

# 1999年集集地震における 地表地震断層による落橋現象の再現と対策の試み

水口知樹<sup>1</sup>・阿部雅人<sup>2</sup>・藤野陽三<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 修士(工) 株式会社横河ブリッジ(〒108-0023 東京都港区芝浦 4-4-44)

<sup>2</sup>正会員 Ph.D. 東京大学助教授 大学院工学系研究科社会基盤工学専攻  
(〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1)

<sup>3</sup>フェロー Ph.D. 東京大学教授 大学院工学系研究科社会基盤工学専攻(同上)

1999年台湾集集地震やトルココジャエリ地震, ドュツェ地震では地表地震断層により落橋被害が生じた。橋梁に対して地震時の地表断層に伴う地盤変位への配慮をこれまで行ってこなかったことを鑑み, 本研究では地表地震断層による落橋現象の把握と対策の提案を行った。まず, 集集地震における地盤の挙動を明らかにする目的で, 強震記録から得られた変位波形の残留変位と実計測地盤変位を比較し, 総合的であることを明らかにした。次に, 断層変位を考慮した橋梁上部構造の動的解析モデルを構築し, 落橋挙動の再現を試みた結果, 実被害と整合的な結果を得, また, 落橋の主な原因が静的な断層変位であることを明らかにした。さらに橋梁上部構造の落橋防止対策を提案し, 同モデルを用いてその有効性を検討した。

**Key Words:** surface earthquake fault, unseating of bridges, 1999 Taiwan Chi-Chi Earthquake, three dimensional dynamic analysis, ground movement

## 1. はじめに

1999年9月に台湾で発生した集集地震や, 同年8月トルコのコジャエリ地震, 11月のデュツェ地震では, 地震断層が最大で5~10mに達する大きな変位が生じ, 地表に現れるとともに, それにより, 図-1に示すような落橋被害が生じた。

我国の耐震設計基準をはじめ海外のいずれの設計基準も, 地震時慣性力に対して構造物の耐震性能を評価する手法が採用されている。また, 落橋防止の観点からは, 桁掛り長の確保や落橋防止装置の導入が規定されている。しかし, 活断層による地震時の地盤変位を受ける橋梁の挙動や, その影響を考慮した設計に関する研究は, 関連被災事例が希少であったことからほとんど無く, 設計や解析の考え方が確立されていないのが現状である。

一方, 我国には多数の活断層が存在しており, これらを全て避けて道路のような線状構造物を建設することは非現実的であることから, 断層による地盤変位の落橋への影響を明らかとし, 合理的な対策を取ることが求められる。

そのため, 集集地震については, 我国の技術者・研究者の関心も強く, 各方面からの調査が活発に行われており, 貴重な被災資料を取りまとめた各種の報告書<sup>2), 3), 4), 5), 6)</sup>が刊行されている。

しかしながら, 地表断層に関する調査と橋梁被害

に関する調査・分析は, 必ずしも, 断層による橋梁被害という視点で系統的な検討や解析が行われるには至っていない。また, 多くの橋が断層変位により落橋した, とされているものの, 断層近傍における地震動の動的成分の影響を含めた定量的な検討はみられず, 被災メカニズムについても定性的推論に留まっているのが現状である。

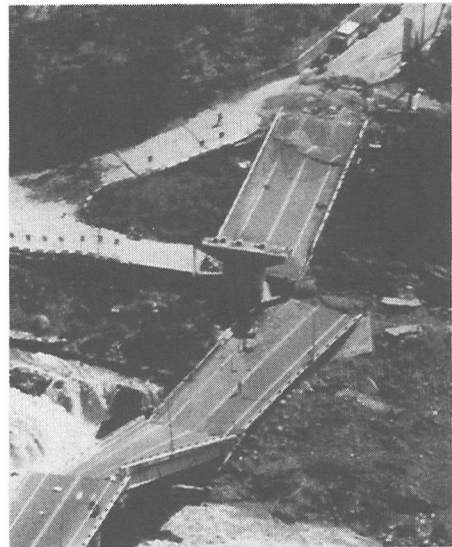


図-1 地表地震断層による埤豊橋の落橋被害<sup>1)</sup>

表-1 解析対象橋梁

橋梁名	桁						橋脚上面						橋梁の走向角 (時計回りが正)	
	長さ		幅		質量		桁掛り長		幅		高さ		$\theta_{bridge}(degree)$	
	L(m)	B(m)	B(m)	B(m)	M(kg)	C	pa(m)	pb(m)	ph(m)	ph(m)	ph(m)	ph(m)	A	A
卑豊橋 Bei-Fong	25	B	10	B	$486 \times 10^3$	C	1	B	12	C	10	B	0°	A
一江橋 Yi-Jian	11	B	8.5	A	$115 \times 10^3$	C	1	A	8.5	A	10	A	-50°	A
烏溪橋(旧) Wu-Shi	31.36	A	12.4	A	$523 \times 10^3$	B	0.75	A	11.5	A	8	A	20°	A
烏溪橋(新) Wu-Shi	31.36	A	12.4	A	$523 \times 10^3$	B	0.75	A	11.5	A	8	A	20°	A

表-2 解析対象橋梁地点の地表断層変位

橋梁名	くい違い(北側の地盤に対する南側の地盤の相対変位)													
	走向角	傾斜角	断層面内の		断層面内の		橋軸方向		橋軸直角方向		鉛直方向			
			水平変位	鉛直変位	鉛直変位	鉛直変位	離れる向きが正	左ずれが正	上向きが正					
	(時計回りが正) $\theta_{strike}(degree)$	(下向きが正) $\theta_{dip}(degree)$	(左ずれが正) hd(m)	(上向きが正) vd(m)	(離れる向きが正) u(m)	(左ずれが正) v(m)	(上向きが正) w(m)							
卑豊橋 Bei-Fong	42°	A	90.0°	A	-6.0	A	3.5	A	4.5	A	-4.0	A	3.5	A
一江橋(端) Yi-Jian	80°	C	90.0°	A	-0.7	A	3.5	A	-0.5	A	-0.5	A	3.5	A
一江橋(中央) Yi-Jian	80°	C	21.5°	A	-1.8	A	0.6	A	-1.6	A	-1.0	A	0.23	A
烏溪橋(旧) Wu-Shi	60°	A	36.8°	A	-0.1	A	3.0	A	-1.6	A	-1.8	A	1.8	A
烏溪橋(新) Wu-Shi	105°	A	78.9°	A	-2.0	A	1.9	A	-0.2	A	-2.0	A	1.9	A

一方、断層近傍における地震時の加速度および地震荷重についてはさまざまな研究<sup>7),8)</sup>が行われている。地表地震断層の食い違い変位に直接着目した既往研究は、地表に地震断層が現れた地震の発生メカニズム<sup>9)</sup>、地表地震断層の様子<sup>10),11)</sup>、断層の食い違い変位を考慮したパイプライン構造物の応答<sup>12),13)</sup>などである。地表面における断層の食い違いの動的な生成メカニズムに関しては、震源断層におけるいくつかのパラメータを仮定することで求める例が示されているが、解析対象が特定の断層に限定されており、その他の断層については言及されていない<sup>14)</sup>。このように、断層に起因する被害予測・対策に対する一般的・体系的な解析法や考え方は確立しておらず手探りの状態であるのが現状である。したがって、今回得られた数少ない貴重な被災事例を詳細に検討することで、今後の被害予測・対策の体系化に向けた基礎となる重要な示唆が得られるものと考えられる。

そこで、本研究では、特に、断層や橋梁のデータが豊富な集集地震を対象に、地表断層による落橋現象を再現しその基礎的特性を明らかにすると共に、対策法のあり方を考えることを目的として、以下の手順で研究を行った。

- 1) 地表地震断層を横切る橋梁の被災に関するデータを収集・整理し、被災した橋梁に関する定量的なデータの取りまとめを行う。
- 2) 断層変位を考慮した、橋梁上部構造の3次元動的解析モデルを作成し、落橋に関する静的断層変

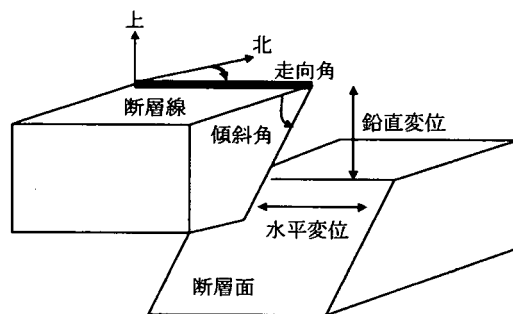


図-2 地表断層変位のモデル図

- 位や動的地震動の影響等を定量的に検討する。
- 3) 上記モデルに基づいて、地震時の地盤変位による落橋への対策を提案する。

## 2. 断層変位を考慮した動的解析

### (1) 解析対象橋梁

集集地震における橋梁の被害は主に①断層変位による被害と②強震による被害に大別されている。その中で①による被害を受けたと考えられる埤豊橋、一江橋、烏溪橋、名竹大橋、石圍橋、桶頭橋について調査を行った<sup>15)</sup>。そのうち、埤豊橋、一江橋、烏溪新・旧橋については系統的なデータを得ることができたため、その4橋を取り上げて検討を行うこととした。整理した結果を表-1~2に示した。

