川島一彦
Kazuhiko Kawashima

地震との戦い
なぜ橋は地震に弱かったのか

甲B第374号証

第三章

地震の揺れはどのくらい強い？

墓石の転倒から始まった地震の揺れの強さの推定

地震との戦いでは、どれだけ強い地震の揺れが構造物に作用するかを知らなければならない。強い地震の揺れや構造物の揺れを計測するためには、「強震計」と呼ばれる強い揺れを受けても壊れずに観測できる特別な地震計が必要であった。

地震計を用いた地盤の揺れの観測は、一八七五年から気象庁の前身の機関により始められた。しかし、当時の地震計は、揺れが小さい初動部は観測できても、耐震設計に重要な揺れが強い部分では波形が頭打ちになり、記録が得られなかった。

強震計が開発される前には、墓石や木造家屋の転倒から地盤の揺れの強さが推定された。例えば、地震が起きて墓石が左右に回転振動（「ロッキング振動」）し、やがて揺れが大きくなって転倒するとしよう。墓石が転倒するときの傾きは、墓石の高さと幅の比から推定できるため、倒れた墓石と倒れなかった墓石の高さと幅を測って揺れの強さを推定しようという方法である。

一九二三年関東地震をはじめ、戦後になっても強震記録の数が少なかった一九九〇年代あたりまでは、よくこの方法が用いられてきた。

しかし、地震で墓石が転倒する原因には、地盤が緩んで墓石の台座が崩れたり傾いたりして転倒する場合や、小刻みにロッキングして墓石が歩くように横にずれていき、台座から落下する場合など、いろいろある。ロッキング振動だけで倒れるわけでない。

しかも、最近の洋式の墓石は別にして従来の和式の墓石では、大小に関係なく高さと幅の比はほとんどがほぼ〇・四である。したがって単純に墓石の高さと幅の比から地盤の揺れを推定すると、どの墓石でも地盤の揺れは〇・四g程度と推定されることになる。

これではおかしいと、墓石が転倒した理由は問わず、墓石の転倒率から地盤の揺れを推定しようという研究も行われた。確かに、一〇〇基ある墓石のうち一基しか転倒しなかった墓地と、一〇〇基のうち九〇基が転倒した墓地の揺れが同じとは考えられない。

しかし、結局、この方法ではキャリブレーションすべき地盤の揺れがわからないと、墓石転倒率から地盤の揺れを知ることは難しい。

涙ぐましい努力が重ねられてきたが、墓石の転倒から地震の揺れの強さを知ることはできなかった。第一、橋の上に墓石を建てるわけにはいかない。

なぜ強震記録が重要なのか？

地盤がどのように揺れ、そのとき構造物がどのように揺れたかを知るためには、強震計の開発と強震記録の蓄積を待たなければならなかった。

強震記録とは、ある事件を起こした犯人の写真や指紋などの物証のようなものである。昔、何十人を殺した凶悪犯がいたとしても、その犯人がどのような顔つきで、どのような考えを持っていたかがわからなければ、ぼんやりとしか事件の輪郭をつかめない。

例えば、ペリー来航の翌年（一八五四年）に結ばれた日米和親条約の九カ月後に、三二時間の時間をおいて連発した安政東海地震（M八・四）と安政南海地震（M八・四）、さらにその翌年に起こった一八五五年安政江戸地震（M七～七・一）は、幕末期の日本人に、時代の変化を予感させたと言われている。

これらの地震が起こったのは江戸時代の最晩年であるため、倒壊家屋や犠牲者の数、おおよその地震マグニチュード、気象庁震度などは推定されている。しかし、耐震設計に必要な実際の揺れがどのようであったかはわからない。したがって、同じ直下型地震といっても、一八五五年安政江戸地震と一九九五年兵庫県南部地震のどちらの揺れが強かったかはわからない。

強震記録が得られていれば、これを構造物の力学モデルに作用させてコンピュータで解析したり、振動台上に模型を造ってこの地震動で加振することによって、その構造物が問題の地震に耐えられるかを明らかにすることができる。

日本には四一六年以降の地震カタログがあることはすばらしいことである。しかし、耐震設計という観点からみると、強震記録がある程度そろってきた一九七八年宮城県沖地震あたりから前

は、揺れの強さと特徴がわからない闇の時代でしかない。

地震が起こるたびに、より強い揺れがあることがわかってきた

強震計の開発には日本人の貢献が大きかった。一九三一年に、当時東京帝国大学地震研究所所長であった末広恭二が米国土木学会の招きにより講演した際、強震計開発の必要性を説いたことが契機となったのである。当時、日本では満州事変から国際連盟の脱退、二・二六事件と続く苦難の時代で、強震計の開発どころではなかった。

末広の講演に触発されて強震計を開発した米国では、一九三三年ロングビーチ地震（M_w六・四）により人類初の強震記録を得た。水平成分の最大地震動加速度は〇・二三gであった。gとは重力の加速度（九・八メートル／秒^2）である。

なお、地震規模の指標として、日本では気象庁によって定められるマグニチュード（気象庁マグニチュードM）が使われるが、国際的には大規模な地震でもマグニチュードが飽和しにくいモーメントマグニチュードM_wが用いられる。このため、本書では国内の地震についてはM、海外の地震ではM_wを用いる。

ただし、MとM_wでは少しずつ異なっている。例えば、一九九五年兵庫県南部地震ではM七・三であるがM_w六・九であり、二〇一一年東北地方太平洋沖地震ではM八・四、M_w九・〇である。

また、加速度の強さを表す指標として、日本では「ガル」（一センチメートル／秒^2、したがって、一

gは九八〇ガル）がよく用いられるが、本書では重力加速度gを用いる。この理由は、ガルは海外では全く使われていないことと、重力加速度gは地球上の物体に作用する重力を基準にして、その何倍の強さの地震力が構造物に作用するかというように、直感的に地震動の強さを理解できるためである。

例えば、水平方向に〇・五gの加速度が作用したとしよう。体重八〇キログラムの人を例にとると、これはその人の腕を誰かが横に四〇キログラムの力で引っ張ることに相当する。一gの重力によって生じる自分の重さは八〇キログラムであるから、〇・五gの加速度が水平方向に作用すれば、体重の〇・五倍の四〇キログラムの水平力が作用すると理解すればよいのである。

さて、ロングビーチ地震の話に戻ると、この地震によって得られた〇・二三gの記録は、当時予想されていた値を大きく凌ぐものであった。

引き続いて米国では、一九四〇年にインペリアルバレー地震（M_w六・九）が起こり、エルセントロ変電所建物のコンクリート床上で最大加速度〇・三二gの記録が得られた。これは「エルセントロ記録」として、日本でも動的解析に広く用いられてきている。

日本でSMAC型と呼ばれる強震計が開発されたのは、戦後の混乱期を乗り越え、サンフランシスコ講和会議で平和条約が調印された後の一九五三年である。その後、次第に橋やダム、建物などとその周辺地盤で強震観測が開始された。

