

橋の耐震技術－これまでとこれから

川島 一彦

正会員 工博 東京工業大学名誉教授

1. はじめに

耐震技術の変遷を見ると、地震により弱点部が明らかとなり、これに対する対策を施したにもかかわらず次の地震によって新たな地震の脅威が明らかになるという洗礼を受けながら、耐震技術は向上してきた。

この過程には、地震の頻発期と静穏期、国の経済状態、地域密着型の小規模・短スパン橋の時代から地形や地盤条件の拘束を最小限に抑え、線形を最優先にした大規模・長スパン・超多径間連続橋への変化、強震記録の蓄積、研究施設の充実や研究者の育成、解析手法の進展等、多くの要因が複雑に関係している。

特に、強震記録の蓄積は地震の作用を明らかにし、構造物の履歴特性の解明や非線形動的解析の普及は破壊メカニズムの解明に必須であった。

しかし、強震記録による地震動や構造物の揺れの記録が得られるようになり、近代的な耐震技術がスタートし始めたのはたかだか1964年新潟地震以降に過ぎない。強震記録は失われた過去の記憶と現在を結ぶ揺れの強さに関する最重要な情報であり、例えば強震記録がない時代に起った1855年安政江戸地震や1891年濃尾地震等が再び起ったときに現在の耐震技術がどこまで通用するかは誰にも評価できない。

本文では、橋の耐震技術の開発・進歩の歴史と地震被害の歴史を顧みると同時に、そこから見えてくる今後の耐震技術開発の重要性について考えてみたい¹⁾。

2. 現在までの耐震技術と被害の変遷

橋の被害と耐震技術は密接に関係している。便宜上、著者は現在までの耐震技術と地震被害を第1世代～第3世代に分類している。耐震技術と地震被害がどのように関連しあっているかを見てみよう。

う。

1) 耐震設計の黎明期(第1世代)

明治初期には、近代化に伴い橋梁技術も含めて怒濤のように西洋文明が日本に入ってきた。西洋直輸入の技術には耐震対策が取り入れられていないことを、日本人は1891年濃尾地震によって思い知ることになる。人々は手痛い被害を唯々、忘れ去ることしかできなかった時代である。

1923年関東地震の7年前の1916年に佐野利器東大教授(建築学)が世界に先駆けて建物に対する耐震設計法を考案した。佐野は地震力に対して建物が倒壊しないように限界状態で耐えることができればよいという、現在の限界状態設計法的な考え方を取り入れようとしていたようである。しかし、当時の技術レベルでは、建物の非線形応答を考えた設計は到底不可能であったことから、佐野は関東地震による東京付近の地震力に建物が限界状態で耐えるためには、震度を0.1～0.2とし許容応力度法で設計すれば良いと考えていったと言われている²⁾。

どのようにすれば地震によって建物を倒壊から免れるようにできるかが知られていなかった時代に、耐震技術の方向を指し示したことは、まさに慧眼であったと言える。その後の耐震設計の歴史は、佐野の提案を実測や解析・実験研究に基づいて肉付けしていく歴史であったと言っても過言ではない。

関東地震後、震度法は橋やダムなどの土木構造物にも取り入れられていった。関東地震から3年後の1926年に内務省の物部長穂土木試験所長によってまとめられた道路構造に関する細則案が橋に対する世界初の基準である。全体が40条からなるわずか20ページ足らずの短い細則案で、耐震設計に関しては、第26条に「所在地における最強の地震力を使って耐震設計する」とだけ示されていた。物部はある雑

誌の中で、震度は地域と地盤条件によって 0.15～0.4 とすること、東京や横浜などでは 0.3 以上とすると述べている³⁾。この程度の震度が物部の頭にはあったのであろう。これは物部が木造家屋の被害率や墓石の転倒から推定した値である。

地震力の設定が困難であったのは、地盤の揺れとこれに対する構造物の応答に関する科学的な情報が皆無であったためである。世界初の強震記録が米国で観測されたのは 1933 年ロングビーチ地震、わが国ではじめて強震計が橋に設置されたのは大阪府の安治川橋で 1961 年、わが国初の強震記録が得られたのは 1962 年広尾沖地震である。強震記録が得られたことにより、人類ははじめて地震による揺れの実態を知り始めることになる。

2) 震度法の時代(第2世代)

1926 年以降、震度法による橋の耐震設計がスタートしたといっても、耐震設計に特化した橋の基準が作られたのは戦後になり、高度成長期を迎えた 1971 年である。それまでは、鋼橋の基準の一条項として地震力に関する規定が含まれていたに過ぎない。

すなわち、1939 年鋼道路橋設計示方書案では、水平震度は 0.2、鉛直震度は 0.1 を標準とすることが、また、戦後になり 1956 年及び 1964 年に改定された鋼道路橋設計示方書では、地域と地盤条件をそれぞれ 3 区分し、これらに応じて 0.10～0.35 の範囲で震度を定めると規定されていただけで、どのような姿勢で何に留意して耐震設計するかは示されていなかった。さらに、震度は幅をもって与えられていたが、どのような場合にこれを増減させて良いかが具体的に示されていなかったことから、ほとんどの橋では震度は 0.2 とされていた。1971 年に至るまでの耐震規定は、たったこれだけである。

日本経済は 1954 年あたりから急速に回復し、一人当たりの国民総生産が戦前レベルを超え、「もはや戦後ではない」と経済白書に謳われたのが 1956 年である。国民所得倍增計画が打ち出されたのが 1961 年、名神高速道路の部分開通が 1963 年、東京オリンピック開催、東海道新幹線の開業が 1964 年と、日本全体に活力がみなぎっていた時代であった。

新材料と新工法の開発はいつの時代にも建設技術に画期的な進歩をもたらす。1955 年頃になると、ディーゼルハンマーの実用化により鉄筋コンクリート杭やプレストレストコンクリート杭が急速に普及し、1963 年頃には直径 1m を越す大口径の鋼管杭が実用化される等、大きく施工技術が進展した。こうした

時代背景の下で橋の建設技術も大きく進展し、「もう、地震が起こっても落橋することはない」と言われていた高度成長期の真っ最中に起こったのが、1964 年新潟地震である。

新潟国体に間に合わせるため、地震のわずか 1 ヶ月前に開通したばかりの昭和大橋をはじめ、信濃川に架かる橋梁群が液状化によって大きな被害を受けた。昭和大橋では大口径の鋼管杭を最新式の大口径杭打ち機で川底に打ち込み、施工の合理化が図られたが、液状化とこれによる流動化が知られていなかったため、杭が大きく移動し落橋してしまった。

橋の被害形態を見てみると、新潟地震までは、ほとんどの橋の被害は軟弱粘性土地盤のすべりや緩い砂質地盤の液状化・流動化による支持力不足によって、基礎が沈下したり滑動、傾斜した結果、起こった。このため、基礎を大きく深くし、コストの高い鉄筋の使用量を抑えて経済性を高めるため、太く断面の大きい橋脚を建設するというのが、伝統的なわが国の耐震対策の基本となってきた。

新潟地震による大被害を契機とし、耐震設計に特化したはじめての基準として道路橋耐震設計指針がとりまとめられたのが 1971 年である。本州四国連絡橋の建設に備えて、当時、長大橋の耐震設計に関する研究が進められていたことと、新潟地震を契機として多くの優秀な若手研究者、技術者が耐震研究に参入したことがこれを可能とした。

1971 年道路橋耐震設計指針には、4 つの新たな視点が導入された。1 番めは、標準震度を 0.2 とし、これに地域、地盤、重要度の補正係数をかけ合わせて震度を求める方式の導入である。それまでのように、震度の幅を示すだけでは、幅の中のどの値を使ってよいかはわからないとの指摘に対応したものである。

2 番めは、応答を考慮した修正震度法の導入である。震度は地震動ではなく、固有周期と減衰定数に応じた橋の揺れを地震応答スペクトルに基づいて定めるとの考え方がはじめて打ち出された点で、画期的であった。

