

論文 台湾集集地震で被災した石圍橋の損傷要因分析

手嶋 康博*1・幸左 賢二*2・田崎 賢治*3・池田 隆明*4

要旨:台湾集集地震で被災した石圍橋は、地盤の隆起により橋脚間距離は変わらないものの、橋脚が基礎ごと回転したことで橋脚天端間距離が広がり、桁が落橋する被害を生じた。また、橋脚の回転変位により橋脚天端間が縮まった径間の桁においても落橋に至った。そこで、地震後の被害調査、現地測量、詳細図面の入手によって得られた知見により、石圍橋の損傷メカニズムを検討した。その結果、石圍橋の落橋原因は、橋脚の橋軸直角方向の回転に伴う桁の回転と地震動による桁の回転の複合的な作用であることが推定できた。

キーワード:台湾集集地震、石圍橋、地盤変状、地震動、動的解析、桁回転

1. はじめに

1999年9月21日、台湾南投県集集（震央北緯23.87度、東経120.75度、震源深度約7.5km）を震源とするM7.3の地震が発生した。その中でも車籠埔断層付近では、道路橋の被害が顕著であった。

地震後に行なった被害調査¹⁾の結果、被災した道路橋の中で、石圍橋は地盤の隆起により橋脚が基礎ごと回転したことで、桁が落橋する被害を生じた。また、橋脚の回転変位により橋脚天端間が縮まった径間においても桁が落橋に至っており、この桁が落橋した原因を橋脚の橋軸直角方向の回転に伴う桁の回転及び地震動による桁の回転と推定した。さらに、復旧調査の際に入手した詳細資料やヒアリング結果をもとに、石圍橋の損傷メカニズムを図-1に示す検討フローに従い、解析的に検討することとした。

2. 石圍橋の概要

2.1 石圍橋の構造条件

被災した石圍橋は、震源から約48.5kmの石岡郷台3線上に位置し、大溪甲の支流を渡河する3径間単純曲線桁橋（曲線半径170m）である。

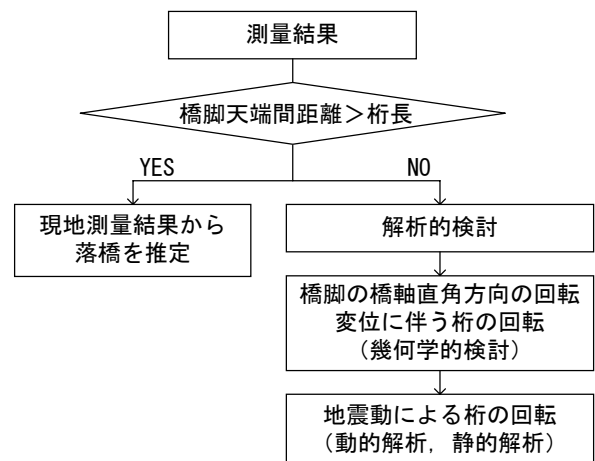


図-1 全体の検討フロー

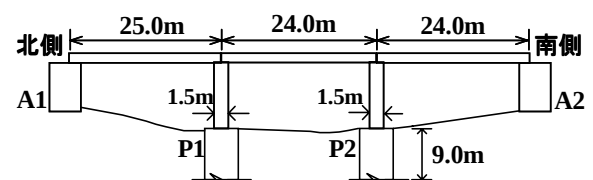


図-2 対象橋梁

図-2に示すように、上部構造はRC5主桁で、桁長は24~25m、幅員は12m、斜角が55°~85°であり、ゴムパット支承で支持されていた。固定支承構造図を図-3に示す。支承形状は0.30m×0.40m、厚さ0.042mで、橋軸直角方向には落橋防止装置としてコンクリートせん断キ

