

1999年集集地震(台湾)における 卑豊橋・烏溪橋の被害と被災メカニズム

川島一彦¹・庄司学²・岩田秀治³

1 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

2 修(工) 東京工業大学助手 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

3 ジェイアール東海コンサルタンツ 土木設計部構造設計第三課 (〒460-0008 名古屋市中区栄 2-5-1)

1. はじめに

1999年9月21日の午前1時47分、台湾南投縣日月潭の西方12.5km付近を震源とするマグニチュード7.6の地震が発生した。筆者らは、文部省台湾地震調査班(研究代表者、家村浩和京都大学教授)のメンバー(川島:研究分担者、庄司、岩田:研究協力者)として、1999年10月7日~15日まで現地入りし、交通施設の被害調査を行った。この概要は、参考文献1)、2)に示す通りであるが、ここでは断層変位によって落橋した卑豊橋及び烏溪橋について、その被災の特徴及び被災メカニズムについて示す。

2. 卑豊橋

2.1 橋梁の特性

石岡堰の西に位置し、大甲溪にかかる13径間の橋梁(1991年1月竣工)である。上流側の河床で断層による隆起を生じ、滝が出現するという特異な地

殻変動が生じた。桁はRCのIビーム4本で、径間長25m程度、幅員は10mである。橋脚断面は4.8m×2m、高さが10m程度のRC構造である。橋軸方向はほぼ南北方向となっている。桁掛かり長は0.3m~0.4m程度である。

被害状況を図-1に示す。図-1では一番北側に位置する桁、橋台、橋脚をD1、A1、P1とし、南に向かって順にナンバリングしている。

2.2 周辺の断層

A2、P12、P11は3~4m隆起しており、また、写真-1に示すようにP1~P10と比較して、P12は約3.5m、またA2は約4mそれぞれ西側(下流側)に移動した。図-2は台湾經濟部中央地質調査所及び東北大学大槻憲四郎による本橋周辺の断層の位置である。上流側で大甲溪を斜めに横断した断層線をたどると、断層はA2~P12間(A2に近い位置)を橋軸方向に対して約42度の角度(N42

