

十勝河口橋下部構造の耐荷性状に関する数値解析的研究

Numerical Analysis Study on Load Carrying Behavior of Tokachikako Bridge Substructure

北海道開発土木研究所 正員 石川 博之(Hiroyuki Ishikawa)
 室蘭工業大学 フェロー 岸 徳光(Norimitsu Kishi)
 株式会社ドーコン 正員 小林 竜太(Ryuta Kobayashi)

北海道開発土木研究所 正員 岡田 慎哉(Shinya Okada)
 室蘭工業大学 正員 張 広鋒(Guangfeng Zhang)
 株式会社ドーコン〇正員 南波 宏介(Kousuke Namba)

1. はじめに

構造的に特殊性を有する橋梁や規模の大きな長大橋梁に対して耐震補強を実施する場合、一律に現行耐震設計基準を適用するのではなく、各橋梁の特性に応じた耐震性評価を行い、詳細な検討を実施した上で補強レベルや補強方法を設定することが重要である。また、既設橋梁に対する現状の耐震性評価を行う場合には、対象構造物の非線形領域を含めた耐荷性状を精度良く予測する必要がある。一般的には、道路橋示方書等の設計基準式を用いて部材の曲げ耐力やせん断耐力等の各種耐力値（以後、設計耐力）が算定されるが、これらは安全側に評価されるように配慮されていることから、実際の構造物では設計耐力以上の余剰耐力を有している場合が多い。従って、合理的かつ効果的な耐震補強対策を実施するためには、対象とする構造物の実耐荷力や破壊挙動を把握し、それを反映させた形で耐震性評価を行うことが肝要である。

このような観点から、本研究では十勝河口橋の側橋梁部における下部構造（橋脚）に着目し、その耐荷性状を数値解析的に検証することを試みた。本数値解析では、有限要素法による三次元離散化モデルおよびファイバーモデルを用いた静的材料非線形解析を実施している。

2. 十勝河口橋の概要

図-1に十勝河口橋の全体一般図を示す。本橋は、十勝川の河口上流約4kmに位置する国道336号線の豊頃町長白～浦幌町豊北を結ぶ橋長928.0mの長大河川橋であり、平成4年12月に竣工している。上部構造形式は、主橋梁区間は3径間連続有ヒンジPCラーメン箱桁、側橋梁区間は3径間連続PC箱桁(3連)である。下部構造は箱式RC橋台、小判型壁式RC橋脚であり、基礎構造には鋼管杭基礎あるいは鋼管矢板基礎が採用されている。

本橋は昭和55年道路橋示方書に準拠して設計が行われている。耐震設計には応答を考慮した修正震度法が適用されており、下部構造は許容応力度法に基づいて断面設計されている。なお、十勝河口橋は平成15年(2003

年9月)の十勝沖地震で被災しており、支承部の損傷に伴う橋軸直角方向への主桁水平移動等の変状が生じたが、橋脚躯体に対する損傷は確認されていない。

3. 解析対象橋脚の概要

本検討では、側橋梁の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に各橋脚の基本諸元を示す。上部工死荷重重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。写真-1にはP-2橋脚の現況写真を示している。

表-1 解析対象橋脚の基本諸元

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 $f_k=0.05$	橋軸方向 $K_h=0.30$
摩擦係数	直角方向 $K_h=0.24$	直角方向 $K_h=0.26$
躯体高さ	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
段落し部	無	有
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%



