

### 断層変位を模擬したPC斜張橋の動的解析

(株) 銭高組 土木事業本部 技術部 正会員 ○山花 豊  
 九州大学大学院 工学研究院 正会員 大塚 久哲  
 新構造技術(株) 技術本部 技術部 正会員 小川 富士夫  
 (株) 銭高組 土木事業本部 技術部 山口 佳起

#### 1. はじめに

これまで国内では、断層変位地震による橋梁の大きな被害は報告されていないため、断層変位を考慮した橋梁の設計手法は確立されていないのが現状である。しかしながら海外においては、1999年に発生したトルコ・コジャエリ地震<sup>1)</sup>や台湾・集集地震等<sup>2)</sup>、断層を跨いで建設された橋梁において大きな被害が生じたことが報告されている。この事例を受けて、近年、我が国においても断層変位をうける橋梁の耐震性能に関する研究が活発に行われつつある。

これまで、断層変位地震動を受ける橋梁の耐震性能を把握するため、強制変位を静的に漸増させる解析手法が用いられてきた<sup>3)</sup>。しかし、実際の断層変位を伴う地震挙動を模擬するには、時刻歴波形を入力した動的解析を行う必要性も考えられる。そこで、PC斜張橋を対象に、断層変位地震の発生を模擬した静的解析および動的解析を実施し、解析から得られた知見を報告する。なお、解析から得られた知見は、解析対象とした橋梁に限るものであり、全てのPC斜張橋に当てはまるものではない。

#### 2. 対象橋梁

検討対象とした橋梁は、橋長 400m の 3 径間連続 PC 斜張橋である。なお、主桁断面は、等桁高の 3 室箱桁断面、橋脚基礎は杭基礎、地盤種別は II 種地盤である。構造一般図を図-1 に示す。

