

論文 台湾集集地震における玉突き衝突の被害分析

手嶋康博^{*1}・幸左賢二^{*2}・田崎賢治^{*3}・鈴木直人^{*4}

要旨：台湾集集地震で被災した長庚橋は、周辺に断層変位が見られなかったにも関わらず、桁2連が落橋するという特徴的な被害が生じていた。そこで、動的解析モデルを用いて長庚橋の損傷メカニズムの検討を行なった。その結果、背面土のバネモデルやバネ定数、桁～橋台・桁～桁間の衝突が桁の水平変位に大きく影響を及ぼすことが確認され、桁が橋台にめり込むような被害が生じる危険性があることがわかった。

キーワード：衝突，橋台，背面土圧，フレーム解析

1. はじめに

1999年9月21日、台湾において台湾中部を震源（震源深さ 6.99km）とする M7.7 (USGS 記録) の地震が発生した。この地震は 1995 年兵庫県南部地震の M6.8, 1999 年トルココジャエリ地震の M7.4 と比較してもその規模は大きく、被害としては断層変位によるものが比較的多かった。

台湾集集地震において被害を受けた橋脚の中で、長庚橋は断層が確認されていないにも関わらず、桁が橋台にめり込み、桁2連が落橋に至る特徴的な被害を受けていた。そこで現地での調査結果及び入手した竣工図をもとに、損傷メ

カニズムを解析的に推定した。

2. 対象橋梁及び損傷状況

図-1 に現地で測量した長庚橋の被害状況¹⁾を示す。長庚橋は、大甲溪の石岡ダム約 1 km 東に位置する 13 径間の単純桁の橋梁である。中央部の 11 径間はいずれも径間長 34.7m, 幅員 13.1m, 桁高 2.15m の 5 主桁 PC 桁である。左岸及び右岸の両端部桁には径間長 13.0m, 桁高 1.15m の短い単純桁が配置されている。橋脚は RC 構造で、基礎はケーソン構造となっている。

いずれの橋脚においても柱部での損傷は認められないが、左岸側の D2, D3 桁の 2 連が落橋、

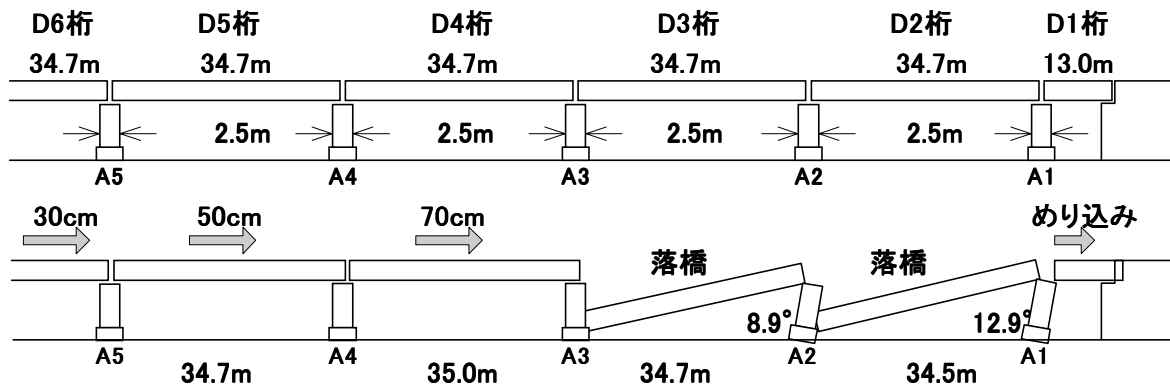


図-1 対象橋梁及び被害状況図

*1 九州工業大学大学院 工学部建設社会工学専攻 (正会員)
 *2 九州工業大学助教授 建設社会工学科 Ph.D. (正会員)
 *3 大日本コンサルタント(株) 東京事業部 技術一部 (正会員)
 *4 建設技術研究所 大阪支社 技術第二部 (正会員)

D1 桁が橋台にめり込んでいた。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橋脚の移動によって桁 2 連が落橋に至った原因としては、単純桁であることに加えて、橋軸方向の桁かかり長が 100cm と比較的短いことや橋軸方向には落橋防止構造が存在しないこと、橋台パラペットの主鉄筋が少なかったことが挙げられる。なお、橋軸直角方向は移動を制限する鉄筋コンクリート製のせん断キーが設置されている。