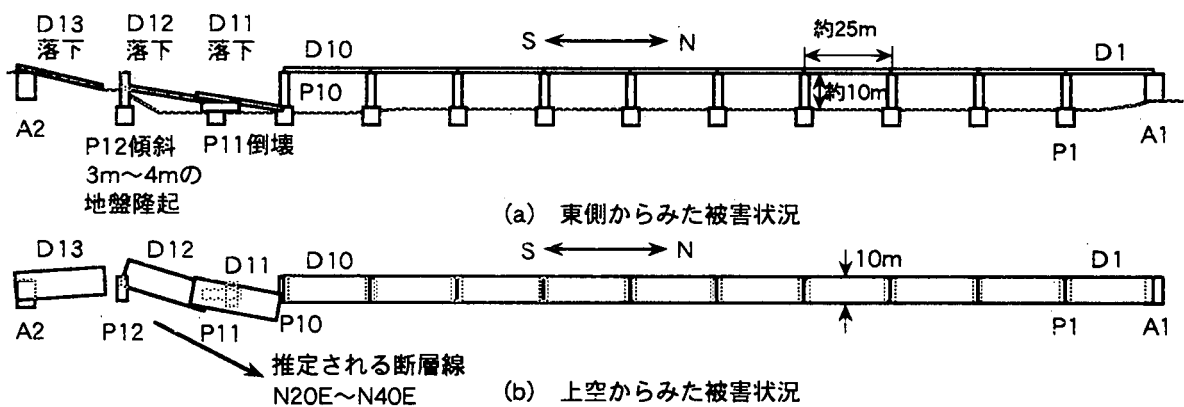


図-1 卑豊橋の被害

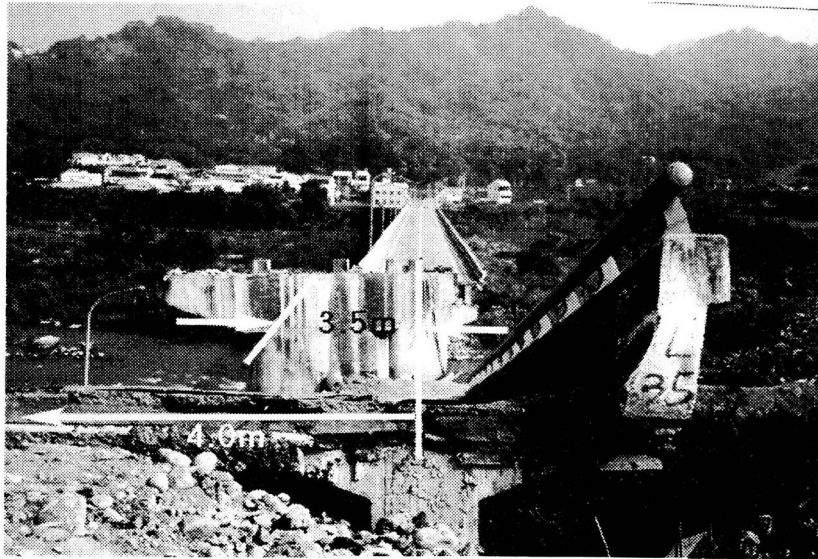


写真-1 卑豊橋

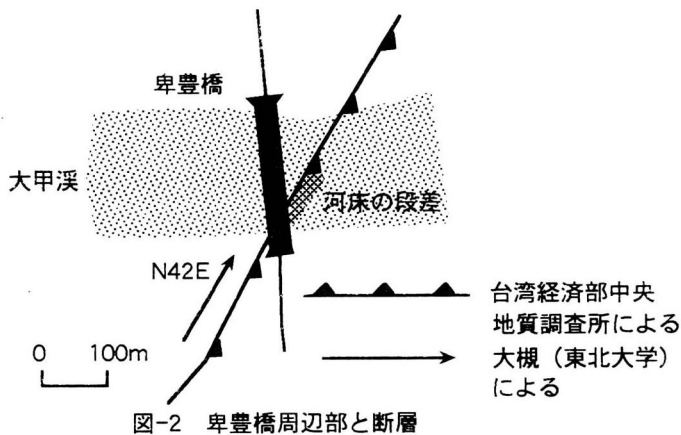


図-2 卑豊橋周辺部と断層

E)をもって上流側から下流側に通り抜けたと見られる。ただし、以下の理由により、P11, P12も上盤側に属していたと考えられる。

- (1) 上述したように、P12は西に移動している。
- (2) 後述するようにD11, D12はともに時計回りに回転して落橋している。
- (3) P10は地殻変動の影響を受けていない。

以上の点から、断層はA2～P11間のある幅を持って本橋に大きな地盤変位を生じさせ、P11を完全に倒壊させたと見ることができる。

2.3 被害状況

被害の特徴は以下の通りである。

- (1) 地震後には、P11が一番下側に横倒しとなり、この上にD12の北端が、さらにその上にD11の南端が落下しており、この順番で崩壊したと考えられる。
- (2) D13は、南端をA2上に支持されたまま、

北端がP12から落下し、わずかに反時計回りに回転すると同時に、北端(中心線位置)がP12から6.6m離れた位置に落下している。

(3) D11とD12はともに時計回りに20～40度回転して、落下している。P10南面にはD11が斜めに落下した際に生じた西から東に向かう引っかき傷が残っている。

(4) 上述したように、D12はP11が倒壊したため、最初に北端がP11から落下し、ついで南端がP12から落下したと考えられる。P12位置では、D12の東側面がP12橋脚躯体の西面と接触して部分的に壊れている。このようになるためには、P11, P12間が広がってD12が落下した後、D12がP12に対して相対的に南側に移動しなければならないが、このようになった理由に関してはよく分からない。

(5) D10～D1, P10～P1, A1には著しい損傷は生じていない。

2.4 被害メカニズムの推定

断層は橋軸方向(北側を正とする)から θ の角度(N θ E)で本橋を横切った。このため、断層線における上盤側と下盤側に生じた水平方向の変位をDとすると、これによる下盤側を基準とした上盤側の橋軸方向(北側を正とする)および橋軸直角方向(東側を正とする)の変位 d_{LG} , d_{TR} は以下ようになる。

$$d_{LG} = -D \cos \theta ; d_{TR} = -D \sin \theta \quad (1)$$

いま、 $\theta = 42$ 度であり、 $d_{TR} \approx -4$ mであるから、 $D \approx -6$ mとなる。したがって、 $d_{LG} \approx -4.5$ m程度と