ちなみに、土木構造物に強震計が設置されたのは、奈良県の猿谷ダムが最初で一九五八年であ

る。橋では、大阪府の安治川大橋（国道四三号線）が最初で一九六一年である。

日本で本格的な強震記録が得られたのは一九六二年広尾沖地震（M七・一）で、釧路において最大加速度〇・四gの記録が得られた。その当時、最も大きな地震動であった。

その四年後の一九六六年には米国パークフィールド地震（M_w五・六）により、コラメ観測所において最大加速度〇・五gの記録が得られた。

その後も、強震計の数が増え、より断層に近い地点で記録されるようになるにつれ、より大きな地震動の記録が得られるようになってきた。大きな記録が得られるたびに測定方法や測定場所に問題があったのではないかと騒がれ、次にもっと大きな記録が得られると、これが下火になるということの繰り返しであった。

兵庫県南部地震からちょうど一年前の一九九四年に、米国ロサンジェルス市近郊で起こったノースリッジ地震（M_w六・七）では、震源近くのターザナ・シダーヒルにおいて、最大加速度は一・八gに達した。しかし、不思議なことに、周辺には地震による被害は全くといってよいほど生じなかった。

強震記録の数が次第に増えるに従って、強い地震動を受ければ構造物が壊れるのは当然で、むしろ壊れなかった構造物があることの方に専門家の関心が集まっていった。大きな最大加速度を持つ地震動を受けても被害を生じない構造物があるのはなぜか、という疑問に答えるために、構造物が塑性域に入ってからの揺れ方と構造物自体のねばりの重要性が次第に知られるようになってき

た。

こうした中で起こったのが、一九九五年兵庫県南部地震であった。

兵庫県南部地震の揺れはどのくらい強かった？

図30は、一九九五年兵庫県南部地震（M七・三、M_w六・九）のときに気象庁神戸海洋気象台において記録された地震動加速度と、これから計算で求めた速度、変位である。揺れの強かった南北成分を示している。

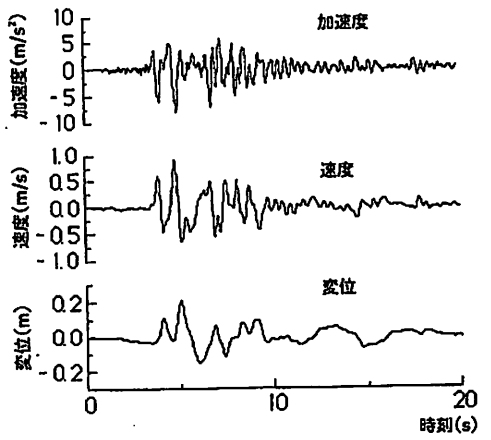

図30　1995年兵庫県南部地震による神戸海洋気象台における地震動（南北方向）

最大地震動加速度は〇・九gであった。すなわち、重力加速度の〇・九倍という強烈な加速度が南北方向に生じた。四秒～五・五秒の間と七秒～九秒の間で特に加速度が大きい。ほとんどの構造物は最初の四秒～五・五秒にかけてなぎ倒されたと考えられる。多くの住民が、「飛行機が飛び込んできたと思った」「気がついたらベッドから落ち、タンスの下敷きになっていた」と形容しているのは、この強烈な地震動のせいである。

ただ、強い加速度が継続したのはせいぜい八秒く

らいである。断層の長さが二〇キロメートル程度であったから、継続時間は短かったのである。

地震動の最大速度は毎秒約一メートルであった。毎時にすると三・六キロメートルである。地震動の速度は新幹線のようには速くはない。人が歩く程度の速さである。

地震動の最大変位は〇・二メートルであった。「動かざること大地のごとし」と言われる大地が、片側には〇・二メートル、反対側には〇・一五メートル、計〇・三五メートルも揺れたのである。

もうひとつの地震動記録を図31に示す。これはJR山陽本線の鷹取駅において記録された南北成分である。この地点は須磨海浜公園のすぐ東側に位置し、被害の著しかった軟弱地盤地帯のほぼ西南端である。

先ほどの神戸海洋気象台の記録と比べると、最大地震動加速度は約〇・八gと小さい。しかし、最大地震動変位は〇・五メートルを上回っており、神戸海洋気象台の記録の三倍近い。これは地盤の揺れがゆっくりしていた（「卓越周期」が長いという）ためである。四秒あたりから七秒あたりで卓越周期は一・二秒くらいになっている。

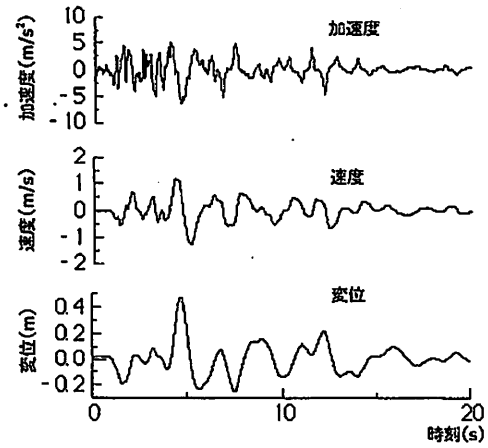

図31　1995年兵庫県南部地震によるJR鷹取駅における地震動（南北方向）

一般クラスの橋は、健全な状態にあるときには〇・五秒程度の固有周期を持っているが、地震を受けて橋が傷み始めると、固有周期は長くなってきて、容易に健全な状態の固有周期の二、三倍になる。一般クラスの橋には、JR鷹取駅の記録は神戸海洋気象台の記録よりもさらにパンチのある地震動であったとみてよい。

構造物の揺れと地盤の揺れは同じではない

地盤の揺れと構造物の揺れは同じではない。当然ながら、構造物に被害が生じるかどうかは、地盤の揺れではなく構造物の揺れの大きさで決まる。

揺れの大きさはどこを基準にするかによって二つの定義がある。いま地盤が〇・三メートル揺れて、この点から構造物がさらに同じ方向に〇・五メートル揺れたとしよう。地盤に対する構造物の相対的な揺れは〇・五メートルであるのに対して、地盤の揺れを含めた構造物の揺れ（いわば地球の中心に対する揺れ）は〇・八メートルということになる。前者を「相対応答変位」、後者を「絶対応答変位」という。「応答」とは地盤の揺れではなく、構造物の揺れであることを示している。

これは加速度についても同じで、地盤に対する相対的な加速度（相対応答加速度）と地球の中心に対する加速度（絶対応答加速度）がある。

構造物の被害には、地盤に対してどれだけ構造物が変位するか、すなわち、「相対応答変位」が重要である。一方、構造物に作用する慣性力は絶対応答加速度に比例するため、「絶対応答加速度」が

重要である。

ただし、「相対」とか「絶対」というと難しそうに聞こえるため、相対応答変位、絶対応答加速度を簡単に構造物の応答変位、構造物の応答加速度と呼ぶことにする。

いま、JR鷹取駅で観測された地震動が作用すると、構造物にはどのような応答加速度と応答変位が生じるかを計算した結果が図32と図33である。これは、構造物を一つの質点とこれを支持するばねでモデル化(「一自由度系モデル」と呼ばれる)して計算したものである。

