

1. キャパシティーデザインと地震時保有耐力法

1.1 兵庫県南部地震と橋梁の耐震設計法

1) 耐震設計の歴史と現在までの被害の特徴

「関東地震にも耐える」ことを目標に耐震設計されてきたはずのわが国の土木・建築物であったが、兵庫県南部地震により多数の構造物が予想もしなかった致命的な被害を受け、改めて直下型地震の恐ろしさが身にしみてからはや3年半が経過した。兵庫県南部地震の特徴は、わずか1.3秒という短い時間内に集中的に地震エネルギーが放出されたすさまじい地震力であったことである。また、構造物のじん性を配慮することの重要性も貴重な教訓であった。平成8年11月に道路橋示方書が改訂され、地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法が震度法とならぶ基本的な設計方法と位置づけられる等、すでにいろいろな対策が講じられているが、最近ではそれ程致命的な被害を伴う地震は発生していなかったのに、どうしてこのような大被害が生じたのかというのが兵庫県南部地震直後に誰もが抱いた率直な印象ではなかったかと思う。ここでは、兵庫県南部地震の前には、どのような被害なら予想された範囲とみなされてきたか、すなわち、どのような地震観を兵庫県南部地震の前には持っていたかを思い返してみたい。これは、兵庫県南部地震以前の耐震設計の考え方のどこに問題があったかに関して認識を新たにしておくことが、今後の耐震設計を考える上で重要であると考えられるためである。

わが国では、構造物の設計に地震の影響を科学的に考慮するようになったのは、大正12年関東地震の後である。道路橋に関していえば、当時の内務省土木局が大正14年に「道路構造に関する細則案」をまとめ、「所在地における最強地震力を設計に考慮する」ように通達したのが最初である。これ以後、新たな経験や技術の蓄積を採り入れながら耐震技術の改定が行われてきた。こうした耐震技術の進歩と歩調を合わせ、最近では地震被害も着実に減少してきた。過去の地震被害を振り返ってみると、大きく次の3つのステージに分けることができる。

(1) 耐震設計していないか、設計地震力が小さかった時代

関東地震(大正12年)、南海地震(昭和21年)や福井地震(昭和23年)等がこうした時代に相当する。この時代の被害は、基礎の強度不足に起因しており、基礎が過度に移動したり、傾斜、転倒したために桁が落下したものが大部分である。

(2) 液状化の影響や落橋防止構造を見込んでいなかった時代の被害

その後耐震設計法が改善され、上記(1)のような被害は次第に減少してきた。その次に遭遇したのは、液状化による被害である。昭和39年新潟地震では、広範囲に液状化が発生し、これに伴う流動化が生じた。これによって、竣工したばかりの昭和大橋の橋脚が大きく傾斜し、落橋した。この地震を契機として液状化という現象が初めて科学的に認識され、様々な研究が積み重ねられて、液状化対策が導入されるようになってきた。また、下部構造が被害を受けても桁が橋脚から落下しにくいように、落橋防止構造が考案され、導入されるようになった。

(3) 近年の地震被害

こうした対策が進んだおかげで、最近では確かにそれ程大きな被害は生じていなかった。基礎が強化されたため、基礎部の被害はほとんど生じておらず、橋脚や支承に被害が限定されてきた。しかし、橋脚や支承まわりには依然として被害が生じるため、こうした被害を軽減して、橋全体系の耐震性を高めていこうというのが、兵庫県南部地震が起こる前までの耐震設計の方向であっ

た。

この中で、唯一、今回の地震から見れば重要な被害が、浦河沖地震による静内橋の被害であった¹⁾。この橋では、断面を絞ったRC橋脚が採用されており、主鉄筋の段落しがされていたため、ここで大きなせん断破壊が生じた。また、近年の一連の北海道で生じた地震でも、小規模な被害が生じていた。

以上に示すように、近年の道路橋の地震被害は後述する耐震規定の向上と密接に関連して、減少する傾向にあると見られてきた。表1は、関東地震以後、現在までの道路橋の被害を示したものである。関東地震では火災で落橋した橋もあるが、こうした橋を除き、純粹に震動が原因で落橋した橋は、兵庫県南部地震が起こる前には、わずかに15橋に過ぎなかった。こうした点からも、わが国の橋は地震に対して十分な強度を持つと国内外から見られてきたのである。

表1 地震による震動が原因で落橋した道路橋

発生年月	地震	マグニチュードM	落橋数
1923.9	関東地震	7.9	6
1946.12	南海地震	8.0	1
1948.6	福井地震	7.1	4
1964.6	新潟地震	7.5	3
1978.6	宮城県沖地震	7.4	1

2) 橋梁の耐震設計の流れ

それでは、耐震基準としては、現在までにどのような流れをとってきたのであろうか。上述したように、関東地震から2年後に初めて耐震設計に関する規定が採り入れられたが、これを契機に、表2に示すように現在まで順次、耐震基準の改訂が行われてきている。当時は、橋といえば鋼橋であったため、鋼道路橋設計示方書として規定され、この中に耐震規定が含まれていた。しかし、耐震設計に重要な固有振動特性、じん性、液状化、落橋防止構造等の規定は、この当時には含まれておらず、設計震度の規定が示されていたに過ぎない。ただし、設計震度としては、水平方向に0.2、上下方向に0.1が標準とされており、後述する1971以前の米国カリフォルニア州の設計震度が0.06程度であったことからわかるように、地震力としては諸外国の中では格段に大きい値が見込まれていた。

昭和46年になって本格的な耐震基準の整備が行われ、道路橋耐震設計指針として初めて他の道路橋の規定とは独立した別冊の規定が制定された。これは、昭和39年の新潟地震を契機として進められた各種の研究成果をとりまとめられたものである。ここでは、修正震度法、初めての液状化の簡易判定法、落橋防止構造など、何点かの斬新で、その後の耐震設計法の基本となった重要な規定が採り入れられた。

昭和55年には、これが道路橋示方書・V編耐震設計編として衣替えし、さらに平成2年に大幅に内容の刷新が図られて、兵庫県南部地震を迎えている。平成2年の示方書では、従来の震度法と修正震度法を統一して新たに震度法としてまとめ直すとともに、連続橋の効果を考えに入れ

表2 道路橋の耐震規定の変遷

規定年	規定	特徴
1926	道路構造に関する細則（案）	わが国最初の耐震規定
1939	鋼道路橋設計示方書（案）	この時代には、基本的に 水平震度=0.2 上下震度=0.1
1956	鋼道路橋設計示方書	
1964	鋼道路橋設計示方書	
1971	道路橋耐震設計指針	修正震度法、簡易な液状化判定法、落橋防止構造の導入、設計震度0.1~0.3
1980	道路橋示方書・V耐震設計編	液状化判定法のグレードアップ
1990	道路橋示方書・V耐震設計編	地震時保有水平耐力の照査法、連続橋の耐震設計法の導入、震度法と修正震度法の一体化、動的解析入力の標準化
1995	復旧仕様	兵庫県南部地震後の暫定規定、地震時保有水平耐力照査法の適用拡大
1996	道路橋示方書・V耐震設計編	耐震設計目標の明確化、地震時保有水平耐力法、タイプⅠ、タイプⅡの設計地震力、免震設計法、液状化および流動化に対する耐震設計法の導入、落橋防止システムの大幅見直し

た静的フレーム法による慣性力の計算法、RC橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査の規定等、重要な規定が採り入れられた。特に、地震時保有水平耐力の照査の規定は、従来弾性設計一本槍であった土木構造物の耐震設計に、初めて、塑性域のじん性と動的耐力の概念を採り入れたもので、兵庫県南部地震以後の耐震設計法の見直しに大きな役割を果たした。

一方、海外に目を転じると、1971年の米国サンフェルナンド地震によって、カリフォルニア州の道路橋に甚大な被害が生じた。この当時、カリフォルニア州では0.06程度という、わが国から見ると非常に小さい設計震度が採用されていた。しかし、この被害を契機に、米国やニュージーランド等では、強度の確保に頼る従来の震度法による耐震設計には限界があるとして、キャパシティーデザインと呼ばれる地震時保有水平耐力法の開発に努力が傾注されていった。じん性の確保を図るため、多量の帯鉄筋やスパイラル筋を用い、極力、矩形断面は避け、帯鉄筋による拘束効果が得られやすい円形断面を採用するとともに、どうしても矩形断面を採用する際には、円形断面をいくつか組み合わせるインターロッキング式の橋脚を採用するといった徹底した配慮が行われるようになってきた。こうして、サンフェルナンド地震を契機として、米国やニュージーランド、さらにヨーロッパ諸国ではじん性設計が押し進められてきたのである。

このような事情はもとよりわが国にも伝えられていた^{2)~5)}が、わが国では、サンフェルナンド地震の被害は圧倒的に小さかった設計震度のせいだとの認識が強く、また、不静定次数の低い橋梁にじん性設計が採り入れられるのかという意見があり、さらに何よりも前述したように、わが国では近年震度法で設計してきた構造物に地震被害がそれ程起こっていなかったことから、地

震時保有水平耐力法に基づく耐震設計の採用が平成2年まで遅れることとなったのである。

3) 兵庫県南部地震が起こる前の地震被害観

以上が兵庫県南部地震が発生する前の大方の橋梁の耐震性に関する見方ではなかったかと思われる。関東地震以後、関東地震の際の東京付近の地震動を一つの目安として耐震設計されるようになったが、このことは平成2年道路橋示方書の前の基準にはどこにも規定されていない。関東地震当時の資料を見ると、関東地震の際には、東京よりも横浜や小田原の方がはるかに断層に近く、強い地震動に伴って被害も著しかったが、こうした断層近傍の地震動までは耐震設計に考慮せず、東京付近の地震動を耐震設計の目標にせざるを得なかったことが薄々示されている。地震動の特性や構造部材の動的強度に対する科学的知識が不十分で、動的解析法も使用できなかった当時としては、1926年に出された道路構造に関する細則案の中で、初めて「所在地における最強の地震力を設計に考慮する」と規定されても、実際は設計震度0.2を用いた震度法に基づく耐震設計しかできなかったのである。許容応力度法の設計体系の中で、0.2の設計震度を仮定することがどのような地震を対象にどのような状態にとどまることを目指して耐震設計しているかを、科学的に説明できなかったのである。

一方では、昭和23年福井地震以後、1000人を越す犠牲者を出した地震が起こってこなかったこと、昭和30年代後半以後、建設技術が著しく進歩し、確かに耐震性は確実に向上したこと等から、もはや大規模な被害は生じないのではないかと見られてきた。この間に、もともとは「関東地震の際の東京付近の地震動に対して、崩壊を防止する」という程度の耐震設計の目標が、いつの間にか「関東地震に持つ」ように設計していると変わり、さらに、「マグニチュード8の大地震にも耐える」、「どんな大地震にもびくともしない」といわれるようになって、兵庫県南部地震を迎えた。こうしたトーンは、ロマプリエータ地震やノースリッジ地震の際の米国の被害を見ても、我が国の橋梁は絶対壊れないといった報道となって国民に伝えられ、地震後に大きな非難を浴びたことは周知の通りである。

今後の耐震設計法を開発していく上で同じ過ちを繰り返さないために、兵庫県南部地震から得るべき教訓としては、以下のような点がある。

(1) 設計目標を明確にする必要がある

耐震設計で目標とする地震像、地震動の特性を明確にし、これを国民にも伝える必要がある。平成8年の道路橋示方書においては、タイプI地震動として関東地震の際の東京付近の地震動が、また、タイプII地震動として兵庫県南部地震の際の神戸付近の地震動が考慮されている。我が国の橋梁の設計で初めてレベル2地震動が用いられたのは、昭和57年の東京湾横断道路の耐震設計であり、L1、L2地震動という仕分けが初めて導入された。これが、平成2年の道路橋示方書にRC橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査法を経て、平成7年の復旧仕様、平成8年の道路橋示方書に引き継がれてきた。平成8年道路橋示方書においても、関東地震の際の小田原や濃尾地震のようにのように大規模地震の断層に近い地震動をどうとらえるかに関しては明確に記述されていない。

