

鉄道無筋コンクリート橋脚の地震時被災メカニズム分析と耐震対策に関する検討

古川 愛子¹・水上 輝²・清野 純史³

¹正会員 京都大学大学院准教授 地球環境学堂 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: furukawa.aiko.3w@kyoto-u.ac.jp

²正会員 鉄道建設・運輸施設整備支援機構(〒060-0002 北海道札幌市中央区北2条西1丁目1番地)

E-mail: mizukamiakira1029@gmail.com

³正会員 京都大学大学院教授 地球環境学堂 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

現在でも、全国に無筋コンクリート橋脚を有する在来鉄道が多数存在し、地震時に被害が発生している。典型的な被害形態は、打ち継ぎ目での水平ずれと、打ち継ぎ目下側のコンクリートの剥落である。本研究では、2004年新潟県中越地震で被災した魚野川橋梁14P橋脚を対象とし、改良版個別要素法を用いて被災メカニズムを分析し、H鋼と鋼板を用いた耐震対策の効果を検討した。その結果、被災メカニズムは、打ち継ぎ目の摩擦力と、打ち継ぎ目上側のロッキングによる衝突力によって、打ち継ぎ目下側に引張破壊が生じたものと推察された。また、耐震対策はいずれも、打ち継ぎ目の水平ずれが低減し一定の効果を確認できたが、補強材との接触部においてコンクリートが破壊し、効果は限定的であることがわかった。

Key Words : plane concrete pier, construction joint, earthquake, Refined DEM, seismic measure

1. はじめに

無筋コンクリート橋脚は、鉄筋コンクリート橋脚や鋼製橋脚と比較すると耐震性能の劣る構造物であり、現在ではほとんど建造されることはない。しかし、1914年に鉄筋混凝土橋梁設計心得¹⁾によって鉄道において初めて鉄筋コンクリートの設計施工基準が規定され、鉄筋コンクリート橋梁が全国に普及し始めるまでは、レンガや石積みの橋脚とともに多く造られたこともあり、今なお供用しているものも多い。無筋コンクリート橋脚を有する在来鉄道も存在しており、地震による被害が発生している。鉄道無筋コンクリート橋脚の被害は、1978年宮城県沖地震²⁾、2004年新潟県中越地震³⁾などで報告されており、典型的な被害は写真-1に示すような打ち継ぎ目での水平ずれと、打ち継ぎ目下側のコンクリートの剥落である⁴⁾。これらの橋脚では、打継目で30~40cm近く水平ずれを起こし、橋脚の比較的内部まで剥落が生じた。鉄道の運行において、橋脚に貫通したひび割れが発生していれば、余震の影響や列車荷重によって大きく損傷が進展する恐れがあり、運行中止となる。そこで即座の復旧、運行再開を可能とするため、無筋コンクリート橋脚の耐震対策を行い、打ち継ぎ目での水平ずれやコンクリートの剥落

を抑制することが必要とされている。

無筋コンクリート橋脚の耐震性および耐震対策に関する研究は例が少ない。2007年に杉崎と小林は、RC巻立て補強時の破壊形態を実験的に分析した⁵⁾。打ち継ぎ目を有する無筋コンクリート橋脚をRC巻立て補強した模型試験体に対して、静的正負交番載荷試験を行うことにより、既設部の無筋コンクリートの部分はほぼ無損傷となることが検証された。この他には、2011年のEunsoo Choiらによる繊維強化高分子と鋼板の合成物を用いた補強工法に関する研究がある⁶⁾。この補強工法は2つの板状の繊維強化高分子の間に鋼板を挟んだプレートを打ち継ぎ目に取り付け、さらに帯状の繊維強化高分子で巻立てる手法である。廃線となった鉄道橋を補強し、静的漸増載荷試験を行うことで、補強工法の有効性が検証された。



写真-1 新潟県中越地震で被災した魚野川橋梁⁴⁾

このように、無筋コンクリート橋脚は、過去に大きな地震被災事例があるにも関わらず、研究例は非常に少なく、前述のとおり耐震補強工法の有効性を実験で検証を行った程度であり、地震時被災メカニズムを解析的に分析したり、補強工法の有効性を解析的に検討した研究はなされていない。

構造物の地震時挙動の代表的な解析手法として、有限要素法 (FEM) ⁷⁾ と個別要素法 (DEM) ⁸⁾ が挙げられる。

有限要素法は、連続体モデルに基づく境界値問題を数値的に解く手法である。境界値問題を解く際に、解析領域を空間的に分割してその分割に対応した形状関数を与える。しかし、連続な形状関数を用いるので、構造物変位が不連続となってしまう破壊・崩壊現象を表現することが困難である。したがって、打ち継ぎ目に水平ずれが生じたりコンクリートが剥落する無筋コンクリート橋脚の地震時被害を再現するには不適であると考えられる。

一方の個別要素法は、離散体力学に基づく解析手法の1つである。対象の構造物を剛体要素の集合体としてモデル化し、要素間の相互作用力をばねとダッシュポットで表現する。要素間の破壊をばねの切断または軟化で簡単にモデル化できるため、破壊や崩壊現象の解析に適した手法である。従来のDEMには材料のマクロな物性から剛体要素をつなぐばね定数を理論的に導き出すことができないという欠点があった。この欠点を改良した改良版個別要素法 (Refined DEM) ⁹⁾ では、接触面の空間的離散化によって、ばね定数を材料特性から理論的に導くことができるようになった。

以上のことから本研究では、改良版個別要素法を用いた数値解析によって、無筋コンクリート橋脚の地震時被災メカニズムを解明するとともに、耐震対策の効果を検討することを目的とする。

具体的には、まず、2004年新潟県中越地震で被災した写真-1の魚野川橋梁の14P橋脚を対象とし、改良版個別要素法を用いて地震時挙動の再現解析を実施し、破壊メカニズムを分析した。次に、無筋コンクリート橋脚の耐震対策について検討した。無筋コンクリート橋脚の耐震対策としては、RC巻立て工法が一般的であるが、河川内に位置する無筋コンクリート橋脚については、RC巻立て工法を採用すると橋脚断面の増加を伴うため、河積阻害率の観点から河川管理者との協議が必要となる。許可が得られない場合には橋脚断面を増加しない対策を講じる必要がある。施工時の打ち継ぎ目が弱点となることから、打ち継ぎ目部を補強し、かつ橋脚断面を増加させない方法として、H鋼を用いた対策と、鋼板を用いた対策の2つの地震対策を対象とし、改良版個別要素解析により効果を検討した。

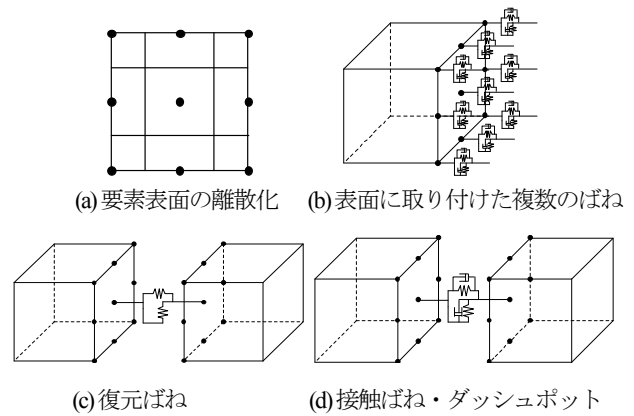


図-1 改良版個別要素法の概要

2. 改良版個別要素法

(1) 概要

改良版個別要素法は、従来の個別要素法と同様に構造物を剛体要素の集合体としてモデル化する。改良点としては、要素表面をセグメントに離散化して (図-1(a))、それぞれのセグメントの代表点にばね・ダッシュポットを設置 (図-1(b)) したことである。要素表面を離散化し複数のばねを配置することによって、ばね定数を物性値から決定できるようになった⁹⁾。弾性挙動は要素間に設置する復元ばね (図-1(c)) によって表現する。復元ばねの切断によって破壊現象はモデル化され、要素間が再接触または新たな要素と接触する際は、接触要素間に接触ばね・ダッシュポット (図-1(d)) が発生する。接触ダッシュポットは衝突によるエネルギーを消散させるためのもので接触ばねと並列に設置される。

