

四川地震における斜橋の損傷分析

幸左賢二¹・坂本裕史²・張建東³・清水英樹⁴

¹正会員 Ph.D教授 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）

²学生会員 工修 九州工業大学大学院（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

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

⁴正会員 工修 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日に中国四川省北部の汶川県を震源とする内陸直下型地震が発生した。本地震は龍門山断層帯の破壊によるものであり、震央から約300kmの範囲に大きな被害を生じており¹⁾、例えば学校施設では7444棟、橋梁では1600橋に及ぶ損傷が確認されている。その中で、特に大地震の繰返し振動による桁の移動や桁－橋台間の衝突という特徴的な損傷が多く確認された。

このうち、変位制限のないゴム支承を有し、50°の斜角を有する斜橋である馬尾河橋（Ma-Wei-He橋）では、主桁の残留変位の発生、サイドブロック

の損傷、桁－橋台間衝突に伴う橋台の損傷が確認された。

そこで、本論文では、ゴム支承で支持された斜橋の桁の挙動に着目し、損傷分析および時刻歴応答解析を実施し、損傷メカニズムを推定した。

具体的には、まず、対象橋梁の馬尾河橋の被害状況を把握した。次に、主桁の移動に着目した上部構造解析モデルを用い、水平2方向地震の同時加震の時刻歴応答解析を実施し、桁衝突と桁回転現象の関係性について検証した。さらに、被害状況と時刻歴応答解析の結果を比較することにより、損傷状況の再現性を確認した。

