

# 論文 断層変位を受ける PC ラーメン橋の動的応答解析

宮崎 涼太\*1・中野 友裕\*2・太田 良巳\*3

**要旨:** 近年, 断層運動により構造物の被災する事例が多く発生している。断層運動による被災は, 地震加速度による作用と支持点の移動による変形が複合的に作用するものであるが, 現状の研究では断層による永久変位を静的に作用させる方法が主流である。本稿では, 地震加速度による慣性力作用時に支持点が移動する場合の運動方程式を定式化し, PC ラーメン橋の非線形動的解析を実施した。その結果, 断層変位の作用により, 損傷が著しく進展することが明らかとなった。

**キーワード:** 運動方程式, EPS 法, 非線形動的応答解析, 断層変位

## 1. はじめに

1999年に相次いで発生したトルコ・コジャエリ地震<sup>1)</sup>, 台湾・集集地震<sup>2)</sup>は, 活断層の多いわが国においても非常に大きな衝撃を与えた。とりわけ橋梁系構造物の被災状況は, わが国における断層変位に関する活発な研究の契機となった。

断層変位を生じる場合, 非常に大きな永久変位が生じるため, 米国では断層の存在する位置には構造物を建造しないようにすることで, 断層変位に対応している。しかし, わが国のように断層がいたるところに存在している場合には, このような規定を遵守しようとするれば, 社会資本の多くが建設不可能になる。特に, 道路・鉄道に代表される線状構造物では, 断層を避けて路線を確保することは事実上不可能である。従って, 断層が数多く存在する現実を踏まえた上で, 技術的な対応を考えることは極めて重要である。

このような背景から, 断層運動が生じた場合の耐震安全性や耐震技術を構築していくためには, 断層運動時の構造物の挙動を評価することが必要になる。現状の研究においては, 永久変位による最終的な断層変位量を静的に作用させることで断層変位に対する耐震性を評価する研究が主流であるが<sup>3)</sup>, 実際の断層運動では, 非常に大きな加速度が観測されることから, 変位のみならず加速度の同時作用も考慮するべきであることは論を待たない。そこで本研究では, 加速度と支持点の強制変位を同時に受ける橋梁系構造物の解析手法を構築し, PC ラーメン橋に適用することで, 断層変位作用時の橋梁系構造物の挙動について考察を加えた。なお, 本研究では, 第一・第二著者が解析アルゴリズムと全体の総括, 第三著者が変

位波形の算定をそれぞれ行っている。

## 2. 運動方程式と解析アルゴリズム<sup>4)</sup>

### 2.1 運動方程式の定式化

構造全体に対する運動方程式は, 絶対座標系で考えると, 減衰を無視した場合, 以下のように表される。

$$M\ddot{u} + Ku = F \quad (1)$$

ここに  $M$  は質量マトリクス,  $K$  は剛性マトリクス,  $u$  は絶対変位,  $F$  は構造系に作用する外力である。ここで, 各マトリクス, ベクトルを次のよう分ける。

$$M = \begin{bmatrix} M_S & 0 & 0 \\ 0 & M_A & 0 \\ 0 & 0 & M_B \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$K = \begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SA} & K_{SB} \\ K_{AS} & K_{AA} & K_{AB} \\ K_{BS} & K_{BA} & K_{BB} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$u = \begin{Bmatrix} u_S \\ u_A \\ u_B \end{Bmatrix} \quad F = \begin{Bmatrix} F_S \\ F_A \\ F_B \end{Bmatrix} \quad (4)$$

ここに添字 A は支持点 A に関する自由度, 添字 B は支持点 B に関する自由度, S は支持されていない自由度 (以下, 荷重制御点) であることを表す。

ここで慣性力の作用していない状態で強制変位として  $u_A, u_B$  の変位が生じているときの剛性方程式は, 次式のようなになる。

$$\begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SA} & K_{SB} \\ K_{AS} & K_{AA} & K_{AB} \\ K_{BS} & K_{BA} & K_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{S0} \\ u_A \\ u_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{S0} \\ F_{A0} \\ F_{B0} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

ここに,  $u_{S0}$  は  $u_S$  のうち, 静的な支持点移動による荷重

\*1 東海大学大学院工学研究科土木工学専攻 (正会員)

\*2 東海大学工学部土木工学科准教授 博 (工) (正会員)