(2) 解析パラメータ

a) 要素のばね定数

要素間のばねには復元ばねと接触ばねの2タイプが存在するが同じばね定数とする。ばねは要素表面に対して、法線方向(n)と接線方向(s)の両方に取り付けられる。法線、接線方向の単位面積あたりのばね定数は次式で表される。

$$\bar{k}_n = \frac{E}{(1-\nu^2)\ell} \quad \bar{k}_s = \frac{E}{2(1+\nu)\ell} \quad (1)$$

ここに、 E は要素の弾性係数、 ν はポアソン比、 ℓ は要素重心から表面までの距離である。

b) 要素間のばね定数

2つの要素 A, B が連続または接触しているとする。要素 A, B の弾性係数を E_A, E_B 、ポアソン比を ν_A, ν_B 、重心から表面までの距離を ℓ_A, ℓ_B で表す。ここでは、式(1)で求めたばねが直列につながっていると想定し、要素間の単位面積あたりのばね定数は次式で与えることとする。

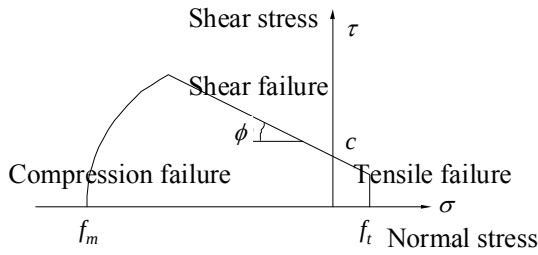


図-2 破壊判定

$$k_n = \frac{1}{\frac{\ell_A}{E_A/(1-\nu_A^2)} + \frac{\ell_B}{E_B/(1-\nu_B^2)}} \quad (2)$$

$$k_s = \frac{1}{\frac{\ell_A}{E_A/2(1+\nu_A)} + \frac{\ell_B}{E_B/2(1+\nu_B)}} \quad (3)$$

c) 減衰係数

復元ばねで結ばれていない要素 A と B が接触・再接触した際は、要素間には接触ばねに加えて接触ダッシュポットが設置される。ダッシュポットは、接触時の衝突によるエネルギーを消散するために導入される。

法線、接線方向の減衰定数を h_n, h_s とし、単位接触面積あたりの減衰係数は次のように表わされるとする。

$$c_n = 2h_n \sqrt{m_{ave} k_n}, c_s = 2h_s \sqrt{m_{ave} k_s} \quad (4)$$

$$m_{ave} = \rho_A \ell_A + \rho_B \ell_B$$

ここに、 m_{ave} は単位接触面積あたりの要素 A, B の質量の和、 ρ_A, ρ_B は要素 A, B の質量密度である。本研究では、臨界減衰を用いることとし、 h_n, h_s をともに 1.0 とした。

(3) 破壊判定

復元ばねの法線・接線方向の伸びを(u_n, u_s)とすると、法線・接線方向の応力(σ, τ)は次式で表される。

$$\sigma = k_n u_n, \tau = k_s u_s \quad (5)$$

ここに、法線方向の応力は引張を正とする。復元ばねに発生する応力が弾性限界に達すると、復元ばねを切断することで破壊現象を表す。弾性限界は図-2 に示す引張破壊、せん断破壊、圧縮破壊の基準により表現する。

a) 引張破壊

法線方向応力が引張強度(f_t)を超えたとき、引張破壊が生じる。降伏関数は次式で与えられる。

$$f_1(\sigma) = \sigma - f_t \quad (6)$$

b) せん断破壊

せん断破壊の判定は、クーロン摩擦の包絡線を用いる。粘着力を c 、内部摩擦角を ϕ と、降伏関数を次式で表す。

$$f_2(\sigma) = |\tau| + \sigma \tan \phi - c \quad (7)$$

c) 圧縮破壊

圧縮破壊の判定は、既往の研究¹⁰⁾に従い楕円形モデルを用いる。 f_m を圧縮強度とし、降伏関数を次式で与える。

$$f_3(\sigma) = \sigma^2 + C_s \tau^2 - f_m^2 \quad (8)$$

過去の研究より構造物の材料パラメータは $C_s = 9$ が用いられている¹⁰⁾。圧縮破壊が発生すれば、式(8)が 0 となるように復元力に制約を与えた。

(4) 接触力

復元ばねは前節で定義した破壊が発生すれば消失する。接触・再接触の際は、接触ばねと接触ダッシュポットが発生する。この接触ばねは、接触しているときだけ発生するものである。圧縮力のみ受け持つ。また、接線方向の接触力は、摩擦限界によって制限されているとする。内部摩擦角を ϕ とすると次式のようになる。

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (9)$$

(5) 運動方程式

要素の運動は、重心の並進運動の運動方程式と重心回りの回転運動を表す Euler の運動方程式を解くことによって求めた。重心の並進運動の方程式は次式で表される。

$$m \ddot{\mathbf{x}}_g(t) + c \dot{\mathbf{x}}_g(t) = -mg - m \ddot{\mathbf{z}}(t) + \sum \mathbf{F}(t) \quad (10)$$

ここに、 $\mathbf{x}_g(t)$ は時間 t における要素重心の変位ベクトル、 m は要素の質量、 c は要素の粘性減衰の減衰係数、 $\mathbf{g}$ は重力加速度ベクトル、 $\ddot{\mathbf{z}}(t)$ は地動加速度ベクトル、 $\sum$

$\mathbf{F}(t)$ は要素間のばねとダッシュポットによって作用する力の総和である。減衰係数 c は構造振動によるエネルギー減衰を粘性減衰として表すときの減衰係数である。

質量比例減衰を仮定して減衰係数を設定する場合、減衰係数 c は以下のように決定される。

$$c = \alpha m \quad (11)$$

i 次モード (角振動数が ω_i) の減衰定数を h_i に設定したいとき、 α は以下のようにして決定される。

$$\alpha = 2h_i \omega_i \quad (12)$$

(6) 個別要素法の解の安定条件

並進運動の運動方程式の加速度項の離散化に Leap-frog 法を、速度項の離散化に Euler 法を使用することより、解の安定条件は次のようになる。

$$\Delta t \leq \sqrt{\rho \ell^2 (1 - \nu^2) / E} \{ \sqrt{h^2 + 1} - h \} \quad (13)$$

3. 魚野川橋梁 14P 橋脚の地震時挙動の再現解析

(1) 対象構造物

本研究では、2004年新潟県中越地震の際に、打ち継ぎ目において橋軸直角方向に40cm程度の水平ずれが生じた魚野川橋梁14P橋脚 (写真-2) を対象とする。橋脚全体図と断面図を図-3に示す。先細りの形状となっており、フーチング底面から6.619mの高さに打ち継ぎ目を有する。