(2) 外力、計算法、照査法が事実に近い設計体系の構築

震度法による耐震設計のように、地震力は小さいが、許容応力度を低く設定してあるから安全

だという設計体系は、昭和50年代に入ってから、地震力や構造部材の動的耐力に関する科学的な知識が蓄積されるようになった段階で、これを設計に反映することを阻んできた。ある事実に基づきある規定を変えれば、その周辺の規定も変えないと整合しないからである。他のところで考慮するから、ここは多少事実と異なってもいいではないかという発想の設計体系を作るべきではない。この姿勢を何年か継続すると、何が事実で、何が仮定かがわからなくなってしまふからである。多人数が多年月を掛けて継続的に行う設計体系の構築のような行為においては、外力、計算法、照査法がそれぞれ事実近く、バランスの取れた体系とすることが重要である。

(3) 過去に地震の洗礼を受けていない新形式の橋梁の耐震性に要注意

確かに、近年我が国ではそれほど多くの橋梁が被害を受けてこなかったが、これらの震災経験は両端に橋台がある小径間の上部構造を背の低い剛な橋脚で支持された、振動しにくい構造系に対するものであった。これは、わが国では地盤が軟弱なため、過去の震災の大部分は基礎の破壊によるものであり、このため、伝統的に大きな基礎と大断面の橋脚を採用してきたためである。橋台は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに桁の振動を抑える役割を果たしている。平成2年に静的フレーム法が導入される前までは、1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分に分けて、死荷重反力に設計震度を乗じただけの地震力を考慮して設計されていたため、橋台の拘束効果は橋脚の地震力の算出に反映されていなかった。このことが結果として、橋脚の地震力に余裕を与えてきた。しかし、昭和30年代の高度成長期を迎えると、都市部では各種の土地利用上の制約から、また、河川では河川阻害率の制約からできるだけ断面を絞った1本柱形式の橋脚が採用されるようになってきた。橋台の拘束がなく、橋脚が細くて振動しやすい構造系、すなわち兵庫県南部地震で激甚な被害を受けた都市高架橋がこうしたタイプに該当している。兵庫県南部地震では、従来の“基礎—地盤型の被害”ではなく、建築やあるいは米国の橋梁のように“橋脚—構造系型”の被害が生じた。兵庫県南部地震では問題とならなかったが、次の地震では問題となり得る震災経験のない構造が多数有る。

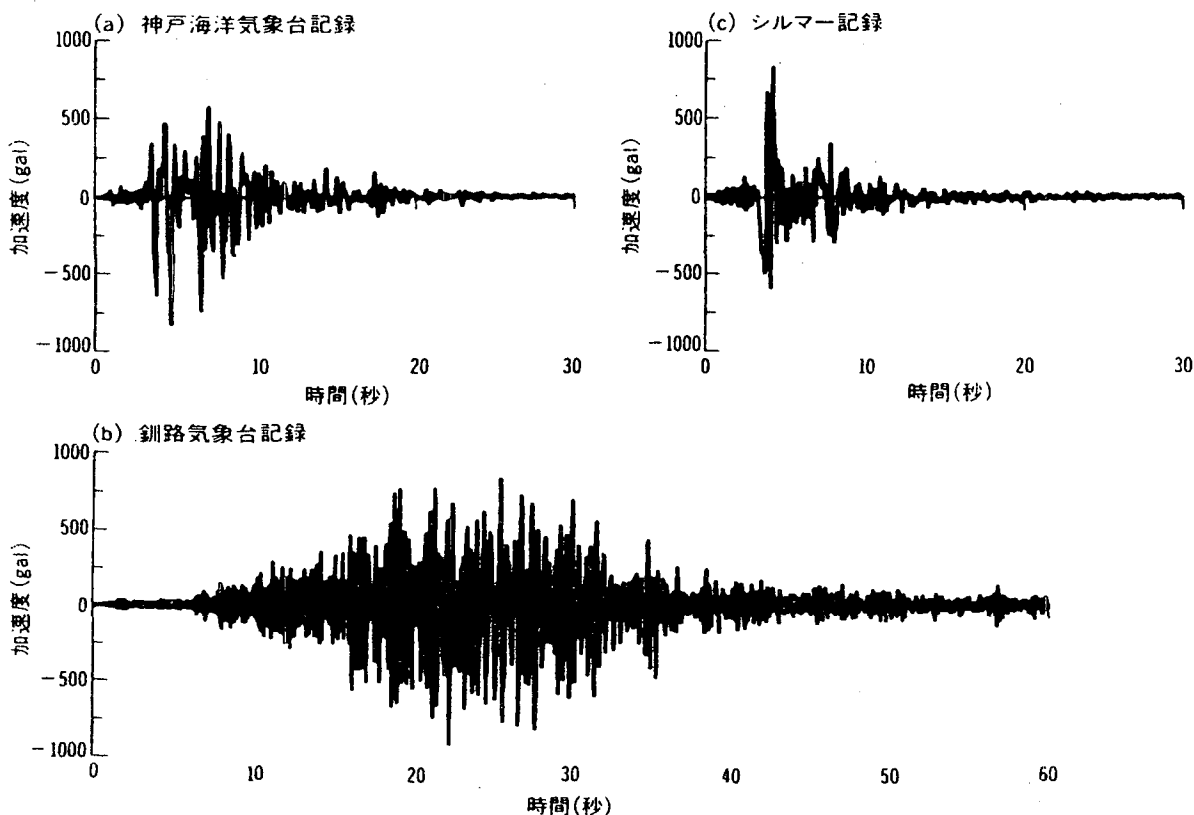
1.2 まだ過小評価されている設計地震力

1) すさまじかった兵庫県南部地震の地震力

兵庫県南部地震では著しい被害を生じたが、これが、近年の他の地震と比較して圧倒的に著しかった原因は、そのすさまじい地震力にある。これについて、考えてみよう。

図1は、兵庫県南部地震による神戸海洋気象台の強震記録を、釧路沖地震(平成3年1月)の際の釧路気象台の記録、米国ノースリッジ地震(平成4年1月)の際のシルマー駐車場の記録と比較したものである。これらは、奇しくもちょうど1年おきに生じた地震であり、従来減衰定数5%の加速度応答スペクトルで表した強度が1g程度であった強震記録の最大値を突然3年連続して塗り替えてきた地震である。図1によれば、神戸海洋気象台記録は、継続時間がわずかに13秒程度であり、主要動部分に限るとわずかに8秒程度である。これに対して、釧路気象台記録の継続時間は、50秒程度と極めて長い。シルマー記録は、神戸海洋気象台記録と似た特徴を持っている。

また、図2は、これらの記録を加速度応答スペクトルによって比較したものである。釧路気象台記録は、最大加速度応答が3.3gに達し、3記録の中では最も大きい。しかし、釧路沖地震の



(a) 神戸海洋気象台記録(兵庫県南部地震/M=7.2, 1995.1)
 (b) 釧路気象台記録(釧路沖地震/M=7.8, 1993.1)
 (c) シルマー記録(ノースリッジ地震/M=6.8, 1994.1)

図1 最近観測された代表的な強震記録

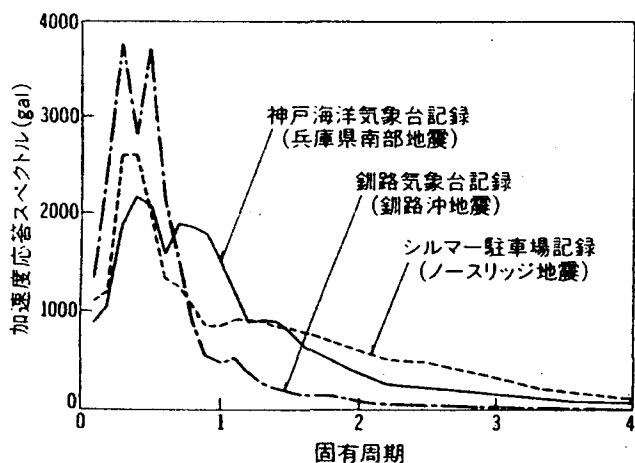


図2 加速度応答スペクトル(減衰定数5%)で比較した図3の3つの強震記録の強度

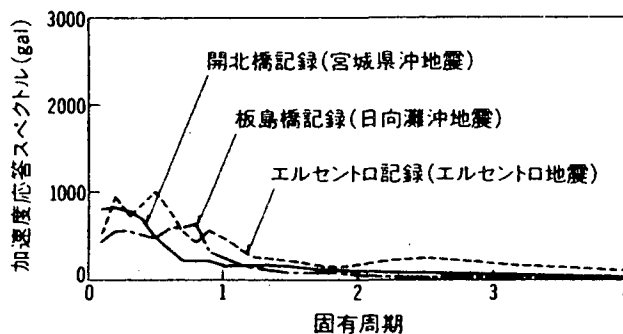


図3 図1の記録が観測されるまでの代表的な強震記録

際には、全般的に構造物の被害は限定的であった。何が釧路気象台記録と神戸海洋気象台記録の違いかを見てみると、固有周期が0.6秒以上の領域では、神戸海洋気象台記録の方が釧路気象台記録よりもかなり加速度応答が大きい。

固有周期は一般に全断面有効の剛性から算出するが、実際には、非線形域に入るので、等価剛性を使った固有周期は全断面有効の固有周期の容易に2~3倍になる。こうした点から見ると、仮に全断面有効の固有周期が0.4秒程度の橋でも、実際には0.8~1.2秒程度の周期帯域の加速

度応答スペクトルが重要である。こうした点が、神戸海洋気象台記録の方が釧路気象台記録よりもはるかにパンチがあった原因かもしれない。シルマー記録は、神戸海洋気象台記録よりも加速度応答レベルが一回り低い。

図3には、現在までにわが国で観測された大きな強震記録の加速度応答スペクトルを示す。こうした記録では、加速度応答スペクトルはおおむね1g程度であり、こうした点が、従来、1g程度が加速度応答スペクトルのかかなり上限に近いと考えられてきた理由の一つである。

それでは、何故、兵庫県南部地震で従来の記録を大幅に上回る記録が得られたのであろうか。これは、結局、強震記録を観測し出してから歴史が浅いということに帰着する。米国では1933年のロングビーチ地震で世界に先駆けて強震記録が得られたが、わが国では昭和28年に猿谷ダムに強震計が設置されたのが最初である。しかし、この当時にはほとんど強震計は設置されておらず、昭和39年の新潟地震の際に、液状化で転倒した川岸町の県営アパートで強震記録が得られ、強震記録が被害原因の究明に大きな役割を果たすことが知られて以後、強震計の設置が進められた。したがって、実質的に強震計が設置されだしたのは昭和40年代半ば以後であり、強震記録がとれだしたのは昭和40年代後半、ある程度記録数が蓄積され、統計解析が可能となってきたのは昭和50年代半ばであった。この間、十勝沖地震（昭和43年）、伊豆大島近海地震（昭和53年）、宮城県沖地震（昭和53年）、日本海中部地震（昭和58年）等が発生し、強震記録が得られてきた。

興味深いのは、大きな強震記録が得られる度に、この記録は特殊ではないかという議論が起き、やがてこれを凌ぐ大きな強震記録が得られると、その記録に議論が移るといったことを繰り返しながら現在に至っている点である。これは設計震度をはるかに上回る大きな加速度応答スペクトルを生じる地震動が得られながら、被害が少なかったという事例が多かったからで、こういう議論を通して、構造物の設計震度を上回る地震力が作用しても構造物は簡単には崩壊しないこと、その原因は構造物の余剰耐力やねばりにあることが次第に知られるようになってきた。したがって、兵庫県南部地震の前には、仮に大きな地震動が生じて、それ程簡単には構造物の被害は生じないという見方が一般的であった。

