

2008年中国四川地震による橋梁の被害

川島 一彦¹・高橋 良和²・葛 漢彬³・呉 智深⁴・張 建東⁵

¹フェロー会員 東京工業大学教授 理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

E-mail:kawashima.k.ac@m.titech.ac.jp

²正会員 京都大学准教授 防災研究所
(〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

E-mail:yos@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

³正会員 名城大学教授 理工学部建設システム工学科
(〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口1丁目501)

E-mail:gehanbin@ccmfs.meijo-u.ac.jp

⁴正会員 茨城大学教授 工学部都市システム工学科
(〒316-8511 茨城県日立市中成沢町4-12-1)

E-mail:zswu@mx.ibaraki.ac.jp

⁵正会員 江蘇省交通科学研究院副総工程師
(〒211112 中国南京市江寧科学園誠信大道2200号)

E-mail:chokt5@gmail.com

本論文は2008年5月12日に中国で発生した中国四川地震（汶川地震）による橋梁被害を示すものである。現地調査は2008年8月9日～15日を基本とし、この他、複数回の個別調査も行った。本地震による主要な強震記録とその特性、中国における橋梁の耐震設計の概要と設計地震力、被害との関連も検討する。最後に、本文に示す橋梁被害から得られた四川汶川地震による橋梁被害の特徴及び原因について示す。

Key Words: *Wenchuan earthquake, seismic damage, bridges, seismic design, near-field ground motion*

1. はじめに

2008年5月12日14時28分（現地時間）中国四川省においてマグニチュードMs8.0（中国地震局）、Mw7.9（USGS）の地震（汶川地震）が発生した。M8クラスの直下型地震であり、わが国で言えば1891年の濃尾地震に匹敵するかもしくはこれを上回る規模の地震である。地震による死者は69,227人、行方不明者は17,923人に上ると言われている（2008年10月8日現在）。震源域にあった映秀鎮（Yingxiu）では、ほとんどの建物が全壊し、死者、行方不明者は全人口1万人の約8割に当たる7,700人に上ったと言われている。

土木構造物にも甚大な被害が生じており、主要道路において約1,600橋の橋梁が被害を受け、比較的近年に建設された橋も含めて多数の橋が落橋したと報告されている^{1),2)}。

著者らは2008年8月10日～14日に成都を起点とし、都江堰市、汶川県、彭州市、綿竹市、青川県を中心に橋梁を対象として現地調査を行うとともに、個別の調査も複数回実施した。以下に、これらの調査に基づく橋梁被害の概要と被災メカニズムについて示す。なお、この調査は、設計図面や測量結果、解析等に基づいた調査ではなく、あくまでも外観に基づく短時間の1次調査であり、著者らが間違っ理解した可能性もあり得ること、また、調査時点では道路被害のため到達不能な地域が多数残されており、以下に示す以外にも多数の被害があることを最初にお断りしておきたい。

本文は、川島一彦、高橋良和、葛漢彬、呉智深、張建東: 2008年中国四川地震による橋梁の被害, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 3, pp. 825-843, 2009 に基づくものである。

2. 汶川地震の概要

汶川地震は龍門山断層帯 (Longmen Shan Falut) の破壊によるものであり、主断層、本震位置、余震分布を示すと、図-1のようになる³⁾。震央は映秀鎮付近であり、ここから北に汶川、綿竹、北川を経て青川に至る約300kmの範囲に大きな被害を生じた。龍門山断層は、前、中央、後の3本から構成されており、北東-南西走向の低角逆断層と言われている⁴⁾。断層長さは約270kmに達する。被災地は石灰岩質の急峻な山岳地帯であり、斜面には無数の大規模な土砂崩壊の他、山体自体の崩壊も生じている。また、河川も激流であり、総じて自然条件の極めて厳しい地域である。

中国では5カ年計画に基づく全国強震観測ネットが構築されてきており、汶川地震直前の2008年5月からこの観測ネットが稼働開始し始めた。このため、汶川地震では最大加速度が10 gal以上の記録が500成分以上観測され、このうち、16成分は最大加速度が400 gal 以上の記録である⁵⁾。四川省においては211の観測点が存在する。

このうち、代表的な汶川臥龍台 (Wenchuan Wolong Station) 及び什邡八角鎮台 (Shenfang Bajiao Station) で観測された加速度記録を図-2に、また、これらの加速度応答スペクトル (減衰定数0.05) を図-3に示す。

これらの観測点位置は図-1に示すとおりである。臥龍台観測点は汶川市にあり、震央から19km、断層から19kmの地点に、また、八角鎮台観測点は什邡市にあり、震央から67km、断層から20kmの地点に位置する。

汶川臥龍台記録は継続時間が60s以上と長く、2つの波群がある。これは断層の破壊過程に基づくものと考えられる。最大加速度はNS方向に 957.7 cm/s^2 、EW方向に 652.9 cm/s^2 、UD方向に 948.1 cm/s^2 であり、最大加速度としては、今回の地震で観測された中では最も大きい。加速度応答スペクトルのピーク値はNS、EW成分とも約 30 m/s^2 、UD成分には約 40 m/s^2 であり、ピーク周期はNS成分には0.2s、EW成分には0.4s、UD成分には0.1sである。ただし、短周期成分が卓越した記録であり、周期1sになると、加速度応答スペクトル値は 5 m/s^2 程度以下に低下する。地盤条件がわからないが、岩盤上もしくはこれに近い条件で観測された記録と推定される。最大速度はNS方向に 0.515 m/s 、EW方向に 0.417 m/s 、UD方向に 0.304 m/s である。

角鎮台観測点の記録は汶川臥龍台観測点のように波群が2つに分かれていないが、継続時間はともに60s以上と長く、汶川臥龍台観測点記録と同様に、短周期成分が卓越した記録である。

図-4には、上記の記録との比較のため、1995年兵庫県南部地震による神戸海洋気象台で得られた記録の加速度応答スペクトルを示す。神戸海洋気象台で得られた記録の最大加速度は、上記の3地点での記録と同程度であるが、通常規模の構造物の応答に影響を与える $0.3 \sim 1 \text{ s}$ 範囲の加速度応答スペクトルレベルは神戸海洋気象台で得られた記録の方が上記の3地点での記録よりも大きくなっている。ただし、地震動強度の比較は、地盤による増幅特性等を考慮してさらに慎重に検討する必要がある。

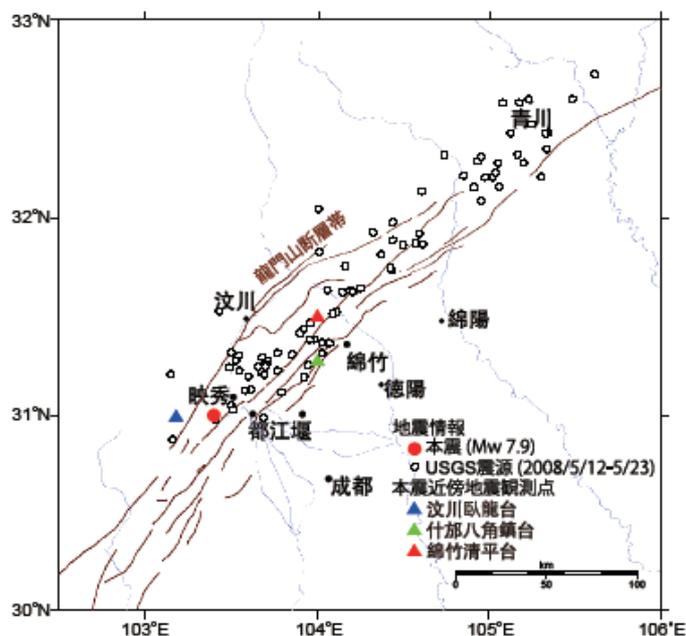
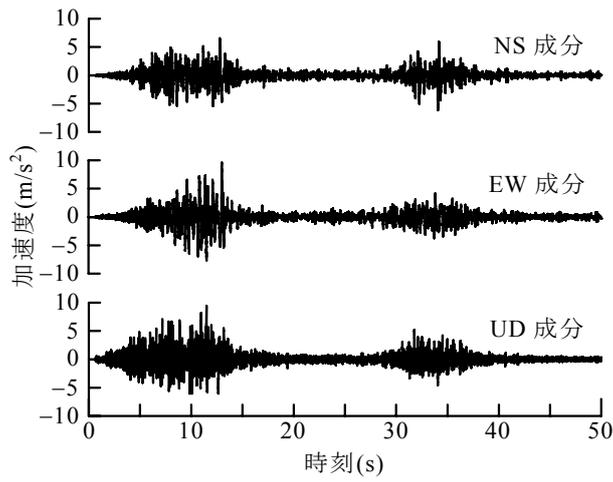
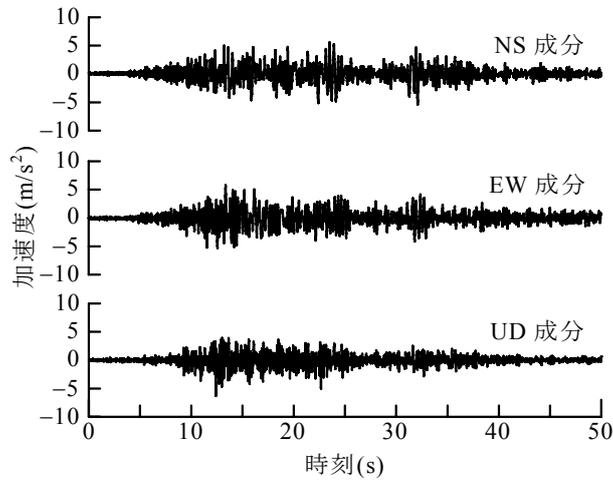