写真-1 P-2橋脚の現況写真（起点側より撮影）

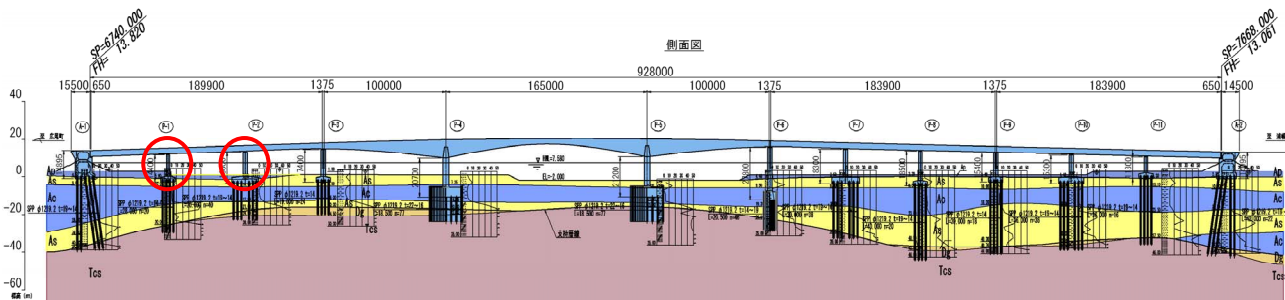


図-1 十勝河口橋の全体一般図

表-2 解析対象橋脚の設計耐力一覧

【単位：kN】

躯体名	P-1 橋脚 (M)		P-2 橋脚 (F)	
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
地震力作用方向				
ひび割れ水平耐力 P_c	2813.3	7794.5	4827.4	9985.1
初降伏水平耐力 P_y	3178.4	8565.2	20346.8	36132.6
終局水平耐力 P_u	3381.3	10123.4	24803.7	54478.6
せん断耐力	P_s	6467.6	22475.1	35196.4
	P_{so}	7181.4	4935.2	24559.9
破壊形態	曲げ破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型

注) 上表の耐力値は TYPE II 地震動を想定した場合の数値である。

表-2には道路橋示方書【耐震設計編】(以後、道示)に基づいて算定した各橋脚の設計耐力を示している。ここで、曲げ耐力の算定においては、道示ではコンクリートの応力-ひずみ曲線に横拘束筋(帯鉄筋、中間帯鉄筋)による拘束効果を考慮しているが、本橋脚で配置されている中間帯鉄筋は拘束効果を期待できる構造細目を満たしていないため、横拘束筋としては外周部の帯鉄筋のみを考慮している。但し、せん断補強筋としては帯鉄筋、中間帯鉄筋ともに有効であるものと見なした。

これより、設計曲げ耐力および設計せん断耐力を用いて柱部材の破壊形態を推定すると、P-1 橋脚の橋軸方向を除いて全てせん断破壊が先行するものと判定される。

4. 数値解析の概要

4.1 解析モデル

1) 有限要素解析

有限要素解析には汎用構造解析コード DIANA を用いた。図-2には、要素分割の一例として P-1 橋脚に関する橋軸方向および橋軸直角方向載荷時の要素分割状況を示している。解析モデルは、対称性を考慮して各断面方向に2等分した1/2モデルとした。コンクリート要素には8節点の3次元固体要素を用い、軸方向鉄筋、帯鉄筋および中間帯鉄筋要素には DIANA に予め組み込まれている埋め込み鉄筋要素を用いてモデル化を行った。

2) ファイバーモデル

ファイバーモデルによる解析には汎用立体骨組解析コード UC-win/Frame(3D)を用いた。図-3に要素分割の一例として P-1 橋脚に関する要素分割状況を示す。ファイバー要素には Timoshenko 梁理論に基づくせん断変形を考慮した2節点アイソパラメトリック要素を用いた。本解析では、橋脚基部周辺に損傷が集中することが予想されるため、基部から断面短辺長 D の2倍の領域をファイバー要素でモデル化し、それより上方に関しては弾性梁要素によりモデル化を行った。高さ方向の要素寸法はコンクリート標準示方書【耐震性能照査編】を参考にして $2.0D$ 区間では 20cm とした。なお、断面内の要素分割は20分割程度とし、断面外周部(かぶりコンクリート)は損傷が集中するため要素寸法を小さくしている。

4.2 解析仮定

本解析では橋脚柱部材の耐荷性状に着目しているため、フーチングはモデル化せずに橋脚基部を完全固定とする境界条件を与えた。なお、有限要素解析では1/2モデルとしているため、対称切断面においてはその面に対する法線方向変位成分を拘束している。入力荷重は、自重お

よび所定の軸圧縮力を入力した事前解析の後に、載荷点位置において水平変位を単調増加させる強制変位を与えている。ここで、載荷点は橋軸方向載荷では橋脚天端、橋軸直角方向では上部工重心位置とした。なお、本解析では、コンクリートと鉄筋間には完全付着を仮定し、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しは考慮していない。

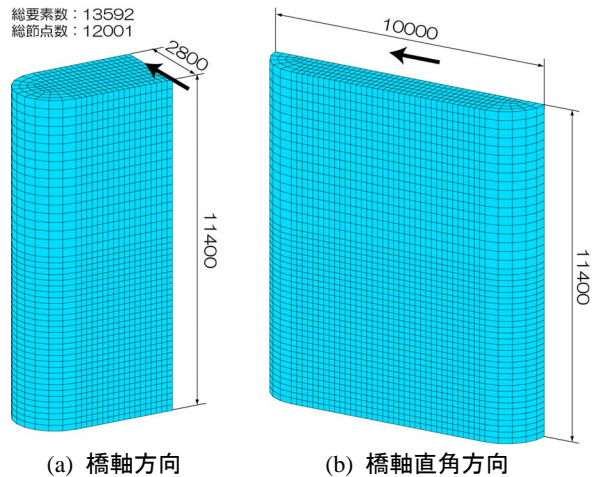


図-2 有限要素解析モデルの一例 (P-1 橋脚)