こうした見方が、兵庫県南部地震で一気に吹き飛んでしまったわけである。従来でも、大きな加速度を入力して動的解析すれば、大きな応答が得られるが、実際にはそれ程大きな被害は受けていないという構造物をどう考えればよいのかといった議論があった。結局、入力、応答、部材の動的耐力・変形性能の3者間のキャリブレーションが構造物の耐震性を定量的に判定できるレベルに達していなかったのである。

2) 兵庫県南部地震は特殊な地震か？

表3は、大正12年（1923）から兵庫県南部地震にかけての約70年間にわが国で生じた被害地震を示したものである。このうち、大正14年（1925）～昭和23年（1948）の23年間には、3回の海洋性地震と6回の直下型地震が生じ、実に16,406名が犠牲になっている。大正14年に北但馬地震が起り、その2年後には北丹後地震、さらにその2年後には北伊豆地震が起り、それから13年後に鳥取地震、その2年後に三河地震、さらにその3年後に福井地震と非常に短い間隔で直下型地震が起り、1万人以上の犠牲者を生じた。この間に、三陸津波地震、

表3 大正12年関東地震以後の主要な地震被害

発生年月	地震	マグニチュード	死者	発生年月	地震	マグニチュード	死者
1923.9	関東地震	7.9	142千余	1964.6	新潟地震	7.5	26
1925.5	*北但馬地震	6.8	428	1968.5	十勝沖地震	7.9	52
1927.3	*北丹後地震	7.3	2,925	1974.5	伊豆半島沖地震	6.9	30
1930.11	*北伊豆地震	7.3	272	1978.1	*伊豆大島近海地震	7.0	25
1933.3	三陸津波地震	8.1	3,064	1978.6	宮城県沖地震	7.4	28
1943.9	*鳥取地震	7.2	1,083	1983.5	日本海中部地震	7.7	104
1944.12	東南海地震	7.9	1,223	1984.9	*長野県西部地震	6.8	29
1945.1	*三河地震	6.8	2,306	1993.1	釧路沖地震	7.8	2
1946.12	南海地震	8.0	1,330	1993.7	北海道南西沖地震	7.8	202
1948.6	*福井地震	7.1	3,769	1994	北海道東方沖地震	8.1	0
1952.3	十勝沖地震	8.2	28	1995.1	*兵庫県南部地震	7.2	約6,500

注) * : 直下型地震

東南海地震、南海地震と3回の海洋性大規模地震が起こり、主として津波により、5千6百人を越える大きな被害を出している。この時期、日本は大揺れに揺れたのである。

表3で重要な点は、昭和23年の福井地震を最後にその後わが国では1000人を超す犠牲者のでた地震は起こっていなかった点である。兵庫県南部地震が起こる前までは、近年の耐震技術を含む一連の建設技術の進歩によってこうした致命的な被害は防止できるようになったからだと考えられてきた。福井地震以後も、例えば昭和53年伊豆大島近海地震(M7.0、死者25名)や昭和59年長野県西部地震(M6.8、死者29名)のような直下型地震が生じている。特に、長野県西部地震では、御嶽山の山腹に大規模な崩壊が生じ、自然の猛威を見せつけられた。しかし、こうした地震は、幸いにして都市人口密集地域から離れたところで発生したため、人的には大きな被害とはならなかった。

このように考えてみると、昭和23年以後、大きな被害が生じていなかったのは、もちろん耐震技術の向上も大きく貢献してきたことも事実であるが、それ以上に、幸いにして兵庫県南部地震のように強烈な地震動に遭遇しなかったからだと考えることができる。

兵庫県南部地震の再現期間に関してはいろいろの説があるが、いずれにしても数百年単位と見られている。しかし、表3を見ると、兵庫県南部地震は、北丹後から、北伊豆、鳥取、三河、福井と続いてきた直下型地震の系列の単なる一つに過ぎないことがわかる。こうした地震では、強震記録が残されていないため、当時の震動が現在の構造物にどのような影響を与えるかを科学的に検討することは困難であるが、最近、たまたま我々がこうした強烈な震動に遭遇しなかっただけで、過去には起きていたのである。

直下型地震の1つ1つは数百年、数千年の再現期間を持っていたとしても、日本全体としてみれば、2~3年間隔で生じることがあることを表3は示している。従って、こうした地震を耐震対策の対象からはずすことはできない。こうした地震を耐震対策からはずすということになれば、国民の生命と財産を守るという国の基本的役割が果たせなくなってしまうためである。こうした意味においても、兵庫県南部地震は特殊な地震ではなく、今後の耐震設計に考慮していかなければならない地震である。

3) どの程度大きな地震が生じ得るのか?

どの程度の規模の地震が生じ得るかを研究することは地震学の課題であるが、これにより耐震設計のレベルががらりと変わることを考えれば、地震学の分野で得られる情報をもとに、工学分野においても評価しておく必要がある。地震学の分野では、既往の地震の発生状況、現在の地震活動、活断層の分布、プレートテクトニクス理論等、いろいろな面から地震に関して研究が進められている。こうした情報をもとに、わが国で生じ得る最大地震のマグニチュードを推定するためには、活断層の規模から推定する等、いろいろな方法が考えられるが、これらの大部分は地震学の専門知識を必要とする。

しかし、過去の地震発生状況を統計量として取り扱い、これにある程度の地震学の知識を盛り込むことであれば、工学者にもある程度の解析が可能である。このような観点から、川島等は工学的な最大地震の規模の推定を行っている⁷⁾。解析のプロセスは、1) その中では基本的に地震発生状況が一様と考えられる24の地域(小活動区)にわが国を分割し、2) 各小活動区内での過去の地震発生状況から、再現期間~地震のマグニチュードMの期待値の関係を推定し、3) これと実際に過去に生じた地震の規模等を考慮して小活動区ごとに生じ得る最大マグニチュードを推定するというものである。解析には、1885年(明治18年)から1981年(昭和56年)に至る97年間に我が国周辺で発生したマグニチュード5.0以上で震源深さが60km未満の浅発地震が用いられている。

図4は、このようにして求めた再現期間200年に対応するマグニチュードの期待値 M_1 と既往最大のマグニチュード M_2 を総合して求められた最大地震のマグニチュードである。最大地震のマグニチュードは、我が国を24区分したうちの1、3、4、5、7、8、9、11、12、13、15、18、20、21の14小活動区において8以上、さらに、1、5、11、12、13、20の6小活動区では8.5以上と推定される。

4) どの程度まで大きな地震動が生じ得るか?

それでは、M8クラスの断層直近ではどの程度の地震動が生じるであろうか。このような記録

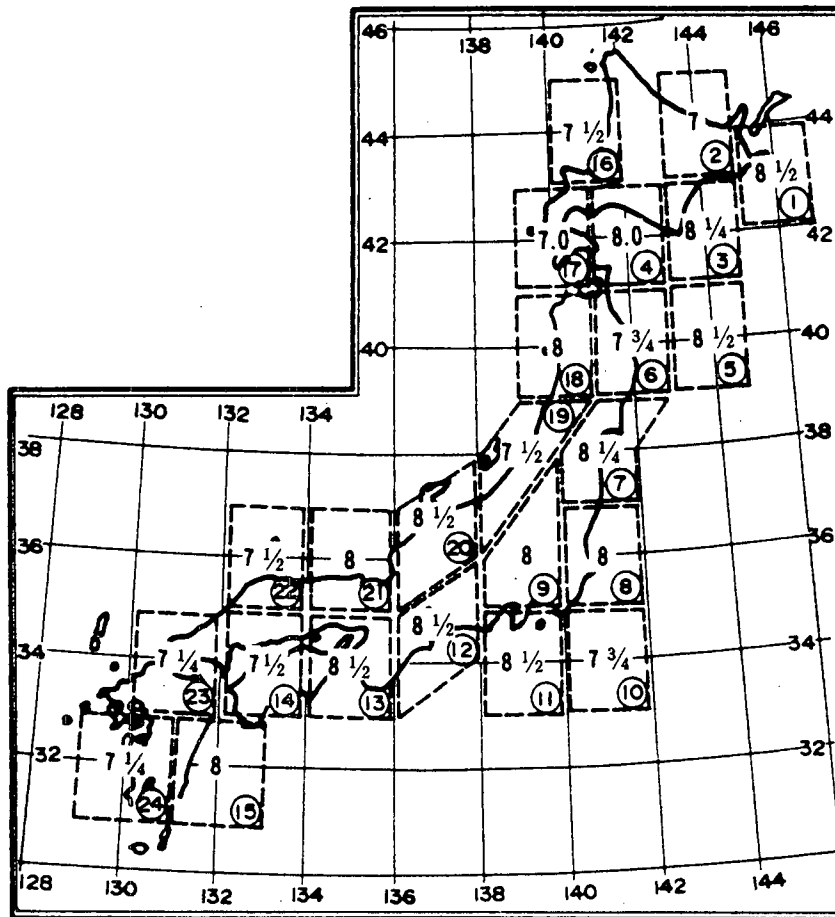


図4 再現期間200年に対応するマグニチュードの期待値 M_1 と既往最大地震のマグニチュード M_2 を総合して求めた最大地震のマグニチュード

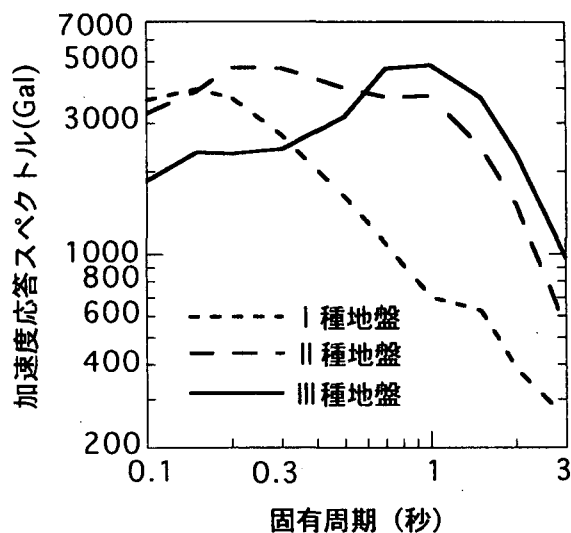
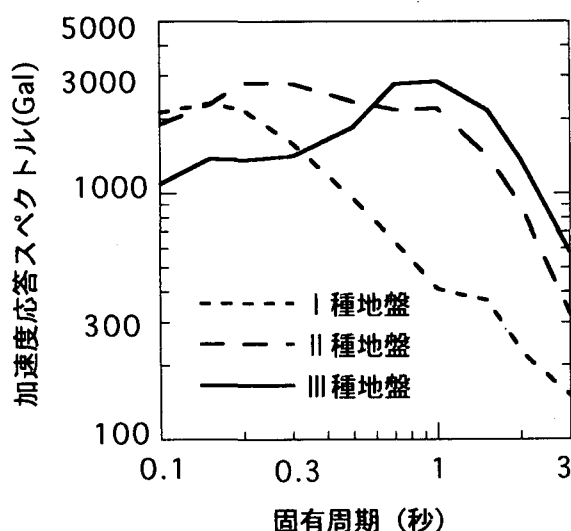
が観測されていない以上、地震動の推定は困難であるが、多少無謀を承知で地震応答スペクトルの距離減衰式からこれを推定してみよう。我が国の394成分の強震記録を統計解析した川島等の距離減衰式によれば、減衰定数0.05の加速度応答スペクトルは次式で与えられる⁸⁾。

$$S_A(T, 0.05) = a(T) \times 10^{b(T)M} \times (\Delta + 30)^{-1.178} \quad (1)$$