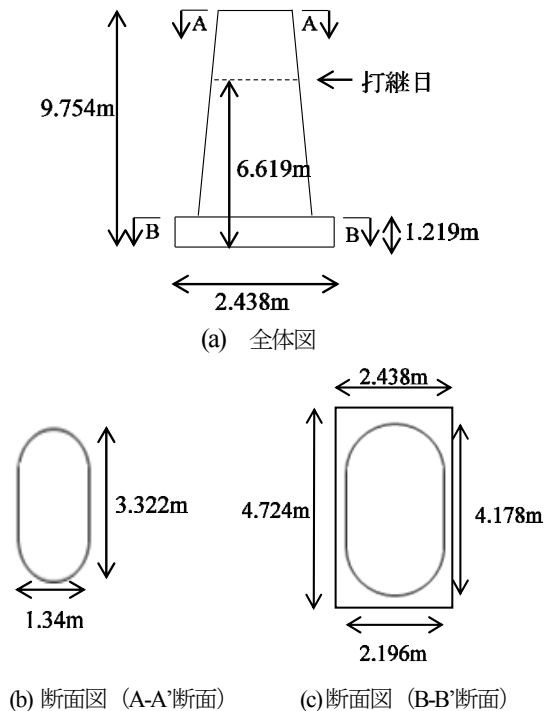
写真-2 魚野川橋梁14P橋脚¹⁾ (左が北東, 右が南西方向)

図-3 魚野川橋梁14P橋脚寸法 (左が北東, 右が南西方向)

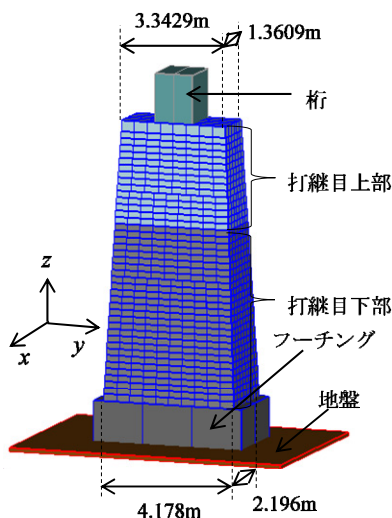


図-4 無対策時解析モデル

(2) 解析モデル

無対策時の解析モデルを図-4に示す。x軸（橋軸方向）の正方向を北東、y軸（橋軸直角方向）の正方向を北西とする。橋脚の先細りの形状を表現するため、鉛直

方向0.2m毎に断面積を減少させる。

解析に用いたコンクリートの材料特性を表-1に示す。これらは、西日本旅客鉄道(株)による、圧縮試験および一面せん断試験の結果を基に決定した¹²⁾。詳細は文献¹²⁾を参照されたい。試験は、和歌山県の紀勢本線の無筋コンクリート橋脚から採取されたコア（直径150mm、長さ100mmの円柱）を用いたものであり、魚野川橋梁から採取されたものではないが、同時期に同様の形状で建造された橋脚であることから参考にした。

打ち継ぎ目のせん断強度はモールクーロンの破壊基準に従うとし、打ち継ぎ目から採取した1つのコア（半円柱分が打ち継ぎ目の上下となるように採取）を用いた一面せん断試験から決定された粘着力と摩擦角を用いた。打ち継ぎ目は凸凹しており、打ち継ぎ目の粗度がせん断強度に影響を及ぼすことから、打ち継ぎ目のせん断強度は橋脚毎にばらつくと考えられる。本研究が解析の対象とする魚野川橋梁14P橋脚の解析結果と実際の地震時挙動が一致しない理由の1つとして、打ち継ぎ目のせん断強度が実際の値と異なることが考えられる。打ち継ぎ目の引張強度については、打ち継ぎ目が一体化されておらず、中性化が進行していることもあり、コア採取時や採取後の軽い衝撃で割れたことから、引張強度は0とした。打ち継ぎ目の圧縮強度は試験で求めているため、以降に述べる打ち継ぎ目下側から採取されたコアから求めた圧縮強度を用いた。なお、本研究の解析において、打ち継ぎ目で圧縮破壊はしなかったため、打ち継ぎ目の圧縮強度は結果に影響を及ぼさない。

コンクリート自身の強度は、打ち継ぎ目の上側および下側から採取された3個ずつ計6個のコアの圧縮強度と、圧縮強度をもとに鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）¹³⁾で定められている算定式を用いて引張強度、せん断強度を推定した。打ち継ぎ目上側、下側の圧縮強度は、上側が24.6~39.4N/mm²、下側が23.9~33.5N/mm²の範囲でばらついた。打ち継ぎ目の上下で強度差が小さいことから、上下で強度は同じ値と仮定し、最小値である23.9N/mm²を採用した。

実橋脚には桁荷重124.8kNが載荷されるため、桁を直方体でモデル化して重量が124.8kNとなるよう密度を調整した。桁は鋼製で、密度 $5.28 \times 10^3 \text{kg/m}^3$ 、ヤング率 $2.0 \times 10^{11} \text{N/m}^2$ 、ポアソン比0.30とした。実際の桁に作用する慣性力と桁の要素に作用する慣性力が一致するように、桁の要素の高さを調節した。橋軸直角方向の支承条件は固定であるため、桁の要素と橋脚天端の要素とが離れないように、桁と橋脚天端の要素間の引張強度、せん断強度、圧縮強度は十分に大きな値とした。なお、新潟県中越地震において支承は損傷していない。

フーチングは1.22m×1.57m×1.2m、桁は約1.34m×0.6m×1.5m、橋脚は約0.25m×0.4m×0.2mの要素で分割した。

解析モデルでは、固定の剛体要素で地盤をモデル化し、その上にフーチングの要素を設置した。地盤は剛と仮定している。地盤とフーチングの要素間の強度はコンクリートの強度を用いたが、破壊することはなかった。破壊して落下した要素を受け止める役割などを果たしており、要素の大きさは解析結果に影響を及ぼさない。

要素表面のばね・ダッシュポットの設置間隔は、既往の研究⁹⁾により、最も短い辺の1/4程度とした。総要素数は2828となった。計算時間間隔は式(18)を満たす値として 1.0×10^{-5} 秒とした。

(3) 解析モデルの固有振動数

作成したモデルに解析開始0.2秒後に0.01秒間だけ100galの加速度を衝撃波として入力し、自由振動させた。この際、要素間で破壊しないものと仮定し、橋脚天端付近の橋軸方向と橋軸直角方向の加速度時刻歴応答を出力した。それをフーリエ変換し、卓越振動数を読み取ることで、1次固有振動数を算定した。その結果、橋軸方向が10.9Hz、橋軸直角方向が20.3Hzとなった。

(4) 入力地震動

新潟県中越地震において、魚野川橋梁近傍の長岡市役所川口支所で計測された波形を使用する。橋梁が北東～南西方向に延びることから、加速度波形を座標変換し、 x 軸（橋軸方向）成分、 y 軸（橋軸直角）成分に変換し、振幅の大きい13秒間のみ抽出した。観測点と橋梁の位置関係を図-5に、加速度波形を図-6に示す。

(5) 解析ケース

解析ケースを表-2に示す。打ち継ぎ目の要素間強度（引張強度、せん断強度、圧縮強度）が地震時挙動に及ぼす影響を調べるため、打ち継ぎ目の要素間強度を変更して解析を行った。ケース1では、要素試験から求めた表-1に示す打ち継ぎ目の要素間強度を用いた。ケース2では、ケース1に対して打ち継ぎ目の摩擦角を大きく（ $\pi/2$ (rad)）した。ケース3では、打ち継ぎ目でも他の箇所と同じ要素間強度を用いることで、橋脚が打ち継ぎ目を有しない場合の破壊挙動を調べた。

(6) 打ち継ぎ目の水平ずれと橋脚天端の回転角

打ち継ぎ目の水平ずれと回転角を求めるため、図-7に示す6点で応答変位を出力した。打ち継ぎ目中央上下の点C、Dにおける x 、 y 方向の応答変位差を求めることによって、 x 軸（橋軸）方向と y 軸（橋軸直角）方向の水平ずれを求めた。また、点A、Bの鉛直方向の応答変位差をAB間の距離で除すことで x 軸（橋軸）に対する回転角を、点E、Fの鉛直方向の応答変位差をEF間の距離で除すことで y 軸（橋軸直角）に対する回転角を求めた。