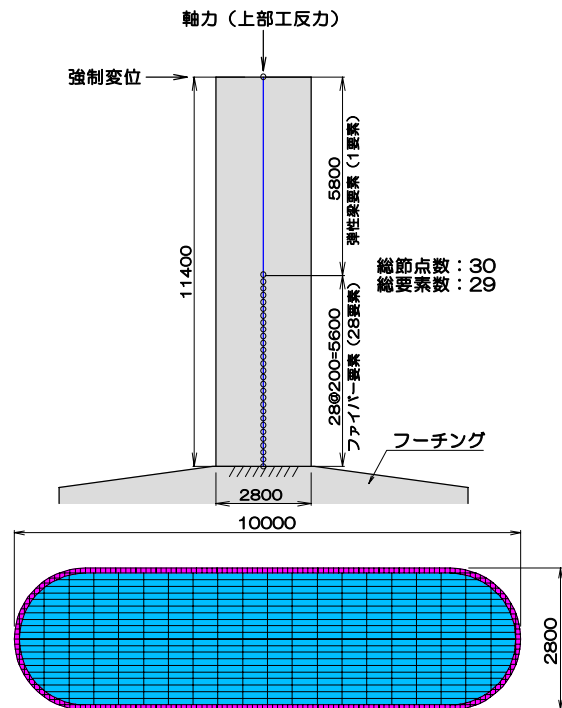


図-3 ファイバーモデルの一例 (P-1 橋脚)

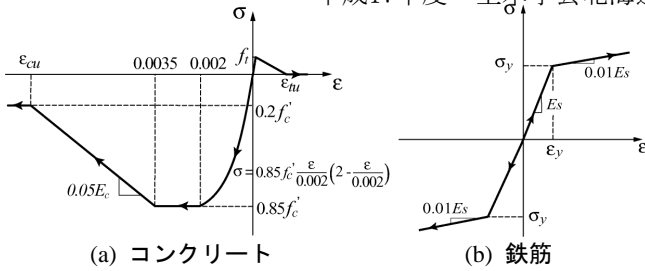


図-4 数値解析に用いた各材料の応力-ひずみ特性

4.3 材料構成則

図-4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材料構成則は、圧縮領域に関しては圧縮ひずみ $3,500\mu$ までは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、 $3,500\mu$ 以降は初期弾性係数 E_c の 0.05 倍で $0.2f'_c$ まで線形的に軟化するモデルを適用した。一方、引張領域には線形軟化モデルを適用することとし、終局限界ひずみ ϵ_{mu} には引張鉄筋の降伏ひずみ ϵ_y と等しい値を設定した。また、鉄筋要素には、降伏後の塑性硬化を考慮したバイリニアモデルを適用し、鉄筋の破断や座屈は考慮しないものとした。表-3には数値解析に用いた各材料の力学的特性値を示している。

5. 解析結果および考察

5.1 水平震度-水平変位関係

図-5には水平震度-水平変位関係を解析結果および断面分割法による計算結果と比較して示している。図中、○印はコンクリートの引張ひずみが終局限界ひずみに達した時点、△印は鉄筋が降伏した時点を示している。

図より、P-1 橋脚に着目すると、有限要素解析（以後、FEM 解析）、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。それ以降の挙動は、FEM 解析では更に震度が増加したが、これはファイバーモデルおよび断面分割法では再現されていない。なお、図中には当初設計時の設計水平震度（可動橋脚の橋軸方向は静摩擦力相当とする）を示しているが、いずれも弾性範囲内であり、設計で想定した水平震度に対しては大きな余剰耐力を有しているものと判断される。

P-2 橋脚に着目すると、橋軸方向載荷では軸方向鉄筋が十分に配置されていることから、P-1 橋脚で見られた急激な荷重低下は見られず、また、FEM 解析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ことが分かる。断面分割法は降伏以降で安全側に評価されており、FEM 解析における最大水平震度は断面分割法の終局水平震度の約 1.2 倍であった。また、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レベルに達しているものの降伏震度には至っていない。一方、直角方向載荷では、FEM 解析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いるが、これは FEM 解析ではせん断損傷が再現されているためである。なお、図中には道示の設計せん断耐力に相当する水平震度も示しているが、FEM 解析は水平変位 80mm の時点においても荷重低下は見られず、この時点における水平震度は設計せん断耐力に相当する水平震度の約 1.5 倍である。