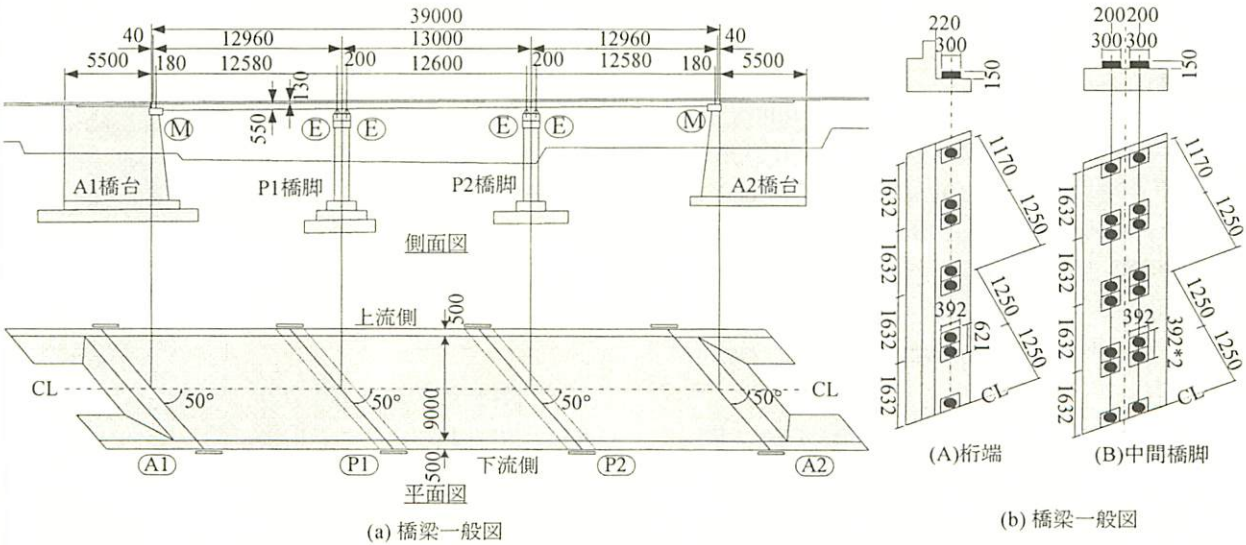


図-1 対象橋梁の一般図

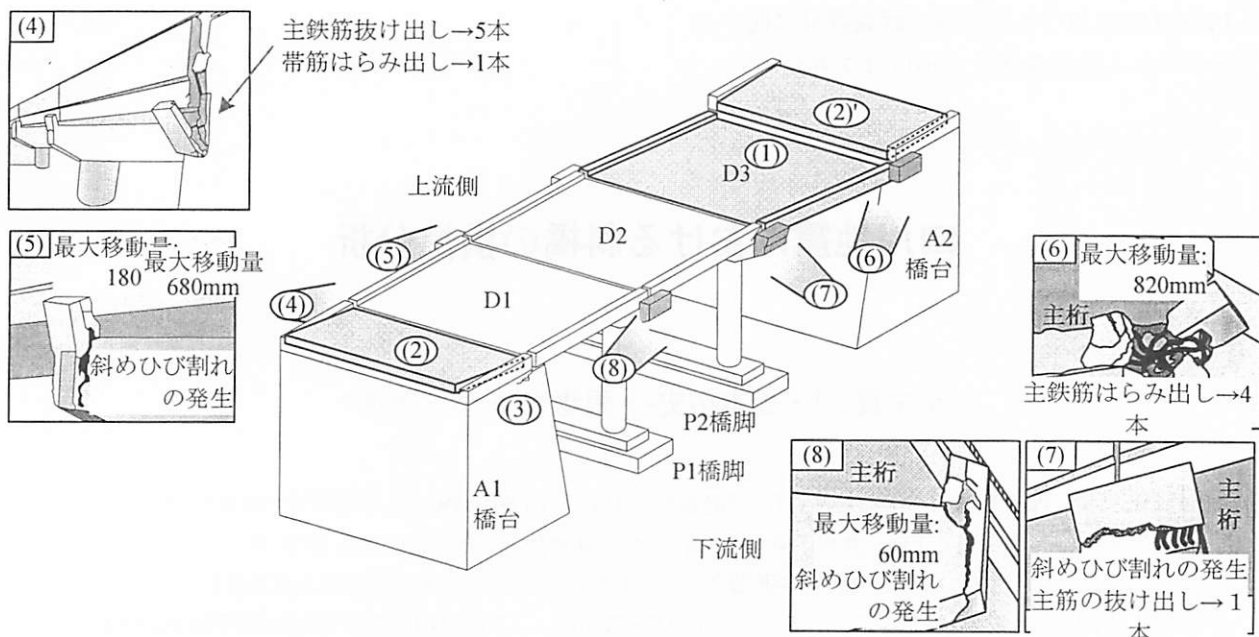


図-2 全体損傷状況

2. 対象橋梁と損傷概要

(1) 対象橋梁

図-1 に四川地震において桁が移動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長 39.0m, 支間長 12.6m, 総幅員 10.0m, 斜角 50°の 3 径間連結 RC 桁橋（床版のみが連結している構造）である。各単純桁は 2 セルの中空桁 8 本で構成されており、その間を間詰めコンクリートで充填することで一体化しているため 1 本の桁に対して 4 つの支承で支持されている（図-1(b)）。そのため、橋台には 16 個、中間橋脚には 32 個の支承が設置されており、支承形状が桁端、中間橋脚で異なる。

(2) 損傷状況

図-2 に対象橋梁における橋梁全体の損傷状況を示す。馬尾河橋の主な損傷としては、D3 桁の A2 橋台沓座からの脱落による桁の沈下（図-2 中(1)）、A1, A2 橋台側の踏み掛け版の移動および背面側の浮き上がり（図-2 中(2), (2)′）、A1 橋台下流側ウィング部の水平ひび割れの発生（図-2 中(3)）、サイドブロックの損傷（図-2 中(4), (5), (6), (7), (8)）が挙げられる。

下流側の A1 橋台ウィング部のひび割れから、桁一橋台間衝突が発生したと考えられ、主桁が A1 橋台上の踏み掛け版を背面側に押し込み、最終的に踏み掛け版が浮き上がった（図-2(2)）と考えられる。同様に、A2 橋台上の踏み掛け版も桁一橋台間衝突

