

ブン川地震での橋梁被害と耐震設計法の日中での比較

安 同祥¹, 清宮 理¹

Tongxiang AN¹ and Osamu KIYOMIYA¹

¹ 早稲田大学 理工学術院

2008年5月12日午後2時28分（現地時間）中国中西部の四川省でマグニチュード8.0の大規模な地震が発生した。この地震は橋梁を含む数多いライフラインなどの社会基盤施設に被害をもたらせた。本文はブン川地震による橋梁の被害状況を橋梁形式毎に紹介し、可能な被害メカニズムを分析した。また、橋梁の耐震設計について日本の基準と中国の基準の比較を試みた。被害原因としては1) 今回の地震の強さは中国の設計基準の値を上回っている 2) 構造物が十分な変形性能を有していない 3) 変位制限・落橋防止などの対策が不十分 4) 構造耐震上の整体性が欠けている 5) 施工質量が確保できていない などがある。

キーワード：ブン川地震，橋梁地震被害，耐震設計基準，耐震性能

1. はじめに

近年，世界各地に大きな地震が発生している。2006年の中国越地震，2007年の能登半島地震，ペルーピスコ地震，インドネシア南スマトラ地震，2008年の中国ブン川地震，岩手・宮城内陸地震，2009年のイタリア・ラクイラ地震，2010年のハイチ地震，トルコ地震，チリ地震，中国青海地震，ニュージーランド地震など，これらの地震は橋梁を含むライフライン等の社会基盤施設に大きな被害をもたらしている。道路，鉄道などの交通網は地震救済および震災復旧に大きな役割を担っており，橋梁は道路・鉄道網の重要な構成部分でその地震被害は直接救済・救援活動に大きなダメージを与える。

2008年5月12日発生した中国ブン川大地震は7万人弱の命を奪い，2万人弱の行方不明者を出した。この地震によって道路や電力・水道・通信などのライフラインが寸断された。1600の幹線道路橋を含む累計5万3千キロメートル以上の道路が被害を受けた。地震による直接経済損失は8451億元だった。

耐震工学は地震被害の経験から生まれ，数多く大きな地震の経験と科学技術の進歩等によって今日まで大きく発展してきた。地震の被害を調査・分類・分析し，被害の要因を洗い出すことは復旧・復興のみならずこれからの耐震技術の向上・基準の改訂などに対しても重要な役割となる。そこで本文はブン川地震による橋梁の被害を分析し，中国(JTJ 044-89，公路工程抗震設計規範とJTG/T B 02-01-2008 公路橋梁抗震設計細則；重慶交通科研設計院)と日本(JRA-2002道路橋示方書・動解説 V耐震編；日本道路協会)の道路橋梁の耐震設計基準を取上げ，耐震設計の基本理念・設計用地震荷重・耐震性能の照査方法などに着目して両基準の相違点を明らかにし，構造物の耐震性能をより一層に高めようとしている。

2. ブン川地震概要

インドプレートは年間数 cm で北へ動きユーラシアプレートに沈み込んでおり，これによって青藏高原が隆起した。

インドプレートの動きは現在も続き，青藏高原が強い圧迫の影響を受け続けている。この影響によって青藏高原の北部では北方向へ，東部では東方向へ圧縮している。この東への圧縮は東側の四川盆地の下に存在する硬いブロックの強い抵抗を受け長い間に大きなエネルギーが溜まっている。また，四川盆地の北西端龍門山脈の下に長さ約300km 北東から南西の方向に走る龍門山断層帯（衝上断層）がある。ブン川地震は蓄積したエネルギーによって龍門山断層の一部が動いた結果として起こったとみられている（図-1 参照）。

ブン川地震は衝上断層型で，地震の強さを示すマグニチュードは8.0である。震央は四川省阿壩・チベット族チベット族自治州汶川県映秀鎮（北緯30.986°N，東経103.364°）に位置し，震源深さは14kmである。中国の耐震設計用地震烈度の基本値は9であるが今回地震の最大烈度は11を示している。地震烈度11の地域はブン川県映秀鎮と北川県の県域を中心とする帯状分布で面積は2419km²である。地震烈度10と9の地域はそれぞれ3144km²，7738km²である。地震烈度9以上の地域は被害が最も大きい地域で地震断層に沿っておよそ長さは300km，幅は50km範囲である（図-2 参照¹⁾）。