\*3 日本物理探鉱 (株) 企画本部 修 (工) (非会員)

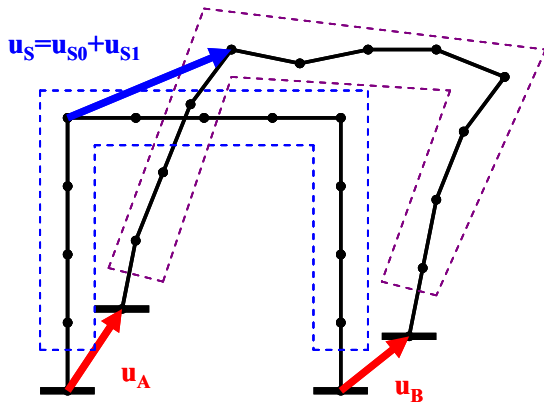


図-1 強制変位と加速度を同時に受ける構造物

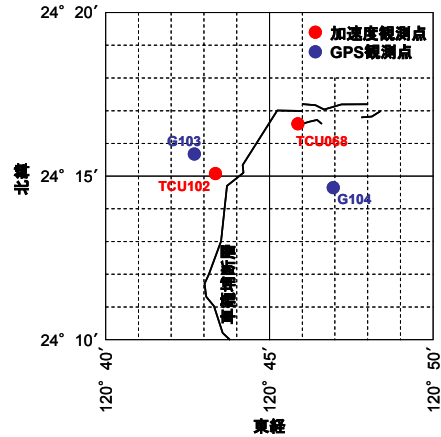


図-2 加速度観測記録点位置図

制御点の変位,  $F_{S0}$  は, 死荷重などの常時荷重,  $F_{A0}, F_{B0}$  は支持点反力である。第一行を展開すれば式(6)を得る。

$$K_{SS}u_{S0} + K_{SA}u_A + K_{SB}u_B = F_{S0} \quad (6)$$

次に動的効果により発生する静的変位からの荷重制御点の変位量を  $u_{S1}$  とおくと式 (1) より次式が得られる (図-1)。

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 & 0 \\ 0 & M_A & 0 \\ 0 & 0 & M_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_{S0} + \ddot{u}_{S1} \\ \ddot{u}_A \\ \ddot{u}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SA} & K_{SB} \\ K_{AS} & K_{AA} & K_{AB} \\ K_{BS} & K_{BA} & K_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{S0} + u_{S1} \\ u_A \\ u_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{S0} \\ F_A \\ F_{B0} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

式(7)の第1行より,

$$M_S(\ddot{u}_{S0} + \ddot{u}_{S1}) + K_{SS}(u_{S0} + u_{S1}) + K_{SA}u_A + K_{SB}u_B = F_{S0} \quad (8)$$

この式に式 (6) を代入すると

$$M_S\ddot{u}_{S1} + K_{SS}u_{S1} = -M_S\ddot{u}_{S0} \quad (9)$$

式 (9) を解けば  $\ddot{u}_{S1}, u_{S1}$  が得られるが, これらは式(5)において得られる荷重制御点を基準にした変位である。それゆえ, 絶対加速度, 絶対変位を求める場合には, 式 (5) を解くことにより得られる  $u_{S0}$  を用いて, 次式により計算できる。

$$u_S = u_{S0} + u_{S1} \quad (10)$$

$$\ddot{u}_S = \ddot{u}_{S0} + \ddot{u}_{S1} \quad (11)$$

ここで式(9)を解いて  $\ddot{u}_{S1}, u_{S1}$  を求めればよいわけだが, これらを求める場合には式(9)の  $\ddot{u}_{S0}$  が必要になる。これを直接求めることは出来ないが, 各時間ステップごとに式(5)を計算すれば, 前ステップと前々ステップの  $u_{S0}$  の値を数値的に微分してやることで求めることができるから, それを式(9)の右辺に適用してやれば, 運動方程式を解くことができる。

ところで, 式(9)に減衰を考慮する場合, 一般の運動方程式の考え方を利用して減衰をダッシュポットでモデル化すれば, 減衰項は相対速度に比例するので, 次式のよ

うに得られる。

$$M_S\ddot{u}_{S1} + C_C\dot{u}_{S1} + K_{SS}\ddot{u}_{S1} = -M_S\ddot{u}_{S0} \quad (12)$$