表中のパラメータを図-2中に示す。

データは著者らによる現地調査<sup>15)</sup>、前述の各報告書および現地調査を行った研究者へのヒアリングから得ており、データによって信頼度を3ランクに分けた。その基準はA：図面、地図または報告書からであり信頼度が高い、B：現場計測や被害報告書における実測値で若干の誤差を含むと思われるもの、C：報告書、写真またはヒアリングからの推測値であり信頼度はやや低い、である。

各値の求め方は以下に示す通りである。まず、表-1中の、桁の長さ $L$ 、幅 $B$ および橋脚上面の幅 $p_b$ 、高さ $p_h$ については、図面や報告書の値を採用、もしくは写真から推定した。桁の質量 $M$ については、式(1)に示すように断面積 $A$ を推定し、桁の長さ $L$ との積から体積を算出し、コンクリートの密度 $\rho = 2.5 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ より、桁の質量を求めた。

$$M = A \times L \times \rho \quad (1)$$

桁掛り長 $p_a$ については、橋脚天端の橋軸方向幅の半分とした。橋梁の走向角 $\theta_{\text{bridge}}$ については、各報告書、および地図の値を採用した。表-2中の、断層の地表面における各パラメータについては、各報告書の値を採用、もしくはヒアリングした値を採用している。

以下、上述4橋の被害の概要を概説する。なお、構造形式は、すべてPCあるいはRCのコンクリート単純桁橋であり、鋼板にゴムパットを敷いた形式のゴム支承により支持されている。また、橋軸直角方向にはコンクリート製のストッパーが設けられている。

埤豊橋(図-1)は、断層近傍の橋脚が倒壊し、前後3径間が落橋している。一江橋は、玉突き的に連続して9スパンで桁が落下している。鳥溪橋は、隣接した新橋と旧橋からなり、旧橋で橋軸方向に2スパン落橋している。新橋においては、落橋は免れたものの橋脚が橋軸直角方向に大きくせん断破壊をしている。なお、被害の詳細については、例えば、文献2)を参照されたい。

ただし、一江橋については断層が通ったと推定される西端の一径間に加え、断層は確認されていないが、橋軸方向の地盤の縮小量が一番大きい西から10番目の径間についてもあわせて検討することとし、データも表中に示した。

## (2) 解析方法

ここでは、集集地震で実被害を受けた橋梁を念頭に、断層を跨ぐ単径間橋梁を解析対象とした。全体のモデルを埤豊橋の場合を例として図-3に示す。解析にあたって、以下の仮定を設けた。

1) 地盤・基礎は固定とし、桁・橋脚を剛体と仮定した。これは、被災橋梁が短径間で比較的短い橋脚あるいは橋台で支持されているため剛性が高いこ

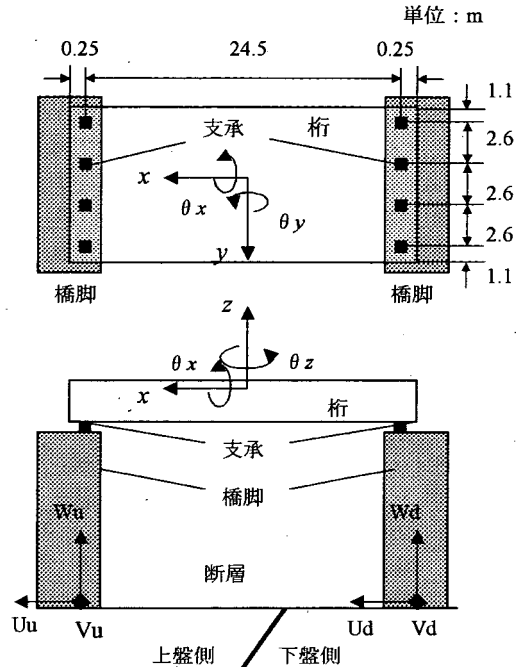


図-3 解析モデル (寸法は埤豊橋)

と、断層近傍では地盤の変位が卓越していると思われることから、上部構造の挙動を解析するにあたっての1次的な近似として導入したものである。実際には、基礎の回転などが見られた橋梁もあるため、より詳細な解析を進めるにあたっては、基礎・地盤系の動的特性も考慮する必要があると考えている。

- 2) 支承の詳細は不明であったので、写真等より500mm×500mm×30mmのゴムパットとし、橋軸・橋軸直角・鉛直3方向に作用する非線形ばねでモデル化した。また、ねじりの影響は無視した。詳細はa)で後述する。
- 3) 両端の2つの橋脚で異なる地震動変位波形(上盤側の変位： $U_u, V_u, W_u$ 、下盤側の変位： $U_d, V_d, W_d$ )を入力し、それらの相対変位で断層の食い違いを再現するものとする。

以上の仮定に基づき、橋軸・橋軸直角・鉛直3方向の地震記録を、断層を跨ぐ両端の橋脚へ個別に入力可能なモデルとして、桁の並進方向( $x, y, z$ )と各方向の回転( $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ )を合わせた6自由度の絶対座標に基づくモデルを構築した。本モデルは、実際の地表断層が、水平・鉛直両方向に3次元的に生成されていることに対応したものである。このモデルでの運動方程式は以下のようになる。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + Q = F \quad (2)$$

ただし、

$$M = \begin{bmatrix} m & & & & & \\ & m & & & & \\ & & m & & & \\ & & & I_x & & \\ & & & & I_y & \\ & & & & & I_z \end{bmatrix} \quad (3a)$$

$$F = [0 \quad 0 \quad -mg \quad 0 \quad 0 \quad 0]^T \quad (3b)$$

$$X = [x \quad y \quad z \quad \theta_x \quad \theta_y \quad \theta_z]^T \quad (3c)$$

$$Q = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^{N_b} q_x(i) \\ \sum_{i=1}^{N_b} q_y(i) \\ \sum_{i=1}^{N_b} q_z(i) \\ \sum_{i=1}^{N_b} (Y(i) \times q_x(i) - Z(i) \times q_y(i)) \\ \sum_{i=1}^{N_b} (Z(i) \times q_x(i) - X(i) \times q_y(i)) \\ \sum_{i=1}^{N_b} (X(i) \times q_z(i) - Y(i) \times q_x(i)) \end{bmatrix} \quad (3d)$$

である。ここに、 $m$  : 桁の質量、 $g$  : 重力加速度、 $I_j$  :  $j$  軸周りの慣性モーメント、 $q_j(i)$  :  $i$  支承の  $j$  方向の復元力、 $(X(i), Y(i), Z(i))$  : 桁の重心に対する  $i$  支承における上沓の中心座標、 $N_b$  : 支承の数、 $C$  : 減衰マトリックスであり、減衰マトリックス  $C$  は、1次から6次までのモード減衰定数を0.05として求めた。式(2)は、絶対座標系の運動方程式であるので、右辺には重力以外の力は現れず、地盤変位の影響は、支承反力  $q_j(i)$  の計算を介して運動方程式に組み入れられることになる。

また、桁の重心に対する  $i$  支承における上沓の中心座標  $(X(i), Y(i), Z(i))$  (以下「上沓の相対座標」と呼ぶ) は桁に支承の復元力が伝わる位置を表し、次のように求める。桁は剛体で伸縮しないので、上沓の相対座標は桁の回転の影響のみを受ける。まず、桁の  $x$  方向の回転  $\theta_x$  による影響を考える。  $i$  支承の上沓の相対座標を  $X(i), Y(i), Z(i)$  とすると、桁の  $\theta_x$  回転後における  $i$  支承の上沓の相対座標  $X'(i), Y'(i), Z'(i)$  は、以下ようになる。

$$X'(i) = X(i) \quad (4a)$$

$$Y'(i) = Y(i) \times \cos \theta_x - Z(i) \times \sin \theta_x \quad (4b)$$

$$Z'(i) = Y(i) \times \sin \theta_x + Z(i) \times \cos \theta_x \quad (4c)$$

同様に  $y$  方向および  $z$  方向については、

$$X'(i) = Z(i) \times \sin \theta_y + X(i) \times \cos \theta_y \quad (5a)$$

$$Y'(i) = Y(i) \quad (5b)$$

$$Z'(i) = Z(i) \times \cos \theta_y - X(i) \times \sin \theta_y \quad (5c)$$

$$X'(i) = X(i) \times \cos \theta_z - Y(i) \times \sin \theta_z \quad (6a)$$

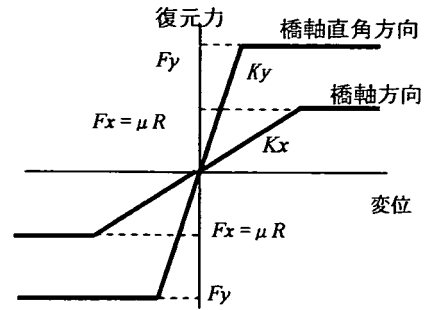


図-4 支承の刚性

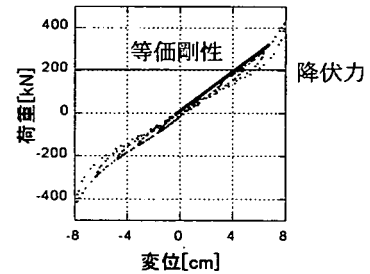


図-5 天然ゴム支承の等価刚性<sup>16)</sup>

$$Y'(i) = X(i) \times \sin \theta_x + Y(i) \times \cos \theta_x \quad (6b)$$

$$Z'(i) = Z(i) \quad (6c)$$

となる。上式より  $i$  支承の上沓の相対座標  $X(i), Y(i), Z(i)$  を求めることができる。

なお、後述する静的解析では断層変位の刻み幅を0.2mm未満として漸増して与え、式(2)中の慣性力を表す左辺第一項、および粘性力を表す左辺第二項を除いた式をNewton-Raphson法で解いた。非線形動的解析は、式(2)をニューマークの  $\beta$  法によって積分した。