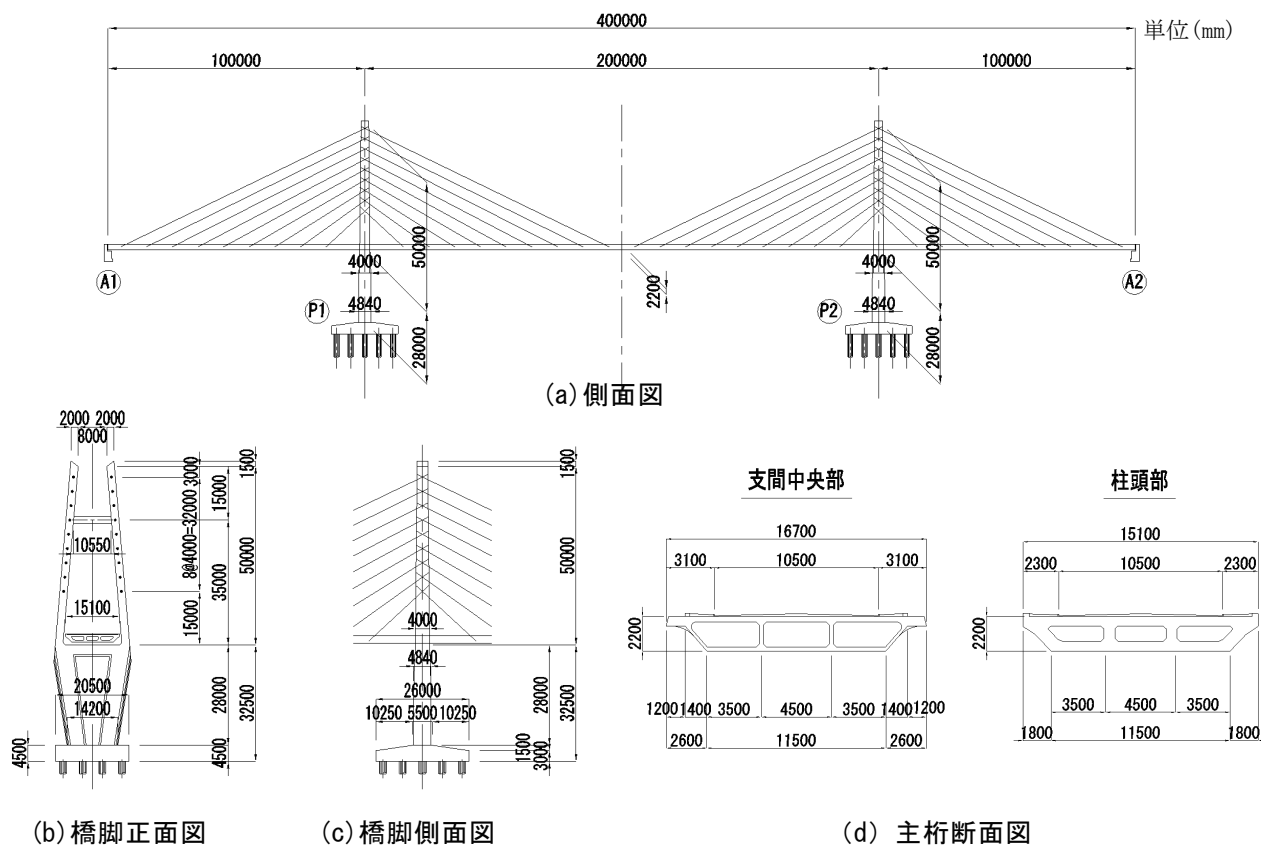


図-1 構造一般図

### 3. 解析モデル, 解析条件

#### 3. 1 解析モデル

各部材の条件を表-1に示す。断層変位地震を受ける斜材の挙動を把握するため、斜材は非線形バネ要素を用いた。斜材の非線形特性および橋台・橋脚の支承の非線形特性をそれぞれ図-2に示す。

表-1 一般条件

		種別	減衰定数	モデル	非線形特性	終局判定
基礎	橋脚	杭基礎	0.20	弾性地盤バネ	弾性	-
	橋台	直接基礎	0.10	-	-	-
下部構造	橋脚	壁式	0.02	非線形梁要素	トリリニア	$M \geq M_u$ or $\phi \geq \phi_u$
	橋台	逆T式橋台	0.02	線形梁要素	弾性	-
支承	橋脚	ゴム(RB)	-	非線形弾性	バイリニア	ひずみ300%
	橋台	ゴム(RB)	-	非線形弾性	バイリニア	ひずみ300%
主桁		3室箱桁	0.02	非線形梁要素	トリリニア	$M \geq M_u$ or $\phi \geq \phi_u$
主塔		2本式形式	0.02	非線形梁要素	トリリニア	$M \geq M_u$ or $\phi \geq \phi_u$
ケーブル		ファン形2面	0.025	非線形バネ要素	バイリニア	0.2%永久伸び

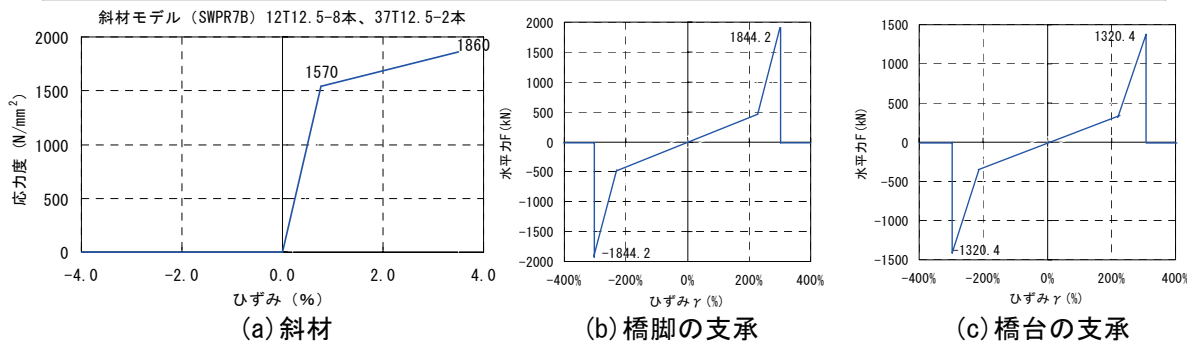


図-2 斜材・支承のモデル

#### 3. 2 断層変位発生位置および発生方向

断層変位の発生位置は中央径間とし、P1-P2の橋脚間が開く方向の断層変位を基本とする。なお、静的解析では、橋軸方向に開く方向を $\alpha=0^\circ$ とし、鉛直方向に反時計回りで $45^\circ$ 刻みで回転させ、断層変位の発生方向の違いによる影響を確認する(図-3)。

