

斜橋の桁-橋台間衝突による回転の影響

坂本裕史¹・幸左賢二²・張 建東³・清水英樹⁴

¹正会員 九州工業大学大学院 工学部建設社会学専攻（〒804-8550 福岡県北九州市仙水町1-1）

²正会員 Ph. D. 九州工業大学，工学部建設社会工学科（〒804-8550 福岡県北九州市仙水町1-1）

³正会員 江蘇省交通科学研究副総工程師（〒211112 中国南京市江寧科学園誠信大道2200号）

⁴正会員 大日本コンサルタント株式会社，九州支社，技術部（〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-5-19）

1. はじめに

2008年5月12日に発生した中国四川省北部の汶川県を震源とする内陸直下型地震の際に，斜橋である馬尾河橋（ma wei he 橋）が鉛直軸周りの回転変位に起因する被害事例が確認された。

本研究では，斜橋の地震被害に見られた主桁の回転現象に関して，回転メカニズムを推定することを目的としている．図-1に検討フローを示す．まず，対象橋梁とする馬尾河橋の被害状況を把握し，実被害を基に地震時に見られる主桁の回転現象の主要因を推定した．次いで，上部構造およびパラペット衝突バネのモデルを用いて，水平2方向地震の同時入力を行なった．初期衝突前後の主桁応答関係を検討することにより，主桁の回転挙動の把握を行なった．

