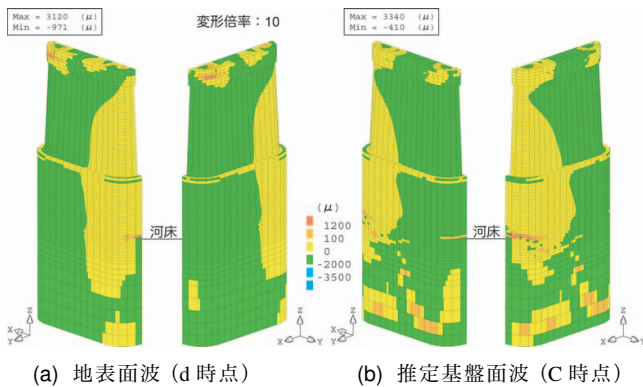


図 10 変形状と鉛直方向ひずみ分布の比較
(橋軸直角方向加振)

向の最低次固有振動数は、それぞれ 3.7 および 6.2 Hz 程度であることが分かる。また、図 7 には振動モードの一例として、最低次固有振動モードを示している。なお、ここでは、橋脚本体の振動モードに着目するため、周辺地盤を除いて示している。

4.3 動的応答解析結果

図 8 には、K-NET 池田で観測された地表面波形と解析結果の出力点の関係を示している。また、図 9 には、2 種類の入力加速度波形を橋軸方向に与えた場合の変形状況および鉛直方向ひずみ分布を比較して示している。図より、入力加速度波形によって損傷の程度は若干異な

るものの、いずれの場合も時刻の進行とともに河床付近のケーソン基礎に 1,200 μ 以上のひずみが発生しており、解析上は損傷を受けている可能性があることが分かる。

図 10 には、橋軸直角方向加振の場合について、2 種類の入力加速度波形による結果を比較して示している。図より、橋軸直角方向に関してもケーソン基部に損傷が確認される。

5. まとめ

- 1) プッシュオーバー解析より、P-8 橋脚の橋軸直角方向の最大荷重は、橋軸方向の約 1.4 倍であることが確認された。また、橋軸および橋軸直角方向とも河床付近のケーソン基礎に損傷が発生することにより荷重が低下することが確認された。
- 2) 固有振動解析より、P-8 橋脚の最低次固有振動数は橋軸方向で 3.7 Hz、橋軸直角方向で 6.2 Hz 程度であることが確認された。
- 3) 観測波形（地表面波）と基盤に引き戻した波形について、地震応答解析を実施した。その結果、損傷レベルに差はあるものの、いずれも概ね同様の損傷の傾向を示すことが明らかになった。
- 4) また、数値解析上からは、P-8 橋脚のケーソン基礎に損傷の可能性があることが明らかになった。

参考文献

- 1) Nonlinear Analysis User's Manual (7.2), TNO Building and Construction Research.