ここで  $M, K$  は一般の動的解析の際に得られるものと同じであるから, 減衰マトリクスは通常の動的解析の際に用いるものと同じように決定できる。

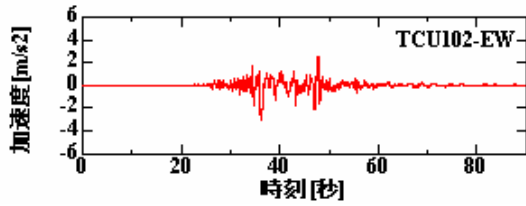
### 3. EPS法による変位波形の算出<sup>5)</sup>

一般的に, 変位を一階微分すると速度になり, 速度を一階微分する, すなわち位置・変位を二階微分すると加速度を求めることができる。逆に加速度を一階積分すれば速度が求められ, 二階積分すると変位が求められる。

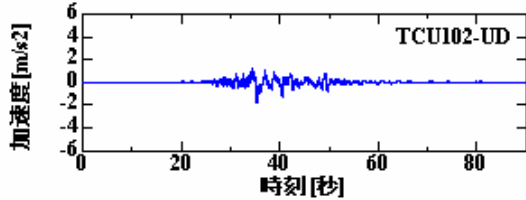
しかしながら, 加速度を直接積分すると, 速度や変位を求める際に電子記録に存在するバックグラウンドノイズによって, 速度・変位のグラフが発散する傾向が見られる。そのため, 数値積分により求められる速度・変位波形には, 加速度が減衰しているのに速度・変位が継続しているような波形を示すことが多い。

このような応答を示す要因としては, バックグラウンドノイズに影響を受ける積分定数が原因だと考えられる。従って, 加速度記録により積分されて得られる速度ならびに変位波形を算出する際に, バックグラウンドノイズの影響を計算過程から省きながら計算する EPS 法を導入して, 変位波形を求めることができると考えられる。この手法では, 数値積分する際, 加速度記録のある一定の値(EPS)以下のものを計算から省く計算過程を追加することで, バックグラウンドノイズの影響による変位波形の発散を抑えることができる。

この手法の有効性は, 室内模型実験により検証されており<sup>5)</sup>, 断層変位を受けた場合に適用することができる。図-2に1999年台湾・集集地震における加速度観測位置を, 図-3, 図-4に観測加速度記録を, 図-5に, それらの加速度をEPS法により変換した変位波形をそれぞれ示す。以下の数値解析では, これら2つの変位波形を用いることにする。

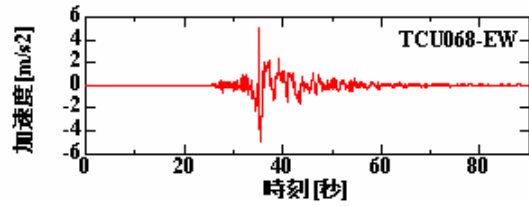


a) EW 方向加速度記録 (TCU102)

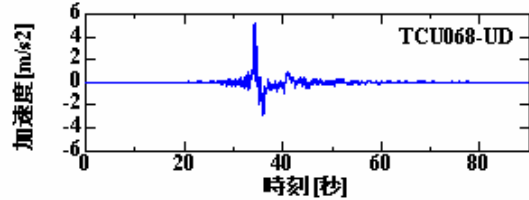


b) UD 方向加速度記録 (TCU102)

図-3 TCU102 地点における加速度観測記録

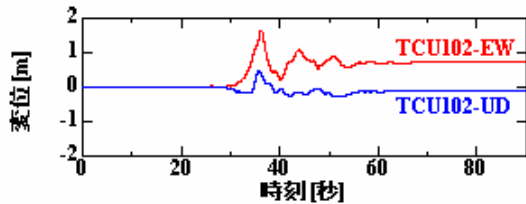


a) EW 方向加速度記録 (TCU068)

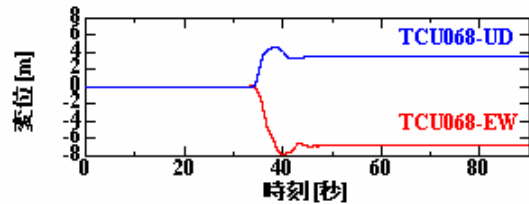


b) UD 方向加速度記録 (TCU068)

