

(135) 台湾大地震による橋梁の特殊被害分析

九州工業大学 正会員○幸左賢二
 九州工業大学 山口栄輝
 大日本コンクリート 田崎賢治
 建設技術研究所 鈴木直人

1. まえがき

1999年9月21日、台湾中部で発生した大地震は台中県の周辺部を中心に橋梁にも大きな被害を及ぼした。著者らは地震直後より2回に渡って台中県を中心に橋梁被害調査および詳細測量調査を実施した。本報告は、このうちの特徴的な損傷を生じた長庚大橋、烏溪橋について、測量などによる詳細な損傷状況調査から損傷メカニズムを推定したものである。

2. 全体被害概要

図-1に全体調査位置図を示す¹⁾。大まかな被害の印象としては、台中市内でも一部高層ビルは倒壊しているものの被害範囲は比較的小さく、断層沿いを中心として局所的である傾向が見られた。このうち、橋梁被害の特徴としては次の3つに分類される。

- ①当該地点付近に断層ずれは観測されず、地震動により橋脚に大きな損傷や落橋が生じたと考えられる。
東豊大橋・平林橋・長庚大橋など
- ②当該地点付近に断層ずれが観測されたが、橋梁自身には大きなひび割れや座屈などの損傷は認められない。
稗豊橋・石岡ダム通路橋など
- ③当該地点付近に断層ずれが観測されるとともに、橋梁自身にも大きなひび割れや座屈などの損傷が生じている。

名竹大橋・烏溪大橋・一江橋・石圍橋など

①は断層による局所的な現象ではなく、地震による揺れにより損傷が発生したと考えられる。これに対して②、③は断層による局所的な現象と考えられるが、②が断層による地盤の相対的なずれが構造物損傷の原因であるのに対して、③では地盤の相対的なずればかりでなく、地震動も損傷に影響した可能性がある。

以上が現地で著者らが直接確認した橋梁で、その他にも多数の落橋・通行止の橋梁が報告されている^{2)、3)、4)、5)}。以下に目視および概略寸法計測により橋梁損傷状況を調査した結果を示す。

3. 長庚橋

本橋は石岡ダムの東約1kmに位置し、大甲溪にかかる11径間の単純桁の橋梁である。径間長34.7m、幅員13.1m、桁高2.2mの5主桁PC桁である。橋脚はRC橋脚で、断面は4.6m×2.5m、高さは5~8mである。現地状況から基礎は直径約6mのケーソン基礎となっているようである。

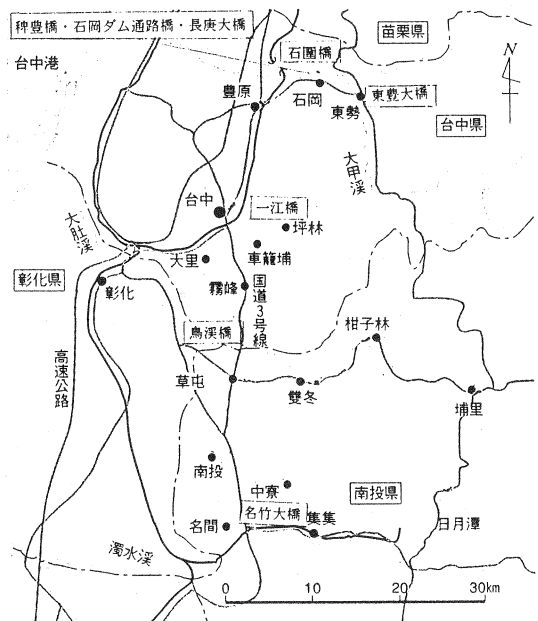


図-1 調査橋梁位置図

損傷状況は図-2に示すように、橋脚には特に損傷は見られないが、左岸側D2桁(A2~A3間), D3桁(A3~A4間)が落橋している。現地では明瞭な断層線は認められず、このような比較的小さな、桁や橋脚の移動によって落橋に至った要因としては、単純桁であることに加えて、橋軸方向の桁がかり長が短いことや橋軸方向の落橋防止構造が存在しないことも上げられる。なお、橋軸直角方向には移動を制限する鉄筋コンクリートのブロックがあり、直角方向の移動を制限している。現地における測量によりA2, A3橋脚は橋脚高さ5mの位置より回転していると仮定し橋脚の傾きを補正して、橋脚間距離を求めるとA7~A2橋脚間距離はそれぞれ34.9, 34.8, 35.0, 34.8, 34.5mと桁長34.7mにほぼ対応している。このように、橋脚自身は移動していないが、A3橋脚, A2橋脚はそれぞれ8.9°, 12.9°傾いており、A4~A3橋脚間で約80cm, A3~A2橋脚間で40cm橋脚天端間