同じ地震動が作用しても、構造物の揺れ方は固有周期によって大きく変わってくる。固有周期

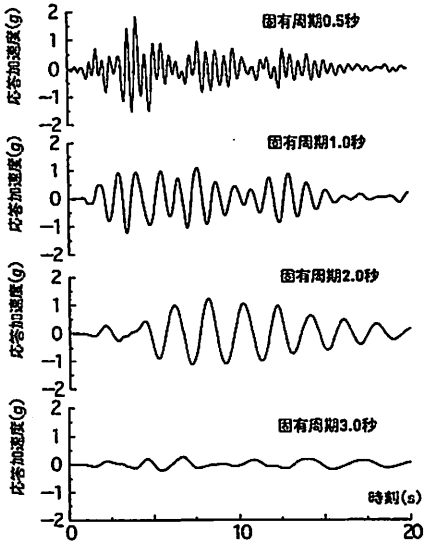

図32　固有周期によって構造物の応答加速度はどのように変化するか?(JR鷹取駅記録、減衰定数0.05)

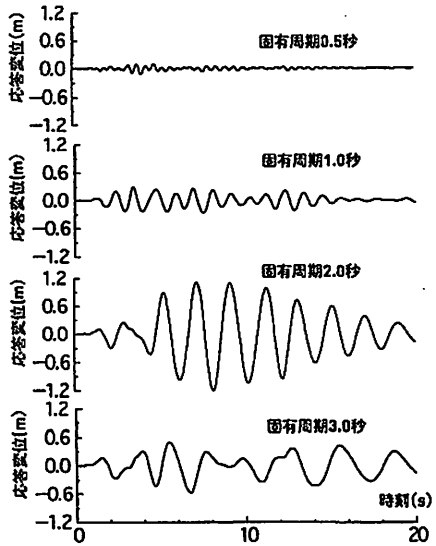

図33　固有周期によって構造物の応答変位はどのように変化するか?(JR鷹取駅記録、減衰定数0.05)

が〇・五秒、一秒、二秒、三秒の構造物に生じる最大応答加速度は、それぞれ一・九g、一・二g、一・二g、〇・三gとなる。地盤の最大加速度は約〇・八gであったから、固有周期が三秒の場合を除くと、いずれの場合にも構造物の最大応答加速度は地盤の最大加速度より大きくなる。

構造物の揺れは地盤の揺れよりも大きくなり得るという点が重要である。これを「揺れの増幅」という。なぜ、固有周期が〇・五秒、一秒、二秒の場合に揺れが増幅するかというと、JR鷹取駅記録の卓越周期が〇・五秒～二秒の範囲にあり、構造物が地震動と共振するためである。

一方、構造物に生じる応答変位は、固有周期が二秒の場合に一・二メートルと大きく、固有周期が〇・五秒では〇・一三メートルと小さい。JR鷹取駅記録は固有周期が二秒付近の構造物に大きな変位を生じさせる地震動であることがわかる。

構造物の揺れの大きさを支配する減衰

構造物の応答には固有周期のほかに、構造物が持つ減衰特性が影響する。減衰とは一度始まった揺れが時間とともに小さくなっていく(「減衰する」という)ことで、この度合いは「減衰定数」によって表される。減衰定数がゼロであれば、一度始まった揺れは永久に続く。一方、減衰定数を大きくしていくと、一度始まった揺れは早くゼロに漸近していく。

もっと減衰定数を大きくしていくと、やがてある方向に構造物を引っ張ったあと静かに手を離して振動(自由振動)させても、構造物は引っ張った側とは反対側に揺れていかず、元の静止位置

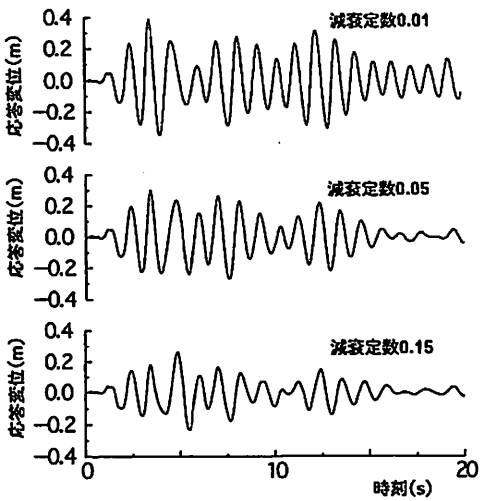

図34　減衰定数によって構造物の応答変位はどのように変化するか?(固有周期1.0秒、JR鷹取駅記録)

に漸近していくようになる。

すなわち、揺れの向きがプラス、マイナスと交互に変化する現象が振動であるから、減衰を大きくしていくと、やがて構造物は振動しなくなるということである。この状態を「臨界減衰」と呼び、このときの減衰定数が一・〇と定義されている。一度始まった振動は臨界減衰、すなわち減衰定数が一・〇のときに最短時間で静止位置に収斂する。

臨界減衰は私たちの生活でもよく利用されている。例えば、車は路面の衝撃を和らげるためにスプリングで支持されているが、よく見るとスプリングの横に「ダンパー」(ショックとも呼ばれる)が取り付けられている。ダンパーは走行中の車の揺れを早く止めるためのエネルギー吸収装置である。ダンパーの減衰定数は臨界減衰付近にセットされるのが普通である。

このようにしないと、でこぼこ道を走った際に、一度揺れ始めた車体の揺れが止まらないうちに次の穴に落ち込んでより揺れが大きくなり、ついには運転が危険なほど車体が揺れるためである。ダンパーが臨界減衰付近にセットされていれば、一度始まった車体の揺れは最短時間で収まって

いく。

一般の構造物では、車のように減衰定数を一・〇にまで大きくすることはできない。一般クラスの構造物の減衰定数は〇・〇五程度である。橋であれば、一般橋では〇・〇五程度、高橋脚で支持された橋では〇・〇三程度、さらに長大橋になると〇・〇二程度以下となる。

減衰定数が〇・〇二以下になると、一度始まった揺れはなかなか収まらず、長時間揺れ続ける。減衰定数が〇・〇二以下となるのは長大橋や超高層ビル、大容量の石油タンクなどであり、こうした構造物は長周期地震動を受けると、大きな揺れが長時間続く。これについては、第九章に示す。

固有周期一秒の構造物を例にして、減衰定数が変わるとどのように揺れが変化するかを示した例が図34である。減衰定数を〇・〇五とした場合を基準にすると、減衰定数が〇・〇一の場合には一・四倍、〇・一五の場合には〇・九倍となる。この倍率は強震記録によっても変化する。多くの強震記録に対する平均値は、減衰定数が〇・〇一の場合には一・六倍、〇・一五の場合には〇・七倍程度となる。

減衰定数が大きいということはエネルギー吸収が大きいということであり、減衰定数が大きくなるにつれて、同じ地震動が作用したときの構造物の揺れは小さくなる。

混同されがちな構造物の揺れと地盤の揺れ

構造物の被害は、構造物の揺れの大きさと、構造物の強度、変形性能によって決まる。構造物の

被害を決定するのは、構造物の揺れであって地盤の揺れではない。両者が混同される場合が多いが、耐震設計では両者を峻別しておかなければならない。地震動の最大加速度が一gと、構造物の最大応答加速度が一gでは全く意味が異なるためである。

