

構造システムとしての挙動を考慮した耐震設計

阿部 雅人 [東京大学 工学部 土木工学科]

1. なぜシステムを考えるのか？

兵庫県南部地震以降、盛んに、構造系全体をシステムとして考えるべきである、という議論がなされている。橋梁を考えてみると、図-1 に示すように、桁・支承・橋脚・基礎からなるシステムであることは容易に理解できよう。これら各構造エレメントは、それぞれ、材料や寸法など、異なった特性を有しているため、それぞれ独自の設計体系を有している。そのこと自身は、物理現象を反映しており、設計や解析のプロセスにおいては自然なことである。しかし、一度、これら構造エレメントから橋梁を作り上げた後は、これら要素が独自に振る舞うのではなく、あくまで構造系のシステム全体として相互に関連しながら性能を発揮することになる。例えば、降伏強度の高い橋脚を作った場合、基礎にとってはより大きな地震力を分担する必要がある。このように、個別の要素の得失のみを考えて設計しても、必ずしもシステムとしてプラスになるとは限らないのである。

いくつか、兵庫県南部地震時の例をとって、システムの挙動が顕著に見られる例を挙げよう。まず、阪神高速3号神戸線の1点固定の3径間連続高架橋の例を挙げる¹⁾。このタイプの橋は、図-2 に示したような構造システムとなっており、固定側橋脚がすべての橋軸方向地震時慣性力を受け持つことになるため大断面のRC柱が採用されている。当時は、コンクリートのせん断許容応力度が過剰に見積もられており、帯鉄筋要求量が小さかったため、固定側橋脚は結果的に靱性に欠ける構造となっている。それにも関わらず、実際の被災では、固定側橋脚に損傷度が低いものが多かった。この問題は、橋脚を単体で考えている限りは、いくら考えても理由が不明である。それに対して、支承が破断してヒューズとなったのではないかという議論がなされてきている。金属支承の耐荷力は、一般に許容応力法で評価されているため、変形性能を含めた保有耐震性能の照査法は確立されていない。そこで、支承の荷重伝達点を逐一リストアップし、そのそれぞれについて耐力計算法を構築

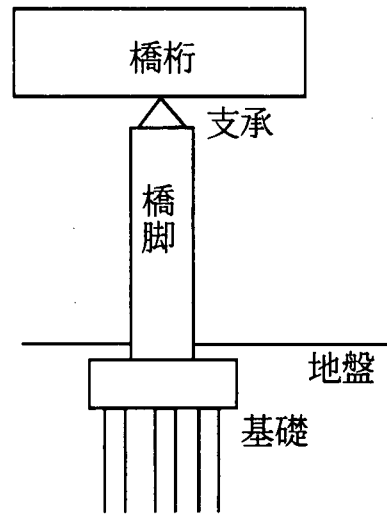


図-1. 橋の構造エレメントとシステム

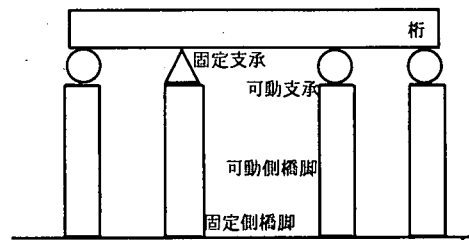


図-2. 3径間連続高架橋

して、固定側支承として用いられていたピン支承について検討を行ったところ、橋軸方向耐力は大きく、橋軸直角方向はそれに比べてやや低目となる結果を得た。その値と、橋脚の耐力を比較したところ、橋脚の耐力は、橋軸方向の支承耐力と橋軸直角方向の支承耐力の間に入ることが明らかとなった。図-3 に代表的な 3 径間連続高架道路橋全体系の水平力-変位関係を示す。まず、橋軸方向に水平力が作用する場合を考える。①で固定側橋脚に作用する水平力が耐力に達し、固定側橋脚が損傷する。②で可動支承に作用する水平力が耐力に達し、可動支承が損傷する。このメカニズムでは橋脚より先に可動支承が損傷するため、可動側橋脚は大きな損傷を受けないことが推定される。

次に橋軸直角方向に水平力が作用する場合を考える。橋軸直角方向にはすべての

の支承が固定であるため、支承と橋脚の耐力関係のみで損傷順序が決定される。①で固定支承に作用する水平力が最大耐力に達し、固定支承が損傷する。その際固定支承が先に損傷するため、固定側橋脚は大きな損傷を受けない。ついで②で可動側橋脚に作用する水平力が耐力に達するが、可動支承の耐力の方が高いため、支承ではなく橋脚が損傷することが推定される。したがって、橋軸直角方向（南北方向）には、いわゆるヒューズの挙動が期待できることになる。兵庫県南部地震は、断層直角方向である南北方向の地震動が卓越したことが知られているから、そのためにヒューズ的作用が生じたように見られたのだと思われる。もし、橋軸直角方向に地震が卓越していれば、橋脚の方が被災したと予想される。

橋脚単体だけを考えても、曲げとせん断耐力の間にはシステム的な相互作用が有り得る。

図-4 は、脚高 10.1[m]、主鉄筋比 1.33% の円形断面の鉄筋コンクリート単柱橋脚について、基部のせん断耐力と曲げ耐力の比を、主鉄筋の降伏強度をパラメータにしてプロットしたものである。鉄筋が強いことは、必ず耐力増加ももたらすので一般的には安全側であると考えられる。しかし、過度に鉄筋が強い（逆に過度にコンクリート強度が低いも同様）場合には、せん断・曲げ耐力比は 1 を下回り、危険なせん断耐力先行型の破壊モードが表れ

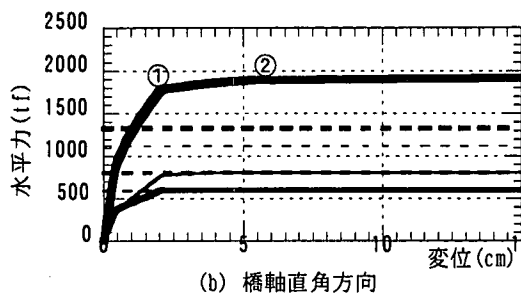
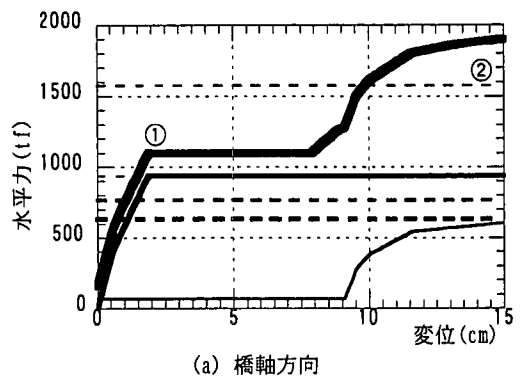


図-3 代表的な3径間連続高架道路橋の水平力-変位関係

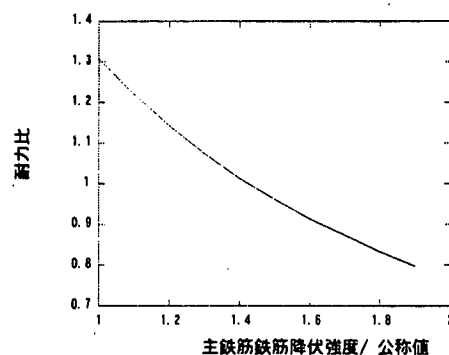
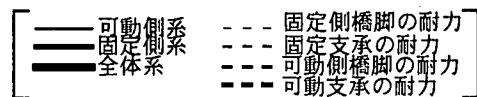


図-4. せん断・曲げ耐力比と主鉄筋降伏強度

る可能性がある。このように、せん断耐力や曲げ耐力を個別に考える分には安全側となり
 そうなことで、相互の関係で考えるとより危険な破壊モードが表れることがある。類似
 の例として、ノースリッジ地震の際の Mission-Gothic Undercrossing の例を上げよう²⁾。こ
 の橋の橋脚は、桁と剛結されているが、剛結部は景観を考慮してフレア状の形態となっ
 ている。構造設計においては、このフレアは飾りと考えそれによる断面増加を考慮してい
 ない。したがって、フレアによる断面増加を余剰と考えた設計となっている。確かに、そ
 うすることによって橋脚天端では曲げ耐力が余剰となるが、そのためにフレア下端に塑
 性ヒンジが発生することになる。この橋脚は、上下端剛結であるため、この塑性ヒンジ
 発生位置のせん断力が上下端より 83% も高くなっていた。したがって、橋脚天端に塑
 性ヒンジが形成されるという前提での設計されている断面のせん断耐力は大きく不足
 して、せん断破壊が生じたと考えられている。この場合も、曲げ耐力だけ考えれば、
 安全側の余剰と考えてよさそうなものが、構造システムとして考えると、せん断破
 壊先行型の脆弱な破壊モードをもたらしていることになっているのである。