図-3に本震震央（映秀鎮）から西へ19kmの位置にある臥龍観察点で記録した加速度波形とその応答スペクトルを示す。地震記録には2つの主要加速度区間があり50s以上続いていた。また，方向別の最大加速度（PGA）について，NSは6.53m/s²，EWは9.58 m/s²，UDは9.48 m/s²である。応答加速度スペクトルについて，各成分共0.2-0.4sの区間に最大値を示しており，NSとUD成分の最大値は30 m/s²弱で，EW成分の最大値は35m/s²程度であり，0.4s以後は急激に低減している²⁾。

3. 橋梁の被害

(1) アーチ橋の被害

アーチ橋，特に上路式アーチ橋は主としてアーチリブの圧縮によって常時荷重を支えている構造で，アーチリブは石・レンガ或いはRCなどの圧縮に強い安価な材料によっ

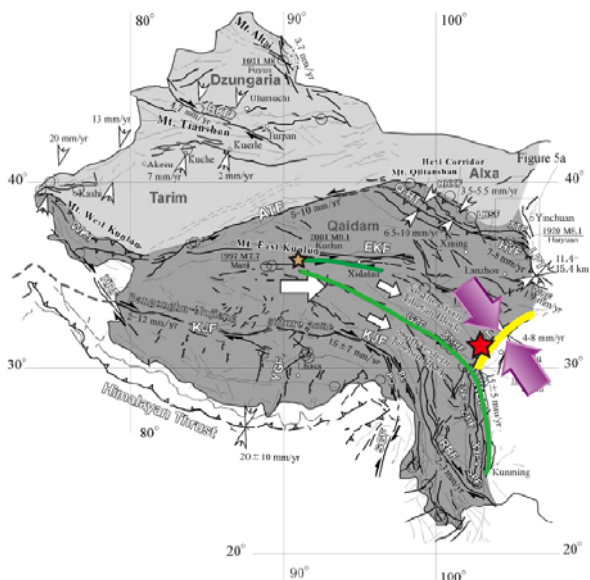


図-1 ブン川地震の発生メカニズム

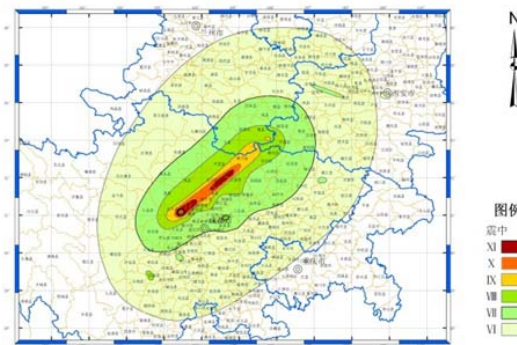


図-2 地震烈度分布

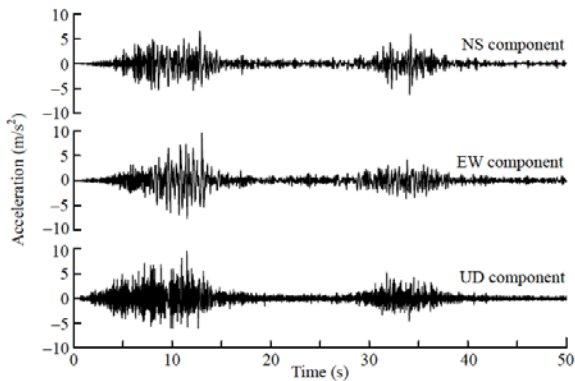


図-3 臥龍観察点での加速度とそのスペクトル



図-4 白水大橋：サブリップの亀裂

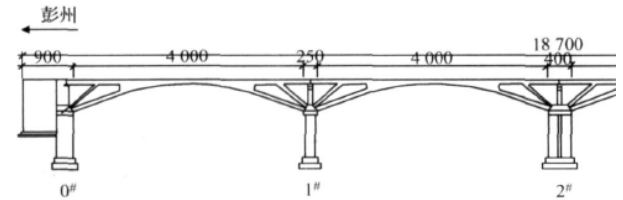


図-5 (1) 小魚洞橋側面図-1

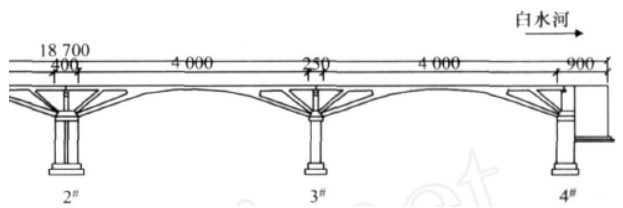


図-5 (1) 小魚洞橋側面図-2



図-5 (2) 彭州側2径間

図-5 (3) 白水河側2径間



図-5 (4) リブ付根帯鉄筋

図-5 (5) 主鉄筋連結(リブ付根)



