I - 7

平成15年十勝沖地震による千代田大橋側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 side span of Chiyoda-bridge under 2003 Tokachi-oki earthquake

(独) 北海道開発土木研究所	ΟĒ	員	石川	博之	(Hiroyuki Ishikawa)
室蘭工業大学	フェ	п —	岸	徳光	(Norimitsu Kishi)
室蘭工業大学	正	員	小室	雅人	(Masato Komuro)
带広開発建設部			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 田大橋の側径間部にあたる P-13 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706m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、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 (P-2~P-4, P-11~P-14) には, 主鉄筋段落し部に損 傷が確認された.最も損傷の大きい P-13 橋脚では,写 真1に示すように曲げひび割れ、かぶりコンクリートの 剥落および軸方向鉄筋のはらみだしがみられた.ここで は、これらの被災状況を踏まえ、最も損傷の大きい側径 間のP-13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-13 橋脚の形状寸法および配筋状況を示している.また,段 落し位置は地表面とほぼ高さとなっている。なお、橋脚 基部の軸方向鉄筋比は0.50%となっている.

3. 数值解析

本研究では、P-13 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) 図はプッシュオーバー解析および固有振動解析



(b) 拡大





図 2 P-13 橋脚の形状寸法および配筋状況

	2							橋 506,00	0							
		ポストテ	ンション 200,00	/方式P()0	CT桁			曲弦ワーレン 306,00	/トラス 10			ポスト	テンション 200,0	/方式P(00	こて桁	
350	7	00 70	0 70	0 7	00	700	700	700	700	700 700	7	00	700 70	00	700	350
至池田	39,300	39,300	39,300	39,300	39,300	60,500	60,500	60,500	60,500	60,500	39,300	39,300	39,300	39,300	39,300	至帯
2	A-1 P-	-1 P-	2 P-	3 P-4) F P	-5	Р-6 р	P-7 F	<u> </u>	P-9 P-	10 P-	·11 /	P-12 P	-13 F	1 - -14	A-2 (mm)

図1 千代田大橋の概要



図 3 要素分割状況

表 1 境界条件

	載荷(加振)方向						
	棺	喬軸 (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	<i>x</i> , <i>z</i> 方	向を拘束	<i>y</i> , <i>z</i> 方向を拘束				
(b) 動的応答解析							
底面	完全固定						
側面	xz 面	xz 面 z方向を拘束		y, z 方向を拘束			
	<i>yz</i> 面 <i>x</i> , <i>z</i> 方向を拘束		yz 面	z方向を拘束			
支承	可動/	固定	固定				
桁端部	z方向	を拘束	y方向を拘束				

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 を考慮し,全て3次元固体要素でモデル化している.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 材料物性值

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 ε_{cu} = 3,500 μ 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 μ 以後は

表 2 材料物性值

	圧縮	引張(降伏)	弾性	ポアソ	単位体		
	強度	強度	係数	ン比	積質量		
	f_c'	f_t or f_y	Ε	v	ρ		
	(MPa)	(MPa)	(MPa)		(kg/m^3)		
		(a) コンクリ	ノート				
橋脚	48.0	3.53	31×10^{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							
腐植土	-	-	24.6	0.45	1,330		
砂質シルト	-	-	104.5	0.45	1,700		
砂質土	-	-	105.4	0.495	1,730		
砂礫	-	-	293.4	0.495	2,040		
凝灰岩	_	_	403.7	0.40	1,600		



(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

初期弾性係数の 0.05 ($E_{c1} = 0.05E_c$) 倍で 0.2 f'_c まで線形軟 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,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,引張側鉄筋の降伏ひずみ ε_y (= f_y/E_s) とほ ぼ等しい値 ($\varepsilon_{tu} \simeq 1,200 \mu$)を設定した¹⁾. 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



(a) 水平荷重-水平変位関係



(b) 変形性状および鉛直方向ひずみ分布

図 6 プッシュオーバー解析結果

表3 固有振動数の一覧

振動モード	固有振動数 (Hz)				
	橋軸方向	橋軸直角方向			
1次振動	2.90	3.93			
2次振動	5.10	5.29			

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.



図7 固有振動モード



(a) 地表面波





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(〇印)の変形性状お 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橋脚の段落し(地表面)付近が塑 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、橋軸直角方向の場合には、張出し部下端近傍 にも塑性化が生じている.なお、橋軸直角方向の最大荷 重は、橋軸方向と比較して約1.2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-13橋脚の橋軸および橋軸直角方 向の最低次固有振動数は,それぞれ 2.9 および 3.9 Hz 程



図 9 変形性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 変形性状と鉛直方向ひずみ分布の比較 (橋軸直角方向加振)

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地表面付 近の橋脚に1,200 µ以上のひずみが発生していることが 確認される.また,このひずみ分布は,図1に示した実際の被災状況と概ね一致していることが分かる.

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地表面付近に損傷が確認 される.

5. **まとめ**

- プッシュオーバー解析より、P-13 橋脚の橋軸直角方 向の最大荷重は、橋軸方向の約1.2 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段 落し(地表面)付近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-13 橋脚の最低次固有振動数は 橋軸方向で2.9 Hz,橋軸直角方向で3.7 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、いずれも概ね同様な損傷の傾向を示すことが明らかになった.
- 4) また, P-13 橋脚の段落し付近の被災状況を数値解析 的に概ね再現することができた.

参考文献

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