次いで、建築の低層建物被害の例
 を考える。兵庫県南部地震の神戸
 海洋気象台観測波形を用いて、降
 伏震度 0.2g、減衰 5% の構造物に
 ついて応答塑性率を計算したのが
 図-6 である。これから分かるよ
 うに、特に短周期側の構造物に
 厳しい地震波であった。したが
 って、建物であればより短周
 期の低層のものの被災が大き
 くなることが、予想される。し
 かし、建築の被災統計³⁾を見
 ると、中層建築の被災率が
 低層建築の被災率を上回って
 いる。この要因については、
 いろいろなものが考えられ、
 定説が定まっているわけでは
 ないが、基礎・地盤の影響
 (いわゆる相互作用)を考
 慮すると、クリアに考えやす
 い。短周期の低層構造物は、
 地盤に比べて剛であるから、
 図-6 に示したように地盤と
 一体となった振動が卓越す
 ることが予想される。したが
 って、実際には、構造物単
 体ではなく、基礎・地盤を含
 めた振動系の固有振動数で
 振動したと思われる。シス
 テム全体としては、構造物
 単体で考えるより長い周期
 で揺れたため、被災が予想
 より小さくなったと考える
 ことが出来る。

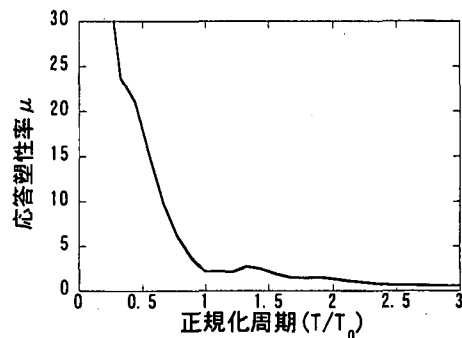


図-5 神戸海洋気象台 NS 成分
 応答塑性率スペクトル (減衰比 5%)

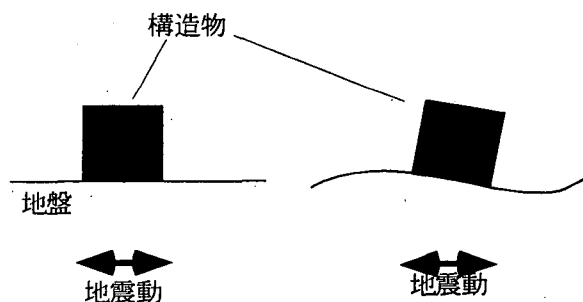


図-6. 地盤と構造物の相互作用の影響

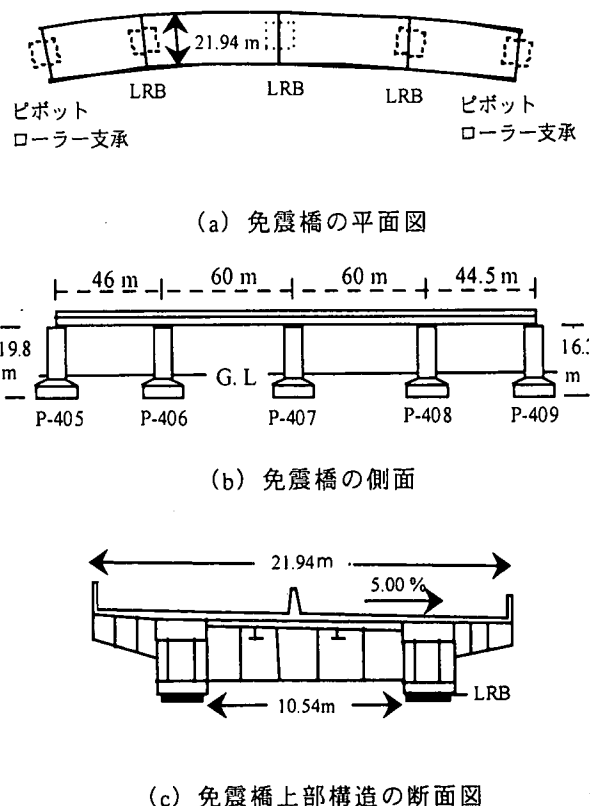
また、被災例はないものの、幾つかの免震高架橋では、桁や橋脚に加速度計を設置した

地震観測が行われている⁴⁾。その一例として、阪神高速松ノ浜高架橋の例を上げよう。図-7に概略、図-8に計測状況を示した。図-9は、兵庫県南部地震時に観測された桁の橋脚に対する相対加速度応答であるが、1自由度ばね・質量系でのシミュレーション結果と良く整合している。このことから、免震橋では桁が橋脚とは別個の自由度として振動して、長周期化・高減衰化を図っている免震構造の特徴が良く分かる。1自由度ばね・質量系で用いた、等価剛性・等価減衰を示したものが図-10である。振幅が大きい場合には問題はないが、余震時において、桁端に用いられているピボットローラー支承摩擦の影響が現れている。このように、連続桁では、他の下部構造との反力分散の度合いによって応答性状が大きな影響を受ける。反力分散は、下部構造への慣性力を規定するから、その点からも重要であるが、ここでの微小振幅時に見られるように、通常の静的設計では問題とならないようなディテールの影響が顕在化することがあるので、ディテールの摩擦などを含めて最新の注意が必要である。

また、免震橋や現在盛んに研究が進められている各種制震構造など、長周期化や

高減衰化など動学的性質を積極的に利用した橋は、特にシステムとしての挙動を考える必要性が高い。固有周期やモード減衰などの動学的性質は、全体的系を考えて始めて明らかとなるが、その固有周期やモード減衰が慣性力を規定するからである。地震時慣性力は、地動加速度に応答加速度を加えたものであるから、システム工学の考えを援用すると、図-11に示すとおり「フィードバックシステム」として表される。したがって、構造物の特性を変更すると、固有周期などが変わり、慣性力も変わることになる。このために、免震橋などの設計では繰り返し計算を行って、適当な設計値を定める必要があるのである。

このように、実際の橋の地震時挙動はシステム全体として考えて始めて明らかとなる場合が多い。ここでは単一の橋についての例を挙げたが、それに加えて、都市内高架橋などで隣接径間との衝突によってもたらされたと考えられる被災例もある。したがって、優れた設計のためには、各エレメントの設計にあたって、システム全体の挙動を視野に入れ、注意を払うべきであろう。



(a) 免震橋の平面図

(b) 免震橋の側面

(c) 免震橋上部構造の断面図

図-7 免震橋の概要

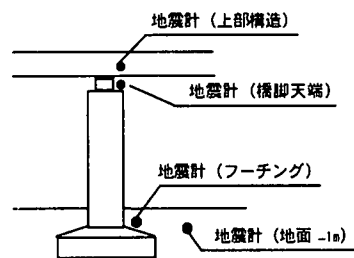


図-8 地震計の配置 (P-408)