図-5 (6) P1橋脚 (右側A1)

図-5 (7) P3橋脚

て建設できる. 昔から中国でよく採用されている構造型式である. 今回の被災地域にも数多くのアーチ橋が存在している. そこでアーチ橋の被害状況と耐震性能について示す.

1) 白水大橋

白水大橋は四川省青川县沙洲鎮にある白龙湖ダムを跨ぐ3径間RC空腹式アーチ橋で, 西南(四川)と西北(甘肅, 陝西)を連結する幹線道路国道212号線上の重要な橋である. 本橋は地震烈度9地域に位置する. 地震によってアーチ主構とサブリップに亀裂が入った(図-4参照)³⁾. 地震後補強対策(サブリップ-床版下面アングルによるトラス構造の応急措置)を施し, 現在車線と車両載荷重量を制限して

供用している。

2) 小魚洞橋

図-5(1)に小魚洞橋の側面図を示す⁴⁾。小魚洞橋は小魚洞鎮に位置し、彭州と白水河を結ぶ彭白道路の湍江を跨ぐ橋梁である。彭白道路は龍門山鎮と小魚洞鎮の3万住民の往来および毎年数十万龍門山観光地に訪れる旅行者の唯一の道路である。1988年に工事が始まった小魚洞橋は1999年に竣工した。橋長は187m、支間は40m、幅員は12mである。本橋は4径間ラーメン式アーチ橋（文献2）では方杖ラーメン橋と称している）で、ライズは5m、ライズ比は1/8である。橋脚は2柱式ラーメンで、基礎は直接基礎である。P2橋脚に比べP1、P3橋脚の寸法は小さく、剛性も小さい。

小魚洞橋は地震烈度11の地域に位置する。地震によって彭州側の2径間は完全落橋し、白水河側の1径間も大きなダメージを受けている（図-5(2), (3)参照⁵⁾）。川島氏らと王氏らによれば、本橋の兩岸に断層が確認された。また、王氏らは橋梁付近に地盤の液状化が生じていたと報告している。彭州側2径間の落橋原因について、川島氏は、橋脚のパイルキャップ部（ラーメン橋脚の梁）におけるラーメン脚（アーチリブ）および斜材の損傷、桁のかかり長を超過する桁の応答変位、桁の損傷のいずれか、或いはこれらが複合した結果と分析している。筆者らは190m区間内にある白水河の2径間が落橋していないことに注目して、彭州側の2径間の落橋はP1橋脚の柱が水中にあり（P3は杭のように地盤に埋められている。図-5(6), (7)参照²⁾）剛性が弱いためと推定する。P1橋脚の剛性が小さいのでP1橋脚が直接支持している2径間の変形が相対的に大きくなり、彭州側の第1径間の桁が落橋し、橋台付近構造のバランスが崩れ、橋台に剛結するアーチリブ（桁の落橋前すでに損傷されていると思われる）が潰れ、第1径間の橋台側が完全に崩壊した。橋台側の崩壊によってP1側が落ちた。第1径間崩壊後、柔らかいP1のバランスが崩れ、第2径間の落橋につながった。P2橋脚の寸法が大きく、更に柱は杭のように地下に埋めていることから剛性が大きい、ゆえにP2-P3橋脚間の上部構造の落橋は免れたと思われる。

本来柔軟な橋脚は免震効果が期待できると考えられるが、本橋の場合は図-5(4)⁵⁾に示すように主構造となるアーチリブに僅かな帯鉄筋（D10@200程度）しか配置していなかった。更に主鉄筋は断面力が集中するリブの付根付近で連結していた（図-5(5)⁵⁾参照）、これらの事によって構造の変形性能のみならず耐力も確保できていなかった。また、遊間、桁のかかり長などの落橋防止構造もかなり不十分なので免震効果を期待するところが、その先に構造が崩壊してしまった。

