

## 震源断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性

Seismic behaviors of a steel truss bridge near a fault

原田隆典\*, 野中哲也\*\*, 王宏沢\*\*, 岩村真樹\*\*\*, 宇佐美勉\*\*\*\*  
 Takanori Harada, Tetsuya Nonaka, Koutaku Oho, Maki Iwamura, Tsutomu Usami

\*工博, 宮崎大学教授, 工学部土木環境工学科 (〒889-2155 宮崎市学園木花台西 1-1)  
 \*\*博(工), (株)地震工学研究開発センター (〒889-2155 宮崎市学園木花台西 1-1 宮崎大学産学連携センター内)  
 \*\*\* (株)地震工学研究開発センター (〒889-2155 宮崎市学園木花台西 1-1 宮崎大学産学連携センター内)  
 \*\*\*\* D.Sc. 工博, 名城大学教授, 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

We have been developing a theoretical method of simulating deterministically the spatial variability of near field ground motions for the purpose of aseismic design and analysis of structures. This paper presents the characteristics of the temporal and spatial variability of near field ground motions, and the characteristics of the 3D nonlinear response of a steel truss bridge. The near field ground motions with large permanent movements due to a fault are simulated using the stiffness matrix method. The effects of the sedimentary layer and the depth of the upper edge of the fault upon the ground motions, and upon the nature of inelastic response of the steel truss bridge are examined. It is found that the seismic wave motions near a fault are quite complex and thickness of the sedimentary layer and spatial position strongly affects on the response behaviors of the steel truss bridge near the fault.

*Key Words: fault displacement, dynamic analyses, steel truss bridges*

キーワード: 断層変位, 動的解析, 鋼トラス橋

## 1. はじめに

近年, 大地震時の断層変位による橋梁等の被害が報告<sup>1),2)</sup>され, 断層変位が橋梁に与える影響等に関する研究が進められている. これらの研究は, これまでの地震時の慣性力だけによる評価ではなく, 断層変位による影響を考慮したものである. たとえば, 大塚ら<sup>3)</sup>は, 地震時の動的挙動が複雑な鋼斜張橋を対象として, 一般的に用いられる強制変位による静的解析では部材の断面力を過小評価する傾向にあることを示し, 断層変位を受ける橋梁の耐震安全性を確保するためには動的解析が必要であることを示している. また, 山尾ら<sup>4)</sup>は, 中路式鋼アーチ橋を対象にして, 静的に断層変位を与えた後に地震時の慣性力を作用させた動的解析およびその逆を実施することで, 断層変位を受けたときの損傷メカニズムの解明, 断層変位に対する耐震性能照査を行っている.

従来この種の研究は, 観測記録波形をもとに断層永久変位を含む入力波形を生成し, その波形をもって耐震検討を実施したものである. 直下地震の記

録は海洋型と比べ非常に少なく, 限られた観測波形で検討を行ってきた. そのため, 直下地震に対する合理的な耐震検討や耐震設計を行うためには, 断層近傍の強震動記録と構造物被害経験の不足を補うために, 理論的方法を重視した研究の蓄積が不可欠であると考えられる.

そこで, 筆者らは, 震源断層破壊—地盤応答—構造物応答という一連の物理現象を理論的に一貫して捉えて構造物の地震時挙動を解明することを重要な研究テーマとしてきた. その成果のひとつとして, 運動学的断層モデルと水平成層地盤モデルに基づいて, 断層永久変位を含む地震動波形を理論的に合成し, 断層近傍の地震動の時空間分布特性および高架橋の応答特性について解明してきた<sup>5),6)</sup>.

本研究では, その考えをもとに, 地震時の動的挙動が複雑な橋梁に分類される上路式鋼トラス橋を対象にして, 震源から橋梁までの一貫した数理モデルを提示した上で, 断層永久変位を含む M6.5 の直下地震の震源断層近傍における対象橋梁の応答特性を検討した. 地震動の大きさについては, 土木学会が「第三次提言」において, 伏在断層に起因する

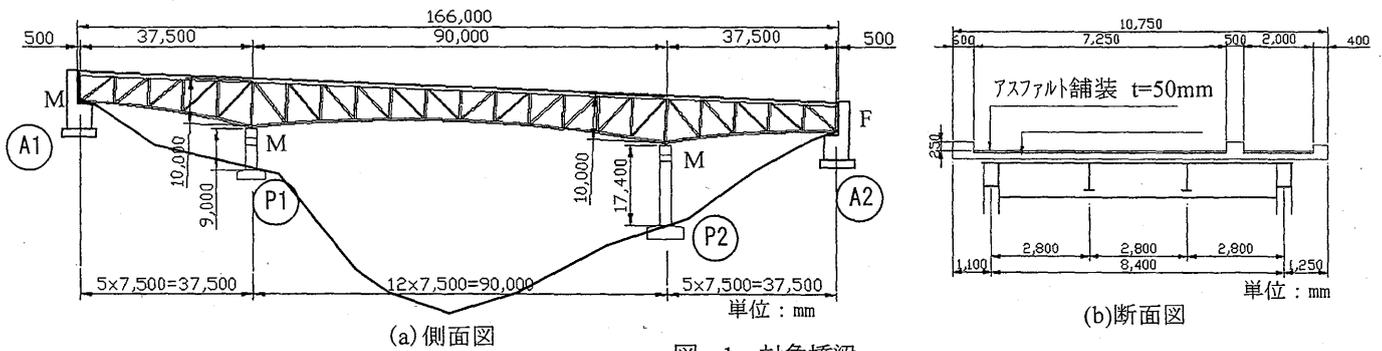


図-1 対象橋梁

M6.5 程度の直下地震が起こる可能性を考慮し、この地震動をレベル2地震動の下限値としていることから、この値に設定した。また、検討ケースは、地震の規模を一定にして、地震動の特性を決定する要因の中で重要な対象橋梁と断層の位置関係および断層上端の深さに着目し、この2つのパラメータの組合せとした。このような理論的方法による検討から、特に、上路式鋼トラス橋の損傷状況に及ぼす橋梁と断層の位置関係、断層上端深さ等の関係を調べた。

## 2. 通常の解析法と本研究の解析法の比較

上路式鋼トラス橋のような特殊橋梁においても、通常の耐震設計では、観測波形を振幅調整した波形をもって橋梁モデルに対して橋軸方向および橋軸直角方向別々に、位相差なし（一様加震）として作用させる動的解析を実施している。これに対して、本研究で提案している解析法では、震源断層から橋梁までのモデル（断層モデル+地盤モデル+橋梁モデルの一貫した解析モデル）を構築し、この解析モデルへの入力情報としてはシナリオ地震情報および対象橋梁と震源の位置関係である。

## 3. 対象橋梁および橋梁解析モデル

対象橋梁<sup>7)</sup>は、図-1に示すような上路式鋼トラス橋であり、山間部に比較的多い形式の橋梁である。本橋梁は、上部構造のほとんどの重量を占める床版の重心位置が、トラス桁の上弦材の上にある橋梁形式であり、動的挙動が複雑な橋梁に分類される。対象橋梁のモデル化は、図-2に示すように、ファイバーモデルによる3次元骨組モデルとした。下弦材および垂直材は箱形断面、斜材はH形断面であり、各断面に対してファイバー要素分割（図-2の拡大図）した。なお、支承の破壊や橋台との衝突は考慮していない。このモデルに対して、地震応答解析を実施する。解析の種類としては、材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮した動的複合非線形解析である。解析モデルおよび解析方法の詳細については、文献7),8)を参照されたい。

