

断層変位を受ける連続橋の被災メカニズムに関する解析的研究

鈴木 直人^{*1}・幸左 賢二^{*2}・田崎 賢治^{*3}

¹工修 正会員 建設技術研究所大阪支社（〒540-0008 大阪市中央区大手前 1-2-15）

²Ph. D 正会員 九州工業大学工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1）

³工修 正会員 大日本コンサルタント（〒343-0851 埼玉県越谷市七左町 5-1）

1 まえがき

1999年9月、台湾中部で発生した集集地震は台中県周辺部を中心に橋梁にも大きな被害をもたらした。集集地震における橋梁被害の特徴として、これまで耐震設計の対象として考えられてきた地震慣性力による橋梁被害の他に、橋梁が変位した断層を横切ることにより落橋に至った被害形態が指摘されている。そこで、烏溪橋を対象に、被害の主たる要因を断層変位によるものと考えた場合について、骨組みモデルにもとづく解析的検討を行い、その落橋に至るメカニズムおよび耐震設計手法について考察を行ったものである。

2 被害の概要

被害の大きかった橋梁の一つである烏溪橋は台中市の南部にある、支間長30～30m程度の3径間連結PC桁橋からなる全橋長約624.5mの橋梁である。

図-1に烏溪橋の概要と被害状況を示す。東側の旧橋は1960年頃に竣工し、1983年に隣接して西側に新橋を構築し拡幅している。旧橋は約3m×9mの小判型断面のRC壁式橋脚である。新橋は2×5mの張り出し式橋脚であり、橋脚を支持する基礎は直径6mのケーソン基礎となっている。旧橋はA₁～P₂径間が落橋に至っているのに対し、新橋は橋脚が大きくせん断破壊しているが落橋に