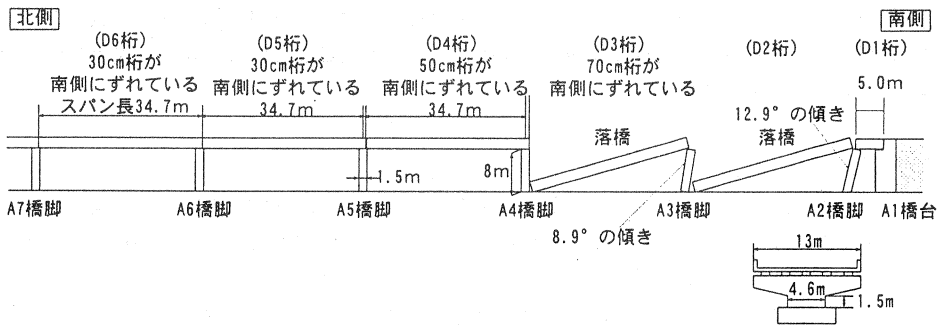


図-2 長康大橋損傷状況

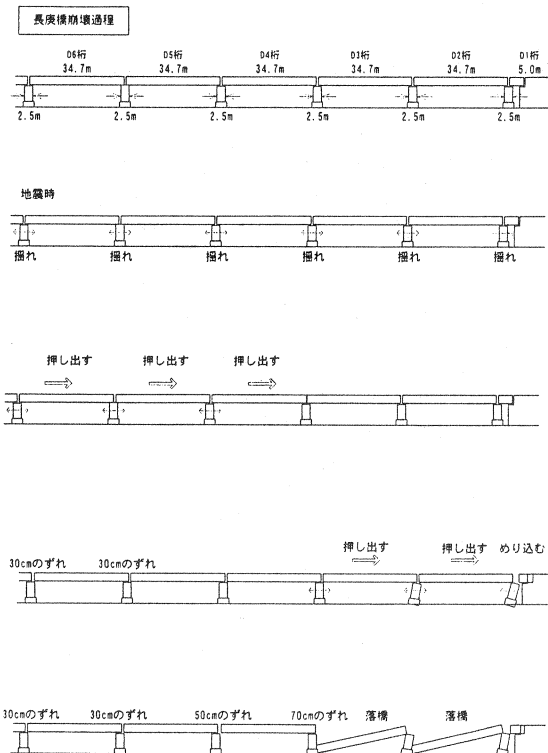


図-3 損傷模式図

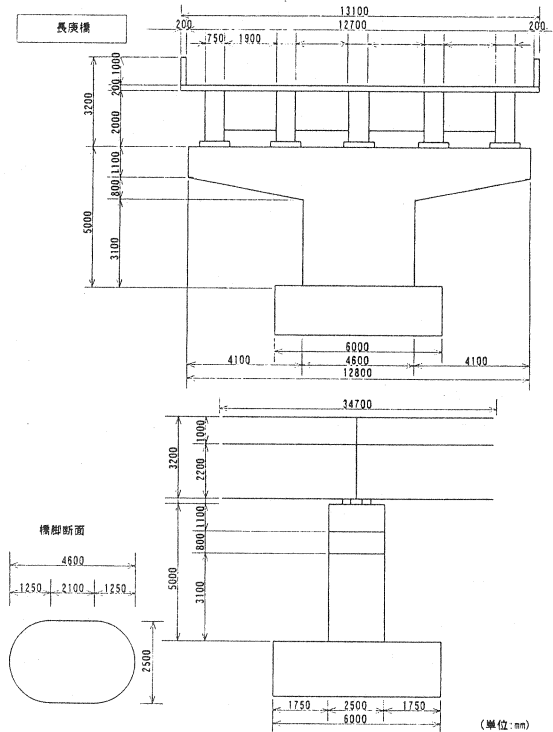


図-4 橋脚形状図

は橋脚基礎間より広がっている。次に、桁遊間中心と橋脚中心の距離から、桁の移動量を推定すると、A7橋脚上で30cm, A6橋脚上で30cm, A5橋脚上で50cm, A4橋脚上で70cm, それぞれ南側に移動している。このことは、A7橋脚より南側では、橋脚自身は移動していないにも関わらず、それぞれの桁が移動したことを示している。また、落橋桁反対側の右岸付近の桁でも、桁同士がぶつかり合い、桁端部が損傷するとともに、桁遊間がない状態となっていた。このことから、大きな桁移動を生じた水平力は、北側から南側が卓越していたと推定される。損傷状況から推定される損傷メカニズムは以下のとおりである。図-3に模式図を示す。