図-4 TCU068 地点における加速度観測記録



a) TCU102



b) TCU068

図-5 EPS 法による変位波形の算出結果

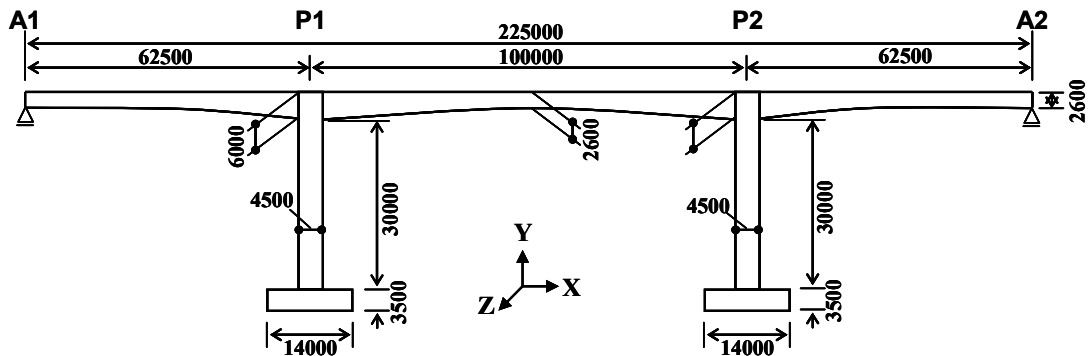


図-6 解析対象とした3径間連続PCラーメン橋

#### 4. 断層を考慮した動的応答解析

##### 4.1 解析対象構造物

今回解析対象とした構造物は、図-6 に示すPC 3径間連続ラーメン箱げた橋である(文献<sup>6)</sup>)。この橋梁は地震時保有水平耐力法を満足するように設計されており、現在の耐震設計による照査を満足している。図-7 に主桁断面、図-8 に橋脚断面を示す。

##### 4.2 解析モデルと解析条件

解析には図-6~図-8 に示した橋梁を、二次元梁要素で101要素102節点にモデル化したものを用いた(図-9)。橋桁の塑性ヒンジ位置および、橋脚部分は2次元ファイバーモデルとした(図-10)。それ以外の橋桁部分は弾性

体としている。これは、文献<sup>7)</sup>にあるとおり、プレストレスを導入した部材の降伏後の挙動について未解明な部分があることから、意図的に不確定部分を取り除いたためである。

ファイバーモデルを用いる際のコンクリートの構成則を図-11 に示す。これらは道路橋示方書<sup>8)</sup>、Darwin-Pecknoldモデル<sup>9)</sup>、渡辺らのモデル<sup>10)</sup>を用いており、コアコンクリートとかぶりコンクリートで異なる構成則を採用している。また、鉄筋はBi-linearモデルを採用した。材料定数を表-1 に示す。