#### a) 支承のモデル

ゴム支承と桁の下面コンクリート間の摩擦係数  $\mu$  は0.40<sup>16)</sup>とし、橋軸方向は図-4に示す完全弾塑性モデルで近似した。静摩擦状態の刚性  $K_x$  は、図-5に示すとおり天然ゴム支承の載荷実験結果<sup>17)</sup>を参考に求めた等価刚性  $4.56 \times 10^6$  (N/m)を用いた。橋軸直角方向の刚性については、1000mm × 1000mm × 500mmのコンクリート塊がストッパーとして桁の移動を制限していると、橋軸方向の刚性にそのコンクリート塊の刚性を並列に加えたものを初期刚性とした。ただし、コンクリートのヤング率を  $E_c = 2 \times 10^{10}$  (N/m<sup>2</sup>)、降伏応力を  $\sigma_y = 1.15 \times 10^7$  (N/m<sup>2</sup>) ( $= k_1 \times f'_{cd}$  ここで  $k_1 = 0.85$  : 低減係数、 $f'_{cd} = 1.35 \times 10^7$  (N/m<sup>2</sup>) : 設計圧縮強度) とする。具体的には図-4中に示した完全弾塑性モデルで近似し、

表-3 地表断層変位の計算結果とGPS計測結果の比較<sup>20)</sup>

		震央からの距離 (km)	地表断層変位			
			向き	変位		
				計算値 (cm)	GPS (cm)	誤差 (cm, (%))
F1	上盤側 TCU068	46.74	E-W	-670.9	-664.3	-6.6 ( 1.0 )
			N-S	664.0	457.1	206.9 ( 45.3 )
			U-D	305.2	307.1	-1.9 ( 0.6 )
	下盤側 TCU103	51.06	E-W	67.2	なし	-
			N-S	-119.6	なし	-
			U-D	-114.2	なし	-
F2	上盤側 TCU071	14.39	E-W	-441.1	-235.7	-205.4 ( 87.1 )
			N-S	164.0	292.9	-128.9 ( 44.0 )
			U-D	230.8	228.6	2.2 ( 1.0 )
	下盤側 TCU075	19.70	E-W	66.3	128.6	-62.3 ( 48.4 )
			N-S	-36.4	-42.9	6.5 ( 15.2 )
			U-D	70.6	-14.3	84.9 ( 593.7 )

初期剛性  $K_y = 1.0 \times 10^{10}$  (N/m),  $F_y = 5.75 \times 10^6$  (N) を降伏力とした。鉛直方向の剛性  $K_z$  は水平方向の剛性  $K_x$  から式 (7) を用いて算出した<sup>18)</sup>。

$$K_z = \frac{EA}{l} \quad (7a)$$

$$K_x = \frac{GA}{l} \quad (7b)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (7c)$$

$$K_z = 2(1+\nu)K_x = 3K_x \quad (7d)$$

ここで、 $\nu$  : ポアソン比であり  $\nu = 0.5$ <sup>19)</sup> とした。

#### b) 断層変位波形

入力用の変位波形は、地震断層近傍の上盤側と下盤側でそれぞれ観測された加速度地震波形の基線補正を行った波形を積分することで求めた。具体的には地震発生前の時間帯と地震動が終了した後の時間帯の加速度・速度の平均オフセット値がゼロになるように基線を補正した。なお、地震動の前後でオフセット値は異なるので、地震動が継続している時間帯は、前後の平均値を結んだ直線を基線として補正した。

なお、本論文では上述した簡易な手法を用いたが、ここで得られた残留変位の値は、表-3に示す様に文献 20)に見られる断層変位の値と整合的であったので、以下、断層変位波形と仮定して使用する。

使用した地震波形は表-3に示す断層北端で観測された TCU068(上盤側)と TCU103(下盤側) (以下この組み合わせを F1 とする), および断層中部で観測された TCU071(上盤側)と TCU075(下盤側) (以下この組み合わせを F2 とする)の2つの組み合わせを用いた<sup>21)</sup>。ただし、F2 の組み合わせは左横ずれ成分を含む逆断層 (以下左横ずれ逆断層と呼ぶ) であり、橋梁が被害を受けた右横ずれ成分を含む逆断層 (以

下右横ずれ逆断層と呼ぶ) とは異なる。しかし、F1 は動的成分の大きさは比較的小さいため、F2 を右横ずれ逆断層を表すよう正負を逆転させて使用し、動的成分が比較的大きい地表地震断層を想定した。各組の時刻歴変位波形を図-6 および図-7 に示す。各組の波形を、それらの残留相対変位と各橋梁で観測された断層変位の大きさが等しくなるように、各橋毎にスケールした。さらに、食い違い生成時間の影響を簡単に考慮するため、元波形の時間軸を 0.5, 1.0, 2.0 倍にスケールした波形でそれぞれ計算を行った。断層を跨ぐ橋脚間相対変位は表-2中の地盤の相対変位を用いた。

#### c) 断層変位と橋梁の幾何学的関係による解析

静的・動的解析に先立ち、簡易に落橋を判定する方法として、支承の復元力を考慮せずに静的な変位に着目して、橋梁と断層変位の幾何学的関係による解析を行った。モデルを図-8に示す。解析する上で以下のような仮定を設けた。

- 1) 橋梁モデルは下盤側がピン支持、上盤側がローラー支持の単純桁とする。実際の橋梁は両端ともにゴム支承であるため、解析モデルの下盤側は接触して固定状態に近くなり、滑動しないと考えられる。よって、ゴム支承をピン支持でモデル化した。一方、上盤側のゴム支承については各部材の損傷や摩擦を無視し、すべりが滑らかに生じるローラー支持とした。
- 2) ピン支承・ローラー支承は橋軸直角方向にも支承の機能を有することとする。これは、実際のゴム支承の挙動を考慮したものである。
- 3) 桁の一部が、橋脚上面に載っている限り桁は落ちない。
- 4) 断層面は平面を保持し、それぞれ食い違った地盤は断層面で接して、離れることはない。このモデルでは、上盤側支承条件と下盤側支承条件

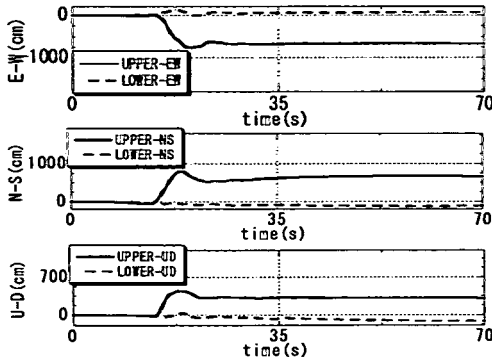


図-6 断層近傍の時刻歴変位波形 F1

UPPER: TCU068  
LOWER: TCU103

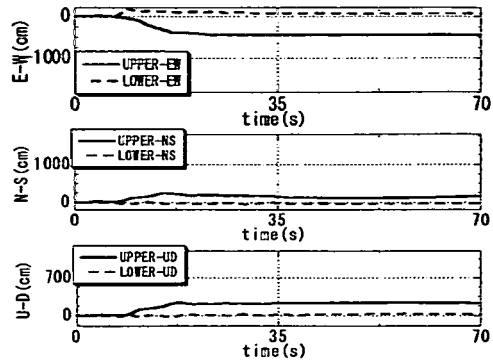


図-7 断層近傍の時刻歴変位波形 F2

UPPER: TCU071  
LOWER: TCU075

が異なるため、同じ食い違い変位であっても上盤側と下盤側の移動量の組み合わせが異なると必要桁掛り長の大きさも異なる。集集地震の逆断層の場合、上盤側の変位が下盤側より概して大きい。そこで、上盤側地盤のみが移動した場合と上盤側地盤と下盤側地盤の変位の大きさが等しい場合の必要桁掛り長を計算し、その結果をばらつきを考慮した範囲として示すこととした。