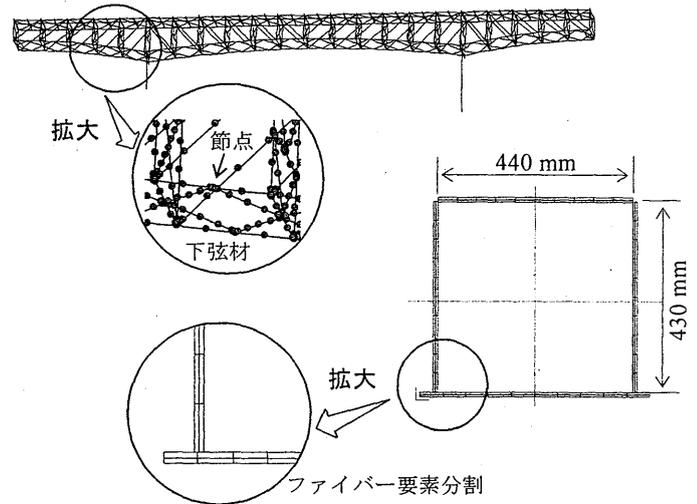


図-2 3次元骨組モデル

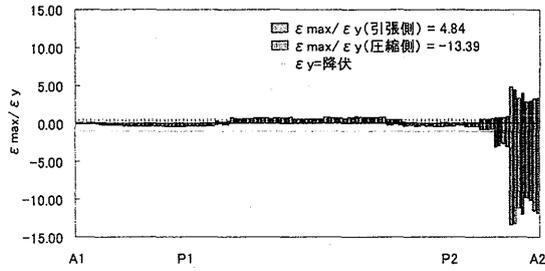
表-1 固有周期

モード次数 <i>n</i>	振動数 <i>f</i> Hz	周期 <i>T</i> sec	有効質量比		
			橋軸	橋軸直角	鉛直
1	1.3113	0.7626	0%	58%	0%
2	1.3451	0.7434	16%	0%	0%
3	1.6355	0.6114	0%	0%	22%
4	2.4769	0.4037	56%	0%	1%
5	2.8408	0.3520	0%	0%	0%
6	3.6876	0.2712	0%	0%	0%
7	4.3385	0.2305	0%	15%	0%
8	4.5794	0.2184	0%	0%	13%
9	4.6274	0.2161	9%	0%	0%
10	5.2059	0.1921	4%	0%	10%

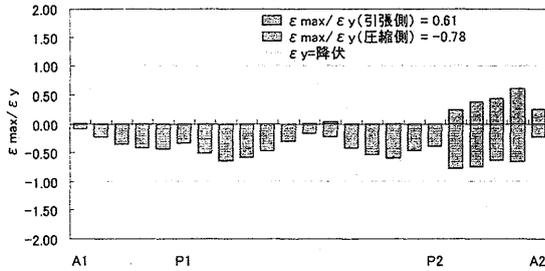
対象橋梁に対して固有振動解析した結果を表-1に示す。この表から、基本モードの周期が橋軸方向で0.40秒、直角方向で0.76秒となっていることがわかる。

## 4. 道示標準波形による解析結果

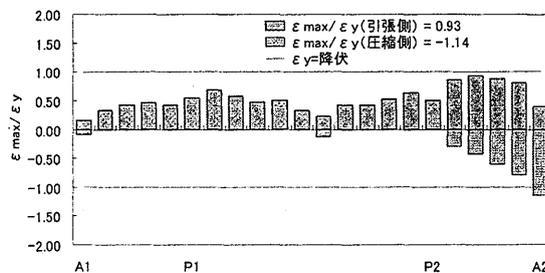
本橋梁に対して、道示<sup>9)</sup>で規定されているタイプII（直下型）のI種地盤の標準波形を作用させる。この波形による橋軸方向の解析結果を図-3に、直角方向の解析結果を図-4にそれぞれ示す。横軸に対象橋梁の橋軸方向の位置を、縦軸にその位置での最大応答ひずみ/降伏ひずみの値を、下弦材、垂直材および斜材に対して示している。なお、この最大応答ひずみは、各部材断面を分割したファイバー要



(a)下弦材の最大ひずみ一覧

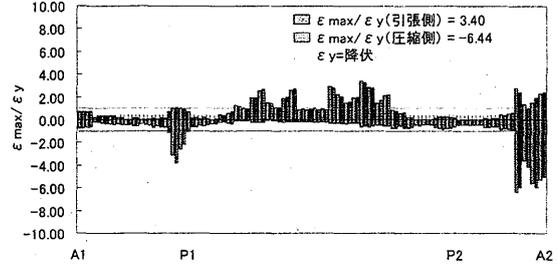


(b)垂直材の最大ひずみ一覧

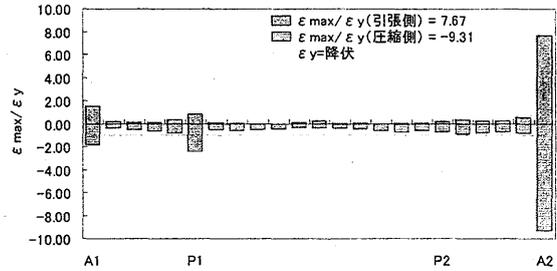


(c)斜材の最大ひずみ一覧

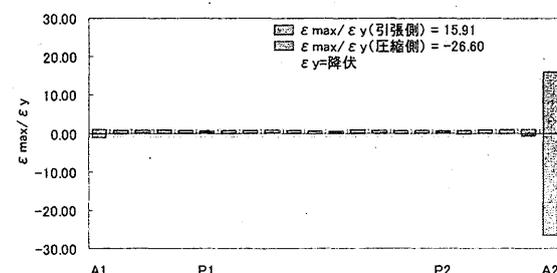
図-3 標準波形の結果 (橋軸方向)



(a)下弦材の最大ひずみ一覧



(b)垂直材の最大ひずみ一覧



(c)斜材の最大ひずみ一覧

図-4 標準波形の結果 (橋軸直角方向)

素 (図-2 内の拡大図) の中で最大のひずみ値とした。これらの図から、部材の損傷程度が大きく、対象橋梁は崩壊に至る可能性があると考えられる。また、損傷の傾向が橋軸方向と直角方向でそれぞれ異なっていることがわかる。なお、対象橋梁の耐震性の評価は、前述の下弦材、鉛直材および斜材以外に、床版、上弦材、2次部材、支承、橋脚など多くの部材や耐震上重要な部位の評価が必要であるが、本研究においては各ケースの部材の概略的な塑性化状況の把握に重点をおいた比較検討としたため、前述のような部材のみの評価とした。

## 5. 直下型地震動の作成

### 5.1 想定する地震の規模

地震の規模を、土木学会がレベル2地震として提案している伏在断層の場合の下限値 M6.5 とした。本研究では、M6.5 の地震の平均的断層パラメータとして表-2を用いており、地震モーメントの定義式から計算される平均断層すべり量は60cmとなる。ここでは、断層変位により大きな被害を出した集集地震のように数mもの断層永久変位<sup>1)</sup>を出す大規模な直下地震は想定していない。