*1 九州工業大学大学院 工学部 建設社会工学専攻（正会員）

（現オリエンタル建設㈱ 福岡支店 工務部）

*2 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 Ph.D（正会員）

*3 大日本コンサルタント㈱ 構造技術部 構造計画室（正会員）

*4 飛島建設㈱ 技術研究所 地盤耐震研究室（正会員）

一が設置されていた。橋脚は RC 小判型橋脚で、断面は $4.0\text{m} \times 1.5\text{m} \sim 1.8\text{m}$ 、高さが柱下端から梁天端まで 9.0m 程度であった。橋脚基礎は半径 3.0m 、高さ 9.0m のケーソン基礎、橋台部は直接基礎であった。

2.2 石圍橋の被害状況

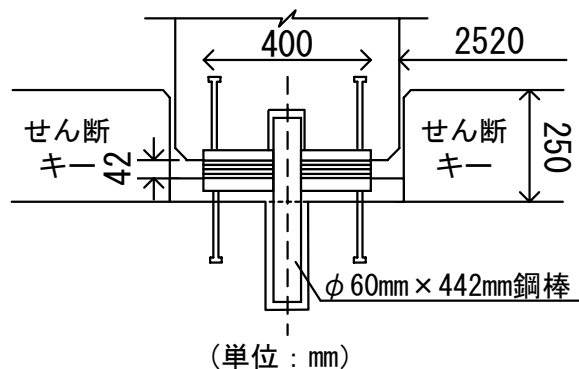
石圍橋の損傷状況と測量結果を写真－１及び図－４に示す。上流側では D3 桁が北側から落橋しており、D1 桁が A1 橋台に衝突し、 0.40m 程度橋台背面土にめり込んでいた。さらに、P1 橋脚は A1 橋台側に 2.2° 傾斜しており、橋脚基部から高さ 2.0m 付近で東西方向にせん断及び曲げひび割れが生じ、北側でコンクリートが剥落していた。P2 橋脚は、橋脚自体に大きな損傷は見られないが、基礎ごと大きく回転しており、A1 橋台側に 7.6° 、東側（橋軸直角方向側）に 3.4° 傾斜していた。

下流側では D5 桁、D6 桁が北側から落橋しており、D6 桁が A2 橋台に衝突し、めり込んだ痕跡が確認できた。P1 橋脚は A1 橋台側に 0.9° 傾斜しているが、大きな損傷は見られなかった。P2 橋脚は、橋脚基部に曲げひび割れが生じていたとともに、基礎が大きく回転しており、A1 橋台側に 10.3° 、東側に 4.8° 傾斜していた。上流側、下流側ともに A2 橋台上、P2 橋脚上でゴムパット支承が沓座からずれ落ち、せん断キーも損傷していた。

また、石圍橋周辺では、A2 橋台側の川岸で大きな斜面崩壊が生じていること、P2 橋脚天端位置と A2 橋台パラペット位置が相対的にそれぞれ $+0.67\text{m}$ 、 $+0.97\text{m}$ 高かったこと、さらに A2 橋台から南へ 500m 付近で地表面が隆起していたことから P2 橋脚～A2 橋台間で何らかの地盤変状による影響を受けたと考えられる。