表-3 コンクリートおよび鉄筋の力学的特性値

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

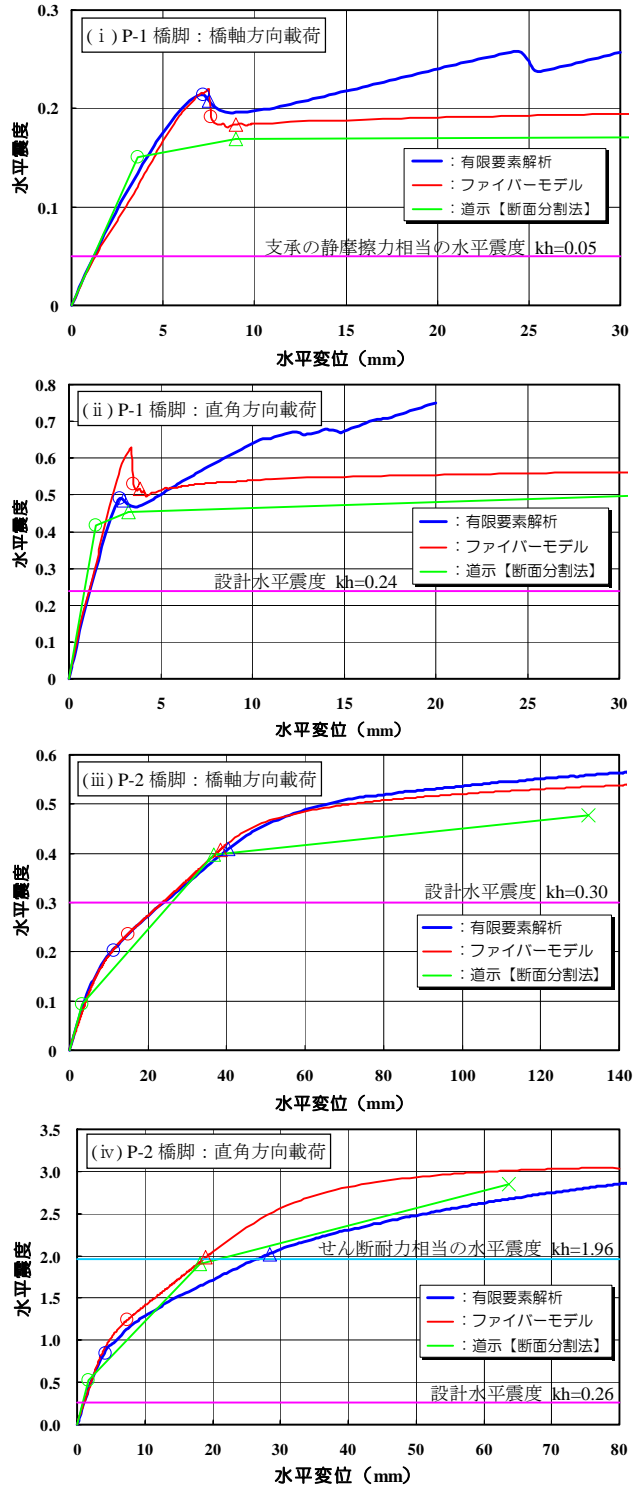


図-5 各橋脚に関する水平震度-水平変位関係

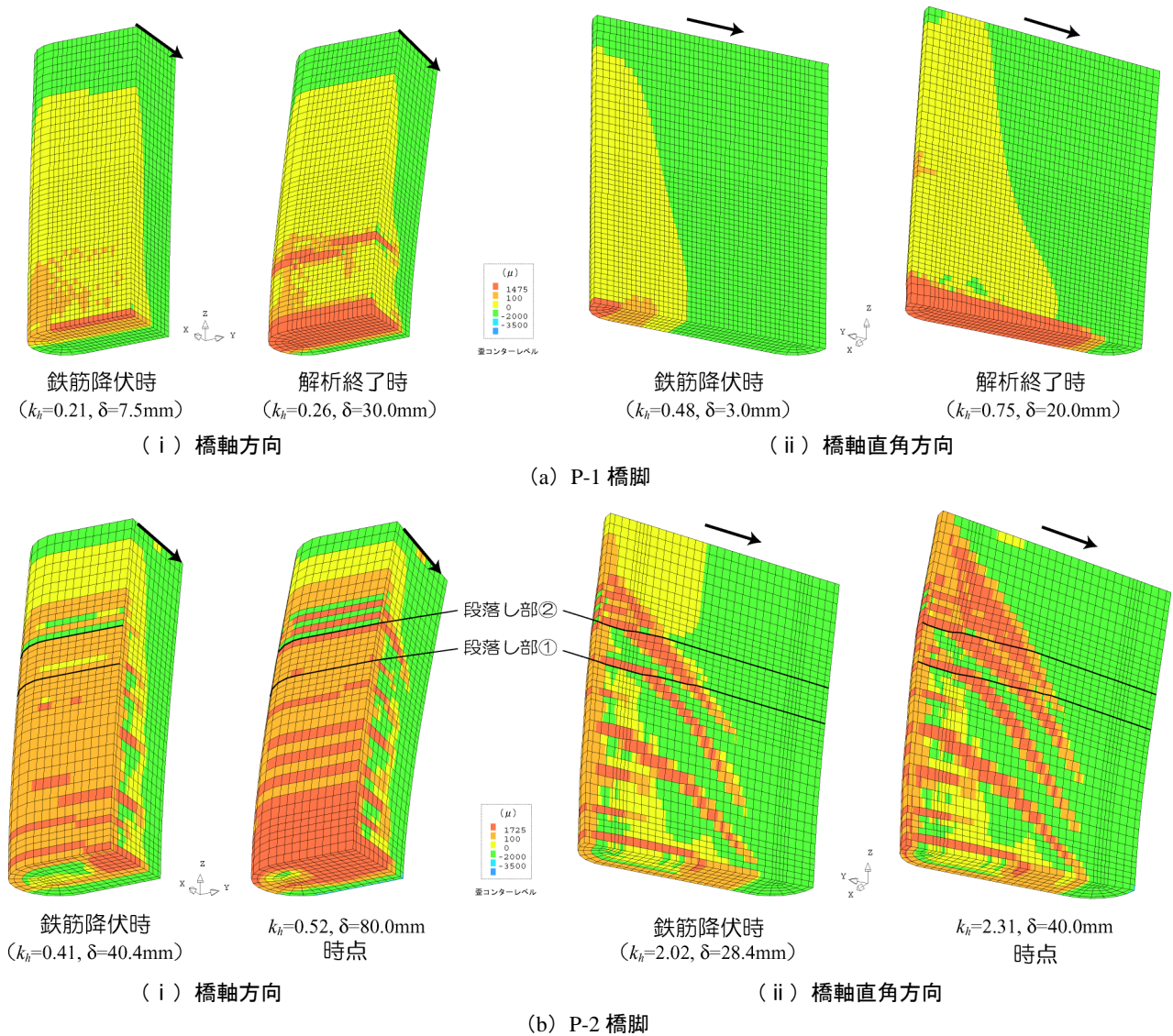


図-6 FEM 解析におけるコンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布

5.2 コンクリート要素の鉛直方向ひずみ分布

図-6には、FEM 解析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、濃い赤色はコンクリートの引張ひずみが終局限界ひずみを越えた領域であり、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 橋脚の橋軸方向荷重時に着目すると、鉄筋降伏時には基部から約 1.0D の領域においてひび割れが分散して発生しているが、ひび割れの開口は基部に集中していることが分かる。その後、水平変位 30mm 時点では基部から約 3.0m の位置において新たにひび割れの開口が確認できる。また、直角方向荷重時に関してもひび割れの開口は基部に集中している。これより、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に関しては分散性が悪く、局部的に集中して発生する傾向にあることが明らかとなった。