### 5.2 地震動の作成手法

対象橋梁が山間部でよく用いられる上路式鋼トラス橋であるため、山間部において典型的な横ずれ断層とし、地盤モデルは断層を含む半無限地盤上に1層の表層地盤を考慮した単純なものとした。対象橋梁に作用させる直下型地震動の作成としては、厳密な理論的評価法を用いることとした。具体的には、原田らの方法<sup>10)~12)</sup>を使って、運動学的断層モデルと水平成層地盤の剛性マトリックスによって解析的に求められる振動数-波数領域の地震波動場を3重逆フーリエ変換して理論的に断層永久変位を含む地震動波形を合成した。詳細な作成方法については、文献10)~12)を参照されたい。なお、採用した理論的評価法の検証については、参考文献11),12)で示され、実現象を再現できる精度の高いものとなっている。

### 5.3 断層永久変位を含む地震動の作成

地震動は断層パラメータと断層の種類(横ずれ断層等)によって大きく変わるが、本研究では、内陸地震の典型的なものとして横ずれ断層を想定して地震動を作成するものとした。地震学の成果を利用すると地震規模や断層の種類を決め、断層パラメータの平均値をある程度推定することができるよう

表-2 断層パラメータ

地震モーメント $M_0$	[ $N \cdot m$ ]	$1.04 \times 10^{18}$
立ち上がり時間 $\tau$	[ $s$ ]	0.4
断層の長 $L$	[ $km$ ]	10.1
断層の幅 $W$	[ $km$ ]	5.1
断層破壊速度 $v_r$	[ $km/s$ ]	2.52
断層の走行方向 $\phi$	[ $^\circ$ ]	0.0
断層面の傾斜角 $\delta$	[ $^\circ$ ]	90.0
すべり方向 $\lambda$	[ $^\circ$ ]	0.0

表-3 地盤の物性値

物性値	表層地盤	半無限地盤
P波速度 (m/s)	2800	6000
S波速度 (m/s)	1600	3500
密度 ( $t/m^3$ )	2.3	2.8
Q値	150	400

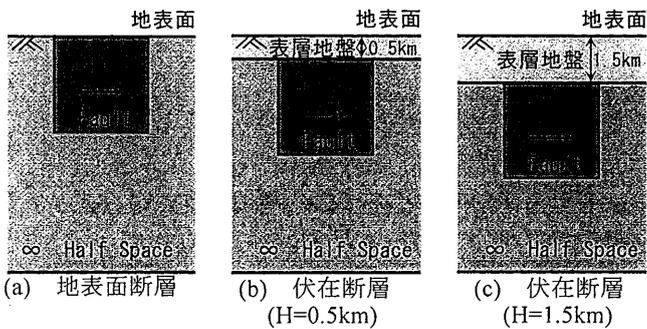


図-5 震源断層-地盤系モデル

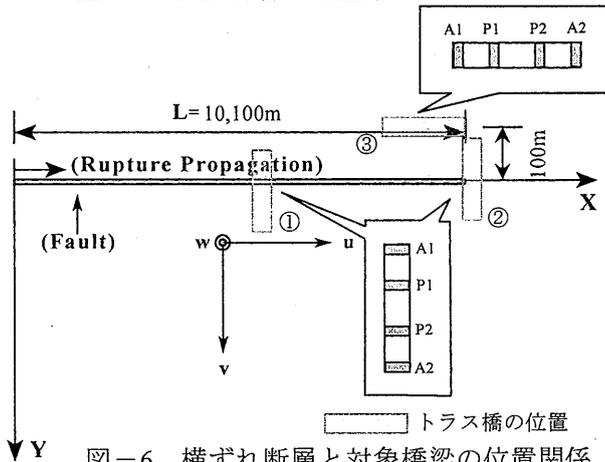


図-6 横ずれ断層と対象橋梁の位置関係

になり<sup>13),14)</sup>, そのばらつきや予測式が整理されてきている<sup>15)</sup>. 本研究では, 文献<sup>12),15)</sup>を参照して表-2と図-5に示すような断層パラメータを想定したものであり, 地震規模は前述したとおりM6.5である. 断層上端の深さと表層地盤の厚さは震源断層近傍の永久変位を含む地震動に大きく影響するパラメータであることがわかっている<sup>12)</sup>, 地震動の永久変位や最大加速度が大きくなるケースとして表-2の地表断層と伏在断層(0.5km表層)を設定し, 更に断層上端が深くなると地震動が小さくなるケースとして伏在断層(1.5km表層)の

表-4 検討ケース一覧

	断層中央 横断①	断層終端 横断②	断層 並行③
地表断層	CASE11	CASE12	CASE13
伏在断層 (0.5km表層)	CASE21	CASE22	CASE23
伏在断層 (1.5km表層)	CASE31	CASE32	CASE33

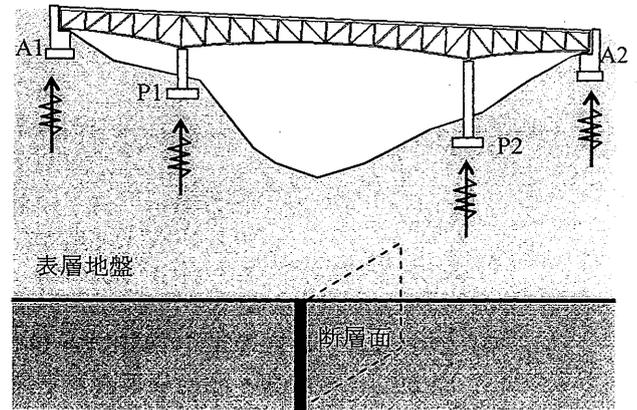


図-7 入力地震動の条件

合計3ケースを想定した.

理論的評価法による地震動の作成においては, 震源断層や地盤系の不確実性を考慮して1Hz程度とする場合が多いが, 対象橋梁の固有周期を考慮して, 高振動数領域(振動数2.5Hz)までの地震波を合成した.

地盤モデルの表層地盤と半無限地盤には, 表-3に示すような物性値を採用した.

## 6. 解析条件

### 6.1 断層と対象橋梁の位置関係

前述の横ずれ断層と対象橋梁の位置関係(平面図)を, 図-6に示す. 震源断層近傍の永久変位を含む地震動の場所的な違いは大きく, 断層破壊開始点(同図の断層線の左端)よりも断層破壊進む方向の断層線中央から断層破壊終了点(同図の断層線の右端)にかけて地震動が最大になることがわかっている<sup>12)</sup>. そこで本研究では, 3つの位置に橋梁があるケースを想定した. 断層の中心部を横断するケース(同図内①)を「断層中央横断」, 断層の終端部を横断するケース(同図内②)を「断層終端横断」, 断層の終端部において断層線から100m離れて平行に配置するケース(同図内③)を「断層並行」と呼ぶことにする.

### 6.2 検討ケース

本研究の検討ケースとしては, 図-5で示した3種類の断層と図-6で示した断層に対する橋梁の配置の3ケースを組合せて, 表-4のような9ケースとなる.