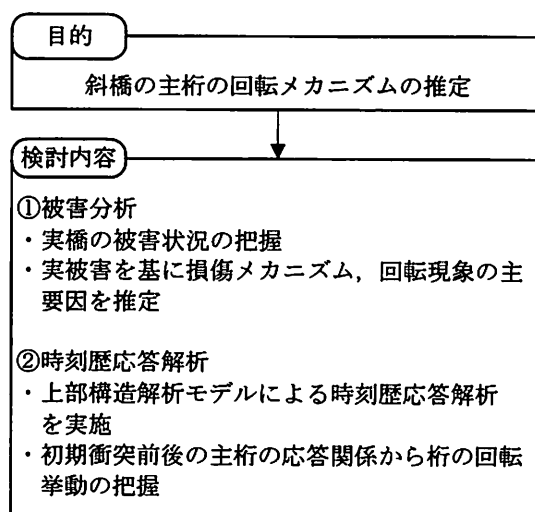


図-1 検討フロー

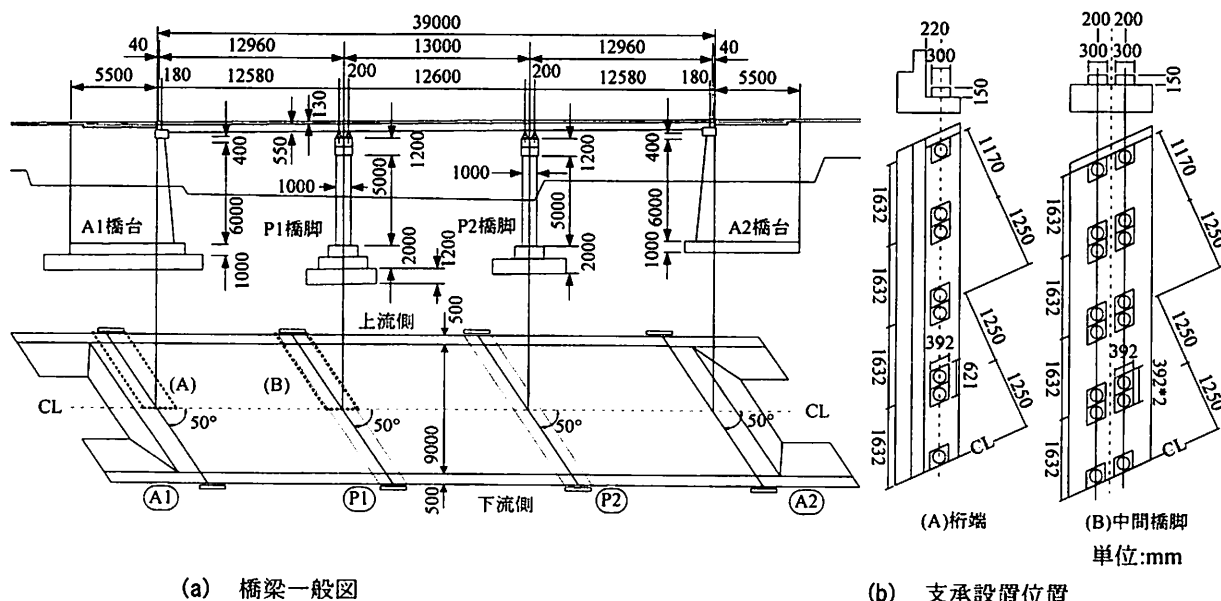


図-2 対象橋梁

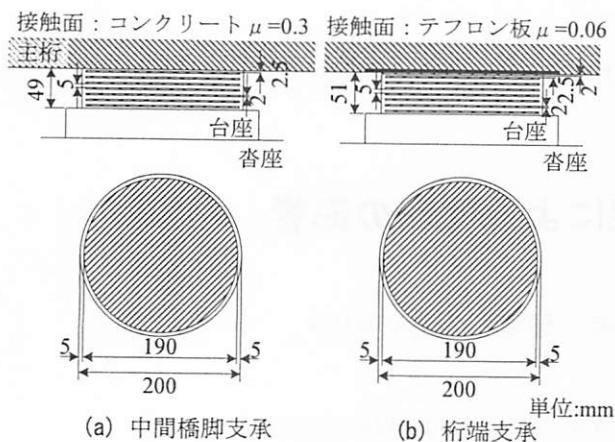


図-3 支承形状

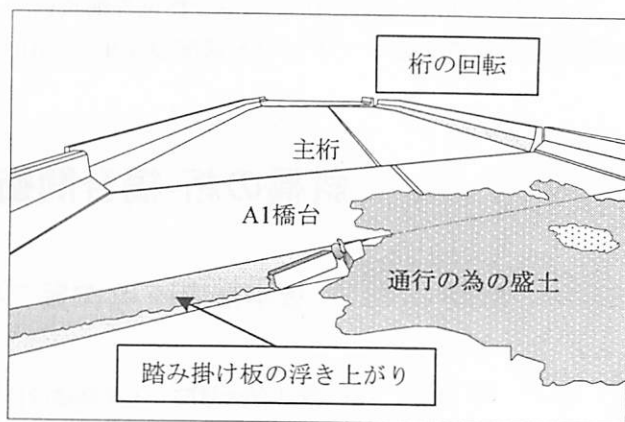


図-4 A1橋台部損傷状況

2. 対象橋梁の損傷状況

(1) 対象橋梁

図-2(a)に四川地震において桁が回転する損傷が見られた馬尾河橋を示す。

本橋は綿竹市武都鎮に位置する橋梁で、支間長約12.6m、橋長39.0m、総幅員10.0m、斜角 50° の3径間連結桁橋である。3径間の単純桁の各床版部分は130mm厚の場所打ちコンクリートで連結されている。また、主桁の構造はRC中空断面で桁高550mm、下部工基礎は直接基礎である。

支承設置位置を図-2(b)に、支承形式を図-3に示す。支承形状は桁端と中間橋脚で異なり、中間橋脚ではD200×49mmのゴム支承を各32個(図-2(b))使用し、支承部と主桁の接触面はゴムとコンクリートであることから、摩擦係数は設計上 $\mu=0.3$ とされている。一方、両側の橋台では可動のスライド支承D200×51mmを各16個(図-2(b))使用し、支承部と主桁の接触面はゴムとテフロン板であることから、摩擦係数は設計上 $\mu=0.06$ とされている。

(2) 損傷状況

馬尾河橋の主な損傷としては、A1橋台側の踏み掛け版の移動および背面側の浮き上がり、主桁の回転移動が挙げられる。その詳細な損傷状況を以下に示す。

図-4に示すように踏み掛け版の浮き上がり現象が発生している。A1橋台部橋面の損傷状況を示すが、桁と橋台部の衝突により、橋台部に位置する踏み掛け版が移動する現象が見られる。すなわち、踏み掛け版が背面部の舗装と接触し、最終的に踏み掛け版に200mm程度の浮き上がりが発生している。

図-5に主桁の回転移動により生じたサイドブロックの損傷状況を示す。図-4に示すように桁の回転が見られたことから、図-5の橋梁の側面を見る

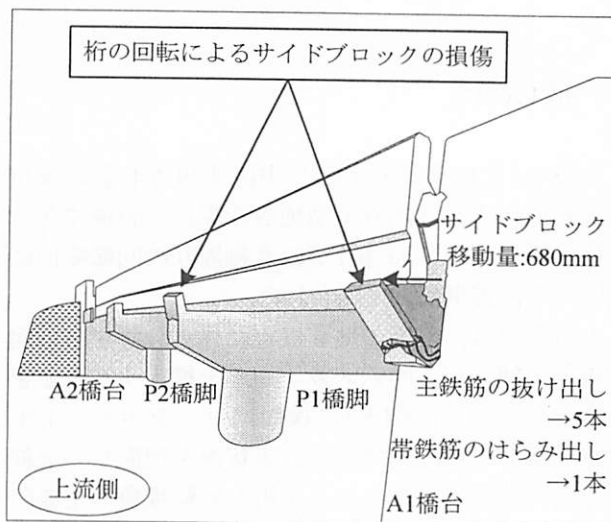


図-5 サイドブロックの損傷

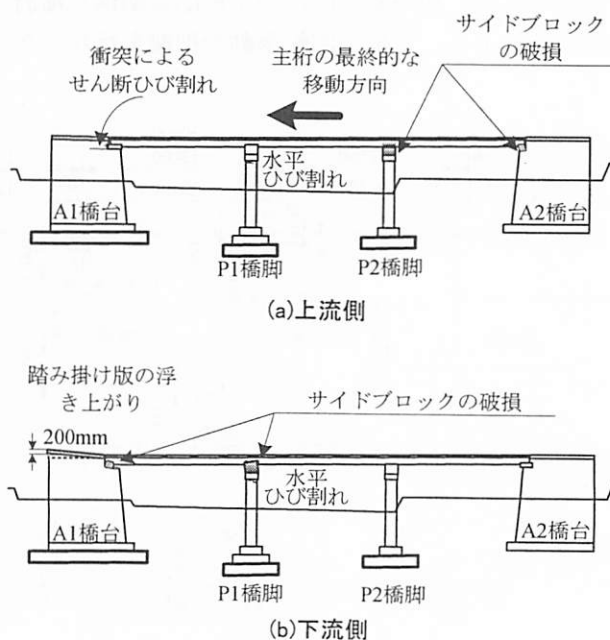


図-6 馬尾河橋の被害状況

と桁の回転により、A1橋台、P1橋脚の上流側のサイドブロックが脱落している現象が見られた。その際に発生したサイドブロックの損傷を以下に示す。まず、上流側に関して、A1橋台側に発生した移動量は680mmであり、サイドブロック内の主鉄筋が5本抜け出し、帯鉄筋が1本はらみ出していることを確認した。P1橋脚側に発生したサイドブロックの移動量は300mm程度であり、鉄筋等の損傷は確認できなかった。また、上流側のA2橋台、P2橋脚の損傷は見られなかった。