図-1 四川汶川地震と余震分布 (断層は文献3) による)

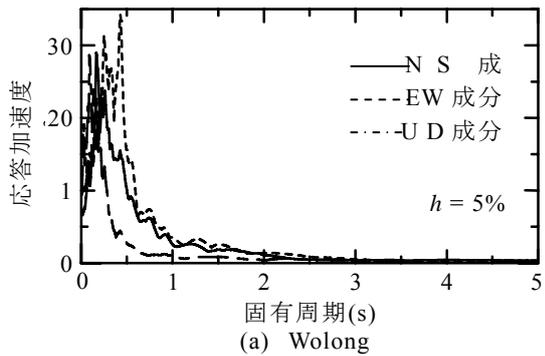


(a) Wolong

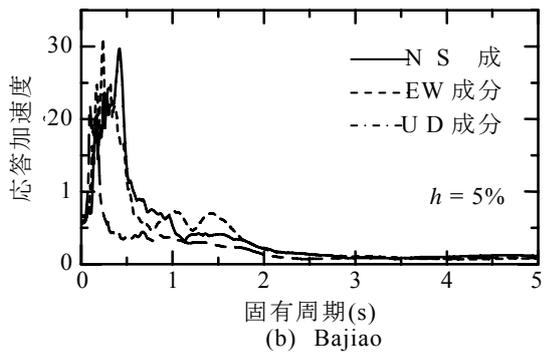


(b) Bajiao

図-2 加速度記録



(a) Wolong



(b) Bajiao

図-3 加速度応答スペクトル

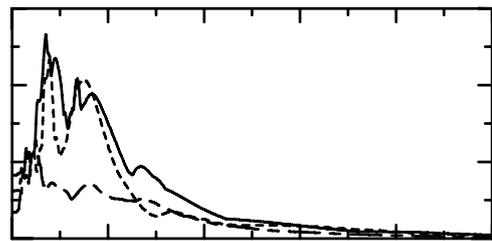


図-4 1995年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の加速度応答スペクトル

3. 中国における橋梁の耐震設計

中国では交通部によって1989年に作成された基準(JTJ004-89)が1990年以降、道路橋の耐震設計に適用されている⁶⁾。この基準は支間長150m以下のRC桁橋、PC桁橋、石造・RCアーチ橋を適用範囲としたものである。桁橋を例にとると、橋脚の慣性力を考慮する場合とこれを考慮しない場合(フレキシブル橋脚に支持された場合)に分けて慣性力が規定されており、橋脚の慣性力を考慮しない場合には、橋脚の質点*i*に作用する水平地震力 E_{ihp} は次式によって求めることとされている。

$$E_{ihp} = C_i C_z K_h \beta_1 \gamma_1 X_{li} G_i \quad (1)$$

ここで、 C_i ：重要性修正係数、 C_z ：総合影響係数、 K_h ：水平地震係数、 β_1 ：動的応答係数、 γ_1 ：1次モード寄与率、 X_{li} ：質点*i*の相対水平変位、 G_i ：質点*i*の重量である。ここで、1次モード寄与率 γ_1 は次式で与えられる。

$$\gamma_1 = \frac{\sum X_{li} G_i}{\sum X_{li}^2 G_i} \quad (2)$$

水平地震係数 K_h は基本烈度に応じて表-1のように与えられている。ここで基本烈度とは中国独自の震度階であり、基本烈度が7, 8, 9となるにつれて水平地震係数 K_h は倍々に増加する。最大加速度の区分は図-5に示すようにGB 18306-2001 中国地震動参数区划図⁷⁾において定められていた。被災地では基本烈度は7とされていたが、今回の地震後(2008年6月)には8に変更された⁸⁾。

一方、式(1)の重要性修正係数 C_i は表-2のように与えられている。重要度による差が大きく設定されているのが特徴である。

また、動的応答係数 β_1 は4種類の地盤種別(I~IV種地盤)ごとに、次式のように与えられている。

$$\beta = \begin{cases} 0.3 \leq 2.25 \times (0.2/T) \leq 2.25 & \text{Group I} \\ 0.3 \leq 2.25 \times (0.3/T)^{0.98} \leq 2.25 & \text{Group II} \\ 0.3 \leq 2.25 \times (0.45/T)^{0.95} \leq 2.25 & \text{Group III} \\ 0.3 \leq 2.25 \times (0.7/T)^{0.9} \leq 2.25 & \text{Group IV} \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 T は固有周期である。

総合影響係数は次式で定義されており、表-3のように与えられている。

$$C_z = \frac{1}{\sqrt{z\mu - 1}} \quad (4)$$

ここで、 μ は応答じん性率、 z は係数である。

以上より、基本烈度が7及び9の場合に対して、重要性修正係数 C_i を1.0とした場合と1.7とした場合の2ケースにつき式(1)及び式(3)から設計震度 $C_i K_h \beta_1$ を求めると、図-6のようになる。これによれば、基本烈度が7の場合には、設計震度の最大値は $C_i=1.0$ とすると0.225、 $C_i=1.7$ とすると0.385となる。これに総合影響係数 C_z として、たとえば $C_z=0.3$ を考慮すると、橋梁の非線形性を考慮した設計震度は $C_i=1.0$ の場合には0.0675、 $C_i=1.7$ の場合には0.115となる。

JTJ004-89が使用され始める前の耐震設計においてどの程度の地震動が使用されていたか等、不明な点がいろいろあるが、仮に今回の地震で被災した橋梁の多くがこの程度の地震力で設計されていたとすると、図-2、図-3に示した強力な汶川地震による地震動に対して耐震性を確保するためには、0.225~0.385の設計震度は小さ過ぎたと考えられる。なお、基本烈度が9であれば、設計震度の最大値は $C_i=1.0$ の場合には0.9、 $C_i=1.7$ の場合には1.54となる。

参考までに日本で使用されているタイプIIの設計震度を示すと図-7のようになる。ただし、重要度はB種(重要な橋)としている。図-4に示したように、汶川地震では、断層近傍で 20m/s^2 以上の加速度応答スペクトルが生じており、この地震動に対して耐震性を確保するためには、少なくとも図-7レベルの地震力が必要だと考えられる。

表-1 水平地震係数 K_h

基本烈度	7	8	9
水平地震係数 K_h	0.1	0.2	0.3

表-2 重要性修正係数 C_i

道路の種別		重要性修正係数 C_i		
高速道路, 耐震上重要な1級道路の橋		1.7		
高速道路, 耐震上標準的な1級道路の橋, 耐震上重要な2級道路の橋, 2級及び3級道路の橋台		1.3		
2級道路, 耐震上重要な3級道路の橋, 4級道路上の橋台		1.0		
耐震上標準的な3級道路の橋, 耐震上重要な4級道路の橋		0.6		
桁橋	変形しやすい橋脚	0.3	0.33	0.35
	剛性の高い橋脚	0.20	0.25	0.30
	杭基礎橋脚	0.25	0.30	0.35
	橋台	0.35		
アーチ橋		0.35		