ただし、固有周期が〇・〇五秒以下といったようにごく短い構造物の応答加速度は地盤の加速度とほとんど同じになる。固有周期がごく短いということは、剛性が極めて大きい構造物であり、こうした剛体状の構造物は独自に変形しないため、地盤の揺れの通りに揺れるからである。

しかし、固有周期が〇・二秒程度から長くなると、構造物の応答加速度は地盤の加速度よりも増幅されて大きくなる場合が多い。さらに固有周期が数秒と長くなると、構造物の応答加速度は地盤の加速度よりも小さくなる。地盤の揺れに比較してどれだけ構造物の揺れが増幅されたり減少するかは、減衰定数によっても変化する。

このように同じ地震動に対しても、固有周期と減衰定数によって構造物の揺れは変化するため、これを統一的に表すために使われるのが「地震応答スペクトル」である。単に「応答スペクトル」ともいう。

地震応答スペクトルとは、図32～図34に示した、ある地震動に対する構造物の揺れの最大値をいろいろな固有周期や減衰定数に対して連続的に示したものである。構造物の揺れを最大応答加速度で表した「加速度応答スペクトル」、最大応答変位で表した「変位応答スペクトル」が耐震設計によく用いられる。

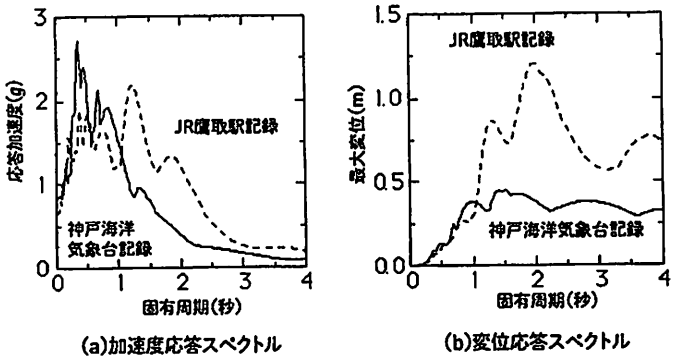

図35　加速度および変位応答スペクトル(減衰定数0.05)

耐震設計に重要な地震応答スペクトル

神戸海洋気象台とJR鷹取駅の記録に対して加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルを求めると、図35のようになる。ここでは減衰定数は〇・〇五としている。

図の横軸は構造物の固有周期である。固有周期は普通規模の橋であれば〇・五秒程度、背の高い橋になると一～三秒程度、長大橋になると数秒～十秒程度と、大規模な橋になるほど長くなる。このため、図の横軸は、左から右に行くにつれて、順次、大きな橋を表しているとみればよい。

前にも述べたが、固有周期がゼロということは、質点を支持しているばねが無限に硬い場合であるから、このときには質点は地盤と同じ揺れをする。

したがって、固有周期がゼロのときの加速度応答スペクトルは地盤の最大加速度、すなわち最大地震動加速度と同じ値になる。また、このときには、質点は地盤と同じ揺れをするから、地盤に対する質点の揺れ(「相対変位」)、すなわち変位応答スペクトルはゼロとなる。

まず、加速度応答スペクトルから見てみよう。神戸海洋気象台で観測された強震記録が作用すると、〇・五秒～一秒と普通規模の橋が持つ固有周期の範囲では平均的に二g程度の応答加速度が生じることがわかる。最大地震動加速度は固有周期ゼロでの加速度応答スペクトルから約〇・九gであることがわかるから、橋の揺れは地盤の揺れの二・二倍程度に増幅されることになる。

一方、JR鷹取駅の強震記録を作用させた場合には、応答加速度は固有周期が一秒～一・五秒付近では平均して二g程度となる。最大地震動加速度は約〇・八gであるから、橋の揺れは地盤の加速度の二・五倍程度に増幅される。

なお、JR鷹取駅の記録の方が神戸海洋気象台の記録よりも固有周期の長い橋で揺れが大きくなるのは、地震動の卓越周期が神戸海洋気象台の記録よりも長いためである。これには、神戸海洋気象台よりもJR鷹取駅の方が表層地盤が軟弱であることも影響している。

橋に生じる応答加速度に橋の質量を乗じると、橋に作用した慣性力が求められる。したがって、加速度応答スペクトルは橋に作用した地震力（慣性力）の大きさを表す指標と見ればよい。

この結果、橋がどれだけ変位するかを示すのが変位応答スペクトルである。橋に被害が生じるか否かはどれだけ橋が変形するかによって決まるから、加速度応答スペクトル以上に変位応答スペクトルは重要である。

以上のように、構造物の揺れを表すために地震応答スペクトルが重要であるが、このためには、対象構造物の固有周期と減衰定数を理解している必要がある。固有周期や減衰定数がマスコミで

取り上げられることはまれであるため、国民の認知度は低いが、地盤の揺れと構造物の揺れを峻別し、耐震設計で重要な構造物の揺れを評価するためには、地震応答スペクトルが重要である。

変位と変形は何が違うか

図33と図34には構造物に生じる応答変位を示したが、構造物に被害が生じるか否かは構造物に生じる変形によって決まる。変位と変形は同じものではない。これを説明するために、同じ材質で作られ、高さが二センチメートルと同じマッチ箱を二つ積み重ねた構造を考えてみよう。ただし、上のマッチ箱よりも下のマッチ箱の方が厚い紙で作られているとする。

上のマッチ箱を三センチメートルだけ横に引っ張ってみよう。このとき、上のマッチ箱の上面は下面に対して二センチメートル、下のマッチ箱の上面は下面に対して一センチメートル変位するとしよう。

ある構造物がある値だけ水平方向に変位したときに生じる変形をせん断変形といい、水平変位の大きさを高さで割った値をせん断ひずみという。ひずみは変形の大きさを表す無次元量である。

同じように、ある構造物を上向きに引っ張ったとき（下向きに抑えたとき）に、上向きに伸びる（下向きに縮む）ことによって生じる変形を引張変形（圧縮変形）といい、伸び（縮み）の大きさを高さで割って無次元化した値を引張ひずみ（圧縮ひずみ）という。

さて、この例では、上のマッチ箱は高さが二センチメートルで水平に二センチメートル変位した

ため、せん断ひずみは一〇〇%になる。同じように下のマッチ箱のせん断ひずみは五〇%である。

このような状態で、マッチ箱の水平変位を次第に大きくしていくと、当然、せん断ひずみの大きい上のマッチ箱から先に壊れる。

このように、どれだけのひずみが生じるかは構造物の耐震性を支配する重要なパラメータである。実際の構造物は、高さ方向に形状や断面、材質が異なるためもっと複雑で、これらの特性に基づいて各部のひずみを評価しなければならない。

問題を簡単にするため、ある橋が上から下まで同じ形状、断面、材質でできていて、どの高さでも同じだけひずみが生じると仮定しよう。こうすると、橋に生じる変位を橋の高さで割っただけのひずみが生じるとみなすことができる。