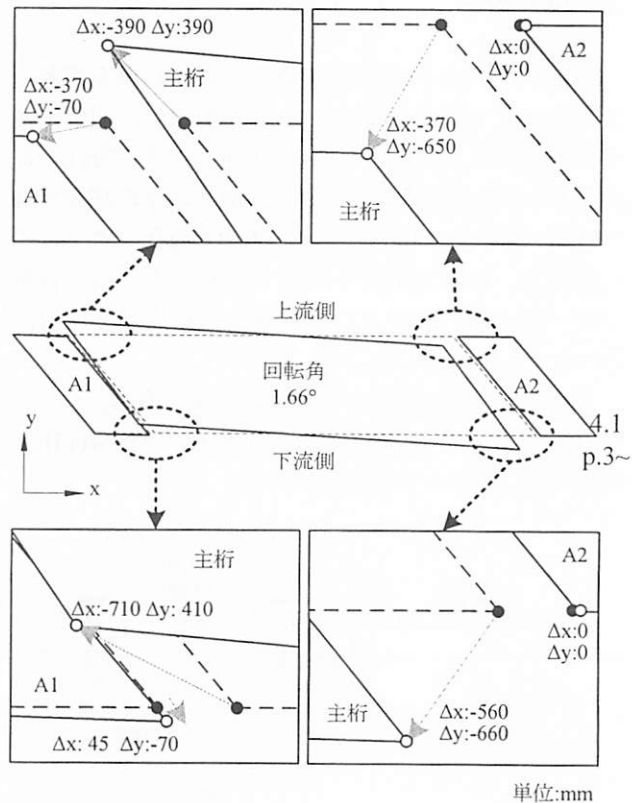


図-3 主桁の移動状況

によって浮き上がった（図-2(2)′）と考えられる。

また、サイドブロックの損傷に関しては、A1 橋台上流側、P1 橋脚上・下流側、P2 橋脚下流側、A2 橋台下流側のサイドブロックが主桁の衝突によって発生している。

さらに、橋台、橋脚毎にサイドブロックの元の位

置に対する詳細な移動量を分析した結果、移動量が P1橋脚部では180mm（図-2(5)）、P2橋脚部では60mm（図-2(8)）であったのに対し、A1橋台上流側では680mm（図-2(4)）、A2橋台下流側では820mm（図-2(6)）と桁重心位置から離れる程サイドブロックの損傷が大きかった。

図-3 に損傷写真から算出した主桁四隅の残留変形量を示す。本図中央に全体の移動図を、四隅に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。なお、桁の移動は、橋軸方向が A2 橋台側、橋軸直角方向が上流側への移動を正方向としている。そこで、各四隅の移動量の算出結果を以下に詳細に示す。

- A：A1 橋台側鈍角端（図-3 の点(1)）：（橋軸方向：-710mm，橋軸直角方向：410mm）
- B：A1 橋台側鋭角端（図-3 の点(2)）：(-390mm，390mm)
- C：A2 橋台側鈍角端（図-3 の点(3)）：(-370mm，-650mm)
- D：A2 橋台側鋭角端（図-3 の点(4)）：（-560mm，-660mm）

桁各四隅（図-3 の点(1)から(4)）から桁全体の変形量を算出した結果、桁重心位置での移動量は A1 橋台側に-408mm，下流側に-128mm 移動している結果となった。

次に、桁の回転角を桁端二点の橋軸直角方向変位を基に式(1)より算出する。

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

- ここで、L：橋長（=39000mm）
- Y_1 ：A1 側鈍角端 Y 方向変位（図-3 の点(1)）（=410mm）
- Y_2 ：A2 側鋭角端 Y 方向変位（図-3 の点(4)）（=-660mm）

そこで、式（1）より最終的な主桁の回転角を算出すると、時計回りに 1.57°（0.027rad）回転している。

3. 解析概要

前章の損傷分析において、基礎および下部構造の損傷が軽微であることから、主桁と支承のみに着目してモデル化を行い、変位制限のないゴム支承で支持された斜橋における主桁の移動を検証した。