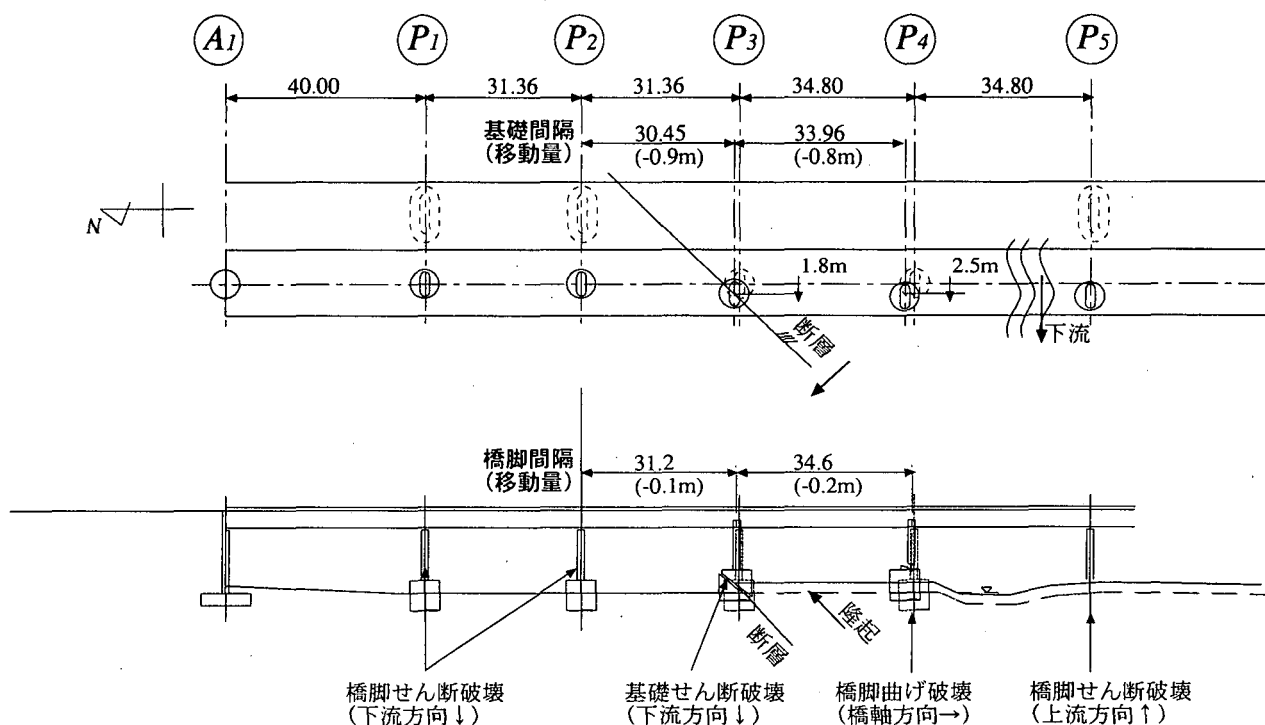


図-1 烏溪橋の概要と被害状況

は至っていない。

$P_2 \sim P_3$ 橋脚間を約45度の角度で断層が横切っており、 P_3 側の地盤が相対的に2m程度隆起している。水平方向には P_3 側の地盤が西方向および北方向に2m程度移動している。また、周辺の地震観測記録より架橋地点の地表面最大加速を推定すると400~500gal程度と考えられる。

3 新橋の被害状況

現地で測量した結果を図-1中に示す。断層ずれに伴い $P_2 \sim P_4$ 橋脚基礎間隔は橋軸方向に約1.7m縮小している。橋軸直角方向にも下流側に約2m程度移動している。

P_1, P_2 橋脚が橋軸直角方向にせん断破壊し、上部工は大きく傾斜しているが、かろうじて落橋には至っていない。 P_3 橋脚も基礎部においてせん断破壊しており、橋脚は下流側に5~7度傾斜している。 P_4 橋脚は橋脚基部において水平に破壊面が生じている。一方、上部構造は、橋脚や基礎工の大きな損傷と比較すると、支承まわりやジョイント等の破損程度の比較的軽微な損傷となっている。橋脚の主鉄筋はD22が25cmピッチ、帯鉄筋はD13が30cmピッチで配筋されており、コンクリート強度はシュミットハンマーによると $\sigma_{ck}=29\text{N/mm}^2$ 以上であり、若干主鉄筋比が小さいが特に品質的な問題はないものと考えられる。

各橋脚の被害状況を図-2に示す。 $P_1 \sim P_3$ 橋脚は、基礎が相対的に上流側に移動したことに伴う強制変位による下流方向への水平力のため、これらの橋脚がせん断破壊したものと考えられる。この場合 P_4 橋脚には逆向きの水平力が作用することになるが、 P_4 橋脚は $P_3 \sim P_4$ 橋脚間の縮小によるものと考えられる橋軸方向の力により基部の曲げ破壊が先行している。そのためか、 P_3 橋脚に水平力が作用し $P_1 \sim P_3$ 橋脚と逆方向にせん断破壊している。

4 被災状況の解析的検証

橋脚は直角方向への水平力によるせん断破壊が支配

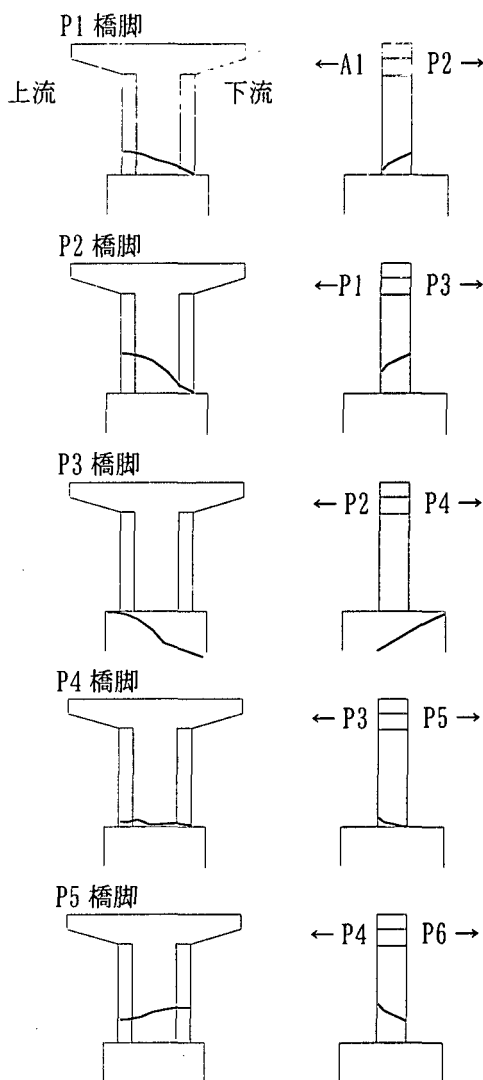


図-2 新橋橋脚の被害状況

的であるが、その要因については $P_3 \sim P_4$ 間に生じた断層変位によるものと推定される。ここでは新橋を簡易的な非線形骨組みモデルとし、実測の強制変位を与えることにより、解析的の被災状況の検証を試みた。