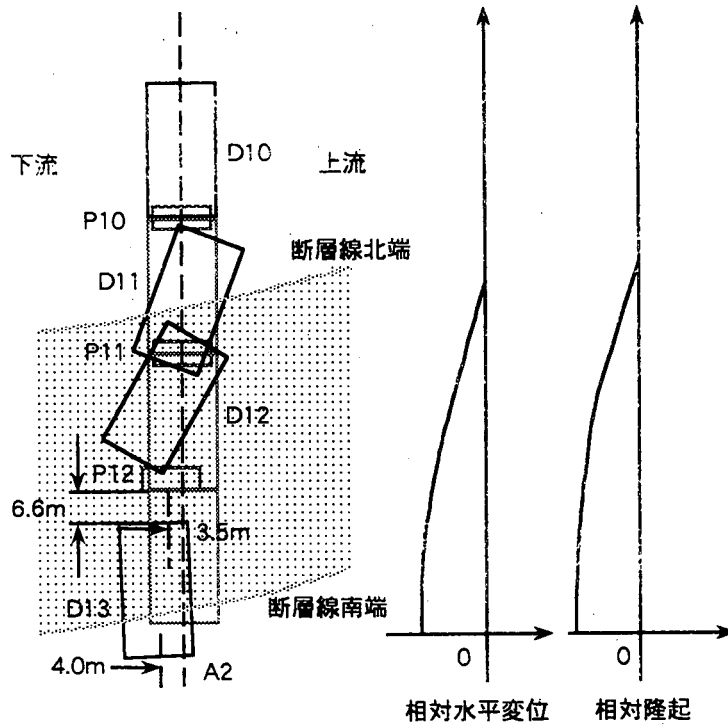


図-3 断層による卑豊橋P10～A2間の水平方向および上下方向の相対変位

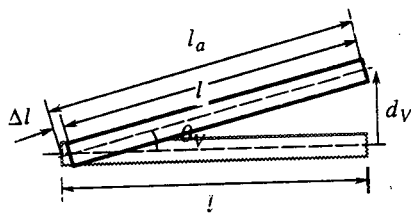


図-4 上下方向の断層変位によって生じる橋軸方向の桁移動量

推定される。P10～A2のいずれかの線を境としてこれだけの断層変位が生じたのではなく、図-3に示したようにP10～A2の間で徐々にこれだけの変位が生じたと仮定すると、相隣る2つの橋脚間の相対変位は桁の掛け違い長(0.3～0.4m)よりもかなり長い。

また、図-4に示すように相隣る2つの橋脚のうち一方が d_v だけ隆起した場合には、1連の桁の長さを l とすると、以下の橋軸方向の相対変位が生じる。

$$\Delta l = \frac{l}{\cos \theta_v} (1 - \cos \theta_v) \quad (2)$$

ここで、

$$\theta_v = \tan^{-1} \left(\frac{d_v}{l} \right) \quad (3)$$

いま、A2～P12間の上下方向の相対変位を $d_v \approx 3\text{m}$ と見込み、 $l \approx 25\text{m}$ とすると、6.8度となり、式(2)より $\Delta l = 0.18\text{m}$ となる。従って、上下方向の段

差によって生じる橋軸方向の相対変位はそれほど大きいものではない。

以上の点を考慮すると、図-5に示すようにD11～D13は以下の順番で落橋したのではないかと推定される。

(1) A2～P12間に断層破壊が生じ、これに伴ってP11、P12位置でも地盤が隆起すると同時に西側(下流側)にずれた。

(2) 断層変位の影響が大きかったかもしくは構造的な理由でP11が最初に大きく北側に回転し、さらに倒壊した。

(3) このため、D12の北端がP11からかけ落ち、さらに南端もP12からかけ落ちて、北端は倒壊後のP11の基礎側面上に落下した。P11に対してP12は西側(下流側)により大きく変位したため、D12は時計回りに回転した。

(3) P11が倒壊したため、D11も南端から落下し、さらに北端もP10から落下した。P11が西側(下流側)に大きく変位したため、D11は時計回りに回転した。D11の北端がP10から落下する過程で、P10の南面にひっかき傷を与えた。D11の南端はD12の北端の上に落下した。

(4) D13はP12～A2間の距離が開いたため、北端がP12から落下した。このとき、A2に引きずられる形で、西側(下流側)に約4m移動して落下した。わずかではあるがD13が反時計回りに回転した理由は現状ではよく分からない。P12～A2間