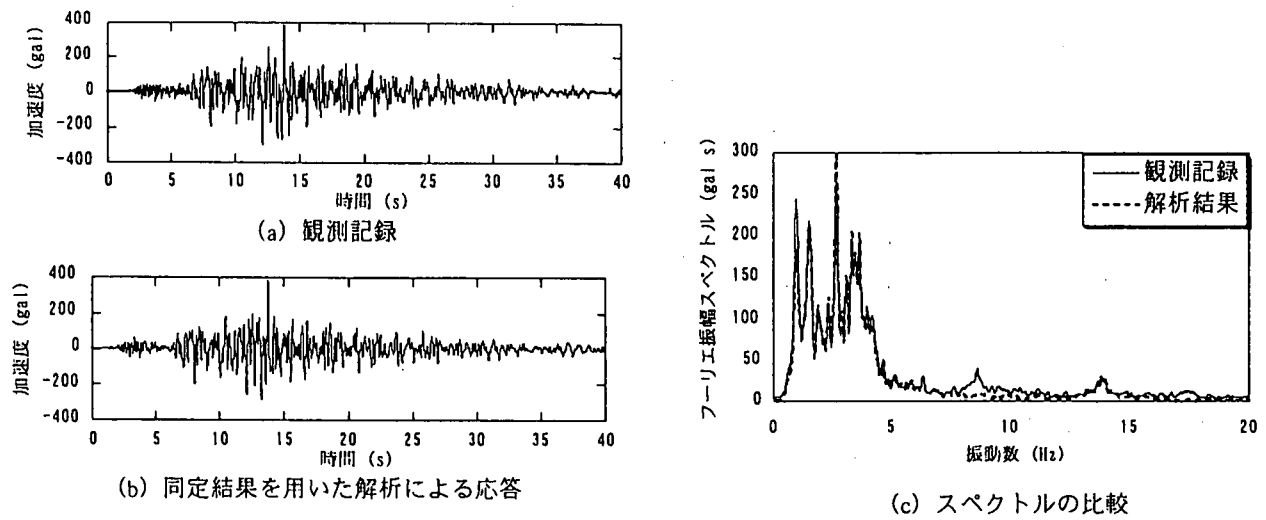


図-9 本震時における反力分散橋上部構造の応答の比較

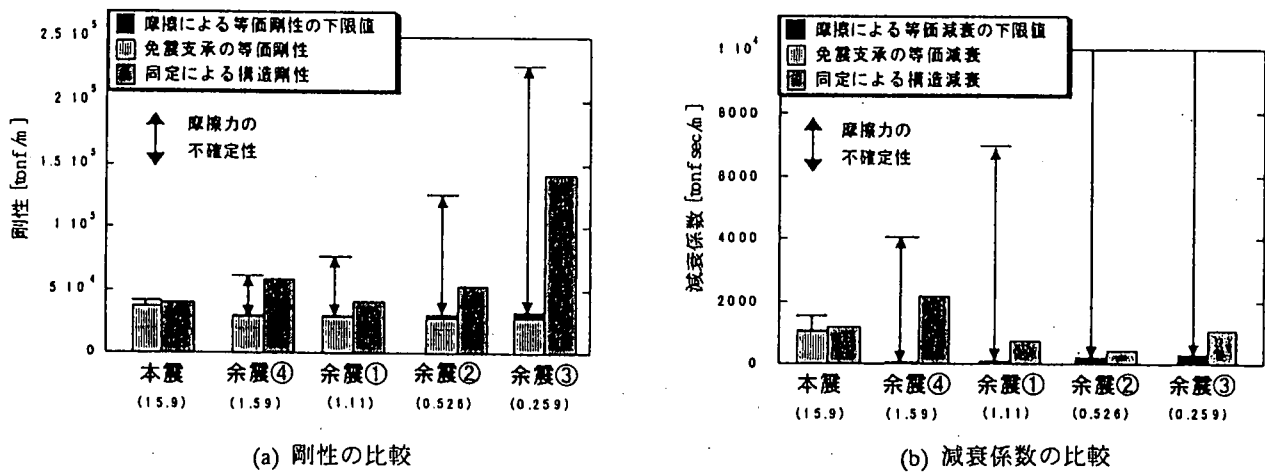


図-10 上部構造に作用する剛性と減衰係数の比較 (カッコ内の数字は最大変位 [mm])

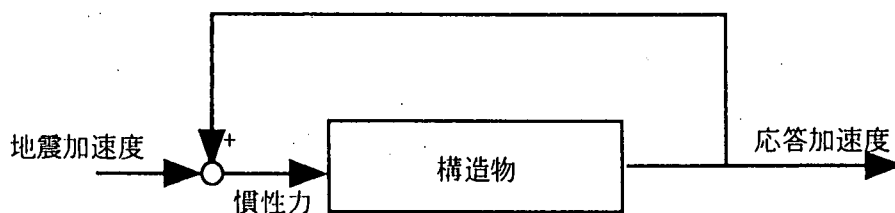


図-11 地震入力と応答の関係

2. システムの基本的コンセプト

システムとは、図-12 に示すように、それを構成するエレメントが互いに関連しあうことで、ある機能を発揮するものである。その概念は、本来、相対的で、橋を考えれば桁・支承・橋脚・基礎がそれぞれエレメントであるが、道路のネットワークシステムを考えると、橋は土構造物などと共に道路全体を支えるエレメントとなる。これら、エレメントからなるシステムに共通する性質を調べ、応用する学問がシステム工学である。

最も簡単なシステムを考えよう。図-13 に示したのは、チェーンでつるされた棚である。

左のものは3本のチェーンが直列に、右のものは3本のチェーンが並列に並んでいる。どちらがより安全であろうか？仮に、一本のチェーンが切れた場合を考えると、直列システムは落下してしまうが、並列システムは残りのチェーンで支持されることになる。このように、一つのエレメントが破壊しても直ちにシステムの破壊につながらない場合、そのシステムは「冗長」である、と言い、破壊までの余裕となるエレメント数（この場合2）のことを「冗長度」

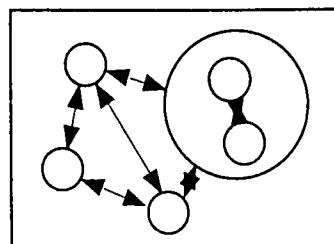


図-12. システムの概念

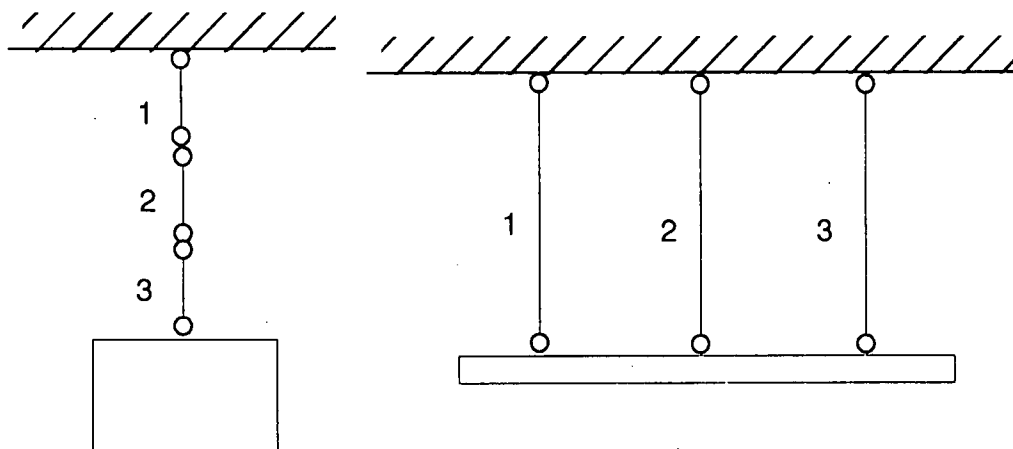


図-13. 直列システムと並列システム

という。また、あえて冗長度を持たせるような設計を「フェールセーフ」という。航空機の油圧系統や制御系統の例が有名である。また、1906年のサンフランシスコ地震・大火の後、サンフランシスコ市中の水道系統を2系統として消防の際の断水を防いだ例も、その1例である。構造設計で考えると、不静定度が冗長度にあたると考えると分かりが良い。静定構造は、1点の降伏が即崩壊につながるが、高次不静定ならば、塑性ヒンジが形成されても直には崩壊しないからである。

各エレメントの破壊する確率が P_1 , P_2 , P_3 である時のシステムの破壊確率を考えよう。直列システムの場合は、どれかエレメントが一つ破壊すればシステムの崩壊につながるから

$$P_s = P_1 + P_2 + P_3$$

となるが、並列システムでは、すべてのエレメントが破壊して始めてシステムが崩壊するから、

$$P_p = P_1 \times P_2 \times P_3$$

となる。実際のシステムの破壊確率は1よりはるかに小さいから、例えば、0.1を代入してみれば分かるように、並列システムははるかに安全なのである。また、直列システムはもっとも破壊確率が高い弱いエレメントの影響が、並列システムではもっとも破壊確率が低いエレメントの影響が、それぞれ支配的になることが了解されよう。

図-14に示すように、直列システムは足し算+で、並列システムは掛け算・で表してシステムとエレメントの関係を系統的に表すこともある。この図を「Fault Tree」と呼び、全体系の破壊を各エレメントの破壊パターンに整理する際に大変役立つ方法であり、原子力