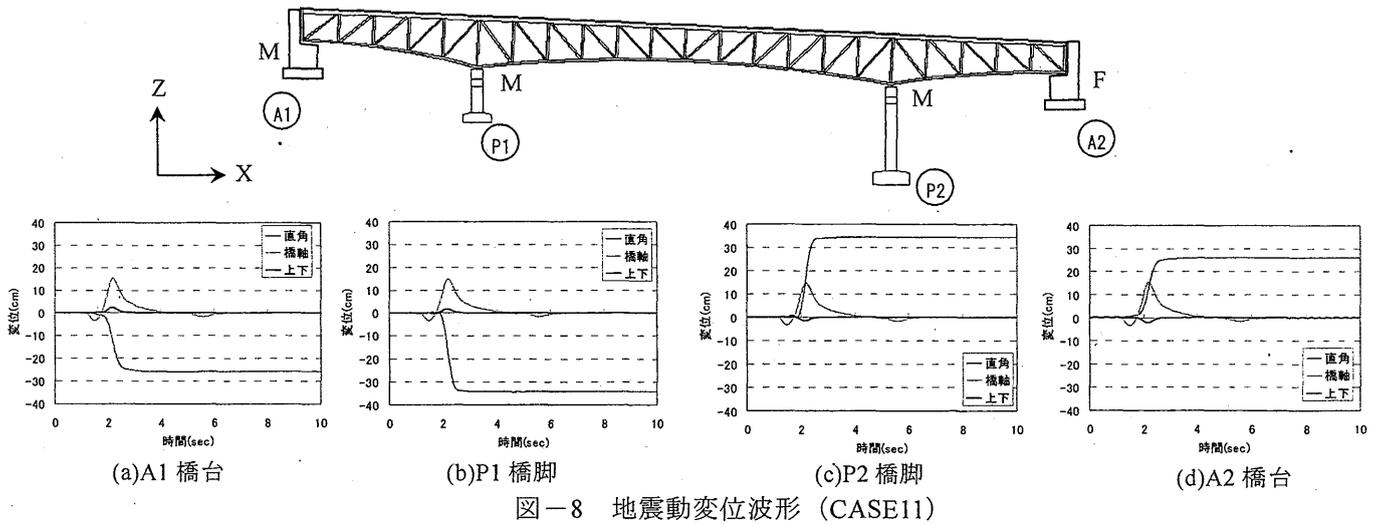


図-8 地震動変位波形 (CASE11)

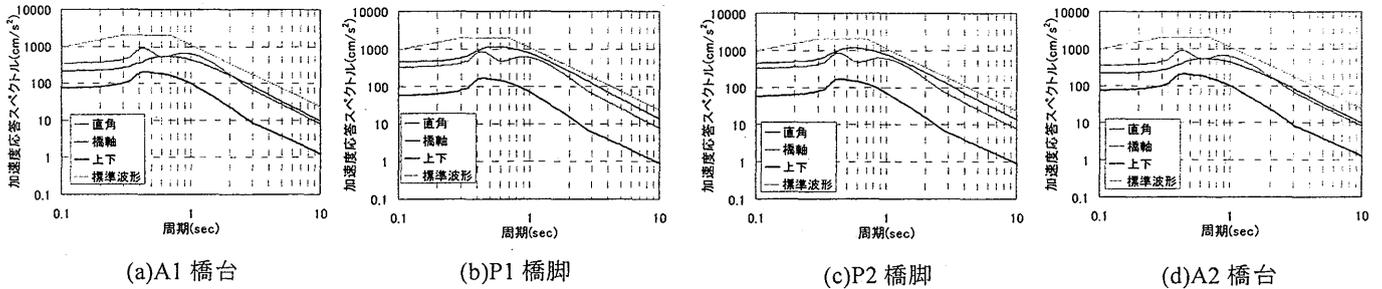


図-9 加速度応答スペクトル (5%減衰) (CASE11)

### 6.3 地震動の作用方法

本橋梁に対して、地震動を橋台 A1, A2 および橋脚 P1, P2 の下端から加速度として作用させる。その地震動は、前述の方法で作成した地表面での波形であり、図-6 で示した各橋梁の配置における橋台、橋脚の位置での波形となるため、本研究では表層地盤の地形効果は考慮していない。

作用方法としては、水平 2 方向と鉛直方向の 3 成分波形の同時入力とし、橋台と橋脚の下端にそれぞれ異なる波形を作用させることになる (図-7)。

なお、断層モデルによる地震動の作成では、1 地点の地震動成分としては水平 3 成分および回転 3 成分の合計 6 成分の地震動を計算することができるが、本解析では、横ずれ断層の回転成分の大きさは小さいこと<sup>9)</sup>を考慮し、水平 3 成分の地震動による橋梁の応答挙動を調べるものとする。

## 7. 解析結果および考察

### 7.1 断層中央横断

#### (1) 地表断層 (CASE11)

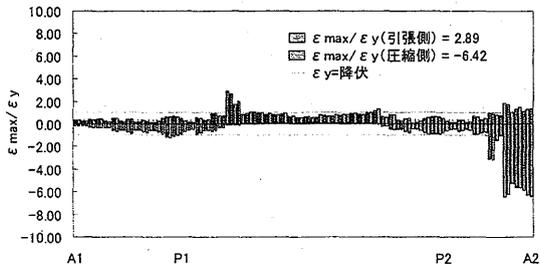
前述の方法で作成した橋脚および橋台位置での断層変位波形を示すと、図-8 のようになる。この図から橋軸直角方向において橋脚 P1 と P2 がそれぞれ逆方向に約 35cm 移動していることがわかり、P1 と P2 の橋脚間で相対変位が約 70cm にもなる。橋台 A1 と A2 の方は、断層線から遠い分、橋脚の

断層変位より小さくなっている。

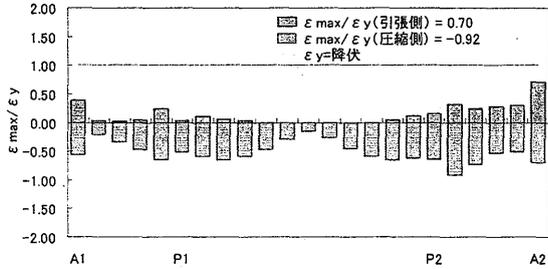
また、この図から、橋軸方向の断層変位については、横ずれ断層にもかかわらず橋脚、橋台共に同一方向に地盤が移動していることがわかる。鉛直方向については、横ずれ断層から容易に予想できるように断層変位が非常に小さい結果となった。

各位置での入力加速度の加速度応答スペクトル (5%減衰) を示すと、図-9 のようになる。この図から、橋軸方向および直角方向がほぼ同程度の加速度応答スペクトルを示しているのがわかる。加速度応答スペクトルの大きさは、道示の標準波形と比較して対象橋梁の固有周期 (橋軸方向:0.40s, 直角方向:0.76s) 近辺で約半分程度と小さくなっている。

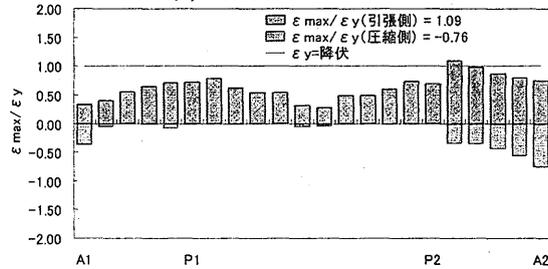
これらの波形を用いて、地震応答解析した結果を図-10 に示す。まず、この図から、A2 側の下弦材が大きく損傷することから、対象橋梁は標準波形と同様に崩壊する可能性があるといえる。また、下弦材の塑性化の状況は橋軸方向の標準波形の結果 (図-3) と比較的傾向が似ているが、斜材において P2 橋脚近辺で引張側がわずかに塑性化するがほぼ弾性範囲とみなされ、A2 橋台側の圧縮側において標準波形と異なり、塑性化しなくなったことがわかる。このように橋軸方向の標準波形と異なった理由は、断層変位の影響も挙げられる。最大変位時の対象橋梁の変形モードを示すと、図-11 のようになる。この図は、対象橋梁を真上から見た変形モードであり、左右異なった方向に変位し橋台 (A1,A2) より