馬尾河橋の解析フレームモデルを図-4 に示す。A1、A2 橋台上では支承バネと衝突バネを設置しており（図-4(b)）、中間橋脚上では支承バネのみを設置し

ている（図-4(c)）。上部構造の要素は全て剛梁モデルとしており、上部工死荷重は 3658kN であり、質点は各橋台、橋脚上と支間中央に設定した。

衝突バネは支承線直角方向に設置し、主桁の支承線直角方向変位が遊間量 40mm を越えると抵抗し、

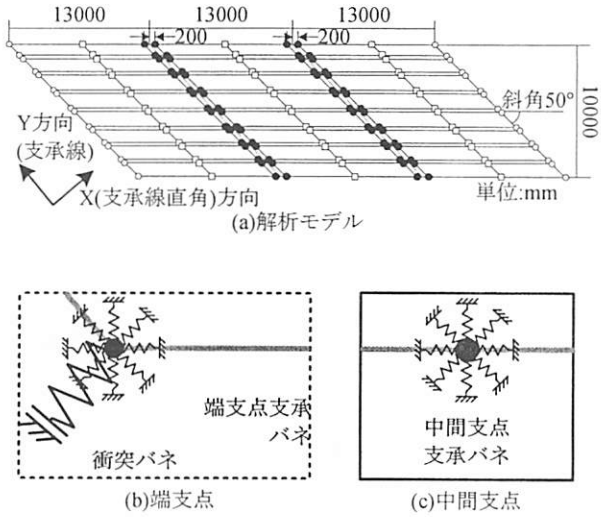


図-4 解析モデル

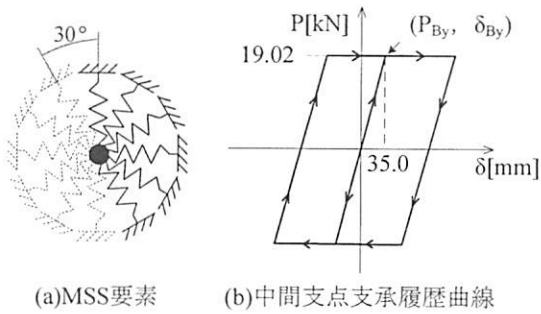


図-5 支承バネモデル

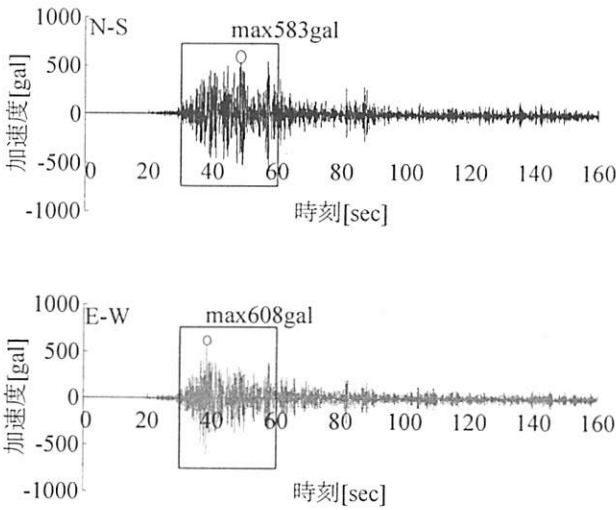


図-6 八角鎮台波形

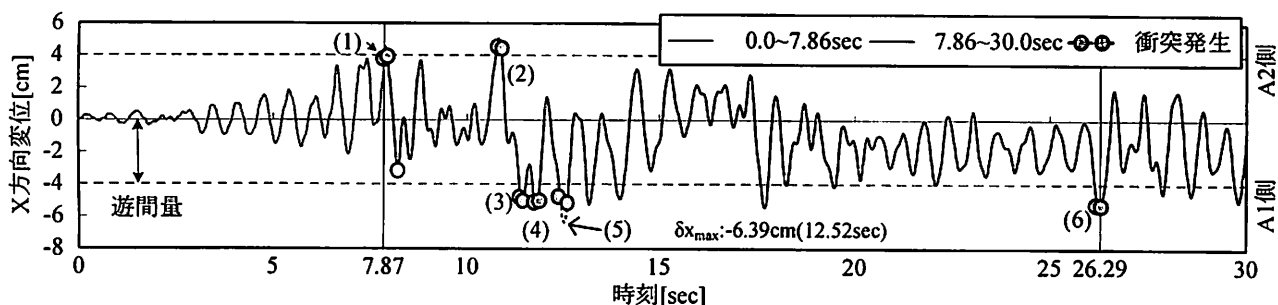


図-7 桁重心位置における X 方向変位

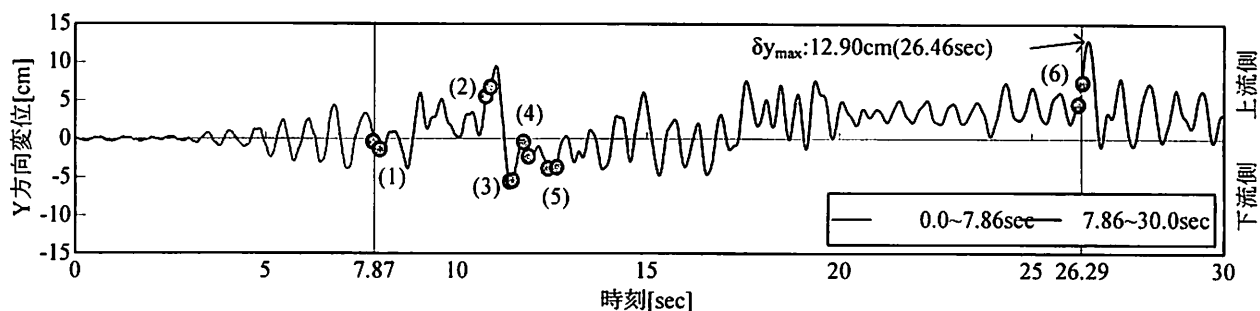


図-8 桁重心位置における Y 方向変位

圧縮側のみで弾性挙動を示すバネ特性を与えた。衝突バネ定数は既往の実験結果²⁾を参考に 0.65MN/mm とした。