3 番めは、液状化しやすい砂層の判定法が砂層の深さや N 値、粒径加積曲線の範囲に基づいて示され、流動化する砂層は基礎を支持する能力がないと見なして耐震設計するという考え方が導入されたことである⁴⁾。その後、1980 年道路橋示方書・V 耐震設計編に実用的な F_L 法が導入され、世界に先駆けて液状化と対峙することを可能とした重要な規定となった。

4 番めは、世界に先駆けた落橋防止構造の導入で

ある。

3) 仮想敵が見失われていった震度法

佐野や物部が震度法の震度を定めた時代には、震度は 1923 年関東地震のように大地震が起こった時の東京付近の地震動だと考えられていた。この当時には、震度の値の不確かさに対する大きな杞憂を彼らは当然すぎるほど抱いていたであろう。

しかし、1971 年道路橋耐震設計指針やその後の 1980 年道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編で、震度の標準値を 0.2 とし、これに地域や地盤条件による補正係数をかけ合わせて震度が求められるようになると、震度の値の不確かさに対する杞憂はなくなり、震度は確定した値だと技術者に受け止められるようになっていった。

一方、1970 年代後半から次第に強震記録が蓄積され始め、橋の揺れは地盤とは大きく異なること、被害をもたらすような地震では、橋の揺れは震度法の震度のように小さいものではないことが知られるようになってきた。これにつれて、震度法で対象とする仮想敵はどのような地震なのかわからなくなり、単なるルーチンとして耐震計算されるようになっていった。

それにもかかわらず、1948 年福井地震や 1964 年新潟地震以降の倏倏ともいふべき地震の平穏期に戦後復興と高度経済成長が重なったことから、「大地震を見込んでいるから、震度法で耐震設計すれば地震で壊れない」「震度法は過去の震災経験を集大成して作られているから、震度法で耐震設計すればだいじょうぶ」「耐震設計といえば震度法」というように、震度法への過信が進み、技術者を思考停止に追いやっていった。

震度法の矛盾を示す端的な例は、多少なりとも被害を生じたような地震で得られた強震記録を入力として動的解析すると、震度法よりもはるかに大きな変位・変形や断面力が得られることであった。それは当然で、震度法では震度は最大でも 0.3 でしかない。ということは、地盤から橋への平均的な揺れの増幅率を 2.5 程度と見込むと、地震動最大加速度は 0.12 g 程度にしかならない。とても被害が生じるような地震動ではない。

しかし、米国等のように耐震設計の歴史の浅い国に比較し、動的解析の普及前にすでに震度法が定着していた日本では、動的解析に基づく震度法の再評価の方向に向かうのではなく、むしろ、後発の動的解析に疑念が向けられた。まず、最初に出されたのは「最大応答加速度が 0.5 g 以上の大きな揺れが橋

に生じたと言うが、震度 0.2 を用いて震度法で設計された橋でも壊れていないではないか」という疑問である。

次に出されたのは、「ほんの瞬間的にしか作用しない動的地震力は震度法で考えている静的地震力とは違うのだ」という意見であった。動的には 0.5 g 以上の応答加速度が橋に生じたにもかかわらず、0.2 g ～ 0.3 g の静的な加速度に基づいて設計された橋が壊れないのは、静的地震力は動的地震力の数倍の効果を持っているからだという意見である。

この問題に決着をつけるためには、大きな地震力が作用すると橋脚などの主要構造部材にはどのように損傷が進展していくかに関する研究が必要であった。1980 年代頃から始められた各種条件における繰返し載荷実験や震動台加震実験が、震度法の震度よりもはるかに大きな地震力を受けたにもかかわらず、橋脚が壊れないのはなぜかという壁を突破する鍵であった。

「大地震を見込んでいるから、震度法で耐震設計すれば大地震でも壊れない」と固く信じられてきた震度法であったが、長い思考停止状態から脱してみると、震度法とは最大地震動加速度として 0.12 g 程度の小さい地盤の揺れを想定し、これに対して橋を降伏より少し手前の状態に設計するという方法であった。

「外力は小さく」「耐力も低く」という歪んだ設計体系では、外力も耐力も正しくないため、外力や耐力に新たな研究成果が生まれてきても、そのままの形では取り入れられない。一方を変えると、他方も変えないととんでもない橋ができてしまうからである。つまり、「外力」「解析法」「耐力」がそれぞれより真実に近い設計体系を目指さない限り、永久に新しい研究成果が設計に反映できないことになる。震度法はいつの間にか技術の進歩を阻害するガンになっていたのである。

4) 地震時保有耐力法(第3世代)

この問題を解決する鍵となったのは、1990 年道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編に導入された地震時保有耐力法の規定である。海洋性大規模地震を仮想敵として、地盤条件や固有周期等によって異なるが、最大で 1.0 の震度に相当する地震力に対して、橋脚が塑性域に入った後の橋の揺れを考えて耐震設計しようというものである。地震応答スペクトルに対する距離減衰式や橋脚の塑性域における変形性能・耐力に関する研究が大きく進んできた結果、こうした設計が可能となってきたのである⁵⁶⁾。

ただし、1990年の段階では地震時保有耐力法が適用されたのはRC橋脚だけであった。しかし、1926年道路構造に関する細則案から64年の時を経て、土木構造物の耐震設計にはじめて大地震時に生じ得る現実的な地震力と主要構造部材の塑性域のねばりを考慮した耐震設計体系が導入されたことは、その後の土木構造物の耐震設計に大きな変革をもたらした。

この設計法は、1995年兵庫県南部地震を経て、その復旧のためにまとめられた「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」（建設省）に取り入れられ、そこではRC橋脚に限らず、地震の影響が大きいすべての構造部材に対して地震時保有耐力法が適用されることになった。また、1990年道路橋示方書・V耐震設計編に取り入れられた海洋性大規模地震による橋の揺れに加えて、M7クラスの内陸直下型地震による橋の揺れとして、最大2.0の震度を考慮するようになった⁷⁾。この考え方は1996年道路橋示方書・V耐震設計編にそのまま反映され、その後、2002年、2012年と改定されて、現在に至っている。

3. 耐震技術開発を育んできた時代的背景

以上のような現在までの耐震技術開発がどのような経緯をたどって行われて来たかをもう一度振り返ってみたい。今後の技術開発の方向を考えるためには、いままで私たちがどのような径をたどって来たかを振り返ることは、今までの経験にとらわれた著者等の世代に欠けている可能性がある耐震設計像を知るために重要だと考えられるためである。

1) 地震発生の一連の歴史的変遷

1923年関東地震から1945年の第二次世界大戦終了までには、1927年北丹後地震(M7.3)、1930年北伊豆地震(M7.3)、1933年三陸津波地震(M8.1)、1943年鳥取地震(M7.2)、1944年東南海地震(M7.9)、1945年三河地震(M6.8)と、1000人以上の犠牲者を出した地震が7回も起っている。この23年間は国際的金融恐慌や第2次世界大戦、終戦と日本の政治、経済、社会にとってまさに激動の時代であった。

前述した物部による1926年道路構造に関する細則案がまとめられた翌年の1927年には金融恐慌が起っている。五・一五事件が1932年、当時日本が常任理事国を勤めていた国際連盟脱退が1937年、第2次世界大戦の開始が1939年である。1940年には日独伊軍事同盟が締結され、1941年に真珠湾攻撃により太平洋戦争が始まり、1943年にはガダルカナル島撤退、

1944年のB29爆撃開始と続く戦況のなかで橋の建設はストップし、耐震技術基準の作成など思いもよらなかった時代であった。ごく限られた研究者しかおらず、満足に地震被害調査もできない時代である。被害経験が耐震技術に昇華されることはなかった。

戦後になり、敗戦のショックにある国民を打ちのめすかのように起こったのが1948年福井地震である。敗戦のショックと戦後復興という多難な時代を生きてきた日本人には、地震によるリスクなど考える余裕はなかったに違いない。皮肉なことに、福井地震の被害は爆撃を行った米軍によって詳細に調査され、現在に伝えられている⁸⁾。

振り返ってみると、この当時には橋の耐震に関する研究はほとんど行われておらず、コンピューターもなかった時代である。橋の固有振動数や振動モードが求められれば、それだけで研究論文になった時代であった。