(a)下弦材の最大ひずみ一覧



(b)垂直材の最大ひずみ一覧



(c)斜材の最大ひずみ一覧

図-10 解析結果 (CASE11)

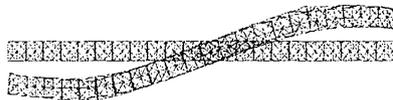


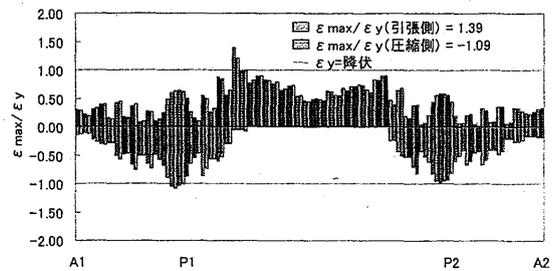
図-11 最大変位時の変形モード  
(表示変形倍率 50 倍)

橋脚 (P1,P2) の変位が大きいため、桁全体が S 字型に変形している様子がわかる。一方、標準波形の場合は、結果は省略するが一般的な変形モード (橋軸方向では桁全体が水平移動し、直角方向では桁中央部が大きく変位する変形モード) であり、A2 橋台側の斜材が弾性範囲になった理由はこの変形モードの差によるものと考えられる。

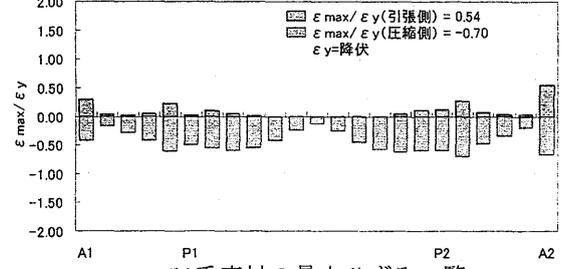
次に、断層変位の影響を確認するため、断層永久変位の 3 成分の変位量だけ、強制変位として与える静的弾塑性有限変位解析を実施した。その結果が図-12 であり、前述の CASE11 より応答値が小さくなりほぼ弾性範囲となった。よって、CASE11 で塑性化した原因は、地震時の慣性力と断層変位の両方の影響を受けていると考えられる。

## (2) 伏在断層 (CASE21, CASE31)

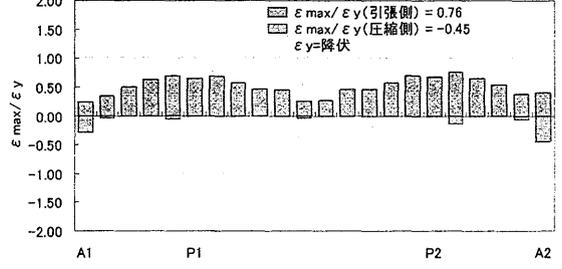
表層地盤の厚さが 0.5km のときの伏在断層 (図-5(b), CASE21) における地表上の地震動変位波形を図-13 に示す。この図は、P1, P2 橋脚位置での地表上の変位波形であり、瞬間的に最大で約 30cm 弱変形するが、ほとんど断層永久変位がないことがわかる。また、対象橋梁の入力となる地表上の地震



(a)下弦材の最大ひずみ一覧

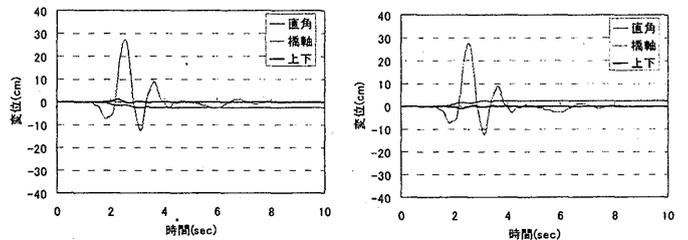


(b)垂直材の最大ひずみ一覧



(c)斜材の最大ひずみ一覧

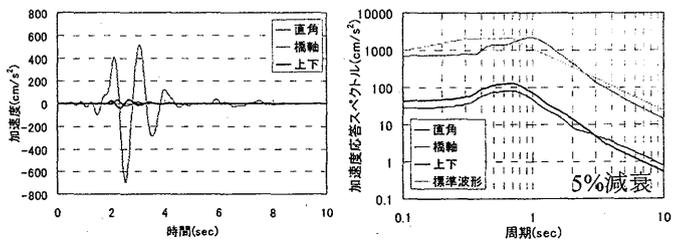
図-12 強制変位の静的解析結果



(a)P1 橋脚

(b)P2 橋脚

図-13 地震動変位波形 (CASE21)

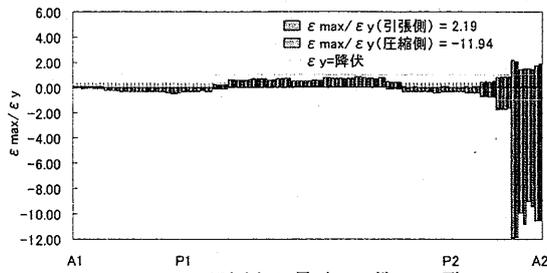


(a)地震動加速度波形(P1)

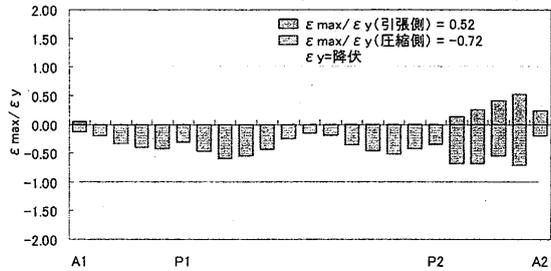
(b)加速度応答スペクトル(P1)

図-14 入力加速度波形 (CASE21)

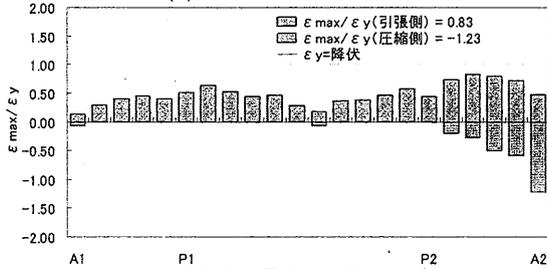
動加速度波形とその波形の加速度応答スペクトルを図-14 に示す。この図から、橋軸方向の応答加速度だけが増幅され最大で標準波形と同程度の約 2000gal にも達しているのがわかる。前述の地表断層の加速度応答スペクトル (図-9(b)) と比較して、表層地盤がある本 CASE21 の加速度応答スペクトル (橋軸方向成分) の方が増大していることもわかる。これは、断層破壊方向と表層地盤特性によるものであると考えられる。また、図-14(a)のグラフ