次に、支承バネは、図-5 に示すように全ての方向に対して同一の抵抗を有するマルチシアスプリング (MSS) 要素 (図-5(a)) を用いた。図に示すように、正負に抵抗するせん断バネを 180° に対して 6 本設定しており、結果として 360° 全ての方向に抵抗するモデル化を行っている。

せん断バネ定数、ゴムとコンクリートの静止摩擦係数は、既往の水平載荷実験結果³⁾より算出し、ゴムとコンクリートの静止摩擦係数を $\mu = 0.50$ と設定し、 P_{By} 、 δ_{By} を算出した結果、中間支点支承、端支点支承の抵抗は、それぞれ (19.02kN, 35.0mm)、(19.02kN, 225.0mm) となった。また、支承バネモデルの骨格、履歴曲線は図-5(b) に示すように、ゴムの変形によるせん断力が摩擦抵抗力を超えると主桁が支承上を滑る現象を再現するため、完全弾塑性型としている。

解析に使用する入力地震動は、図-6 に示すように、対象橋梁近傍で観測された八角鎮台地震波であり、入力方法は NS、EW 波形の水平 2 方向成分の同時入力とした。また、観測された波形は 0.0 秒から 160.0 秒であり、主要動が 30 秒から 60 秒であったことから、解析対象時間を主要動の 30 秒間とした。