ここで、係数 $a(T)$ 、 $b(T)$ は固有周期ごとに与えられる係数、 Δ は震央距離である。震央距離の項を $\Delta + 30$ としているのは、大規模地震に対する適用を考慮しているためである。式(1)は、距離減衰の平均値を与えるものであり、推定式まわりのばらつきを考慮するために平均値 + 標準偏差の1倍を考慮するためには、式(1)による値を1.7倍しなければならない。

式(1)で、 $\Delta = 0$ として、 $M = 8$ の地震による断層直近の地震動を推定すると、図5のようになる。ここでは、距離減衰式の平均値を用いた場合と、標準偏差の1倍のばらつきを考慮した場合の両者の結果を示している。設計地震力としては、本来安全側に推定すべきであるから、標準偏差の1倍のばらつきを考慮した場合に着目すると、I種地盤では4g程度、II種、III種地盤では5g程度の加速度応答が生じることがわかる。兵庫県南部地震による地震動では加速度応答スペクトルは2.5g程度であるから、この2倍近い地震動ということになる。

このようにして推定される地震動が実測された強震記録から見て常識外れかということと必ずしもそうではない。たとえば、日本では1993年江差沖地震 ($M 6.3$) の際に、震央から約20km離



(a) 距離減衰式の平均値を用いた場合

(b) 平均から標準偏差の一倍のばらつきを考慮した場合

図5 距離減衰式から推定したマグニチュードM=8、断層近傍の加速度応答スペクトル(減衰定数0.05)

れた乙部町で1562galの水平加速度が観測されているし、米国でも1994年ノースリッジ地震の際に震央から南に約6km離れたターザナで、1888galの水平加速度が観測されている⁹⁾。これらの加速度応答スペクトルを計算すると、増幅率を2.5とすれば、容易に4~5gになるであろう。事実、図1に示した1993年釧路沖地震の際に、震源から約100km離れた釧路気象台で観測された強震記録(最大加速度は920gal)の加速度応答スペクトルは、図3に示したように3.8gに達している。ただ、今までに観測された地震動は、巨大地震によって引き起こされたものではなく、卓越周期が短いため大被害を引き起こすに至っていないが、兵庫県南部地震のように0.5~1秒といった構造物が共振しやすい固有周期範囲で大きな応答スペクトルを有する地震動が生じれば、非常に大きな被害につながると考えられる。

5) 降伏加速度0.2g程度の構造物は、こうした地震力に耐えられるか?

断層近くの地震動では、地震動の強さが断層破壊の伝搬方向に依存する指向性と呼ばれる特性がある。図6は、兵庫県南部地震により震源近傍で観測された地震動の速度波形を示したものである⁹⁾。どの記録にも断層直交方向の水平動は2つの大振幅のパルス状の振動が含まれているが、断層に平行方向や上下方向の地震動は相対的に振幅が小さく、パルス状の波も顕著ではない。これが、指向性と呼ばれるもので、100cm/secを越える大きな振幅を持つキラーパルスと呼ばれる地震動をもたらした原因の一つといわれている。キラーパルスの生成は、震源断層面のすべり分布と断層近傍の地下構造が深く係わっている^{9) 10)}。

図7は、図1に示した兵庫県南部地震による神戸海洋気象台で観測された加速度記録の主要動部分を拡大して書いたものである。この中には幾つかのパルスが含まれているが、各パルスごとに応答スペクトル(パルス応答スペクトル)を計算した結果が、図8である¹¹⁾。一つのパルス応答スペクトルだけでも記録の全体から計算される応答スペクトルに近く、特に、パルス6と1

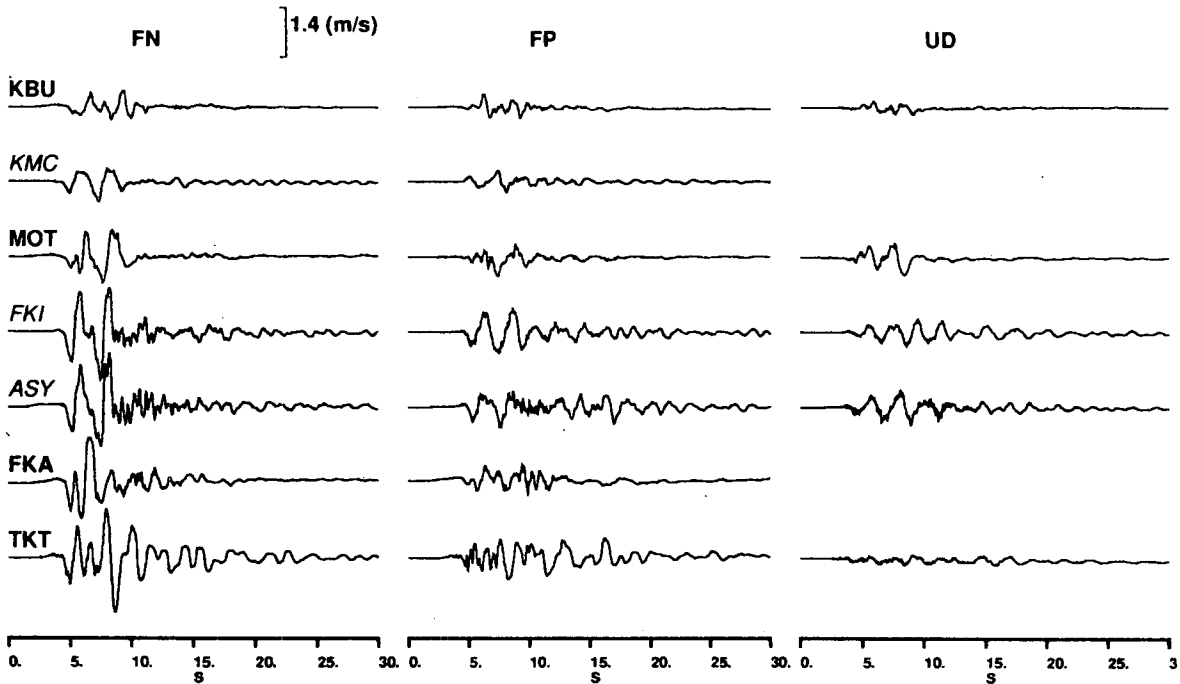


図6 断層近傍における速度記録⁹⁾ 左：断層直交方向の水平動、中：断層平行方向の水平動、右：上下動、KBU（神戸大学）とKMC（神戸薬科大学）は岩盤上、TKT（JR 鷹取駅）、FKA（大阪ガス葺合）、FKI（福池小）、ASY（芦屋精道小）は震度7の帯の中、MOT（本山第1小）は断層域と震度7の帯の中間に位置している。KBU、MOT、TKT、FKAの記録は本震の記録、KMC、FKI、ASYの記録は余震記録を経験的グリーン関数として合成された本震の記録

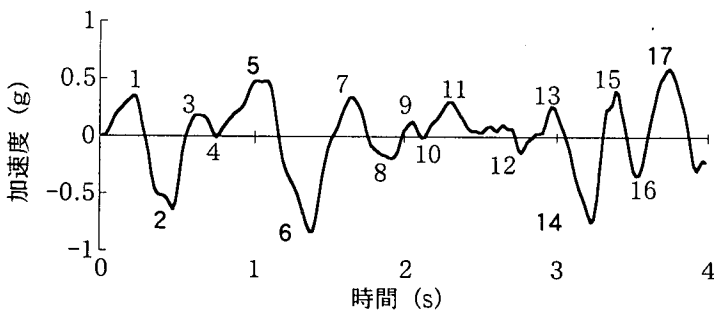


図7 神戸海洋気象台記録のパルス波形

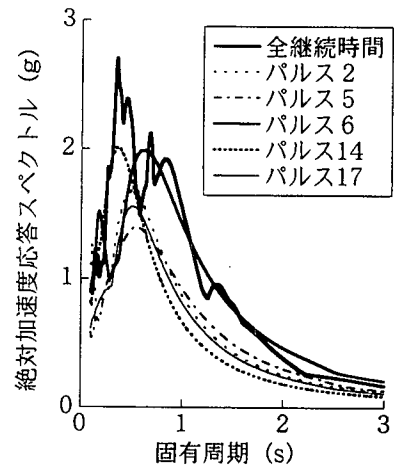


図8 パルス応答スペクトル（神戸海洋気象台記録）

4のパルス応答スペクトルは、それぞれ固有周期0.6~1.5秒、0.1~0.4秒の範囲でいずれも2g程度の応答を与える。

断層直近での地震動がこのようにパルス状の波形によって与えられ、さらに構造物の応答が少数のパルスによって決まるため、地震動加速度を次のように正弦波状の模擬地震動で与えてみる。

$$a(t) = \begin{cases} 0 & t \leq t_1 \\ \frac{2\pi D}{T_F^2} \sin\left(\frac{2\pi t}{T_F}\right) & t_1 \leq t \leq t_2 \\ 0 & t \geq t_2 \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 D ：断層の変位、 T_F ：断層の周期である。

例えば、 $D=1\text{m}$ 、 $T_F=1\text{秒}$ の模擬地震動と $D=0.2\text{m}$ 、 $T_F=0.4\text{秒}$ の模擬地震動を組み合わせると、図9のようになり、神戸海洋気象台記録をよく表すことができる。

兵庫県南部地震よりも大規模な地震を対象とし、 $D=1\text{ m}$ 、 2m 、 3m 、 $T_F=1\text{秒}$ 、 2秒 として模擬パルス地震動 $a(t)$ とこれから求められるパルス応答スペクトルを示すと図10のようになる。これらの模擬地震動に対して、各種の降伏加速度 a_Y （降伏に達するときの応答加速度）、降伏周期 T_Y を有するバイリニア型履歴特性を有する1自由度系の応答塑性率 μ を計算した結果が、図11である。 $D=1\text{ m}$ 、 $T_F=1\text{秒}$ の模擬パルス地震動に対する応答では、降伏加速度 $a_Y=0.4\text{g}$ とすると降伏周期 T_Y が 0.4秒 以下では応答塑性率 μ は8を上回るが、降伏加速度 $a_Y=0.6\text{g}$ とすると応答塑性率 μ は4以下に収まる。しかし、 $D=2\text{m}$ 、 $T_F=1\text{秒}$ の模擬パルス地震動になると降伏加速度 $a_Y=0.6\text{g}$ では降伏周期 T_Y が 0.8秒 以下で応答塑性率 μ は8を越える大きな応答が出る。さらに、 $D=3\text{m}$ 、 $T_F=1\text{秒}$ となると、模擬パルス地震動の最大加速度は 1.92g と神戸海洋気象台記録の2倍以上の加速度を持つ強烈な地震動となり、これが作用した場合には、降伏加速度 $a_Y=0.6\text{g}$ 、降伏周期 T_Y が 1秒 で応答塑性率 μ は 9.4 に達する。

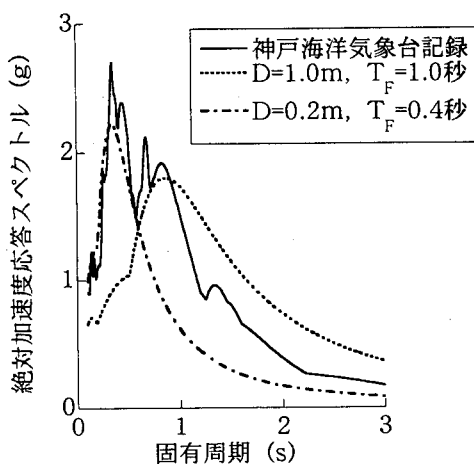
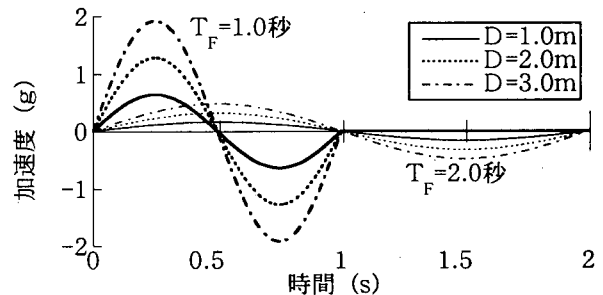
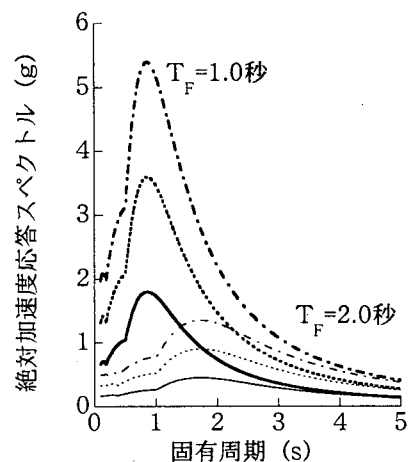