こういう視点からもう一度、図35の(b)に示した変位応答スペクトルを見ると、固有周期が一秒あたりまでの橋には神戸海洋気象台記録とJR鷹取駅記録はほぼ同程度のひずみを生じさせるとみてよい。しかし、固有周期が一秒以上の橋では、神戸海洋気象台記録よりもJR鷹取駅記録の方が二倍程度以上、大きなひずみを生じさせることがわかる。

固有周期一秒というと、普通規模の橋が損傷して弱り始めたときの固有周期である。こうした橋には、神戸海洋気象台記録よりもJR鷹取駅記録の方がはるかにパンチが大きかったことが変位応答スペクトルからわかるのである。

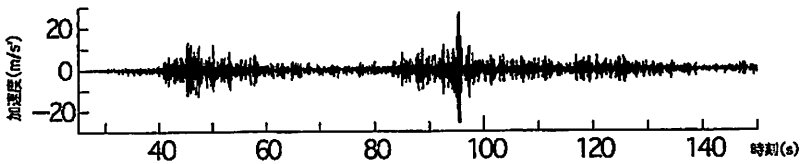

図36　東北地方太平洋沖地震による宮城県栗原市築館における加速度記録(南北方向)(防災科学技術研究所K-NETによる)

最大加速度が大きくても、構造物に小さな影響しか与えない地震動がある

構造物に与える地震動の強さは、構造物に生じる変位応答スペクトルや加速度応答スペクトルを用いて評価すべきであり、地盤の揺れの最大加速度(最大地震動加速度)で地震動の強さを評価することは、耐震設計では注意すべきという例を示そう。

二〇一一年東北地方太平洋沖地震(M八・四、M_w九・〇)では、東北地方や北関東の広範囲な地域で気象庁震度は6以上となったが、宮城県栗橋市築館では気象庁震度は7に達した。しかし、築館では橋や建物などの構造物の被害はほとんど生じていない。これはなぜだろう。

築館では、図36の強震記録が得られている。加速度の大きかった南北方向の地盤加速度を示している。揺れが長く続き、九五秒あたりで最大地震動加速度は二七メートル／秒^{2}に達した。実に重力加速度の二・八倍もの大きな加速度である。

この加速度記録から地震動速度と地震動変位を計算すると、図37のようになる。ここには、最大加速度が生じた前後の二〇秒間の波形を示している。これを図30や図31に示した兵庫県南部地震のときの神戸海洋気象台記録やJR鷹取駅記録と比較すると、築館の記録は卓越周期が約

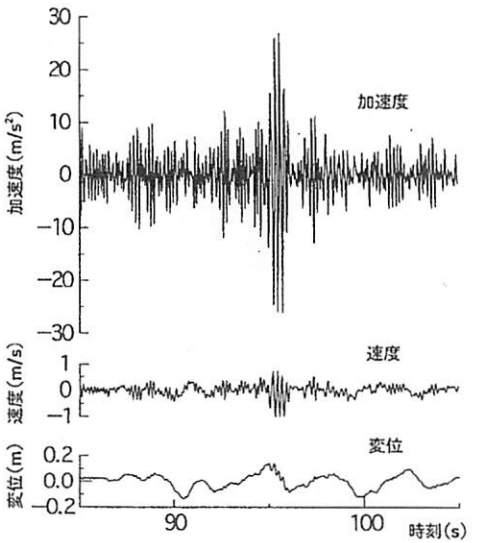

図37　東北地方太平洋沖地震による宮城県栗原市築館における地震動(南北方向)

〇・二秒と短い。このため最大地震動加速度は神戸海洋気象台、ＪＲ鷹取駅の記録と比較して約三倍も大きいが、速度や変位は小さいことがわかる。

これを加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルで表したのが、図38である。固有周期〇・二秒では加速度応答スペクトルは約一三gにも達するが、固有周期一秒になると〇・六g程度でしかない。図35に示した兵庫県南部地震による二つの記録と比較すると、加速度応答スペクトル、変位応答スペクトルともに固有周期〇・五秒以上の領域では築館の記録は比較にならないくらい小さい。これが最大地震動加速度は大きかったが、構造物の被害は生じなかった理由である。

ちょうど、机を手のこぶしでたたいたようなものである。机の上に加速度センサーを設置してこぶしで思い切り机をたたくと、数gもの大きな加速度が記録される。しかし、机は壊れない。いかに最大加速度が大きくても、机に生じるひずみ(変位、変形)が小さいためである。

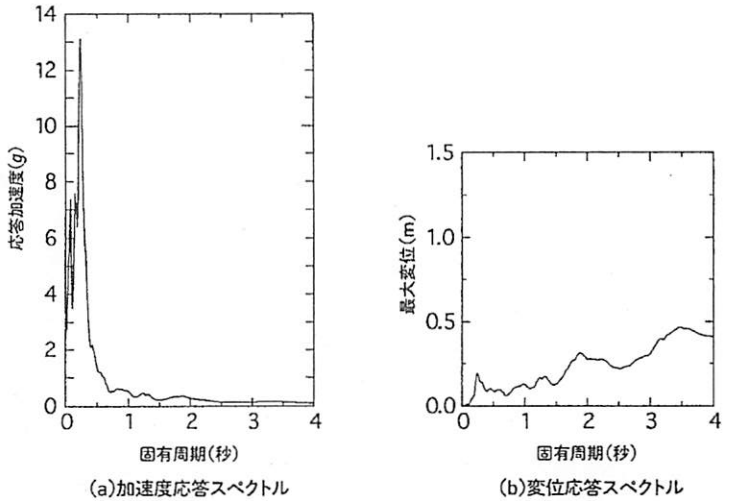

図38　東北地方太平洋沖地震による宮城県栗原市築館における地震動の加速度および変位応答スペクトル(減衰定数は0.05)

このような例は、二〇〇八年岩手・宮城内陸地震(M七・二)でも起こっている。断層上に位置した一関市(一関西観測点)において、最大地震動加速度が四・一gもの上下方向記録が得られたのである。水平方向にはこの半分ほどの加速度であった。これは現在までに観測された最も大きな地震動加速度の記録としてギネスに認定されている。

観測点周辺にはめぼしい構造物がなかったが、観測小屋周辺のトイレや休憩所を見ると、全く被害は生じていない。

上下方向の記録には、下向きよりも上向きの加速度の方が大きいという、片揺れが生じている。あたかも地盤が上向きに跳び上がったかのように見えることから、防災科学技術研究所では、大地震時に震央付近に生じる地震動に対する新しい知見として、これをトランポリン効果

と名付けた。

これに対して、片揺れは強震計が設置されていた観測小屋が水平方向の地震の揺れでロッキング振動し、小屋の底面が地盤から浮き上がったり接触したために生じたものだという解析が行われている。著者もこの方が現実的だと考えている。

以上のように、最大地震動加速度が大きくても、構造物に小さな変位しか生じない地震動があることを悪用して、このような地震動を入力した動的解析を行い、あたかもその構造物の耐震性が高いかのように見せかけた解析には用心しなければならない。