表-1 コンクリートの材料特性

(a) 物性値

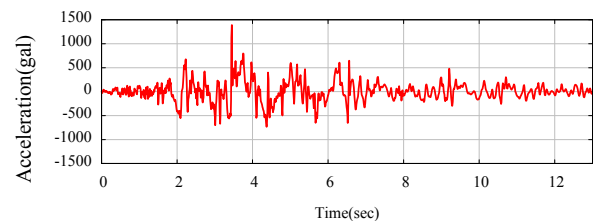
密度(kg/m ³)	2.3×10^3
ヤング率(N/m ²)	2.2×10^{10}
ポアソン比	0.20

(b) 要素間強度

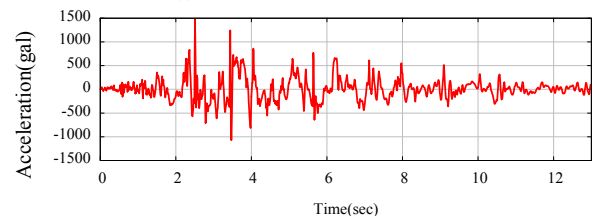
	コンクリート	打ち継ぎ目
引張強度 f_t (N/m ²)	1.75×10^6	0
粘着力 c (N/m ²)	5.8×10^5	1.62×10^4
摩擦角 ϕ (rad)	0	0.52
圧縮強度 f_m (N/m ²)	2.39×10^7	2.39×10^7



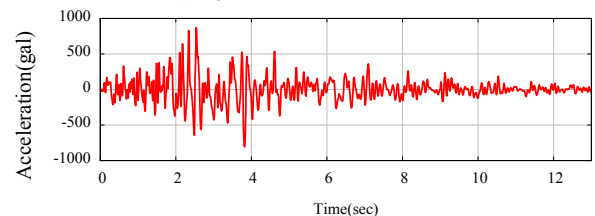
図-5 魚野川橋梁と観測点の位置関係



(a) x 軸（橋軸方向）成分



(b) y 軸（橋軸直角）成分



(c) z 軸（鉛直）成分

図-6 入力地震動の加速度波形（2004年新潟県中越地震）

表-2 解析ケース

ケース名	打ち継ぎ目の要素間強度
ケース 1	表-1 に示す要素試験から求めた値
ケース 2	ケース 1 に比べ摩擦角が大きい（ $\pi/4$ (rad)）
ケース 3	打ち継ぎ目を有しない

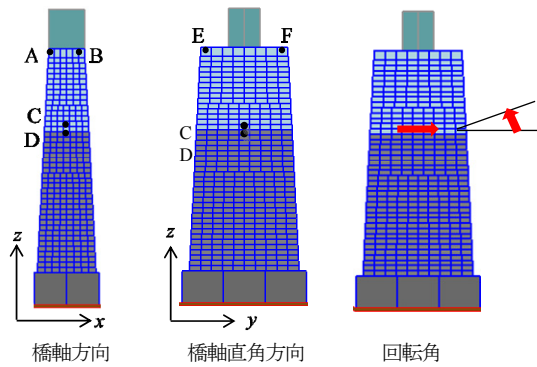
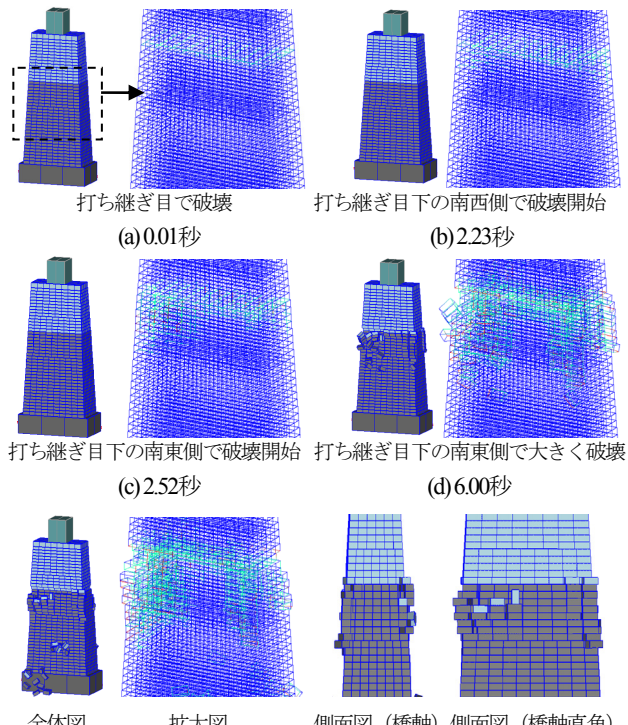


図-7 応答変位読み取り位置 (側面図, 正面図)



(e)地震後 (13.0秒) の破壊状況

図-8 地震時挙動 (ケース1)

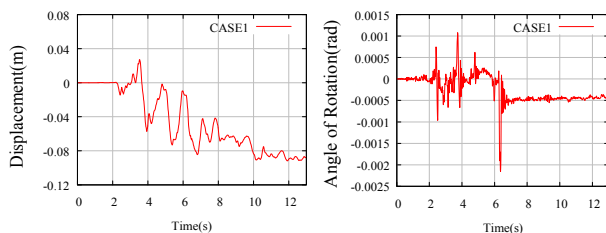


図-9 打ち継ぎ目の水平ずれ (左) と橋脚天端の回転角 (右)
(y軸 (橋軸直角) 方向)

(7) 地震時挙動と被災メカニズム分析 (ケース1)

a) 地震時破壊挙動

ケース1の地震時挙動を図-8に示す。図-8(a)-(d)において、左側は全体図、右側は打ち継ぎ目付近の破壊状況の拡大図である。主に打ち継ぎ目付近が破壊したため、打ち継ぎ目付近の破壊状況のみ示した。拡大図において、青色は要素の輪郭である。本研究における破壊の定義は

2(2)で述べたとおりであり、水色は引張破壊、黄緑色はせん断破壊、赤色は圧縮破壊が発生した箇所を示す。せん断破壊は発生せず、ほとんどが引張破壊であった。打ち継ぎ目の引張強度を 0N/m^2 としたため、地震動入力直後に打ち継ぎ目に引張破壊が生じた。2.23秒、2.52秒でそれぞれ、打ち継ぎ目下側コンクリートの南西側、南東側において引張破壊し始め、6.0秒では打ち継ぎ目下側コンクリートの全ての隅角部で引張破壊し、特に南東側で大きく破壊した。図-8(e)に地震後の破壊状況を示す。打ち継ぎ目下側コンクリートは大きく引張破壊したが、上側のコンクリートはほとんど破壊しなかった。この理由は、後の被災メカニズムを分析する項で述べる。

次に、ケース1の橋軸直角方向の水平ずれと橋脚天端の回転角の時刻歴を図-9に示す。水平ずれは橋軸直角方向に9cm程度となり、実際の40cmより小さな値となった。解析に用いた物性値は、対象橋梁と同じ形式である和歌山県の鉄道無筋コンクリート橋脚から採取したコアの要素試験結果をもとに決定したが、実際の打ち継ぎ目強度は、解析に用いたものより弱かった可能性があると考えられる。また、水平ずれだけでなく、打ち継ぎ目下側のコンクリートの破壊によって、橋脚天端にもわずかな残留回転角が生じる可能性のあることがわかった。