①右岸側より左岸側(北より南)に大きな水平力が生じた。

②これに伴い、右岸側桁が順次押し出され、桁同士が玉突き現象を生じた。

③そのため、D6桁から順次南側に押し出され、D3桁、D2桁は70cm南側に押し出されて落橋に至ったと考えられる。D3桁の移動に伴い、A3橋脚は8.9°傾き、同様にD2桁の移動によりA2橋脚も12.9°傾いた。

D1桁の押し出しによりA1橋台も損傷し舗装面が盛り上がったと思われるが、現地調査の時点(地震後1週間)では、すでに補修工事が実施されており、損傷状況は不明であった。

橋脚形状は11径間ともほぼいずれも同一であったが、図-4に示す落橋桁近傍のA4橋脚を対象に応力照査を実施した。形状は直接定規による寸法測定から推定している。また、鉄筋配筋は、配筋図が入手できなかったため、同種の橋梁形式である烏溪橋で測定されたものや設計基準を参考に、主鉄筋はD22が20cmピッチ、帯鉄筋はD13が30cmピッチと仮定した。落橋した橋軸方向の照査結果を示すと、0.15の設計水平震度が作用したとき、基部には $950 \times 10^4 \text{N}\cdot\text{m}$ のモーメントを生じる。これに対して図-5に示すように基部断面ではひび割れ発生モーメントは $1365 \times 10^4 \text{N}\cdot\text{m}$ 、降伏モーメントは $1648 \times 10^4 \text{N}\cdot\text{m}$ となっており、設計作用荷重はひび割れ発生モーメント以下となっている。また、同様に現行の道路橋示方書によると基部のせん断耐力は $281 \times 10^4 \text{N}$ となり、これを上部工重量($895 \times 10^4 \text{N}$)、橋脚重量($258 \times 10^4 \text{N}$)より等価水平震度換算すると0.25とせん断耐力的には余裕のない設計となっているが、我が国の昭和55年道路橋示方書は満足できるレベルの設計となっている。