一方、下流側のA2橋台においては、サイドブロックが400mm程度移動していることを確認した。P2橋脚に関して、サイドブロックの150mm程度の移動を確認したが、鉄筋等の損傷は確認できなかった。また、下流側のA1橋台、P1橋脚の損傷は見られなかった。

図-6に被害の全体状況を示す。図-6(a)、(b)に共通して見られた損傷は、主桁の水平移動に伴い発生する主桁のA1橋台側の衝突により、図-6(a)の上流側には橋台部のせん断ひび割れが、図-6(b)の下流側には踏み掛け版の浮き上がりが発生しており、P1橋脚天端部全周に水平ひび割れが発生していた。また、前述したように、主桁の鋭角側が各橋脚および橋台部のサイドブロックに衝突する現象が見られた。

図-7に損傷写真から算出した各端部の移動量を示す。本図には全体の移動図と各4点の拡大図を示しており、実線は最終的な移動、点線は元の橋梁位置を示している。まず、A1橋台側に関して、主桁はA1橋台側に接触しており、A1橋台踏み掛け板を背面側に押し込む移動が見られた。次いで、A2橋台側に関して、主桁はA2橋台と離れる方向に移動しており、A2橋台の移動は見られなかった。主桁A1橋台側に着目すると、A1橋台側鋭角部について橋軸方向はA1橋台側に390mm、橋軸直角方向は上流側に390mm移動し、A1橋台鈍角部については橋軸方向はA1橋台側に710mm、橋軸直角方向は410mm移動している。また、下流側の桁端2点(A1橋台鈍角部、A2橋台鋭角部)の移動量を基に、最終的な主桁の回転角を算出した結果、時計回りに1.66°程度回転していることが判明した。