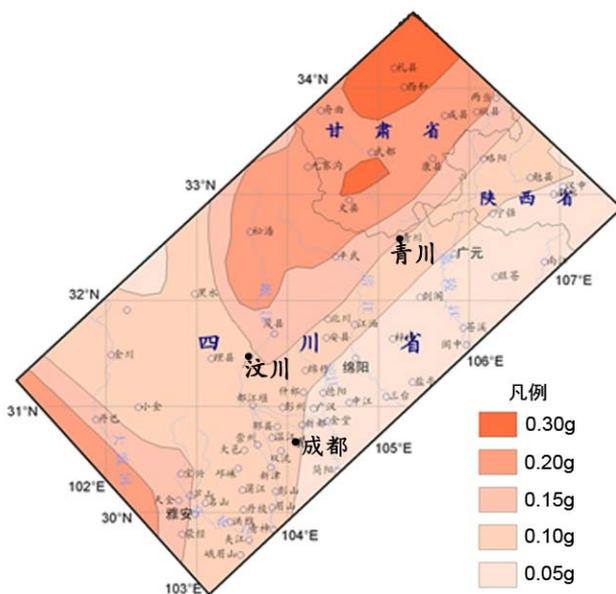
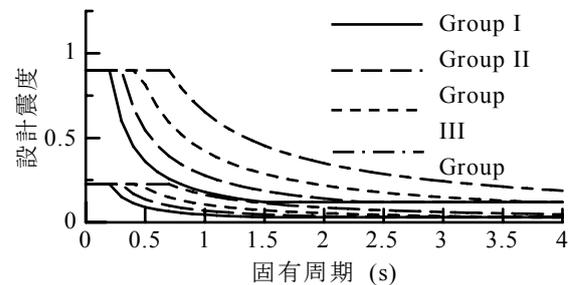
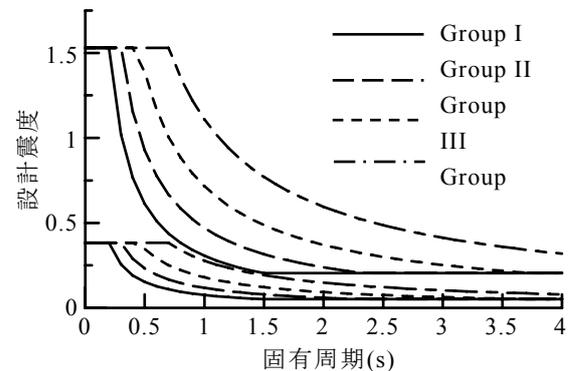


図-5 設計震度マップ (文献7) に加筆



(a) 重要性修正係数 $C_i = 1.0$ の



(b) 重要性修正係数 $C_i = 1.7$ の場合

図-6 設計震度 $C_i K_h \beta_1$ (小さい値は基本烈度7の場合, 大きい値は基本烈度9の場合)

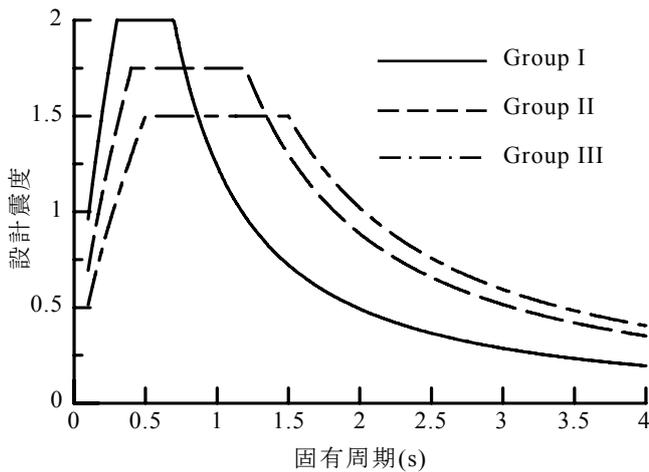


図-7 日本における橋梁の設計震度
(タイプII地震動)

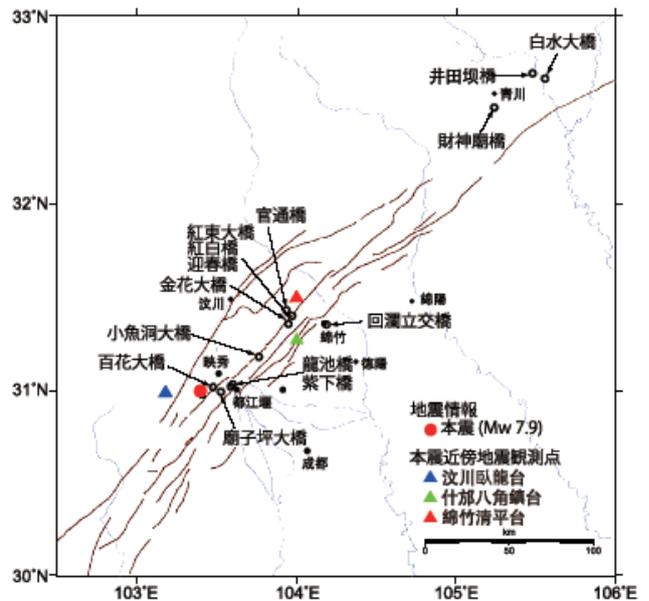


図-8 橋梁の被害地点と龍門山断層帯

4. 代表的な橋梁被害

(1) 調査範囲

被災地域は広範囲にわたり、調査時点では土砂崩れ等により到達不能の地域が多く残されていた。このため、成都を起点とし、都江堰市、汶川県、彭州市、綿竹市、青川県を対象に被害調査した。非常に多数の橋梁を調査したが、全てを示すことはできないため、以下には、代表的な被害を示す。以下に示す橋梁の位置は図-8の通りである。

(2) 廟子坪大橋 (Miaoziping Bridge)

廟子坪大橋は成都と汶川を結ぶ成汶高速道路 (Duwen Highway) が紫坪壩ダム (Zipingpu Dam) のダム湖 (岷江) を渡る橋であり、地震発生時には床版の連続化が終了し、伸縮装置を設置しようとしていた段階にあった。写真-1、図-9に示すように、2径間連結PCT桁+3径間連続PCラーメン箱桁+5径間連結PCT桁+4径間連結PCT桁+4径間連結PCT桁からなる。橋長は1,440mである。桁は上下線分離しており、高さ約100mの高橋脚によって支持されている。四川省の道路担当者によると、基礎は杭基礎と言われている。地震時には湖面は橋脚基部から約85mの位置にあったが、地震直後には紫坪壩ダムの被害調査のため、写真-1のようにこれよりも湖面は約40m下げられていた。

主構造は3径間連続PCラーメン橋で橋長は約450m、中央支間は220mである。桁橋部は支間長50mの10主桁プレキャストT桁橋であり、床版を連結化して連結構造としている。桁橋は積層ゴム支承で支持され、特に固定支点は設けられていないことから、オール弾性支持方式と考えられる。

5径間連結橋のうち、ラーメン橋とは反対側の端に位置する1径間が写真-2に示すように落橋した。地震後の測量によれば、本支間では橋脚天端位置で約690mmだけ橋脚間の水平距離 (残留変位) が広がったと言われている。写真-3は落橋した5径間連結桁橋の端部桁の桁端を支持していた支承である。橋脚天端の張り出し部には、桁の落下に伴って生じた大きな損傷が残っている。明らかに桁はここから滑り落ちて落下していったと考えられる。一方、写真-4はこれとは反対側の床版の損傷である。床版が引きちぎられる形で桁が落下していったことを示している。積層ゴム支承の抜け出しやサイドブロックの損傷等、大きな桁変位が生じたことを示す損傷が随所に残っており、こうした大きな桁変位に伴い、5径間連結桁の一番端部において、桁かかり長を上回る応答変位が生じ、端部桁が落橋したと考えられる。なお、落橋はしなかったが、この他のT桁連結桁にも、各所で大きな桁応答が生じた痕跡が残っていた。たとえば、写真-5はT桁連結桁間の橋軸直角方向の残留移動 (約300mm) であり、写真-6はT桁連結桁間が衝突したことを示す縁石部の損傷と、上下方向の段差である。この位置の支承部は写真-7のようになっており、積層ゴム支承が本来の位置から移動して抜け出している。これも桁の応答変位が大きかったことを示すものである。写真-8は損傷した積層ゴム支承である。写真-9は橋軸直角方向の桁移動を拘束するために、桁の両サイドに設置されたサイドブロッ

クの損傷である。ほとんど全てと言ってよいほど、多数のサイドブロックが破断し、桁の橋軸直角方向への移動を十分拘束できなかつた。中国では、サイドブロックは構造細目的な規定しかなく、地震時の耐力照査をしていないことが原因と考えられる。

なお、写真-10、写真-11に示すように、ラーメン橋の端部可動支承部も損傷し、撤去、補修されていた。

なぜ、690mmもの残留変位を伴う大きな応答変位が橋脚に生じたかが興味深い。四川省の道路担当者によると、地震後の調査によれば、橋脚には目視できるような損傷は生じていないが、橋脚基部に約1mm程度のひび割れが生じていると言われている。今回の地震規模を考えると、容易に塑性ヒンジ部でドリフト1%以上の塑性変位が橋脚に生じる可能性がある。高さ100mもの高橋脚であり、塑性ヒンジ部でドリフト1%に相当する塑性変形が生じただけでも約1mもの応答変位が生じることを考えると、基礎の並進や回転とも併せて、橋脚の変形が桁に大きな応答変位を生じさせたと考えられる。

中国では、桁間連結装置や桁と下部構造を連結する構造が用いられていなかったが、十分な強度を有するこれらの構造が採用されていれば、たとえ大きな相対変位が生じたとしても、落橋は免れた可能性がある。これは、端部桁が落下し始めても桁間連結装置や桁と下部構造を連結する構造が用いられていれば、桁間の相対変位を拘束したり、最悪の場合には、桁を吊り下げて落下を防止できるためである¹¹⁾。