3. D3 桁と D6 桁の落橋メカニズム

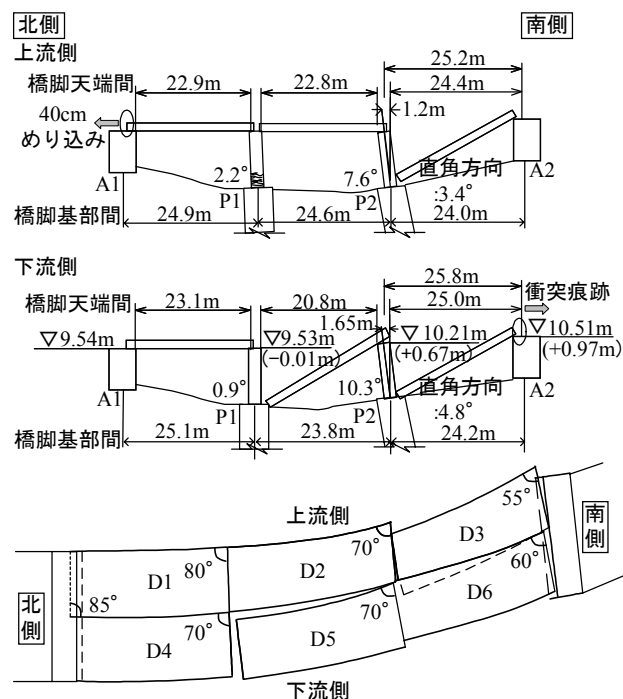
図－４には、震災後に現地で実際に行なった測量結果を併記している。上流側及び下流側の P2 橋脚が、A1 橋台側に回転したことで、それぞれの梁端部間距離は 24.4m 、 25.0m といずれ



図－３ 固定支承構造図



写真－１ 石圍橋の被害状況



図－４ 石圍橋の被害状況と測量結果

の路線でも桁長の 24.0m よりも長くなっていた。この測量結果の妥当性は、橋脚高さ 9.0m に橋軸方向の回転角 3.4° 、 10.3° を考慮して算出される水平変位 1.20m 、 1.64m と桁長 24.0m を足し

た値が、橋脚中心間距離の 25.2m、25.8m とほぼ等しいことから裏付けられている。よって、D3 桁及び D6 桁の落橋原因は、P2 橋脚の橋軸方向への回転によるものと考えられる。

4. D5 桁の落橋メカニズム

4.1 D5 桁が落橋する条件

下流側 D5 桁は、P1 橋脚～P2 橋脚間距離 (20.8m) が桁長 24.0m よりも短くなっているにもかかわらず、落橋に至っていた。その落橋原因として、橋軸方向の地震動により D4 桁と玉突き衝突を引き起こし、D5 桁が D4 桁に押し出された場合と P2 橋脚の橋軸直角方向の回転に伴う D5 桁の水平面内の回転によるものが考えられる。しかしながら、橋軸方向では P1 橋脚上で D4 桁がほとんど残留変位を生じておらず、また P1 橋脚上の D4 桁を支持する支承が健全であることから、橋軸方向の慣性力によって D5 桁が単純に押し出されて落橋したとは考えにくい。そこで D5 桁の落橋原因を橋軸直角方向の桁回転によるものと仮定して検討を行なう。

D5 桁の回転には、回転方向と回転中心より多様なケースが考えられるが、D2 桁、D4 桁が落橋に至っていないという事実から回転可能条件は図-5 に示すように点 B、点 D を回転中心とする 2 ケースに限られる。さらに、実際の落橋状況が、点 B 側から落橋していると判断できるため、D5 桁の回転中心は点 D と考えられる。ここで、D5 桁の落橋時に D6 桁が存在したと仮定した場合、図中に示すように、D5 桁は回転により D6 桁と重なるため、幾何学的に回転不可能である。したがって、D5 桁の落橋時に既に D6 桁が存在しないことが、D5 桁の落橋可能条件となる。以上の結果、被災メカニズムは P2 橋脚の橋軸方向への回転により D6 桁が落橋し、その後 D5 桁が点 D を回転中心とした回転によって落橋に至ったと推定される。