P-2 橋脚では、橋軸方向荷重時に着目すると、ひび割れが橋脚全体に分散して発生し、進展していることが分かる。また、直角方向荷重時は、荷重初期において基部近傍にひび割れが発生したが、荷重の増加に伴って段落し部においてもひび割れが発生して開口し、その後、水平方向のひび割れが斜め下方向に向かって進展している。

従って、終局状態における破壊形態は、主鉄筋の段落し部における曲げ・せん断破壊であるものと推察される。

6. まとめ

本研究で得られた知見を要約すると以下の通りである。

- 1) 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、局部的に集中して発生する傾向にある。また、FEM 解析における耐荷力はファイバーモデルおよび断面分割法による計算結果と比較して大きく評価された。
- 2) P-2 橋脚の橋軸方向荷重時は、FEM 解析結果における最大水平震度は断面分割法により算定した終局水平震度の約 1.2 倍であった。損傷はひび割れが橋脚全体に渡って分散する傾向が見られ、それが進展するような損傷形態を示した。
- 3) P-2 橋脚の直角方向荷重は、FEM 解析結果において明瞭な斜めひび割れを伴う曲げ・せん断損傷が確認された。なお、水平変位 80mm 時点においても荷重低下は見られず、この時点における水平震度は設計せん断耐力に相当する震度の約 1.5 倍であった。