以上のように、水平ずれの量は過小評価となったが、打ち継ぎ目において水平ずれが発生することと、打ち継ぎ目下側コンクリートが剥落するという被災メカニズムを再現することに成功した。

b) 被災メカニズムの分析

次に、図-9の水平ずれと回転角の時刻歴波形を、図-8の破壊状況と比較しながら、被災メカニズムを考察する。

2.2秒頃に水平ずれが負の値を示し、打ち継ぎ目より上側が下側に対してy軸の負の方向に滑っていることが読み取れる。このとき、打ち継ぎ目下側コンクリートの上面には、水平ずれと同方向、即ちy軸の負方向に摩擦力が働く。打ち継ぎ目上下のコンクリート間には、摩擦力以外に、打ち継ぎ目上部のロッキングによる衝突力が作用すると考えられる。橋脚天端の回転角は2.2秒頃で大きな値をとるなど、ロッキングを起こしていると考えられる。この水平ずれの方向 (y軸の負の方向) の摩擦力と、鉛直下方向の衝突力が合わさって、打ち継ぎ目下側コンクリートのy軸の負側の隅角部には、斜め下方向の力が働き、これが原因で、y軸の負側 (図-8の左側) の隅角部に引張破壊が生じたものと考えられる。

以上のことを図化したものが、図-10である。図-10において、水平ずれの方向は右側であり、水平ずれによる摩擦力が打ち継ぎ目下側コンクリートに対して右方向に働き (図-10(a))、これに加えて、打ち継ぎ目上側コンクリートのロッキングによる衝突力が鉛直下方向に作用し (図-10(b))、これらの合力が右斜め下方向に作用し

(図-10(c))，打ち継ぎ目下側コンクリートの水平ずれの方向(右側)の隅角部が引張破壊するものと考えられる。隅角部が欠けると、その部分の摩擦抵抗がなくなるため、さらに水平ずれを起こし易くなるものと考えられる。これを図化したものが図-10(d)である。打ち継ぎ目上側に破壊が生じなかった理由は、上側の隅角部にとって、摩擦力は圧縮方向になるためであると考えられる。

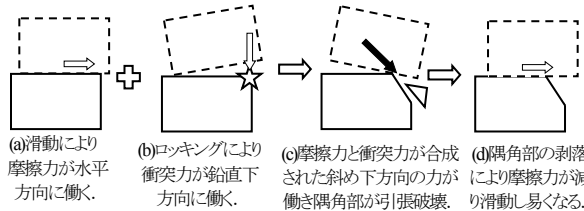


図-10 打ち継ぎ目下側に働く力と破壊メカニズム

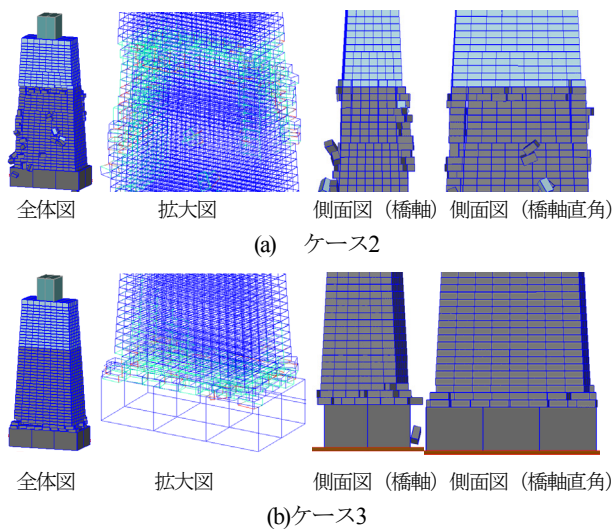


図-11 地震後(13.0秒)の破壊状況

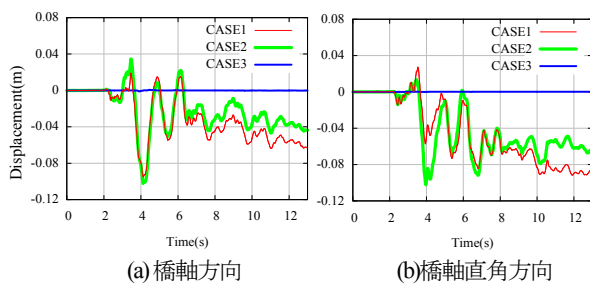


図-12 打ち継ぎ目の水平ずれ(ケース1~3の比較)

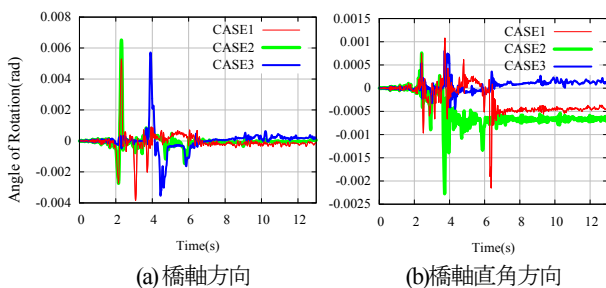


図-13 橋脚天端の回転角(ケース1~3の比較)

図-9を見ると、2.2秒頃に負側の水平ずれが生じた後、3.5秒頃に正側への水平ずれが生じ、4秒頃に負側への水平ずれが生じている。橋脚天端の回転角からも、2.2秒~4秒に掛けてロッキングを繰り返している。ロッキングも伴いながら正負の方向への水平ずれを繰り返す過程で、打ち継ぎ目下側コンクリートの隅角部に引張力が生じ、引張破壊が発生し、コンクリートの剥落が生じ、それが摩擦抵抗の減少へとつながり、さらに水平ずれが発生し易くなるものと考えられる。

(8) 打ち継ぎ目の強度の影響(ケース1~3の比較)

次に、ケース1とは打ち継ぎ目の強度の異なるケース2とケース3の地震後の破壊状況を図-11に、打ち継ぎ目の水平ずれを図-12に、橋脚天端の回転角を図-13に示す。

a) ケース2

ケース2では、主に打ち継ぎ目付近が破壊した(図-11(a))。ケース1と同様に、打ち継ぎ目の引張強度が0のため、地震動入力直後に打ち継ぎ目において引張破壊が生じた。その後、打ち継ぎ目下側コンクリートの隅角部で破壊が発生、進展した。ケース2は、ケース1よりも打ち継ぎ目の摩擦係数が大きいので、打ち継ぎ目における摩擦力が大きい。即ち、打ち継ぎ目上側コンクリートの地震慣性力が、より多く下側に伝わることになる。そのため、打ち継ぎ目下側コンクリートの破壊発生領域が、図-8(e)に示すケース1よりも広くなり、より下部まで進行した。

これに対して、打ち継ぎ目の水平ずれは、打ち継ぎ目の摩擦係数が大きいので、橋軸、橋軸直角方向ともに、ケース2のほうがケース1よりも小さくなった。天端の回転角に関しては、打ち継ぎ目強度の影響は明瞭でないが、ケース2のほうがケース1よりも大きい場合もあった。ケース2の方が打ち継ぎ目下側の破壊が大きいため、上側の傾斜が大きくなった可能性があると考えられる。

b) ケース3

ケース3では、打ち継ぎ目がなく橋脚の強度が一樣であるため、上部構造物の慣性力による曲げモーメントが最大となる、主に橋脚基部付近が破壊した(図-11(b))。

打ち継ぎ目位置における水平ずれは、当然のことながらほぼ0となった。橋脚天端における残留回転角は、橋軸方向、橋軸直角方向ともにほぼ0となった。ケース1,2では、打ち継ぎ目上側が滑動し、かつ打ち継ぎ目下側が破壊するため、打ち継ぎ目上側が傾き残留回転角が生じた。一方のケース3の場合は、フーチングが破壊しないので橋脚基部は傾かず、また橋脚基部は周辺の要素が破壊したものの、橋脚基部は断面積が大きいので周辺の要素が破壊することが橋脚天端の残留回転角を引き起こさなかったものと考えられる。

c) 打ち継ぎ目強度の影響のまとめ

ケース1とケース2の比較より、打ち継ぎ目の摩擦を大きくすると、水平ずれを抑制する効果がある反面、上部構造物の地震慣性力を、よりたくさん打ち継ぎ目下側に伝えてしまうために、打ち継ぎ目下側コンクリートの破壊領域が広がることがわかった。打ち継ぎ目の水平ずれと、打ち継ぎ目下側コンクリートの破壊の程度は、トレードオフの関係にあることがわかった。