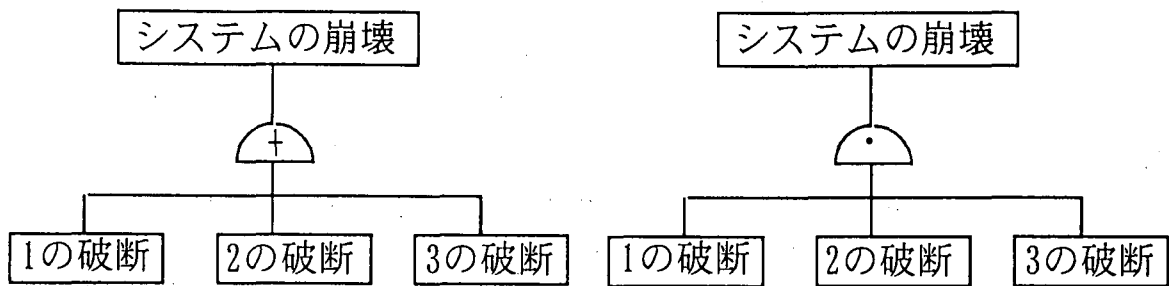


図-14. 直列システムと並列システムの Fault Tree

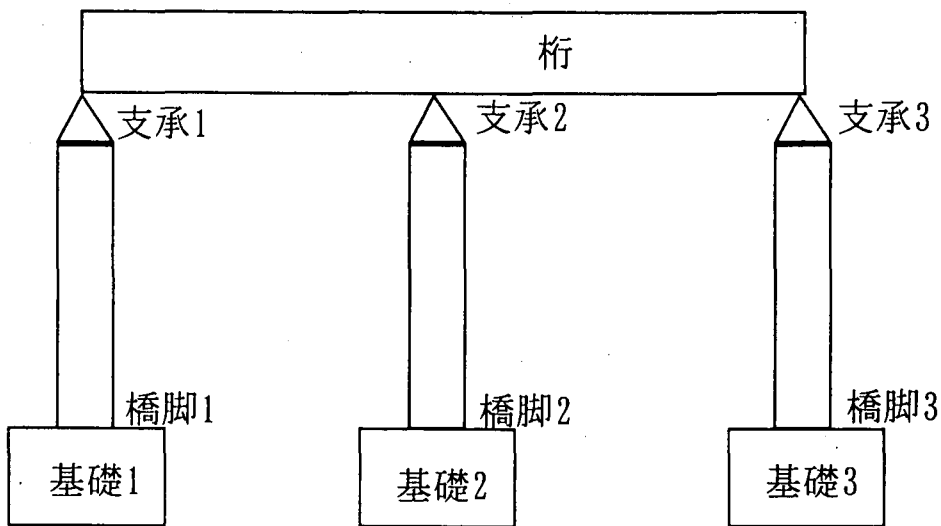


図-15. 2 径間連続橋の例

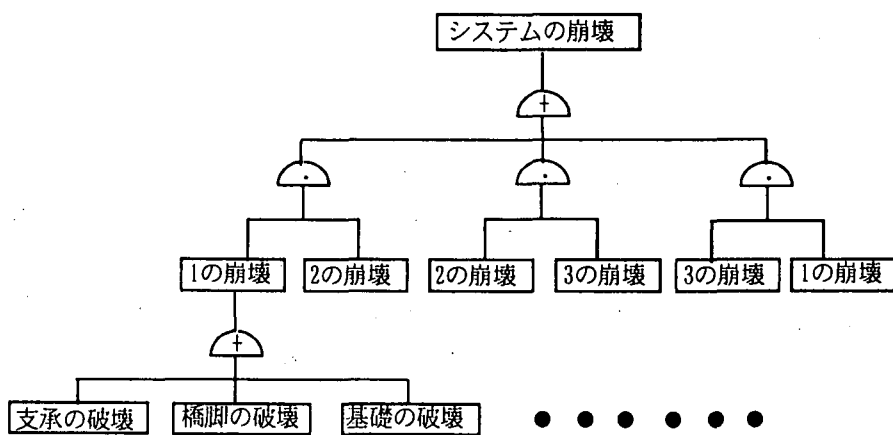


図-16. 2 径間連続橋の Fault Tree Analysis

発電所などの複雑なシステムのリスク分析には欠くことの出来ないものである。一般には、システムは、並列システムと直列システムが絡み合って形成される。例えば、

図-15 の 2 径間連続高架橋の例で考えると、桁は 3 点で支持されているから、その支持のうち、2 点が破壊して始めて全体系が崩壊する。また、各支持点は、支承・橋脚・基礎が直列に配置されているから、どれか 1 点の破壊で崩壊することになる。したがって、Fault Tree は、図-16 のようになる。また、各エレメントの破壊確率がわかれば、この図の+と・をトレースすることで、システム全体の破壊確率が簡単に計算できる。

このように、システム工学的な考えを用い、破壊確率に基づいて意思決定を行ったり、安全率を規定したりする設計のあり方が、「信頼性設計」^{5,6,7)}である。従来、耐震問題では、入力についての十分な統計が不足していることや、構造物の非線形挙動の複雑さの問題から、信頼性設計が積極的に用いられるには至っていない。しかし、システム工学の考え方自体は、現在の耐震設計にも多く取り入れられている有用なものである。また、将来の性能表示設計のあり方を考えると、「絶対に安全」ということが不可能である以上、確率として表されたリスクレベルで性能を表示することを視野に入れておく必要がある。

3. 社会基盤施設への要求耐震性能

以上、構造物のハードウェアとしての性能に焦点をあててシステムの考えの重要性を指摘した上で、システム工学の基礎を学んだ。ここでは、要求性能について考えよう。橋を考えると、それに求められる基本的要求性能は、安全かつ円滑な交通状態の確保である。道路や鉄道は、車両が通行できて始めて機能を発揮するのだから、ある特定のエレメントだけ健全であっても、他のエレメントが損傷して路面の平滑を保つことができなくなれば、機能は喪失される。したがって、構造物の性能を考える際は、システムとして考えることが必須なのである。

社会基盤施設に要求される耐震性能を、現行各種基準に基づいて考えてみよう。

平成 8 年制定コンクリート標準示方書⁸⁾においては、耐震性能として

- ・ 耐震性能 1：地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可能
- ・ 耐震性能 2：地震後に機能が短時間で回復でき、補強を必要としない。
- ・ 耐震性能 3：地震によって構造物全体系が崩壊しない

の 3 つを挙げている。それに対して、地震動として

- ・ レベル 1 地震動：構造物の耐用期間内に数回発生する大きさの地震動
- ・ レベル 2 地震動：構造物の耐用期間内に発生する確率の極めて小さい強い地震動

の 2 レベルを想定し、レベル 1 地震動については耐震性能 1、レベル 2 地震動については、構造物の目的と機能、地域・社会への貢献や影響の度合い、資産価値、被害が生じた場合の周辺への影響の大小、代替機能の有無、復旧の難易度などを考慮して、耐震性能 2 あるいは 3 を満足するものとしている。

平成 8 年道路橋示方書耐震設計編⁹⁾には、耐震設計のあり方について、「橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを目標として行う」という明確な表現が見られる。その重要度は、

・ 防災計画・2 次災害の可能性・利用状況と代替性・機能回復に要する時間や費用などを参考にして、道路種別および橋の機能・構造に応じて、重要度が標準的な橋（A 種の橋）と特に重要度が高い橋（B 種の橋）の 2 つに区分することとなっている。表-1 に

挙げたように、重要度と地震動によって目標とする耐震性能が指定されている。

表-1 耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能

耐震設計で考慮する地震動		目標とする橋の耐震性能	
		A種の橋	B種の橋
橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動		健全性を損なわない	
橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動	タイプⅠの地震動(海洋型地震)	致命的な被害を防止	限定された損傷にとどめる
	タイプⅡの地震動(内陸直下型地震)		

また、SEAOC(Structural Engineers Association of California)は、建築物に要求される耐震性能を、表-2のように地震動の非超過確率と重要度によって整理している¹⁰⁾。

表-2. 地震動レベルと要求耐震性能レベル

地震動の頻度 (非超過確率・耐用年数)	Fully Operational	Functional	Life Safety	Near Collapse
Frequent (50%-50年)	○ 一般建物			
Occasional (20%-50年)	○ 緊急用途	○		
Rare (10%-50年)	○ 極めて重要	○	○	
Very Rare (5%-50年)		○	○	○

いずれの場合においても、①施設の重要度と②対象とする地震動が指定されれば、目標とする耐震性能が定まる仕組みになっている。ただし、このような規定は、現時点では、理念としては明確であるものの、それを定量化し、構造設計に反映するには、未だあいまいな点が多くあるように思われる。要求耐震性能のあり方をもう少し詳しく考えてみる。

①社会基盤施設の重要度については、社会的あるいは経済的な観点、また防災計画上の観点から議論を深めた上で、社会一般の理解を得て指定されるべきものであると思われ、単に構造工学や設計の観点から定まるものではないことは明らかであろう。また、②の対象とする地震動の選定に当たっては、地震の生起確率や当該施設が存在する地点での地震動の予測が困難であり、不確実性が大きいことが問題となる。このように、要求耐震性能を規定すること自体にもいろいろな問題がある。今後、要求耐震性能を確立していくにあたっては、防災上の重要度もしくは影響度に関する合意形成と、地震動の予測技術の精度向上が、強く求められることになる。

基本的に、より頑丈なものを作れば、地震の際の破壊確率が下がり、人命や財産の損失が減少するが、初期建設コストが大きくなる。また、逆に、初期建設コストを削れば、い

ざ地震が来た場合の損失が大きくなるものと考えられる。したがって、要求性能の設定は、被災時の予測損失など経済的な議論も含めて考える必要があるのである。もし、仮に、地震の生起確率とその地震が起こったときの対象構造物の破壊確率が明らかで、また、地震が起こった場合の損失額が分かっているとしたら、期待される損失は、

$$C_e = P_r P_c C_L$$

となる。一方、初期建設コストを大きくして耐震性能を上げれば、 P_r の値は、小さくできると考えられる。この関係を、模式的に示したのが図-17である。したがって、地震被災に伴うコストを考えに入れたライフタイムコストは、その合計として考えられる。概念的には、その合計コストを最小にする点が算定できれば、耐震要求性能の合理的設定が可能となると考えられる。もちろん、実際の地震生起確率や被災に伴う社会経済面を含めたコストの計測・算定は容易ではない。