本橋の崩壊は、構造全体系のバランス、主部材の配筋量・構造細目、遊間、桁のかかり長などの落橋防止構造の不十分さによるものと考えられる。

3) 前進大橋・石アーチ橋

図-6は前進大橋を示す³⁾。前進大橋は支間75mの1スパン空腹式RCアーチ橋である。本橋は青川県に位置し、古城溝と関庄を結ぶ道路の構成部分で、青竹江を跨ぐ橋梁である。今回の地震でこの橋はほぼ健全でした。図-7は百花大橋の下流側にある石アーチ橋である³⁾。この橋も今回の地震から被害を免れた。このようによい地盤に確り支えられる中小アーチ橋が今回の地震に耐えられるケースも何件もあった。

(2) 桁橋の被害

1) 高原大橋



図-6 前進大橋



図-7 百花大橋下流にある石アーチ橋

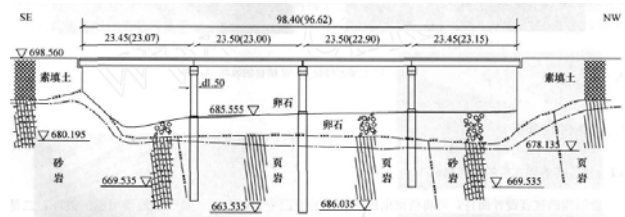


図-8(1) 高原大橋概要図



図-8(2) 高原大橋桁の落橋（A2側から望む）



図-8(3) 落橋した桁とP2橋脚 図-8(4) A2橋台の被害

高原大橋は都江堰市と虹口郷高原村結ぶ高原道路の白沙河を跨ぐ橋梁で、高原村に位置する。2005年竣工した本橋は4径間単純ホーロースラブ（床版は連続）PC桁橋で、橋長115m、幅員8mである。橋脚は径1.50mのRC円形断面の柱を有するラーメン式で、基礎はシャフト式杭基礎である。橋台は重力式である。支承はプレート式ゴム沓を採用している（図-8(1)参照⁶⁾）。

高原大橋の位置する虹口地区は龍門山構造帯の中段にある。本橋は北川-映秀断裂によって形成した高原村での地表破断帯から700m離れている。地震烈度10の地域に位置する。地震によって図-8(2)に示すように本橋の第3径間が落橋した。上部構造はA2橋台へ大きな圧縮変形をもたらした（図-8(3)参照⁷⁾）。また、地震後全ての橋脚はA2側に傾いた。国生氏によれば至近に現れた逆断層（鉛直変位3.2m、走向N40～50°E）か、その副断層により圧縮変位を受けたことが原因で、右岸アバット付近の路面が圧縮変形している。各橋脚間の距離（支間）がすべて縮まっており、中央橋脚の支承から右から2番目の桁が押し出されたことが落橋の原因である（図-8(4)参照⁷⁾）。また、河床の土質地盤は薄く、杭は短いとのことを指摘している。橋脚間の距離が縮まった具体的なメカニズムは不明だが、河床部分に複数の派生断層が発生した可能性も分析している。台氏らは支間の縮みは地震で地盤の圧縮変形によって生じたものと分析している。図-8(1)に示すように、P1からP3橋脚およびA2橋台は頁岩という軟岩に位置するが、A1橋台は砂岩という硬岩に設置されている。また、P3とA2の間に砂岩が挟んでいる。岩の硬さによって変形が違い、下部構造間の縮み量も軟らかい方は大きくなる（表-1参照⁶⁾）。筆者らは地盤の変形は一つの原因である（全てが地盤の変位であれば地盤に1.5%程度の残留ひずみが生じることになる）が、重力式橋台も移動したと推測する。また、橋脚と橋台の剛性が大きく違い、プレートゴム支承が巧く機能しない、これによって上部構造の振動は片方向に蓄積され、A1橋台側に引張が生じ（文献6）参照）、橋長が縮むと同時に第3径間の桁が落橋した。また、地震後全ての橋脚柱がA2側に傾斜することになった。