(3) 損傷メカニズム

損傷状況から考えられる損傷メカニズムを示す。

図-8に各ステップにおける損傷メカニズムを示す。まず、図-8(a)のような状態の橋梁が地震波により発生し、橋軸方向の移動が遊間量を超えること

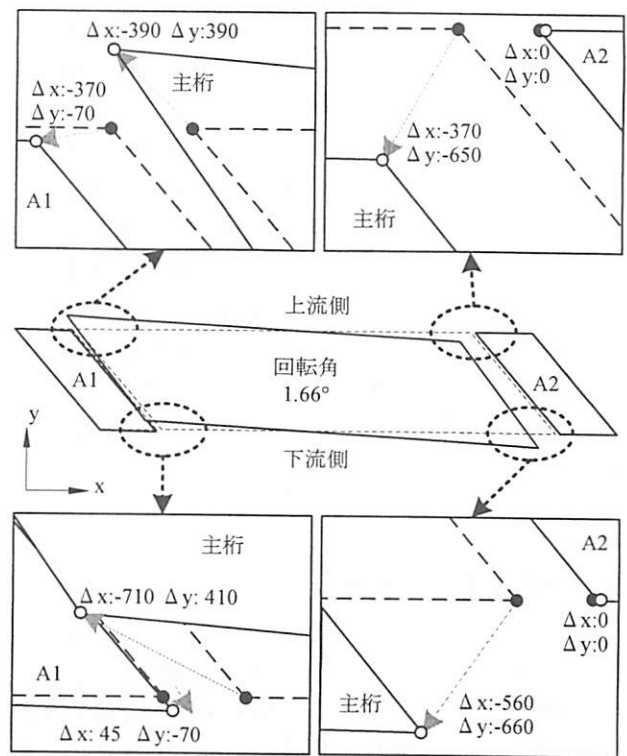


図-7 馬尾河橋の移動量 単位:mm

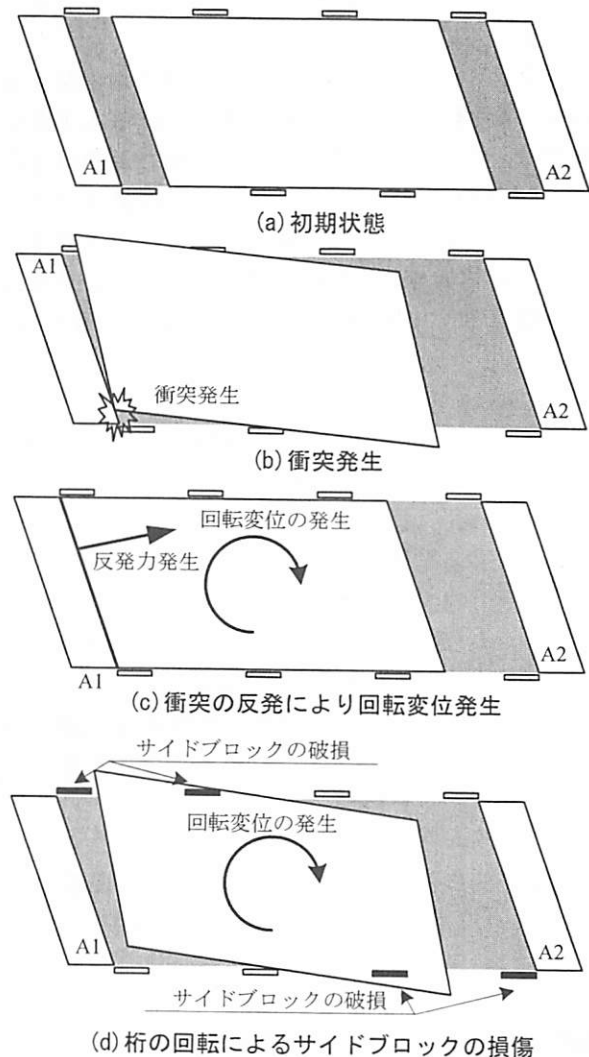


図-8 損傷メカニズム

により、衝突が発生する(図-8(b))。次に、衝突が橋台部に発生し、橋台部に位置する踏み掛け版が背面側に移動するが、橋台背面のパラペットにより水平方向の移動を拘束する。そこで、橋台パラペットや背面舗装部の抵抗により衝突の反発力が発生し、主桁に回転変位が発生する(図-8(c))。その後、回転変位が卓越し、橋軸直角方向の移動が発生することにより、各橋脚、橋台部に設置しているサイドブロックに衝突する。その結果、回転の影響で発生する経軸直角方向の移動により、サイドブロックは破損するが(図-8(d))、サイドブロックの抵抗により、落橋には至らなかったと考えられる。

3. 対象橋梁の解析手法

馬尾河橋の解析フレームモデルを図-9に示す。桁の回転、移動は、主として桁と支承の挙動に支配されると仮定し、地盤や基礎および下部構造の挙動は考慮しない主桁のみのモデル化を行なった。なお、上部構造は全て剛梁モデルとし、上部工死荷重は3658kNとしている。

ゴム支承のせん断バネ定数は、既往の水平載荷実験結果¹⁾より算出した。参考文献における水平載荷実験では、ゴム支承が水平に滑り始めた荷重は上部工反力Rdの40%であり、そのときの変形量はゴムの総厚の80%であった。この比率を基に、支承の降伏耐力 P_{By} と降伏変位 δ_{By} を式(1)および式(2)より算出し、桁端支承、中間橋脚の支承バネ定数を表-1に示す。

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

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

ここに、 μ ：摩擦係数

Rd ：1 支承当りの反力=38.10kN

α ：実験との降伏耐力の比率= $\mu / 0.4$

Σte ：ゴムの総厚=0.035m

なお、支承バネモデルの骨格、履歴曲線は図-10(a)に示すように、桁が支承ゴム上を滑る現象を再現するために完全弾塑性型としている。

また、支承バネは桁の回転挙動を引き起こすように多様な方向に対して抵抗できるように、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-10(b))を設定して、せん断バネの本数を60本設定している。

衝突バネについては、桁が離れる方向すなわち引

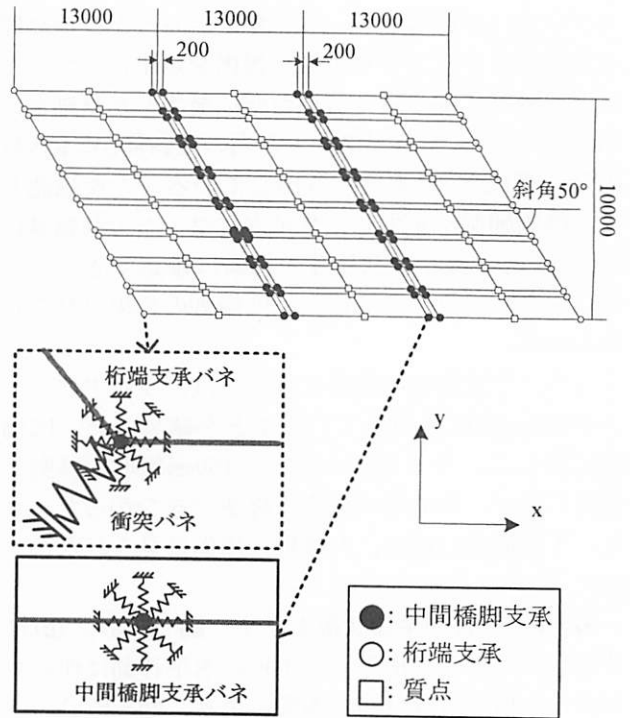


図-9 解析モデル

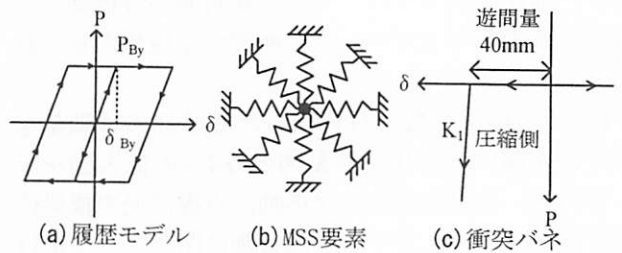


図-10 バネモデル

表-1 支承バネ定数

	降伏荷重[kN]	降伏変位[mm]	初期勾配[kN/mm]
桁端	2.28	2.54	0.8976
中間橋脚	11.42	12.72	0.8976

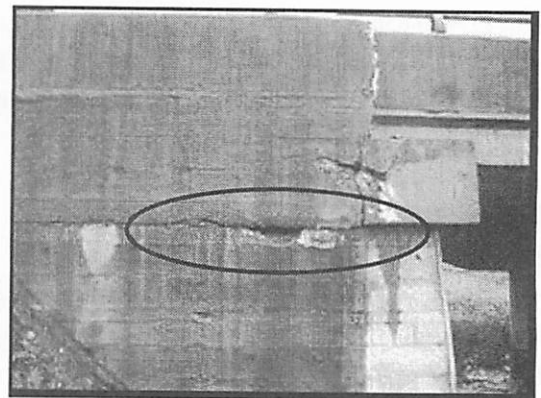


写真-1 橋台の損傷状況

張側では抵抗せず、図-10(c)に示すように主桁の橋軸方向の応答変位が遊間量40mmを越えると抵抗するように、圧縮側のみで弾性挙動を示すバネ特性を与えた。

写真-1に橋台の損傷状況を示す。橋台部にはサイドブロックに沿って、せん断ひび割れが入っており、桁衝突時に橋台はパラペット基部およびウィング部に沿って抵抗すると考えられるため、図-12のように橋台の想定抵抗面を設定し、損傷状況から橋台部がせん断抵抗をしていると考え、抵抗面を設定した。その面積を算出した結果、11.5m²となった。