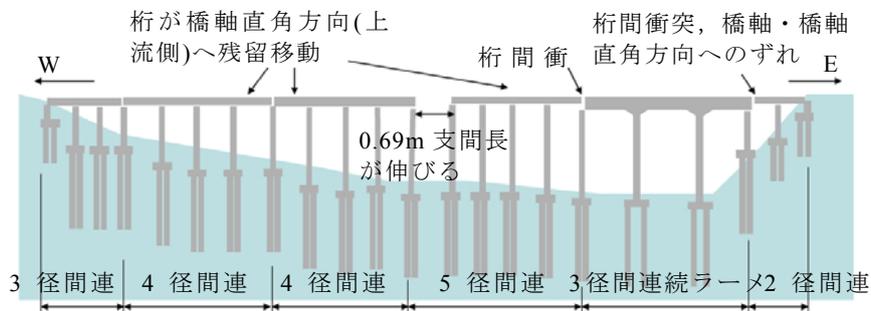


図-9 廟子坪橋の構造 (推定)



写真-1 廟子坪橋と落橋したスパン



写真-2 落橋部

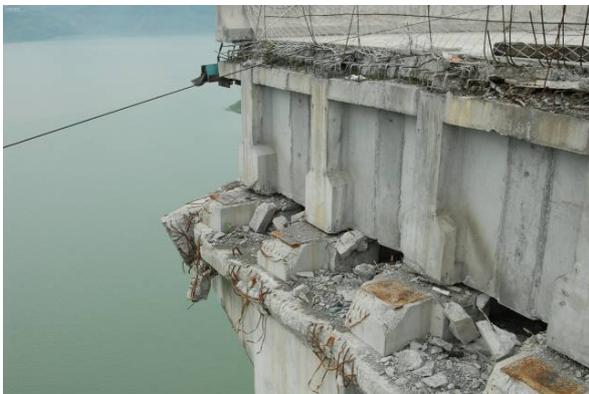


写真-3 桁が落下し始めた側の支承部



写真-4 引きずられて桁が落下した側の床版の損傷



写真-5 連結桁間の橋軸直角方向の桁移動



写真-6 連結桁間の衝突による損傷と上下方向の段差



写真-7 T桁を支持していた積層ゴム支承の抜け出し



写真-8 損傷した積層ゴム支承 (T桁橋)



写真-9 サイドブロックの損傷とT桁の移動



写真-10 補修されたラーメン橋の端部を支持していた可動支承部



写真-11 撤去されたラーメン橋の端部を支持していた可動支承

(3) 百花大橋 (Baihua Bridge)

百花大橋は映秀鎮と都江堰市を結ぶ国道213号上の橋長約500mの橋梁である。上部構造は2～4径間連続PCスラブで、竣工は2004年12月とされている。写真-12に示すように、山腹が河川際まで迫っている箇所に、高さ約30mのRCラーメン橋脚によって支持されていたが、図-10及び写真-13に示すように、都江堰市側で約90度湾曲するP2～P6間の4径間連続橋が落下した。橋脚は2本のRC円形柱を横梁によって連結したラーメン橋脚で、桁端を支持する橋脚には橋脚頂部に横梁があり、中間橋脚やゲルバー部の橋脚には頂部に横梁は設けられていない。桁掛かり長は約600mmであった。なお、曲線部近傍に断層もしくは地滑りのような地割れが直線的に生じているが、これについては後述する。

写真-14、写真-15は地震で落橋した区間ではなく、後述する爆破区間であるが、橋脚柱から脱落したゴム支承と橋脚柱の頂部である。桁は橋脚頂部でゴム支承により支持されていたが、特に橋脚柱～ゴム支承～桁間は結合されていない。このため、容易に橋軸及び橋軸直角方向へ桁移動が生じたと考えられる。

地震後壊れ残った部分が余震等で落橋する可能性があり、都江堰市から百花大橋の下を応急的に通過して甚大な被害を受けた映秀鎮方面に対する避難・救助活動に大きな障害となった。このため5月28日に地震で壊れ残った区間も爆破され、著者らの調査時には原型を留めていなかった。ただし地震によって落橋した区間はほぼそのままの状態と保存されていたため、下記には、地震で崩壊した部分について被害状況を示す。

写真-16に地震直後に撮影されたP6、P7の被災状況を示す。P6では中間横梁が脱落し、橋脚頂部では桁が山側に移動し、残留変位が生じている。また、P7では橋脚柱との接合部で中間及び下部横梁に大きなクラックが入っており、橋脚柱が山側に傾斜しているのがわかる。

写真-17はP5 (図-10及び写真-13参照) の損傷状況を示したものである。これは中間橋脚であるため、頂部に横梁がなく、中間部のみに1m角の断面の横梁がある。横梁が橋脚柱から外れ、橋脚柱も中間で折れて2つに分離している。写真-18及び写真-19に示すように、横梁は縦に6本、横に5本とわずかに18本の鉄筋によって橋脚柱に結合されていた。横梁の鉄筋は橋脚柱から引き出された鉄筋と重ねて溶接接合されている。また、橋脚柱から外れた横梁の接合面は極めてなめらかで、横梁が橋脚柱と一体化されておらず、塑性ヒンジが柱梁接合部に全く形成されていないことを示している。

さらに、橋脚柱においては、軸方向鉄筋がD29程度であるのに対して帯鉄筋はφ10を300mm程度に配置しただけであり、横拘束効果がほとんど発揮できず、橋脚柱の破壊を防止できなかったと考えられる。また、上述した橋脚柱・横梁接合部と同様に、橋脚柱においても軸方向鉄筋は重ねて溶接接合されていた。

以上より、落橋のメカニズムを推定すると、図-11のようになる。まず地震動により橋脚は橋軸直角方向に振動し、中間横梁・橋脚柱接合部が損傷した。橋脚頂部は桁と固定されていないため、横梁の損傷により安定を失い、さらに大きく変位した。曲線部は複雑に応答するため、橋軸方向にも変形し、桁掛かり部から外れて桁が落下した。橋脚が半分には折れたのは、橋脚柱・横梁接合部の損傷が進むと同時に、橋脚上に桁が落下したためと考えられる。

なお、地震直後に撮影された写真-13によると、曲線部近傍に断層もしくは地滑りのような地割れが直線的に生じている⁹⁾。著者らの調査時点ではすでに見えなくなっていたが、これがどのような性格の地割れか、また、これによる影響がどのようなものであったかに関しては、別途、正確な測量結果等に基づいて判断する必要がある。



写真-12 落橋直後の百花大橋（新華社による）

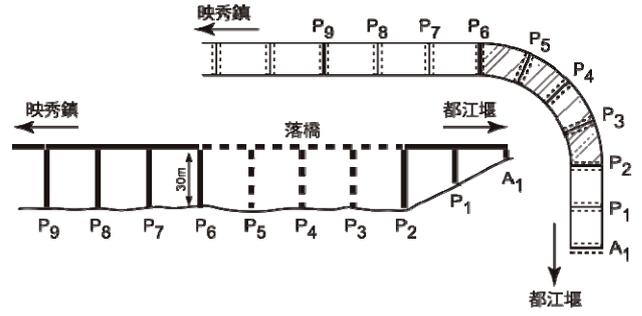


図-10 百花大橋と地震による落橋部

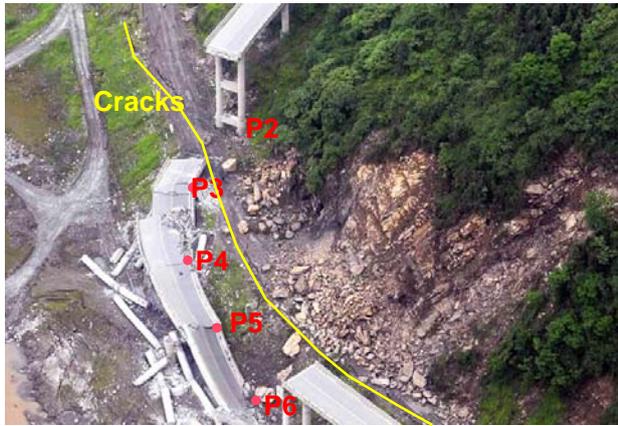


写真-13 地震直後の百花大橋落橋部（ネット写真（西南交通大学教授李亜東氏提供）に加筆）



写真-14 落下したゴム支承



写真-15 ゴム支承が設置されていた橋脚柱上端



写真-16 P6, P7橋脚の損傷と桁移動（ネット写真（西南交通大学教授李亜東氏提供）に加筆）



写真-17 落橋部の橋脚損傷状況 (P5橋脚)



写真-18 橋脚と横梁接合部の分離 (P5橋脚)