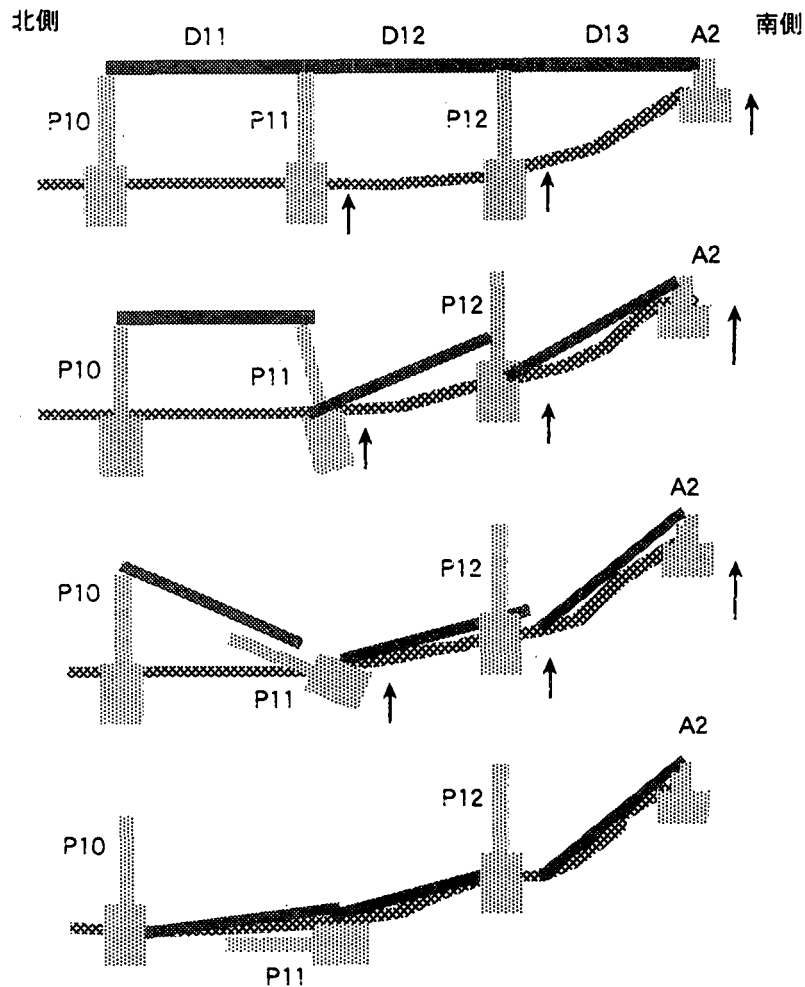


図-5 卑豊橋の落橋メカニズム

の距離が開いたため、D13 はほぼ直下に落下したと見るべきかもしれない。

3. 烏溪橋

3.1 橋梁の特性

省道 3 号線上にあり、霧峰郷と草屯鎮の境界沿いに流れる烏溪にかかる旧橋(上流側, 東側)/新橋(下流側, 西側)から成り、3 車線ずつで 17 径間の橋(旧橋は 1983 年 7 月竣工)である。橋軸方向は N20E である。以下、旧橋の橋脚や桁には W を、また新橋の橋脚や桁には E を付けて、両者を区別する。

桁は旧橋、新橋ともに 5 主桁の PC ビーム桁であり、径間長は 30m 程度、幅員は 12m 程度である。旧橋を支持する橋脚は断面が 8.5m×3m、高さが 10m 程度の RC 壁式橋脚で、新橋を支持する橋脚は高さが旧橋と同じであるが断面を 5m×2m とした T 型張り出し式 RC 橋脚である。P1W を観察すると、新橋を支持する橋脚の配筋としては、D22 の主鉄筋が橋軸方向に直角な面には 300mm 間隔で 10 本、半円形の部分には 6 本配筋されている。ケーソン基礎からは D22 が 600mm 間隔で橋脚躯体に高さ 1m

程度まで配置されている。帯鉄筋としては D12 が高さ方向に 200mm 間隔で配置されている。新橋の P1W に対してシュミットハンマーによって 3 回の打撃試験を行ったところ、24MPa、28MPa、24MPa であった。コンクリートの強度上の問題はないが、現在の目からみると、橋脚躯体基部の重ね継手長は短く、帯鉄筋も少ない。

基礎は直径 6m のケーソン基礎である。支承は平面寸法 500mm×500mm、総厚 30mm のネオプレーンゴム支承(5 層のゴム、4 枚の鋼板)である。中心部分には桁と橋脚天端をつなぐアンカーボルト用の穴が開けられている。

被害状況を図-6 に示す。図-6 では、北側から南側に向かって橋脚および橋台をナンバリングしている。旧橋の D1E、D2E は落橋し、新橋の P1W~P8W には大きなクラックを伴う損傷を生じた。新橋の方が旧橋よりも橋脚の損傷が大きい。