4. 斜橋上部構造モデルの応答結果

(1) 桁重心位置における桁の移動

本節では、桁全体の移動状況を把握するため、桁重心位置の移動に着目して評価する。なお、桁重心位置は質量の重心点であり回転の影響がなく、主桁の全体的な移動の指標であるため、桁の平面移動に着目して分析する。桁重心位置の X 方向 (支承線直角方向) 変位を図-7 に、Y 方向 (支承線方向) 変位を図-8 に示す。ここで、初期衝突前後の 2 つの時刻に区分して以下に分析を行う。

a) 初期衝突までの桁の移動(0.0~7.87秒)

図-7 に示すように、X 方向は 3.0cm 程度の微小振動を繰り返し、7.87 秒時に主桁が A2 橋台に衝突している (図-7 中の点(1))。また、図-8 に示すように、Y 方向も同様に 3.0cm 程度の微小振動を繰り返す。これは、図-6 に示すように衝突までの地震動が小さく、作用力が小さいためであると考えられる。即ち、図-5(b) に示すように、中間支点支承の滑り始める変位 δ_{By} が 3.5cm であり、滑り始める変位を超過しないため、中間支点支承がモデル上の弾性範囲内であるためと考えられる。

b) 初期衝突終了以降の桁の移動(7.87~30.0秒)

X 方向に着目すると、図-7 に示すように、7.87 秒から 26.29 秒の間に A1 橋台に 4 回、A2 橋台に 2 回、計 6 回の繰り返し衝突が発生しており、5 回目衝突時の 12.52 秒時に最大変位 -6.39cm が発生している。一

方、図-8 に示すように、Y 方向は、橋台が無い
ため、最終衝突直後の 26.46 秒時に最大変位 12.90cm
が発生している。

なお、図-7、8 と図-3 の対象橋梁の残留変形量を
比較すると、実損傷の変形量に対して解析結果にお
ける X 方向の変形量が小さい。実損傷では、衝突
力がパラペット耐力を超えると変形が急激に進展す
るため、図-3 に示すように桁鈍角端が A1 橋台に
67cm 程度めり込む現象が見られたが、解析では、
衝突パネを線形パネでモデル化しており、衝突力が
パラペット耐力を超えても変位が急激に進展せず、
抵抗し続ける。このことから、図-7 に示すように、
最大でもめり込み量が 2cm 程度であったため、解
析結果が実損傷よりも小さいと考えられる。

図-9 に衝突力の時刻歴図を示す。図-9 において、
正の値は A2 橋台側への衝突を、負の値は A1 橋台
側への衝突を示している。本図より、衝突力は 1 回
目 (A2 橋台側 1 回目の衝突)、5 回目 (A1 橋台側 2
回目の衝突) の衝突で大きな値となっており、最大衝
突力は 5 回目の衝突の 12.51 秒時に発生しており、
その値は-34.44MN である。

(2)衝突に伴う桁移動に関する考察

本節では、桁－橋台間衝突に伴う主桁の移動状況
を把握するため、初期衝突時の主桁の移動およびそ
の際の作用力に着目して以下に分析する。

図-10 に桁移動状況の着目時刻、図-11 に初期状

態と初期衝突発生時 (図-10 時刻 A) における桁移
動状況を、図-12 に初期衝突終了時 (図-10 時刻
B) における桁移動状況と初期衝突後の反対方向の
X 方向変位のピーク時 (図-10 時刻 C) における桁