断層変位に対して、落橋しないために必要な桁掛り長  $p_a$  は、桁端部断面の図心が橋脚上に存在するための最小桁掛り長であると考え、以下のように求める。

1) 橋脚間距離が増大することで断層直上の桁が落下する場合

$$L \leq \sqrt{(L - p_a + u)^2 + w^2} \quad (8)$$

より

$$p_a \leq L + u - \sqrt{L^2 - w^2} \quad (9)$$

となる。ここで、 $L$  : 桁の長さ、 $u$  : 橋軸方向に生じた橋脚間の相対変位、 $w$  : 鉛直方向に生じた橋脚間の相対変位とした。

2) 橋脚間距離が減少することで断層直上の桁が隣接桁を押し出す場合

$$L \geq \sqrt{(L + p_a + u)^2 + w^2} \quad (10)$$

より

$$p_a \leq \sqrt{L^2 - w^2} - L - u \quad (11)$$

となる。例えば、埤豊橋については、橋脚間距離が増大しているので、1)の場合に相当する。よって、断層直上の桁に関する必要桁掛り長を求める。また、隣接桁が押し出されて落下することは理論上なく、必要桁掛り長の値は0となる。逆に、一江橋、烏溪橋については、橋脚間距離が減少しているので2)の場合に相当する。よって、隣接桁に関する必要桁掛り長の値を求めることとなる。

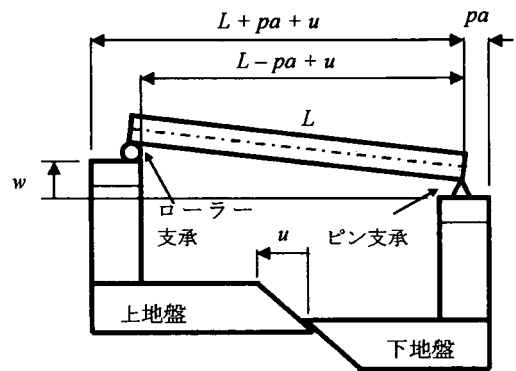


図-8 橋梁と断層変位の幾何学的関係

### (3) 解析結果

断層変位波形の組み合わせをF1、時間スケールを1.0倍としたときの、各橋梁における支承の橋軸方向における動的解析による時刻歴応答変位を図-9~13にそれぞれ示す。図中のNo.1~No.4は、上部構造の4隅に配置された支承を表す。図中、左側奥がNo.1、左側手前がNo.2、右側奥がNo.3、右側手前がNo.4である。支承の変位と桁端の変位は厳密には一致しないが近い値であるため、落橋の判定の目安としてグラフ中に実際の桁掛り長を一点鎖線で示した。落橋の状態には上述したように、1) 橋脚間距離が増大することで断層直上の桁が落下する場合と 2) 橋脚間距離が減少することで断層直上の桁が隣接桁を押し出す場合の2種類あるが、ここではそのうち各橋梁の被害状況の対象となるもののみを示した。また、桁の挙動も同図中に示した。左側が上盤側、右側が下盤側である。さらに一江橋(中央)、烏溪橋(旧橋)においては隣の桁が落下した後の上盤側を丸で囲んだ。なお、桁が落下してからの解析は、桁に支承の復元力は作用せず、重力のみが作用するとして計算を行った。

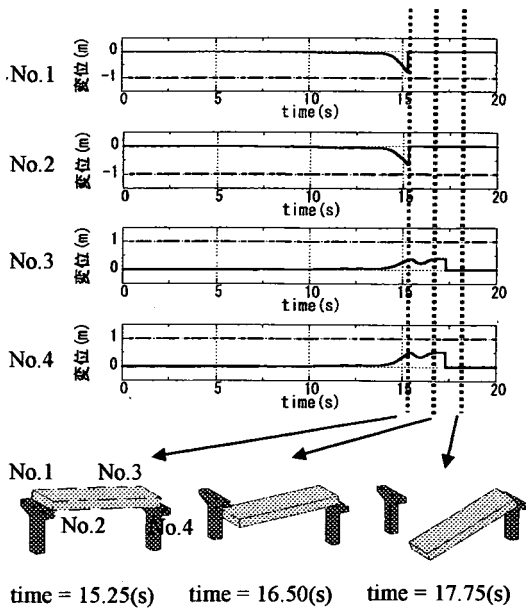


図-9 埤豊橋の支承の時刻歴応答変位 (橋軸方向)

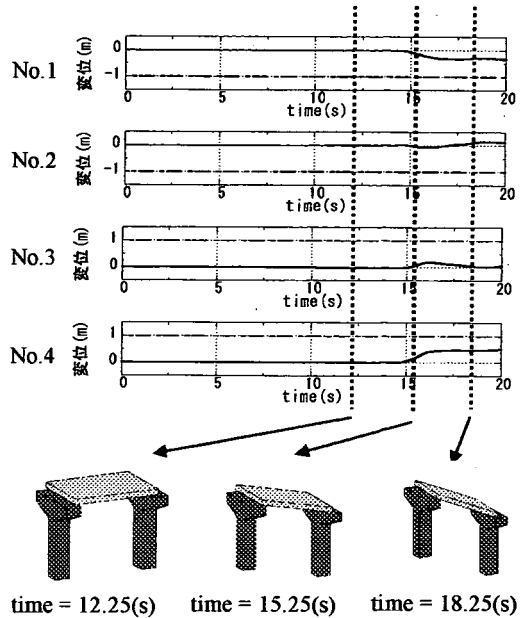


図-10 一江橋 (西端) の支承の時刻歴応答変位 (橋軸方向)

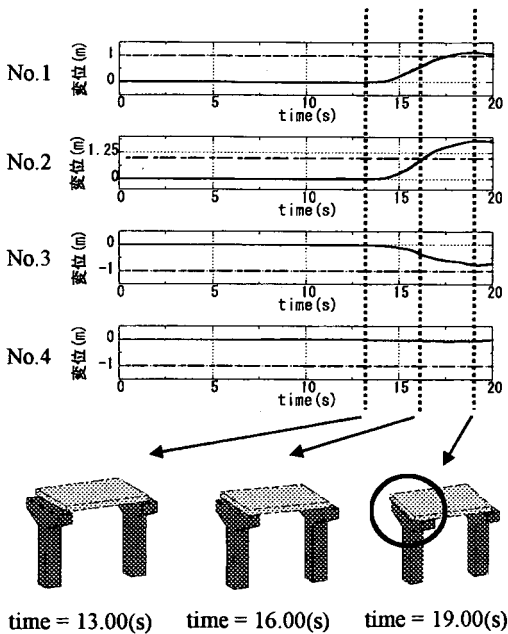


図-11 一江橋 (中央) の支承の時刻歴応答変位 (橋軸方向)

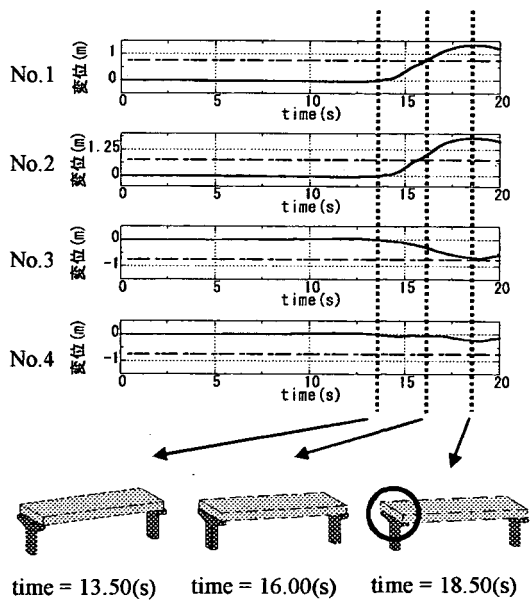


図-12 烏溪橋 (旧橋) の支承の時刻歴応答変位 (橋軸方向)

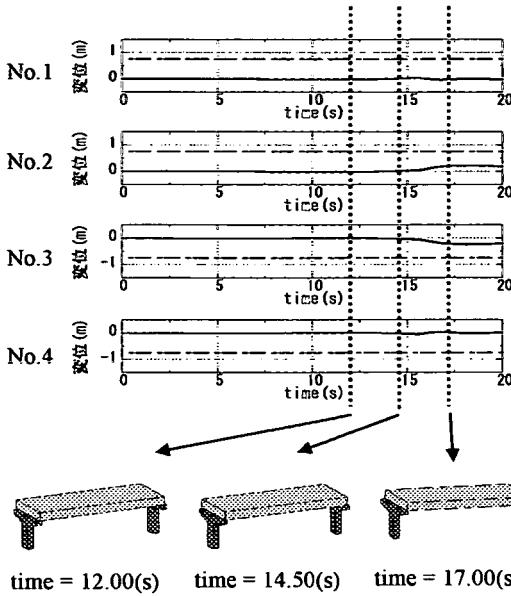


図-13 鳥溪橋(新橋)の支承の時刻歴応答変位(橋軸方向)