3.2 断層

図-7 に示すように、断層は右岸側では北東方向(上流側)から本橋に接近し、P 2~P 3 間を S 6 0 W で通って西(下流側)に抜けているのが確認された。

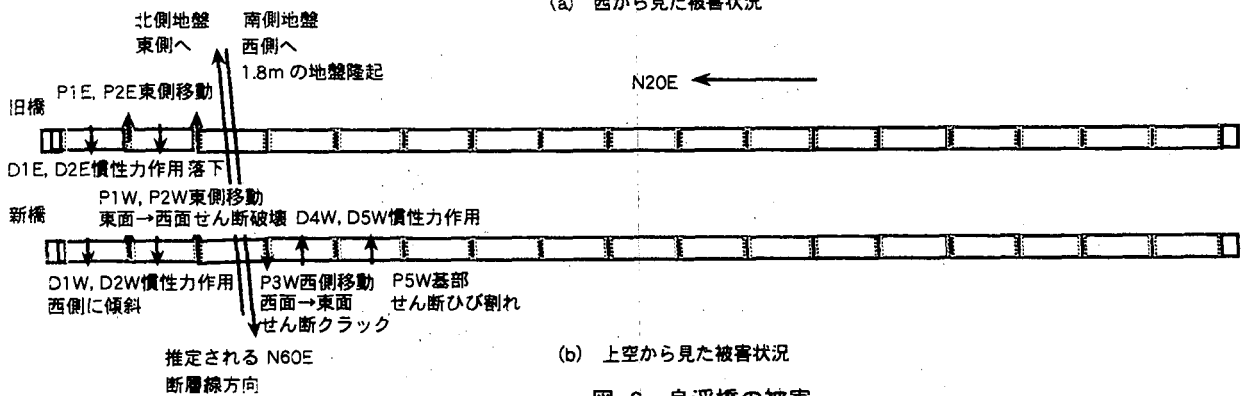
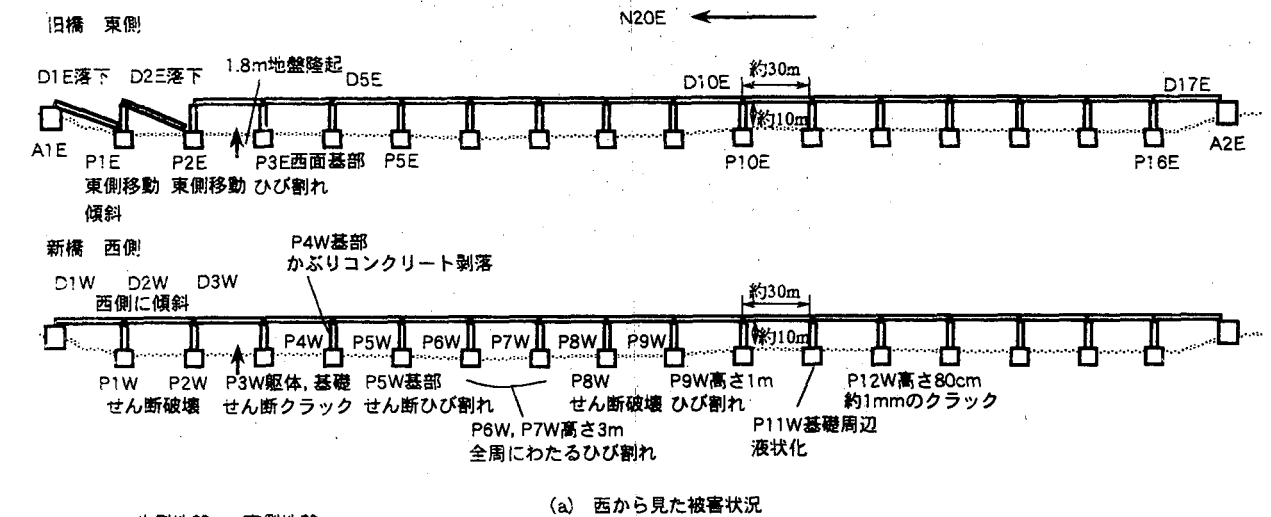
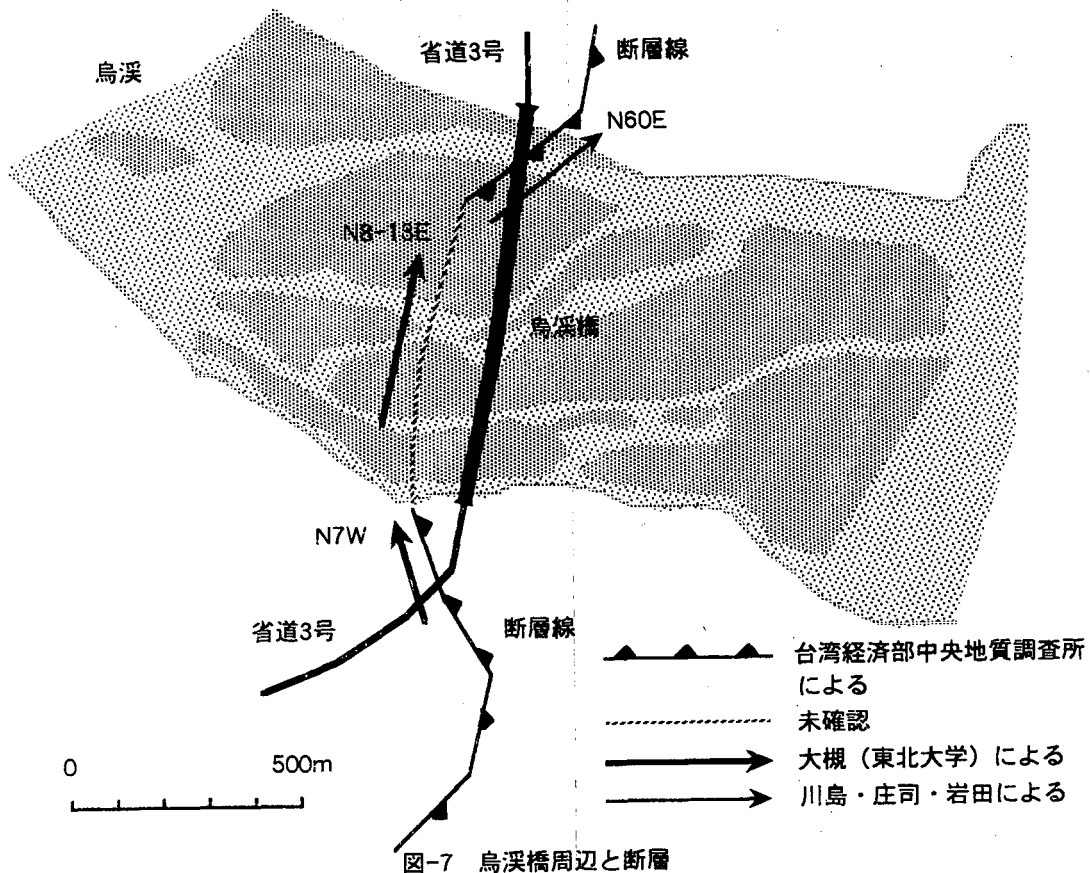