地盤の支持条件は直接基礎とした。また、桁端の支持条件は橋軸方向と回転をFreeとしている。

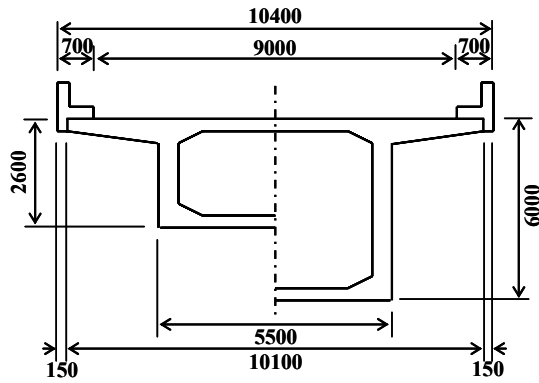


図-7 主桁断面図

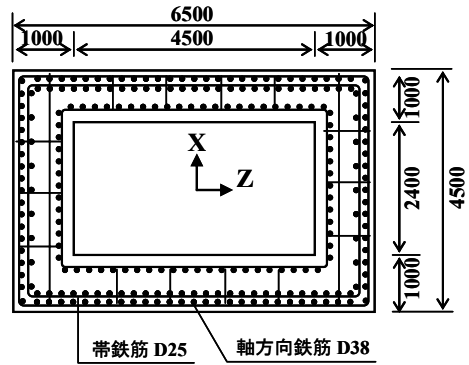


図-8 橋脚断面図

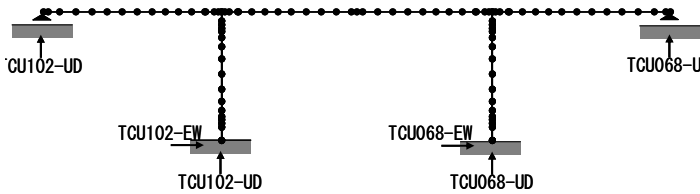


図-9 要素分割図と境界条件・波形入力方法

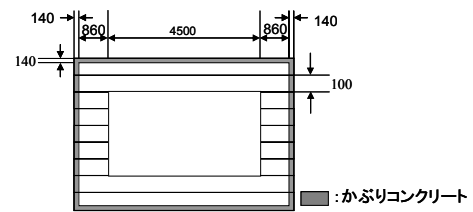


図-10 柱断面ファイバー分割図

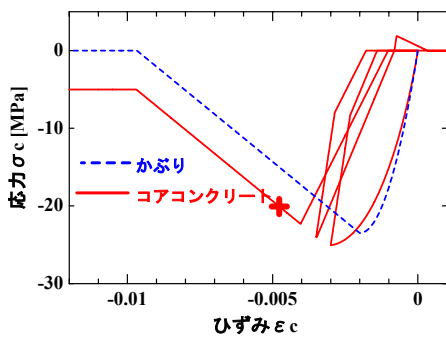
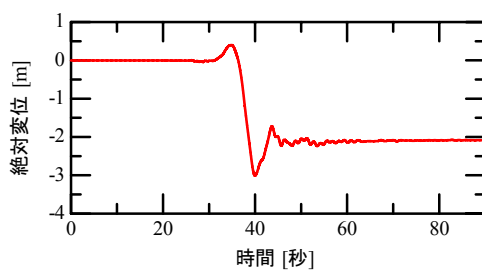


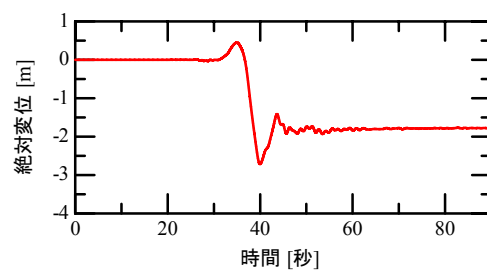
図-11 コンクリート構成則（橋脚）

表-1 使用材料

コンクリート		
上部構造	設計基準強度	$f'_{ck}=40\text{MPa}$
	初期弾性係数	$E_c=31\text{GPa}$
橋脚	設計基準強度	$f'_{ck}=27\text{MPa}$
	初期弾性係数	$E_c=26.5\text{GPa}$
鉄筋：SD345		
PC鋼材：12φ12.7 SWPR7B		



a) P1 橋脚上部 橋軸方向絶対変位応答



b) P2 橋脚上部 橋軸方向絶対変位応答

図-12 橋軸方向絶対変位応答

減衰マトリクスは、Wilson-Penzien<sup>11)</sup>に従い、初期剛性に対する全振動モードを考慮に入れた形式を採用した。減衰定数は道路橋示方書に従い、非線形部材である橋脚については0.02、弾性部材である橋桁は0.03とした。

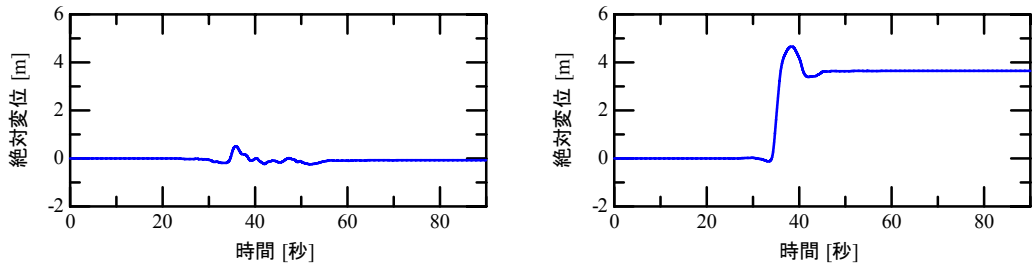
時刻歴応答解析には、Newmark  $\beta$ 法 ( $\beta=0.25$ )を用い、時間間隔  $\Delta t=0.005$ 秒、解析時間90秒とした。図-6におけるA1、P1に図-5に示したTCU102の変位波