衝突バネ定数は既往の実験結果²⁾を参考に算定した。図-12に既往の実験結果を示す。図-12(b)には載荷板(100×100mm)が鉛直方向に作用したときの荷重—変位関係を示している。既往の実験における供試体の破壊面積とA1橋台の想定抵抗面積とを比較すると、既往の実験供試体の平均破壊面積が0.078m²であり、A1橋台の想定抵抗面積は11.5m²(図-11)であるので約147倍程度の耐力が期待できる。よって、実験結果よりせん断バネを求め、実被害の抵抗面積が147倍となることを考慮して、片側の橋台における全体のバネ剛性を $K_1 = 10.33 \text{ MN/mm}$ と設定した。さらに、桁端支承分で除すことにより、衝突バネ定数 K_1 を0.65MN/mmと設定した。

なお、四川地震で発生した本震はM8.0規模の内陸直下型の地震であった。その情報を基にレベルⅡ相当の地震波であると仮定し想定地震波を設定し、水平2方向地震波の同時入力を行なった³⁾。なお、全体の地震波は0.0秒から30.0秒であり、主要動は0.0～10.0秒間である。また、主要動部分の平均加速度は4.0m/s²程度であった。そのため、今回の解析では0.0秒から10.0秒を分析対象とした。

4. 解析結果

(1) 桁重心位置の応答

本章では、衝突により発生する主桁の回転挙動を把握するため、初期衝突前後の主桁の応答関係から桁の回転挙動の分析を行なった。

図-13に0.0秒から10.0秒における桁重心位置のX—Y方向応答変位関係を示す。図-14(a)に桁の移動が大きく変化し始める8.0秒から10.0秒の桁重心位置のX方向応答変位の時刻歴図を、図-14(b)に同時刻、同位置のY方向応答変位の時刻歴図を示す。また、図-15に桁重心位置のX方向応答速度図を示す。ここで、主桁の応答の変化に応じて、以下の3つの

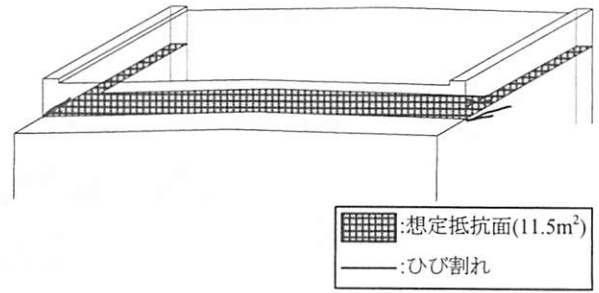
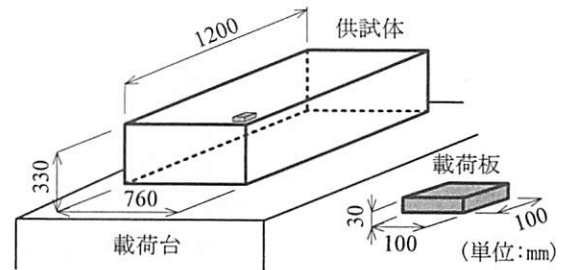
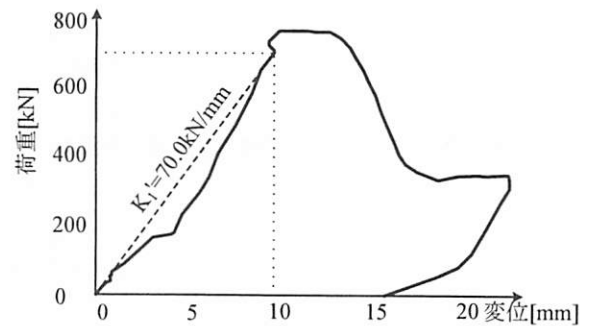