そこで、一例として、以下に、著者らが兵庫県南部地震時の被災事例に基づいて行った、簡単なコスト最小化の試みを紹介する¹¹⁾。ここでは、トータルのコストを

$$C_e = (\text{初期建設コスト}) + (\text{震災後の補修コスト})$$

と捉えた。確率を考慮しておらず、また、交通遮断などの間接的影響や社会経済的成本は算定していないが、補修コストが大きければ社会経済的な阻害や影響も大きいと思われるから、この考え方で、最適値についての基本的な傾向は捉えることが出来ると考えられる。その具体的手法は以下のとおりである。各エレメントの損傷度（応答塑性率で表す）と補修費用との関係（補修コスト曲線）、ならびに耐震設計レベル（降伏震度で表す）と初期投資額との関係（建設コスト曲線）を作成する。補修コスト曲線は兵庫県南部地震時に得られた被災データを活用し、被災度判定を介して求めている。一方で、初期投資額の感度曲線は専門家へのアンケート調査によって作成している。ここで、対象としている高架橋はスパン 50m、幅員 20.25m の鋼箱桁橋を選択し、支承は高減衰ゴム支承、橋脚はコンクリート充填鋼製橋脚、基礎は場所打ち杭をそれぞれ想定している。以上の過程を経て作成した補修コスト曲線を図-18 に、耐震設計コ

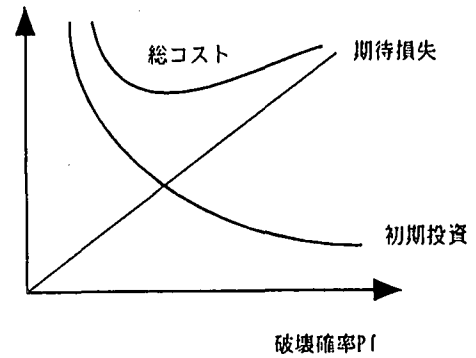


図-17. ライフタイムコストと破壊確率

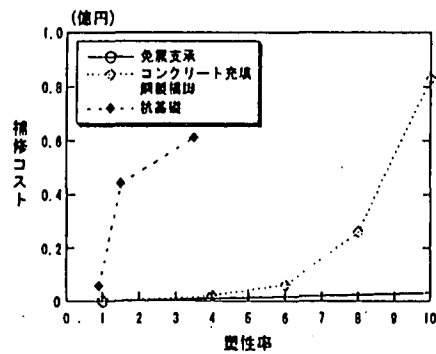


図-18. 補修コスト曲線

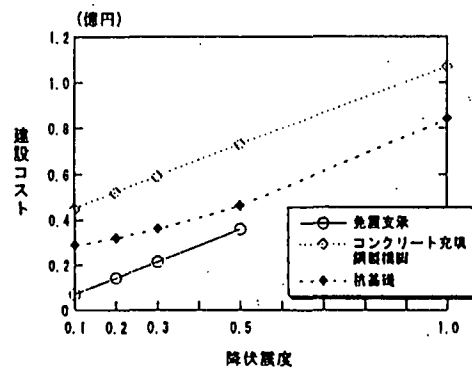


図-19. 建設コスト曲線

スト曲線を図-19 に示す。図-18 は①各エレメントへの損傷配分として考えられる応答塑性率 2 から 7 の範囲では杭基礎の補修費用が格段に大きいこと、②免震支承の補修費用と初期投資額は他の要素に比べて低いことを示している。つまり、基礎への損傷をできる限り避け、桁遊間量に配慮しつつ免震支承に相応の損傷を負担させることが好ましい設計であることを示唆している。

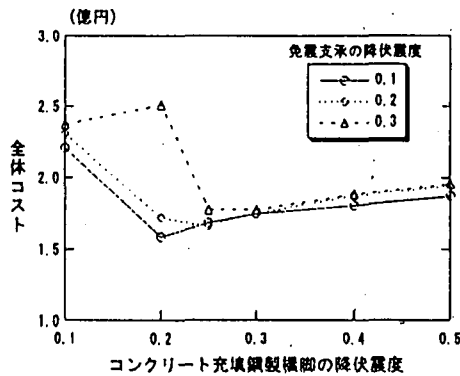


図-20. 全体コストの変化

次に、桁、橋脚に加えて基礎の sway と rocking を加味した 4 自由度弾塑性高架橋モデルを用いて非線形動的解析を行い、各要素の損傷分布を調べる。図-18 の補修コスト曲線と図-19 の建設コスト曲線を用い、兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波 NS 成分を入力として、基礎の降伏震度を 0.5g から 0.9g に、支承と橋脚の降伏震度を 0.1g から 0.5g に変化させた場合、その組み合わせの中から初期投資額と補修費用の和が最小となる好ましい損傷配分を求めた。基礎の降伏強度を 0.9g に設定した場合の結果を図-20 に示す。図-20 は、支承部の降伏強度を 0.1g 程度に、橋脚の降伏強度を 0.2g から 0.3g に設計したケースが最も経済的となり、補修の負担が軽いことを示している。なお、この時の応答塑性率は、免震支承が 11 から 14、橋脚が 3 から 5 の範囲であった。

このように、非線形動的解析から導かれる各エレメント毎に算定した応答塑性率を損傷度曲線に対応づけて補修費用を算出し、一方で、ある降伏強度における初期投資額をその建設コスト曲線から算出し、仮想的な状態ではあるが、高架橋システムの好ましい損傷配分を決定している。今後、補修コストに社会経済的影響を含め、かつ地震危険度を確率の形で取り込むことで、定量的で信頼性の高い結果を得ることが出来るものと期待される。

4. 構造エレメントと構造システムの保有耐震性能

前節で、社会基盤施設への要求性能とその規定の難しさについて触れた。ここでは、社会基盤施設の要求耐震性能が規定された場合の、社会基盤施設の持つ保有耐震性能の評価について考えたい。社会基盤施設の耐震設計は、基本的に、

$$(\text{保有耐震性能}) > (\text{要求耐震性能})$$

を満たす構造システムを計画・設計することである。ここで、問題となるのは、例えば、「地震後に機能が短時間で回復でき、補強を必要としない」といったような耐震性能が求められた時に、具体的に構造設計としてどう対応し、保有耐震性能を保証するかということである。ちなみに、道路橋示方書の解説には、RC 橋脚の例として、

- ・ 健全性を損なわない＝降伏状態を超えるような損傷を生じない
- ・ 致命的な被害を防止＝落橋が生じないように主要構造部材の水平耐力が低下し始める状態の手前にあること
- ・ 限定された損傷にとどめる＝「致命的な被害を防止」よりさらに余裕を持った状態

というような記述が見られる。性能規定設計においては、これらの基本的考え方に基づいて、実験・解析・経験などに基づいて適切な判断を行うことになる。基礎や支承などの他の構造エレメントに対しても、同様な手順で保有耐震性能を検証していくことになる。したがって、エレメント毎に、精度の高い解析技術が求められることになる。

このように、保有耐震性能を保証するためにはエレメント毎にレベルの高い解析・照査技術が求められるが、構造物は、常にシステムとして挙動し、システムとして機能を果たすことを忘れてはならない。要求耐震性能が、社会基盤施設としての性能を規定する以上、各エレメント別ではなく、構造シ

ステム全体としての保有耐震性能を示す必要が生じることになる。例えば、高架橋において、橋脚が健全であっても支承が脱落したりすれば、車両の走行が不可能となり、機能を果たせない。また、冒頭の被災事例で触れたように、支承の被災状況が橋脚の被災状況に影響を及ぼすなど、一つのエレメントの挙動が他のエレメントの挙動にも大きな影響を及ぼす、広い意味での相互作用の効果があることにも留意する必要がある。

ところが、橋の場合には、基礎、橋脚、支承、桁などの各構造エレメントが、それぞれ大幅に異なる力学的特性を持っているため、全体システムを統一的に考えて設計することは一般に困難であり、各エレメント毎にそれに適した独自の解析法や設計法が形成されている。このこと自身は、個々の物理現象の反映であるから、必ずしも不適當なわけではない。ただし、個別に設計して最終的に橋の形に作り上げるという考え方のみで設計していくと、各エレメントをそれぞれ強くすれば、システム全体も強くなるという発想になりがちである。勿論、各エレメントが強ければシステム全体も強くなることが多いが、そうならない場合も存在する。極端な例ではあるが、冒頭に触れたように、RC鉄筋が過度に強ければ、せん断破壊が先行することも有り得る。また、補強などで橋脚のみを過剰に強くすると相対的に基礎が弱くなり基礎の損傷が先行して、結果的にシステム全体の耐震性能の向上につながらない可能性もある。このように、あるところを強くするとそれ自体は壊れなくなるが、他のエレメントに破壊が移行したり、より危険な破壊モードへ移行する可能性があることには細心の注意を有する。このことは、既存構造物の補強の際には、特に留意すべき重要なポイントである。このように、ある特定のエレメントを強くすることが、必ずしもシステム全体の耐震性能の向上につながらないということに配慮が必要である。