(a)下弦材の最大ひずみ一覧

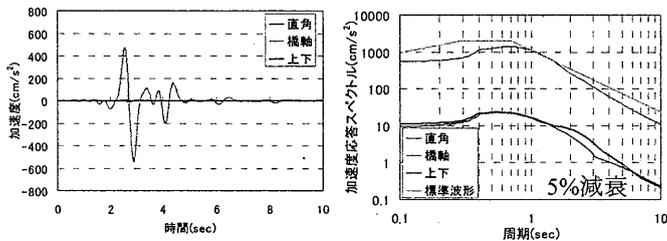


(b)垂直材の最大ひずみ一覧



(c)斜材の最大ひずみ一覧

図-15 解析結果 (CASE21)

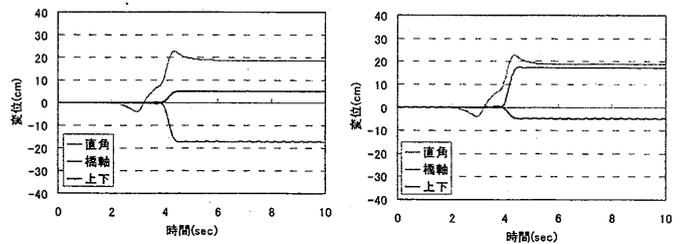


(a)地震加速度波形(P1) (b)加速度応答スペクトル(P1)

図-16 入力加速度波形 (CASE31)

において、地震動の繰り返し回数が少ないパルス的な波形は、理論的評価手法の採用、硬い地盤条件および1層の表層地盤の設定等によるものであり、震源断層近傍の地震動の特徴的な波形である<sup>10)</sup>。

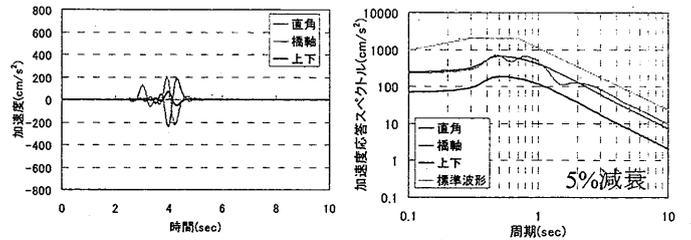
これらの入力地震動による解析結果が、図-15である。この図から、標準波形の橋軸方向の結果(図-3)とよく似ているのがわかる。このことから、伏在断層においては、断層が地表に出現するケースと異なり、本橋梁に対して断層変位による影響が小さくなり、地震時の慣性力が支配的になるといえる。なお、断層がさらに深くなった伏在断層(図-5(c)、表層地盤1.5kmのCASE31)の入力加速度波形を図-16に示す。この波形に対する解析結果は省略するが、図-14と類似していることから、CASE21と比較して部材塑性化の状況は変わらず多少応答が小さくなった程度であった。



(a)P1 橋脚

(b)P2 橋脚

図-17 地震動変位波形 (CASE12)



(a)地震加速度波形(P1)

(b)加速度応答スペクトル(P1)

図-18 入力加速度波形 (CASE12)

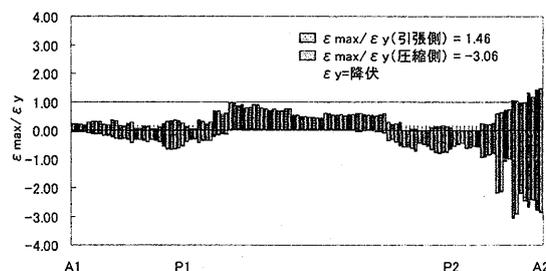


図-19 解析結果 (下弦材の最大ひずみ一覧)

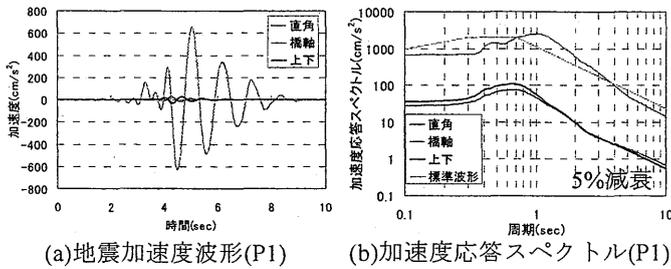
(CASE12)

## 7.2 断層終端横断

### (1) 地表断層 (CASE12)

P1, P2 橋脚位置での地震動変位波形を示すと、図-17 のようになる。この図から橋軸直角方向において橋脚 P1 と P2 がそれぞれ逆方向に約 17cm 移動していることがわかり、P1 と P2 の橋脚間で相対変位が約 35cm 程度となる。また、橋軸方向の断層永久変位が、CASE11 と異なり約 20cm にも達している。ただし、その断層変位の方法が同一であるため、本橋梁に対しては影響が小さいといえる(対象橋梁に限れば影響は小さいが、隣接橋梁を含めた連続した橋梁として考えれば影響が出ることも十分に考えられる)。さらに、鉛直方向の断層永久変位も約 5cm 発生し、P1 と P2 の橋脚間での相対変位が約 10cm 程度となる。このように橋梁が断層線の中央を横断する CASE11 と比べ、断層線の終端を横断する本ケースでは、橋脚、橋台の位置での地表地盤が 3 次元的に移動している<sup>6),12)</sup> ことになり、横ずれ断層の断層線方向だけ移動しているのではないということがわかる。

P1 橋脚位置での地震動加速度波形と加速度応答スペクトルを示すと、図-18 のようになる。同図(b)から、加速度応答スペクトルが橋軸方向および直角方向がほぼ同程度の値を示し、大きさが標準波



(a)地震加速度波形(P1) (b)加速度応答スペクトル(P1)  
図-20 入力加速度波形 (CASE22)

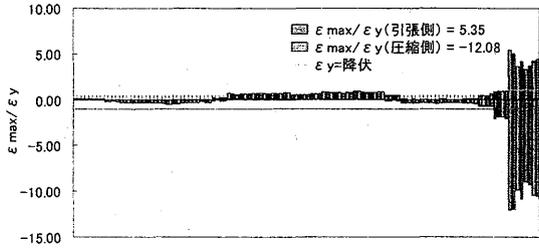


図-21 解析結果 (下弦材の最大ひずみ一覧) (CASE22)

形と比較して小さく、さらに CASE11 より小さくなっていることがわかる。

これらの波形を用いて、地震応答解析した結果 (下弦材) を図-19 に示す。この図から、下弦材の塑性化の状況は、断層中央横断の表層断層の CASE11 の結果と比較的傾向が似ているが、CASE11 より小さい応答となった。

#### (2) 伏在断層 (CASE22)

伏在断層 (表層地盤厚 0.5km) の CASE22 の地震動加速度波形および加速度応答スペクトルを、図-20 に示す。断層中央横断の伏在断層 (CASE21) と同様に、橋軸方向の応答加速度だけが増幅され最大で標準波形より大きくなり約 2500gal にも達しているのがわかる。