図-11 橋台の想定抵抗面



(a) 供試体、載荷板形状



(b) 実験の P—δ 関係

図-12 既往の実験結果

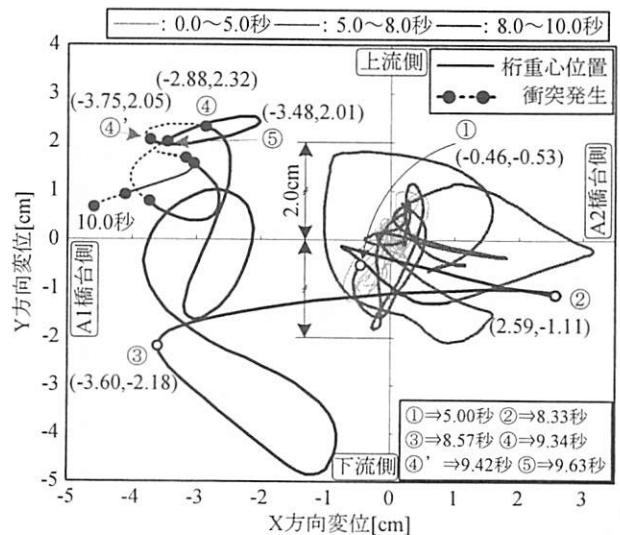
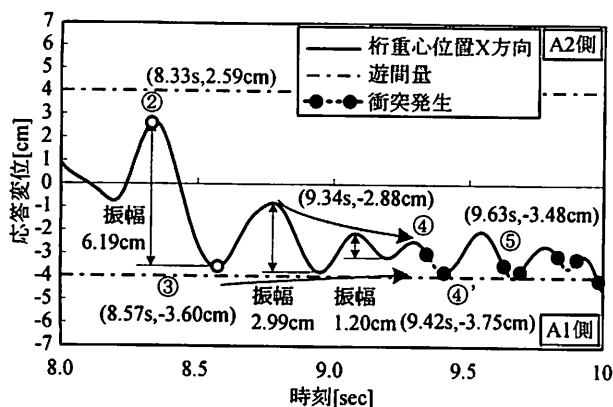
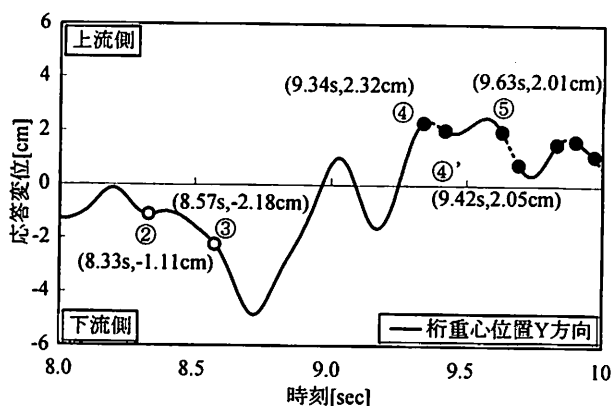


図-13 桁重心位置の X 方向—Y 方向応答変位関係



(a) X方向応答変位



(b) Y方向応答変位

図-14 桁重心位置の応答変位関係(8.0~10.0秒)

時間に区分して分析を行う。

a) 0.0秒から8.33秒(時刻②)の挙動

地震が発生してから衝突前の変位が大きくなり始める8.33秒時までに着目する。図-13に示すように、X方向に着目すると、主桁は地震波が発生してから5.0秒(図-13(時刻①))までは振幅1.0cm程度の微小振動を繰り返す。5.0秒以降から8.33秒間にはA2橋台側に最大2.6cm程度の移動(図-13(時刻②))が発生している。

同様に、Y方向に着目すると、最大2.0cm程度の微小振動を繰り返しており、原点を中心に振動していることが分かる。

b) 8.33秒(時刻②)から9.34秒(時刻④)の挙動

8.33秒から初期衝突が発生する9.34秒までに着目する。図-14(a)に示すように、X方向の応答変位に着目すると、重心位置の応答変位は8.33秒時にA2橋台側2.6cmの位置(図-13(時刻②))であったが、直後にA1橋台側3.6cmの位置(図-13(時刻③))に急激に移動する。その後、振動を繰り返しながら、振幅が6.19, 2.99, 1.20(cm)と徐々に低下しながらA1橋台側に移動し、9.34秒時(図-13(時刻④))に衝突が発生している。

初期衝突までに見られるX方向の応答変位における特徴として、0.0秒から8.33秒までは原点を中心に振動を繰り返していたが、8.33秒から8.57秒において主桁はA2橋台側からA1橋台側に6.19cm移動している。これは、8.2秒から8.4秒の0.2秒間、0.6G程度の地震波加速度がA1橋台方向に発生しており、主桁の速度に着目すると、図-15に示すように8.33秒から8.57秒の間でA1橋台側に平均24.8cm/sの速度が発生している。そのため、この時間に応答変位がA2橋台側3.0cmからA1橋台側3.6cmに移動したと考えられる。また、9.57秒以降の主桁の速度に着目すると、図-15に示すように、速度が徐々に低下すると共に、負方向の速度が大きくなるため、A1橋台側3.0cmの

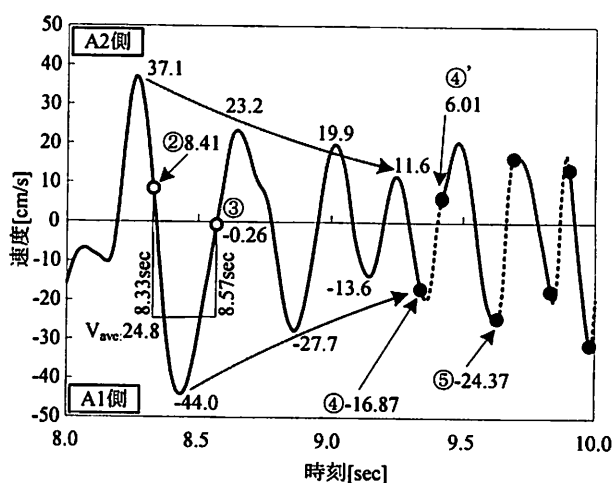


図-15 桁重心位置 X 方向応答速度図
(8.0~9.5 秒)