一方、1948年福井地震以降、1995年兵庫県南部地震までの47年間には、1964年新潟地震や1978年宮城県沖地震等が生じたが、幸いにして犠牲者が300人をを超えるような痛ましい被害をもたらした地震は起っていない。この僥倖とでもいう強烈な地震被害が起らなかった時代に日本の戦後復興、高度成長が成し遂げられたのである。

そして、僥倖の時代は1995年兵庫県南部地震で終わりを告げ、2011年東北地方太平洋沖地震が起こり、そして2016年熊本地震と続いてきている。

2) 厳しい経済的制約

戦前～高度成長期に至る時代には、厳しい経済的制約が橋の構造、規模を支配した。明治政府は鉄道建設を優先し、道路整備に目が向けられ始めたのはようやく第1次世界大戦（1914～1919年）後に過ぎない。第1次世界大戦において車両輸送の重要性が広く認識されたためである。

この結果、ようやく1919年（大正12年）に道路法と道路構造令が帝国議会で承認され、これを受けて1926年（大正15年）に前述の道路構造に関する細則案がまとめられた。

経済力が脆弱な戦前のわが国では、耐震性など顧みる余裕などなかったことは、細則案の作成にあたった物部長穂がこの基準について書残した「これは終始消極的な方針をとり、技術的には無謀であると非難されてもやむを得ないほど、大胆に工費の低減を図るようにした」「これはわずかな公費の減少を図ろうとしたのではなく、10橋を建設する工費で10数橋を建設し、100kmの道路を建設する工費で100

数10kmの道路を建設することによって、1日も早く近代的な道路網を完成させることを願ったためである」という言葉から明らかである。これは当時の国民生活のレベルを考えれば当然であつたろう。道路網の整備は国民生活の向上や産業の育成に直結している。低頻度の地震災害に対しては、安全よりも建設を優先し、国が豊かになった段階で次第に安全性を高めていこうという考え方は、現在でも多かれ少なかれ踏襲されている。

経済性がいかに重要視されたかは、1964年新潟地震に際して、落橋した昭和大桥と比較して被災はしたが落橋しなかった万代橋が優れていたとの大方の評価とは真反対に、当時の橋梁技術者の間では昭和大桥は簡単に復旧できたが不静定構造の万代橋の復旧にはてこずったと評価されていたことによく現れている⁹⁾。

3) 橋の構造の大きな変化

戦後の道路整備は1947年に田中精一が国土開発縦貫自動車道構想を提唱したのを契機とし、1966年に国土開発幹線自動車道建設法が成立した。これを1987年第4次全国総合開発計画等に基づいて修正を加えて、基幹的な高速陸上交通網となる高規格幹線道路が建設されてきている¹⁰⁾。

これにより、橋の構造は道路周辺に居住地が広がる地域密着型道路の時代のようにコストミニマムの原則に基づいて地形地盤条件に基づいてルートと線形を選定する低橋脚で支持された小規模、短スパン構造から、全国的ネットワーク形成を目的に、地形や地盤条件による拘束を最小限に抑え、線形を最優先にした高橋脚で支持された大規模、長スパン、超多径間連続構造へと大きく変化してきた。この中には本州四国連絡橋や、都市高速道路として整備されてきた首都高速道路、阪神高速道路等の長大橋も含まれる。

地域密着型の橋と高規格幹線道路の橋が近接する箇所に行くと、徹底的にコストにこだわった桁が河面すれすれに張り付き、思わず「がんばって」と言いたくなるようにけなげに自然に抵抗している橋と、その上を長スパンで軽々と跨ぐ高規格幹線自動車道の橋のコントラストに、橋の構造の大きな変化を知ることができる。

こうした構造の大変革は耐震設計の必要性を大きく高めたが、一方では震災経験という審判を経ていない多数の橋梁群が存在していることを認識しておかなければならない。

4. 戦後の耐震研究の流れ

1) 戦後の耐震研究の扉を開いた1964年新潟地震と1971年サンフェルナンド地震

戦後復興の道筋が見えだし、1964年東京オリンピック開催直後に起った1964年新潟地震はいろいろな意味で戦後の耐震研究を推進する大きな契機となった。1948年福井地震以降、地震らしい地震が起っていなかったなかで起った久々の地震であり、昭和石油のタンクの噴煙と同時に昭和大桥の落橋は橋の耐震性の重要性に対する関心を高め、多くの若手研究者が耐震研究に参入するきっかけとなった。昭和大桥の落橋には1列のパイルベント橋脚を採用した設計に基本的な問題があつたとされる⁹⁾。

また、1971年サンフェルナンド地震による高架橋の崩壊は、先進国米国でもこのような被害が生じるのかと大きな驚きを持ってとらえられ、耐震研究の必要性が強く認識されるきっかけとなった。

しかし、当時の研究者、技術者の受け止め方は、橋脚に使われた太径鉄筋や橋脚基部の配筋の不備が被害原因と見る意見が強く、橋脚のじん性の確保の重要性という視点に欠け、その後の変形性能に関する研究で米国に遅れをとる結果となった。

2) 建設省新耐震設計法(案)から始まった地震時保有耐力法の開発

建設省初の総合技術開発プロジェクトとして1972年から5カ年に実施された建設省新耐震設計法(案)の開発は、地震応答スペクトルの距離減衰式の開発と鉄筋コンクリートおよび鋼製橋脚の塑性域の変形性能を初めて実験的に検討し始めたという点で重要な一歩であつた。

特に、地震の応答スペクトルの距離減衰式¹¹⁾は強震観測のための予算がほとんど無いというなかで土木研究所や港湾技術研究所(ともに当時)の担当者の並々ならぬ熱意と努力に支えられて集められた強震記録の賜であつた。

当時は、まだ震度法の発想が基本で、震度を地域、地盤、重要度別に求める際に、「構造特性格補正係数として終局強度設計を行う場合には塑性後に期待されるじん性に依じて1.0よりも下げてもよい」という規定が設けられただけであつたが、これがその後の地震時保有耐力法に基づく耐震解析につながる扉を開いた。

3) 免震橋に初めて取り入れられた地震時保有耐力法

地震時保有耐力法が初めて明確な形でまとめられ

たのは1989年度から3カ年計画で建設省官民連帯共同研究として建設省土木研究所と28者の民間企業が共同で実施した「道路橋の免震構造システムの開発」である¹²⁾。免震設計法はL2地震動を考えないとできないためである。L2地震動は本州四国連絡橋や東京湾横断道路プロジェクトに関連して研究されていたが、0.2～0.3の設計震度＋許容応力度という殻を壊すことはできず、補助的な位置づけから抜け出せなかった。

地震時保有耐力法を実用的な耐震解析法とするために必須であった研究は、地震動に関する研究と、塑性域に入った構造部材、特に、急がれたのは鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性である。前者に関しては、加速度応答スペクトルの距離減衰式が、また、後者に関しては筑波移転に伴って整備された耐震実験施設の影響が大きかった。

4) 1995年兵庫県南部地震

地震時保有耐力法が橋の耐震設計に取り入れられたのは1990年であったが、この段階では適用対象は鉄筋コンクリート橋脚だけで、いわばお試し期間という扱いであった。仮想敵としては、1923年関東地震のように海洋性大規模地震が想定された。いうまでもなく、これは1923年関東地震が日本の耐震工学のスタートであったためである。これに対して、数千年のオーダーでしか起らない内陸直下型地震はいわばバックグランドリスクの位置づけとして見なされていた。

これを一変させたのが、1995年兵庫県南部地震である。震度法で耐震設計すればどのような大規模地震にも耐えられるはずという幻想が崩れ、誰の目にも現実の地震力を取り入れ、橋の崩壊を防止するという目的に適った耐震設計法の必要性が認識された。被災橋の復旧のために急いでとりまとめられた復旧仕様では、現実に入った揺れを復旧に取り入れるという思想の下に地震時保有耐力法を地震の影響が卓越するすべての構造部分に適用するという方針が採用された。この時点で、震度法から地震時保有耐力法への移行は必然であった。