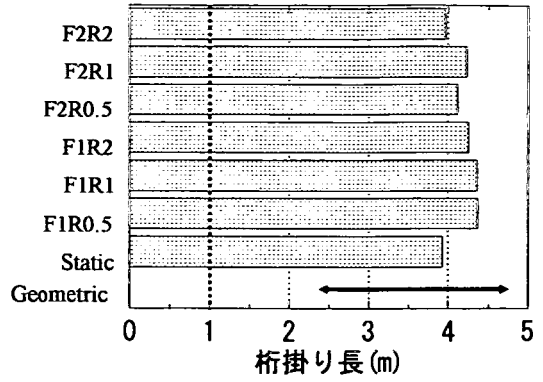
まず、埤豊橋についての解析結果を示した図-9をみると、桁が上盤側の橋脚から落下し、その後下盤側の橋脚からも落下している。実際に、桁は両端橋脚から落下しており、その点で解析結果と実際の被害は一致している。

一江橋について図-10 および図-11 をみると、西端の断層直上の桁は落下せず、隣の桁も押し出されていないことが分かる。しかし、中央の桁は上盤側に大きく突き出ており、隣の桁を押し出して落下させたと推定され、玉突き的な実被害と整合する。

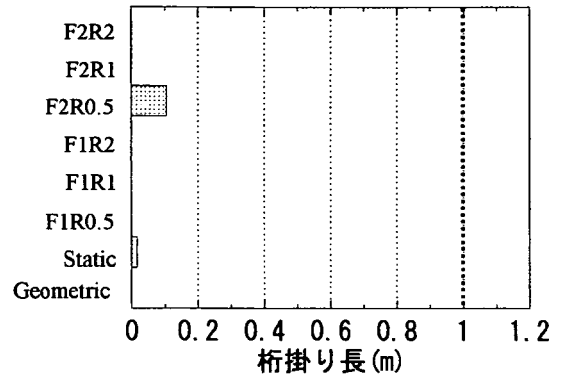
図-12 および図-13 に鳥溪橋の計算結果を示した。鳥溪橋(旧橋)に関して桁が上盤側に突き出ており、断層隣の上盤側の桁が押し出されたという被災状況が再現されている。また、鳥溪橋(新橋)は断層直上の桁は落下せず、隣の桁も押し出されていないが、本橋は、落橋しておらず、橋脚がせん断破壊しているという被災状況であるので、それと本解析結果は矛盾しないといえる。

次に、各橋梁における動的解析から得られた必要桁掛り長と静的解析結果、幾何学的関係による評価結果との関係を図-14~18 に示す。図中、実際の桁掛り長を点線で、橋梁と断層変位の幾何学的関係から求めた必要桁掛り長を Geometric で示し、静的解析結果を Static、断層変位波形  $F_i$  の時間を  $j$  倍スケールリングした入力波形を用いた動的解析を  $F_i R_j$  と記した。また、これら Geometric、Static、 $F_i R_j$  について、解析手法の差異を表-4 に示す。

まず、埤豊橋についての解析結果を示した図-14



(a) 断層直上の桁に対する必要桁掛り長



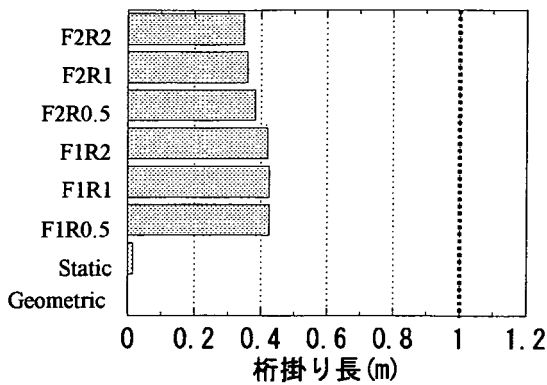
(b) 隣の桁に対する必要桁掛り長

図-14 埤豊橋の必要桁掛り長

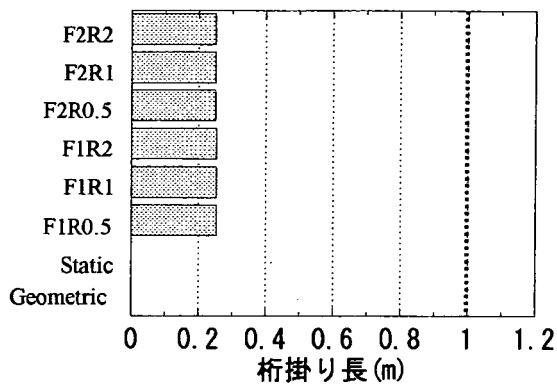
をみると、静的解析結果に対して動的解析結果が最大約 50cm 大きくなっている。この値は必要桁掛り長が数 m オーダーであることと比較すると小さい。よって、動的外力の影響は比較的小さく、静的断層変位の影響が卓越していることがわかる。さらに、断層直上の桁は落下しており実被害と整合するものの、実際には落橋している隣接桁を落橋に至るほど押し出していないことがグラフから読み取れる。このことから、隣接桁の落下は、ここでは考慮していない橋脚の倒壊が主原因であると推定される。

一江橋についての結果を図-15 および図-16 に示した。断層が通ったとされる西端の径間に関しては、実際の桁掛り長より全解析結果における必要桁掛り長は小さい。一方、断層は確認されていないが、大きな地盤変位が見られた中央の径間に関しては、全解析結果における必要桁掛り長は実際の桁掛り長より大きい。これより、被害の主な原因は中央径間の地盤変位であることがわかる。中央の桁が落下せず上盤側に突き出て、玉突き的に上盤側の隣の桁が落下している点で、解析結果は実際の被害と一致している。なお、静的解析結果に対して動的解析結果は、最大 30cm 程度大きくなっている。

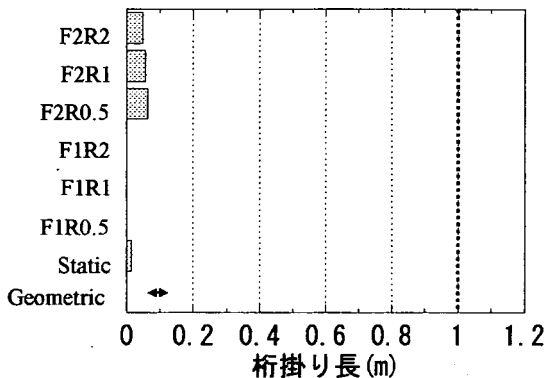




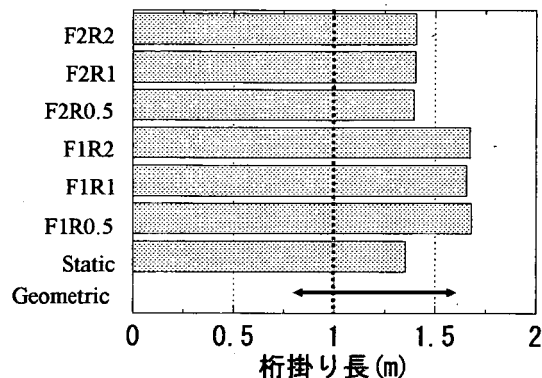
(a) 断層直上の桁に対する必要桁掛り長



(a) 断層直上の桁に対する必要桁掛り長



(b) 隣の桁に対する必要桁掛り長



(b) 隣の桁に対する必要桁掛り長

図-15 一江橋（西端）の必要桁掛り長

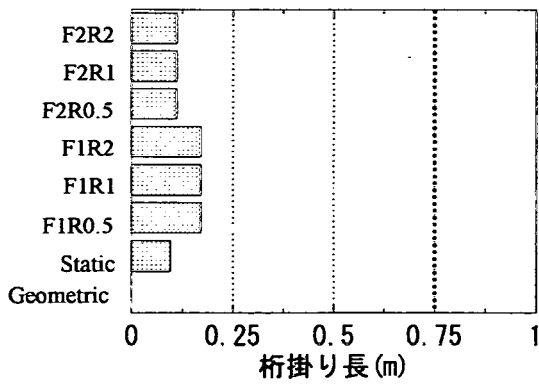
図-16 一江橋（中央）の必要桁掛り長

図-17 および図-18 をみると、烏溪橋（旧橋および新橋）については入力した地震波形の組み合わせの違いにより、必要桁掛り長にばらつきがあるものの、旧橋では断層直上の桁は落下せず、隣の桁を押し出す形で落下させ、新橋では断層直上の桁も隣の桁も落下していないという、実被害と整合する結果となっている。