変位制限、落橋防止構造などを取り付ければ落橋は生じなかったと思われるが柱などの下部構造は一層に厳しくなる。

2) 廟子坪大橋

図-9(1)²⁾に地震発生後の廟子坪大橋を示す。廟子坪大橋は都江堰とブン川を結ぶ都ブン高速道路の紫坪鋪ダム（岷江）を渡る橋梁である。橋梁の支間割りは上流側に向け左から：2@50m T型PC桁（床版連結、桁単純）+125+220+125m連続箱桁ラーメン+5@50m T型PC桁+4@50m T型PC桁+4@50m T型PC桁+4@50m T型PC桁である。橋長は1436mである。ラーメン部の柱は壁式中空断面で、その他の橋脚は、横梁で連結する2柱式ラーメン構造で柱は中空断面を有している。柱高は100m程度で最大高は108mである。最大水深は90mである。基礎についてA2橋台（直接基礎）を除いて、他の全ては場所打ち杭基礎である。支承についてラーメン部分以外はゴム支承を採用している。主構造は全て終了し、伸縮装置を設置する段階で地震が発生した。橋梁から震央までの直線距離は10km未満である。設計より大きな地震荷重を作用したにも関わらずラーメンの構造部分はほぼ健全な状態を保つことができた。本橋の被害は・ラーメン部分に隣接する5径間桁の遠い側の1径間（10本T桁）がダムに落ちた（図-9(2)²⁾参照）・ラーメン部柱に2ヶ所のひびわれが発生した・桁端衝突による桁端の被害・桁端のずれ・サイドブロックの破壊

表-1 高原大橋地震前後支間の変化

位置	震前 ⁽¹⁾		震后	地震前後 净跨径差値
	计算跨径	净跨径	净跨径	
A1~P1	24.34	23.45	23.07	0.38
P1~P2	24.34	23.50	23.00	0.50
P2~P3	24.34	23.50	22.90	0.60
P3~A2	24.34	23.45	23.15	0.30
净跨径合计差値				1.78



図-9(1) 廟子坪大橋



図-9(2) 廟子坪大橋 桁の落橋



図-10 百花大橋の被害

- ・ 支承の損傷 などがあった。

地震後の測量によれば落橋した桁間には690mmの残留変位（開いている）があった。地震時にはそれ以上の開く変位が生じていたのは間違いなく、落橋は桁かかり長より大きな変位が生じたことによるものである。遊間、変位制限および落橋防止構造などの措置を取らなかったことが今回の被害要因と考えられる。

3) 百花大橋

2004年に12月に竣工した百花大橋は映秀鎮と都江堰市を連結する国道213号線上にある高架橋で、橋長は500mである。橋梁の平面線形は直線部+曲線部（最小半径200m）+直線部から構成されている。上部構造は2～4径間のPC連続スラブ桁である。幅員は8.5mである。橋脚は円形断

表-4 設計計算結果 JRAの残留変位と塑性ヒンジの回転角は動的解析による結果である。

設計基準	レベル1(E1)地震時					レベル2(E2)地震時							コンクリート1m ³ 当り配筋量		
	固有周期	加速度	σ_s	曲げ耐力	ヒンジ長	固有周期	加速度	破壊形態	曲げ耐力	最大変位	ヒンジ回転角	残留変位	主鉄筋	帯鉄筋	計
	s	g	MP _a	kNm	m	s	g	P _u <P _s	H<P _a , kN	m	rad	m	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ³
JTG/T	1.30	0.16	---	19542 <20390	1.39	1.80	0.382	2079 <7237	---	0.183 <0.355	0.004<0.017	---	39.4	26.7	66.1
JRA	1.22	0.25	204<300	---	1.50	---	0.40	4712 <8483	3653 <4712	---	0.008<0.015	0.14<0.15	80.5	30.2	110.7

面を有する2本のRC柱と横梁からなるラーメン式橋脚である。上部構造の掛け違い部では、橋脚頂端にはりが設置しているが、中間部では支承が直接上部構造の下面と柱の上面との間に設置されている。支承はゴム沓を採用している。桁のかかり長は600m程度²⁾。この橋は震央に近い、大きな揺れを受けている。また、曲線付近の地表面にひび割れが見られている。これが断層かどうかは判明できていない。図-10に地震被害の状況を示す⁵⁾。

曲線部は完全に崩壊した。直線部分において上部構造と柱頭部が大きくずれていた。これは支承を上・下部構造に置くだけで固定しない事によって生じたものである。中間横梁の両端が配筋不足・柱との連結不十分によって壊れ(かぶりコンクリートだけではなく内部コンクリートも落ちそう)、横桁の機能は完全に喪失した。中間橋脚の中間横桁付近の柱に曲げ損傷が生じた。これは柱の頂部に横梁がないこと(柱は片もちになり)と柱の配筋不足によるものと思われる。また、柱の配筋不足によって柱下端に潰れるような破壊が生じていた。