意味のない解析であるか否かは、動的解析に用いた地震動の加速度応答スペクトルや変位応答スペクトルを見ればすぐにわかる。

なお、構造物の中には機械系施設のように固有周期が〇・二秒以下と短いものもある。こういう構造物には築館の地震動が影響を与える可能性は否定できない。しかし、固有周期が〇・二秒以下と剛性が高い構造物では、内容物の圧力や腐食に対する余裕代等、地震以外の様々な要因で構造断面が決まっている場合が多い。こういう構造物や構造部材では、地震の影響が直接的な脅威ではない。

橋は気象庁震度6に持つか？　震度7には？

気象庁震度は国民にもよく知られた指標である。しかし、気象庁震度が7であっても周辺の構

造物の被害がほとんどなかった例があることからわかるように、構造物の耐震設計に気象庁震度を使用することは不適切である。この理由は大きく二つある。

一番めは、気象庁震度（一九六六年以降は計測震度）は、地震動加速度にあるフィルターをかけて地震動の強さを表したものであるためである。すなわち、気象庁震度はあくまで地震動加速度の強さを表す指標であり、地震応答スペクトルのように構造物の揺れの強さを指標化したものではない。したがって、東北地方太平洋沖地震のときの築館のようなことが起こるのである。

二番めは、仮に構造物に同じ応答変位が生じたとしても、実際にどのように壊れるかは構造物の強度と変形性能によっていろいろ異なってくるためである。

したがって、ある構造物が気象庁震度6強に耐えるとか、震度7でも倒壊しないという使い方は、構造物の耐震設計ではしてはならない。構造物の耐震設計では、地震応答スペクトル等の工学的な指標で地震力を表現すべきである。

なお、昨今、構造物の耐震性の高さを強調するため、「気象庁震度7に対しても安全」といった表現が用いられることがある。しかし、これは不思議な表現である。上限のない震度7に対して安全性を担保することは、工学的にはできないことである。

距離減衰式とは？

地震動や地震応答スペクトルは、一般に同程度の規模（マグニチュード）の地震であれば断層

に近いほど、また、断層から同程度の距離であればマグニチュードが大きいほど大きくなる。現在までに観測された多数の強震記録を解析し、ある任意のマグニチュードの地震が起こったときに断層から任意の距離にある地点に生じる地震動強度や地震応答スペクトルを推定する関数を「距離減衰式」という。

距離減衰式は、設計対象地震のマグニチュードと震源断層の位置に応じて地震動や地震応答スペクトルを推定するために、耐震設計では広く使用されている。しかし、現在利用できる距離減衰式の精度はまだ不十分で、距離減衰式で推定された地震動や地震応答スペクトルには倍、半分の幅がある。

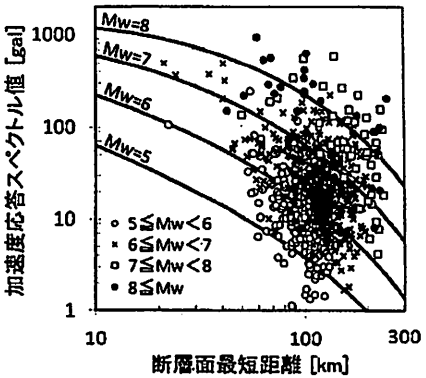

図39　加速度応答スペクトルの距離減衰(両対数グラフで表した場合)

いま、固有周期一・〇秒、減衰定数〇・〇五の加速度応答スペクトルが、マグニチュードと断層からの最短距離によってどのように変化するかを示した一例が図39である。これは、一九七八年から二五年間に日本とその周辺に生じた一八三地震によって、中程度の固さの地盤(Ⅱ種地盤)上で観測された八四三記録を示した結果である。

マグニチュードは五・〇から八・〇以上までの範囲を四区分している。ここでは、加速度応答スペクトルをガル単位で示している。ここで、一ガルとは一センチメートル／秒^{2}で、一gは九八〇ガルに相当する。図の縦軸と横軸は対数で表している。

マグニチュードのレンジを示す○や×などの値を見ると、断層からの距離が短くマグニチュードが大きいほど、全体として加速度応答スペクトルが大きくなることがわかる。

図中には、これらの値を解析して求めた距離減衰式によってマグニチュードが五、六、七、八の場合を計算した推定値も示している。例えば、マグニチュード八の地震が起これば、断層から二〇キロメートルの地点では約一〇〇〇ガルの加速度応答スペクトルが生じるというように、構造物の揺れの強さを推定するのである。

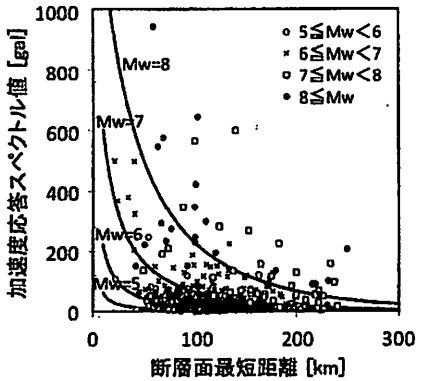

図40　加速度応答スペクトル値の距離減衰(ノーマルグラフで表した場合)

倍・半分の精度しかない距離減衰式

問題は、このような距離減衰式による応答スペクトル値の推定精度である。図39では縦軸と横軸がともに対数軸で表されているのがミソで、一般にこのような形で距離減衰式は表される。しかし、これをノーマル軸でプロットし直すと、図40のようになる。

図39ではなんとなく、断層からの距離が近いほど、またマグニチュードが大きいほど加速度応答スペクトルは大きくなるように見えるが、図40ではこれがわかるだろう

か。耐震設計では、二〇〇ガルとか三〇〇ガルといった小さな応答スペクトルではなく、もっと大きなところが重要だという視点で見ていただきたい。

図40にも先ほどの距離減衰式による推定値が線で示されているため、変化の様子が想像できなくはないかもしれない。しかし、この線がなければ、縦軸と横軸に相関があるとは見えないであろう。データは満天の星のように散らばっている。

加速度応答スペクトルに限らず、どの指標を用いても、揺れの強さとマグニチュード、距離の関係には低い相関しかない。倍、半分の世界である。地震動は地殻の破壊によって生じるものであり、壊れ方によって揺れ方は大きく異なるためである。

いま、同じ大きさと厚さのガラスの板二〇枚を、両手で折り曲げて割ってみると、割れ方は毎回異なり、したがって生じる振動も毎回違う。物性がほぼ均一なガラスの板と違って、断層の破壊はもっと複雑である。

東日本と西日本、あるいは太平洋岸と日本海側、内陸の揺れを同じ距離減衰式で表そうとするところに無理があるのかもしれないし、破壊に伴う応力降下量など、まだいろいろなパラメータが距離減衰式には抜け落ちているのであろう。

さて、この距離減衰式で推定した結果、いま、ある橋の建設地点で九二三ガルという加速度応答スペクトルが得られたとしよう。このとき、この値には何桁の精度があるであろう。とても一の位や一〇の位の値に精度があるとは考えられない。一〇〇の位でさえ怪しいとみなければならない。