形を、P2、A2にTCU068の変位波形を入力した(図-9)。

### 4.3 解析結果および考察

#### (1) 変位応答

上述の条件での橋軸方向変位応答を図-12に示す。これらの位置は、P1上部、P2上部位置の節点である。橋桁の軸方向剛性が高いため、応答の傾向としては似通っ



a) P1 橋脚上部 上下方向絶対変位応答      b) P2 橋脚上部 上下方向絶対変位応答

図-13 上下方向絶対変位応答

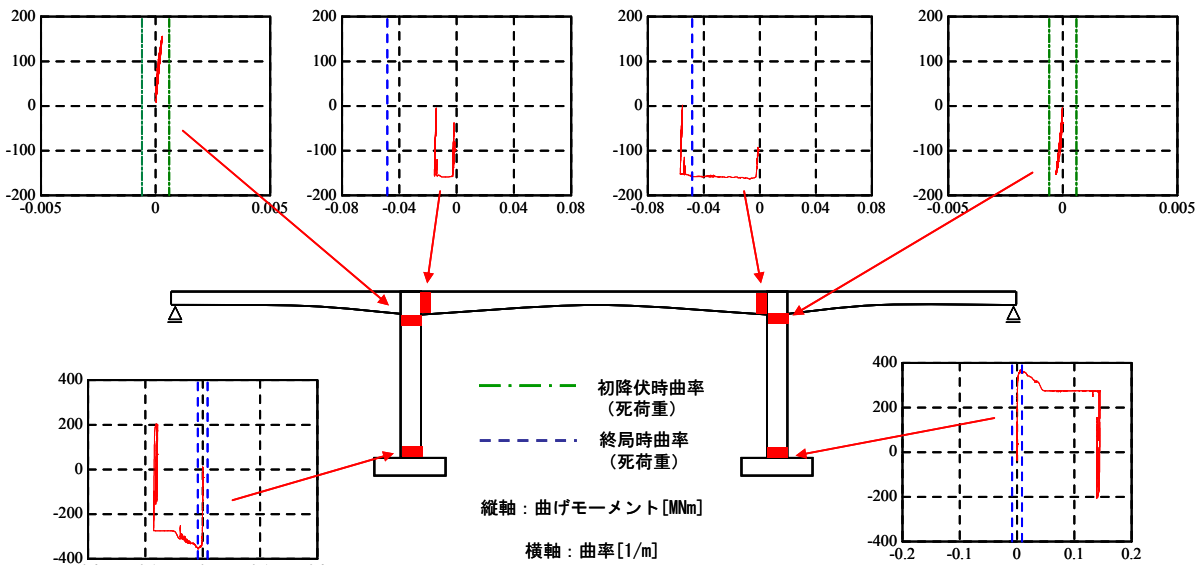


図-14 塑性ヒンジ位置の曲げモーメント-曲率関係

ているものの、断層変位の影響で残留変位に差が出ていることが分かる。橋脚支持点における水平方向の断層変位量は、P1 橋脚位置で+0.733m、P2 橋脚位置で-6.757m であるが、それぞれの橋脚上部における残留変位量は、P1 橋脚上部で-2.083m、P2 橋脚上部で-1.776m となっている。これは、後述するとおり橋脚基部が大きく塑性化し、さらに P1 橋脚と P2 橋脚の塑性ヒンジ回転が反対方向に発生したことによるずれである。この現象は同じ方向に揺れる一様加速度入力の場合とは異なっていることを示すものであるといえる。

図-13 に、同じ位置での上下方向の絶対変位応答を示す。上下方向の場合、橋脚支持点における断層変位量は、P1 橋脚位置で-0.127m、P2 橋脚位置で+3.587m であるが、それぞれの橋脚上部における残留変位量は、P1 橋脚上部で-0.072m、P2 橋脚上部で+3.645 となっている。残留変位量および絶対変位応答がともに、図-5 に示した断層変位運動の上下動の変位波形と類似の傾向にあるが、これは、断層変位運動の作用が直上に現れていると考えることが出来るので、妥当な結果であるといえる。