復旧仕様の考え方は1996年の耐震基準に引き継がれ、そして現在につながって来ている。

この耐震設計法を今後の地震時保有耐力法という視点で考えたときの問題点は以下の通りである。

a) まだ地震力の設定に余裕が少ない。実際に生じた地震動を設計に取り入れるという方針が重要であろう。後述の議論とも関係するが、外力の設定が過小であると、すべての構造部分の設計に緊張感が失わ

れてしまうためである。

b) 地震時保有耐力法の開発過程では変形性能に関する研究は橋脚に対して先行し、基礎～地盤、上部構造に対して立ち後れている。さらに、地盤、基礎、橋脚・橋台、桁間の相互の保有耐力と変形性能がどのような関係であるべきかが認識されないままに、個々の部材ごとに地震時保有耐力法の適用がようやく緒に就いた段階にある。キャパシティーデザインとして見たとき、橋全体系の中で主たる塑性ヒンジの耐力と変形性能に基づいた地震力の流れと変形との関係が考えられていない。これは耐震、基礎、上部と異なったグループ間の意思疎通が不十分なためであり、橋という視点で耐力や変形性能の評価の不確定性を考慮すべきという思想が欠如しているためである。

5. 今後の耐震技術の開発

1) 今後も予想できない被害が起る可能性がある

1995年兵庫県南部地震の被害を見た経験のある技術者はすでに少数になりつつある。耐震技術開発と地震被害は相互に影響されながら現在に至っている。一方、時代とともに新たな構造が採用され、大規模化、複合化するにつれて、従来はローカルであった被害が構造系全体に波及する等、従来の耐震技術の範ちゅうではカバーしきれないタイプの被害が起る可能性があることに注意しなければならない。

震度法の時代に建設された橋は、すべて地震時保有耐力法の視点で耐震照査が求められる。地震時保有耐力法の視点で見たときに懸念される主たる構造は以下の通りである。

a) 塑性ヒンジを期待しにくい吊橋、斜張橋等

吊橋や斜張橋では主塔に塑性ヒンジを想定して良いだろうか。鋼構造、PC構造等で一概には言えないが、桁橋の橋脚に想定されている塑性化までを見込むことには問題があるはずである。長大橋が本格的な強震動を経験した例は、1995年兵庫県南部地震による明石海峡や東神戸大橋等しかない。

明石海峡大橋では橋の中央部を右横ずれが横切り、神戸側と淡路島側のアンカレッジと主塔が水平、上下に最大0.72m移動し橋長が1.1m伸びたが、幸い橋は無事であった。建設前には詳細に周辺の断層調査が行われた結果、基礎の支持層とされた明石層とその下の神戸層（ともに新第3紀層）より深部には断層があるが、第4紀層には達していないことから、活断層はないと判断されていた¹³⁾。ケーブルが張り渡され、桁が架設される前の地震の洗礼であったことから、完成した状態で地震の揺れや断層変位に対

して安全であったわけではない。

また、東神戸大橋では魚崎浜側のペンデル支承が破断したが、それ以上に被害は拡がらなかった。万一の場合に備えた対策がいろいろ工夫されていたためである¹⁴⁾。ただし、東神戸大橋の経験から、斜張橋が地震に安全だと過信するのは早すぎると考えられる。

2011年東日本大震災では横浜ベイブリッジ等首都圏の長大橋では長周期地震動による揺れが長く続き、一部では被害が出た。しかし、震源断層から遠く離れた地点に生じた長周期地震動による影響であり、厳しい条件下で安全性が担保されたわけではない。

b) アーチ橋

アーチ橋は塑性ヒンジ化を許容しにくい構造の一つである。谷部は断層であることも多い。震災経験のない構造であり、どのような崩壊モードがあるかを検討しておく必要がある。地震の揺れだけでなく、断層変位の影響も重要である。

c) 逆L字型橋脚で支持された構造

都市部では数スパンにわたって逆L字型橋脚で支持された橋がある。橋軸、橋軸直角方向の塑性曲げと同時に塑性ねじりを受ける逆L字型橋脚は、曲げとねじりの塑性化が連成する特異な損傷モードを持つ構造である¹⁵⁾。

2) 長周期地震動に対する対策

長周期地震動については、従来実態がよくわかっていなかったが、2011年東北地方太平洋沖地震では超高層ビルの揺れや長大橋上の車両の横転が起こった。今後、構造的な崩壊や大被害の可能性はないのか、利用者の安全性は確保できるのかに関する研究を加速させていく必要がある。

ほとんどの長大橋は鋼製であり、減衰が小さいため、揺れの蓄積が起りやすい。2011年東日本大震災のときにどう揺れたかという視点ではなく、今後の長周期地震動に対する長周期構造物の耐震性と利用者の安全性に関する研究が必要とされる。

その際、ポイントは吊橋や斜張橋の主塔等、主要構造部分がどこまで塑性化するのか、ダンパー等で塑性化の限界範囲に抑えられるかである。1995年兵庫県南部地震が起る前には、強震動に対する耐震性に対する楽観的な見方が一般的であった。被害が起ってから問題に気づくというプロセスをくり返してはならない。

3) 強力な断層近傍地震動

わが国では、1923年関東地震による甚大な被害が

近代的な耐震設計の発端となったことから、長く100～200年間隔で規則性をもってプレート境界に起る海洋性大規模地震が耐震設計の主たる仮想敵と見なされ、発生間隔が長い内陸活断層によって生じる地震動に対する配慮は後回しにされてきた。現在では、2011年東北地方太平洋沖地震のように陸地から遠く離れた海域に生じる大規模地震による地震動よりも、モーメントマグニチュード $M_w6.7$ 程度以上の内陸直下型地震の方が橋には強烈的な揺れをもたらすと考えられるようになってきた。

ただし、海洋性大規模地震の破壊領域が陸地の下まで食い込む場合には、強烈的な揺れが生じるとみななければならない。したがって、内陸直下型か海洋性かに関わらず、 M_w6 代後半より規模の大きい地震が構造物近くに発生した場合には構造物は強烈的な揺れを受けるとみななければならない。

1995年兵庫県南部地震($M_w6.9$)以降、JR鷹取駅記録が代表的な断層近傍地震動と見なされてきたが、2016年熊本地震($M_w7.0$)による益城町宮園における地震動は加速度応答スペクトルや速度応答スペクトルでこれらを上まわっている。ただし、兵庫県南部地震の際には、わずかな数の強震計しか設置されておらず、もっと多数の地点で強震計が設置されていればJR鷹取駅記録よりもさらに強力な地震動が観測されていたかも知れない。

強震観測がスタートしたのはここ50年ほどのことに過ぎない。さらに、強震計の台数が増加したのは1995年兵庫県南部地震以降である。ただし、これは地盤上の強震計で、橋の揺れを観測する強震計は逆に減少し、ほとんどなくなってしまうというお寒い状態である。

内陸で起った大規模地震には1891年濃尾地震($M8$ 程度)だけでなく、もう少し広い歴史的視点で見ると、16世紀末の天正、慶長年間から17世紀半ばの寛文年間にかけて、中部地方から近畿にかけての広い範囲にすさまじい被害をもたらした1586年天正地震($M8$ 程度)、伏見城天守を崩壊させた1596年伏見地震($M7.5$ 程度)、会津・若松地方に大被害をもたらした1611年会津地震($M6.9$ 程度)、関西から岐阜、伊勢にまで大きな被害を生じた1662年の内陸地震($M7.6$ 程度)など多数ある。ある地方だけを見れば数千年に1回と頻度は低くても、日本全国ではかなりの頻度で起こり、しかもまとまって起るように見える時期がある¹⁶⁾。

4) 断層ずれ

震源断層に近づくとも出現する究極のリスクが断層

変位である。著者が地震工学を勉強し始めた頃には、先輩の研究者から断層変位など対応できないため、被害が出れば早期復旧しかないと言われていたことを思い出す。しかし、高速鉄道や高速道路が全国展開し、断層を避けることができなかつたり、さらに、断層と知られていない地点で断層が活動する可能性もあることを考慮すると、断層に対する基本的な考え方を今後勉強して行く必要がある。