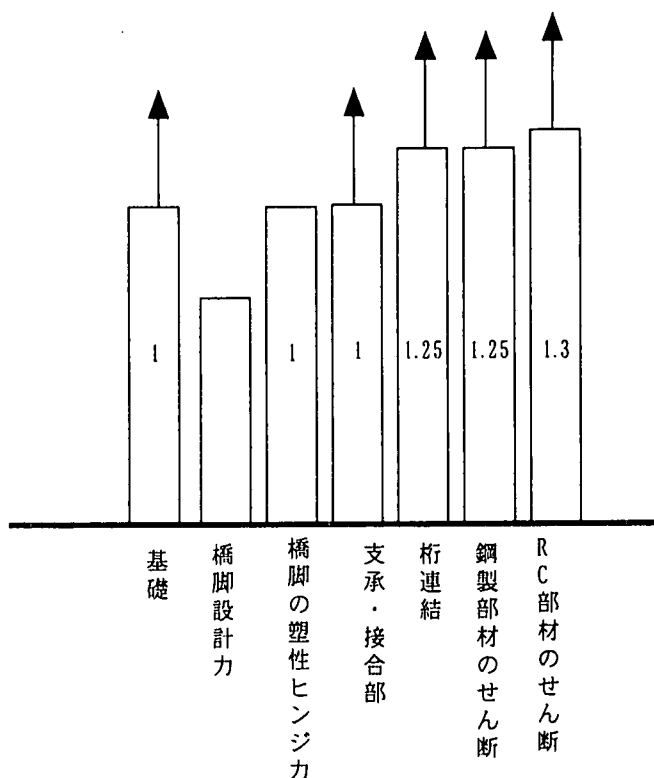


図-21. AASHTO 耐震設計基準に見られる耐力パラメータ

また、公称強度を基に設計した場合に、実強度がかなり大きい場合には、やはり他のエレメントに想定外の損傷が生じるなど不利なシステム挙動を示すことがある。この問題は、過剰強度（over-strength）と呼ばれ、システム全体の耐震性能を保証するためには、十分な配慮が必要な問題である。

この問題については、現行各基準においても、各エレメントの耐力のバランスを規定することで陰に陽に注意が払われている。ここでは、比較的明確に各エレメント相互の耐力バランスを示している AASHTO（American Association for State Highway and Transportation Officials）の耐震設計基準を用いて、基本的な考え方を整理してみる¹²⁾。AASHTO で与えられている各エレメントごとの安全率を詳細に見てみると、図-21 に示すような耐力バランスとすることとなっている。つまり、橋脚の設計耐力ではなく、設計された断面の持つ塑性ヒンジの曲げ耐力を基準として、せん断耐力を十分大きく、また、基礎や支承なども十分に強くすることになっている。すなわち、構造システムにおいて、橋脚のみに損傷を許す設計となっている。

首都高速道路公団では、鋼製橋脚の補強にあたって、アンカーや基礎の耐力を考えてシステム全体としての負荷を制御するように、ある特定の断面に損傷を起こさせる「制御断面」の考え方を提案している。また、こういった考え方を更に進めて、意図的に構造システム内に弱部材を配置して損傷を集中させる構造形式も提案されている。特に、弱部材として塑性ダンパーや極低降伏点鋼材などを用いることで、併せて高いレベルのエネルギー吸収を実現することが有効であると考えられる¹³⁾。

このような構造システム内の各エレメントや各損傷モード間の耐力のバランスを体系的に考え、耐力間に階層を設けて、想定外の、特に、脆性的な損傷を防ごうとするのが「キャパシティデザイン」と呼ばれる設計法であり、例えば、文献 14) に詳しく紹介されている。例えば、RC 橋脚で考えると、単に設計で計算された曲げ耐力がせん断耐力を下回る様に設計するだけでなく、曲げ耐力計算で仮定されている安全率を取り除き、over-strength 分も考慮した曲げ耐力の上限値を求めて、それを上回るようにせん断耐力を定めることになる。

そのような壊す場所を指定する設計では、「どこをどれだけ壊すか」ということが大きな課題となる。それについては、後でも触れるが、要求性能から考えて、もっとも適当な壊し方を考える必要がある。

5. システムの発想による構造計画

システム的な挙動によって、構造エレメント単体を考えていたのでは想定が困難な破壊モードが生じ得ることはお分かり頂けたと思う。このことから考えると、「システムは厄介」という感をもたれる方も多いかと思う。キャパシティデザインは、システムの性能に対して、単純明解な答えを与えてくれる設計法である。キャパシティデザインの考え方は、意図的に特定のエレメント（例えば RC 橋脚）における特定の破壊モード（曲げ破壊）を発生させるように設計をし、その他のエレメントやその他のモードの耐力をそれより大きくしていく考え方である。このように、キャパシティデザインでは、システムの性能を予測が容易なエレメントの性能に帰着できるため、複雑なシステムの設計には、極めて有効な概念であるといえよう。

しかし、キャパシティデザインでは、システムの持つ複雑さを取り除くことができる代わりに、システムのプラスの効果、例えば冗長度などを考慮することも困難になるキャパシティデザインは、システム工学的に言い換えれば、故意に弱いリンクをシステム内に入れてシステム挙動を予測しやすくしようとするものだからである。したがって、キャパシティデザインでは、予め定められた弱いリンクをなすエレメントの破壊モードの耐震性能が、全体システムの性能を規定するという、冗長度に期待しない設計である。

当然、冗長度があれば、システム全体における荷重の再分配を考えることで、各エレメント毎に考えた場合よりも、より高い耐震性能が実現可能となる。

また、前々章での議論でも示した通り、経済的な最適設計を考えると、損傷が橋脚や基礎で適度に分散することが望ましいとも考えられる。ただし、注意すべきことは、システム挙動の利用を追求するためには、構造エレメントの損傷後の挙動を含めて精緻な解析が必要となるということである。現状では、システム挙動を高い精度で予測することが困難であるから、キャパシティデザインのように、損傷をシステム内で分散させず、システム挙動の持つプラス面を期待しない設計思想の方が、安全側でかつ現実的であると思われる。

ここでは、キャパシティデザインより更に一步進めて、逆にシステム全体挙動をよくするという発想からエレメントを設計することが出来ないか、物理的な見通しの利きやすい簡単な例をもとに考えてみよう¹⁵⁾。

最初に、図-22 に示した線形の 2 質点系を考える。下の質点 m_p が下部構造、上の質点 m_b が上部構造を仮想的に表したものだと考えれば良い。下の質点のばね $m_p \omega_p^2$ とダッシュポットは下部構造の反力特性を表し、上の質点のばねとダッシュポットは支承の特性を表す。一般に、ゴムのせん断弾性係数を変えたりダンパーを併設することで、支承部分の特性は比較的容易に変化させることが可能である。そこで、システム挙動を最善のものとする、と言う観点から支承の特性を最適化することを試みよう。以下の計算では、上部構造/下部構造の質量比は 5 として一定とした。

図-23 は、支承の剛性を一定に保ち、減衰を変化させた時の上部構造および下部構造の応答の変化である。縦軸は、それぞれの最大応答値を固定支承の場合を想定した 1 質点系の応答スペクトル値で除したものである。ここで、図中の各点は、下部構造の剛性および入力波を変化させた場合の数値シミュレーション結果である。これを見ると、上部構造については減衰を向上させることが常に応答低減につながるものの、下部構造に対しては、減衰値が小さい場合には応答低減、大きい場合には応答増加をもたらすことになる。これは、一見矛盾しているように思われるかもしれないが、減衰値が大きくなると上部構造慣