4.2 解析による検討

P2 橋脚の損傷状況を写真-2 に示す。P2 橋脚が橋軸直角方向へ 4.8° 回転することによって、

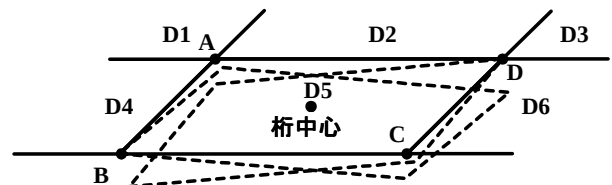


図-5 D5 桁の回転可能条件

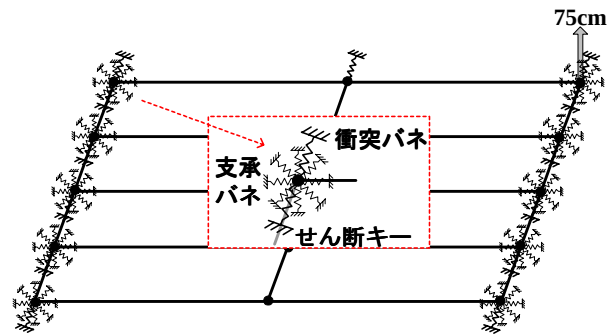


図-6 フレームモデル



写真-2 P2 橋脚の橋軸直角方向への回転

D5 桁も橋軸直角方向（東側）に 0.75m 変位し、回転することになる。そこで、強制変位解析を行ない、D5 桁の回転に伴う橋軸方向への変位量を算出することとした。次に、地震動による D5 桁の橋軸直角方向への回転の検討は、動的解析及び静的水平震度漸増解析によりシミュレーションすることとした。D5 桁が落橋に至るかどうかの判定基準は、これらの水平変位を足し合わせて評価し、P1 橋脚側桁端中央部の水平変位が、橋軸方向に桁かかり長 0.75m 以上となる場合とする。

(1) 解析条件

D5 桁のフレームモデルを図-6 に示す。解析は桁の挙動、ゴムパット支承、コンクリートせん断キーの影響を評価するものとし、地盤や基

礎及び下部構造の挙動は考慮しないものとする。
強制変位は、図－6中の矢印に示す方向に与えることとする。

ゴムパット支承のせん断バネ定数は、より現実的な値を用いるために、既往の水平力载荷実験結果²⁾より算出することとした。水平力载荷実験では、ゴムパット支承が水平に滑り始めた荷重は上部工反力 R_d の40%であり、その時の変形量はゴムの総厚の80%であった。この比率をもとにして、支承の降伏耐力 P_{By} と降伏変位 δ_{By} を式(1)および式(2)より算出することとした。

$$P_{By} = \mu \cdot R_d \quad (1)$$

$$\delta_{By} = \alpha \cdot \Sigma te \cdot 0.8 \quad (2)$$

ここに、 μ ：摩擦係数

R_d ：上部工反力=2146kN

α ：実験との降伏耐力の比率= $\mu / 0.4$

Σte ：ゴムの総厚=0.042m

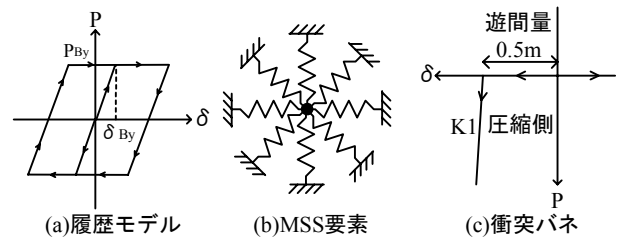
ここで、ゴムパット支承の降伏後の摩擦抵抗は、適正な摩擦係数 μ が定かでないことと、また既往³⁾の研究によると桁回転挙動に大きく影響を及ぼすことから、パラメータとすることとした。摩擦係数を0.1～0.4とした場合の降伏耐力 P_{By} 、降伏変位 δ_{By} を表－1に示す。1橋脚当り支承5個分のせん断剛性 K は 2.68×10^4 kN/mとなる。また、支承の骨格、履歴曲線は、図－7(a)に示すように、支承が降伏した後に桁がゴム上を一定の摩擦力を伴いながら滑ることを再現するため、完全弾塑性型とした。

また、支承バネは桁の回転挙動に対して、任意の方向に同一の抵抗を有するマルチシアスプリング(MSS)要素(図－7(b))を設定して、せん断バネの本数を60本としている。