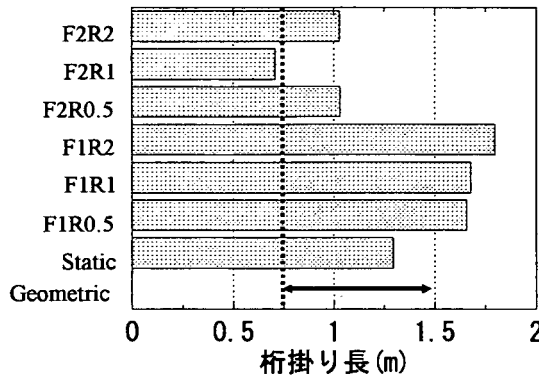
また、烏溪橋においても、静的解析結果に対して動的解析結果が最大約 50cm 大きくなっている。これは、地震時慣性力の影響が無視できない大きさであることを示している。しかし、実際の桁掛り長は 75cm であるので、旧橋における落橋被害の主たる原因は断層変位であると考えられる。なお、静的解析よりも動的解析の結果が小さくなるケースも見られるが、これは地震時慣性力によって桁がたまたま橋脚間の中心方向へ移動し、結果的に両側の桁掛り長を有効に利用する形となったためである。

同じ組の地震波形で比較すると、時間スケールによる違いは比較的小さく、異なる地震波形の組の影響が大きい。また、幾何学的関係から求めた結

果の範囲外に静的および動的解析の結果が及んでいる。これは幾何学的な解析では、力のつりあいが考慮されていないため、桁の鉛直方向周り水平面内の回転が発生しないことが原因として考えられる。例えば、橋脚間距離が減少する場合、断層直上の桁が回転することによって隣の桁に対する必要桁掛り長が増加するなどの影響を検討できない。したがって、落橋の主な原因は静的な断層変位であるが、必要桁掛り長を算出する場合、断層変位と橋梁の幾何学的な関係による解析では不十分であり、桁に作用する支承反力を考慮する必要があることがわかる。このように、本解析モデルによる解析結果と、実際の被害は、基礎・橋脚の倒壊が主要因であると思われる埤豊橋隣接径間を除いては整合的であった。したがって、下部構造の被害が大きくない範囲では、上部構造の3次元動的挙動に着目した本解析モデルによる落橋判定は、現象の再現に対して一定の有効性を有するものと考えている。

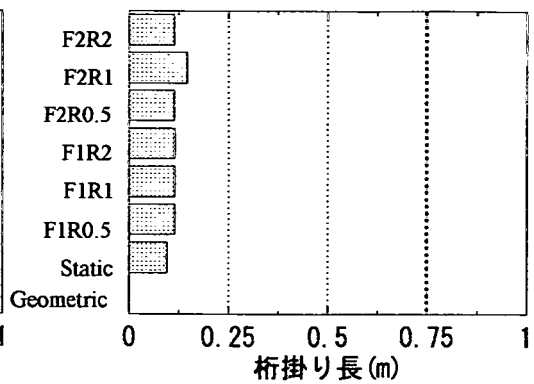


(a) 断層直上の桁に対する必要桁掛り長

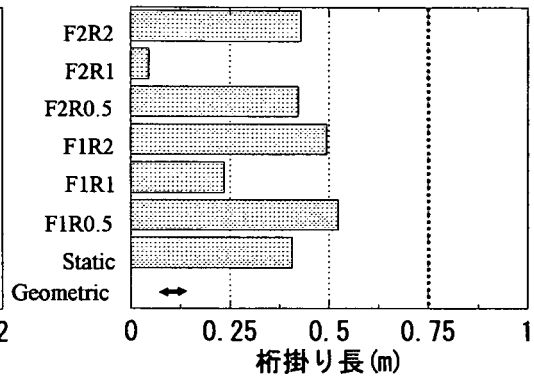


(b) 隣の桁に対する必要桁掛り長

図-17 烏溪橋 (旧橋) の必要桁掛り長



(a) 断層直上の桁に対する必要桁掛り長



(b) 隣の桁に対する必要桁掛り長

図-18 烏溪橋 (新橋) の必要桁掛り長

表-4 解析手法の比較

TYPE	橋梁のモデル化			地震断層のモデル化	
	桁・橋脚	基礎・地盤	支承反力	断層変位	動的成分
Geometric	剛体	固定	×	○	×
Static	剛体	固定	○	○	×
FiRj	剛体	固定	○	○	○

### 3. 地表地震断層による落橋の対策と検討

ここでは、前章の解析モデルを用い、集集地震で生じた右横ずれ逆断層を対象として、あり得る対策とその効果について考察することとする。ただし、ここでは、①地表地震断層が出現する角度、変位の大きさが既知であること、ならびに、②下部構造は十分に堅固で傾斜・倒壊しない、という前提のもとでの対策案検討であることに留意されたい。

#### (1) 対策の提案

ここで対象としている右横ずれ逆断層では、上盤側と下盤側の地盤はお互い近づくが、断層食い違いの水平・鉛直変位の大きさおよび断層線と橋軸

方向の角度によって、橋脚間距離が減少したり、増大したりする。また、それぞれの場合において鉛直変位が発生する場合としない場合の両方が起こり得る。

それに対して、考えられる単径間橋梁の落橋に関する対策案 1)~5)を以下に示す。特に、3)~5)の対策は、比較的安価で、既存の橋梁に設置可能な対策であると考えられる。ただし、ここでは、簡単のため、隣接桁の押し出しは考慮せず、橋脚間距離が増大する場合のみを想定した。

- 1) 桁掛り長を増大させる。
- 2) 断層線と橋軸方向の間の角を断層変位の大きさが最小となるように変化させる。
- 3) 連続桁化などによって径間長を増大させ、橋梁に

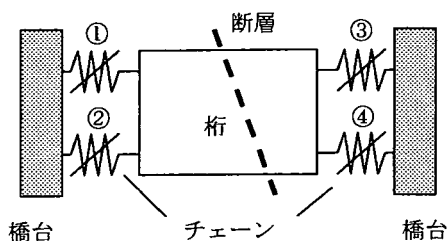


図-19 対策案

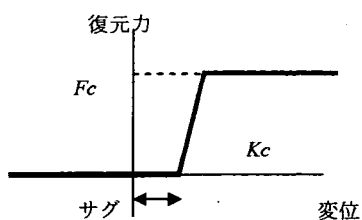


図-20 チェーンの復元力特性

表-5 想定した断層変位

断層名	走向角	傾斜角	断層面内の水平変位	断層面内の鉛直変位	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
	(時計回りが正)	(下向きが正)	(左ずれが正)	(上向きが正)	(離れる向きが正)	(左ずれが正)	(上向きが正)
	$\theta\_strike(\text{degree})$	$\theta\_dip(\text{degree})$	hd(m)	vd(m)	u(m)	v(m)	w(m)
fault-1	45°	90°	-6.0	6.0	4.2	-4.2	6.0
fault-2	45°	90°	-6.0	0.0	4.2	-4.2	0.0
fault-3	0°	90°	0.0	6.0	0.0	0.0	6.0

表-6 想定した橋梁

橋梁名	桁		橋脚上面		支承の数	半固定方式のゴム支承					
	長さ	幅	幅	高さ		橋軸方向			橋軸直角方向		鉛直方向
						せん断剛性	動摩擦係数	降伏力	せん断剛性	降伏力	
L(m)	B(m)	b(m)	h(m)	Kx(N/m)	$\mu$	Fsx(N)	Ky(N/m)	Fsy(N)	Kz(N/m)		
bridge-1	10	12.4	12.4	8	10	$6.45 \times 10^6$	0.4	$0.65 \times 10^5$	$2 \times 10^{10}$	$5.75 \times 10^6$	$1.94 \times 10^7$
bridge-2	30	12.4	12.4	8	10	$4.63 \times 10^6$	0.4	$1.94 \times 10^5$	$2 \times 10^{10}$	$5.75 \times 10^6$	$1.39 \times 10^7$
bridge-3	100	12.4	12.4	8	20	$4.88 \times 10^6$	0.4	$3.23 \times 10^5$	$2 \times 10^{10}$	$5.75 \times 10^6$	$1.46 \times 10^7$

に対する断層変位の相対的な大きさを小さくする。

4) 図-19のように桁の4隅に非線形性を有するチェーンを設置する。桁が両橋脚のチェーンから引張られることにより橋脚間中央へ移動し、両端の桁掛りを最大限に利用することが可能となると考えられる。

5) 図-19中でチェーンを①と④、もしくは②と③というように対角となる桁の端点に上述のチェーンを設置する。桁が両側から引張られることにより回転を引き起こし、桁の対角線の長さで橋脚間の広がり抵抗することが期待される。

なお、チェーンは、復元力特性を図-20に示した非線形ばねでモデル化した。また、ここでは、下部構造の損傷を考慮していないが、4),5)の対策は現実には下部構造の負担が増加する対策であることに注