ケース1とケース3の比較より、打ち継ぎ目がない場合は橋脚基部に破壊が集中することがわかった。橋脚天端の橋軸方向の回転角は、打ち継ぎ目があるときと同程度の大きな値をとる可能性があることがわかった。

てモデル化し、重量が等価となるように密度を調整した。また、ウェブ直交方向の中立軸に関する曲げ剛性が一致するように、ヤング率を調整した。

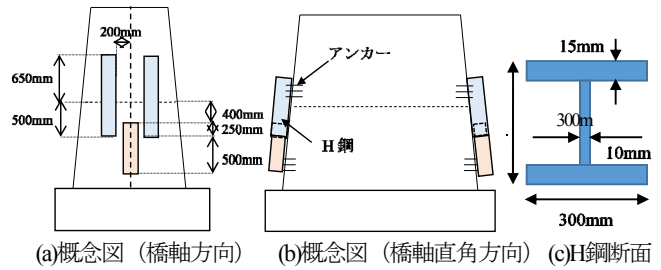


図-14 H鋼方式

4. 無筋コンクリート橋脚の耐震対策の効果の検証

(1) 耐震対策

魚野川橋梁14P橋脚のように、河川内に位置する橋脚は、河積阻害率の観点から、橋脚断面を増加させない耐震対策を採用すること多い。本研究では、橋脚断面を大きく増加させない耐震対策として、西日本旅客鉄道(株)によって検討されているH鋼方式と鋼板方式を対象とし、数値解析によって効果を検証する。入力地震動は、3章と同じ新潟県中越地震の観測波形を用いた。

a) H鋼方式

図-14に示すように、打ち継ぎ目での水平ずれを抑制するため、橋脚側面6箇所H鋼を設置する。打ち継ぎ目上側に設置した4つのH鋼によって橋軸直角方向の水平ずれを抑制することができ、打ち継ぎ目下側に設置した2つのH鋼が上部のH鋼に衝突することにより橋軸方向の水平ずれを抑制することができる。打ち継ぎ目を完全に固定すると、前述のケース3のように橋脚基部に破壊が発生することから、打ち継ぎ目上側に設置した4つのH鋼と打ち継ぎ目下側は固定せず、打ち継ぎ目上部のロッキングは許容した構造となっている。H鋼の材質はSM490で、フランジ部分をアンカー(D19, SD345)で橋脚に固定することを想定する。

H鋼の材料特性と、鋼材-コンクリートの要素間強度を表-3に示す。鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)¹⁴⁾を参考にして決定した。H鋼とコンクリートは接触しているだけで、アンカーそのものはモデル化していない。鋼材とコンクリートの要素間強度は、アンカーの強度を用いており、引張強度にアンカー長(427mm)の影響が反映されている。H鋼、アンカーともに、破壊しない十分に大きな強度としている。

H鋼方式の解析モデルを図-15に示す。総要素数は2717である。H鋼断面は図-14に示すとおりであるが、モデルの簡略化のため、H鋼断面を1辺300mmの正方形とし

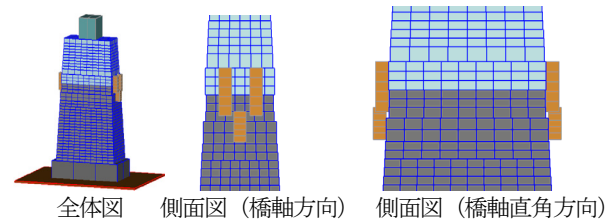


図-15 H鋼方式の解析モデル

表-3 H鋼・鋼板の材料特性

(a) 物性値

密度(kg/m ³)	7.85×10 ³
ヤング率(N/m ²)	2.0×10 ¹¹
ポアソン比	0.30

(b)要素間強度

	H 鋼	鋼板	鋼材-コンクリートの要素間強度
引張強度 f_t (N/m ²)	3.1×10 ⁸	2.33×10 ⁸	3.29×10 ⁸
粘着力 c (N/m ²)	1.79×10 ⁸	1.35×10 ⁸	1.897×10 ⁸
摩擦角 ϕ (rad)	0	0	0
圧縮強度 f_m (N/m ²)	3.1×10 ⁸	2.33×10 ⁸	3.29×10 ⁸

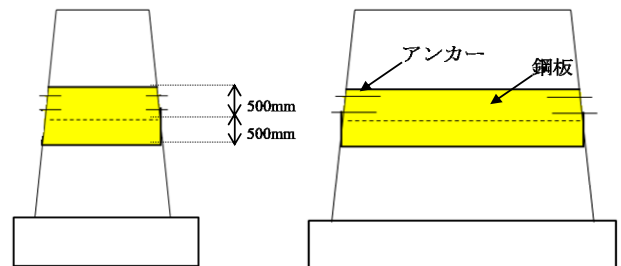


図-16 鋼板方式 (左: 橋軸方向, 右: 橋軸直角方向)

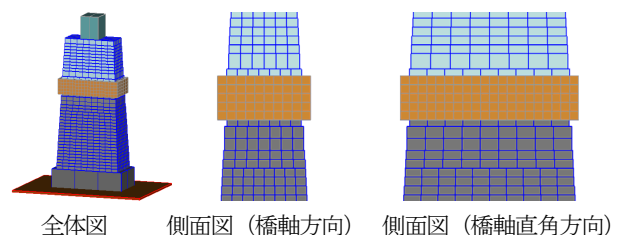


図-17 鋼板方式の解析モデル

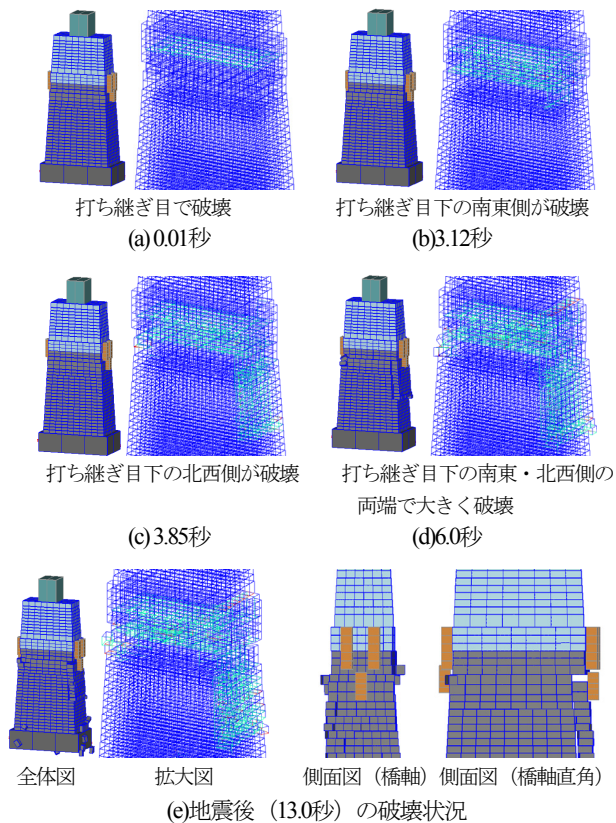


図-18 地震時挙動 (H鋼方式)

b) 鋼板方式

図-16 に示すように、打ち継ぎ目での水平ずれを抑制するため、厚さ 12mm の鋼板で打ち継ぎ目を覆うように巻き、アンカーを打ち継ぎ目上部に打ち込み橋脚に固定する。鋼板と打ち継ぎ目下側は固定せず、ロッキングは許容した構造となっている。

鋼板の強度を表-3 に示す。鋼板の材質を SM400 とし、鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物)¹⁴⁾より決定した。鋼板と打ち継ぎ目上部のコンクリートの間の強度は、表-3 に示す値を用いており、破壊しない十分に大きな値となっている。鋼板と打ち継ぎ目下側のコンクリートの間の強度は 0 とした。