図9 神戸海洋気象台記録と模擬パルス地震動の加速度応答スペクトルの比較



(a) 模擬パルス地震動加速度波形



(b) 模擬パルス地震動に対する $P_A(T, 0.05)$

図10 いろいろな変位振幅と断層の周期の組み合わせによる模擬パルス地震動とそのパルス応答スペクトル

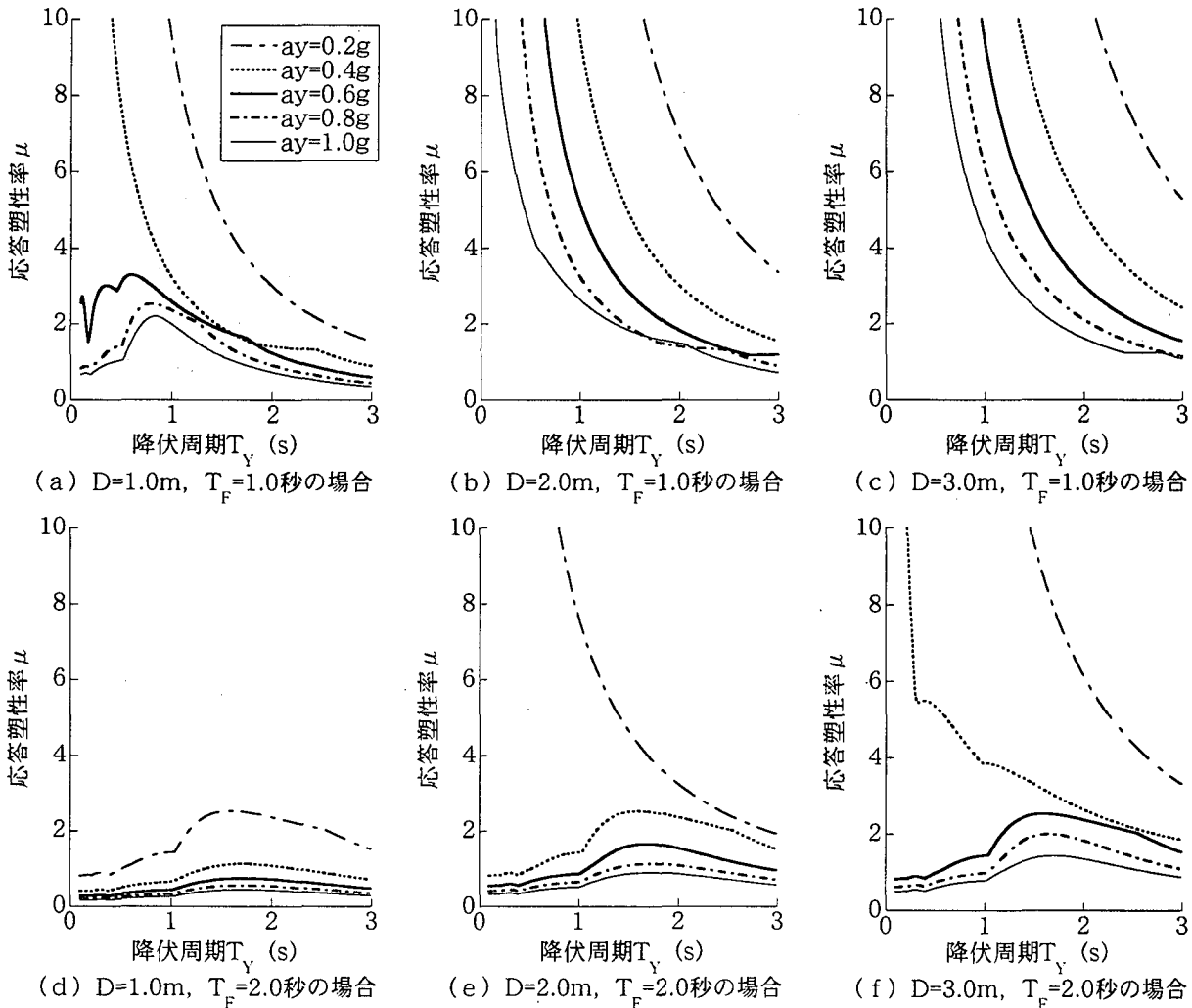


図 1.1 模擬パルス地震動による応答塑性率の比較

また、 $D=3\text{m}$ 、 $T_F=2$ 秒の模擬パルス地震動に対しては、降伏加速度 $a_Y=0.4\text{g}$ を確保すれば降伏周期 T_Y が0.3秒以下で応答塑性率 μ は6以下に収まる。

以上のことから、模擬パルス地震動の最大加速度が0.8g程度で有れば、降伏加速度 a_Y を0.4g、応答塑性率 μ を8程度確保できれば、耐震上、安全性が確保できる。しかし、 $D=3\text{m}$ 、 $T_F=2$ 秒の模擬パルス地震動が作用すると、降伏加速度 a_Y を0.8g程度にしなければならず、設計が困難な場合も出てくると考えられる。

1.3 従来の日本の耐震基準は海外からどのように見られているか？

1) はじめに

我が国の橋梁の耐震設計法が海外からどのように見られているかを示す良い例があるので、これを以下に示す。第10回世界地震工学会議が1996年にメキシコのアカプルコ市で開催されたが、この際、特別セッションの1つとして「橋梁の耐震設計法に関するセッション」が開催された。この中では、日本の他、米国、ニュージーランド、イタリアの耐震設計法が紹介されたが、米国ニューヨーク州立大学バッファロ校にある国立地震工学センターのIan Buckle教授が4カ

国の橋梁の耐震設計法のレビューを行っている¹²⁾。これについて、以下、概要を示すこととする。ただし、この時点でIan Buckle教授がレビューされていたのは、平成2年の道路橋示方書であり、復旧仕様や平成8年の道路橋示方書はまだ出されていない。従って、兵庫県南部地震を経験した後の段階で、平成2年の道路橋示方書を念頭に本文がまとめられていることに注意していただきたい。

なお、Ian Buckle教授のレビューでは、我が国の橋梁では当てはまらない事項や明らかに誤解されている事項もある。それはそれとして、現状では我が国の耐震設計法がどのように海外から評価されているかを知る上で貴重であるが、重要な事項については最後に川島の注を付けた。これもあわせて参考にさせていただきたい。

2) 各国の耐震設計の歴史

耐震設計の歴史は、地震被害の歴史であるといってもよい。事実、構造物に著しい被害がでる度に、耐震設計法はアップグレードされてきた。地震の発生と耐震設計法の発展には、強い相関がある。どの地震も現状の耐震設計法の有効性を試し、問題点を見つけ、これにより得られた教訓が耐震設計法の発展をもたらしてきた。新しい発見や新しい情報は、特に近年では研究によっても得られてきた。

橋梁に大きな影響を与えた地震としては、アンカレッジ地震(1964)、新潟地震(1964)、サンフェルナンド地震(1971)、ガテマラ地震(1975)、フルウリ地震(1976)、エッジカム地震(1987)、ロマプリエータ地震(1989)、フィリピン地震(1990)、コスタリカ地震(1991)、奥尻島地震(1993)、ノースリッジ地震(1994)、兵庫県南部地震(1995)等がある。

1994年にCEN(European Committee for Standardization)はEurocode 8のPart 2 Earthquake Resistant Design of Bridgesを採択した。現在試用され、1997年に最終版が提案される予定となっている。

日本では、大正14年に出された道路構造に関する細則案以後、昭和14年、昭和31年、昭和29年の鋼道路橋示方書(兵庫県南部地震で被災した多くの道路橋は、昭和39年の示方書によって設計されていた)、昭和46年の道路橋耐震設計指針、昭和55年及び平成2年の道路橋示方書・第V編耐震設計編という形で、順次、基準のアップグレードが行われてきた。

ニュージーランドでは、Bridge Manualの第5章 Earthquake Resistant Designによって耐震設計されている。これはMinistry of Works and Developmentによって作成されたHighway Bridge Design Briefを改訂したもので、Transit New Zealandにより1994年、1995年に刊行されたものである。しかし、基本的な点は、New Zealand National Society for Earthquake EngineeringのCommittee on Seismic Design of Bridgesがまとめた1980 Recommendationsと同じである。

現在、米国では橋梁の耐震設計に関して2つの基準がある。どちらもAmerican Society of State Highway and Transportation Official(AASHTO)が刊行したもので、1つはStandard Specifications for Highway Bridges(AASHTO 1992)と呼ばれる許容応力度法に基づく耐震設計法で、2つ目はLRFD Bridge Design Specifications(AASHTO 1994)と呼ばれるものである。2番目の基準は、1994年に初版が出され、1995年に改訂されている。

カリフォルニア州交通局は AASHTO と似ているが独自の耐震基準を開発してきた。これは、Bridge Design Specifications としてまとめられ、Memos to Designers という形で補足されている。1989年のロサンゼルス地震で橋梁に多くの被害が生じたことから、カリフォルニア州交通局は Applied Technical Council(ATC) に耐震設計法の見直しを委託した。この成果は、1996年末にATC32 としてとりまとめられる予定で、すでにカリフォルニア州交通局により試用されている。ATC は FHWA から NCEER に対する委託の中で世界各国の橋梁の耐震設計法の比較も行っており、ATC18 として現在とりまとめられつつある。

3) 各国の耐震設計基準の比較

(1) 設計理念と性能クライテリア

上記の基準はいずれも橋梁に求められる最低の耐震性が達成できるようにとりまとめられている。各種基準の違いは、どの程度きっちり性能基準が規定され、これが設計の過程でチェックされているかという点である。どの基準にも共通するのは、強震時にも橋全体系あるいは部分系が崩壊してはならないという点である。AASHTO 基準では、受認できる被害度として、橋脚については曲げ降伏だけ（すなわち、せん断破壊はさせてはならない）であり、また、被害は発見可能な位置（地盤上、水面上）に生じ、補修可能でなければならない。このような点はいずれの基準もほぼ同様であるが、曲げ降伏が生じる位置を規定していなかったり、杭や橋台の裏込め土に降伏を認めている規準もある。何が強震かについては、曖昧であるが、AASHTO では再現期間475年に相当する設計地震動を意味している。発生頻度の高い中小地震に対しては、基本的に弾性状態（全く被害を受けない状態）にあるようにしているが、これを満足するためには特別に設計しない。設計レベルの地震動（強震動）に対して耐震設計しておけば、発生頻度の高い中小地震動に対する耐震性は自動的に満足されると考えられている。

厳密に2段階設計法を採用しているのは、日本、ATC版のCaltrans、南カリフォルニアの私的有料道路に用いる Corridor Design Management Group(CDMG) である。機能性評価地震 (functional evaluation earthquake) (生起確率30—40%) と耐震性評価地震 (maximum earthquake) (カリフォルニアでは、再現期間約1000年以上の地震) の2種類の地震に対応して2種類の設計地震動が定義され、これらに対して耐震計算により耐震性が照査される。Caltransの基準では、重要橋と一般橋に対してそれぞれ受認被害レベルと使用性が定性的に定義されている。