地震力を過小評価することは問題であることを考えると、仮に九二三ガルと求められたとすれば、工学的には「安全率」を見込んで一二〇〇ガルとか一五〇〇ガルと、余裕をもった値を採用する必要があろう。安全率は無知係数などと揶揄されることがあるが、想定外の状態に備えるための工学的な智恵である。

前に、本書では加速度の単位をガルではなくgで表す理由を示したが、そのほかに、一桁の精度さえ怪しいという事実を知らず、九二三ガルなどと表示すると、あたかも精度があるかのように思い込みかねないという点も理由の一つである。一グラムといえばよいものを一〇〇〇ミリグラムといって、あたかもある成分が多量に含まれているかの錯覚を与えようとするのと同じである。

構造解析では、構造物が弾性（線形）状態にあれば三桁以上の精度で解析可能である。しかし、構造物が塑性（非線形）域に入ったり地盤が介在すると、一桁かせいぜい二桁の精度に落ちる。これに一桁の精度もない地震動を組み合わせて、総合判断しなければならないところに耐震解析の難しさがある。

断層を特定した地震動の評価

近年、断層を特定して地震動を推定する手法が開発され、地震調査研究推進本部の「震源断層を特定した強震動予測手法」では、標準的な震源モデルの設定手法（レシピ）が提案されている。この手法では、震源内を大きな揺れを起こすアスペリティーと呼ばれる領域とそれ以外の領域に分

け、それぞれの領域内ではすべり量、応力降下量、破壊伝播速度が一様であると仮定して、任意の地点での地震動を解析する。

この手法によって求められた地震動を耐震設計に適用する際には、二つの点を理解しておかなければならない。

一番めは、新しい手法を用いる際には、推定精度の検証が重要であるが、この手法では橋の耐震解析に必要なレベルの解析精度が保証されていない点である。文献によると、過去に起こった地震による地震動を解析して手法の妥当性が検証されていると言われている。

しかし、耐震設計で地震動が実測値とよく一致すると見なすためには、単に多数の解析地点の中のどこか一、二カ所で最大変位や最大速度が似た値になるだけでは不十分である。耐震設計に影響を与えるレベル以上の強度を持つ複数の観測点で、推定された地震動と実測の地震動の波形特性がよく整合した上で、地震応答スペクトルレベルもよく一致することが求められる。

しかし、現在までにこれらの条件を満足する実証例は示されていない。たまに波形の特徴が合っていると言われる例もあるが、一部だけの地点であったり、ほとんど波形としての特徴を捉えていない場合が多い。

多くの例では、気象庁震度で比較すると整合しているとか、応答スペクトル軸と周期軸を両対数グラフで表した速度応答スペクトルが合っているように見えるといったレベルでしかない。両対数グラフでしか解析精度が示せないことは、耐震設計に用いるために必要な精度から一オーダー

以上低いレベルでしかないことを如実に示している。

二番めは、断層の範囲やアスペリティー、応力降下量などのパラメータをどのように定めるかである。過去の地震による地震動をシミュレーションする際には、解析結果が実測値に最も近くなるようにこれらのパラメータを定めればよいが、これから起こる地震に対してこれらをどのように定めるかである。

破壊の仕方を予測することは難しい。例えば、連続して断層がある地域では、断層がすべて一度に破壊するのか、ある区間ごとに破断するのか、どこにアスペリティーができるのかを知らなければならない。既に起こった地震に対する逆解析では、破壊した断層やアスペリティーのおおよその位置やその特性を説明することはできても、これらを地震前に知ることはできない。

そうなると、考え得る多数のパラメータの組み合わせに対してすべて解析し、地震動がどの範囲になるかを調べてみるといったことが行われる。当然、解析結果には大きな幅が生じ、この中のどの地震動を設計に使用するかに迷うのが普通である。

新しい技術には期待が大きいが、その精度を考えて結果を利用する必要があろう。

確率論に基づく地震動の評価

過去の地震の起こり具合から、今後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回る地震動が生じる確率を求めようとするのが、確率論的な地震動評

価である。こうした解析は古くから行われてきた。例えば、一九七七年建設省新耐震設計法（案）では、それまでに行われてきた地震危険度に関する研究成果に基づいて、再現期間一〇〇年に相当する地震動マップが提案されている。

また、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、その当時の震度法による設計地震力の評価に利用されたりした。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、確率論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。

最近になって、地震調査研究推進本部により海域で起こる地震と陸域で起こる地震の特性に基づいて確率論的な地震動が全国にわたって求められ、「全国地震動予測地図」として公表されている。

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こったか（過去の最新活動年）を知ることができれば、これと地震動の距離減衰式を組み合わせることによって、今後のある期間内にあるレベルを上回る地震動が起こる確率を求めることができる。

例えば、図41は今後五〇年間にそれ以上の震度に相当する揺れが生じる確率が二％のマップである。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、その他の地域ではこれ以下の揺れである。

特に、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。単純に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。

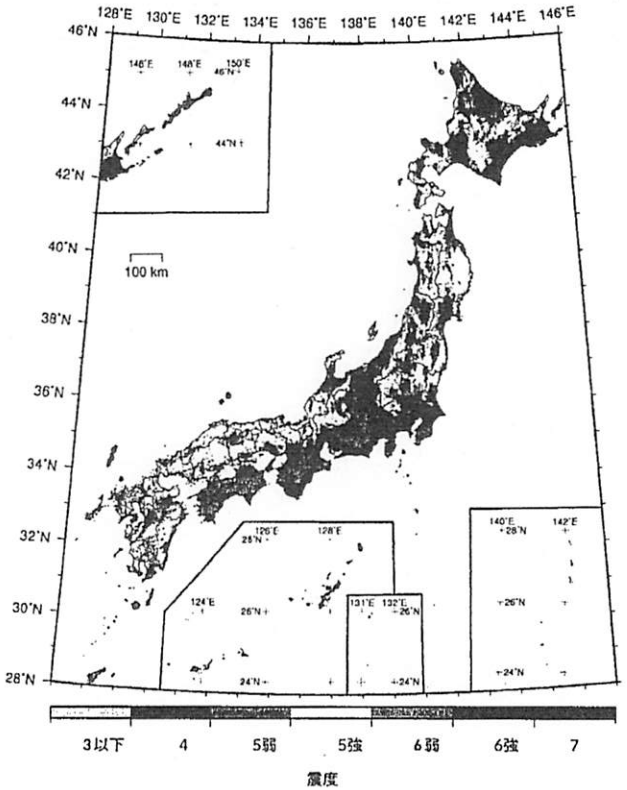

図41　今後50年間にそれ以上の揺れに襲われる確率が2%の震度分布（最大ケース、2010全国地震動予測地図）

どのようにして再現期間や過去の最新活動年を推定するのか？

確率論に基づく地震動をどのように耐震設計に使用すべきだろうか。確率論的に求められた地震動を耐震設計に用いる際には、三つの点に注意しておかなければならない。

一番めは、構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、過去の最新活動年の推定には大きな幅があり、また、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とである。