3. 対象橋脚の構造諸元

入手した竣工図をもとに長庚橋の一般構造図を図-2に示す。基礎は直径が約 6m のケーソン基礎であり、橋脚については高さ 5~8m であり、重量 $1.85 \times 10^3 \text{KN}$ 、上部工重量 $6.71 \times 10^3 \text{KN}$ の RC 単柱構造である。橋脚断面は小判型の $5.0\text{m} \times 2.0\text{m}$ 、主鉄筋 D35 が 12.5 (cm) ピッチで 110 本 (主鉄筋比 1.1%)、帯鉄筋は D16 が 30 (cm) ピッチ (帯鉄筋比 0.2%) で中間帯鉄筋は 6 本配筋されている。これらの鉄筋比は、台湾地震で橋脚が破壊した烏溪橋の主鉄筋比が 0.2% であるのに比べると、鉄筋が十分に配筋されていたことがわかる。また、橋台は高さ 8.3m、6.9m の重力式橋台で、堅壁は無筋コンクリートで造られている。パラペットについては、図-3に示すように $13.0\text{m} \times 0.4\text{m}$ 、主鉄筋 $\phi 13$ が 20.0 (cm) ピッチで 65 本を 2 列に配筋されている。

図-4に固定支承構造を示す。支承は $40\text{cm} \times 55\text{cm}$ で、薄いゴムが 6 段重ねたパットタイプである。可動タイプと固定タイプとあるが、違いは固定タイプでは直径 6cm、長さ 45cm の鋼棒が埋め込まれている点である。固定支承の抵抗力は 4.90×10^3 (KN) となる。また、橋軸直角方向には $50\text{cm} \times 55\text{cm}$ 程度のせん断キーが設置されている。形状からせん断キーの抵抗力を求めると 1 径間あたり 1.03×10^3 (KN) となる。