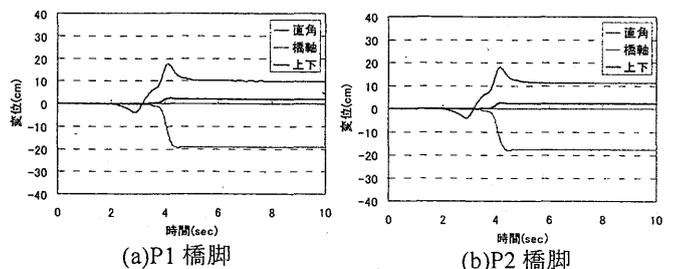
これらの波形を用いて、地震応答解析した結果 (下弦材) を図-21 に示す。下弦材の塑性化の状況は、CASE21 の結果と傾向がよく似て応答がさらに大きくなり、断層を横断するケースの中で、地震時の慣性力による損傷が最も進んだケースとなった。

なお、断層がより深くなった伏在断層 (表層地盤厚 1.5km の CASE32) の結果については省略するが、入力加速度および解析結果は、CASE22 の傾向と似ているが応答は多少小さくなった。

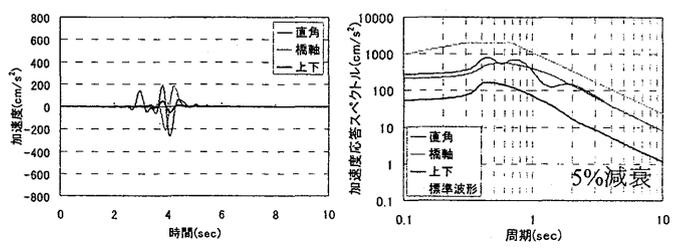
### 7.3 断層並行

#### (1) 地表断層 (CASE13)

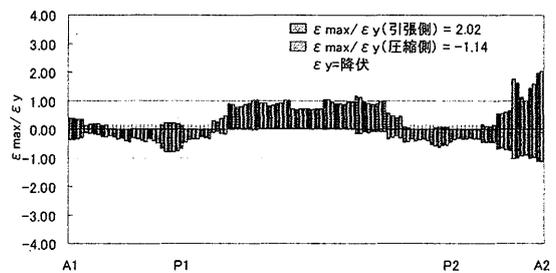
断層の終端部で断層線から 100m 離れて平行に本橋梁を配置する CASE13 において、P1, P2 橋脚位置での地震動変位波形を示すと、図-22 のようになる。この図から、本ケースが断層に平行であることから、予想通り各橋脚で 3 成分すべてほぼ同様に地表地盤が移動しているのがわかる。このような地



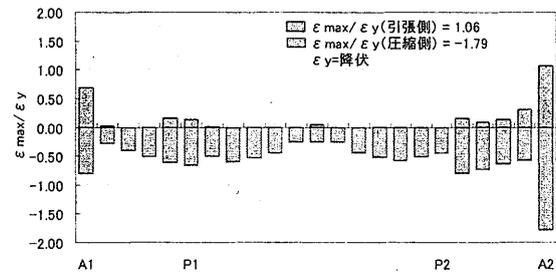
(a)P1 橋脚 (b)P2 橋脚  
図-22 地震動変位波形 (CASE13)



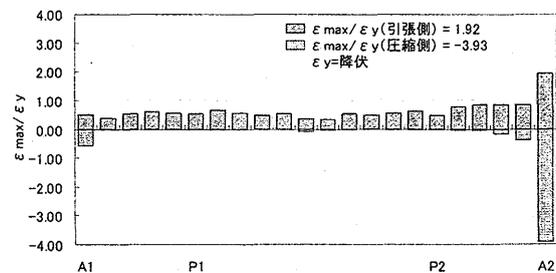
(a)地震加速度波形(P1) (b)加速度応答スペクトル(P1)  
図-23 入力加速度波形 (CASE13)



(a)下弦材の最大ひずみ一覧



(b)垂直材の最大ひずみ一覧



(c)斜材の最大ひずみ一覧

#### 図-24 解析結果 (CASE13)

盤の動きでは、本橋梁に対して断層変位の影響は少ないといえる。ただし、CASE12 で述べたように隣接橋梁を含めた連続した橋梁として考えれば、本ケースも影響が出ることが十分に考えられる。

P1 橋脚位置での地震動加速度波形と加速度応答スペクトルを示すと、図-23 のようになる。同図 (b) から、加速度応答スペクトルが橋軸方向および直角方向がほぼ同程度の値を示し、大きさが標準波

形と比較して半分程度に小さくなっていることがわかる。

これらの波形を用いて、地震応答解析した結果を図-24に示す。本ケースでは断層変位の影響はなく、橋軸方向および直角方向の同時2方向加震と同じと考えられ、この図から、標準波形の橋軸方向の結果(図-3)と直角方向の結果(図-4)を合成したような結果となっていることがわかる。

### (2) 伏在断層 (CASE23)

伏在断層(表層地盤厚0.5km)のCASE23の地震動加速度波形および加速度応答スペクトルを、図-25に示す。この図から、断層を横断する伏在断層と異なり、橋軸直角方向の応答加速度が増幅され最大で標準波形より大きくなり約2400galにも達しているのがわかる。

これらの波形を用いて、地震応答解析した結果を図-26に示すが、部材の塑性化の状況は、標準波形の橋軸直角方向の結果(図-4)と傾向がよく似て応答がさらに大きくなった。このケースが、全ケースの中で損傷が最も進んだケースとなり、対象橋梁は崩壊すると考えられる。

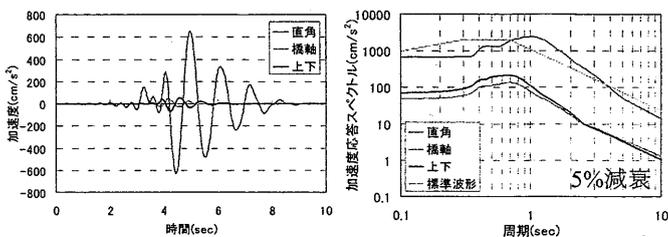
なお、断層がより深くなった伏在断層(表層地盤1.5km)のCASE33の結果については省略するが、入力加速度および解析結果は、CASE23の傾向とよく似ているが応答は多少小さくなった。

## 7.4 断層永久変位の整理

断層中央横断、断層終端横断、および断層並行の3ケースについて、断層永久変位を整理すると、図-27のようになる。この図から、地震後のおおよそそのトラス橋の挙動として、断層中央横断のケースが左回りの回転をし、断層並行のケースが左斜め上に平行移動しているのがわかり、断層のずれる方向から予想できる。これに対して、断層終端横断のケースは、回転しながら平行移動する結果となり複雑な挙動となることがわかる。その回転量は、断層中央横断のケースと比べ多少小さく橋梁本体に与える影響は小さくなるが、断層のずれる方向とほぼ直角方向に移動するため、隣接橋梁を含めて考えれば影響が大きいと考えられる。断層周辺の挙動としては、全体として偶力を持たないダブルカップルの力源モデルの傾向が現れている。

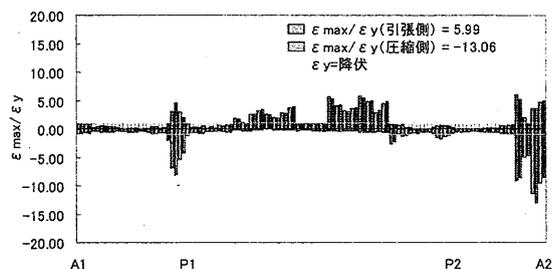
このように、断層永久変位によるトラス橋への影響は断層を横断するケースが大きいですが、断層を横断する位置(本検討では中央横断と終端横断)によって異なり、特に終端横断の場合が複雑であるので、耐震設計等上で注意が必要であるといえる。