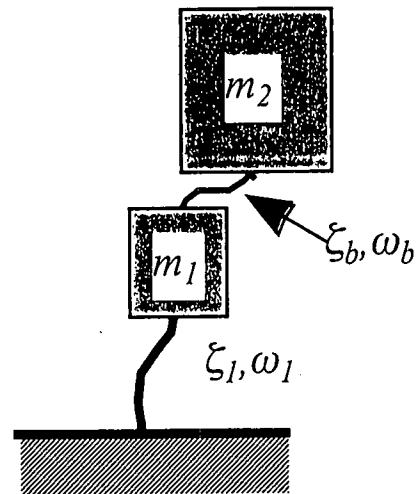


図-22 免震橋の 2 自由度モデル

m_1 が橋脚、 m_2 が桁を表す。 ξ_1, ω_1 はそれぞれ免震支承の等価減衰と等価剛性。

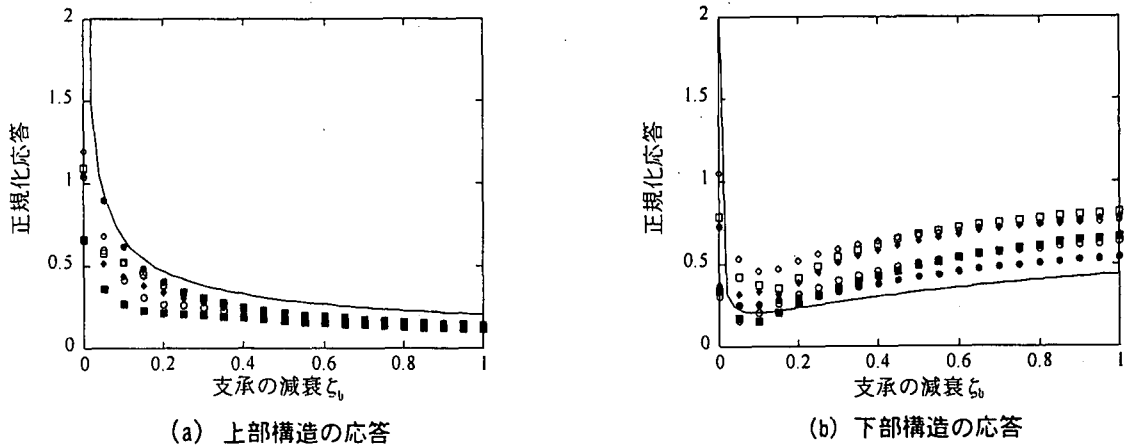


図-23 減衰の変化の影響（固定支承の場合で正規化）

(—: 予測値, ●: エルセントロ ($\omega_1=4\pi$), ■: エルセントロ ($\omega_1=2\pi$), ◆: エルセントロ ($\omega_1=4\pi/3$), ○: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=4\pi$), □: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=2\pi$), ◇: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=4\pi/3$))

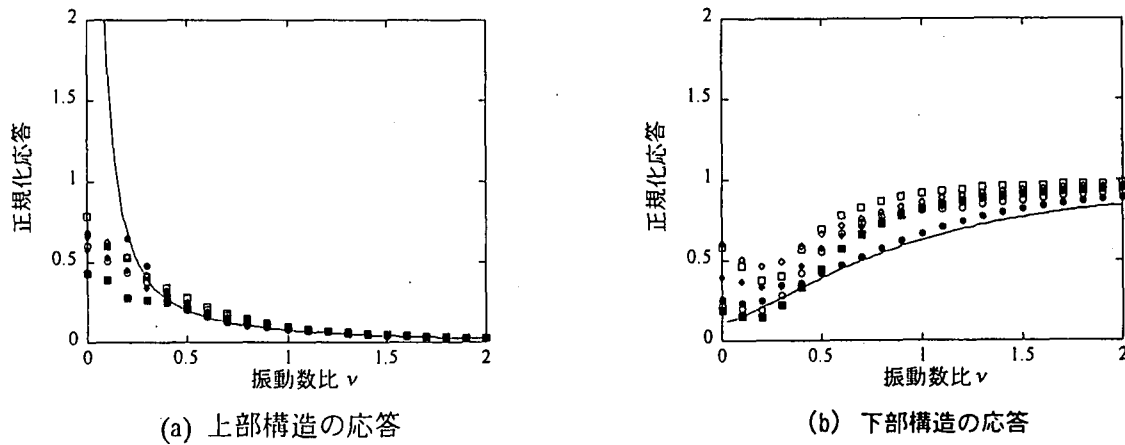


図-24 剛性を変化させたときの応答

(—: 予測値, ●: エルセントロ ($\omega_1=4\pi$), ■: エルセントロ ($\omega_1=2\pi$), ◆: エルセントロ ($\omega_1=4\pi/3$), ○: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=4\pi$), □: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=2\pi$), ◇: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=4\pi/3$))

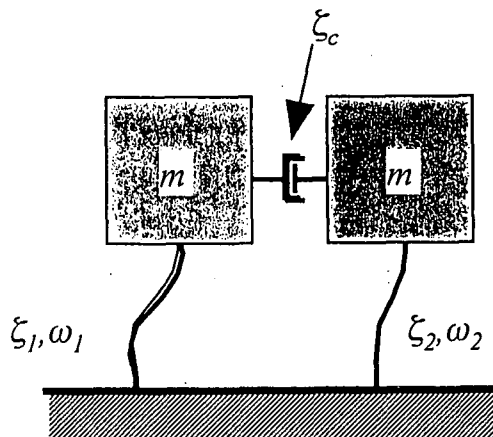
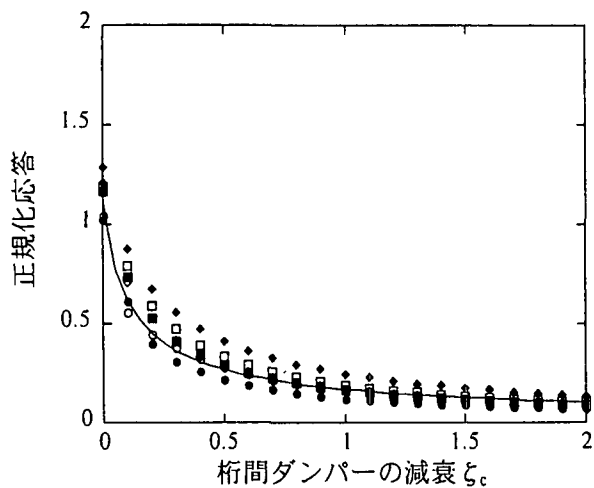
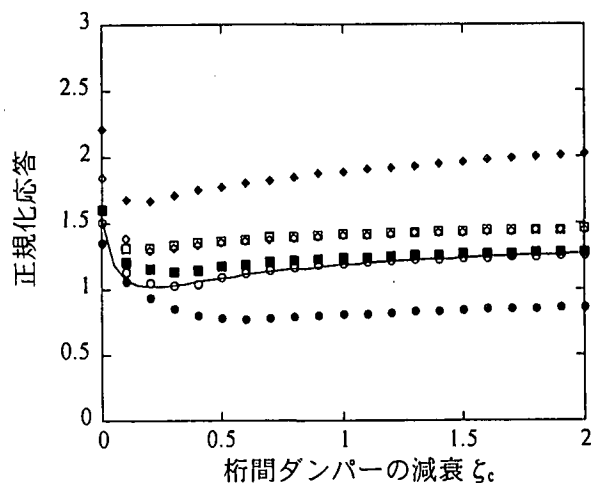


図-25 桁間ダンパー設置橋のモデル図



(a) 最大相対変位



(b) 各質点の最大変位の和

図-26 桁間ダンパーの応答への影響

(—: 予測値, ●: エルセントロ ($\omega_1=4\pi$), ■: エルセントロ ($\omega_1=2\pi$), ◆: エルセントロ ($\omega_1=4\pi/3$), ○: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=4\pi$), □: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=2\pi$), ◇: 神戸海洋気象台 ($\omega_1=4\pi/3$))

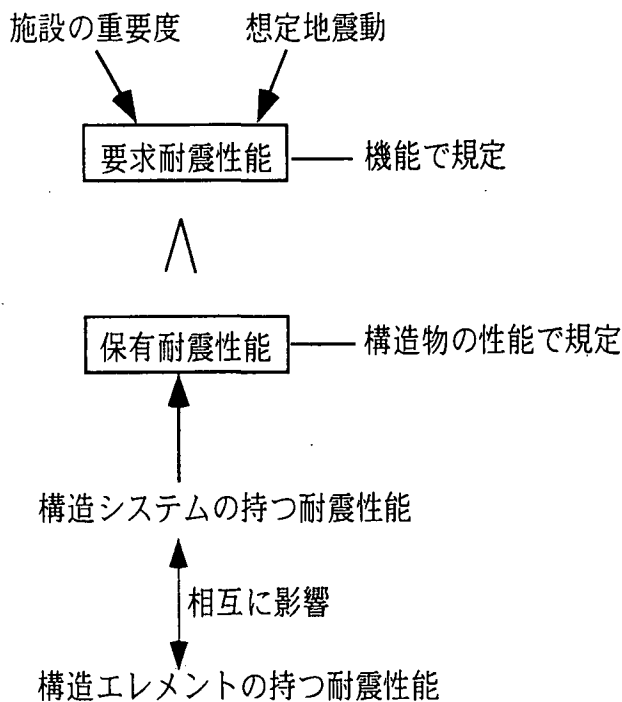


図-27 性能規定設計の全体像

性力の下部構造への伝達度合いが増加するために起こる現象である。また、図-24 は、減衰を一定として剛性を変化させた場合である。この場合については、上部構造に対しては単調現象、下部構造に対しては単調増加をもたらしている。このように、支承の設計値を変動させることで多様な応答特性が実現可能である。このことを利用して、場合に依じて適切な値を設定することで、システム挙動を望ましい形に持っていくことが出来るのである。参考までに、図中に示した実線は、地震力を定常白色雑音過程と仮定した場合の応答予測解析値であり、シミュレーションで計算した多様な地震動や固有振動特性の平均的特性を表している。この応答予測解析結果を用いて、上部構造と下部構造の応答に適度な重みを付けることで、実際に最適設計値を算定する計算式を求めた例が文献である。