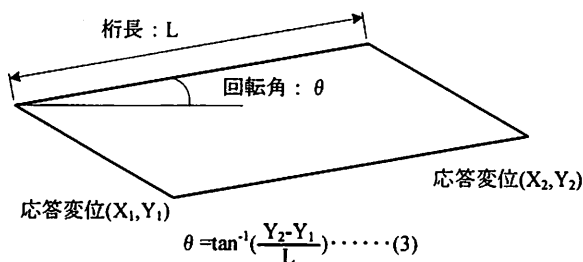
位置で振動し始める。

次に、Y方向に着目する。図-14(b)に示すように主桁はA1橋台から離れる方向である上流側の位置で衝突が発生していることが挙げられる。

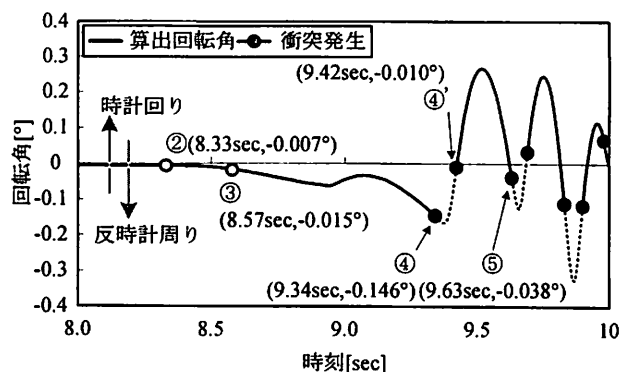
c) 9.34秒(時刻④)以降の挙動

図-15に示すように、衝突前後の挙動に着目すると、X方向に-16.87m/s(時刻④)の速度で衝突したものが、衝突することで反発速度6.01m/s(時刻④')が発生する。また、衝突後の挙動に着目すると、衝突する際の速度が-16.87m/s(時刻④)、-24.37m/s(時刻⑤)と衝突前の最大速度-44.0cm/sと比較すると4割程度であり、前述したようにA1橋台側3.0cmを中心に移動している。

次に主桁の変位に着目すると、主桁は図-14(a), (b)に示すように、Y方向の変位は衝突前後にほとんど変化しておらず、衝突する際の移動はX方向の移動が支配的であるといえる。また、初期衝突が発生する際のX方向変位が遊間量4.0cmを超えておらず、かつA1橋台側から離れる方向の上流側に移動しているにも関わらず衝突しているため、回転の影響が発生していると考えられる。そこで、以下に回

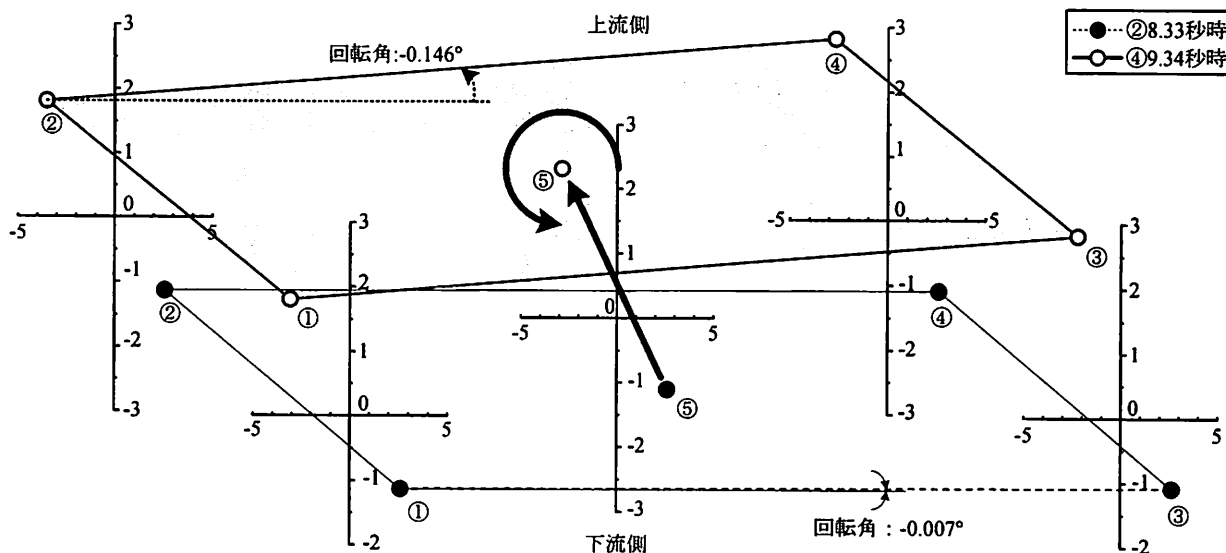


(a) 回転角算出方法



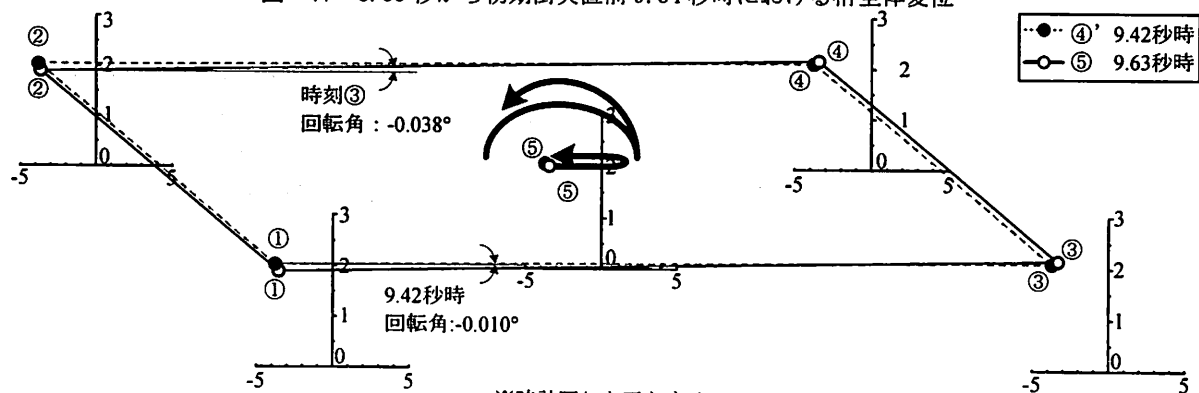
(b) 算出回転角の時刻歴図

図-16 主桁の回転角



※回転角は時計回りを正と定義する

図-17 8.33 秒から初期衝突直前 9.34 秒時における桁全体変位



※時計回りを正とする

図-18 9.42 秒から 2 回目衝突直前 9.63 秒時における桁全体変位

転の影響の分析を行う。

(2) 回転の影響

図-7 に示すように、地震時に主桁は時計回りに 1.66° 回転していることを測量結果から確認している。そこで、解析により回転角がどの程度発生するかを検証するため、図-16(a)に回転角算出方法を、図-16(b)に式(3)より算出した回転角の時刻歴図を示す。図-16(a)に示すように、橋軸方向に対して