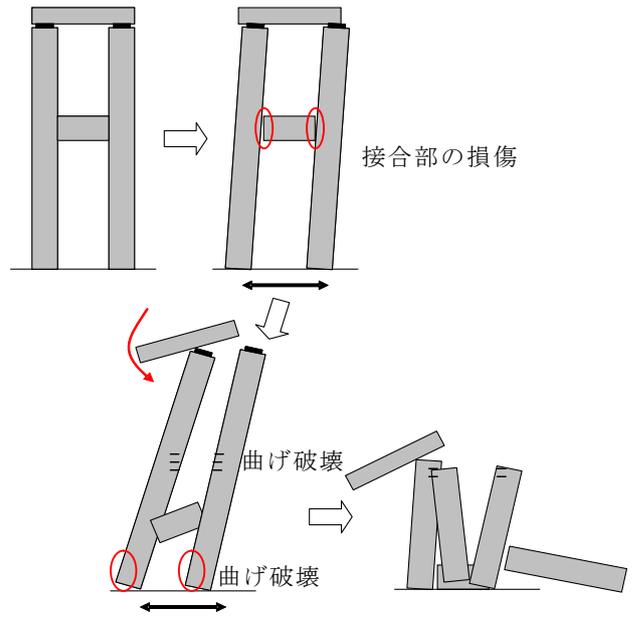


図-11 破壊メカニズムの推定



写真-19 横梁と結合されていた橋脚柱の固定部

(4) 小魚洞大橋 (Xiaoyudong Bridge)

小魚洞橋は小魚洞鎮に位置し、彭州 (Pengzhou) と龍門山鎮 (Longmenshanzhen) を結ぶ彭白道路が白水河 (Baishui River) を跨ぐ箇所に位置する、橋長187m、幅員12mの4径間連続方杖ラーメン橋である。アーチ橋のように見えるが、アーチ主構が連続していないことから、方杖ラーメン橋と判断した。1998年の竣工である。

桁はラーメン脚のほかに斜材によって支持されている。一方、下部構造は2基のRC杭で支持された2脚1層式ラーメン橋脚で、ラーメン橋脚天端の横桁により桁端は単純支持されている。杭頭はフーチングではなく、パイルキャップで結合されており、これにラーメン橋脚、ラーメン脚、斜材が剛結されている。このような構造では、ラーメン脚からパイルキャップに伝達される橋軸方向水平力のバランスが重要であり、これが崩れると、杭基礎のバランスが失われ、杭が傾斜する可能性が高い。支間長は約40mである。

図-12 及び写真-20 に被害の概要を示す。左岸側 (彭州側) から右岸側 (龍門山鎮) に向けて桁、橋脚、橋台番号を打つと、桁1、桁3及び桁4が落橋した。写真-21 に示すように、桁1ではA1橋台側のラーメン脚及び斜材の基部が破壊し、護岸上に落下した。護岸がなければ、完全に落橋したと考えられるため、ここでは、桁1も落橋とカウントしている。ラーメン脚及び斜材では、軸方向鉄筋は径29mm程度、帯鉄筋は径10mm程度と細く、全体的に配筋量は少ない。

写真-22 は唯一落橋を免れた桁2を支持するP2のパイルキャップとラーメン脚及び斜材の結合部である。パイルキャップの下には杭も見える。ラーメン脚及び斜材には曲げクラックの他、一部せん断クラックも生じており、典型的な低横拘束で変形性能の低い損傷形態となっている。斜材の下面では、軸方向鉄筋の局部座屈も生じている。この状態がさらに進展すると、写真-21 のようになり、落橋に至る。

一方、P1 位置における橋脚頂部での桁 2 の支持状態を示したのが写真-23 である。桁 2 は P1 橋脚頂部の横けたから逸脱寸前となっており、桁 2 と P1 橋脚頂部間の橋軸方向の相対変位が大きかったことを示している。

A2 橋台前面には桁 4 が衝突した痕跡があり、写真-24 に示すように、舗装面が浮き上がって裏込め側に約 0.2m 移動している。さらに、橋台側面のコンクリート擁壁にも大きなせん断クラックが生じている。これらの点からみて、桁 4 が A2 橋台に衝突したことは確実である。桁 4 の応答変位が桁 4 桁間長 (0.3m 程度) を超したため、桁 4 は A2 橋台から落下した。この結果、ラーメン脚及び斜材が桁重量を支持できなかつたため、落橋したと考えられる。

写真-25 に示すように、P3 橋脚ではパイルキャップ下で河面すれすれの位置に大きなクラックが入った。これは、桁 4 が落橋した結果、桁 3 と桁 4 の水平力のバランスでつり合っていた P3 橋脚が不安定となり、A2 橋台側に押されたためと考えられる。これにより、写真-26 に示すように P3 橋脚は A2 橋台側に大きく傾斜し、この結果、桁 3 も落橋したと考えられる。後述する農夫の証言でも、桁 4 の落橋後少し時間をおいて桁 3 は落橋したとあり、このような被害メカニズムと矛盾しない。ただし、桁 3 が落橋すれば、同じメカニズムで桁 2 も落橋して良さそうである。この理由はきちんと解析しなければわからないが、P2 橋脚に比較して P3 橋脚は河流中に位置し、突出長が大きいことが影響している可能性がある。

以上に示したように、本橋では、橋脚のパイルキャップ部におけるラーメン脚及び斜材の損傷、桁間長を超過する桁の応答変位、桁の損傷のいずれか、あるいはこれらが複合して、落橋したのではないかと考えられる。

なお、図-13 に示すように本橋周辺では地表断層が現れている。すなわち、本橋の左岸側では約 70m 程上流側 (図-13 の点 A) で写真-27 に示すように、上流側が下流側に比較して 1.5m 程度盛り上がった。これは断層によると考えられる。ただし、横ずれはほとんど見られなかった。この断層は、左岸側護岸からコーン畑を経て小魚洞橋左岸側の取付道路盛土を横切った。取付道路盛土の下流側はすでに整地され、断層の痕跡をみることはできなかったが、数条にわたって、A1 から 50m 程度の範囲で断層運動があったと考えられる。この結果、A1 橋台から約 10m の位置 (図-13 の B 点) と約 50m 位置 (図-13 の C 点) で取付道路盛土が大きく崩壊した。写真-28 及び写真-29 はそれぞれ橋台から約 10m 及び 50m 位置における取付道路の崩壊を示したものである。

興味深いのは、地震発生当時、近くにいた農民 (朱順学氏) が断層の発生と小魚洞橋の落橋を目撃していた事である。この農民の証言によれば、地震発生時にはまだコーンを植え付けていなかったが、護岸近くと護岸から 10m 程度離れた水田の 2 カ所で地盤が盛り上がったという。さらに、朱順学氏によれば、地震発生と同時に桁 1 と桁 4 がほぼ同時に落橋し、前述したように、少し時間をおいて桁 3 が落橋したという。

なお、重要な点は、桁 4 や桁 3 の落橋に断層の影響がなかったかという点である。このため、右岸上流側の堤防を調査した結果、写真-30 に示すように、右岸側で A1 より約 50m 上流側の護岸が 0.3m 程度沈下し、玉石ブロックの護岸の一部が崩れていた (図-13 の点 D)。ただし、横ずれは見られず、護岸の損傷は左岸側の損傷に比較してかなり小さい。また、堤防の周辺には断層ずれや盛上がりは確認できなかった。

なお、小魚洞橋周辺の断層については、Hao さんも調査し、本橋の右岸側の 190m 上流で横ずれ 2.8m、縦ずれ 1.5m の断層が生じ、本橋はこのために落橋したと報告している¹⁰⁾。しかしながら、著者らが小魚洞橋の直近で発見した護岸や地盤の損傷は上述した通りであり、小魚洞橋が断層によって落橋したと断定する根拠はもてない。

したがって、桁 4 や桁 3 の落橋に対する断層の影響を否定し去ることはできないが、基本的には上述した構造的な被災メカニズムにより落橋したと考えられる。

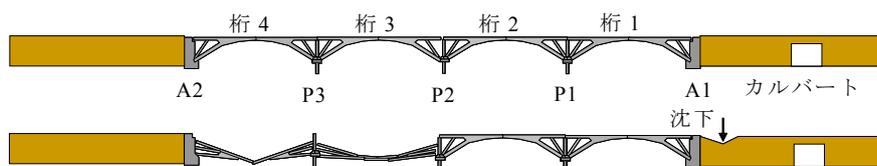


図-12 小魚洞橋の被害



写真-20 小魚洞橋の被害



写真-21 A1部におけるラーメン脚及び斜材の被害



写真-22 P1橋脚におけるパイルキャップ構造



写真-23 P1橋脚上の桁2の支持状態



写真-24 A2橋台から落下した桁4 (桁が橋台に衝突し、橋台が裏込め側に押し込まれた結果、橋台側面の擁壁がせん断破壊している)



写真-25 パイルキャップ下の川面位置に生じた杭の曲げクラック (P3, 下流側)



写真-26 A2側に傾斜したP3橋脚とこの頂部から落下した桁3及び桁4 (右手はA2)