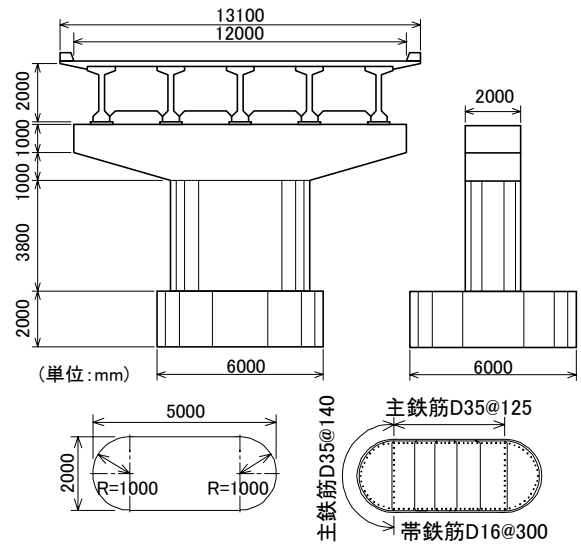


図-2 一般構造図

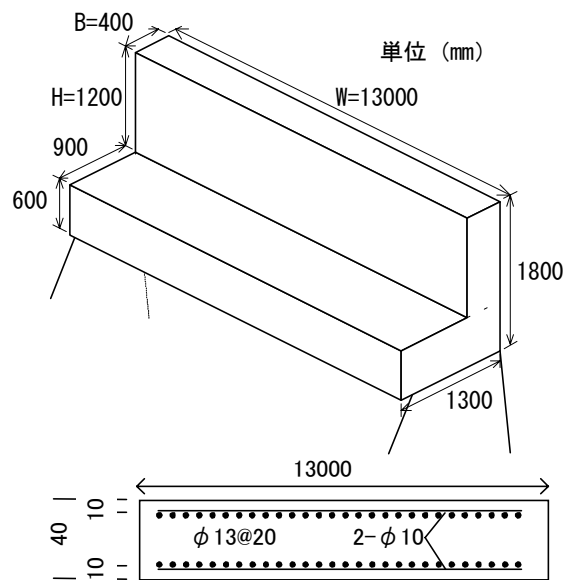


図-3 パラペット形状・配筋図

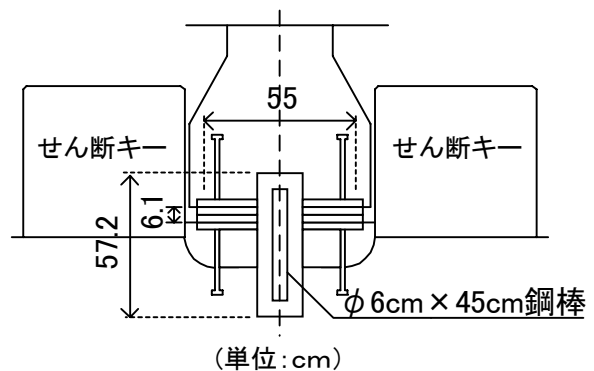


図-4 固定支承構造

4. 橋脚の耐力照査

4.1 照査条件

現地調査から、長庚橋付近の地盤種別は平成8年道路橋示方書（以下 H8 道示とする）によるⅡ種相当の地盤と推定され、Ⅱ種地盤として代表的な JR 鷹取駅記録（E - W, 最大加速度 654Gal）と、実際に長庚橋の近くで観測された台湾地震波形（Tcu068EW, 最大加速度 502Gal）を用いて照査することとした。それぞれ慣性力が最も大きい時を比較対象とするように、各加速度応答スペクトルをもとにタイプⅡ地震波の設計水平震度を $K_{hc}=1.75$, Tcu068EW を $K_{hc}=1.53$ を用いた。

4.2 地震時保有水平耐力法による

安全性の照査

長庚橋は、AASHTO の基準に基づき設計された橋脚であるが、我が国の耐震設計で評価するために、H8 道示に基づき照査した。橋脚の基部の断面・配筋形状からコンクリート・鉄筋の設計基準強度を用いて断面力を照査した結果、 $M_c=1.01 \times 10^4$ (KN・m), $\phi_c=1.12 \times 10^{-4}$ (1/m), $M_y=2.81 \times 10^4$ (KN・m), $\phi_y=1.09 \times 10^{-3}$ (1/m), $M_u=3.36 \times 10^4$ (KN・m), $\phi_u=1.70 \times 10^{-2}$ (1/m), $\mu_a=7.80$ となった。

表-1 には地震時保有水平耐力法により照査した結果を示す。各波形の加速度応答スペクトルの震度換算した値の最大値より求めた慣性力 3.51×10^3 (KN), 3.05×10^3 (KN) が地震時保有水平耐力 5.80×10^3 (KN) を超えないこと、さらにせん断耐力 5.88×10^3 (KN) が大きな値であることから、長庚橋の橋脚は十分に耐震設計を考慮した橋脚であったことがわかった。これは先に述べた帯鉄筋が密に配筋されているためと考えられる。

5. 非線形動的解析

5.1 動的解析モデル

解析フレームモデルを図-5 に示す。多径間モデルの場合、落橋メカニズムが複雑化すると考えられるため、今回の解析では簡便なモデル

表-1 地震時保有水平耐力法による
照査結果

	地震波タイプⅡの応答スペクトルを用いた場合	台湾地震(Tcu068)の応答スペクトルを用いた場合
設計水平震度	1.75	1.53
許容塑性率	7.80	
等価水平震度	0.46	0.40
等価重量 (KN)	7.63×10^3	
慣性力 (KN)	3.51×10^3	3.05×10^3
地震時保有水平耐力(KN)	5.80×10^3	
せん断耐力 (KN)	5.88×10^3	

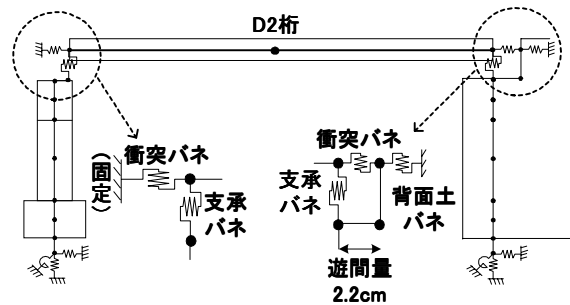


図-5 解析モデル

で評価することとした。解析には落橋に至った D2 桁が直接橋台に衝突し、隣接桁側には固定した衝突バネを設置し、地震時の D2 桁の挙動を評価するモデルとした。すなわち、D1 桁への衝突によるエネルギー消散が無いと仮定している。