図-6 烏溪橋の被害



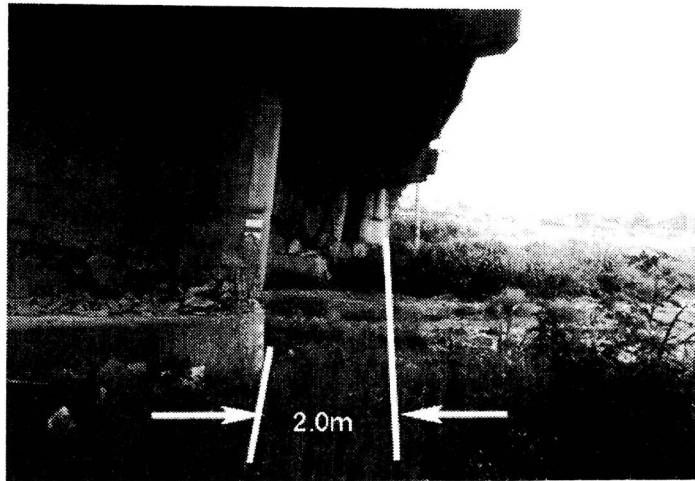


写真-2 烏溪橋の P2W～P3W



写真-3 烏溪橋南側の集落

ここでの上下方向の段差は 1.8m 程度であった。手がかりとなるものがなかったせいで、この箇所では水平方向の移動量は求められなかった。

ただし、P2～P3間を抜けた後、下流側では段差ははっきりせず、どの方向に断層がつながっているかは確認できなかった。P2～P3を通過した断層を上流側にたどると、本橋から約100mの位置ではっきりした上下方向の段差（高さ約2m）が見られた。

写真-2はP3Wより南側の橋脚に対してP1W、P2Wが東側（上流側）にずれたことを示したものである。いずれも約2m東側にずれたことから、水平方向のずれ量は約2mと推定される。なお、旧橋にも同程度のずれが生じている。右横ずれであるが、P1、P2は下盤側に、また、P3～A2は上盤側

に位置する。したがって、P3～A2は隆起すると同時に西側にずれたが、下盤側に位置したA1、P1、P2はずれなかったため、結果的に上記のようにP1、P2がP3より南の橋脚に対して東側にずれたように見えたと考えられる。なお、後述するように、本橋ではP1W、P2Wだけでなく、P2W～P11Wに至る多数の橋脚に横移動、沈下、回転などいろいろな損傷が生じている。これは、これらが上盤側に位置したため、地盤変位を受けたことに関係があると考えられる。