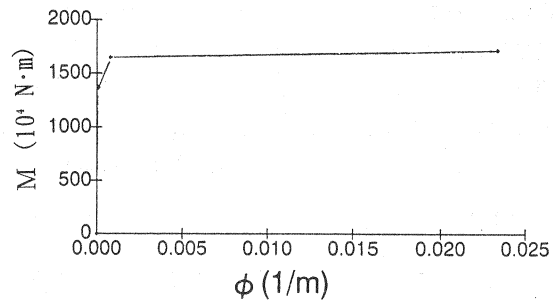


図-5 モーメントー曲率関係

4. 烏溪橋

4.1 上流側橋

烏溪橋の損傷状況は図-6, -7に示すよう

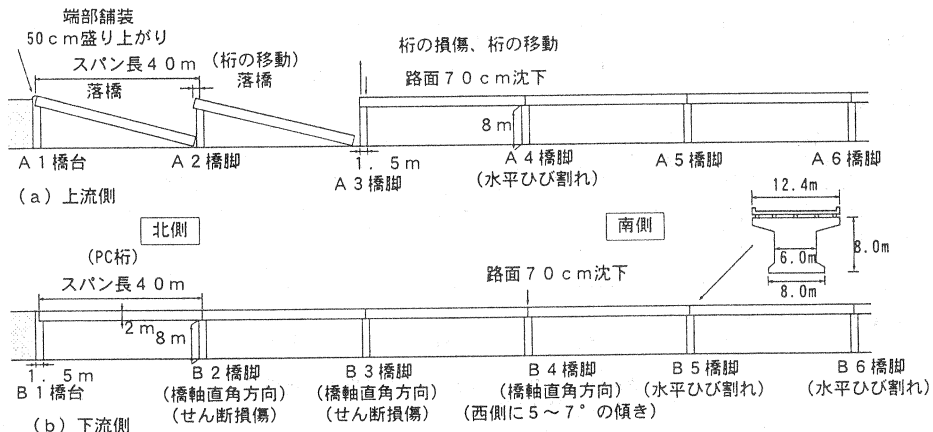


図-6 烏溪橋損傷状況

に、上流側では端部桁が2連落橋するとともに橋台の端部舗装が50cm程度盛り上がっていた。また、A3橋脚上では、桁端部に衝突と思われる損傷が見られた。図-6に示すように橋軸方向の橋脚間移動量を測量結果と当初設計図の比較により求めると、上流側ではA3~A4橋脚間のみが1.2m縮まっている。図-8に台湾側で測定された橋脚付近の地盤の変化を示す。それによると、A3~A4およびB3~B4橋脚間を断層が横切っており、橋軸、橋軸直角および鉛直方向にそれぞれ2m程度移動していることになる。上流側のA3~A4橋脚間の移動量1.2mは、地盤の橋軸方向の移動量1.6~1.8mに対応していると考えられる。以上の測定結果を基にすると上流側の損傷メカニズムは以下と推定される。

- ①A3~A4橋脚間における地盤の縮みによりA3桁(A3~A4間の桁)が橋軸北側方向に押し出される。
- ②A3桁がA2桁(A2~A3間の桁)と衝突しA2桁を押し出し、同様にしてA1桁を押し出す。その結果A1桁端部が橋台と衝突し、橋台が損傷するとともに橋梁舗装面が膨れ上がる。
- ③北側端部A1桁(A1~A2間の桁)では、移動量が50cmに達し、桁かかり長を超えて、落橋に至る。
- ④同様にA2桁の移動が大きく落橋に至る。

4.2 下流側橋

下流側の橋脚は、図-9に示すようにB2およびB3の壁式橋脚が橋軸直角方向に大きく損傷しており、ひび割れは貫通していた。B4橋脚では橋脚自体は大きな損傷は認められないものの、基礎部にはせん断損傷が生じ、下流側に5~7°傾いており、路面では70cm程度の沈下が認められた。また、B5、B6橋脚には曲げタイプの水平ひび割れが橋脚中間部で認められた。この部分は、コンクリートの打ち継ぎ目である可能性がある。現地調査結果を図-10に示すが、B4、B5脚天端はほとんど移動していないものの橋脚基礎は西および北西方向に2m程度移動している。シュミットハンマーテストではコンクリート強度は29MPa以上は確保されており壁式橋脚のため主鉄筋比が少ないようであったが、特に品質的な問題は見いだせなかった。B3橋脚を例に取り損傷状況を説明すると、断面は6.0x2.0mの壁式であり、主鉄筋はD22が20cmピッチ、帯鉄筋はD13が30cmピッチで配筋されていた。せん断損傷角度は水平方向に対して約20°であった。主鉄筋がせん断面で破断しているものも認められたが、これは主鉄筋比が0.3%程度と非常に小さくために、ひび割れが集中して発生するこ

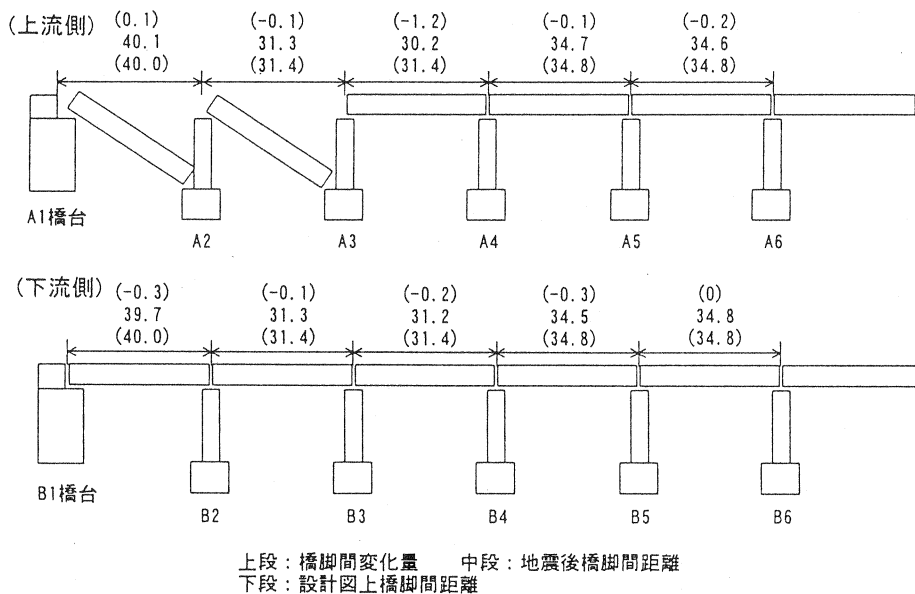
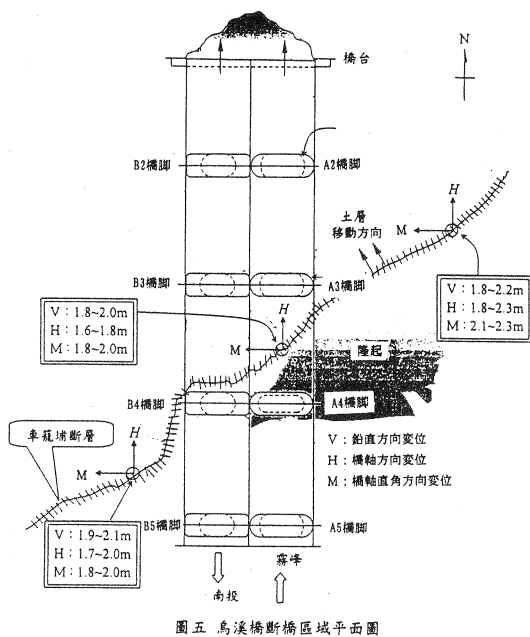