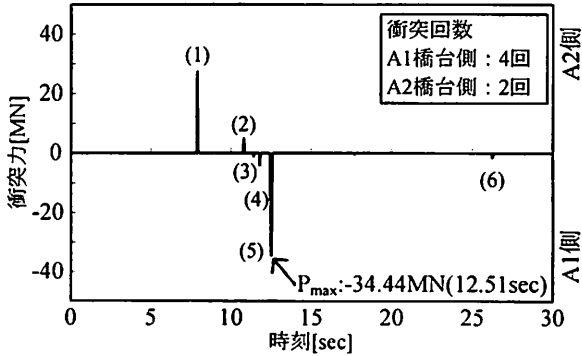


図-9 衝突力の時刻歴図

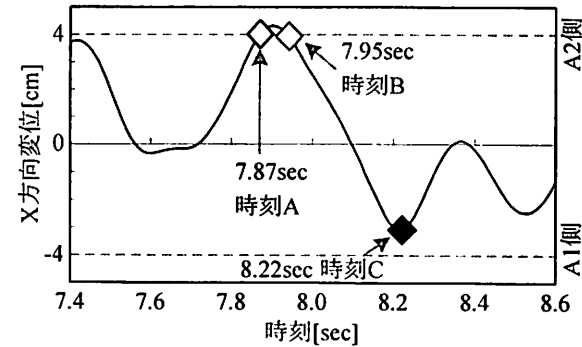


図-10 桁移動状況の着目時刻 (桁重心位置)

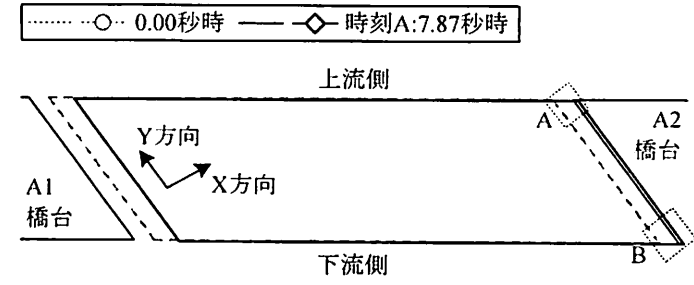


図-11 主桁の移動状況 (地震発生時、初期衝突発生時)

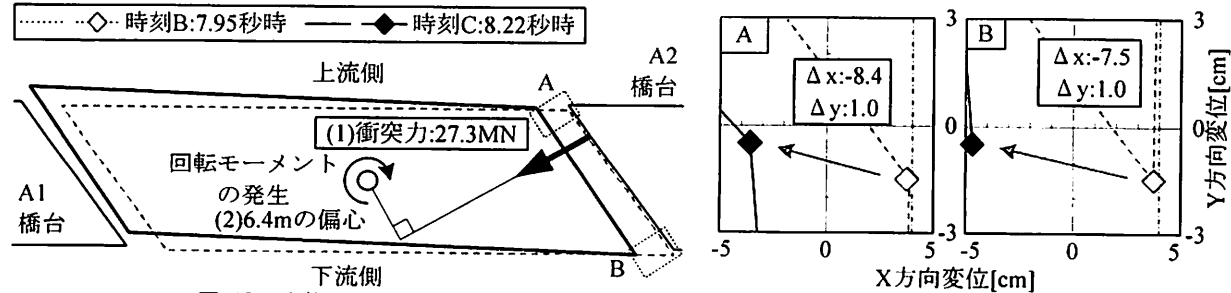


図-12 主桁の移動状況 (初期衝突終了時、初期衝突後の反対方向の最大変位時)

移動状況を示す。

まず、初期状態から初期衝突発生時に着目する。

図-11 左に桁全体の移動状況を、本図右に桁端部 2 点の拡大図を示しており（図-11 中 A, B），点線は初期状態を、実線は 7.87 秒時（時刻 A）の桁移動状況を示している。

初期衝突時において、図-7 に示すように、初期状態から X, Y 方向共に 3.0cm 程度の微小振動を繰り返す。図-11 に示すように、7.87 秒において、X 方向に 4.0cm（A2 橋台方向）、Y 方向に -0.5cm（下流側方向）移動し、初期衝突が発生している。

次に、初期衝突終了時から初期衝突後の反対方向の変位のピーク時の移動に着目する。図-12 中の点線は 7.95 秒時（時刻 B）の移動状況を、実線は 8.22 秒時（時刻 C）の桁移動状況を示している。