柱部における曲げの非線形特性は、H8 道示に準じてひび割れを考慮したトリリニア型の曲げモーメント-曲率関係を与えた。橋台は重力式擁壁であり、抵抗が大きいことからパラペットが損傷するモデルを用いた。具体的には、パラペットは、降伏曲げモーメントよりバイリニア型の曲げモーメント-曲率関係を与えた。梁部・フーチング部・桁部は剛体とし、基礎部には仮想部材を設定し、水平・鉛直・回転バネを設定した。減衰としてはレーリー減衰を用い、減衰定数は剛部材で 5%、非線形部材で 2%、基礎部材で 20% とした。ゴムパット支承、橋台背面土バネは非線形バネ特性を仮定して与えた。そのモデルは地震動により支承・橋台が破壊された後、桁が滑る挙動を起こすものとして、最大変形時の荷重 P が P=0 まで除荷された時の変

位に到達するまでは抵抗を受けないスリップ型バイリニアモデルとした。

橋台背面土バネは、図-3に示すパラペット形状をD2桁の桁高2.0mに合うように高さを修正することにより算出した。橋台背面土の挙動に関しては、実験や解析による検討がまだ十分に行なわれていないことから、算出方法としてCaltransの実験式、受働土圧強度式の2種類の方法を用いることにした。各バネモデル及びバネ定数値を図-6、表-2に示す。

(1) 支承バネ

実際の被害状況において、移動防止の鋼棒が抜けているのが確認されている。このため鋼棒の抵抗が小さかったと考え、かつ実際に設置してあった支承が6cm程度の厚さであったことから、剛性は下記のゴムの平面形状の寸法により設定することとした。

$$K_1 = A_R G_{(y)} / \Sigma t_e \quad (\text{KN/m}) \quad (1)$$

ここで A_R : 支承の支圧面積 = $0.55 \times 0.4 \text{ (m}^2\text{)}$,

$G_{(y)}$: ゴムのせん断弾性係数 = $784 \text{ (KN/m}^2\text{)}$,

Σt_e : ゴムの総厚 = 0.06 (m)

よって、5基分の剛性は $1.44 \times 10^4 \text{ (KN/m)}$ となる。

本橋の設計水平震度が $K_{hc} = 0.2$ であるので、降伏耐力に若干の余裕を見て、固定側上部工重量の30%を基本に降伏耐力を仮定した完全弾塑性バネとした。

(2) Caltrans による手法²⁾

Caltrans では実験結果より最大有効土圧を239 (kPa) とし、地震時荷重に対しては最大有効土圧を約50%増して368 (kPa) として動的な橋台の耐力を算出している。初期剛性においても実験結果より、载荷方向に対する橋台の投影面積を用いて次式により求められる。

$$K_1 = 47000 WH \quad (\text{KN/m}) \quad (2)$$

$$P_y = 370 WH \quad (\text{KN}) \quad (3)$$

ここで、 W : パラペットの幅 = 13 (m) , H : パラペットの高さ = 2.0 (m)

よって K_1 は $1.22 \times 10^6 \text{ (KN/m)}$, P_y は $9.62 \times 10^3 \text{ (KN)}$ となる。

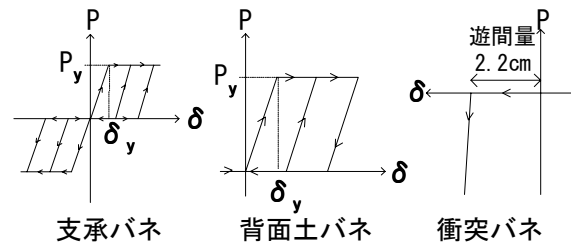


図-6 各バネモデル図

表-2 各バネ定数値

	初期剛性(KN/m)	降伏耐力(KN)
支承バネ	1.44×10^4	2.01×10^3
背面土バネ (Caltrans)	1.22×10^6	9.62×10^3
背面土バネ (受働土圧)	1.42×10^6	3.22×10^3
衝突バネ	2.89×10^6	—

表-3 解析ケース

	入力波形	背面土バネ
Case 1	JR鷹取駅 (E-W)	
Case 2	台湾波形 (Tcu068EW)	
Case 3	JR鷹取駅 (E-W)	Caltrans
Case 4	JR鷹取駅 (E-W)	受働土圧

(3) 受働土圧強度による手法

桁が橋台と衝突すると、パラペットに作用する水平力は次第に増加するが、最終的には一定値に収斂する。この時、背面土にはすべり面が発生し、その上の土は右方にせりあがるような挙動となる。この現象における背面の抵抗を検討することとする。