著者が調査した断層による橋梁被害は、トルコの北アナトリア断層沿いに起った1999年8月19日コジャエリ (Kocaeli) 地震 ($M_w7.4$)とその3ヶ月後の1999年11月12日のドゥツェ (Düzce) 地震 ($M_w7.2$), 1999年9月21日に台湾で起った集集 (Chi-Chi) 地震 ($M_w7.6$) である。これらによる被害について論文17に示したので、図や写真はここには示さない。

断層変位による橋の変位として感じた点は以下の通りである。

コジャエリ地震とドゥツェ地震は40kmほどの距離を隔てて近い位置に生じた地震で、ほぼ水平の断層ズレを生じた(論文17の図1～図3参照)。代表的な被害はドゥツェ地震によるボル高架橋である。この橋はヨーロッパ自動車道の一環としてアンカラ～イスタンブールを結ぶ上下線分離の高速道路を支持する橋長2,313mの59径間橋(イスタンブール方向)と2,273mの58径間橋(アンカラ向き)である。地震当時は建設終了間際で、まだ供用前であった。

主断層がボル高架橋を横断し被害が生じたが落橋は免れた。架橋地点がドゥツェ断層と北アナトリア断層の中間の複雑な断層地帯であることから、0.4gの地震動加速度(橋の加速度は1g程度とみられる)を想定するとともに、荷重低減係数を1.0(すなわち、弾性設計)としてAASHTOの耐震基準により設計されたと言われている。支間長40mのPC桁を単純支持した構造であるが、10径間ずつ床版を連結し、10径間の端部にはケーブル式落橋防止構造を設けるとともに、鋼製ダンパーが設置されていた。

これらが効を奏し、強震動を受けさらに断層が橋を横断したにもかかわらず、かろうじて桁の落下を防止できた。かろうじてという意味は、桁が橋脚上端から逸脱してしまったためである。本来ならば落橋するところであるが、桁間が床版で連結されていたため、逸脱した方の桁が20cmほどずり下がりながらも、床版に支えられて持ちこたえた(論文17の図10, 図11参照)。

なお、断層が通過した地点ではくい基礎が鉛直軸まわりに回転するとともに傾斜した(論文17)の図15参照)が、地震後の復旧により再使用されている。

以上のように最大地震動加速度0.4gの設計スペクトルに対して弾性設計する等、断層を意識した設計がされていたことから崩壊を免れることができた。また、上下方向のズレが小さく、水平ズレが中心であったことも、崩壊を免れた原因と見られる。

一方、1999年台湾集集地震では、広範囲に様々な被害が生じた。Bei-Fong橋はChe-Long-Pu断層の直撃を受けて崩壊したShikhangダムの下流に位置する13径間単純橋で、断層が横断したA2橋台～P10橋脚間の桁3連が落下した。P10橋台に比較し、A2橋台は水平方向に3.5～4mずれただけでなく、上向きに3～4m持ち上がった(論文17の写真16, 図21)。断層の直撃を受けなかった残りの10径間はまったくと言ってよいほど被害を受けなかった。

構造的な面からだけ被害や復旧を見ると、単純橋にすれば断層の直撃を受けた箇所だけに被害を限定でき、地震後の復旧は容易で復旧期間も短くできる。また、水平ズレを受ける場合に比較し、さらに上下ズレを受けると、被害が複雑になり復旧に時間と要する。

しかし、問題は利用者の安全性の確保である。犠牲者を出さないためには、桁の落下防止が最優先であり、断層の影響を受けにくい箇所を通す等の予防策も含めて多層的、総合的な対策を開発していく必要がある。

5) 支承, 落橋防止構造, E J

支承は上下部構造を連結する部材として、橋に関わるあらゆる矛盾を一手に引き受けていながら、製造方法も含めて十分な検討がされていないという哀しい位置に置かれている。

支承には以下の問題がある。

a) 支承は強震動を受けたり、津波や断層変位を受けた際に、どこまで抵抗すべきか、限度を超えた段階ではどのような破壊モードにすべきかに関する考え方が統一されていない。

b) 実際に支承に作用する地震力は耐震基準に示される設計震度×死荷重反力よりももっと大きい¹⁸⁾。これは、支承に作用する地震力が桁の慣性力だけでなく、桁どうしや桁～橋台間の衝突、橋脚や橋台の移動傾斜の影響を受けるためである。上下部構造全体が揺れる結果、桁と下部構造間に作用する地震力に対して支承が抵抗することには限界がある。そうであれば、作用力、作用方向に応じた支承の破壊パターンが復旧しやすい構造とともに検討されるべきであるが、これが検討されてきていない。

c) 支承に対する静的、動的、衝撃的载荷実験がほと

んど実施されてきていないし、その必要性も認識されていない。組織的な研究を行い、各所で解析できるように実験データの共有化を図るべきである¹⁹⁾。

d) 支承の製造者には土木系の技術者が少ないため、製造者と使用者間の情報が断絶している。製造しやすい支承、製造可能な支承が耐震対策に有効かという意識の共有から、技術開発を進める必要がある。

落橋防止構造も支承と同様に問題点の解決に向けた動きがまだとられていない。落橋を防止するためには、基礎、橋脚、橋台、支承、桁等のすべてに大きな被害を受けないことが求められているにもかかわらず、落橋防止構造があれば落橋を防止できるかのように社会的にも誤解されている。さらに、落橋防止構造の役割も、桁が下部構造上端から逸脱しないように下部構造に対する桁の相対変位を拘束する役割なのか、桁が下部構造上端から逸脱した後に、桁をつり下げる役割なのか未分化である。機能を分離し、これに応じた構造を例えば「桁間変位拘束装置」とか「桁落下拘束装置」として開発して行く必要がある。両方の機能を兼ねる装置があれば結構であるが、要は、必要な機能を定義し、それに向けた技術開発を行うことが重要である²⁰⁾。

エキスパンションジョイント(以下、EJ)は、橋の地震時の揺れに大きな影響を与える²¹⁾にもかかわらず、その必要性、適切な構造に対して耐震面からの検討が不足している。

以上のように、上述したa)～d)の問題は支承だけでなく、落橋防止構造とEJにもそのままあてはまる。

支承、落橋防止構造、EJに関しては、上記の他に次の点を検討する必要がある。

a) 桁端部では狭いスペースに支承、落橋防止構造、EJ等が無秩序にそれぞれ独立に設置されている。さらに、鋼橋では端対傾鋼が配置されていて点検しにくい。端対傾鋼も含めて支承、落橋防止構造、EJ等を一体となったパッケージにして機能的な構造にできないか。

b) 短径間橋向けの桁・橋台一体構造

地震直後の交通規制に影響を与えるのは圧倒的に数が多い短径間橋の被害、特に、橋台が前傾して桁と接触することによるEJの被害である。このような橋梁では軟弱粘性土のすべりや液状化による橋台のすべりや前傾が最小となるように設計、施工した上で、EJを設けず桁と橋台がほぼ接触するようにした構造がニュージーランド等で桁・橋台接触構造(Integrated Cast-In Place Bridge)として広く使用されている。

2011年クライストチャーチ地震(M_w6.2)の際には

護岸支持地盤の滑り等により橋台が桁側に移動し、前に傾斜する被害が見られたが、多くの橋では被害は軽微で短期間の点検後に交通解放できたとされている。

この考え方の基本となっているのは、もし桁～橋台間に遊間を設け、EJを設置すると、橋軸方向の桁の揺れが橋台によって拘束されないため、橋脚が桁の慣性力を支持することになり、橋脚や支承に被害が生じやすいという点である。規模の大きい橋では使用できないが、数の多い小規模な短径間橋には有効な考え方と思われる。

6. 関連して知っておくべき事項

1) 耐震設計に使用すべきではない気象庁震度

「震度 7 にこの構造物は安全か?」、「震度 7 なのに、被害はなかった」等々、震度にかき回されることが多々ある。著者も、1995 年兵庫県南部地震直後に、震度 6 にも関わらず崩壊した橋があるのはなぜかという(当時)建設省の上層部の指示で、現地まで調査に行かされたことがある。この理由は明らかである。震度は地震動加速度に基づく指標であり、構造物の応答変位を表わす指標ではないからである。