(1) 解析モデル

解析モデルを図-3に示す。2次元の骨組みモデルと

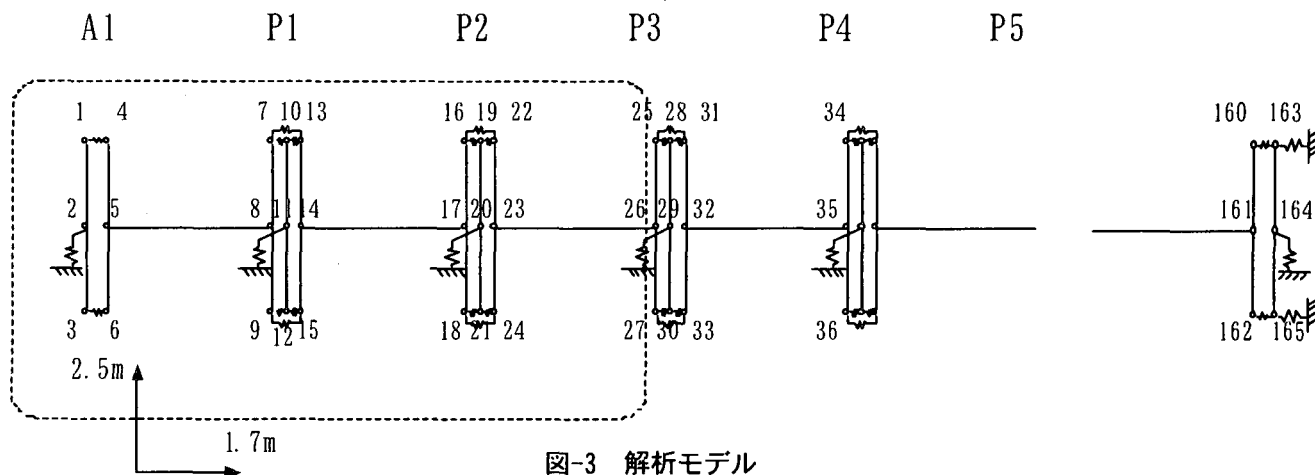


図-3 解析モデル

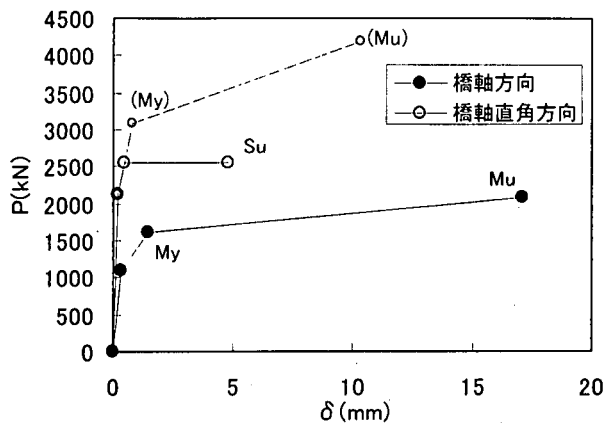


図-4 橋脚の荷重-変位関係

し、橋脚はあらかじめ計算した荷重-変位曲線をもとに非線形集中バネとしてモデル化した。A₁~P₃ 橋脚に実測の強制変位を与えて非線形骨組み解析を行った。

(a) 橋脚バネ

橋脚の非線形特性は、現地で実測した配筋状況をもとに、道路橋示方書式により橋脚天端の荷重-変位関係を求めた。橋軸直角方向については、曲げ耐力よりせん断耐力が下回るため、せん断耐力を上限値とした。このとき、直角方向に関してはせん断支間比が小さいため、コンクリート標準示方書のコーベル式によるものとした。橋脚の荷重-変位関係を図-4 に示す。この荷重-変位関係をモデル化した非線形バネを全体系モデルの支点位置に配置するものとした。曲げ破壊後は抵抗力がゼロになるものとし、せん断破壊後はせん断耐力の 1/4 程度と仮定して、非線形モデルを規定した。

(b) 橋台

橋台背面は地盤バネにより支持し、地盤反力度の上限値は背面地盤の受働土圧強度とした。

(c) 梁上のモデル化

各橋脚上は剛な梁要素と 2 つの横桁要素で構成している。横桁要素間は両端部に遊間を考慮したジョイントを設け、連結部分はピン結合とした。横桁要素と梁要素の両端部は支承バネ要素で結合し、梁要素の中央に橋脚バネを設けている。このモデルにより、掛け違い部においても桁がある程度回転すると端部が接触し、曲げモーメントを伝達する機構が表現可能である。