左岸（南側）下流側では樋門が傾斜する大被害を生じていたが、この周辺の集落にも写真-3に示すように2、3本の段差が生じており、断層と考えられる。未確認であるが、東北大学大槻憲四郎によれば、北側断層と南側の樋門や集落に被害を与えた断層は

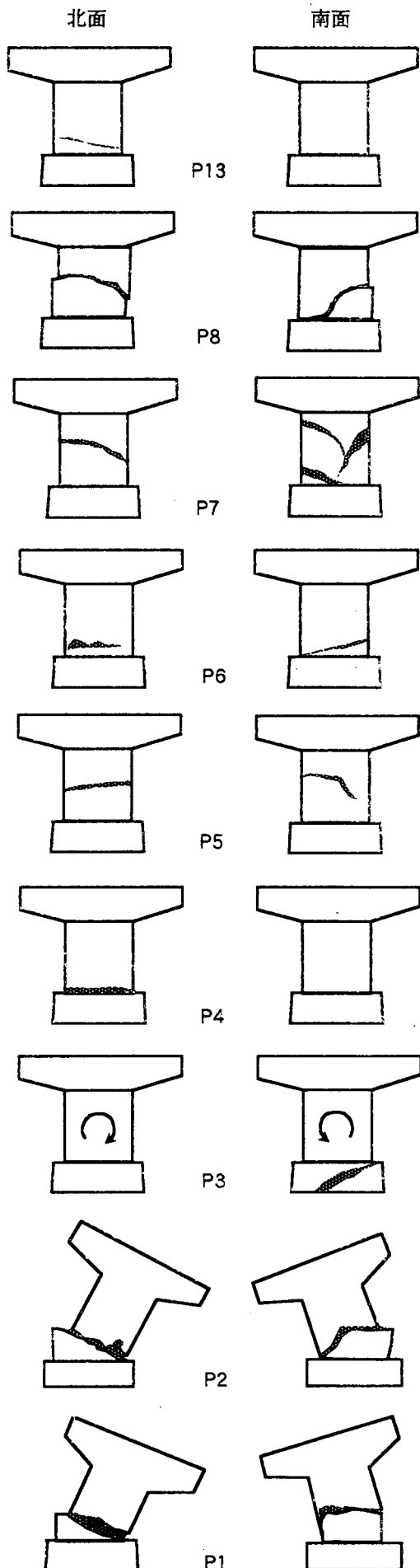


図-8 烏湫橋の橋脚の被害

本橋の下流側でつながっていると見られる。

なお、この他に、後述するようにP9～P10間でも右横ずれのように見える橋の変形が生じている。これが断層によるものか、あるいは上盤側に属するP3～A2間に生じた地盤変形によるものかは明らかではない。

3.3 被害の特徴

被害の特徴を図-8に示す。新橋の橋脚被害の特徴は以下に示すとおりである。

- 1) P1W と P2W には東から西方向へのせん断破壊が生じた。
- 2) P3W ではケーソン基礎にも東から西方向へのせん断ひび割れとかぶりコンクリートの剥離が生じた。また、橋脚躯体には西から東方向へのせん断クラックが生じた。
- 3) P4W では基部から 1m の範囲に全周にわたる幅 100mm～200mm 程度のかぶりコンクリートの剥落が生じた。
- 4) P5W では西から東方向へのせん断破壊が生じた。
- 5) P6W と P7W では幅 100mm 程度、全周にわたってかぶりコンクリートが剥離した。
- 6) P8W では東から西方向に向かってせん断破壊した。
- 7) P9W では基部から 1m 付近に幅 20mm～30mm 程度の全周にわたる開口ひび割れが生じた。
- 8) P10W, P11W 周辺では液状化による噴砂が見られ、橋脚が 300mm 程度沈下すると同時にわずかに傾斜した。
- 9) P12W では基部から 0.8m 付近に全周にわたる 1mm～2mm 程度のクラックが生じた。
- 10) P13W では、橋脚基部から 1m 程度の位置で水平ひび割れが生じるとともに、基礎も含めて、全体に東側（上流側）に傾斜している。
- 11) P1W, P2W の基礎は P3W 以南の橋脚基礎に対して 2m 程度東側（上流側）に移動している。これは、P1E, P2E に対しても同様である。
- 12) P8W, P9W の基礎は P10W 以南の橋脚基礎に対して 0.5m 程度東側（上流側）に移動している。これは、旧橋の橋脚基礎に対しても同様である。ただし、P8W～P9W は基礎も含めて西側（下流側）に傾斜している。