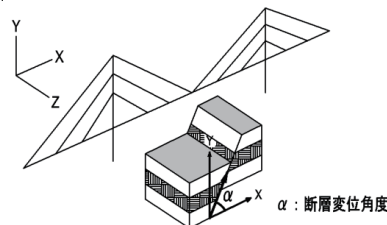


図-3 断層変位発生方向

#### 3. 3 入力波形

本検討で使用する地震波形は、土木学会地震工学委員会の「断層変位を受ける橋梁の計画・耐震設計に関する小委員会」<sup>4)</sup>から引用している。同小委員会では、断層変位が顕著に生じた1999年台湾・集集地震での加速度波形データをもとに、加速度波形をIwan et al<sup>5)</sup>やBoore<sup>6)</sup>に基づく方法および太田・アイダンのEPS法<sup>7)</sup>の2つを用いて積分し、残留変位の異なる変位波形を作成している。同小委員会で使用している加速度波形(TCU068 EW original)および変位波形(TCU068EW1-1, 1-7)を図-4, 5に示す。断層変位を模擬した動的解析では、残留変位の異なる2種類の変位波形を入力する。残留変位の異なる2種類の変位波形による相対変位を図-6に示す。

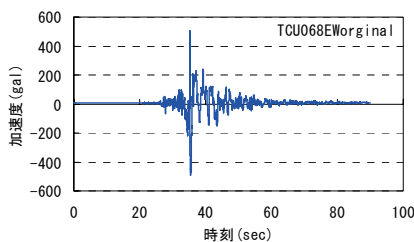


図-4 加速度波形

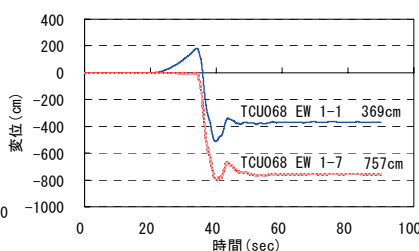


図-5 変位波形

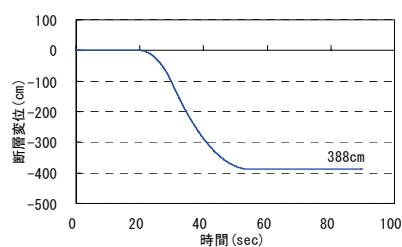


図-6 相対変位

### 3. 4 解析ケース

動的解析の解析ケースを表-2に示す。なお、比較のために静的解析で $\alpha=0^\circ$ の結果をCASE-0とする。加速度波形を入力した解析ケースをCASE-1、加速度波形から作成した変位波形の妥当性を確認するため全ての支点到同一の変位波形を入力した解析ケースをCASE-2とした。また、断層変位を模擬した残留変位の異なる2種類の変位波形を入力した解析ケースをCASE-3とする。

表-2 解析ケース

解析ケース	解析手法	断層変位位置	入力波形	最終相対変位(断層変位量)
CASE-0	静的解析	中央径間	-	4.0m( $\alpha=0^\circ$ )
CASE-1	動解(加速度波形)	-	TCU068EWoriginal	-
CASE-2	動解(変位波形)	-	TCU068EWcase1-7	-
CASE-3	動解(変位波形)	中央径間	TCU068EWcase1-1 TCU068EWcase1-7	3.9m( $\alpha=0^\circ$ )