(d) 支承

ゴム支承でありバネとしてモデル化した。実際の被災状況を見ると、新橋の場合、支承の大きな破壊は見られなかったため、ここでは支承は健全なもの（弾性バネ）として解析を行った。

(2) 解析結果

荷重ステップ毎の各橋脚反力の推移を図-5 に示す。直角方向反力は正方向が上流側、橋軸方向反力は正方向が終点側への反力である。また、図-6 に最終段階の

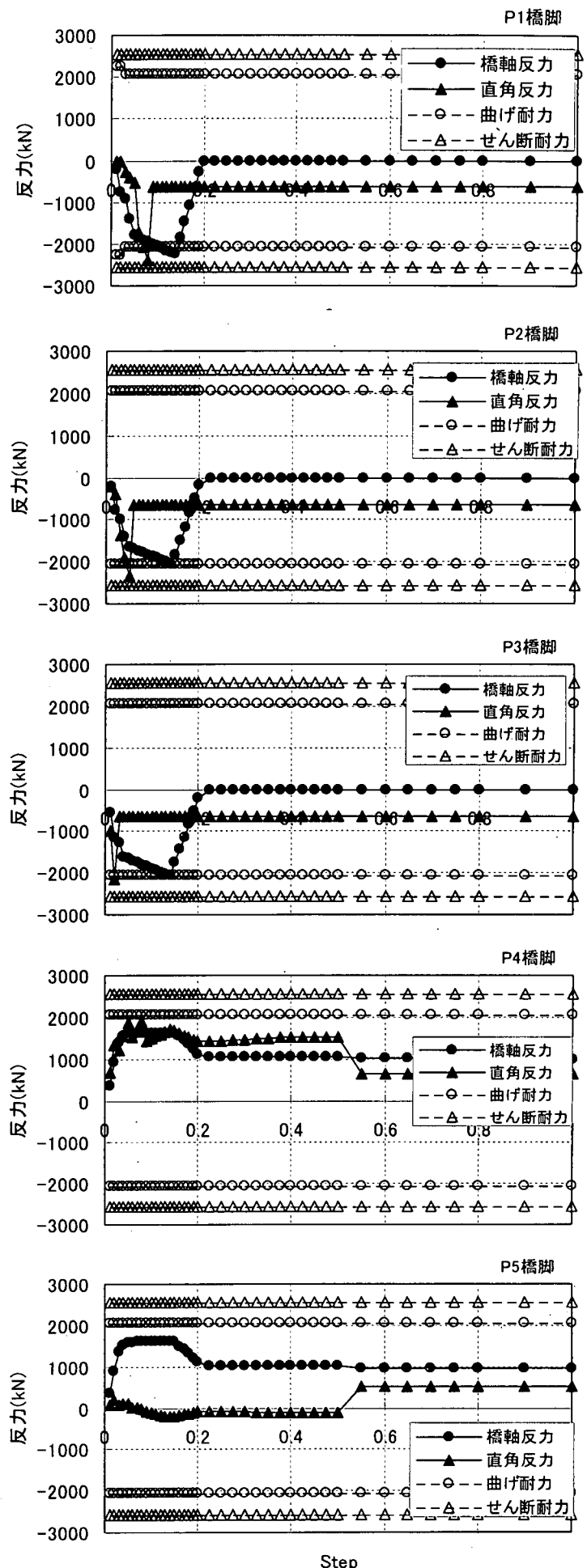


図-5 解析結果

反力分布と支承の相対変位量を示す。

図-5 を見ると P_3 橋脚および P_4 橋脚は小さな変位の段階で、それぞれ下流側、上流側へとせん断破壊している。以降 $P_3 \rightarrow P_2 \rightarrow P_1$ 橋脚の順にせん断破壊していることがわかる。解析上 P_3 橋脚はせん断耐力に至っていない。直角方向のせん断破壊に遅れて橋軸方向の曲げ耐力に達する傾向にある。

軸方向反力の向きは、 $P_1 \sim P_3$ 橋脚は起点側、 P_4 橋脚以降は終点側となっている。 $P_1 \sim P_3$ 橋脚は曲げ耐力に達しているが、 P_4 橋脚以降は曲げ耐力に達していない。図-6 をみると軸方向反力は P_9 橋脚付近にまで及んでいる。