日本以外の基準に採用されている基本的な設計思想は、キャパシティデザインである。強震地域においては、橋を弾性的に設計することは経済的に大変困難であり、従って、中～大規模地震時には、橋は必ず非線形域に入ると考える。この思想のもとに、大規模地震時には、じん性のない構造部材が望ましくない破壊モードで破壊することのないようにじん性のある構造部材に曲げ降伏を生じさせる。構造部材に生じる地震力をあらかじめ定められた値に収めるように、構造物の終局強度を定める。しかし、このようにすると構造物に生じる変位は大きくなるため、塑性ヒンジを生じる構造部材のじん性に対する要求は非常に大きくなり、塑性ヒンジやその周辺では十分な設計上の配慮が必要とされる。キャパシティデザインでは、塑性ヒンジが形成される状態に構造物が入ったときに構造物の一体性が確保されることを保証できるように構造部材の構造

細目に十分な配慮をしておく必要がある。

これに対して、日本の橋では、供用期間中に数回発生することが予想される設計地震動（他の国と比較して、小さな設計地震動を意味している）に対して、弾性挙動することを期待している。橋脚の断面はこうした地震動に対して決定され、その後、もっと大きな地震動（供用期間中に1回生じる程度の地震動）を仮定してじん性率のチェックが行われる。日本では、じん性のない部材を守り、想定以上の地震動に対して構造物の崩壊を防止するというキャパシティデザインの発想が厳密に入っていない。

（2）設計地震力と地盤の影響

ニュージーランドを除く他の国では、減衰定数5%の地震応答スペクトルによって地震危険度を与えている。これらは、地震応答スペクトルそのものではなく、地震動の不確定性、特に長周期領域における地震動の不確定性を考慮して、人工的にスケールしたものである。AASHTOや日本の基準のようにいくつかの基準では、短周期領域において頭切りしてある。これらのスペクトルには、断層直近の効果は考慮されていないため、断層の近くで使用するには、こうした効果を別途見込む必要がある。

再現期間は一般に475年とするものが多いが、カリフォルニア州では再現期間1000年に相当する最大級の地震に対して耐震設計されている。日本では再現期間については述べられていないが、小さい方の地震動は75年程度、大きい方の地震動は500年程度の再現期間に相当するとみられる（川島注1）。

地盤条件の影響は、岩盤上のスペクトルを、ある一定割合で増幅させるか、地盤条件に応じて異なったスペクトルを与えることによって考慮されている。日本の地震時保有耐力法に用いる軟弱地盤上の加速度応答スペクトルは2秒までフラットになっている。これに対して、AASHTO、Caltrans、Eurocode、ニュージーランドの基準では、軟弱地盤上でも1秒以下の領域から加速度応答スペクトルを減少させ始めている。

ニュージーランドでは、非線形応答スペクトルが用いられており、2種類の地盤条件に6種類のじん性に対する設計スペクトルが規定されている。これは、再現期間が150年に対応するものであるが、これとは再現期間や構造物の供用期間が異なる場合には、ポアソン分布を仮定してスペクトルを調整する。

大部分の基準では時刻歴応答解析を許容している。ヨーロッパの基準では長さが600m以上の橋や地盤条件が急変する場合には、地震動の位相差を考慮しなければならない。

（3）解析法とモデル化

いずれの基準でも、標準的な橋は等価線形化法によって耐震設計されるが、橋の複雑さが増すにつれて複雑な解析法を求めている。すなわち、一般に動的解析を必要としない単純橋を除いてシングルモード法もしくはマルチモード法を用いた解析が用いられる。日本では、特別な条件以外では、マルチモード法は必要とされていない（川島注2）。

多くの基準では、入力地震動の選定がある条件を満足すれば、線形及び非線形動的解析法が許されている。ヨーロッパでは、免震橋を除いて、モード解析法によって定めた結果を、時刻歴応

答解析法によって引き下げることはできない。CaltransとATCでは、プッシュオーバーアナリシスが用いられている。Caltransは、時刻歴非線形動的解析よりもプッシュオーバーアナリシの方が設計に適していると考えている。これに対して、AASHTOのLRFD法では、非常に重要な橋や複雑な振動特性を有する橋では、時刻歴動的解析を用いることが奨励されている。

地震動の方向性に対する不確定性は、X, Yを橋軸方向、橋軸直角方向の地震力による影響とすれば、 $X+0.3Y$ 及び $Y+0.3X$ の荷重組み合わせによって考慮されている。例外は日本とニュージーランドで、XとYの最大値を耐震設計に用いている。さらに、CaltransとATCの基準及びヨーロッパの基準では、上下方向地震動の影響を考慮し、Zを上下方向地震力による影響とすれば、(1) $X+0.3Y+0.3Z$ 、(2) $0.3X+Y+0.3X$ 、(3) $0.3X+0.3Y+Z$ のうち、いずれか大きい値が設計に用いられる。

地震の影響は、死荷重やプレストレス力、土圧等の2次的な荷重と組み合わせられるが、組み合わせ方は個々に判断されている。活荷重は桁に固定されているわけではないので、橋の慣性力の一部として取り扱ったり、計算に取り入れるべきではない。活荷重は、重力の影響としてだけ考慮すべきである。

(4) 耐震性の照査

日本を除き、設計地震時には非線形挙動となることを意図しているため、弾性計算によって下部構造に生じる曲げモーメントは、構造物のタイプ、じん性率で表した地震時に許容される被災度レベル、重要性、地震動の最大加速度のレベル等に応じた荷重低減係数によって低減する。荷重低減係数は、AASHTOではR-factorと呼ばれ、1.5~5の範囲を、また、Caltrans基準やCaltransとATCの基準ではZ-factorと呼ばれ、それぞれ、最大8および4を、さらにヨーロッパではq-factorと呼ばれ1~3.5の範囲をとる(川島注3)。ただし、荷重低減係数は、弾性計算によって求めた変位には適用しない。

荷重低減係数を用いる方法とは異なった方法を用いているのは、日本とニュージーランドである。日本の基準では、中程度の地震時には弾性挙動を期待しており、従って荷重低減係数は用いられていない。しかし、大規模地震時には構造物のじん性率に基づいて設計地震力を低減させる。上述したように、ニュージーランドの基準は構造物のじん性率に応じた非線形応答スペクトルを用いる。従って解析された部材力はすでにじん性率の影響を見込んでいる。しかし、ニュージーランドでは、塑性変形の影響を考慮しているため、こうした解析で求められた変位一定則により求められる応答変位が用いられている。

大部分の基準では、けたかかり長を求めるための最小変位が規定されている。けたかかり長の最小値は、米国では、地域、橋長、橋脚高さ、斜角によって20cm~90cmである。ニュージーランドでは10cm、ヨーロッパでは40cm、日本では70cmとなっている。

ヨーロッパを除き、支査用の設計地震力が定められている。米国では、支査反力と設計震度の積で与えられており、 $0.01W\sim 0.4W$ の範囲にある。

ニュージーランドのように建築基準を準拠している国もあるが、多くの基準では、下部構造(橋脚および基礎)に対する構造細目が示されている。橋脚に対しては、一般に終局強度設計法が採用されており、せん断破壊が生じる前に曲げ降伏するように、荷重低減係数と過強度係数を考慮

して耐震設計する。これらの係数は、経済性と性能のバランスによっていろいろ変化する。終局強度設計法が用いられていないのは日本であり、許容応力度を1.5倍割り増しただけの許容応力度法が採用されている。しかし、大規模地震時に橋脚にじん性を与えるための標準的なじん性設計法は採用されている。

コンクリート構造物に対しては多くの基準で終局強度設計法が採用されているが、鋼製橋脚に対してはあまり関心が払われていない。日本では、鋼製橋脚をよく採用することから、許容応力度法に基づくいろいろな規定が用意されており、また、じん性を確保するための補足的な規定もある。

基礎の設計では、荷重低減係数と地盤の終局強度をもとに設計されている。フーチングの部分的な浮き上がり（ロッキング）を許容し、このため杭頭とフーチングの結合部には引き抜けが生じないように最小強度を確保しなければならない。液状化の影響は考慮することになっているが、少数の基準にしか具体的な規定は示されていない（川島注4）。

けたかかり長が満足されない場合には、いずれの基準でも変位制限装置が必要である。いくつかの基準や、さらに、ヨーロッパ基準の免震設計や限定されたじん性を有する橋等、ある種の橋では、けたかかり長に関わらず変位制限装置を必要とする。

4) 今後の方向

(1) 設計理念と性能クライテリア

ある種の橋は他の橋に比べてより高い耐震性を有するべきであるという国民の要望に応えて、橋が有するべき耐震水準をもっときっちりと規定していく方向に向かう必要がある。地震後にどの程度橋が使用できて、どの程度の被害が生じる可能性があるかを明らかにすることは、橋梁には被害を受ける可能性があるということを国民や施設所有者に知らせるためには有効である。

しかしながら、もっとコストをかければ、耐震性を上げることは可能である。ある種の重要な橋ではこうしたコストアップは認められるであろうが、その他の橋では難しいであろう。この判断は国民によって行われるべきもので、設計者や基準作成者によって行われるものではない。

カリフォルニアで用いられている方法は、2段階の地震を想定し、それぞれの地震に対して、重要な橋と通常の橋に応じて耐震性能を規定するものである。これには、少なくとも3つの問題があり、広く用いられる前に十分検討されなければならない。

(a) 「緊急」とか、「限定されたサービスレベル」、「補修可能」、「激甚な被害」、「重要な橋」と「通常の橋」といった用語の明確な定義

これらは曖昧な表現であり、例えば、橋梁が交通途絶する期間は何日であるかを規定することが有効であろう。しかし、橋がこれよりも長期間交通途絶した場合には、法律的な問題が生じる可能性がある。地震動は不確定性なものであり、地震荷重が確率的に決定されていることを考慮すると、このような方法では支障が生じると考えられる。カリフォルニアのように地震力が確定的に決められている場所では、このような方法を用いることができるかもしれないが、他の地域ではそうとは考えられない。

(b) 所有者が望む耐震性を与える設計法

被害予測手法は今日ある程度進んできたが、部材の被害（例えば、曲率じん性率）と構造物の使用性（例えば、車線規制や復旧期間）の関係はよくわかっていない。重要な構造物に対しては荷重低減係数Rをあまり下げないことが一つの方法かもしれないが、荷重低減係数Rと被害度やサービスレベルとの関係もよくわかっていない。地震動の不確定性が、これに拍車をかけている。

（c）増加する設計量

2段階設計法を厳密に実施するためには橋を2回設計するのと同じ設計量が必要である。しかし、実際に設計してみると1段階の設計に比較して設計量は増えはするが、2倍にはならない。しかし、重要な橋を除けば、設計者は作業量が増えることをいやがる傾向がある。設計者は、一般に一方の基準を満足すれば、もう一方の基準は自動的に満足されると考えたがるものである。通常の橋に対しては、簡単な設計手法と基準を満足する標準化されたチェックポイントが重要である。

（2）設計地震力と地盤の影響

設計地震力を規定する一般的な方法は、正規化された加速度応答スペクトルを定め、これを加速度係数によって全固有周期にわたって一様にスケールリングする方法である。加速度係数はこの地点の岩盤における有効加速度(EPA)を表すものであり、もし表層地盤があれば2つ目の係数が必要となる。多くの国では加速度係数（もしくは、これを同じような量）のマップをつくり、地域区分を定めている。将来の方向としては、EPAではなく、いくつかの固有周期（例えば、0.3、1.0、3.0秒）の地震応答スペクトルをもとにハザードマップを作ることが考えられる。これによって、設計スペクトルの形状をEPAや地域区分によって調整することができるようになる。このようにすることによって、長周期のスペクトルを改良することができ、Caltransや日本、ニュージーランドで採用されている $T^{-2/3}$ ルールに基づく安全側の判断を変えていくことが可能と考えられる。さらに、地震動の空間的な変化や断層直近の効果も将来の耐震設計に影響を与えていく可能性がある。