鋼板方式の解析モデルを図-17に示す。総要素数は 2967 である。実際の鋼板は厚さ 12mm であるが、一辺が約 200mm の立方体でモデル化した。改良版個別要素法で厚さ 12mm の鋼板をモデル化する場合、鋼板を最小でも 12mm 厚の要素でモデル化する必要が生じ、計算の安定のためには式(13)を満足する非常に小さな計算時間間隔が要求されてしまう。そこで今回は、鋼板の質量と曲げ剛性が等価となるように密度とヤング率を設定した上で、厚さ 200mm の要素でモデル化した。

(3) 耐震対策の効果の検証

H 鋼方式と鋼板方式の耐震対策を施したときの地震時挙動を、図-18 と図-19 にそれぞれ示す。また、打ち継ぎ

目の水平ずれと、橋脚天端の回転角の時刻歴を、図-20 と図-21 に示す。

a) H 鋼方式

まず、地震時挙動(図-18)について考察する。主に打ち継ぎ目付近が破壊したため、破壊状況は打ち継ぎ目部分を拡大して示した。無対策のケース1と同様に、地震動入力直後から打ち継ぎ目において引張破壊が生じた(図-18(a))。打ち継ぎ目より上側のコンクリートに設置した H 鋼が、打ち継ぎ目下側のコンクリートに衝突するために、3.12秒で打ち継ぎ目より約 0.65m 下のコンクリートに引張破壊が生じた(図-18(b))。打ち継ぎ目より上側のコンクリートに設置した H 鋼が、打ち継ぎ目下側のコンクリートに衝突が繰り返すため、鉛直下方向に亀裂が進展し(図-18(c))、そして剥落した(図-18(d))。打ち継ぎ目下側のコンクリートに設置した中央の H 鋼が、コンクリートと一緒に剥落したため、中央の H 鋼の上端が、両側の H 鋼の下端よりも低いところまで落ちてしまい(図-18(e)の左から3番目の図)、中央の H 鋼と両側の 2 つの H 鋼の間のかみ合わなくなるため、橋軸方向の水平ずれの拘束効果が失われたことがわかる。H 鋼とコンクリートの接触面が破壊したのではなく、コンクリート要素間で破壊が起こり、H 鋼は接触しているコンクリートと一緒に落ちて落下した。実際はコンクリート内部にアンカーが埋まっており破壊挙動に影響を及ぼすと考えられるが、本解析ではアンカーをモデル化できていない。

次に、打ち継ぎ目における水平ずれ(図-20)について考察する。橋軸・橋軸直角方向ともにほぼ 0 であり、無対策時よりも大幅に軽減された。橋軸直角方向は、打ち継ぎ目下側のコンクリートの剥落が生じるため、わずかなではあるが水平ずれを生じた。橋軸方向は、H 鋼同士のかみ合い効果を失ったのが、地震動の後半であったためか、橋軸方向の水平ずれは大変小さかった。地震動の継続時間が長ければ、水平ずれが生じた可能性はある。

橋脚天端の回転角(図-21)も、無対策に比べて最大値が低減し、かつ橋脚天端の残留回転角も低減された。

b) 鋼板方式

まず、地震時挙動(図-19)について考察する。主に打ち継ぎ目付近が破壊したため、破壊状況は打ち継ぎ目部分を拡大して示した。無対策のケース1と同様に、地震動入力直後に打ち継ぎ目において引張破壊が生じた(図-19(a))。鋼板の下端が打ち継ぎ目下側のコンクリートに衝突するため、2.31秒で打ち継ぎ目より 0.65m 下の鋼板の下端位置のコンクリートに引張破壊が生じた(図-19(b))。打ち継ぎ目上側のコンクリートがロッキングし、鋼板が打ち継ぎ目下側コンクリートに衝突を繰り返すため、破壊が進展し(図-19(c))、打ち継ぎ目下側の南東側、北西側においてコンクリートに剥落が生じた(図-19(d))。

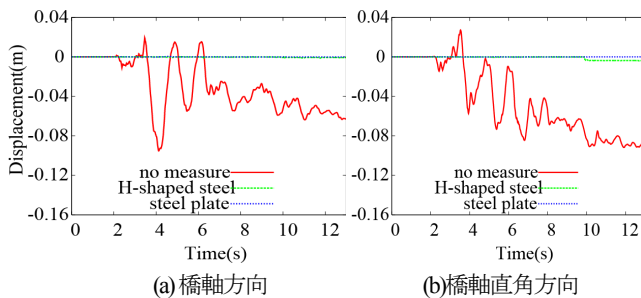
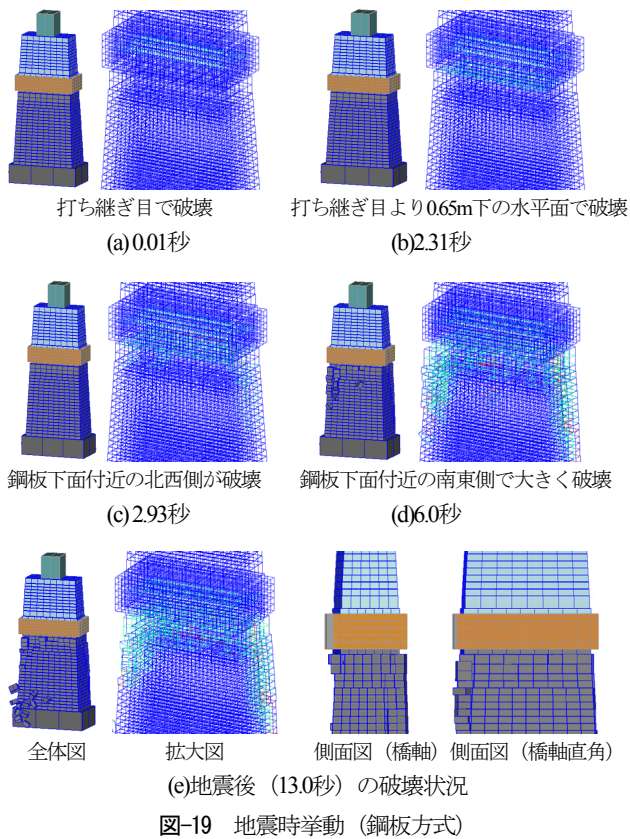


図-20 打ち継ぎ目の水平ずれ(無対策, H鋼, 鋼板方式の比較)

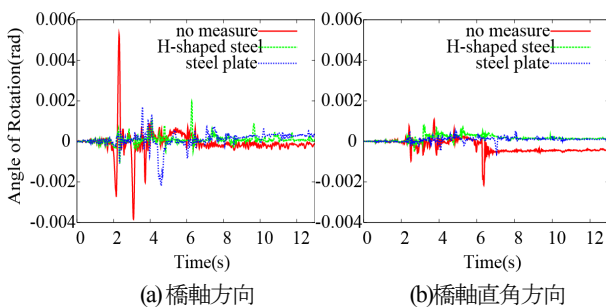


図-21 橋脚天端の回転角 (無対策, H鋼, 鋼板方式の比較)

H鋼方式では、橋軸方向の2側面だけに治具を取り付けたため、コンクリートの剥離も2側面だけであったが、鋼板方式は橋脚の全周を覆うため、鋼板の下面は4側面に衝突を繰り返し、4側面に剥離が生じた(図-19(e))。