意を要する。

## (2) 対策案の検討

想定する断層変位は、表-2中最大の6mが水平、および鉛直方向にそれぞれ作用する場合の3通り、つまり表-5のfault-1, fault-2およびfault-3であり、表中のパラメータは表-2と同様である。橋梁は表-6に示す様に鳥浜橋を元に橋長を3段階に変化させた3橋梁である。非線形ばねについては、図-20中の $K_c$ を $4.95 \times 10^9$  (N/m)として解析した。これは想定しているチェーンが長さが0.5m、直径30cmの鋼できていている場合に相当する。降伏値 $F_c$ は $1.48 \times 10^7$  (N)とする。2と同様に桁が落下しないために必要な桁掛り長を応答パラメータとする。地震記録は、TCU068とTCU103の組み合わせF1を

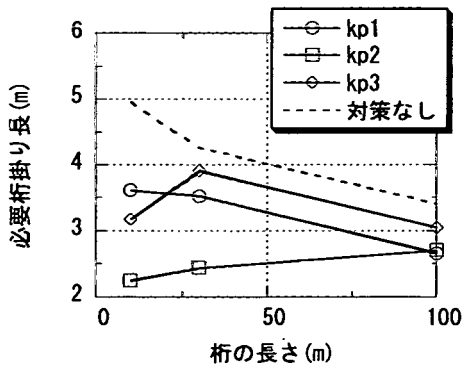


図-21 fault-1 に対する必要桁掛り長

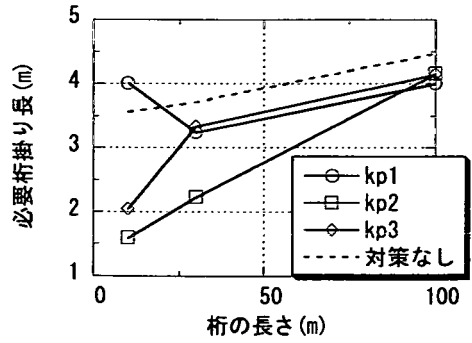


図-22 fault-2 に対する必要桁掛り長

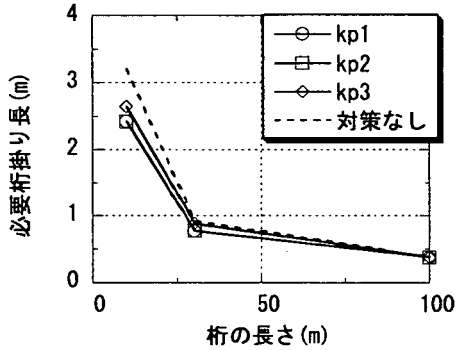


図-23 fault-3 に対する必要桁掛り長

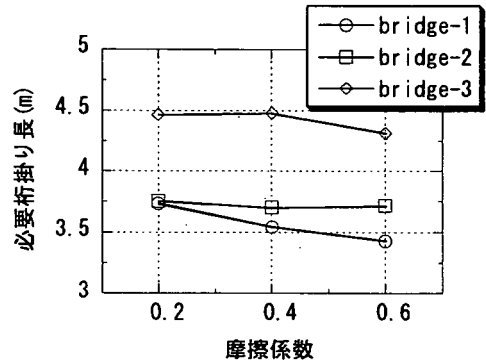


図-24 摩擦係数に対する必要桁掛り長の変化(fault-2)

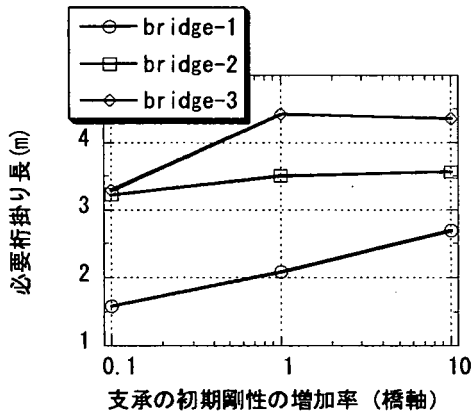


図-25 支承の初期剛性に対する必要桁掛り長の変化(fault-2)

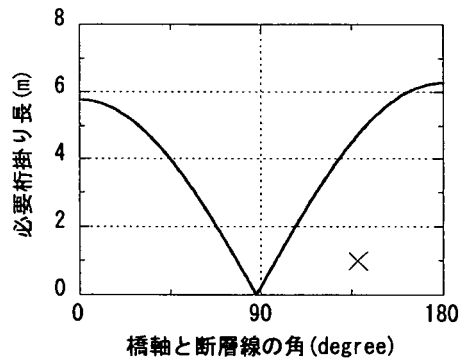


図-26 橋軸と断層線の角に対する必要桁掛り長の変化(fault-2)

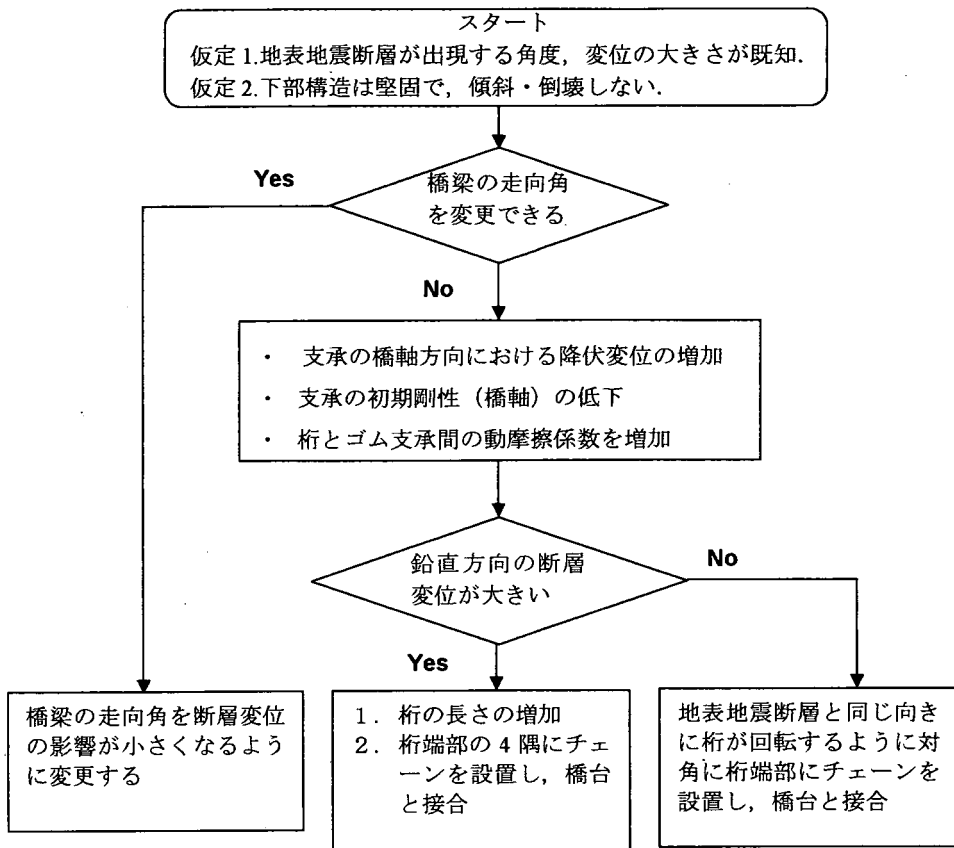


図-27 地表地震断層による落橋に関する対策案選定フロー試案

用いた。

解析結果を図-21～23 に示す。図中の  $kp1$  は①と④の位置に、 $kp2$  は②と③の位置に、 $kp3$  は4隅にチェーンが設置されている状態を表す。鉛直変位が生じる図-21 および図-23 をみると、桁の長さが大きくなるほど、必要桁掛り長が小さくなっていることがわかる。このことから、鉛直方向の断層変位には径間を増加させたり、連続桁化して桁の長さを増加させることが有効な手段の1つとなりえる。しかし、鉛直変位を伴わない  $fault-2$  の結果を示した図-22 をみると、桁の長さの増加が必ずしも有利にならないことがわかる。

また、図-21 および図-22 の  $bridge-1$  と  $bridge-2$  をみると、 $kp2$  が最も必要桁掛り長が短い。これは、断層は右ずれなので、桁の対角線長さを有効に利用するならば、桁が時計回りに回転しやすい  $kp2$  の状態が理想的であることによる。ただし、桁が長くなると橋軸直角方向の断層変位も相対的に小さくなるので、桁の回転角が小さくなり、対角線の長さが十分に利用されない。さらに、対角線の長さとの比も小さくなるので、桁を回転させる効果はより小さくなる。実際、図-21 と図-22 中の  $bridge-3$

についてみると、 $kp2$  の必要桁掛り長は最小ではない。一方、図-23 をみると、橋軸直角方向へ変位が生じない  $fault-3$  の場合において、対角に非線形ばねが設置された  $kp1$  と  $kp2$  の効果が現れている。