図-10 に示すように、桁重心位置の X 方向の移動が、7.95 秒から 8.22 秒の 0.27 秒間に -7.0cm 発生している。その際の桁の移動状況および作用力に着目する。図-12 に示すように、初期衝突時の 7.87 秒から 7.95 秒の 0.12 秒間において、A2 橋台側で衝突の反発力 27.3MN（図-12(I)）が A1 橋台方向に作用している。その後、反対方向の X 方向変位のピーク時までの 0.27 秒間において地震波が A2 橋台方向に作用しているが、反発力が A1 橋台方向に作用しており、反発力に対して地震波による慣性力が非常に小さいため、桁全体は衝突の反発により A1 橋台方向に移動すると考えられる。

従って、衝突の反発により、移動方向が反転しており、初期衝突終了から 0.27 秒後の短い時間で桁重心位置が X 方向に -7.0cm（A1 橋台方向）移動したと考えられる。

(3) 桁回転に関する考察

図-13 に回転角の時刻歴図を示す。本図は式(1)より主桁の回転角を算出したものである。図-13 に示すように、主桁には衝突が発生する度に時計回りの回転が発生している。例として、初期衝突を例に示すと、図-12 に示すように、斜角の影響により衝突の反発力が桁重心位置に対して 6.4m 偏心する（図-12 の(2)）ため、桁重心位置周りのモーメントが発生し、回転が生じている。このように、衝突力が大きな初期衝突直後、5 回目衝突直後に回転角が大きく変化し、5 回目衝突終了後の 12.95 秒時に最大回転角 0.0022rad（0.123°）が発生している。また、最大回転角が発生後の 14.0 秒以降において、回転角が 0.0016rad で一定となり、残留回転角が発生している。

以上の結果より、桁回転角は衝突の反発力により発生し、桁重心位置で最大変位が上流側に 12.9cm

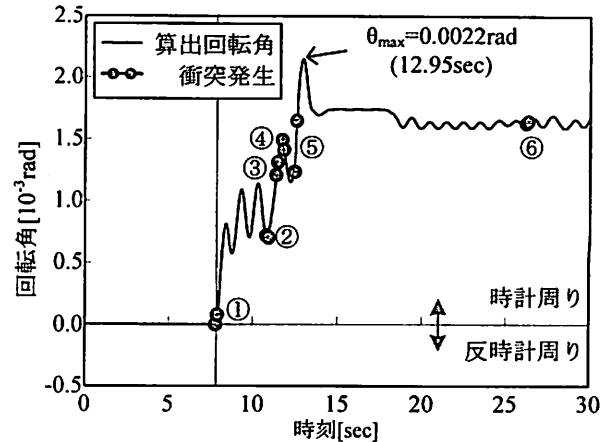


図-13 桁回転角の時刻歴図

発生した際に、最大回転角が時計回りに 0.0022rad が発生し、その際に、最大変位が A1 橋台側主桁鋭角端で回転変形が上流側に 5cm 程度発生している。

5. まとめ

地震時における斜橋の主桁回転現象に着目し、損傷メカニズムの推定を目的とした実橋の損傷分析、時刻歴応答解析の分析を行った結果、以下の知見が得られた。

- 1) 馬尾河橋の被害分析を実施し、両橋台の踏み掛け版の浮き上がり、サイドブロックの 8 箇所中 5 箇所の破損、主桁の A2 橋台沓座からの脱落を確認した。以上の損傷は、桁の衝突により発生したと考えられる。
- 2) 時刻歴応答解析を実施した結果、桁一橋台間衝突に関して、A1 橋台全面と A2 橋台下流側への主桁の衝突を確認し、桁一橋台間衝突に伴う桁移動により、8 箇所中 6 箇所のサイドブロックへの衝突を確認した。以上の結果より、桁一橋台間衝突を確認し、実損傷の損傷状況に近い傾向となることが確認できた。

参考文献

- 1) 高橋良和、川島一彦、呉智深、葛漢彬、張建東：中国四川地震による百花大橋および回欄立交橋の被害、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.91-96、2009.1
- 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) 建設省土木研究所：ゴム支承の繰り返しせん断実験報告書、1985.1