曲線部の地震挙動は複雑なため、その落橋の推理は難しいが、筆者らは次の二つの原因の一つ或いは両方と考えている。
・ 中間橋脚の崩壊から：上部構造-支承-柱の間に確実に繋いでいないので水平2方向-鉛直方向の振動を同時に受ける場合上部構造は回転などが容易に生じ、柱とのずれが発生しやすくなる。また、中間橋脚の頂端に梁がないので、面外水平荷重-偏心荷重-ねじれ荷重に対して構造のバランスが崩れ、更に、柱、梁の配筋が不十分に加え、橋脚が崩壊し、上部構造は落橋に至る。
・ 桁のかかり長の不足によるもの：曲線に加え上下部構造の連結が不完全なため、水平2方向-鉛直方向の振動によって桁端部の相対変位が大きくなり、上部構造の桁端での支持条件がかわり、構造全体のバランスが崩れ、上部構造が落橋する。

4. 耐震設計法の日中での比較

(1) 耐震設計の基本理念

設計基準の国際化を同調すると同時に新構造・新工法を容易に導入するために耐震設計についてJTG/T B 02-01-2008およびJRA-2002ともに性能規定型を採用している。構造物の耐震性能は地震後構造物復旧の難易性・構造物の重要性・地震の規模(発生確率)に着目して耐震性能を規定している。JTG/T B 02-01-2008では橋梁の規模と所在路線の規格に着目して橋梁を分類している。支間長が150m以上の橋梁を最も重要なA種橋に、高速道路・一級道路上にある支間長150m未満の橋梁および二級道路上にある150m未満の長大あるいは大橋をB種橋に、三級および四級道路にある中小橋をD種橋にその他はC種橋に分類している。一方、JRA-2002では橋梁の重要性を主に橋梁の所在路線の規格によってB種橋(重要な道路-高速道路、一般国道あるいは防災計画上の位置付け道路にある橋梁、跨線・跨道などの橋梁)とA種橋に分類している。耐震性能についてJRA-2002では地震の規模と橋梁の重要度に応じて3段階に分けており、性能1は中小規模の地震に対するもので地震後橋としての健全性を損なわないように規定

表-2 重要度係数 C_i

橋梁の重要度	再現周期長い地震(E1)	再現周期短い地震(E2)
Class A	1.00	1.70
Class B	0.43 (0.50)	1.30 (1.70)
Class C	0.34	1.00
Class D	0.23	---

()は高速道路と一級道路上の長大・大橋設計用

表-3 中国基準設計水平震度基本値(着色部はブン川地震地域の使用値)

地震列度	6	7	8	9
JTG/T 2008	0.05	0.10 (0.15)	0.20 (0.30)	0.40
JTJ 044-89	-	0.10	0.20	0.40

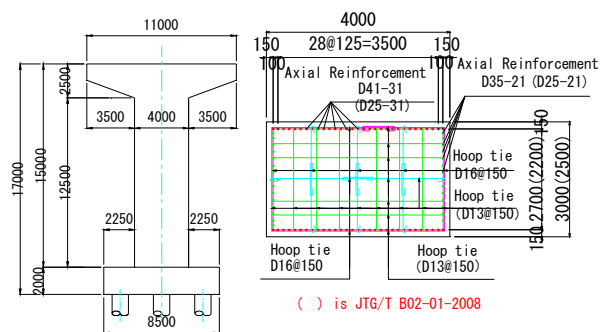


図-11 計算例

している。性能2と3は大規模な地震に対するもので重要な橋(B種橋)は性能2、そうでない橋(A種橋)は性能3である。また、性能2と3は構造物の損傷レベルと修復の難易度によって定めている。性能2は地震による橋梁の損傷が限定的で且つ地震後橋としての機能が速やかに回復できる機能であるが性能3は地震による損傷が橋として致命的とされない性能である。JTG/T B 02-01-2008では、地震の規模と橋梁の重要度に応じて4段階に分けており、全橋梁には発生確率の大きい地震に対して耐震性能Iが要求されている。性能Iは橋梁が無被害か修復しなくても橋梁として継続供用できる性能である。性能IIは重要度Aの橋に要求される性能で橋梁は局部的軽微な損傷を許容するが修復の必要がないか、簡単な修復で橋梁の継続使用できる性能である。性能IIIは橋梁の崩壊或いは致命的損傷は許さず臨時補強後緊急交通に供用できる性能で重要度BとCの橋梁に規定されている性能である。重要度が低いD種橋梁について大地震による設計は実施しなくても良い。また、両基準共に地震の規模と構造物の耐震性能に応じて2段階に分けて設計を行うと規定している。