写真-27 左岸の上流側堤防 (点A, 小魚洞橋から約70m) に生じた段差

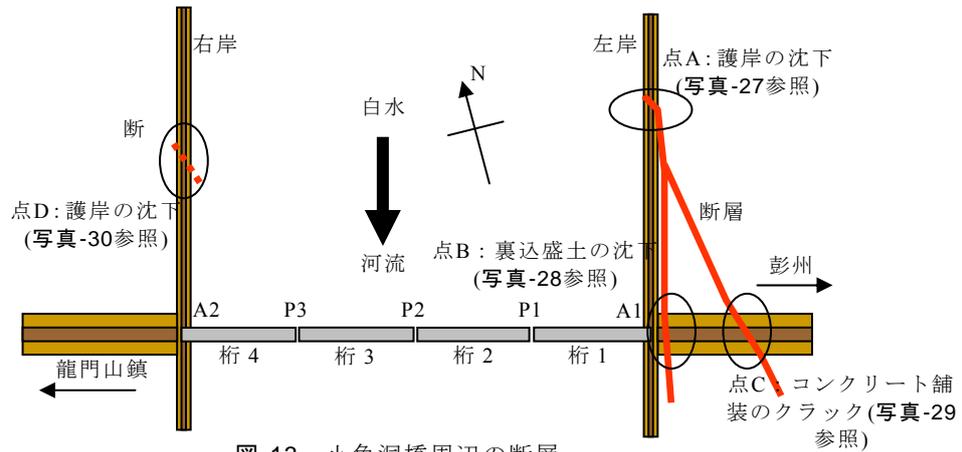


図-13 小魚洞橋周辺の断層



写真-28 A1 橋台裏込め部の破壊 (点 B)



写真-29 A1 橋台への取り付け道路に生じたクラック (点 C)



写真-30 右岸上流側の堤防 (点D, 小魚洞橋から約50m) に生じた段差



写真-31 金花大橋

(5) 金花大橋 (Jinhua Bridge)

写真-31 に示すように、金花大橋は 1997 年に竣工した支間長 150m、橋長 228m の RC アーチ橋である。アーチ主構は 2 連のボックス構造からなり、アーチライズ比は 1/6 である。主桁は鉛直材上にゴム支承によって支持されている。写真-32 に示すように、鉛直部材との接合部に近い位置で複数の横梁にクラックが生じた。低鉄筋と推定されるため、構造的な補強が必要と考えられる。また、写真-33 に示すように、橋台には桁との衝突に伴ってクラックが生じた。橋軸方向に桁が大きく振動したことを示している。写真-34 に示すように、クラウン部近くのアーチ主構のウェブにクラックが生じていたが、本地震によるものであるかどうかは明らかではない。アーチクラウン部ではアーチ主構と桁が一体となっているが、これに単純支持された桁との間で、写真-35 に示すように衝突の痕跡が床版側壁にみられた。アーチ主構と一体となったクラウン部の桁とこれに隣接し、アーチ主構上の鉛直材で支持されていた桁との間の衝突によると考えられる。



写真-32 鉛直材と横梁との接合部のクラック



写真-33 主桁の衝突に伴う橋台の被害



写真-34 アーチクラウン部近くのひび割れ



写真-35 アーチクラウン部の桁間衝突

(6) 回瀾立交橋 (Huilan Bridge)

回瀾立交橋は徳茂道路 (X101 線) 綿竹市回瀾大通りに位置する橋梁であり、本線の一部は徳天鉄道を跨ぐ立交橋である。写真-36 に示すように、本線橋と曲線ランプ橋 4 橋から構成される。ランプ橋は歩行者と乗用車などを除く軽車両専用道であり、平面曲率 20.25m の場所打ち中空床版桁からなる。橋面は厚さ約 100mm の RC 場所打ちコンクリートで連続化されている。幅員は 4.5m、桁高は 0.95m であり、全長は 170~200m (支間長 11m+(9~11)@16m+15m) である。3.19%の縦断勾配と 1%の横断勾配がある。橋脚は直径 0.8m の RC 円形橋脚で、鉛直方向には通常の軸方向鉄筋に加えて PC 鋼より線を配置して緊張力が導入されている。また、桁はゴムパッド支承と橋脚との剛結合構造が交互に採用されている。この理由はよくわからないが、全て剛結合とするには支間が短すぎ、全てゴムパッドで支持すると曲率半径が短いため橋軸直角方向への桁変位が大きくなるためではないかと推定される。

4 橋いずれのランプ橋も図-14 に示すような被害を受けた。代表的な被害は、写真-37 に示すように、支点部に近い剛結橋脚 P2 の上端部でのせん断破壊である。この結果、桁が沈下し、支点部付近の下床版に多数の横方向ひび割れが生じた。また、P2 橋脚上で桁が沈下した結果、写真-38 に示すように、A1 橋台上で主桁が支点から浮き上がった。さらに、P1 橋脚の鋼製ピン支承が橋軸方向に大きく変位し、支点部に向かって主桁が移動した。この他にも、写真-39 に示すように、橋脚のせん断破壊が生じている。



写真-36 回瀾立交橋の CG (本線+ランプ 4 橋)

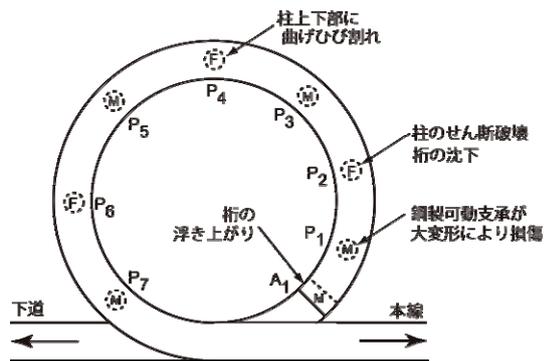


図-14 ランプ橋の被害



写真-37 P2 橋脚の被害と P3 橋脚



写真-38 A1 橋台部での桁の浮き上がり



写真-39 橋脚のせん断破壊

(7) 井田坝大橋 (Jingtianba Bridge)

井田坝大橋は青川県内で省道105号と国道212号を繋ぎ、広域的には青川と広元または甘肅を連結する橋梁である。1995年に着工され、1997年に竣工した。図-15に示すように、2径間RCアーチ(2×85m)であり、幅員は約7m、高さ約50m、橋長約270mである。写真-40、写真-41に示すように、地震によって中間橋脚が基部に近い位置で倒壊し、アーチが完全に崩壊した。信憑性は確認できないが、地震時に中間橋脚が橋軸方向に倒れ、アーチ主構が折れて倒壊したという現場近くの住民の証言がある。アーチ主構と中間橋脚の何れが先に崩壊したかは判断がつかないが、一般にはアーチ主構が先に崩壊したとすれば、中間橋脚が基部に近い位置から倒壊することはないと考えられることから、中間橋脚が先に崩壊したと見ることが妥当だと考えられる。しかし、アーチ主構は低鉄筋であることから、いずれかの側のアーチ主構が先に破壊し、この結果、もう一方のアーチ主構の水平力によって中間橋脚が倒れ、橋梁全体の崩壊につながったとの考え方も否定できない。

ただし、地盤条件など、他の複合的な要因についても検討する必要がある。たとえば、破壊したコンクリートブロックには大きな玉石が骨材として使用されており、建設時の品質管理の問題が挙げられる。

(8) 白水大橋 (Baishui Bridge)

白水大橋は、広元市から青川へ通る国道212に位置している。写真-42に示すように1988年竣工の3径間RCアーチである。各部にいろいろな被害が生じている。アーチリブ基部には圧壊によるひび割れが、また、アーチ主構には写真-43に示すようにひび割れが生じた。また、写真-44に示すように、桁の日目われに対しては鋼材で応急補強されている。写真-45に示すように、補剛桁の床版に橋軸直角方向にひび割れを生じ、アングル材でトラス状に応急補強されている。損傷部分の橋面には仮設鋼トラス桁(ペレ桁)を設置し車両通行を確保している。橋台部にも多数ひび割れが生じた。