気象庁震度は地盤の揺れの強さを表わす指標として全国に速報できる体制が整った唯一の指標であり、国民にもよく知られている。もともとは体感やものの壊れ具合から推定されていたが、客観性に欠けることから、河角が提案した経験式を次のように変換して求められてきた。

$$I = 2\log(a_{\max}) + 0.7 \quad (1)$$

ここで、 I は震度、 $a_{\max}$ は地震動の最大加速度(gal)である。

この式では地震動の周期特性が考慮されていないことから、1996 年以降は計測震度 MI として次のように求められている。

$$MI = 2\log(a_{m,\max}) + 0.94 \quad (2)$$

ここで、 $a_{m,\max}$ は水平 2 成分と上下成分の加速度記録に振動数領域で周期補正、ハイカット、ローカットの 3 種類のフィルター処理した後、逆フーリエ変換して求めた 3 成分の加速度波形をベクトル合成して加速度波形 $a(t)$ において、あるレベルを超える継続時間の総和が 0.3 秒となるような加速度である。

このように計測震度 MI は地震動の周期特性を考慮するように操作されているが、基本は式(1)による

河角式を用い、従来の震度 I と大きな変化がないように定められている。

震度の基本的矛盾は、地震動の最大加速度に基づいて地盤の揺れの強度を区分することが本来の目的でありながら、その区分の意味を説明するために構造物の被害と関連付けようとしている点にある。構造物の被害は、地震動の最大加速度ではなく構造物に生じる応答変位や塑性変形に支配されるが、震度はこれとは無関係に求められた量である。

したがって、構造物の被害は震度ではなく、応答変位や地震応答スペクトル等、構造物の揺れを表現する工学的な指標に基づいて判断しなければならない。

気象庁震度を耐震解析に適用する際には次の 2 点に注意しなければならない。1 番めは震度と被害の相関が低いことである。例えば、2008 年岩手・宮城内陸地震では、震度は 6 強であったが、木造家屋の被害は非常に少なかった。また、2011 年東北地方太平洋沖地震でも宮城県栗原市築館の震度は 7 であったが、構造物の被害はほとんど生じなかった。

2 番めは「震度 6 でも構造物の被害が大きかった」とか「震度 7 でも構造物の被害が小さかった」といった意味のない情報が出回ることである。さらに、震度階級には震度 7 までしかないため、上限がない震度 7 に対して「震度 7 に構造物はもつ」などとは言えないはずであるにもかかわらず、こうした表現がよく聞かれる。

社会的に震度がよく知られているからという理由で震度により構造物の耐震性を表わしたり被害を説明するという不毛な議論にならないように、地震応答スペクトルのように工学的に意味がある指標に基づいて社会に対して説明していかなければならない。構造物の耐震設計に気象庁震度を用いることは不適切である。

2) 過信してはならない確率的地震動評価

(1) 確率的地震動評価の問題点

過去の地震の起こり方から、将来も同じ割合で地震が起こると仮定して、ある地点に今後のある期間内にあるレベルを上まわる地震動が生じる確率を求めようとするのが、確率的な地震動評価である。

こうした解析は古くから行われてきた。例えば、東京湾アクアラインや本州四国連絡橋の建設時には、いろいろな再現期間に相当する地震応答スペクトルが確率論的に求められ、従来の震度法による設計地震力の評価に利用された²²⁾。しかし、瀬戸内海と東京湾では、同じ再現期間に対する地震動があまりに

異なることから、確率的に求められた地震動を全国に敷衍することはできなかった。

ある地点に影響を与える地震の再現期間がわかり、直近の過去のいつ地震が起ったかがわかれば、これと距離減衰式を組み合わせ、今後のある期間内にあるレベル以上の揺れの強さを持つ地震動が生じる確率を求めることができる。

この結果が、例えば今後 50 年間にそれ以上の震度に相当する揺れが生じる確率が 2% といったように地震調査研究推進本部によりマップとして公表されている。震度 6 強と震度 7 となる地域は、四国と紀伊半島、東海から中部山岳地帯、関東、東北の一部、北海道の東側であり、日本海沿岸地域では新潟県と石川県を除いてほとんどが震度 5 強以下である。この結果を見て、これらの地域では耐震対策をしなくてもよいと受け止められないかと危惧される。

確率論的に求められた地震動を耐震対策に利用する際の問題点は次の 3 点である。

a) 小さくしか評価されない頻度の低い地震の揺れ

確率論的に求めた地震動では、地域ごとの違いが非常に大きい。この理由は、確率論に基づく解析では、発生頻度の高い地震による地震動は強調されるが、発生頻度の低い地震による地震動は強調されないためである。このため、過去に建設地点近くに大きな地震が起こっていても、この地震の発生頻度が低ければ（再現期間が長ければ）、この地震による地震動は小さな値としてしか評価されない。

たとえば、2000 年鳥取県西部地震 (M7.3)、2004 年新潟県中越地震 (M6.8)、2008 年岩手・宮城内陸地震 (M7.2) によって生じた地震動は強震録から判断すると非常に強い揺れであった。とても震度 5 とか震度 5 強などではない。

すなわち、単純に確率論的に求めた地震動に基づいて橋を耐震設計すると、低頻度型地震が起こった場合には、確率的に評価したよりもはるかに強い地震動を受けることになる。

地震学では最新の研究成果を公表することが重要であるが、地震によって被害が生じた際の結果責任は工学が負わなければならない。

b) 震源が予め特定できない地震の存在

断層があると知られていなかった地域でも地震が起こった例がいろいろある。震源が予め特定できない地震と呼ばれる。

最近でいえば、前出の 2000 年鳥取県西部地震 (M7.3)、2004 年新潟県中越地震 (M6.8)、2008 年岩手・宮城内陸地震 (M7.2) がこれに該当する。さらに、沿岸海域に生じた 2005 年福岡県西方沖地

震 (M7.0) , 2007 年能登半島地震 (M6.9) , 2007 年新潟県中越沖地震 (M6.8) も発生前には全く警戒されていなかった。

このため、全国地震動予測地図では、断層が知られていなくてもマグニチュードが 6.8 までの地震は全国のどこにでも起こり得るとみなされている。さらに活断層との対応が取れない M6.8 を超える地震が発生した地域では、過去に起こった最大のマグニチュードを持つ地震が、断層があると知られていない地域でも起こり得るとしている。

この結果、中国地方では 2000 年鳥取県西部地震による M7.3 が、また北海道南西部と東北地方の日本海側では 2008 年岩手・宮城内陸地震による M7.2 が、それぞれ震源を予め特定できない地震の最大マグニチュードとされている。

ただし、これは現状での知見で、今後も活断層との対応が取れない最大マグニチュードを超える地震が発生すれば、その都度、その地域の最大マグニチュードは引き上げられていく。

活断層の特性が研究途上にある現状ではやむを得ない対応であるが、重要なことは、M7.2 とか M7.3 の地震というと、1995 年兵庫県南部地震 (M7.3) や 2016 年熊本地震 (M7.3) に相当する地震だということである。断層がわかっていない地域でも、兵庫県南部地震や熊本地震クラスの地震が生じ得るということは工学的にはきわめて大きな意味を持っている。

c) ばらつきの大きい地震特性

建造物の耐震性に大きな影響を与える直下型地震の規模や再現期間、最新活動年の推定には大きな幅があるにもかかわらず、これらが確率変数として全国地震動予測地図には考慮されていない。

これは、直下型地震の再現期間は数百年～数千年以上と海域に起こる地震よりはるかに長いため、直近の過去に起こった地震でさえ、歴史時代に記録として残されていない場合が多く、地震規模や最新活動年、再現期間の評価が難しいためである。

確率論的に求められた地震動を橋の耐震設計に利用する際の問題は、解析の基となっている地震のマグニチュードや再現期間、最新活動年に大きな不確実性があることである。また、全国地震動予測地図で確率密度関数として評価されているのは、距離減衰式のばらつきだけであり、これ以上に大きな影響を与える可能性のあるマグニチュードや再現期間、最終発生年のばらつきは考慮されていない。