1990年1月1日に施行されたJTJ 044-89では、橋梁重要性(重要、一般、重要でない)・建設地点の地盤条件(軟弱、液状化など)・建設地点の震源からの距離に応じて橋梁の耐震性能を3段階規定した。重要で断層近辺でない一般地盤に建設する橋梁は、地震後簡単な修復で正常機能に回復できる。軟弱・液状化などの地盤に建設する重要な橋梁、あるいは一般地盤に建設する重要性一般な橋梁は、断層近辺でなければ地震後応急措置の後に使用することができる。その他については致命的な被害を受けない。

(2) 設計地震動

設計地震動は建設地点の地震活動度(再現周期)、断層

情報、地盤条件および既往の地震観測データなどを考慮して定めるもので、JTG/T B02-01-2008 では地震の再現周期が475年の地震動を基本にして地震の規模(中小規模E1, 大規模E2)が橋梁の重要度係数によって考慮している(表-2参照)。一方JRA-2002の設計地震動はL1地震動(耐用期間中に数回程度発生する中小規模地震)とL2地震動(海洋型のタイプI・内陸型のタイプII)としている。両国の基準とも地震動を加速度形式で耐震設計上の地盤面において与えている。構造物設計用加速度応答スペクトルSについてJTG/T B02-01-2008は式-1, JRA-2002は式-2によって表している。

$$S = 2.25 C_i C_s C_d \alpha T A \quad (1)$$

$$S = C_z C_d S_i \quad (2)$$

ここに、 C_i は重要度係数； C_s は架橋地点の地盤種別係数； C_d は減衰別補正係数； αT は構造物の固有周期と架橋地点の地域特性・震央距離・地盤種別などによる補正係数； A ：設計水平加速度スペクトルの標準値(表層地盤加速度PGA)で6段階(0.05g~0.4g)に分けている； C_z は地域別係数で3タイプに区分されている； S_i は地盤種別・構造物の固有周期を考慮したL1地震動およびL2地震動(タイプI, タイプII)の設計水平加速度スペクトルの標準値。設計用水平加速度スペクトルについて両基準とも架橋地点の地域特性(地震活動度)・地盤条件・構造の固有振動特性を考慮しているが、JTG/T B02-01-2008では設計水平震度が構造物の重要度によって補正されている。

中国では地震烈度を使用している。表-3には地震烈度と設計水平震度の関係を示す。ブン川地震地域の設計地震烈度は7であった。今回の地震烈度は震源を含む広い範囲で当地域の設計地震烈度を大きく上回った。(図-2参照)

(3) 設計性能の検証方法

耐震性能の照査は構造物の地震挙動の複雑さ、地震の規模および構造物の要求された性能等によって、静的解析法又は動的解析法を採用することが出来る。また、構造物の応答特性によって線形解析法又は非線形解析法を選定することができる。両国の基準とも応答スペクトル法又は時刻歴動的解析法を使用すると規定している。

(4) 変形性能について

地震による構造物の脆性破壊を避けるために、両国の設計基準とも構造物の変形性能について規定した。橋脚の変形性能を確保するために、JRAでは部材の帯鉄筋について、その径・配置・定着・連結・加工形状などを明確にした。中国基準のJTG/Tでは帯鉄筋の変形性能に対する影響、帯鉄筋の径・配置などを規定しているが、JTJ 044-89では地震烈度8以上の地域に対して帯鉄筋の径・ピッチ・鉄筋量・連結しか定めていなかった。今回の被害地域の設計地震烈度が7なので、帯鉄筋について照査は殆どなかった。

(5) 落橋防止対策など

落橋防止構造は橋梁の最悪状態を免れる最後の手段である。JRAでは桁掛り長・桁端連結・強度のあるサイドブロックの設置などについて定めている。中国の基準では桁掛り長・サイドブロックの設置などについても規定しているが、サイドブロックの強度については明示していない。