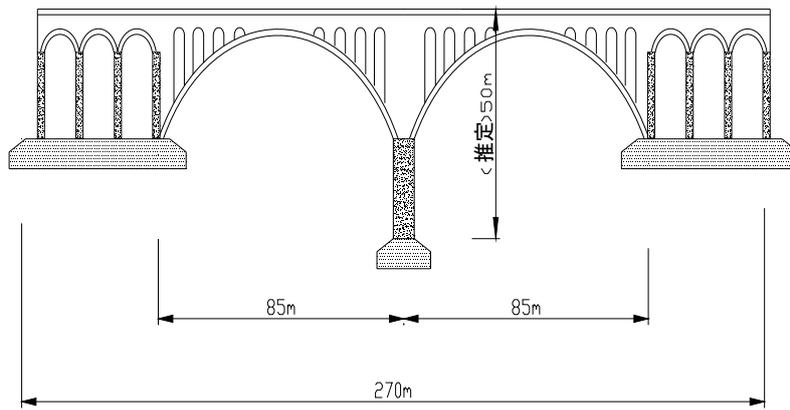


図-15 井田坝大桥（推定）



写真-40 井田坝大桥，破坏全体状况（ネット写真，西南交通大学教授李垂东氏提供）



写真-41 左岸側のアーチリブ基部の破壊

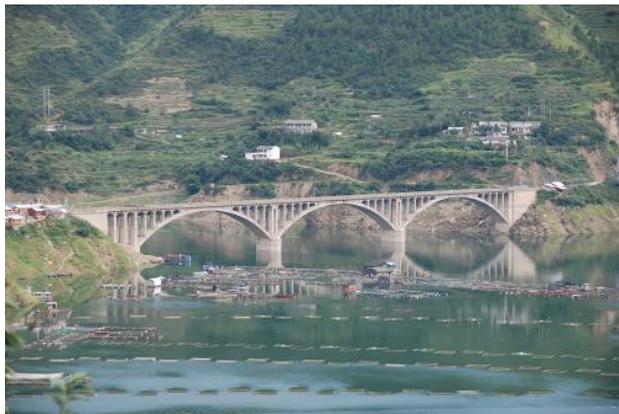


写真-42 白水大桥



写真-43 アーチリブの付け根のひび割れ（圧壊）

(9) 紅東大橋 (Hongdong Bridge)

紅東大橋は綿竹市行政区内にある橋長約 80m の RC アーチ橋である。写真-46 に示すように完全崩壊した。写真-47 はアーチ主構の取り付け部である。わずかな鉄筋しか配置されておらず、2 ヒンジアーチ構造と推定される。

(10) 紅白橋 (Hongbai Bridge)

紅白橋は綿竹行政区内に位置する広漢線—岳家山支線の鉄道橋であり、写真-48 に示すように、急な谷を横断する単線 3 径間単純 RC 桁橋である。中央径間は、中央部が約 25m、両サイドが約 15m である。橋脚高さは右岸側が約 25m、左岸側が約 20m である。2 橋脚とも RC 巻立補修がされていた。支承も被害を受けたようで、枕木で応急支持されていた。左岸側では橋台基礎は岩着されており、右岸側では地表付近で表土が崩壊していたが、橋台基礎自身には移動した形跡はないことから、岩着されていると考えられる。右岸側橋台パラペットはわずかに剥離しており、桁が衝突した痕跡と考えられる。

(11) 官通橋 (Guantong Bridge)

官通橋は綿竹行政区内の地方道路に架かる橋で、写真-49 に示すように支間長約 30m の無補剛石造アーチ橋である。約 10 年前に建設されている。砂岩が用いられている。アーチ主構の固定部は岩盤に支持されている。アーチ主構の固定部における目地開きの他、写真-50 に示すようにアーチクラウンとアーチ 1/4 点との中間部で路面の破壊が生じている。橋軸方向の応答に伴う圧壊と考えられる。

(12) 財神廟橋 (Caishenmiao Bridge)

被災地には、全域に渡って多数の小径間のアーチ橋が使用されている。これらの中には地震によって大きな被害を受けたものも多数ある。一例を示すと、写真-51 に示すように、財神廟橋は青川県行政区に位置する支間約 10m の RC アーチである。建造年代は不明で、かなり古い橋梁と考えられる。橋体に石積み目地に沿うひび割れが生じたため、車両通過を確保するため応急的に仮設鋼トラス桁 (ペレ桁) を設置している。



写真-44 アーチクラウン継ぎ目部の圧壊



写真-45 アングル材でトラス状に応急補強された床版損傷部 (橋面上にはペレ桁で補強されている)



写真-46 倒壊した紅東大橋



写真-47 アーチ主構の支持部

(13) 迎春橋 (Yingchun Bridge)

迎春橋も綿竹行政区内の地方道路に架かる支間長約 30m の無補剛石造アーチ橋である。写真-52 に示すように、完全崩壊した。急峻な斜面に沿って造られた橋であり、固定部の擁壁が両側に開いていることから、アーチ支持点が不安定となり崩壊したと考えられる。小規模な橋であるが、地域住民の生活にはなくてはならない橋であり、大きな支障を来していた。

(14) 龍池橋 (Longchi Bridge)

龍池橋は、都江堰と映秀を結ぶ都汶道路の龍溪トンネル近くに位置する 4 径間単純桁橋である。写真-53 に示すように斜面上に橋脚が建設されていたため、地滑りによって基礎が傾斜すると同時に、橋台部も大きく損傷した。橋脚と主桁の間の支承も変位している。写真-54 は主桁の橋軸直角方向の横ずれを示したものである。

(15) 紫下橋 (Zixia Bridge)

以上に主要な被害橋を示したが、被害を受けた橋の周辺には被害をほとんど受けなかった橋も多数存在しているので、最後に1例、これについて示しておきたい。

紫下橋は紫坪壩ダムの下流約 1km に位置し、図-8 に示したように、落橋した廟子坪大橋や百花大橋と 10km 程度しか離れていない。写真-55 に示すように、径間長約 80m の 2 径間単純パイプアーチ橋である。アーチは 2 本の鋼管から構成されている。アーチから鉛直材で横桁を支持し、これにプレキャストの縦桁を配置して床版を置いた構造である。パイプアーチ、桁組ともに軽量であり、両岸も岩盤が露頭した安定した地盤条件でもあることから、ほとんど被害を受けなかった。被害としては、写真-56 に示すように、アーチ部の振動に伴ってパイプアーチ周辺の縁石兼鉛直材のカバーコンクリートの一部が剥落した程度である。



写真-48 紅白橋

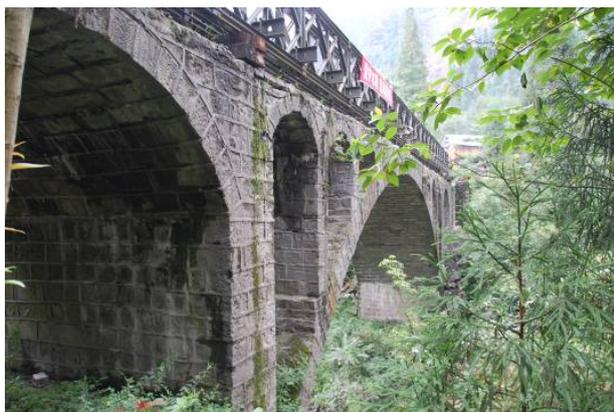


写真-49 官通橋



写真-50 アーチクラウンと1/4点との中間部に生じた損傷



写真-51 財神廟橋

(13) 迎春橋 (Yingchun Bridge)

迎春橋も綿竹行政区内の地方道路に架かる支間長約 30m の無補剛石造アーチ橋である。写真-52 に示すように、完全崩壊した。急峻な斜面に沿って造られた橋であり、固定部の擁壁が両側に開いていることから、アーチ支持点が不安定となり崩壊したと考えられる。小規模な橋であるが、地域住民の生活にはなくてはならない橋であり、大きな支障を来していた。

(14) 龍池橋 (Longchi Bridge)

龍池橋は、都江堰と映秀を結ぶ都汶道路の龍溪トンネル近くに位置する 4 径間単純桁橋である。写真-53 に示すように斜面上に橋脚が建設されていたため、地滑りによって基礎が傾斜すると同時に、橋台部も大きく損傷した。橋脚と主桁の間の支承も変位している。写真-54 は主桁の橋軸直角方向の横ずれを示したものである。

(15) 紫下橋 (Zixia Bridge)

以上に主要な被害橋を示したが、被害を受けた橋の周辺には被害をほとんど受けなかった橋も多数存在しているので、最後に1例、これについて示しておきたい。

紫下橋は紫坪壩ダムの下流約 1km に位置し、図-8 に示したように、落橋した廟子坪大橋や百花大橋と 10km 程度しか離れていない。写真-55 に示すように、径間長約 80m の 2 径間単純パイプアーチ橋である。アーチは 2 本の鋼管から構成されている。アーチから鉛直材で横桁を支持し、これにプレキャストの縦桁を配置して床版を置いた構造である。パイプアーチ、桁組ともに軽量であり、両岸も岩盤が露頭した安定した地盤条件でもあることから、ほとんど被害を受けなかった。被害としては、写真-56 に示すように、アーチ部の振動に伴ってパイプアーチ周辺の縁石兼鉛直材のカバーコンクリートの一部が剥落した程度である。



写真-52 迎春橋



写真-53 龍池橋



写真-54 橋軸直角方向の桁のズレ (龍池橋)



写真-55 紫下橋



写真-56 パイプアーチ位置における縁石の損傷

5. 被害の特徴

以上に示したように、多数の橋梁に被害が生じたが、これらにはいくつかの共通点がある。これまでに示した被害に基づいて、被災の形態と特徴の他、理解できる範囲で被災メカニズムをまとめると、以下ようになる。