橋台背面土は、十分に締め固められた砂質土と仮定し、標準貫入試験によるN値を15と仮定した。H8道示に規定されている地震時の算出方法を参考^{3) 4)}にし、N値とこれにより求められる水平方向地盤反力係数、パラペットの背面面積より初期剛性 K_1 は $1.42 \times 10^6 \text{ (KN/m)}$ となる。最大耐力は受働土圧係数より $3.22 \times 10^3 \text{ (KN)}$ と設定した。

(4) 衝突バネ

衝突バネについては、引張側では抵抗が無いものとし、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、既往の研究を参考にし、桁と同じ剛性とした。また、桁

表-4 各ケースの最大水平変位

		単位 (cm)					
	解析バネモデル	桁端部		橋脚天端	パラペット	支承	背面土
Case1	支承のみ(鷹取波形)	-77.00	38.90	0.24	—	塑性	—
Case2	支承のみ(台湾波形)	-16.39	18.84	0.19	—	塑性	—
Case3	支承+背面土(Caltrans)	-3.09	15.09	0.18	12.37	塑性	塑性
Case4	支承+背面土(受働土圧)	-3.25	46.28	0.21	44.05	塑性	塑性

遊間量 2.2cm を考慮して初期ギャップを与えた。

$$K_1 = EA/L \quad (4)$$

ここで、E：コンクリートの弾性係数 = 2.50×10^6 (KN/m²)、A：桁の断面積 = 4.21 (m²)、L：桁長 = 35.7 (m)

よって K_1 は 2.89×10^6 (KN/m) となる。

5.2 動的解析ケース

表-3 に解析ケースについて示す。解析パラメータは入力波形、背面土圧バネモデルとした。入力波形は先述のとおり、JR 鷹取駅記録 (E-W) と台湾地震波形 (Tcu068EW) を用いた。

Case1, Case2 は橋台の影響を比較するために、ゴムパット支承のみで解析することにした。また、Case3, Case4 は、構造物に与える影響を評価する際に国内で多く用いられている JR 鷹取駅記録 (E-W) を用いることとした。

6. パラメータ解析結果

6.1 支承バネの影響について (Case1, Case2)

橋台側を正、隣接桁側を負として、表-4 に各ケースの桁端部、橋脚天端、パラペットの最大水平変位及び支承、背面土の状態について示す。表より、橋脚基部から橋脚天端まではほとんど変位しておらず、支承と桁が大きく水平変位していることがわかる。

図-7 に Case1 の桁端部での時刻歴水平変位を示す。支承が降伏耐力に達した後には最大で 77cm も水平に移動しており、桁かかり長 1.0m を超えないものの、被害状況における D3 桁の 50cm のずれを超える水平移動となった。支承は 14cm 水平変位した段階で耐力値 (2.01×10^3 (KN)) を超え破壊し、桁が滑り現象を起こすことがわかる。このように支承が耐力値を超えた場合、桁の大変位による桁～橋台間・桁～

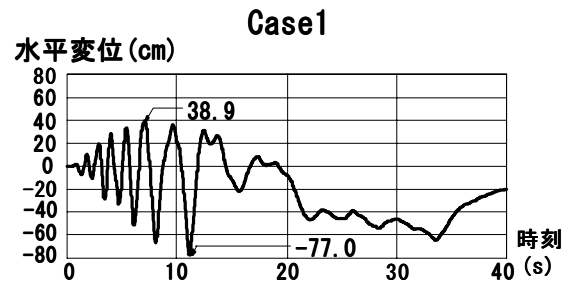


図-7 桁端部の時刻歴水平変位 (Case1)

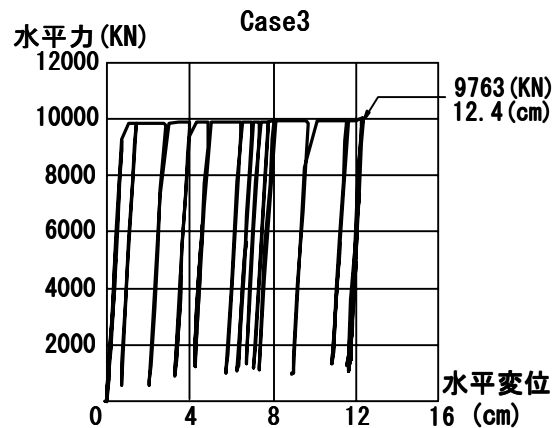


図-8 背面土バネの水平力—変位

桁間の衝突が生じることが十分考えられ、これらの影響を考慮した解析を行わなければならないことがわかる。

6.2 橋台の影響について (Case3, Case4)