図-7 橋脚間移動量 (単位:m)

とおよびせん断損傷によるずれが生じたためと考えられる。以上の測定結果からは、B2, B3橋脚の損傷原因としては大きな橋軸直角方向の水平力あるいは直角方向への地盤の移動に伴う橋脚変形によるせん断損傷の2種類が考えられる。仮に地震動による損傷として現行道路橋示方書により保有水平力照査を行うと、図-11に示すように橋軸直角方向降伏曲げ耐力が $500 \times 10^4 \text{ N}$ (降伏モーメント $3500 \times 10^4 \text{ N}\cdot\text{m}$)、終局曲げ耐力が $640 \times 10^4 \text{ N}$ (終局モーメント $4500 \times 10^4 \text{ N}\cdot\text{m}$)、せん断耐力が $315 \times 10^4 \text{ N}$ となっている。これを躯体重量 $728 \times 10^4 \text{ N}$ で割ると等価水平震度は0.45程度となる。これは、阪神大震災における阪神高速3号神戸線の損傷橋脚の等価水平震度が0.41程度であったものとほぼ対応した値となっている。壁式橋脚のせん断耐力は複雑であると考えられるが、通常の計算手法ではせん断耐力は比較的小さい結果となっている。一方、地盤の変形に伴いB4, B5橋脚が移動したことによりB2, B3橋脚がせん断損傷したと想定する。上部構造が単純桁であることから、通常は桁は自由に回転し橋脚に水平力は作用しない。桁が大きな抵抗を示すためには、桁の橋軸方向遊間の減少により桁間が密着することにより連続桁状となるとともに、支査上の抵抗が大きなものである必要がある。ストッパーな



図五 鳥浜橋断橋区域平面図

説明: 1. 相片箭头方向=照相時之目視方向
2. P=橋墩, N=北上線, S=南下線
3. 作者至橋被現場量測之断層錯移量
V=抬昇量, H=順橋向平移量, M=横橋向平移量