### 3. 5 変位波形の入力方法

変位波形の入力は図-7に示すように、フーチング下端に設けた剛な仮想部材およびバネ要素を介して入力した<sup>8)</sup>。

### 3. 6 解析方法および解析ソフト

断層変位を考慮した動的解析では、時刻歴応答解析における数値積分法にNewmark  $\beta$ 法( $\beta=0.25$ )による直接積分法を用いて、応答計算の積分時間間隔を0.005秒、応答解析時間を90秒とした。解析にはTDAPIIIを用いた。

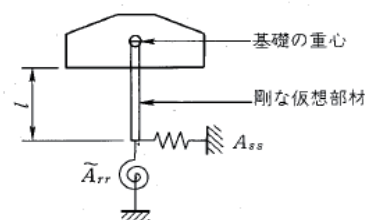


図-7 変位波形入力位

## 4. 静的解析結果

断層変位が4.0mとなった主桁の曲率を図-8に、橋脚の曲率を図-9に、斜材の張力を図-10に示す。

図-8より、断層変位角が $\alpha=0^\circ, 180^\circ$ から $\pm 45^\circ$ の範囲において、柱頭部付近で大きな応答曲率を示しており、 $\alpha=0^\circ, 180^\circ$ に至っては初降伏曲率をわずかに超えている。これは、断層変位角度が水平に近い場合、橋脚間の水平方向ずれが大きくなり、主塔と主桁の変形が大きくなるためである。これに対し、橋脚間の水平方向ずれの小さい断層変位角度が $\pm 90^\circ$ の場合、主桁の損傷は小さなものにとどまっている。

図-9より、主桁と同様に $\alpha=0^\circ, 180^\circ$ から $\pm 45^\circ$ の範囲において橋脚基部で初降伏曲率を大きく超える応答となっているのに対し、 $\alpha=\pm 90^\circ$ では初降伏にも至っておらず、水平方向に断層変位が発生した方が損傷を受けることが確認できた。ただし、橋脚の応答値は終局までには至っていない。

図-10より、断層変位角度により斜材の張力変動は異なるものの、全ての角度において斜材張力が降伏超過もしくは張力0となっている。損傷の大きい柱頭部付近において、斜材張力が0になるケースでは、主桁の応答曲率は

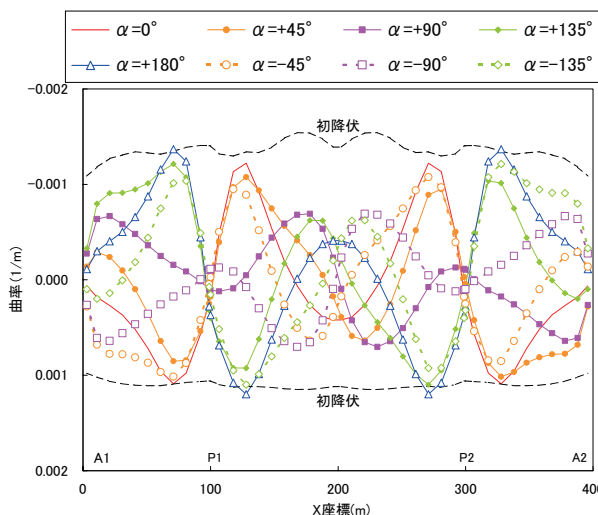


図-8 主桁応答曲率(静的解析)

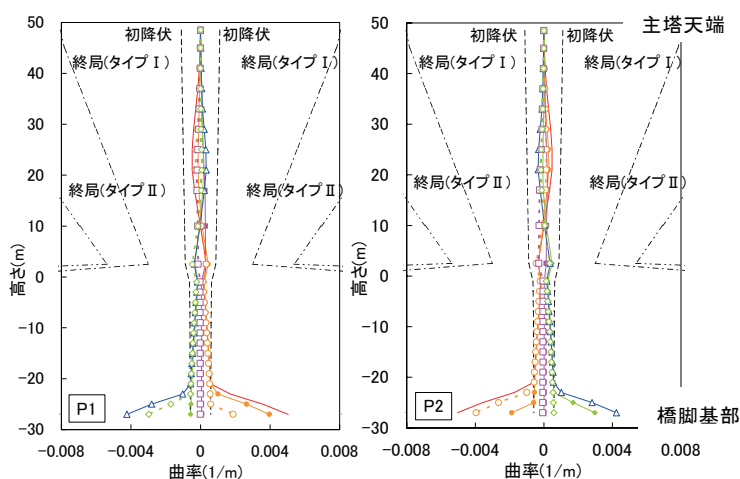


図-9 橋脚応答曲率(静的解析)