もちろん、情報が乏しい現状で、マグニチュードや再現期間、最終発生年のばらつきを確率密度関数

として評価することはとてもできないであろう。しかし、本来はこれらのパラメータのばらつきを考慮すべきであり、このようにすると、確率の値はもちろん、分布も変わってくるだろう。

d) 10^{-6} /年の被害確率は信頼できるか？

建造物の安全性が高いということを表現するために、被害確率が 10^{-4} /年とか 10^{-6} /年と非常に小さいから安全と説明されることがよくあるが、これは本当だろうか。

被害確率が 10^{-4} /年ということは、被害が生じる確率は 1 万年に 1 回、 10^{-6} /年ということは 100 万年に 1 回だということである。

最近、ホモ(ヒト)より古い猿人が使っていたとみられる最古の石器がケニアで見つかった。約 330 万年前と言われる。ホモ・サピエンスの出現は 40 万年～25 万年前、人類の祖先のクロマニヨン人がフランスのラスコー洞窟に壁画を残したのは約 1 万 2 千年前と言われる。これだけの期間に 1 回しか被害が生じないほど、解析の信頼性が高いといっている訳である。常識的に考えて、軽々しく被害確率が 10^{-4} /年とか 10^{-6} /年と言うことがいかに非現実的かは明らかであろう。

確率論に基づく評価の前提になっているのは、現在の知識に基づいて起こり得ると認識されている規模と頻度の地震が将来も同様に起こり、現在の距離減衰式が将来も成立し続けるという点である。

しかし、このような前提条件はここ 20 年をとってみてもがらりと変化してきた。キラールパルスと呼ばれる強烈な地震動が存在することは 1994 年米国ノースリッジ地震や 1995 年兵庫県南部地震によって初めて知られたし、距離減衰式も大きく変化してきた。日本近海で Mw9.0 の超巨大地震が起ることは 2011 年東北地方太平洋沖地震前には知られていなかったし、長周期地震動の脅威は 1964 年新潟地震あたりから石油タンクのスロッシング被害で知られ出した。この当時には超高層ビルや長大橋はまだ建設されていなかった。時代とともに、地震や地震の影響に関する知識、社会や建造物は大きく変わってくる。

確率論的な評価を過信してはならない。確率が役立つのは天気予報程度だと考えるべきなのである。

(2) 全国一律に発生確率が同じように設計地震力を定めると地域間の公平性は担保されるか？

上記のような疑念に対して、確率論に基づいて、全国一律に同じ発生確率となるように設計地震力を定めておけば、地域間の公平性は担保され、国民に

対して公平ではないかという意見がある。しかし、地震国であると多くの国民が認識しているわが国において、運悪く低頻度型大地震が起こったときに、確率論的に定めた地震動を上まわった地震力が作用し、橋が倒壊してもやむを得ないと受け止める国民的コンセンサスがあるだろうか。

一方、橋の耐震性を確保するためには、どの地方であろうと、その地方に生じた過去の最大規模の地震力に基づいて設計地震力と定めるべきだという意見もある。反対に、地震の起こる頻度にかかわらず、その地方に生じる最大規模の地震力に基づいて設計地震力を定めることは、過大過ぎるという意見もある。

確率論的に求めた地震動をどのように利用するかに関しては、現状では固まった考え方はない。確率論的に求めた地震動をそのまま設計に使っている国もある。

たとえば、米国では地質調査所が定めた確率論的な地震動を用いて地震動の最大加速度を求め、これに加速度応答スペクトルの形状関数を乗じて設計加速度応答スペクトルを求めている。ただし、米国で最も高い地震リスクにさらされているカリフォルニア州では、このほかに M8 クラスまでマグニチュードごとの加速度応答スペクトルを与えており、これも併用している。

ヨーロッパでは、地震を想定して地震動を評価する方式と確率論的に地震動を評価する方式が併用されている。実際には、後者の方が広く利用されているようである。

確率論的に地震動を評価する方式は米国やヨーロッパのように、地域的な地震活動がほとんどゼロの地域から高い地域まで変化している国で用いられている。

一方、わが国では、確率論的な地震動をそのまま設計地震力の算定に使用するのではなく、地域ごとの地震動強度を評価する際の地域マップの基本情報として利用されてきている。土木構造物や建築物の多くでは、1977 年建設省新耐震設計法（案）で開発された地域マップをもとに安全側に全国を 3 地域に区分し、地域別補正係数を基本設計震度に乗じて設計地震力を求めるという方式が採用されている。

この際、地域別補正係数は、地震活動が高い地域における値を 1.0 としたとき、地震活動が低い地域での値は建築物では 0.8、土木構造物の多くでは 0.7 と、地域ごとの設計震度の違いは、確率論的地震動マップから求められる地域差よりも大幅に小さくされている。

前述したように、地震のマグニチュードや再現期間の評価には大きな幅があるという事実と、震源を予め特定できない M7.2 とか M7.3 の地震が存在するという事実は、構造物には最低限の耐震性を付与できるように設計地震力に下限値を設けておく必要性のあることを示している。

このため、地震の発生確率を考慮して、設計地震力を心持ち増減すると同時に、構造物が倒壊に至ることのないレベルの地震力は確保しようという工学的判断が、現在までの耐震設計の智慧として、地域区分及び地域別補正係数という形で耐震設計に反映されてきているのである。

橋は 50 年、100 年と長期にわたって国民生活になくてはならない戦略的な構造物である。大きな被害は許されないし、一度造られた橋の耐震補強は簡単ではない。

地震というメカニズムが未解明な敵と対峙しなければならない現在、耐震設計の信頼性は、現状の地震学の知識に忠実に設計した場合に高く、工学的判断を交えて設計した場合に低いという訳ではない。現在までの地域ごとの地震力の評価は、間違いなくわが国の橋の耐震性を担保するために有効に機能してきている。

3) 地震力の評価に使用すべきではない両対数グラフ表示した地震応答スペクトル

地震応答スペクトルを示す際に両対数グラフ表示されることが多い。なかには、周期を 0.01 秒から示している図面を見ることがある、しかし、このような短周期地震動は橋の地震応答には何の影響も与えない。橋の耐震設計に重要なのはせいぜい 0.2～0.3 秒以上、5 秒程度以下（一般橋）、20 秒程度以下（長大橋）の範囲である。

対数表示では 0.1 秒～0.5 秒当たりの刻み幅が大きく強調され、0.6～1 秒あたりの刻み幅が小さくて細かく見えない。対数で広帯域表示する場合の問題点は、地震応答スペクトルに基づいて、たとえば複数の地震動を相互に比較したり、スペクトルフィッティングした波形と元の波形を比較する際、橋の耐震性にはどうしてもよい短周期領域や長周期領域における比較に目を奪われ、本来重要な周期領域の比較をよく認識しないままに一致度がよいとか悪いと判断しかねないためである。

対数表示は精度の悪いデータを一見良く一致しているように見せるテクニックとして用いられる。設計地震力は対数表示ではなく、縦軸（地震力）、横軸（周期）ともにノーマル表示すべきである。

4) 楽しいと感じる耐震解析ソフトとは？

解析対象橋を定めるために学生に地震時保有耐力法による設計を依頼したことがある。既成の電算解析ソフトで解析するのであるが、初期断面を仮定してパソコンソフトに打ち込むと、エラーメッセージが出てくる。

よく見ていると、学生はどの方向にデータを替えばよいか分からないため、断面を一回り大きくしたり鉄筋を増やしたりと、入力データーを次々に変えてエラーメッセージが出ない解が見つかり、それが最終解になる。

これは設計なのだろうか、また、これによって学生に断面を決める思考が身についたのだろうか。

設計とはものを創造する楽しい行為であるべきである。パソコンのキーを叩くだけでは楽しいとは思われない。地震時保有耐力法では非線形性を近似的にくり返し解析で解を求める必要がある。手計算で解析することは困難であり、パソコンの使用が必要となる。

しかし、AI等も取り入れて、設計者が楽しいと感じられる状態で解析できるように工夫が必要ではないか。

7. 今後、目指すべき方向

今後、何をを目指すべきかは国土強靱化基本法に明示されている。すなわち、「大地震等の発生の度に甚大な被害を受け、その都度、長時間をかけて復旧・復興を図るといった事後対策の繰返しを避け」、「予断を持たずに最悪の事態を念頭に置き、従来の狭い意味での防災の範囲を超えて、国土政策・産業政策も含めた総合的な対応を、いわば国家 100 年の大計の国造りとして、1000 年の時を見据えながら行っていくことが必要」という視点である。