衝突バネについては、桁が離れる方向、すなわち引張側では抵抗が無いものとし、図－7(c)に示すように、圧縮側のみで弾性抵抗を示すバネ特性を与えた。その初期剛性としては、既往の研究⁴⁾を参考とし、衝突バネの変位量が設定遊間量をオーバーしないことや衝突後の桁内に生じる応力度分布を精度よく評価できるように、

表－1 バネ定数

摩擦係数 μ	降伏耐力 P_{By} (kN)	降伏変位 δ_{By} (m)
0.1	219	0.008
0.2	438	0.016
0.3	657	0.024
0.4	876	0.032



図－7 バネモデル

桁の軸方向剛性と同等とした。よって、式(3)より初期剛性 K_1 は 24.5×10^6 kN/m となる。また、桁遊間量 0.5m を考慮して初期ギャップを与えた。

$$K_1 = E \cdot A / (n \cdot L) \quad (3)$$

ここに、 E ：コンクリートの弾性係数= 2.50×10^7 kN/m²

A ：桁の断面積= 48.0 m²

n ：節点により区切られた要素数=4

L ：桁長=12.0m

コンクリートせん断キーの降伏耐力は、入手した竣工図をもとにせん断耐力より算出した。せん断耐力は道路橋示方書V耐震設計編⁵⁾に準じ、式(4)により算出するが、石圍橋の場合は帯鉄筋が配筋されていないことから、式(5)に示すコンクリートの負担するせん断耐力 S_c のみで算出する。その結果、せん断キーのせん断耐力は $P_s = S_c = 180.3$ kN となる。履歴特性は支承と同じ図－7(a)モデルとする。

$$P_s = S_c + S_s \quad (4)$$

$$S_c = 0.82 \cdot Pt^{1/3} \cdot (1/d)^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (5)$$

ここに、 S_c ：コンクリートの負担するせん断耐力

S_s ：せん断補強筋の負担するせん断耐力

Pt ：引張主鉄筋比=0.13%

d : パラペット断面有効高=2.52m

b : パラペット断面幅=0.40m

石圍橋の動的解析に用いる入力波形には、最も近い強震観測点である石岡国民小学校で観測された Tcu068 波形を用いることとした。ここで、石圍橋の橋軸方向が N40°W~N60°W であることから、解析においても座標軸と橋軸方向が 40°を成すように設定し、二方向入力により解析を行なった。図-8 に入力波形及び解析モデルとの関係を示す。最大加速度は NS 成分で 361.94Gal, EW 成分で 501.60Gal, 合成波の最大加速度は 529.53Gal である。

回転中心は前述した被害状況及び回転可能条件より点 D に設定した。時刻歴応答解析における数値積分には、ニューマークの β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔 $\Delta t=1/10000$ 秒とした。

なお、解析ソフトは「RESP-T」を使用している。

(2) P2 橋脚の回転に伴う D5 桁の回転

強制変位解析により算出した P2 橋脚の橋軸直角方向への回転に伴う D5 桁の回転変位を図-9 に示す。これによると、P2 橋脚が橋軸直角方向に 0.75m 回転することにより、せん断キーと支承が降伏し、P1 橋脚側桁端中央部は橋軸方向に 0.48m 変位する。したがって、P1 橋脚の桁かかり長が 0.75m であることから、地震動による桁回転で橋軸方向に残りの 0.27m 以上変位する場合に、D5 桁が落橋に至ると考えられる。そこで、動的解析により地震動による D5 桁の落橋の可能性を検討する。

(3) 地震動による D5 桁の回転

上述の P2 橋脚の回転に伴う D5 桁の回転により、せん断キーと支承は既に降伏に至るが、支承は降伏後も桁回転に対して一定の摩擦力で抵抗する。このことから、地震動による D5 桁の応答解析では支承の摩擦抵抗を再現するために、再度支承バネを設定することとする。