正側に大きくなり、斜材張力が大きくなるケースでは、主桁の応答曲率は負側に推移している。

5. 動的解析結果

断層変位を考慮した動的解析CASE-3の変形図を図-11に示す。P1-P2間の断層変位が1.0m程度となる30秒で、橋脚間距離の増大に伴い、主塔が内側に倒れている。断層変位が2.0m程度で加速度が最大となる36秒程度では、地震応答に伴い橋脚の変形が大きくなっている。その後、断層変位が3.9mとなる60秒以降では、橋脚間が広がり主塔が内側に傾斜するように残留変位が生じる。

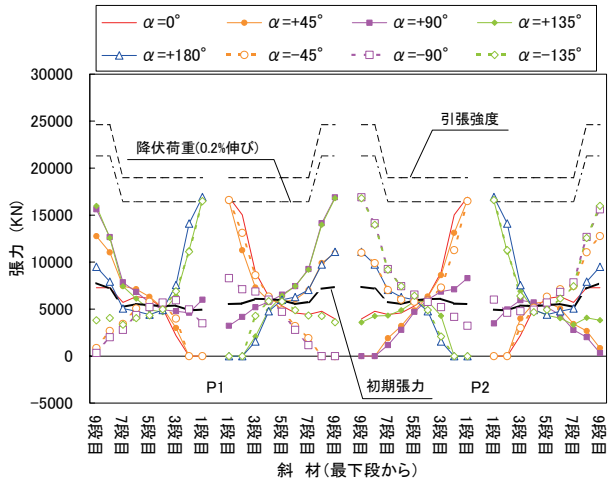


図-10 斜材張力 (静的解析)

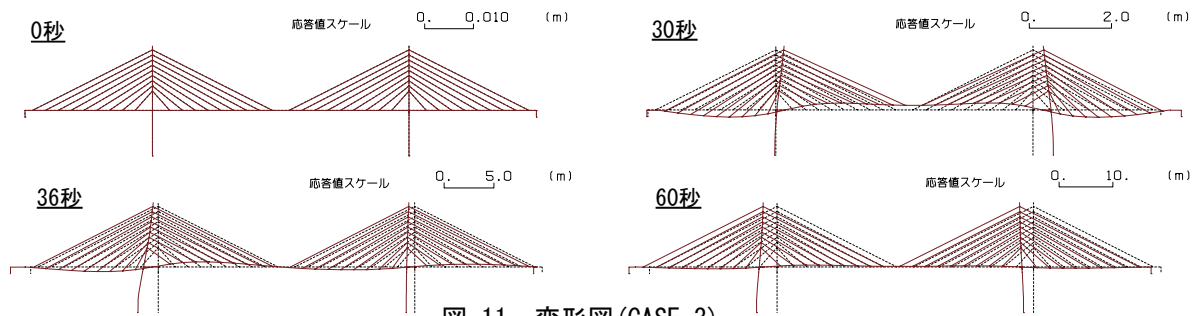


図-11 変形図 (CASE-3)

主桁の最大・最小曲率の比較を図-12 に、側径間および中央径間の最大値を示す断面位置の曲率の時刻歴の比較を図-13 に示す。

CASE-0では、主桁は側径間部主塔近くでほぼ降伏曲率となっているが、CASE-1~3では加速度波形、変位波形に定常し降伏を超えており静的解析では過小評価となっている (CASE-3ではCASE-0に対し最大1.6倍程度の応答曲率)。CASE-1,2は、曲率の大小はあるが同様な挙動を示しており、変位波形を入力した動的解析の妥当性が確認できた。CASE-3は他のケースと比較して応答性状が異なるとともに最大応答曲率が増加しており、断層変位の影響を受けた橋梁の動的応答特性が顕著に見られる。