国土強靱化基本法では、「人命を守る」、「被害を最小限にする」、「重要施設が致命傷を負わない」、「迅速な復旧復興」の 4 点が基本目標とされている。これを達成するために「起きてはならない最悪の事態」として 45 項目が挙げられ、さらにこれらが 8 つの「事前に備えるべき目標」にグループ化されている。

事前に備えるべき目標の筆頭は「大規模自然災害が発生したときでも人命の保護が最大限図られること」であり、これに属する 8 項目の「起きてはならない最悪の事態」の筆頭に、「大都市での建物・交通施設等の複合的・大規模倒壊や住宅密集地における火災による死傷者の発生」が挙げられている。具体的には、交通施設については、長時間・長周期地震動による影響、新たな構造材料、老朽化点検・診断技

術に関する知見や技術が不足していると指摘されている。

構造物の耐震対策という視点で重要な点は、「最悪の事態」をターゲットに「なんとしても人命の保護を最大限確保する」という強い危機意識と決意が示されていることである。さらに、このためには現状の構造物の耐震性は不十分なレベルにあり、耐震性強化が最重要課題であると認識されている点である。

ここに、構造物の耐震技術、耐震診断・耐震補強技術の必要性、重要性がある。兵庫県南部地震から 20 余年経ったということは、そろそろ次の本格的な脅威が迫っているということである。兵庫県南部地震は決して特別な地震ではない。M7 クラスの直下型地震の一つに過ぎない。M7 クラスあるいはそれ以上の大規模な直下型地震が起らないと言える地域は日本には存在しない。

人は忘れやすいものであり、災害頻発国日本に暮らすためには、強い自覚と覚悟が求められている。戦後復興期、経済成長期に建設された大量のインフラの更新期、補強期を迎えようとしている現在、徹底した耐震補強と地震後にも相当の確度で継続使用可能な橋を建設できる技術開発が求められている。

8. あとがきー技術者を信頼した技術基準

1977 年建設省総合技術開発プログラム「新耐震設計法の開発」を受けて、従来の 1971 年道路橋耐震設計指針を 1980 年道路橋示方書 V 耐震設計編に改訂する作業に“ちょい役”（走り使い）として加わったのが著者が技術基準作りに携わった初めての経験であった。

著者は「4.6 動的解析に用いる設計地震動入力」の原案作成を担当することになったが、この当時には強震記録に基づく地震動レベルと震度法・修正震度法に用いる震度の間の余りに大き過ぎる乖離にどう向き合えばよいか皆目見当がつかなかった。この当時には、技術基準とはどうでもよいことをもってまわって長たらく書けばよいのかと誤解していた記憶がある。

一方、改訂前の 1972 年道路橋耐震設計指針は簡潔でみずみずしいと思っていた。特に、「5 章 設計一般」の中の「5.5 地震力の低減を期待する構造」には、「地震力の低減を期待する構造または装置を用いるときは、その効果を十分検討し、落橋の恐れがないように配慮しなければならない」という本文規定があり、解説には「冗機を設けておいて、それが地震に破損することによって地震力の低減を期待する構造、あるいは連続桁からなる橋では可動支承を支え

る橋脚と上部構造を粘性ダンパーで結び、・・・固定支承を支える橋脚の地震力の負担を軽減する構造などが提案され、試用されてきた」としたうえで、「これらの事例は特別な場合が多く一般的とはいえないので、具体的設計細目について規定できなかった」と正直に記載した上で、「これらについては、今後の技術開発に待つところが多く、事例が積み重ねられることを期待して、特にこの規定を設けた」という記述があった。著者はこれに感動した。こういう新たな技術開発に対する信頼とそれを促すことが重要であるという信念が現在の免震技術につながってきたと考えている。

さらに、「6章 雑則」として、「特別な理由があるものに限り、この指針の規定によらなくてもよい」との規定にも感動した。これも現場の技術力に対する強い信頼と新規技術が現場から提案されてくることに対する期待を具体的に表わしたものだと理解している。

基準作成にあたっては、基準作成者がすべてを読み切ることが不可能であることを認識し、現場で判断できる余地を残しておくことが重要である。現場には素晴らしい技術者がいるからである。

道路橋示方書等、技術基準は地域ごとにばらばらにならないための約束事を記述したものである。極端に言えば、ある規定が事実でなくても、橋を安全に造るという目的に叶っていれば結果的に正解なのである。

そういう意味で、若手の研究者、技術者の方達には道路橋示方書を読むよりも、地震被害を自分の目で見て被害原因を考え解析してみることをお奨めしたい。地震被害という自然の審判には無限の研究、技術開発の宝庫が眠っているからである。

参考文献

- 1) 川島一彦：地震との戦いーなぜ橋は地震に弱かったのか、鹿島出版会、2014.
- 2) 大橋雄二：日本建築構造規準変遷史、日本建築センター、1993.
- 3) 物部長穂：耐震に就いて、道路の改良、道路改良会、1924.
- 4) 岩崎敏男、龍岡文夫、常田賢一、安田進：地震時地盤液状化の程度の予測について、土と基礎、28-4、pp. 23-29、1980.
- 5) 川島一彦、相沢興、高橋和之：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式、土木研究所報告、第166号、建設省土木研究所、1985.
- 6) 川島一彦、長谷川金二、長島博之、小山達彦、吉田武

史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究、土木研究所報告、第190号、建設省土木研究所、1993.

- 7) 川島一彦：兵庫県南部地震は土木構造物の耐震設計の何を変えたのかー橋の耐震設計を中心にして、科学、2000-1、2000.
- 8) 谷口仁士：よみがえる福井震災、現代史料出版、1998.
- 9) 川島一彦他：地震被害から学んだ教訓と今後の技術開発、土木研究所資料、第3277号、建設省土木研究所、1994.
- 10) 武部健一：道路の日本史、中公新書、2321、2015.
- 11) 片山恒雄、岩崎敏男、佐伯光昭：地震動加速度応答スペクトルの統計解析、土木学会論文集、27、1978.
- 12) 建設省：官民連帯共同研究・道路橋の免震構造システムの開発報告書、建設省、1992.
- 13) 本州四国連絡橋公団：兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響調査報告書、1995.
- 14) 北沢正彦、石橋浩、江見晋、西森孝三：基本構造系をオールフリーとした長周期斜張橋（東神戸大橋）の地震応答特性と耐震設計、土木学会論文集、422、1990.
- 15) 川島一彦、渡邊学歩、畑田俊輔、早川涼二：逆L字型鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究、土木学会論文報告集、745/I65、pp. 171-189、2003.
- 16) 寒川旭：地震の日本史ー大地震は何を語るのか、中公新書、1922、2011.
- 17) Kawashima, K.: Damage of bridges resulting from fault rupture in the 1999 Kocaeli and Duzce, Turkey, earthquakes and the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake, Structural Eng./ Earthquake Eng., JSCE, 19-2, pp. 179-197, 2002.
- 18) 松本崇志、川島一彦：支承及び落橋防止構造の逐次破壊を考慮した橋梁の地震被害、地震工学論文集、29、pp. 971-960、土木学会、2007.
- 19) 庄司学、川島一彦、宇根寛、長谷川恵一、島ノ江哲：高ひずみ・高面圧下におけるゴム製緩衝装置の応力度～ひずみ関係、構造工学論文集、46A、pp. 917-928、2000.
- 20) (財)土木研究センター：落橋防止構造設計ガイドライン(案)、2005.
- 21) 全貴連、川島一彦：フィンガー型Expansion Jointが橋梁の地震応答特性に及ぼす影響、土木学会論文集A、65-1、pp. 243-254、2009.
- 22) 岩崎敏男、川島一彦、相沢興、高橋和之：既往地震活動度に基づく地震動強度の期待値推定法、土木研究所資料、第1696号、建設省土木研究所、1981.