次に、打ち継ぎ目における水平ずれ(図-20)について考察する。橋軸・橋軸直角方向ともにほぼ0であり、無対策時よりも大幅に軽減された。橋脚天端の回転角

(図-21)は無対策に比べて最大値は低減し、橋軸直角方向の残留回転角も低減したが、橋軸方向の残留回転角は無対策時と同程度(符号は逆)であった(図-21(a))。この理由は、図-19(e)から見てとれるように、4面ともコンクリートが破壊するため、橋軸方向の断面積が減少し、回転し易くなった可能性があると考えられる。

c) 耐震対策の効果のまとめ

H鋼方式は、打ち継ぎ目における水平ずれを抑制しつつも上部構造物のロッキングを許容したため、橋脚基部が破壊することはなかった。打ち継ぎ目の水平ずれを低減でき、橋脚天端の残留回転角も低減することができ、一定の効果は確認できた。しかし、打ち継ぎ目下方のコンクリートには、無対策時と同様に剥落が生じた。特に、H鋼を取り付けた2面において大きく剥落が生じた。剥落したコンクリートに取り付けてあったH鋼も落下してしまい、H鋼同士のかみ合い効果を失った。地震動の継続時間がさらに長ければ、打ち継ぎ目の水平ずれおよび橋脚天端に残留回転角を生じる可能性があり、効果は限定的であると考えられる。

鋼板方式も、打ち継ぎ目における水平ずれを抑制しつつも上部構造物のロッキングを許容したため、橋脚基部が破壊することはなかった。打ち継ぎ目の水平ずれを低減でき、橋脚天端の残留回転角も橋軸直角方向は低減することができ、一定の効果は確認できた。しかし、打ち継ぎ目下側コンクリートの4側面ともに、鋼板と衝突する位置において剥落が生じ、幅の小さい橋軸方向は、コンクリートの剥落により幅がさらに小さくなるため、残留回転角を生じる可能性のあることがわかり、効果は限定的であると考えられる。

本論文では図示しないが、以上の傾向は南海トラフ巨大地震の推定地震動を用いた解析においても確認できた。

5. まとめ

本研究では、改良版個別要素法を用いて魚野川橋梁14P橋脚の2004年新潟県中越地震時の破壊挙動解析を行った。実際の被災事例と同様に、打ち継ぎ目での水平ずれと打ち継ぎ目下側コンクリートの剥離の発生を確認できた。被災メカニズムは、打ち継ぎ目における摩擦力と、打ち継ぎ目上側のロッキングによる衝突力によって、打ち継ぎ目下側に引張応力が生じ、引張破壊したものと考えられる。また、打ち継ぎ目の強度が破壊挙動に及ぼす影響を検討した。打ち継ぎ目の摩擦力が大きくなると、水平ずれは抑制できるが、上部構造物の地震慣性力がよりたくさん打ち継ぎ目下側に伝わるため、打ち継ぎ目下側コンクリートの破壊発生領域が広がることがわかった。また、完全に打ち継ぎ目をなくしてしまうと、橋脚

基部が破壊することがわかった。

さらに、打ち継ぎ目における水平ずれを抑制する耐震対策(H鋼方式、鋼板方式)を対象に、効果の検証を行った。いずれの対策も、打ち継ぎ目における水平ずれを抑制しつつも上部構造物のロッキングを許容したため、橋脚基部が破壊することはなかった。打ち継ぎ目の水平ずれを低減でき、橋脚天端の残留回転角の最大値も低減することができ、一定の効果は確認できた。しかし、ロッキングを許容したため、打ち継ぎ目下方のコンクリートには、治具と衝突する箇所に剥落が生じ、効果は限定的であることがわかった。

今後の課題として、モデル化の改良が挙げられる。実際の破壊状況を精度よく再現するには、要素をどの程度細かく分割する必要があるのかなど、実験結果との比較を通して検討したい。また、魚野川橋梁では、14P橋脚以外にも被害を受けた無筋コンクリートの橋脚がある⁴⁾。14P橋脚とは寸法、打ち継ぎ目の高さ、上部工の荷重等が異なるため、打ち継ぎ目の水平ずれ量や打ち継ぎ目下側コンクリートの破壊の程度も異なる。他の橋脚の被害も再現できるかどうかの検証も、今後の課題としたい。

謝辞: コンクリートの材料特性および耐震対策案は西日本旅客鉄道(株)のご協力を頂きました。防災科学技術研究所K-NETの観測記録を使用させて頂きました。

参考文献

- 1) 山田正隆: 鉄筋混凝土橋梁設計心得, 土木建築工学会社, 土木建築工学1巻7, 8号, 1914.
- 2) 伯野元彦, 藤野陽三, 片田敏行, 松原勝己: 1978年宮城県沖地震被害調査報告—土木関係を主として—, 東京大学地震研究所彙報, Vol.54, pp.351-398, 1979.
- 3) 盛川仁, 福島康宏: 2004年新潟県中越地震による土木構造物等の被害, 地震工学研究レポート, 東京工業大学都市地震工学センター, No.92, pp.43-56, 2004.
- 4) 九州工業大学災害調査団: 平成16年新潟県中越地震

—第二次被害調査速報版—, <http://www.civil.kyutech.ac.jp/pub/kosa/ijikenHP/tyuuetujisin20041025.pdf> (2015年9月4日閲覧)。

- 5) 杉崎向秀, 小林薫: 打継目を有する無筋コンクリートをRC巻き補強した橋脚の正負水平交番載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1093-1098, 2007.
- 6) Eunsoo Choi, Inkyu Rhee, Joonam Park and Baik-Soon Cho: Seismic retrofit of plain concrete piers of railroad bridges using composite of FRP-steel plates, Composites Part B: Engineering, Vol.42, No.5, pp.993-1336, 2011.
- 7) Zienkiewicz and R.L. Taylor: The finite element method, 5th edition, Vol.1, 2, 3, Butterworth Heinemann, 2000.
- 8) P.A.Cundall: Formulation of a three-dimensional distinct element model-Part I. A scheme to detect and represent contacts in system composed of many polyhedral blocks, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech, Vol.25, No.3, pp.107-116, 1988.
- 9) Aiko Furukawa, Junji Kiyono, and Kenzo Toki: Proposal of a numerical simulation method for elastic, failure and collapse behaviors of structures and its application to seismic response analysis of masonry walls, Journal of Disaster Research, Vol.6, No.1, 2011.
- 10) P.B. Lourenco: Analysis of masonry structures with interface elements, theory and applications, Delft University of Technology, Faculty of Civil Eng., TU-DELFT report no. 03-21-22-0-01, 1994.
- 11) 土木学会関東支部第2次調査団: 新潟県中越地震被害調査, 土木学会関東支部第2次調査団調査報告, <http://www.fps.chuo-u.ac.jp/~hrsk/earth/2004-niigata/files/nogami.pdf> (最終閲覧日2015年1月17日)。
- 12) 坂岡和寛, 土井達也, 大江崇元: 無筋コンクリート橋脚の打継目性状に関する基礎的検討, 第70回土木学会年次学術講演会講演概要集, V-114, 2015.
- 13) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2004.
- 14) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 丸善, 2009.

(2015.10.22受付, 2015.12.24修正, 2016.2.20受理)

STUDY ON SEISMIC DAMAGE OCCURRENCE MECHANISM FOR PLAIN CONCRETE PIER OF RAILROAD BRIDGE AND SEISMIC MEASURES

Aiko FURUKAWA, Akira MIZUKAMI and Junji KIYONO

In the past earthquakes, serious damage to plain concrete piers of railroad bridges has been caused. The typical damage is horizontal gap at the cold joint of a pier and falling down of concrete pieces from the pier under the cold joint. It is necessary to understand the damage occurrence mechanism and to develop effective seismic measures to prevent serious damage in the future earthquakes. With this background, this study analyzed the seismic behavior of a plain concrete pier using the refined DEM, investigated the damage occurrence mechanism, and verified the validity of two seismic measures. It was found that the friction and collision forces from the pier above the cold joint caused the tensile failure of the pier under the cold joint. The effectiveness of two seismic measures was found to be limited since the concrete contacting the reinforcement material suffered from damage.