変形図 (図-11) から見て分かるように断層変位によりP1, P2橋脚間隔が広がったことにより斜材に引っ張られ主塔が中央径間側に傾斜した形となる。図-13を見ると、CASE-3の応答曲率はその影響を受けて側径間側は+側に、中央径間側は-側にシフトしていることが分かる。

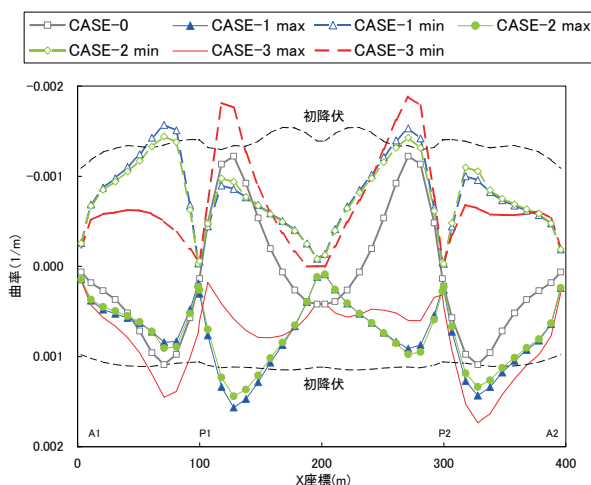


図-12 主桁の応答曲率 (動的解析)

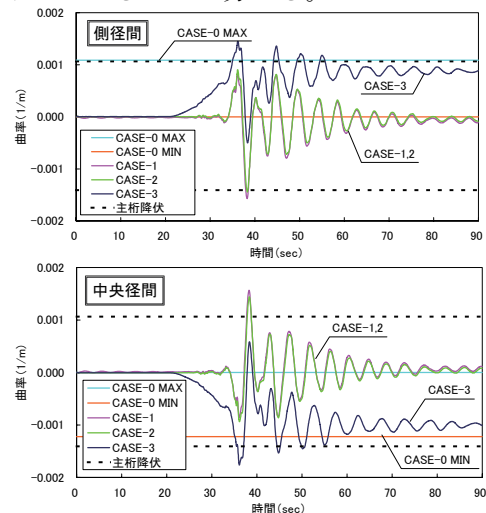


図-13 主桁の応答曲率履歴

橋脚の最大・最小曲率の比較を図-14 に示す。図-14 より、CASE-0, CASE-3 で P1・P2 とともに橋脚基部の応答曲率は降伏を大きく超えている。これは、断層変位の影響に起因するものであり、地震応答のみの CASE-1, CASE-2 では CASE-0, CASE-3 よりも小さな応答値にとどまっている。CASE-2 と CASE-3 の P2 橋脚基部に着目すると、断層変位を考慮した CASE-3 の応答曲率が 12 倍程度の結果となっている。このことから、断層変位の影響を受ける橋梁では、断層変位を考慮しない動的解析を採用した場合、応答値を過小に評価すると考えられる。

橋脚基部断面の曲率の時刻歴応答波形の比較を図-15 に示す。CASE-3 の橋脚基部の曲率は、断層変位が大きくなる 30 秒~40 秒で増大し、断層変位が一定となる 40 秒以降では、地震応答により若干の変動はあるものの同程度の値を示している。