表-2 に D5 桁の P1 橋脚側端部中央の最大水平変位を示す。これによると、ゴムパット支承の降伏耐力値 P_{By} が大きくなるにつれ、水平変

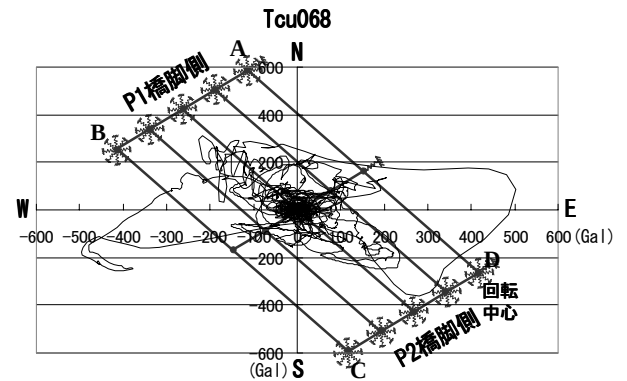


図-8 Tcu068 波形

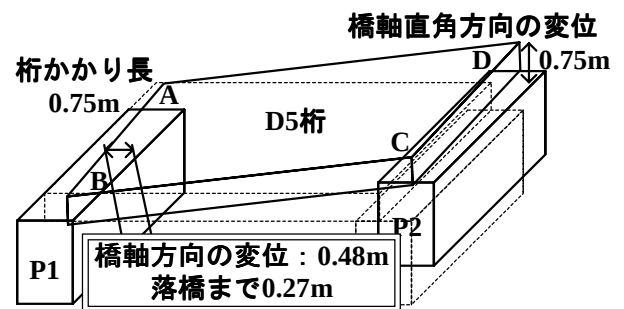


図-9 P2 橋脚の回転による D5 桁の回転

表-2 桁端中央部の最大水平変位

P_{By}	橋軸方向変位 (m)	橋軸直角方向変位 (m)
0.1Rd	0.41	1.90
0.2Rd	0.13	0.61
0.3Rd	0.12	0.55
0.4Rd	0.05	0.21

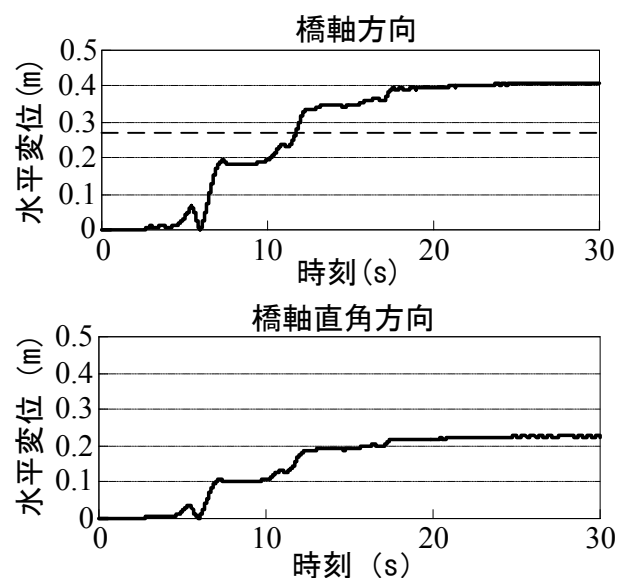


図-10 桁端中央部の時刻歴応答変位

位は徐々に小さくなるが、特に 0.1Rd から 0.2Rd の間で水平変位量が大きく異なる。また、橋軸方向の変位よりも橋軸直角方向の変位が卓越している。これは、入力地震波 Tcu068 波形において、NS 方向成分よりも EW 方向成分の方が最大加速度が大きく、橋軸直角方向に近似しているからである。