以上より、桁の長さがある値以下では、地表地震断層と同じ向きに回転できるように対角に非線形ばねを設置することが有効な手段となり得る。4隅に非線形ばねを設置する  $kp3$  も有効な手段の1つに挙げられる。このことから、支承の特性を適切に設計することで、桁を橋脚間の中心に誘導することも可能であると考えられる。ここで使用した支承では、降伏変位が解析対象の断層変位に対し小さく、桁を移動させる前に降伏してしまう。よって、降伏変位を増加させるため桁下面のコンクリートとゴム支承間の動摩擦係数を変化させて必要桁掛り長を比較したのが図-24 である。図-24 をみると、動摩擦係数を増加させ、降伏変位を増加させると必要桁掛り長が減少することがわかる。同様に、支承の初期剛性（橋軸方向）を変化させたのが図-25 である。桁をより自由に変位させるため、橋軸直角方向の剛性も、コンクリート塊のストッパーを外し、橋軸方向と同じモデルで復元力特性を近似した。

初期剛性を減少させ、降伏変位を増加させると図-24の場合以上に必要桁掛り長が小さくなる。

次いで、現実には、困難な場合が多いと思われるが、橋梁の走行角を変更することの有効性について検討した。埤豊橋に関する断層線と橋軸の間の角を $0^\circ$  から  $180^\circ$  まで変化させたときの必要桁掛り長を図-26に示す。また、実際の値を×印で図中に示す。図-26をみると、実線で示した必要桁掛り長より実際の値が小さく、桁掛り長が不足していることがわかる。しかし、橋軸と断層線の間の角を $90^\circ$  近くにした場合、必要桁掛り長は非常に小さな値となり、実際の桁掛り長で十分であることがわかる。このことから、橋梁の走向角を変化させることも断層変位に対する有効な手段であることがわかる。

以上の解析結果に基づいて、ここで検討対象とした状況に限られるものの、提案する対策の選定法の試案を図-27にフローチャートで示した。

#### 4. まとめ

本論文は、集集地震における地表地震断層を横切る橋梁の被災に関するデータを収集・整理し、地表地震断層による落橋現象の動的モデルの構築と、上部構造に着目した際の、落橋に関する対策の考え方の検討を行った。

まず、地震動変位波形を用いた動的シミュレーションを行う断層変位を考慮可能な解析モデルを構築した。本研究では、橋梁上部構造の3次元挙動に着目し、橋軸・橋軸直角・鉛直3方向と各方向の回転を含めた6自由度の桁の挙動をシミュレーション可能なモデルを構築した。解析結果と実被害は、下部構造の被害が甚大でない橋梁については整合的であり、その範囲で現象の再現が可能であることを示した。

また、断層変位による静的解析を行い、桁が落下しないために必要な桁掛り長を比較した。静的解析と動的解析の差に、桁の寸法や断層変位の大きさの違いによる影響はあまりみられず、50cm以内に収まった。この値は数mにおよぶ断層変位と比較して小さく、落橋被害の主な原因は断層変位であることが示唆された。さらにこれは、断層変位さえ予測できれば静的解析から地震時の必要な桁掛り長が概算できることを示している。

ただし、力のつりあいを考慮せずに、単に幾何学的関係のみから行う落橋判定では、桁の回転挙動が再現できないため、場合によっては、動的解析の結果との差が大きいことがわかった。

最後に、右横ずれ断層を例に、地表地震断層が出現する角度、変位の大きさが既知であるとして、落橋に関する対策案を提案し、上述の動的解析モデル

を用いて、それらの有効性を検討した。解析結果から、鉛直方向の断層変位に対しては桁の長さを増加させることの有効性を確認した。また、橋脚間距離の増加には、対角チェーンの設置により桁を回転させて、桁の対角線の長さで抵抗させることや、支承の橋軸方向における降伏変位を増加させることが有効であった。以上の知見を踏まえ、地表地震断層による落橋に関する対策案選定法の試案をフローチャートで示した。

本研究は、多くの仮定、特に下部構造と地盤が一体で動くという仮定の下で上部構造のみを考慮した解析である。また、集集地震時の地震波形を用いた解析であるので、波形の大きさも信頼性に乏しい。よって、解析結果については検証ができず、得られた結論や対策の一般的適用性については今後さらに検討する必要がある。しかしながら、上部構造の3次元的動的挙動を詳細に考慮することで、被害状況が概ね再現できており、断層上の橋梁の設計のあり方とその体系化に向けて、基礎的な知見を示したものであると考えている。

謝辞：本研究を進めるにあたり、土木学会地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会・台湾・トルコ地震による橋梁被害研究分科会（主査：幸左賢二 九州工業大学助教授）には、資料の提供および多くのアドバイスを頂いた。また、東北大学 大槻憲四郎教授ならびに東京大学 小長井一男教授には、地表地震断層について貴重な助言を賜った。ここに記して謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 聯合報社：震瘍一九二一集集大震， p.160, 1999.10.
- 2) Japan Society of Civil Engineers : *THE 1999 JI-JI EARTHQUAKE, TAIWAN -Investigation into Damage to Civil Engineering Structures-*, December 1999.
- 3) 東京大学工学部土木教室：土木工学研究会平成 11 年度第 6 回 トルココジャエリ地震・台湾大震災被害報告速報，1999.11.
- 4) 土木学会四国支部あんぜん検討委員会 四国地域自然災害研究推進会議：1999 年台湾集集地震被害調査報告書 四国の土木技術者が見た台湾集集地震，2000.3.
- 5) 九州工業大学 建設社会工学科 耐震グループ：1999 年 9 月 21 日台湾集集地震 橋梁被害調査報告書，2000.4.
- 6) 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.
- 7) 宮武隆：断層近傍の強震動，第 10 回日本地震工学シ

- ンポジウム, pp.51-54, 1998.11.
- 8) 伯野元彦, 鈴木崇伸: 断層極く近傍の地震動は非常に強いのか?, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会, pp.77-80, 1999.7.
- 9) 三雲健, 安藤雅孝: 濃尾地震の解析的再現, 科学, Vol.45, No.1, pp.50-58, 1975.1.
- 10) 服部仁: 淡路島北部における兵庫県南部地震による地変と地震被害 IV.地割れ・地震断層はどのように地下に続くか? (その1), 地質ニュース 542号, pp.41-64, 1999.10.
- 11) 服部仁: 淡路島北部における兵庫県南部地震による地変と地震被害 IV.地割れ・地震断層はどのように地下に続くか? (その2), 地質ニュース 543号, pp.53-68, 1999.11.
- 12) Anne S. Kiremidjian: Reliability of Structures Subjected to Differential Fault Slip, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.12, pp.603-618, 1984.2.
- 13) Robert P. Kennedy et al.: Fault Movement Effects on Buried Oil Pipeline, *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, Vol.3, No. TE5, pp.617-633, 1977.9.
- 14) Michel Bouchon: Predictability of Ground Displacement and Velocity Near an Earthquake Fault: An Example: The Parkfield Earthquake of 1966, *Journal of Geophysical Research*, Vol.84, No.B11, pp.6149-6156, 1979.10.
- 15) 水口知樹: 地表地震断層による落橋現象のモデル化と対策, 東京大学修士論文, 2001.3.
- 16) 土木学会地震工学委員会 地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会: 地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発-地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会研究報告書-, pp.600-604, 2001.3.
- 17) 吉田純司, 阿部雅人, 藤野陽三, 武貞聡: 積層ゴム支承の水平2方向復元力モデル, 第2回免震・制震コロキウム, 土木学会, pp.129-136, 2000.
- 18) R.I.スキナー, W.H.ロビンソン, G.H.マクベリー=共著, 川島一彦, 北川良和=監訳: 免震設計入門, 鹿島出版会, pp.68-71, 2000.
- 19) 社団法人 日本道路協会: 道路橋支承便覧, pp.87-93, 1991.7.
- 20) 台湾 交通部中央氣象局:  
[http://www.cwb.gov.tw/V2.0/frames\\_html/cwb2.html](http://www.cwb.gov.tw/V2.0/frames_html/cwb2.html)
- 21) Lee, W.H.K., Shin, T.C., Kuo, K.W., Chen, K.C., Central Weather Bureau: CWB Free-Field Strong-Motion Data from the 921 Chi-Chi Earthquake, Volume 1. Digital Acceleration Files on CD-ROM, 1999.

(2001.9.10 受付)

## MODELING AND COUNTERMEASURES FOR UNSEATING OF BRIDGES CAUSED BY SURFACE EARTHQUAKE FAULT IN 1999 TAIWAN CHI-CHI EARTHQUAKE

Toshiki MIZUGUCHI, Masato ABE and Yozo FUJINO

Unseating of girders due to surface earthquake fault was observed in many bridges in 1999 Chi-Chi Earthquake, Taiwan, which has not been considered in current seismic design of bridges. In this research, unseating behavior of bridges is analyzed based on the observed data at Chi-Chi Earthquake, and countermeasures are considered. First, 6 degree of freedom dynamic response model for bridge superstructures is constructed, and is shown to agree with the actual damage. The damage is found to be primarily caused by static fault displacement. Several countermeasures of unseating are proposed and their effects are examined with the same analysis model.