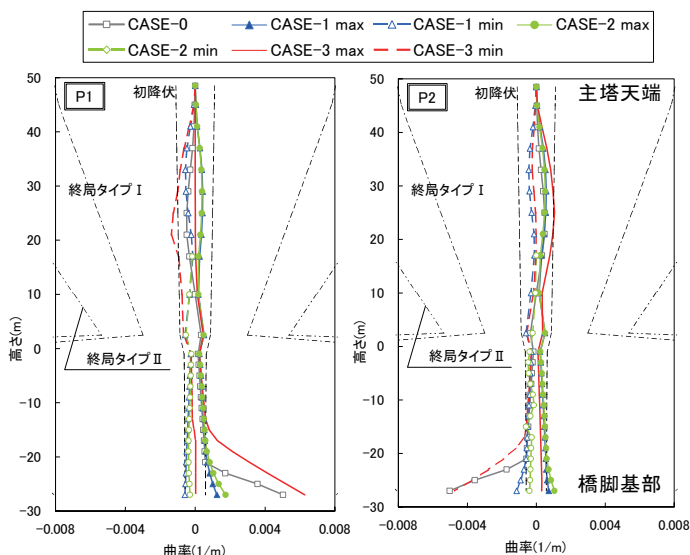


図-14 橋脚の応答曲率(動的解析)

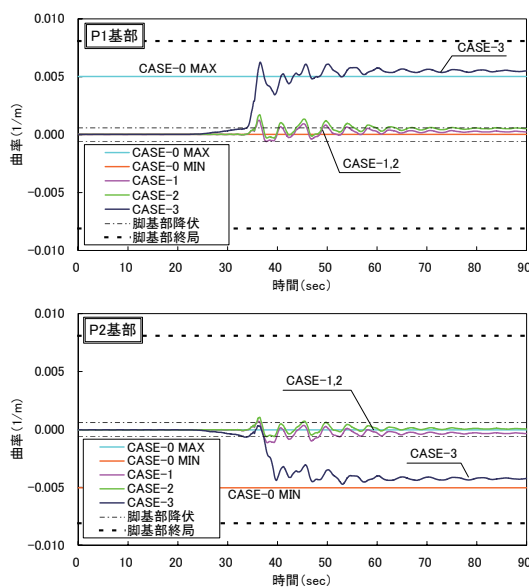


図-15 橋脚の応答曲率履歴

斜材の最大・最小張力の比較を図-16 に示す。全てのケースで最下段の斜材で降伏荷重(0.2%伸び)超過および張力0となっており、最下段の斜材が地震による張力変動が最も大きくなる。

中央径間最下段・最上段斜材の張力の履歴を図-17 に示す。最下段・最上段の斜材ともに、断層変位が発生する 20 秒~30 秒の間で張力変動が生じる。断層変位により橋脚間距離が大きくなるにしたいが、最下段の斜材張力が大きくなり降伏張力に至っている。これに対し、最上段の斜材は断層変位の発生に伴い、張力が小さくなっている。これは、中央径間に発生した断層変位により、主塔が中央径間側に傾斜するためである。

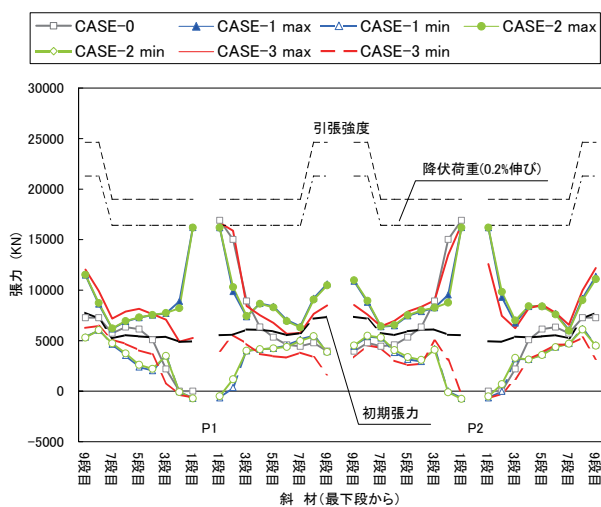


図-16 斜材張力(動的解析)