地盤の増幅作用は地盤の固有周期や地震動の強度によらない係数によって与えられているが、これは次世代の基準では見直していかなければならない。すでに一部の米国の建築の基準では、加速度に関する係数と速度に関する係数の2つの地盤係数が採用されている。これらの係数はEPAによって変化し、EPAが増加すると地盤係数は小さくなる。これにより、地震動が小さい時には増幅率が高くなり、地震動が大きい時には増幅率が低いという特性を取り入れることができる。

（3）解析

現在の等価線形化法やモーダスペクトル解析といった弾性解析法は将来も変化しないと考えられる。しかし、これらの適用はより細分化され、桁橋の設計では、上部構造の不連続性や支査部の作用地震力をもっと正確に評価する方向に設計法が改良されていくと考えられる。また、クラックが生じた後の剛性と全断面有効剛性との問題も解決されていくだろう。

非線形解析は、将来もっと普及し、重要な橋では2段階設計法の大きい方の地震力を受けた場

合には必ず必要とされるようになると考えられる。これにより、じん性率と関連したR係数（Z係数、q係数）を用いる必要性がなくなっていくことも考えられる。プッシュオーバーアナリシスは、単純な橋を除いた大部分の橋にもっと広く適用されていくと考えられる。しかし、そのためには、構造系全体に対するプッシュオーバーアナリシスの開発が必要とされる。現在、プッシュオーバーアナリシスは橋脚ごとの解析に用いられており、橋全体系に対しては、一部の研究者や実務者を除くと、まだルーチンとしては用いられていない。

（4）設計

弾性応答から設計地震力を求めるための荷重低減係数（R、Z、q係数）は、非線形応答スペクトルを用いているニュージーランドを除いて、耐震設計の基本的なステップとして残ると考えられる。この方法の改良は今後も継続され、荷重低減係数を部材ごとに与えたり（例えば、下部構造のタイプや不静定次数、重要度等に応じて）、構造物と地盤の固有周期によって与えたりすることが可能となると考えられる。変形性の大きい基礎や支査（例えば、免震支査）によって支持された構造物に対しては、荷重低減係数に対して特別な配慮が必要である。

多くの国では、鋼製橋脚の耐震設計法はRC橋脚のように整備されていない。これは、あまり鋼製橋脚が採用されていないためであるが、将来は研究が進み、改良された荷重低減係数Rが開発されるであろう。これにより、現在の基準では、一般に許容されていない降伏を認めたある種の上部構造部材（例えば、鋼製のクロスビーム）などが生まれる可能性がある。また、P- Δ 効果をさらに厳密に考慮することも必要になると考えられる（川島注5）。これは、鋼製橋脚だけでなく、RC橋脚に対しても適用される必要がある。

設計用の最低値、例えば、桁移動制限装置の地震力は、予期できない大きな地震力に対する配慮から次第に大きく設定されていくと考えられる。落橋防止構造の設計法も進歩させていく必要がある。

現在、変位に基づいたり、エネルギーに基づく新しい耐震設計法が開発されつつある。将来、慣用的に用いられてきた荷重-変位設計法に変わって基準に取り入れられるようになる可能性がある。

（5）基礎、アバット

現在もっとも不確定性が高く、また、技術的な発展が見込まれる分野は、基礎、橋台、擁壁である。多くの国で、土の特性やモデル化、基礎部材の解析や設計法に関する研究が進められている。この中には、液状化に伴う流動化、地盤と構造物の動的相互作用、群杭効果、使用状態及び終局状態の土の剛性と強度、杭の引き抜け抵抗、基礎の浮き上がり、等価線形ばねや減衰、橋台と裏込め土の動的相互作用、壁に作用する主動土圧及び受働土圧などがある。これらの技術開発が将来の基準化に反映されていくことになるだろう。

5）川島注

（1）我が国では、再現期間という表現では設計地震力が与えられていない。もちろん我が国においても確率的な地震動の評価は行われているが、現状では、再現期間で表せば、設計地震力の

設定精度が上がるかということそんなことはない。例えば、地震時保有耐力法に用いるタイプⅡ地震動は、海洋性の大規模地震を対象とし、1932年間等地震の際の東京付近の地震動が1つの典型的な例とされているが、それでは関東地震の再現期間が何年かということにはわかっていない。力武によれば、1600年以後の地震データに基づくと、南海—東海地域における巨大地震の発生間隔は117年±35年とされるが、三陸から房総に至る地域では同一地域における巨大地震の繰り返しに規則性は認められないという。

(2) 一般の橋では、マルチモード法とシングルモード法の違いは大きくないし、両者の違いが大きい橋では結局動的解析が必要とされることから、我が国ではシングルモード法(静的フレーム法)が採用されている。

(3) 我が国の地震時保有耐力法では、荷重低減係数としてエネルギー一定則が用いられている。橋梁は、1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分に分割することができれば、基本的に倒立振子的な構造系であり、エネルギー一定則の適用を図りやすい。これに対して、建築物では、1階が塑性化する場合と2階が塑性化する場合をどのように区別するかといった問題があり、エネルギー一定則をそのままでは適用しにくいいため、R-factor、Z-factor、q-factorといった係数で与えられている。米国やヨーロッパ、ニュージーランド等では、建築物の影響を受けた体系となっている。今後、地震時保有耐力法による設計でも、2層式の橋梁に対する取り扱い、さらには1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分に分割するのではなく、橋梁全体系の荷重低減係数の取り扱いを検討していく中で、係数で与えるといった方法も検討していく必要があるかもしれない。

(4) 液状化の判定とその取り扱いに関しては、圧倒的に我が国の基準に詳しい規定を示されている。

(5) P-Δ効果に関しては、我が国では一般にほとんど問題とはならないが、ニュージーランドではこの影響が設計を決定する重要な役割を果たすことがある。これは橋脚断面をしぼり、変形しやすい橋脚を建設する方向に設計が向かっているためである。なお、我が国でも、偏心して上部構造の自重を支持したり、構造系としてShake downする可能性のある橋では、P-Δ効果を考慮する必要がある。

1.4 キャパシティーデザインと地震時保有耐力法

震度法とは、水平方向に自重に比例した地震力を作用させて行う耐震計算法(横力法と呼ぶべきと考えられる)と許容応力度法を組み合わせた耐震設計法である。英語では、Seismic Coefficient Methodと訳されることが多いが、これは震度を用いた方法というだけの意味であるから、Equivalent Lateral Force Method with the Allowable Stress Design Approachとでも言わないと、内容が伝わらない。

地震時保有耐力法は、震度法の限界を超えて、非線形域の構造物の地震応答を考慮して行う耐震設計法であり、このための手段として、構造物の非線形応答(構造系のじん性)を考慮して求められる構造部材に要求される耐力(要求耐力と呼ばれる、Demand)と部材が実際に持っている耐力(保有耐力と呼ばれる、Capacity)との比較によって部材の断面決定を行うことから、地震時保有耐力法という名称で呼ばれる。多くの場合、構造物の非線形応答を考慮して構造部材に要求

される耐力を求めるためには、構造物の弾性応答を荷重低減係数で割って構造物の非線形応答を求める。我が国では、荷重低減係数としてエネルギー一定則が用いられているが、エネルギー一定則を用いるか変位一定則を用いるかという点と、地震時保有耐力法とは本質的な関係はない。短周期構造物に対してはエネルギー一定則の方が変位一定則よりも精度がよいこと、同一の構造系じん性率に対してはエネルギー一定則の方が変位一定則よりも控えめな結果を与えることから、我が国ではエネルギー一定則が採用されている。海外では、q-factor とか R-factor のような荷重低減係数が用いられている。

構造物の非線形応答を求めたり、非線形化する部材の断面決定には、保有耐力よりもじん性率のほうが重要ではないかという見方もある。このような場合には、じん性設計法(Ductility Design)と呼ばれたりするが、基本は地震時保有耐力法と変わらない。

限界状態設計法は構造物に許容する限界状態を幾つか設け、これを達成するようにする設計法、荷重係数設計法は荷重と外力の不確実性を係数で与え、確率を取り入れた設計法である。ともに非線形域における構造物の限界状態や荷重、抵抗の係数を与えれば、その意味するところは本質的に地震時保有耐力法と変わらない。しかし、地震時保有耐力法は非線形域の保有耐力やじん性率を基に耐震設計を行うことを直接的に意図しているのに対して、限界状態設計法や荷重係数設計法は、その本来意図するところは非線形応答の考慮ではなく、設計法の一部に含まれるに過ぎない。したがって、震度法からの脱皮を量る必要のある我が国では、震度法のように弾性域の設計法ではなく、非線形域の設計法であることがわかりやすい地震時保有耐力法という名称の方が優れている。

これに対して、キャパシティデザインも地震時保有耐力法と同じように非線形域の構造部材の応答を考慮して行う耐震設計法であるが、耐震設計に際して、塑性ヒンジ領域と塑性ヒンジを生じさせない領域に分けて部材設計を行おうとする設計法である。すなわち、構造物が非線形応答する際に非線形化する箇所を塑性ヒンジと呼ぶが、構造物の中の意図した箇所にだけ塑性ヒンジができ、その他の箇所には塑性ヒンジができないように、部材の耐力に明確な差を設けて設計しようというのがキャパシティデザインである。これは、意図しない箇所に塑性ヒンジができることにより、設計で想定しない脆性的な破壊モードが生じないようにするためである。キャパシティデザインは、ニュージーランド、米国、ヨーロッパ等、海外で広く取り入れられている。キャパシティデザインでは、以下のように設計する。

(1) 構造物に設計地震動が作用した場合に、どこに塑性ヒンジを生じさせるかをまず決定する。塑性ヒンジをどこに設けるかを定めるに際しては、以下の事項を考慮する。

- a) 塑性ヒンジ化したことによって、構造物の地震時安定性が損なわれない。
- b) 地震動には多くの不確実性があるため、設計地震動よりも大きな地震動が作用する事も十分考えられる。こうなっても、塑性ヒンジだけに十分な塑性変形能力を与えておけば、構造系としての最終的な崩壊が防止できること。
- c) 地震後に塑性ヒンジ化したことが見つけやすい位置であること。この理由で、ニュージーランド等では、基礎に塑性ヒンジが生じることを基本的に許していない。

(2) 塑性ヒンジ部では、ここに作用する曲げモーメント、せん断力、塑性回転角を要求曲げ耐力、要求せん断耐力、要求塑性回転角とする。部材が有する曲げ耐力、せん断耐力、塑性回転能

がこれら要求値を上回るように断面を決める。

(3) 塑性ヒンジ部以外の部材(塑性ヒンジ化させてはならない部材)では、上記2)の箇所に塑性ヒンジが生じることによって、当該部材に作用する曲げモーメント、せん断力を求め、これを要求曲げ耐力、要求せん断耐力とする。部材が有する曲げ耐力、せん断耐力、塑性回転能がこれら要求値を上回るように断面を決める。

すなわち、キャパシティーデザインでは、塑性ヒンジの曲げ耐力を以下のように設計する¹³⁾。

$$\phi_f M_n \geq M_r \quad (3)$$

ここで、 M_r は塑性ヒンジに要求される耐力(要求耐力)、 M_n は公称材料強度に基づいて求めた塑性ヒンジの曲げ耐力(公称曲げ耐力)、 ϕ_f は公称曲げ耐力よりも実際の曲げ耐力が低いかも知れないことを考慮するための低減係数(曲げ耐力低減係数、 $\phi_f < 1$)である。また、せん断破壊したり塑性化してはならない部材では、次の条件を満足しなければならない。

$$\begin{aligned} \phi_s Q_n &\geq Q_r = \omega \phi^0 Q_m \\ \phi_f M_n &\geq M_r = \omega \phi^0 M_m \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 M_m 、 Q_m は塑性ヒンジが公称曲げ耐力を発揮したときにせん断破壊したり塑性化してはならない部材の要求曲げ耐力、要求せん断耐力、 ϕ^0 は塑性ヒンジが発揮し得る最大曲げ耐力と公称曲げ耐力の比を表す係数($\phi^0 > 1$)、 ω は高次振動モードの影響による作用力の増大を表す動的増幅係数($\omega > 1$)、 M_r 、 Q_r はせん断破壊したり塑性化してはならない部材の要求曲げ耐力、要求せん断耐力、 ϕ_f 、 ϕ_s は曲げ耐力低減係数、せん断耐力低減係数、 M_n 、 Q_n はせん断破壊したり塑性化してはならない部材の公称曲げ耐力、公称せん断耐力である。

キャパシティーデザインの考え方は、いろいろな場合に取り入れていくことができる。例えば、橋脚の曲げ耐力から基礎の設計地震力を定める場合や、支承と橋脚の耐力の関係、落橋防止システムと橋脚の非線形化の関係等がこれに該当する。

1.5 性能設計をどのように橋梁の耐震設計に取り入れていくか?