隣合う桁端 2 点から式(3)より各時刻の回転角を算出した。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{Y_2 - Y_1}{L} \right) \quad (3)$$

ここで、

L : 桁長 (=3900cm), θ : 回転角 [$^\circ$]

図-16(b)において、0.0秒から8.33秒(時刻②)までは桁全体が同じ変位で移動しているため回転が発

生せず、8.33秒以降から徐々に反時計回りの回転が発生し、衝突が発生する際の9.34秒時に -0.146° の回転角(図-16(b)(時刻④))となる。その際に、桁重心位置の変位と回転により発生した反時計回りの回転変位が加わることで、A1橋台鋭角部から衝突が発生すると考えられる。その後、衝突直後に -0.010° の回転角(図-16(b)(時刻④'))となる。これは、衝突発生時は鋭角部で衝突したものが鈍角部に向かって衝突が進み、衝突直後は橋台と主桁が完全に接触した状態で桁が離れる状況であると考えられる。また、初期衝突前後を比較すると、衝突前の回転速度が反時計回りに平均 0.002rad/s であったものが、衝突中に時計回りに平均 0.017rad/s となる。従って、衝突することにより回転が反転し、回転速度が約8倍大きくなる。

(3) 桁全体の応答

a) 衝突前の挙動

桁全体の移動と回転を1つのものとしてみることを目的として、図-17に8.33秒から初期衝突直前の9.34秒の桁全体変位を示す。

8.33秒時において主桁の回転角は -0.007° であり、その際の桁重心位置の変位は原点に対し、(2.6cm, -1.2cm)の位置にある。図-13に示すように、0.0秒から8.33秒までにおいて支承の降伏変位を平均的に超えないので、桁全体が回転せずに移動していることが分かる。

次に、8.33秒から初期衝突の発生直前である9.34秒時までの変位に着目すると、図-13、図-16(b)より、支承の降伏変位を超えるため、荷重を受けなくても変位が増加する状況であることから回転が生じ始め、その後、一方向に回転することから、衝突発生時に主桁が反時計回りに -0.146° 回転している。

以上の結果より、桁全体の移動が支承の降伏変位を超えない場合は、桁の回転が微小であるが、桁の移動が支承の降伏変位を超える場合は、支承が荷重を受け持たなくなるため、桁の回転が大きくなると考えられる。

b) 衝突後の挙動

次に、衝突後の移動状況として、図-18に9.42秒から2回目の衝突直前の9.63秒時における桁全体変位を示す。

図-18に示すように初期衝突直後の桁の変位と2回目の衝突直前の変位はほぼ同じであり、図-16に示すように回転角が9.42秒から9.63秒でほぼ同じである。従って、初期衝突から2回目衝突までの

挙動は桁重心位置が同じ位置に戻り、かつ回転が9.42秒から9.63秒の間で反転し、同じ回転角となるので、ほぼ同じ位置で衝突する。

また、衝突後の挙動は図-15に示すように初期衝突が発生する際の速度 -16.87m/s がその前の最大速度 -44.0m/s に比べ、4割程度と小さな速度であり、その後の2回目以降の衝突直前の速度も小さい傾向となる。一方、回転に関して、図-16(b)に示すように、初期衝突後に大きく回転が発生しており、各衝突において平均 0.017 , 0.021 , $0.059(\text{rad/s})$ の回転速度が発生している。

以上の結果より、図-14に示すように、初期衝突後の桁重心位置の移動はA1橋台側3.0cmを中心に微小振動をしているが、図-16(b)に示すように初期衝突後に回転の影響が大きく発生する。そのため、その場で回転することによって同じ位置で数回衝突が発生したと考えられる。

5. まとめ

斜橋の主桁の回転現象に着目し、回転メカニズムの推定を目的とした実損傷の損傷分析、時刻歴応答解析による分析を行ない、以下の知見が得られた。

- 1) 実橋の損傷分析を行なった結果、A1橋台側の踏み掛け版の移動および背面側の浮き上がり、桁の回転に伴う橋台、橋脚のサイドブロックの破損が見られた。これは桁-橋台間衝突に伴う損傷であると考えられる。
- 2) 時刻歴応答解析を行い、支承の降伏変位を超えることにより、回転角が大きくなり、衝突することにより回転速度が衝突前に比べ8.0倍程度となる。また、初期衝突以降はA1橋台側3.0cmを中心に微小振動をしているが、初期衝突後に回転の影響が大きく発生するため、その場で回転することによって同じ位置で数回衝突が発生したと考えられる。

参考文献

- 1) 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
- 2) 幸左賢二、宮原みか子、関上直浩、萩原隆朗：局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の実験的検討、構造工学論文集、Vol. 50A, pp. 943-950, 2004.3
- 3) 葛漢彬、吳智深、張建東、川島一彦、高橋良和：中国における橋梁の耐震設計、第12回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 1-6, 2009.1