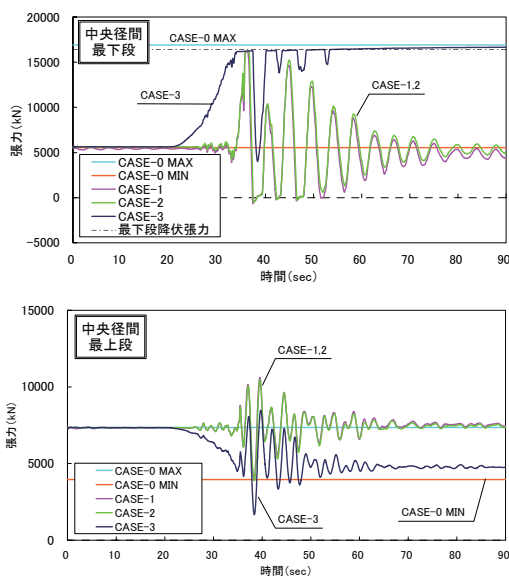


図-17 斜材張力の履歴

## 6. まとめ

本論文では、3径間連続PC斜張橋を対象として、橋軸方向の断層変位地震を想定し、解析手法の違いによる挙動の把握と曲率等応答の比較検討を行った。本検討で得られた知見を以下に示す。

- 1) 断層変位の発生角度を橋軸方向から鉛直方向に回転させて静的解析を行った場合、鉛直方向に断層変位が発生したケースに比べ、水平方向に断層変位が生じたケースのほうが損傷が大きい。
- 2) 加速度波形による解析結果(CASE-1)と加速度波形を積分・補正して作成した変位波形(断層変位なし)の解析結果(CASE-2)は、主桁・橋脚・斜材ともに、ほぼ同程度の応答値および応答履歴を示しており、変位波形による動的解析の妥当性を確認した。
- 3) 静的解析(CASE-0)および加速度波形を入力した動的解析(CASE-1)では、断層変位を考慮した変位波形による動的解析(CASE-3)に比べ、主桁、橋脚基部の曲率及び斜材張力を過小評価することになる。
- 4) 橋軸方向に断層変位が生じた場合、主桁の変形状態と斜材長の関係で最も短い最下段の斜材の張力変動が最も大きい。
- 5) 断層変位を受けるPC斜張橋の計画・耐震設計は、静的解析、断層変位を考慮しない動的解析、および断層変位を考慮する動的解析の結果をもとに安全側の設計を行うのが望ましい。

ここで得られた結果は、解析対象とした3径間連続PC斜張橋の結果であり、全てのPC斜張橋に当てはまるものではない。実際には、通常行われている加速度波形を用いた動的解析と同様に、橋梁形式や構造寸法により地震時の応答が異なるため橋梁毎の検討は必要と思われる。

謝辞：本論文は、2005年～2007年の3年間活動してきた土木学会地震工学委員会の「断層変位を受ける橋梁の計画・耐震設計に関する小委員会」コンクリート斜張橋WGの結果をもとに編集したものです。本検討で使用した断層変位を考慮した変位波形は、台湾集集地震で観測された加速度波形をもとに作成したものです。変位波形作成に尽力された同小委員会地震動WGの方々をはじめ関係各位に謝意を表します。

## 【参考文献】

- 1) 川島一彦, 橋本隆雄, 鈴木猛康: トルコ・コジャリエ地震による交通施設の被害概要, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 409-416, 1999. 12
- 2) 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻建設振動工学研究室: 921集集地震(台湾)被害調査報告書, 2000. 2
- 3) (社)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. 11
- 4) 「断層変位を受ける橋梁の計画・耐震設計に関する研究小委員会」報告書, 土木学会, 2008. 7
- 5) Iwan, W. D., M. A. Moser, and C.-Y. Peng: Some observations on strong-motion earthquake measurement using a digital accelerograph, Bull. Seism. Soc. Am. 75, pp. 1225-1246, 1985
- 6) Boore, D. M.: Effect of baseline corrections on displacements and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake, Bull. Seism. Soc. Am. 91, pp. 1199-1211, 2001
- 7) 太田良巳, アイダンオメル, 加速度記録から地盤の変位応答を求める手法について, 地震工学研究発表会報告集, pp. 1046-1051, 2007
- 8) 川島一彦他: 道路橋の耐震設計計算例, 山海堂, pp. 118, 1982. 2