(1) 設計地震力の過小さに起因する被害

被災地では、中国基本烈度7を想定して耐震設計されていたが、3章に示したように、重要性修正係数 $C_i=1.0$ とすると、総合影響係数 C_z で低減前の設計震度は0.225程度であり、これに総合影響係数 C_z を約0.3程度と見込むと、設計震度は0.1以下となる。2章に示した断層近傍地震動の加速度応答スペクトルに基づく、0.1程度の設計震度に相当する設計地震力では、事実上耐震性から断面決定された部材はきわめて限られていたと考えられる。このため、今回の地震のように、強烈な地震動の作用を受けると、橋脚等主要構造部材に大きな塑性変形が生じ、仮に以下に示す部材のじん性が確保されていたとしても、耐震性を確保することは困難であったと考えられる。

(2) じん性の不十分さに起因する被害

落橋の多くは低鉄筋のRC構造の破壊によるものである。たとえば、百花大橋における橋脚柱・横梁接合部や小魚洞橋のラーメン脚や基礎杭等のように主要構造部やその接合部の配筋が不十分であり、ほとんど塑性ヒンジが形成されないままに破壊している。じん性の乏しい構造系であったことが、破壊の進展に大きく寄与したと考えられる。さらに、百花大橋では、橋脚柱や橋脚柱・横梁接合部の軸方向鉄筋どうしが溶接接合されていた。地震による崩壊後の状態しかわからないため、鉄筋の溶接接合がどれだけ崩壊に寄与したかは定かではないが、じん性の低下に寄与した可能性がある。

(3) 落橋防止構造が設置されていなかったための被害

落橋防止構造が設置されていれば落橋を防止できた可能性のある橋梁が多数存在する。落橋防止構造には、桁掛かり長の確保の他、桁間連結装置や桁と下部構造を結ぶ構造、支承のアンカーの強化などがある。落橋防止構造はもともと1964年新潟地震の後に日本の技術者が考案し1971年道路橋耐震設計指針に取り入れられたのが世界最初であるが、桁端からの橋の落下を防止するために有効である。

たとえば、廟子坪大橋では橋脚自体は破壊しなかったため、桁掛かり長を確保したり、桁間連結装置か桁と下部構造を結ぶ構造が採用されていれば、落橋は防止できたと考えられる。下部構造が破壊した小魚洞橋においても、桁掛かり長を確保したり、桁間連結装置か桁と下部構造を結ぶ構造が採用されていれば、少なくとも、桁の落下に伴うラーメン脚の完全崩壊は防止できた可能性が高い。

なお、橋軸直角方向の桁の移動を拘束するために、多数の橋において桁の両側にサイドブロック

が設けられていたが、サイドブロックが破壊し、有効に桁移動を拘束できなかった。

(4) 断層変位による被害

周辺に地表断層が現れた橋が存在する。たとえば、百花大橋では地震で崩壊した4径間連続橋を横断して地表断層あるいは地滑りによる地割れが生じた。また、小魚洞橋でも、地表断層によってA1橋台背面の裏込め盛土が被災した。これらが落橋にどの程度寄与したかは明らかではないが、今後、きちんと調査する必要がある。

(5) 斜面崩壊等に伴う地盤破壊や落石

被災地は石灰岩質の急峻な山岳地帯であり、斜面では無数に土砂崩壊が生じている。斜面に沿って建設された橋梁の中には、地盤の滑りによって基礎が変形、傾斜し崩壊したり被災した橋がある。たとえば、龍池橋では斜面の滑りに伴って橋脚基礎が傾斜した結果、橋軸直角方向に桁ずれが生じた。また、迎春橋は、斜面崩壊によってアーチ固定部の地盤がゆるんだ結果崩壊した。ただし、全体としては大被害を受けた橋には地盤破壊による被害は少ない。これは、構造的に強度が不十分であったことが主たる要因であるためである。

(6) 石造構造物の被害

山間部では多数の無補剛石造アーチ橋が使用されている。現地でふんだんに入手可能な大径の玉石や砂岩を使用したものであり、廉価で激流に耐え、景観的にも優れている。しかし、無筋であるため、いったん被災すると、被害の分散ができず、大被害となる。

6. まとめ

四川汶川地震は、約270kmにも及ぶ長大断層に伴うM8クラスの内陸直下型の大地震である。近代に限ると、国際的にもM8クラスの内陸直下地震の洗礼を受けた例は極めて限られており、日本にみならず国際的にも、大規模地震の特性やこれが土木構造物に与える影響を知る上で極めて貴重な情報を与えた。被害はほとんど震源域に集中しており、震源域が山岳地であったことから、大規模斜面崩壊や地滑りを含む大規模な地震災害が発生した。

橋梁においても、多数の多様な被害が発生し、山岳地型大規模地震時の震災対策技術の向上に貴重な情報を与えた。今回の巨大地震に備えるためには設計地震力が小さく、構造細目的にもじん性の確保や落橋防止構造等の配慮が十分ではなかったことから、比較的最近建設されたり建設中の橋にも甚大な被害を生じた。しかし、震源域では被害が軽微であった橋も多数存在する。被害を受けた橋と同時に、被害を受けなかった橋の調査も重要である。さらに、今回の調査では現地に入れなかった地域が多数あり、これらの調査も重要であることを示しておきたい。

謝辞：本調査は文部科学省科学研究費補助金（特別研究推進費、代表：小長井一男東京大学教授）の一環として実施されたものである。調査にあたり、多数の方々のご支援、ご助力を得た。特に、中国国家地震局工程力学研究所の王自癸所長、李山有教授、林均岐教授、西南交通大学の李喬主任教授、鄭史雄教授、東南大学の劉釗教授および現地地震局の方々をはじめとする中国研究者のご協力が無ければ調査が実施できなかったことを記し、厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) General Introduction to Engineering Damage during Wenchuan Earthquake, Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.28 Supplement, ISSN 1000-1301, 2008.
- 2) Li Qiao and Zhao Shichun (editors): Analysis of Seismic Damage of Engineering Structures in Wenchuan Earthquake, 2008.
- 3) Densmore, A.L., Ellis, M.A., Li, Y., Zhou, R., Hancock, G.S. and Richardson, N.: Active Tectonics of the Beichuan and Pengguan Faults at the Eastern Margin of Tibetan Plateau, Tectonics, Vol.26, TC4005, 2007.
- 4) Lekkas, E.L.: Wenchuan Earthquake, Sichuan, China-Geotechnical Regime and Damage Macro-Distribution, Proc. 14th WCEE, Paper No. S31-015, Beijing, China, 2008.
- 5) Li, X., Zhou, Z., Huang, M., Wen, R., Yu, H., Lu, D., Zhou, Y. and Cu, J.: Introduction and Preliminary Analysis of Strong Motion Recordings from the 12 May 2008 Ms 8.0 Wenchuan Earthquake of China, Proc. 14th WCEE, Paper No. S31-052, Beijing, China, 2008.
- 6) 中華人民共和國交通部：公路工程抗震設計規範 JTJ004-89, 人民交通出版社, 1998.
- 7) 國家質量技術監督局：中國地震動參數區劃圖 GB 18306-2001, 中國標準出版社, 2001.
- 8) 中華人民共和國交通部：公路工程抗震設計規範 JTG/T B02.01-2008, 人民交通出版社, 2008.

- 9) George C. Lee: The 512 Wenchuan Earthquake of China - A Preliminary Report,
<http://mceer.buffalo.edu/research/Reconnaissance/China5-12-08/default.asp>, 2008.
- 10) Hao, K. H., Si, H. and Fujiwara, H.: A Preliminary Investigation of the Coseismic Surface-Ruptures for Wenchuan Earthquake of 12 May 2008, Sichuan, China, Proc. 14th WCEE, Paper No. S31-007, Beijing, China, 2008.
- 11) 例えば, 川島一彦, 植原健治, 庄司学, 星恵津子: 桁衝突および落橋防止装置の効果に関する模型振動実験および解析, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp. 221-236, 2002.
- 12) 川島一彦, 高橋良和, 葛漢彬, 吳智深, 張建東: 2008年中国四川地震による橋梁の被害, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 3, pp. 825-843, 2009.

DAMAGE OF BRIDGES IN 2008 WENCHUAN, CHINA EARTHQUAKE

Kazuhiko KAWASHIMA, Yoshikazu TAKAHASHI, Hanbin GE,
Zhishen WU and Jiandong ZHANG

The present paper shows a reconnaissance report on the damage of bridges due to 2008 Wenchuan, China earthquake. Site investigation was conducted by the authors on August 10-14, 2008. Presented are damage of thirteen bridges as well as possible damage mechanism. Characteristics of three near-field ground accelerations and Chinese practice on seismic design of bridges are also presented. It is found from the damage investigation that insufficient intensity of seismic design force, inadequate structural detailing for enhancing the ductility capacity and absent of unseating prevention devices resulted in the destructive damage of bridges.