いま、この影響を補正すると、地盤の変位量 d とすれば、床版上面における変位 d_q は以下のように推定される。

$$d_q = d + \theta \cdot h \quad (4)$$

ここで、 θ ：下部構造の回転角（東側（上流側）を正とする）、 h ：下部構造の高さである。

下部構造の回転角 θ を床版の幅 W と両サイドの沈下量 Δu_d から推定すると、

$$\theta = \frac{\Delta u_d}{W} \quad (5)$$

$$\approx \frac{-0.25\text{m}}{6\text{m}}$$

ここで、 Δu_d は床版の西側に対する東側の沈下量で、P8W、P9W上では-250mm（西側が東側に対して沈下）であったことから、床版幅を6m程度と見込むと上記のようになる。

したがって、橋脚高さ h を6m程度と見込むと、式(4)より地盤の変位量 d は以下のようになる。

$$d = d_d - \theta \cdot h$$

$$= 0.5\text{m} - (-0.25/6) \times 6 = 0.75\text{m}$$

次に、旧橋の被害状況は以下の通りである。

(1) P2Eは、橋脚側面（上流側）に南向きの作用力によるせん断クラックが生じた。

(2) P3Eにおいては、橋脚躯体（西面）の基部より1.5m付近において半周にわたって100mm～150mmの開口ひび割れが生じた。

(3) P1Eでは、D2の5主桁のうち、最上流側（東側）の桁下端が開いて損傷を受けた。桁に西向き（下流側）の地震力が作用したことを示している。

(4) P1E、P2EはP4Eよりも南の橋脚に対して相対的に約2m沈下している。

3.4 被害メカニズムの推定

断層は橋軸方向に対して約40度の角度でP2～P3間を横切った。橋軸直角方向のずれ量を $d_{TR} \approx 2\text{m}$ と仮定すると、式(1)から断層に沿ったずれは $D \approx 3.1\text{m}$ 、橋軸方向のずれは $d_{LG} \approx 2.4\text{m}$ と求められる。明らかに橋軸方向のずれは桁かかり長よりも大きく、D1E、D2Eの落橋はこれによってもたらされたと考えられる。

同じ断層変位を受けたにもかかわらず、旧橋では桁が落下し、新橋では落橋までには至らなかったのは、旧橋では壁式橋脚が採用されており橋脚の強度が大きくほとんど損傷を受けなかったのに対して、新橋では小判型断面橋脚が採用されており強度不足のためP1W、P2Wを中心に大きな被害を受け、このことが結果として地盤変位を吸収する役割を果たしたためと考えられる。

旧橋のP1W、P2Wがせん断破壊したのは、上盤に位置したP3Wより南側の橋脚が西向きに約2m変位したのに対して、下盤に位置したP1W、P2Wは変位しなかったため、桁の抵抗を通してP1W、P2Wに東向き（下流側）の地震力が作用したためと考えられる。

4. 結論

集集地震で大被害を受けた卑豊橋および烏溪橋の被害特性とそのメカニズムを検討した。本検討結果をまとめると、以下のようになる。

(1) 卑豊橋では、橋軸から約42度の角度(N42E)で水平方向約6mの断層変位が作用し、橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ約4.5m、4mのずれを生じた。このため、断層の上盤側に位置するA2～P11間に作用した断層変位の影響でP11が倒壊し、断層変位による橋軸方向変位が桁の掛け違い長をはるかに上回る値であったことから、D13～D11が落橋した。

(2) 烏溪橋では、断層の上盤側に位置するP3より南側の橋脚が断層の下盤側に位置するP1、P2に対して橋軸から約40度の角度で3.1m程度のずれを生じた。このため、橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ約2.4m、2mのずれを生じ、強度の高い壁式橋脚が採用されていた旧橋ではD1、D2が落橋した。強度の低い小判型橋脚が採用されていた新橋では、桁の剛性効果によって作用した西向き（下流）の地震力がP1W、P2Wに作用した。このため、P1W、P2Wがせん断破壊したが、橋脚の破壊が地盤変位を吸収して、結果として桁は落下せずすんだ。

参考文献

- 1) 川島一彦、家村浩和、庄司学、岩田秀治：1999年集集地震（台湾）における道路橋の被害、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、1999.12.
- 2) 岩田秀治、川島一彦、庄司学、家村浩和：1999年集集大地震における鉄道施設の被害、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、1999.12.

謝辞：現地調査に際して、国家地震工程研究中心のC.H.Loh所長、柴駿甫博士、廖文義博士に便宜を図っていただきました。また、文部省台湾地震調査班の東北大学大槻憲四郎教授には断層線の位置や方向に関する貴重な情報をご教示いただきました。ここに記して謝意を表します。