直下型地震の再現期間は数百～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い。このため、地震規模や過去の最新活動年、再現期間の評価が難しい。

どのようにして直下型地震の規模や再現期間、過去の最新活動年を推定するかというと、多くの場合には地質学的な分析とボーリング調査によって定められる。

例えば、わが国でも発生確率が高いと評価されている神奈川県の神縄・国府津―松田断層帯のうち、国府津―松田断層の曽我部地区でボーリングしてみると、断層は平安時代末期（一二世紀）以降の陶器が出土する地層を貫通しているが、その上に堆積する一三世紀中頃～一四世紀前半の白磁器が出土する地層は貫通していない。このため、過去の最新活動時期はおよそ西暦一一〇〇～一三五〇年頃であったと推定されている。また、再現期間は約八〇〇～一三〇〇年と推定されている。

「世紀」の単位で推定された結果が、「一一〇〇～一三五〇年頃」と西暦に置き直されると、とたんに精度良く見えるが、橋の耐用年数が五〇年とか一〇〇年といったオーダーであることを考えると、いかに桁の違う時間スケールであるかを知っておかなければならない。

断層調査の結果、断層帯の長さは約二五キロメートルもしくはそれ以上で、もし、この断層帯を構成する複数の断層が一度に破壊すると、約三メートルの逆断層が生じ、M七・五の地震が発生する可能性があると推定されている。ここで、断層の長さが「それ以上」となっているのは、断層の先端が相模湾につながっており、その先がわからないためである。

実は、この断層は「断層帯」と言われていることからわかるように一つの断層ではなく、国府津―松田断層、神縄断層、塩沢断層など、とぎれとぎれに続いたり平行に走ったりする少なくとも六つの断層から構成されている。したがって、これらが単独の断層か地下深部では同じ断層かの見極めや、どの範囲の断層が一度に破壊するかの判断が難しいのである。

以上は二〇〇五年に推定された結果であるが、同じ断層に対する推定結果が一九九七年にも公表されている。これによれば、この断層の過去の最新活動年は紀元前約一〇〇〇年で、再現期間は約三〇〇〇年、マグニチュードは八程度と推定されていた。

さらに二〇一二年には、その後の調査によって、国府津―松田断層はフィリピン海プレートのもぐり込みに伴うメガスラストからの分岐断層であることが明らかにされている。

一五年間にわたる調査によって、一つの断層についてもこれだけの大きな評価の違いが生じて

きている。もちろん、これはやむを得ないことである。過去の地震に対する調査が進んだ結果、この断層に対する理解がこれだけ進んできたのである。今後も、着実にこのような研究を進めていかなければならない。

確率論的に求められた地震動を橋の耐震設計に利用しようという際の問題は、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、過去の最新活動年に大きな不確定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、距離減衰式のばらつき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、過去の最新活動年のばらつきは考慮されていないことである。

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、過去の最新活動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、確率論的に求められたといっても、その中に入っているのは距離減衰式のばらつきだけであることに注意する必要がある。これらを考慮すると、確率の値はもちろん、分布も大きく変わってくるだろう。

あらかじめ特定できない地震の存在

一番めは、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ていることである。「震源があらかじめ特定できない地震」と呼ばれる。

最近でいえば、二〇〇〇年鳥取県西部地震（M七・三）、二〇〇四年新潟県中越地震（M六・八）、二〇〇八年岩手・宮城内陸地震（M七・二）がこれに該当する。さらに、沿岸海域に生じた二〇〇五年福岡県西方沖地震（M七・〇）、二〇〇七年能登半島地震（M六・九）、二〇〇七年新潟県中越沖地震（M六・八）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六・八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M六・八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、中国地方では二〇〇〇年鳥取県西部地震によるM七・三が、また北海道南西部と東北地方の日本海側では二〇〇八年岩手・宮城内陸地震によるM七・二が、それぞれ震源をあらかじ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、M七・二とかM七・三の地震というと、一九九五年兵庫県南部地震（M七・三）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、兵庫県南部地震クラスの地震が生じ得るということは工学的には極めて大きな意味を持っている。

確率論的に求められた地震動をどのように耐震設計に利用すべきか？

三番めの問題点は、全国的に発生確率が同じになるように求めた地震動を、そのまま橋の耐震設計に使用してよいのかという点である。

前に、図41で述べたように、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。

例えば、前述の二〇〇〇年鳥取県西部地震（M七・三）、二〇〇四年新潟県中越地震（M六・八）、二〇〇八年岩手・宮城内陸地震（M七・二）によって生じた地震動を強震記録から判断すると、非常に強い揺れであった。とても図4に示される震度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、低頻度型中～大地震が起これば、確率論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橋を造った主体が負わなければならない。

なお、こ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。

る。しかし、日本は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、運悪く低頻度型中～大地震が起こったときに、確率論的に定めた地震動を上回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を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。

地域ごとの地震の起こり方の違いをどのように評価すべきか？

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。

例えば、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M八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、一九七七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、安全側に全国を三地域に区分し、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での値を一・〇としたとき、地震活動が低い地域での値は建築物では〇・八、土木構造物の多くでは〇・七とされている。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のである。

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、震源をあらかじめ特定できないM七・二とかM七・三の地震が存在するという事実は、橋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恵として、地域区分およ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。

橋は五〇年、一〇〇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、現状の地震学の最新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ことではない。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。

地震との戦い

なぜ橋は地震に弱かったのか

発行　二〇一四年一二月二〇日　第一刷

著者　川島一彦
発行者　坪内文生
発行所　鹿島出版会
〒一〇四-〇〇二八　東京都中央区八重洲二-五-一四
電話　〇三(六二〇二)五二〇〇
振替　〇〇一六〇-二-一八〇八八三

組版・装丁　高木達樹
印刷　壮光舎印刷
製本　牧製本

© Kazuhiko KAWASHIMA, 2014
ISBN 978-4-306-02464-9 C3052　Printed in Japan

落丁・乱丁本はお取替えいたします。
本書の無断複製（コピー）は著作権法上での例外を除き禁じられています。
また、代行業者等に依頼してスキャンやデジタル化することは、
たとえ個人や家庭内の利用を目的とする場合でも著作権法違反です。

本書に関するご意見・ご感想は左記までお寄せください。
URL　http://www.kajima-publishing.co.jp
E-mail　info@kajima-publishing.co.jp

著者紹介

川島一彦　かわしま・かずひこ

一九四七年兵庫県生まれ。一九七〇年名古屋大学土木工学科卒、同大学院土木工学専攻修士課程修了後、一九七二年建設省入省。土木研究所耐震研究室長等を経て、一九九五年東京工業大学大学院土木工学専攻・教授。二〇一三年東京工業大学名誉教授。工学博士。専門は耐震工学。建設大臣表彰、土木学会論文奨励賞、田中賞、吉田賞等を受賞。著書・訳書に「道路橋の耐震設計計算例」（山海堂）、「地下構造物の耐震設計」（鹿島出版会）、「免震設計入門」（鹿島出版会）、「橋梁の耐震設計と耐震補強」（技報堂出版）などがある。