図-8 地盤変状状況

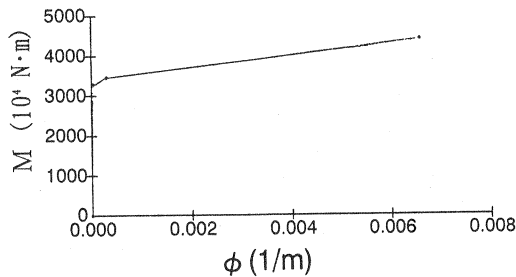


図-11 モーメント-曲率関係

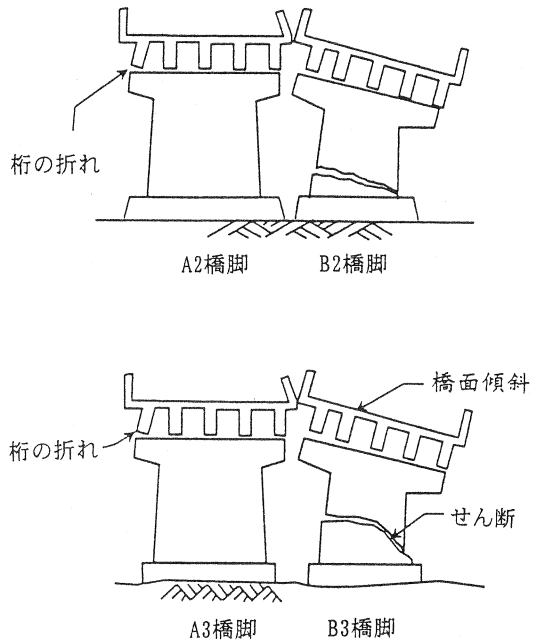


図-9 橋脚損傷状況

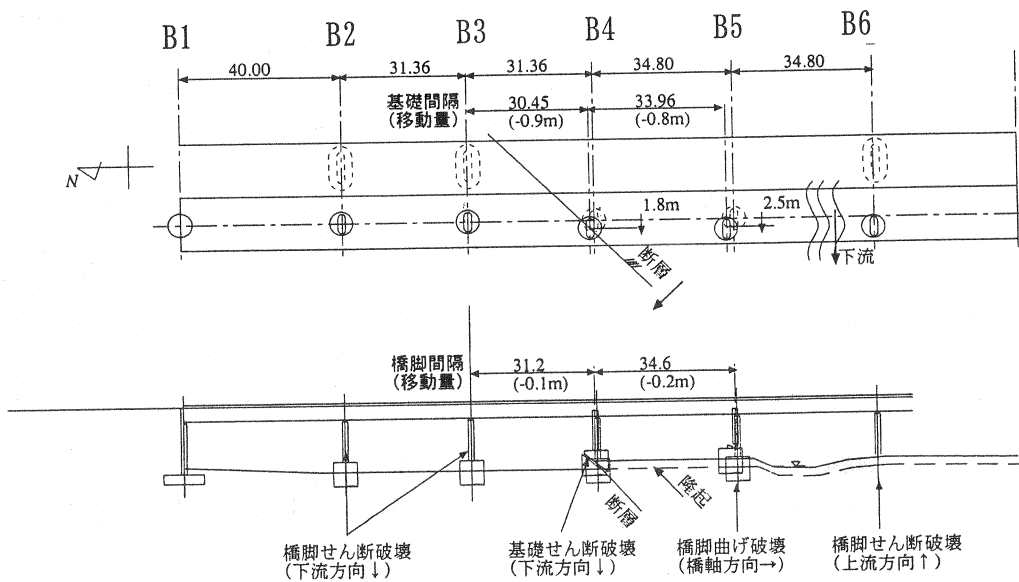


図-10 下流側橋脚移動量

どにより抵抗したとしても、橋脚よりも大きな抵抗力を有するとは考えにくい。以上のように、下流側橋脚の損傷原因については、今後とも設計図などを用いて、より詳細に検討する必要があるが、地震動によるせん断損傷の可能性はある。

5. まとめ

集集大地震により大きな被害を生じた代表的な長康大橋および烏溪橋の2つの橋梁の詳細調査により得られた結果を以下にまとめる。

- ①長康大橋は測量の結果、橋脚間の移動はほとんどないことが明らかとなった。このことから、地震動に伴う、桁の玉突き現象によりD2, D3桁が落橋したと考えられる。
- ②烏溪橋の上流側橋梁では測量の結果、断層をまたぐA3～A4橋脚間距離が橋軸方向に1.2m縮まっていた。このため、橋脚間距離の減少によりA3桁が北側方向に押し出され、順次玉突き現象を起こし、A1, A2桁の落橋につながったと考えられる。
- ③これに対して、下流側橋脚ではB4, B5橋脚で2.0mの移動が認められたが、橋軸直角方向にせん断損傷したB2, B3の壁式橋脚では移動は認められなかった。このことから、振動によるせん断損傷の可能性もある。

参考文献：

- 1)日経コンストラクション：台湾中部大地震，pp.75-95，1999年11月12日号
- 2)東京大学工学部土木教室：トルココジャエリ地震・台湾大震災被害報告速報，1999.11.
- 3)清水建設技術研究所：1999年台湾集集地震被害調査報告書，1999.10.
- 4)飛島建設技術研究所：1999年9月21日台湾集集大地震被害調査報告書，1999.10.
- 5)川島一彦，庄司学，岩田秀治：1999年集集大地震における道路橋の被害と被災メカニズム，文部省突発自然災害調査団1999年台湾集集大地震調査報告会資料，1999.11.