1) 性能設計とは何か?

近年、性能設計に対する関心が高まっているが、性能設計とは何かについては、性能明示型設計、重要度に応じて耐震性のレベルにもっと差を設けた設計、設計者が既存の技術基準にとらわれず自由裁量に基づいて計算法を自由に選んで行う設計等、異なった受けとめ方がされている。

米国では、SEAやATCで性能設計に対する検討が行われているが、この基本的な発想は、最近のロマプリータ地震やノースリッジ地震によれば、致命的な崩壊防止という目標は一応達成されたと見なせることから、耐震性の目標を崩壊防止からもう一步進めて、予見可能な性能を発揮できるようにしようというところにある^{14) 15)}。

例えば、表4に示すように、SEAOCでは地震後に建築物に期待される性能を、Fully Operational, Functional, Life Safety, Near Collapseの4つに、また、ATCではOperational, Immediate Occupancy, Life Safety, Collapse Preventionの4つに分類し、構造物の剛性や強度、非構造部材の損傷度、補修の必要性、人命の損失の可能性を定義している。そのうえで、地震動の非超過確率と重要性に応じて建築物に許容する被災度を表5のように分類している。構造物の耐用年数を50年と見込み、非超過確率を0.5, 0.8, 0.9, 0.95とすると、再現期間はそれぞれ

表4 建築物に対する性能評価の例

Vision 2000	ATC Guidelines	被害	剛性, 強度	非構造部材	補修	人命損失の確率
Fully Operational	Operational	Minor Damage	も通り	機能保持	必要が生じたとしても急がない	ほとんどない
Functional	Immediate Occupancy	Minor Structural Damage	ほぼも通り	危険性はない	急がない	非常に低い
Life Safety	Life Safety	Significant Structural Damage	剛性は大きく低下, 強度は多少残っていて, 崩壊に対する余裕もある	危険性はないが, 使用不能	補修しなければ安全ではない	低い
Near Collapse	Collapse Prevention	Substantial Damage	剛性も強度も大きく失われ, 崩壊に対する余裕も少ない	大被害, 落下による被害の可能性有り	補修不能	

表5 地震動レベルと性能担保レベル

非超過確率と耐用年数	Fully Operational	Functional	Life Safety	Near Collapse
Frequent (50% - 50年)	○			
Occasional (20% - 50年)	○	○		
Rare (10% - 50年)	○	○	○	
Very Rare (5% - 50年)	極めて重要	○	○	○

一般建物

緊急用途

表6 道路橋の性能目標

計設地震力		普通橋	重要な橋	耐震設計法
供用期間中に発生する確率大	Very Frequent	Fully Operational		震度法
供用期間中に発生する確率小	タイプI 関東地震 (東京)	水平ひび割れ Functional	水平ひび割れ Functional	地震時保有水平耐力法
	タイプII 神戸地震 (神戸)	かぶりコンクリート剥離するか, しないのか Life Safety	かぶりコンクリートの剥離前 Functional	

れ 73, 225, 475, 975 年となり, Rare と Very Rare はともかく, Frequent の再現期間が 73 年, Occasional の再現期間が 225 年というのは, 日本人の間隔からすると再現期間がかなり長い地震を指していることになる。

表 4 に従い, 道路橋示方書に示される耐震性能を RC 橋脚を例にとってまとめなおした結果が表 6 である。ただし, これは地震動の非超過確率や地震後に期待される性能をかなり主観的に判断した結果であることをお断りしておく。また, 表 5 による地震動の定義に加えて, 表 6 では, 震度法に相当する地震動として Very Frequent という非超過確率 ≈ 0.9 のカテゴリーを新たに加えている。これは, 震度法に用いられている $0.2g \sim 0.3g$ 程度の応答加速度は地盤加速度に直すと $0.08g$ 程度のものであり, この程度であれば我が国の東日本から東京等の地域では, 表 5 で Frequent として定義されている再現期間 73 年の地震動よりももっと頻度高く発生すると考えられるためである。重要度 (タイプ A, タイプ B) に応じて, 地震時保有水平耐力法では, Life Safety から Functional のカテゴリーの耐震性を想定していることに相当していると考えられる。

2) 橋梁と建築物とでは, どのような違いがあるか?

上記のような分類をしようとする, すぐ気が付くことであるが, 公共性を持つ橋梁と建築物では以下のような違いがある。したがって, 建築向けの性能設計を評価する際には, 以下のような違いがあることに留意しておかなければならない。

(1) 建築物で有れば, 原子力発電所のように人類に長期的, かつ致命的な影響を与えるという観点から, 破壊確率を限りなく小さくすることが求められる構造物から, 重要性の低い倉庫のように相当壊れても特にかまわない構造物まで, 多様な重要性の構造物が存在する。

(2) 橋梁は公共性があり, 常に, 橋梁に被害が生じると被災地区の復旧活動に重大な支障を与える。さらに, 被災した地域だけでなく, 広域的に渋滞や迂回による社会, 経済的な影響を与える場合もある。これは, 大都市圏だけでなく地方でも同じであり, 仮に数 10 戸しかないローカルな橋であっても, これが崩壊すれば逃げ道が遮断されるといった状況にあれば耐震性が相対的に低くて当然とは言いきれない。単に橋梁の建設費や耐震対策に要する費用をもとにした C/B 解析ではとらえられない重要性を橋梁は持っている。従って, 橋梁には, 建築物ほど重要性に大きな差はなく, 全てが基本的に重要な構造物とみなさなければならない。道路橋示方書においても, 重要度が 2 種類にしか分類されていないが, これにはこうした背景もあると考えられる。

(3) 建築物には内装施設や空調, 照明灯の施設があり, 構造体本体との被災度に応じて多様な被災状態を想定しなければならないが, 橋梁にはこうした付加的な施設はなく, 桁, 支承, 橋脚, 橋台といった構造部材からだけ構成されている。したがって, ごくローカルな地震で 1, 2 橋だけが被災し, 集中的にこれらに対して倒壊防止策を実施できる場合は別として, 兵庫県南部地震のように広域的に多数の橋梁が被災した場合には, 構造部材に実質的な地震被害 (例えば, 橋脚のコンクリートのはく離, 主鉄筋の座屈, 支承の破断等) が生じれば, 管理者が地震後に橋梁の通行を許可することは困難であろう。ジョイントだけが, 構造体の崩壊とは関係がないという点で建築の内装的な施設と似た性格を有しているが, ジョイントが損傷しても, 実質的に通行はストップする。下記 (4) に示すように, 多数のジョイントが損傷すれば, 土を盛ってすぐ直せる訳ではない。

(4) 兵庫県南部地震の経験によれば、橋梁では、主要構造部分に実質的な被害が生じ、通行を許容できない状態が発生した場合には、その復旧に長期間を要する。兵庫県南部地震では、管理者がショックから立ち直り、被害の把握をするだけでも軽く1週間を要した。よく震後の復旧目標として、「2、3日で緊急車両を通す」などといった机上の議論が行われるが、2、3日で通すためには、ほとんど被害を受けない状態(例えば、RC橋脚であれば、被りコンクリートの剥落前の状態)にしておかなければ、兵庫県南部地震のように広域的に大きな被害が出た場合には、資材の手配と確保、作業員の確保、工事中の迂回路の設定等から見てこのような目標の実現は不可能である。

3) 性能明示型設計はどこまで可能か？

目標を明確にして耐震設計することは重要であるが、性能明示型の耐震設計を実際に行おうとすると、色々な点を検討しておかなければならない。思いつくまま、何点か示してみよう。

(1) 兵庫県南部地震を経験した現在、首都圏で兵庫県南部地震と同規模の地震が起こり、同じような被害が起こることに対して、国民は寛容ではないと想像される。たった1回の兵庫県南部地震で直下型地震のすさまじさを知ったばかりの現在の段階で、我々橋梁技術者は兵庫県南部地震と同程度の地震で同じような被害を受けることはないと言うだけの技術力を持っているだろうか。

(2) 関東地震の小田原や濃尾地震のように巨大地震の断層近傍での地震動がわからない現状で、こうした地震に対する耐震性を評価する事は可能か。

(3) 確保すべき性能とこの前提条件となる地震動を明確にしなければ、性能明示はできないのではないか。地震被害の目標レベルと地震動の定義では、地震被害が目標レベルよりも低ければ問題ないが、これを上回った場合には法的な措置が取られる可能性もある。地震動に関する科学的な知識が欠如した現状において、技術者として、国民に明らかにできる性能はどこまでであろうか。

(4) 要求する性能をまとめただけでは具体的な設計とはならないため、これを構造部材が確保すべき終局耐力やじん性率等におき直さなければならない。例えば、1週間以内に薬品を満載したトラックを法定速度の1/2の速度で走行できるようにするとすれば、具体的にこれをどのような終局耐力やじん性率とみなせばよいのであろうか。

(5) 現在の耐震設計は、基本的に大規模地震時の崩壊防止という単一目標を目指すだけのものである。耐震設計の目標が単に崩壊防止から橋梁系全体の限定された被災度を達成する方向に向かうためには、現在よりもさらに詳細で精密な耐震設計法の開発が必要となる。

(6) 設計法の高度化が継続的に図られている現状において、技術基準に規定される方法だけに設計が縛られ必要はないが、一方では、設計された結果が目標とする耐震性を担保することが設計を照査するグループにも科学的かつ合理的に説明できなければならない。

参考文献

- 1) 浅沼秀弥：静内橋地震災害調査、土木技術資料、Voi. 25-11、1983.11
- 2) 川島一彦、岩崎敏男：米国における道路橋の耐震設計法とその変遷、橋梁と基礎、1990.3

- 4) 川島一彦：時間との戦い—米国ロマプリータ地震調査委員会報告書がまとまる、橋梁と基礎、1990.9
- 5) 川島一彦：カリフォルニア州の道路橋の耐震補強、橋梁と基礎、1992.5
- 6) 建設省：兵庫県南部地震による道路橋の被災に関する調査報告書、兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会、1995.12
- 7) 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耐力法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
- 8) 川島一彦、相沢興：強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式、土木学会論文集、第350/I-2、1984
- 9) 入倉考次郎、堺有紀、工藤一嘉：大加速度強震動の成因解明と強震動—地震被害との相互連関性に関する研究、東京大学地震研究所広報、No. 21、pp. 3-8、1998
- 10) 瀧瀬一起：カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震、科学、Vol. 66、pp.93-97、1996
- 11) 堺淳一、川島一彦：パルス応答スペクトルから見た断層直近地震動の解析、東京工業大学地震工学研究グループ報告書、TIT/EERG 97-3、1997
- 12) Buckle, I.: Overview of Seismic Design Methods for Bridges in Different Countries and Future Directions, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, June 1996, Paper No.2113.
- 13) Priestley, N. M. J., Seible, F. and Calbi, M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996, 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強、技報堂、1998.
- 14) SEAOC: Vision 2000, 1995.
- 15) ATC: Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, 1995.