背面土バネを設定した Case3 と Case4 については、どちらの背面土バネにも、その耐力値を超える水平力が作用していることが確認された。表-4 に示すとおり、桁端部の最大水平変位は Case3 で約 15cm、Case4 で約 46cm となり、桁が橋台に衝突し、桁が背面土へめり込む現象が起こることが推測される。

図-8 に背面土バネの水平力—変位関係を示す。桁～橋台間で背面土の降伏耐力値を超えるような衝突が繰り返されると、パラペットが

徐々に橋台背面にめり込んでいくことが確認できる(図-9参照)。初期段階では、桁は遊間量2.2cmの橋台間と隣接桁間でしか変位できないが、背面土が塑性域に入り、パラペットがめり込むと橋台側に変位できる領域が生じる。その変位できる領域が徐々に増えていくと桁と隣接桁は衝突はしなくなり、橋台側のみで変位が卓越していくような挙動になることがわかった(図-10参照)。また、残留変位については、Case3で約14cm、Case4で約40cmと損傷状況のように桁が橋台にめり込んだままの状態となることが確認できた。

このような現象が起こる要因としては、動的解析に用いる地震波形の影響も当然考えられるが、背面土バネ特性の影響も考えられる。今回の解析においては、先述のとおり降伏後の剛性が殆んど無いスリップ型モデルを適用している。このモデルは水平変位が生じやすく設定されているものであり、他のバネモデルを適用すると変位が抑制されることが推測される。桁～橋台間の衝突による背面土・パラペットの水平力-変位関係を実験により求め、対応するバネモデルを解析において用いる必要があると考えられる。

6.3 背面土バネの影響について

図-8に示すように、背面土バネにおいてはエネルギーが大幅に吸収されている。Case3とCase4との解析における差は、背面土圧バネのバネ定数だけであり、結果として桁端部の水平変位がCase4はCase3の約3倍の値となる。これはCase4の受働土圧により求められた耐力値が 3.22×10^3 (KN)と、Case3の耐力値の約1/3しかないためだと考えられる。このように背面土の設定が桁の挙動や、パラペットのめり込みに大きな影響を及ぼす。

7. まとめ

台湾集集地震で被災した長庚橋を本論文で仮定した解析モデルを用いて解析した結果を以下にまとめる。

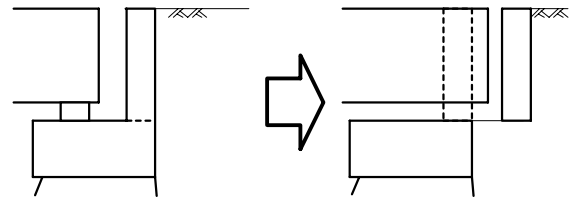


図-9 パラペットの変位イメージ図

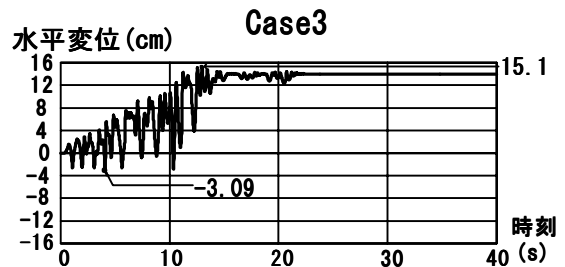


図-10 桁端部の時刻歴水平変位

- (1) 地震時保有水平耐力法を用いて照査した結果、長庚橋の橋脚はH8道示を満足することが明らかになった。
- (2) ゴムパット支承を非線形バネモデルとしたCase1、Case2では、橋脚の変形は殆んど見られず、支承が破壊され、桁が最大で77cmの移動することから、動的解析においては衝突の影響を考慮する必要があることがわかった。
- (3) 橋台背面土を非線形スリップバネモデルとしたCase3、Case4では、桁と橋台が幾度も衝突を繰り返し、橋台背面土へのめり込み現象を再現できた。背面土バネのモデルや定数によってパラペットの背面土へのめり込み量が大きく異なることから、背面土を正確に評価する必要があると考えられる。

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) Caltrans：Section 8 Seismic Analysis of Bridge Structure, Bridge Design Practice October, 1995.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，pp.239 - 241，1996. 12.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.27 - 28，1996. 12.