なお、加速度の方は、表層地盤があるケースで大きく、断層平行成分に比べ断層直交成分が大きくなる。

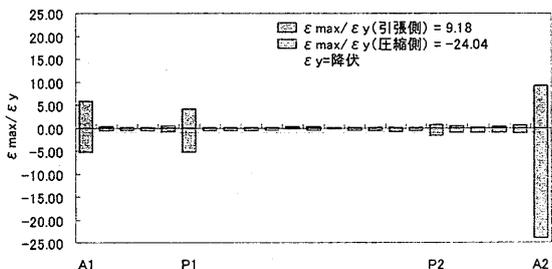


(a)地震加速度波形(P1) (b)加速度応答スペクトル(P1)

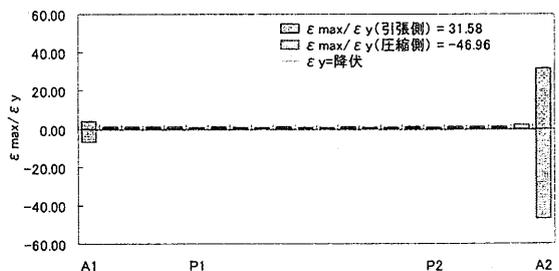
図-25 入力加速度波形 (CASE23)



(a)下弦材の最大ひずみ一覧



(b)垂直材の最大ひずみ一覧



(c)斜材の最大ひずみ一覧

図-26 解析結果 (CASE23)

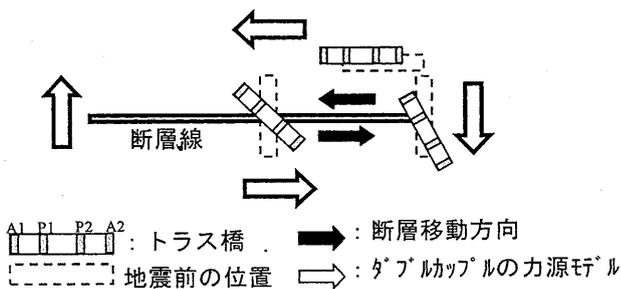


図-27 各橋梁位置での断層永久変位(概略)

## 8. まとめ

本研究では、震源断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性について検討を行った。得られた結論は、以下のとおりである。

- (1)震源断層近傍の上路式鋼トラス橋の応答特性解明のために、震源から橋梁までの一貫した解析モデルを提示した。そして、そのモデルを用いて、対象橋梁の応答特性が断層の位置（断層が横断か並行）および断層上端の深さに大きく関係することがわかった。
- (2)断層中央横断で断層が地表に出現する CASE11 においては、応答値および変形状態に対して断層変位の影響が大きい。また、断層永久変位を強制変位荷重として静的解析を実施した結果、ほぼ弾性応答となり CASE11 と異なった。すなわち、CASE11 は断層変位と慣性力の両方の影響を受けて部材が大きく損傷し、崩壊する可能性があると考えられる。
- (3)断層中央横断で断層が地表に現れない伏在断層の CASE21 においては、断層変位の影響は小さく、橋軸方向の地震力が大きくなり、慣性力により損傷が大きくなったといえる。
- (4)断層終端横断のケースにおいては、断層中央横断と比較して応答の傾向は似ているが、地表断層では多少応答値は小さくなり、伏在断層ではやや大きな応答値となった。
- (5)断層並行で地表断層の CASE13 においては、同一方向に地盤が移動するため断層変位の影響は小さいが、橋軸方向および直角方向の2方向の地震力（慣性力）の影響を受け損傷した。
- (6)断層並行で伏在断層の CASE23 においては、断層変位の影響は小さいが、直角方向の地震力が非常に大きくなり、部材損傷が進み崩壊に至ると考えられる。その損傷度合いは、標準波形より大きい結果となった。
- (7)断層永久変位は、地表断層の場合に大きくなり、断層終端横断の CASE13 においては対象橋梁が回転と並進移動するという複雑な挙動を示す。加速度の方は、表層地盤があるケースで大きく断層平行成分に比べ断層直交成分が大きくなる。
- 今回は、M6.5 の直下地震、基本的な地盤モデル、および動的挙動が複雑な上路式鋼トラス橋に対する限られたケースについての検討結果を示した。本研究で提案している震源から橋梁までの一貫した解析モデルを用いれば、容易に他の条件での検討が可能であり、本提案のような理論的評価手法は、今後、橋梁の耐震検討や耐震補強等を実施する上で、重要な評価手法になっていくと思われる。
- 参考文献
- 1) 吾妻崇：1999年集集地震による被害と地表地震断層における変位，特集：台湾集集地震，日本地震学会なるふる第18号，pp.4-5, 2000.
  - 2) Japan Society of Civil Engineering：The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan-Investigation into Damage to Civil Engineering Structure, 1999.
  - 3) 大塚久哲，古川愛子，中村壮：断層変位を受ける鋼斜張橋の動的解析，土木学会地震工学論文集，pp.450-457, 2007.8.
  - 4) 山尾敏孝，庄達也，村上慎一，松田泰治：断層変位を受ける中路式鋼アーチ橋の耐震挙動と耐震性能評価の検討，土木学会地震工学論文集，pp.440-449, 2007.8.
  - 5) 原田隆典，野中哲也：横ずれ断層近傍における連続高架橋の地震応答特性，構造工学論文集，Vol.47A, pp.843-849, 2001.3.
  - 6) 原田隆典，王宏沢，野中哲也，山下典彦：横ずれ断層を横断する連続高架橋の応答挙動解析，応用力学論文集，2003.8.
  - 7) 野中哲也，宇佐美勉，坂本佳子，岩村真樹：上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究，構造工学論文集 Vol.49A, pp.531-542, 2003.3.
  - 8) 宇佐美勉編，(社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，2006.9.
  - 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.3.
  - 10) 原田隆典，大角恒雄，奥倉英世：3次元直交座標系における波動場の解析解とその地震波形作成への応用，土木論文集，No.612/I-46, pp.99-108, 1999.
  - 11) 原田隆典，王宏沢：剛性マトリックスによる水平成層地盤の波動解析，地震，第57巻，日本地震学会，pp.387-392, 2005.
  - 12) 王宏沢：理論的方法による震源断層近傍の地震動特性と長大構造物の応答挙動に関する研究，宮崎大学大学院工学研究科博士論文(2005年度)，2006.  
<http://ir.lib.miyazaki-u.ac.jp/dspace/handle/123456789/674>
  - 13) 入倉孝次郎：強震動予測レシピー-大地震による強震動の予測手法-，京都大学防災研究所年報，第47号A，pp.25-45, 2004.
  - 14) 佐藤良輔：日本の地震断層パラメター・ハンドブック，鹿島出版，1989.
  - 15) 原田隆典：震源から一貫して捉えた地盤・基礎・長大構造物系の応答評価とその予測法，科学研究費補助金基盤研究(c)(2)研究成果報告書(課題番号16560418)，宮崎大学，2008.  
<http://ir.lib.miyazaki-u.ac.jp/dspace/handle/123456789/1054>

(2008年9月18日受付)