## (2) 断面損傷の検討

単一柱形式の橋脚であれば、頂部の変位応答が柱の損傷程度を表すことになるが、ラーメンの場合には、上述の変位応答による評価では、部材の損傷程度を把握するのが困難である。そこで、塑性ヒンジ位置での応答を見る。

図-14 に塑性ヒンジ断面における曲げモーメント-曲率 ( $M-\phi$ ) 関係を示す。柱の強度が桁よりも強い場合、橋脚上部ではなく上部構造で顕著な塑性化が見られる。

断面損傷の程度を確認するために、図-14 の  $M-\phi$  関係を死荷重作用時の軸力が生じている状態での終局曲率を点線で、初降伏曲率を一点鎖線で示している。それらと比較してみると、橋脚上部においては鉄筋は降伏にも至っておらず、代わりに桁の部分が変形して断層変位に対応していることが分かる。また、橋脚においては終局曲率を大幅に超えていることが分かる。このことと、この橋梁が現状の加速度のみの照査を満足していること、すなわち加速度のみの入力であれば終局に至らないように設計された橋梁であることを考え合わせるならば、断

層変位の影響はきわめて大きく、今後の耐震設計において考慮する必要があると考えられる。

## 5. まとめ

本稿では、支持点の変位差を伴う運動方程式を定式化し、その方程式を非線形領域で解くためのアルゴリズムを開発した。また、断層変位を想定したPCラーメン橋の解析を実施し、その有効性を明らかにした。本研究で得られた知見をまとめると、以下のようになる。

- 1) 構造物の変形を、強制変位部分による変形と動的な変形に分離することで、時刻歴の強制変位・加速度の作用する構造系の動的応答を求めることができ、断層変位作用下の挙動を解析することができる。
- 2) EPS法による変位波形の算出により、断層挙動が変位の時刻歴として得られることから、本稿の定式化と合わせて断層変位作用時の構造物挙動評価システムにおける有効な手法として採用できると考えられる。
- 3) 台湾・集集地震の地震波の規模が兵庫県南部地震クラスであること、また、それを受けて改訂された耐震設計基準を満足する橋梁であっても、断層変位を考慮すると終局に至るということから、断層変位が損傷に及ぼす影響は極めて大きいと考えられる。支持点移動に伴う桁の落下や、橋台と桁の衝突の影響などについて断層変位に有利に働く境界条件を探るとともに、断層変位に対応するための設計やデバイスを構築することが必要であると思われる。

## 謝辞

本研究で用いた台湾・集集地震の加速度記録は、台湾中央気象局ウェブサイト (<http://www.cwb.gov.tw/>) からダウンロードさせていただいた。ここに記して謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 川島一彦, 鈴木猛康, 橋本隆雄: トルコ・コジャエリ地震による交通施設の被害概要, 橋梁と基礎, pp.45-51, 2000
- 2) 運上茂樹: 1999年9月21日台湾集集地震による橋梁被害, 道路, pp.55-58, 2000
- 3) たとえば, 日本コンクリート工学協会九州支部: 断層変位を受けるコンクリート系橋梁の耐震安全性に関する研究専門委員会報告書, 2002
- 4) 中野友裕, 太田良巳: 支持点の変位差を伴う運動方程式の定式化と動的応答解析, 東海大学紀要工学部, 第47号1巻.73-78, 2007
- 5) 太田良巳, アイダ・オメル: 加速度記録から地盤の変位応答を求める手法について, 第29回土木学会地震工学研究発表会報告集, pp.1046-1051, 2007
- 6) プレストレストコンクリート技術協会: PC構造物耐震設計規準(案), pp.57-90, 1999.12
- 7) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料—PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例—, pp.(2-1)-(2-90), 1998
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説/V耐震設計編, 日本道路協会, 2002
- 9) Darwin, D. and Pecknold, D.A.: Analysis of Cyclic Loading of Plane R/C Structures, Computers and Structures, Vol.7, pp.137-147, 1977
- 10) 渡辺浩, 崎元達郎, 新田晃久, 大石研一郎: 繰り返し水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動と終局耐力に関する実験と解析, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.339-346, 1997
- 11) Wilson, E. L. and Penzien, J.: Evaluation of Orthogonal Damping Matrices, International Journal for numerical methods in engineering, Vol.4, pp.5-10, 1972