(6) 計算例

両国の基準を比較するために例として、RC橋脚柱の耐震性能を照査した。II種地盤に建設する5径間連続(5@40.0m)鋼鈹桁橋のP1橋脚に着目した。上部構造総重量は31400kNである。耐震上橋梁の重要度はB種橋と

する。支承はゴム沓で支承条件は弾性支持である。橋脚の形状寸法(P1~P4同)を図-10に示す。基礎は9本のφ1200の場所打ち杭からなり、杭長は15.0mである。使用材料についてコンクリートは $\sigma_{ck}=24\text{MPa}$ 、鉄筋はSD345とする。JTG/Tでは設計地震動を防災烈度8(一級道路上の大橋：PGA=0.30g)とし、応答スペクトル法(地震挙動が煩雑でない)によって計算を行った。E1地震動での計算は線形弾性法、E2地震動では等価線形弾性法にて実施した。また、柱断面は2.5m×4.0mで、断面配筋(主鉄筋D25)はE1地震動によって決定された。一方JRA-2002では地域別をA地域とし、レベル1地震動は震度法、レベル2地震動は保有水平耐力法(設計水平震度下限値0.4の照査)と非線形動的解析法によって計算した。柱の断面は3.0m×4.0mで、断面配筋は動解の残留変位によって決定された。柱の配筋要領は図-10に設計計算結果は表-4に示す。本例において発生頻度の低い(大規模)地震動ではJRAの耐震性能はJTG/Tの方より高く要求されている。同等の耐震性能を要求されている発生頻度の高い(中小規模)地震動においてJRAの設計加速度はJTG/Tの方の1.56倍に大きくなっているが柱の断面についてJTGでは発生頻度の高い地震動によって決定されている。コンクリートの単位体積当りの鉄筋量について帯鉄筋はあまり差がないが主鉄筋の場合には断面が大きくなったにもかかわらずJRAはJTGより2倍以上の結果になっている。

5. 結論

地震被害については1) 今回の地震の強さは中国の設計基準の値を上回っている。当該地域の設計地震烈度は7であるが、地震の最大烈度は11であった。2) 構造物は十分な変形性能を有していない。当時の基準は当該地域の構造物に変形性能の要求について定めていなかった。3) 変位制限・落橋防止などの対策が不十分。4) 構造耐震上の整体性が欠けている。5) 施工質量が確保できていないと考えられる。日本の基準に比べ中国の基準は被害状況、地震・耐震の新知見、経済能力などに合わせ更に進歩させるべきである。そのため1) 被害の調査・被害原因の究明 2) 構造物耐震設計・補強基準の改訂 3) 技術者の耐震設計能力のアップ 4) 専門家・研究者・現場技術者の情報共有 5) 設計・施工の照査・監督体制の確立、手抜き工事の徹底 6) 耐震性能に優れた材料の開発と耐震性能が乏しい材料(レンガなど)の使用制限 7) マスコミなどによる事故報道の自由 8) 一般市民の地震意識の普及を提案する。

参考文献

- 1) http://www.sciencenet.cn/m/user_content.aspx?id=50814
- 2) K. KAWASHIMA, Y. TAKAHASHI, H. GE, Z. WU and J. ZHANG: Damage of Bridges in 2008 Wenchuan Earthquake, Investigation report of the 2008 Wenchuan Earthquake, China, Grant-in-Aid for Special Purposes of 2008, MEXT, No. 20900002
- 3) 王克海, 李茜, 韦韩: 汶川地震对我国地震区划图与桥梁抗震设计的启示, 工程力学, Vol.27 No.6, June 2010
- 4) 祝兵, 崔圣爱, 喻明秋: 汶川地震跨断裂带小鱼洞大桥地震破坏分析, 公路交通科技, Vol1 27 No1 1, Jan 2010
- 5) 王东升, 郭迅, 孙治国, 孟庆利, 于德海, 李晓莉: 汶川大地震公路桥梁震害初步调查, 地震工程与工程振动, Vol. 29 No. 3, Jun. 2009
- 6) 台佳佳, 邓建辉, 谢和平, 李碧雄, 魏进兵: 虹口高原大桥的破坏机制分析, <http://www.cnki.net>
- 7) 國生剛治 四川地震(2008.5.12, 14:28, Ms 8.0) 調査報告