また、図-10 に支承耐力値が 0.1Rd の場合の D5 桁の時刻歴応答変位を示す。支承降伏後、橋軸方向の水平変位が落橋条件である 0.27m に達し、最大水平変位は 0.41m であった。この値は、D5 桁が落橋に至る水平変位の 1.5 倍の値であり、支承が鉛直地震動等の影響を受け、支承の抵抗が小さい場合に、D5 桁が落橋に至る可能性があることを示している。

(4) 桁の回転メカニズムの検討

次に、桁の回転メカニズムを検討するために静的水平震度漸増解析を行なった。静的水平震度漸増解析における慣性力入力方向は、最大加速度方向である橋軸直角方向とし、上部工の全質点に震度を漸増させている。また、桁に作用する慣性力が支承の最大摩擦力に到達すると、桁が支承上を滑るようにモデル化している。

図-11 にパラメータである支承摩擦係数ごとの P1 橋脚側桁端中央部での水平震度－水平変位関係を示す。桁回転のメカニズムを 0.1Rd を例に説明する。まず、0.14Rd で P1 橋脚側の支承が 5 基同時に最大摩擦力に達する。これにより、支承抵抗の剛性が軟化する。続いて 0.18Rd で、P2 橋脚側の支承が下流側から最大摩擦力に達する。その後、上流側に向かって順に支承が最大摩擦力に達することで水平変位が進展していくことがわかる。

5. まとめ

以上より、地震後の測量結果および本論文で設定した解析モデルで行なった解析の結果、以下のような結論を得た。

(1) D3 桁及び D6 桁の落橋原因は、P2 橋脚の橋軸方向への回転によるものと考えられる。

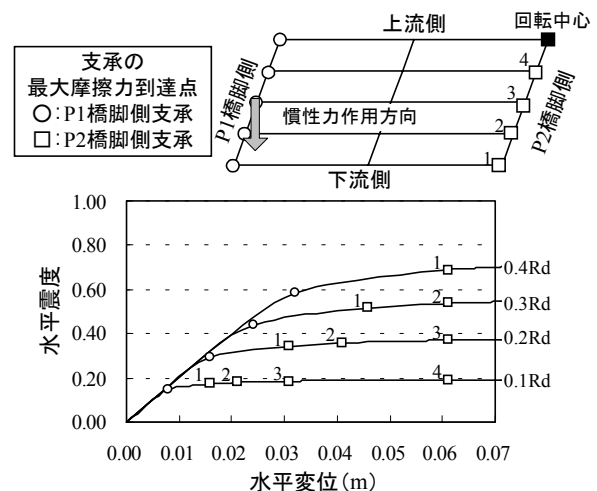


図-11 水平震度－水平変位関係

- (2) P2 橋脚の橋軸直角方向への回転により、D5 桁は回転挙動を示し、橋軸方向 (A2 橋台側) へ 0.48m 水平変位することが、強制変位解析により確認できた。
- (3) 支承耐力をパラメータとした動的解析結果から、支承部の抵抗力が鉛直地震動等の影響により 0.1Rd 程度に小さい場合に、D5 桁は地震動により落橋に至る可能性があるとは推定される。
- (4) D5 桁は、P2 橋脚の橋軸直角方向への回転変位と地震動による複合的な作用により、回転に伴う橋軸方向の変位が桁かかり長を超えて、落橋に至ったものと考えられる。

参考文献

- 1) 九州工業大学：1999 年 9 月 21 日台湾集集地震橋梁被害調査報告書，2000. 4
- 2) 建設省土木研究所：ゴム支承の繰返しせん断実験報告書，1985. 1
- 3) 大塚久哲，神田昌幸，鈴木基行，川神雅秀：斜橋の水平地震動による回転挙動解析，土木学会論文集，No. 570/ I -40, pp. 315-324, 1997. 7
- 4) 渡辺学歩，川島一彦：衝突バネを用いた棒の衝突の数値解析，土木学会論文集，No. 675/ I -55, pp. 125-139, 2001
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002. 3