これらの挙動は概ね被害の実態を再現しているが、 P_4 橋脚の曲げ破壊や、 P_3 橋脚のせん断破壊は再現できていない。

A_1 橋台は降伏荷重に達し、上部構造は橋台背面に大きく移動していた。図-6 の支承バネの相対変位より、梁上の桁の挙動に着目すると、支承の相対変位量は小さく梁幅以下となっており、上部構造は梁上から逸脱しないことがわかる。

よって、本モデルにより、 P_4 橋脚の挙動は一致しなかったものの、新橋の被災状況を概ね表現可能であると考えられる。

(3) 支承の強度

前節の検討では支承は健全なものとして解析を行ったが、ここでは、支承耐力が橋脚耐力以下であった場合の検討を行った。支承の耐力は震度 0.3 程度で破壊するものとして、死荷重 $\times 0.3$ の強度を上限値とするバイリニアモデルでモデル化した。解析結果を図-7 に示す。支承の相対変位に着目すると、 $P_1 \sim P_3$ 橋脚上で 1m 以上の相対変位が生じ、 $G_1 \sim G_3$ 桁は橋脚上から逸脱し、落橋にいたることがわかる。旧橋の場合は、支承の耐力は新橋と同等であるが橋脚耐力が相対的に大きいため、 $G_1 \sim G_3$ 桁が落橋したものと考えられる。

この結果から、このような大変状に対しては、支承の耐力を橋脚の耐力以上とすることや、同等の落橋防止構造を設けておくことが有効であると考えられる。

5 まとめ

- ・ 測定の結果 $P_2 \sim P_4$ 橋脚にかけて、基礎間距離が橋軸方向に 1.7m 程度縮小し、また橋軸直角方向にも 2m 以上ずれが生じていた。
- ・ 本解析モデルにより、断層変位が作用した場合の断面力の発生メカニズムや、上部工の移動量がある程度評価可能であると考えられる。
- ・ 断層が想定される位置に橋梁計画を行う場合、推定される断層変位量に対して、梁上から逸脱しないように、支承、落橋防止システムの検討を行うことが望ましい。

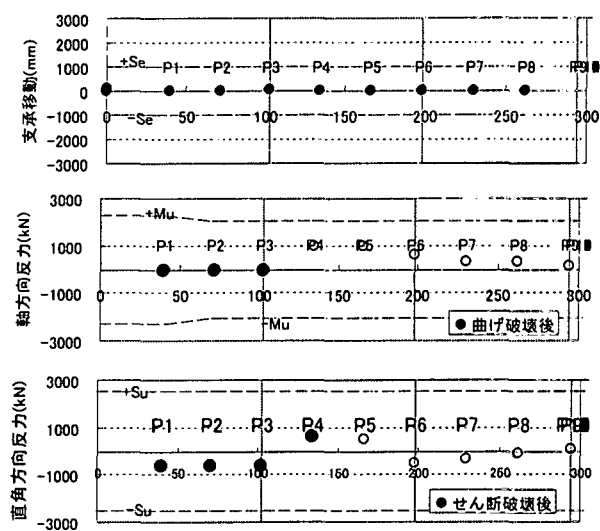


図-6 最終ステップの状況

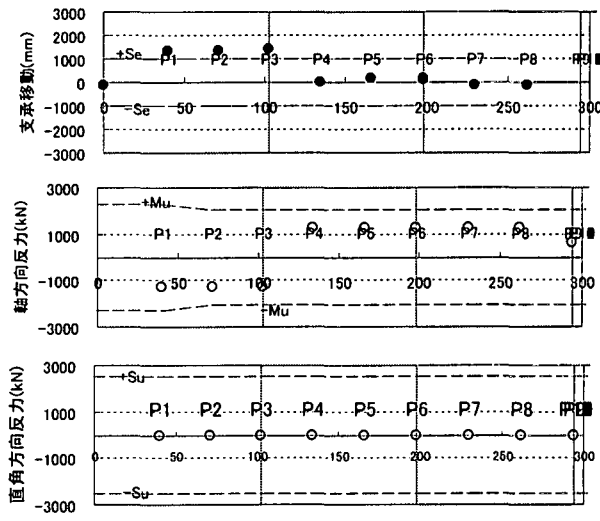


図-7 支承の耐力が小さい場合

参考文献

1)川島一彦, 庄司学, 岩田秀治: 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, 第3回地震時保有水平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)Yao T.Hsu,Kenji Kosa: 集集大地震橋梁結構損壊模式探討—烏溪橋