もう一例、制震装置の例を挙げよう。図-25 は、桁間にダンパーを設置した例である。一種の緩衝材と考えても良い。図-26 に見るようにダンパーを大きくすると当然桁間相対変位は減少する。しかし、桁間相対変位が小さくなるとエネルギーも吸収されなくなるから、下部構造の応答は増大することになるのである。そのことを示したものが図である。したがって、この場合も、システム全体を考えるとある最適値が存在することとなる。

このような手法は、近年発展著しい、制震・免震装置の設計値を決定する方法として適切なものであろう。制震・免震装置はシステム全体の挙動を改善するためのものであって、それ自体の変形を抑える必要性は低いし、また、特性値を比較的自由に变化させることが出来るからである。特に、上で示したように、高減衰化が必ずしもシステム全体の応答低減をもたらさない場合を念頭に置くと、システム挙動への洞察が無くしては、有効な制震・免震装置の設計も困難となることが予想される。もちろん、解析技術が高度に進んだ未来には、すべての構造エレメントの設計値についてシステムの影響をフィードバックした上で最適化した橋を設計することも可能となるであろう。そういった構造システムは、システムの冗長性を最大限に利用することが可能となるから、想定地震動レベルで想定どおりの損傷が生じる、強すぎも弱すぎもしない合理的で経済的なものとなるであろう。

6. 構造システムの挙動を考えた耐震設計法に向けて

以上、社会基盤施設の耐震性能のあり方を、要求耐震性能の規定法と保有耐震性能の照査法という 2 つの側面から考え、その問題点を論じるとともに、構造計画の工夫について簡単に触れた。紙面の都合から、補強のあり方、免震構造や制震構造の最新の動向などの多くの重要な問題に踏み込むことが出来なかったが、構造システムの耐震性を考える際に必要となる基本的概念は論じることが出来たものと思われる。

ここでは、次世代の耐震設計がどうあるべきかという観点から、本章での議論を整理したい。性能規定型の設計の枠組みを、ここでの議論を基にまとめ直したのが図-27 である。

まず、要求性能について思い出すと、それは、社会基盤施設の機能の観点から規定されるべきものであって、必ずしも構造工学的に規定されるわけではないことに留意が必要である。したがって、要求性能を構造工学的に規定できる損傷レベルと対応させていく必要がある。逆に、保有性能は、靱性・耐力などの形で構造工学的に規定されるから、それら

と機能との関連を明らかにする必要があるとも言える。例えば、大地震後に「修理が容易」とか「緊急車両が通れる」という要求性能を実現するためには、具体的にそれに対応する損傷レベルを明らかにする必要がある。例えば、「修理が容易」ということを実現ためには、損傷位置を修理が容易なところに選んでそこへ損傷を集めるという設計が有り得るであろう。しかし、「緊急車両が通れる」ということを考えると、特定部位に損傷を集めるよりは、広く薄く損傷を分散させ、システム全体で万遍なく耐力を低下させるような設計が望ましいと思われる。このように、施設の機能レベルは、各構造エレメントの構造物としての健全性と必ずしも一致するものではなく、構造システム全体として発揮されるものであるから、システムを考えた保有耐震性能照査が、性能規定設計の前提となろう。

したがって、システムの地震時挙動を、高い精度と信頼性で再現・予測する技術が、構造技術者側に求められる。また、システム挙動を高い信頼性で予測できるようになれば、システムの持つ冗長度や動力学相互作用効果を適切に取り込むことができ、より合理的な設計が可能となる。ここでいう「合理的」とは「明確化された要求性能を経済的に満たす」ということである。要求性能以上に強いものや良いものを作るのではなく、「要求性能どおりに壊れる」「経済的な」構造物をつくる技術が求められていくことになる。また、要求性能は単に技術者の良心や識見に対する要求ではなく、法律的には、被災時に技術者の免責と過失を分ける一種の製造責任を明確化する基準として用いられるべき性質のものである。損傷が軽微であっても要求性能で規定されていないような損傷が生じれば技術者の過失となり、また、仮に構造が崩壊してしまっても、要求性能以上の荷重がかかった場合であれば免責となるべきであろう。今後、社会に対して透明性を確保し、公明正大に説明責任を果たせる形での発展が望まれる。性能規定設計とは、社会的には PL 法などとともに、技術者あるいは供給側の社会や公共に対する責任を明確化する一つのプロセスなのである。

ここで、想起しておかなければならないのが、現在の設計との対比である。現在、「震度法」「保有水平耐力法」「動的解析」など、いろいろな設計法が場面に応じて使われているが、これらは、すべて、ある種の設計上の仮定を設けた上で構築されている方法である。したがって、例えば、保有水平耐力法で O.K.となっても、それは、実際の地震時挙動を頭の中でモデル化したある種の fiction（つくりもの）の範囲内での O.K.である。それに対して、機能保持レベルを確認するためには、高い精度で実際の地震時挙動を予測する必要がある。reality（本物）になるべく近い状況を考える必要がある。したがって、性能規定設計とは、fiction ではなく、なるべく reality に基づいて設計を行う、ということに他ならない。しかし、得てして fiction の世界で大丈夫であれば、実際の reality の地震でも大丈夫な気がしてくるところが落とし穴である。神戸の地震までは、震度法でも大丈夫な気がしていた人も多かったはずである。現在の動的解析もまた、多くの仮定の上に成り立っている fiction に過ぎないという認識を併せ持つ必要がある。

reality といった時に、一番大きな問題となるのが地震動すなわち地盤の地震時の挙動の問題であろう。一体どれぐらいの、どのような周期成分の地震動を想定したら良いのか？現在の予測技術では、精度の高い予測は不可能で、高い不確定性を持った予測値が得られるのが精一杯であるように思われる。次いで、reality に基づく動的応答解析をやってみるといっても、各エレメントのモデル化の問題や、材料特性、地盤物性などのばらつきがあ

ることから、動的応答解析結果自体、かなり高い不確定性を有することになる。特に、動的応答解析では、静的解析では問題とならないようなちょっとした摩擦や衝突、履歴特性の性質、地盤と構造物の相互作用効果などが、応答を大きく変えることがあるので、精度の高い解析には、さらに一段、精緻なエレメントモデルが必要とされる。したがって、この2つの側面について技術的にチャレンジしていく必要がある。具体的には、地震動の正体と地震時の周辺地盤～基礎を含む構造物挙動の正体を地道に解明していく不断の努力が求められることになる。特に、ばらつきが大きく、他の構造エレメントに比べて著しく不確定性が大きいと思われる地盤の物性（動的変形・強度特性）の合理的な調査・試験法の開発にも精力を注ぐことが大切である。さらには、地盤が液状化した際の構造物の挙動や液状化による地盤流動の構造物に与える影響の評価の方法も重要な課題であろう。勿論、いくら計算技術が進歩したとは言え、構造物のシステム挙動一つとっても、一朝一夕に高精度の予測が可能となるわけではない。そこで、各解析の段階においてどの程度の誤差や不確定性が有り得るのかを定量化しておき、不確定性を明らかにした上で、例えば確率の概念を用いて性能を規定するような形が現実的であろうと思われる。

耐震設計の reality と reliability を高めるためには、冒頭に述べたように実際の構造物に対する地震観測の実施とその結果の同定、さらにそれに基づく解析手法の精度の向上が不可欠である。「喉元過ぎれば熱さを忘れる。」のことわざの轍を踏まないように、阪神・淡路大震災の教訓を、次、そしてその次の世代に受け継いでいくためにも、科学的事実となるデータを地道に蓄積することが、地震災害軽減の王道であると考えられる。

参考文献

- 1) 柳野和也・阿部 雅人・藤野 陽三・阿部 哲子:1995年兵庫県南部地震における3径間連続高架道路橋の被害分析, 日本地震工学シンポジウム, 1998.
- 2) I.G. Buckle: The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: Performance of Highway Bridges, NCEER-94-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, USA, 1994.
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告, 建築編-1, 鉄筋コンクリート造建築物, 1997.
- 4) 吉田純司・阿部雅人・藤野陽三: 1995年兵庫県南部地震における阪神高速湾岸線松の浜免震橋の地震時挙動と免震効果の検証, 土木学会論文集, (掲載許可済).
- 5) 星谷勝・石井清, 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.
- 6) 土木学会, 構造工学シリーズ2, 構造物のライフタイムリスクの評価, 1988.
- 7) 神田順, 限界状態設計法のすすめ, 建築技術
- 8) 土木学会: 平成8年度制定コンクリート標準示方書(耐震設計編), 1996.
- 9) 日本道路協会: 平成8年版 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
- 10) 川島一彦: 地震時保有耐力法の高度化に求められる今後の研究課題, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.1-4, 1998.
- 11) 庄司学・藤野陽三・阿部雅人: 高架道路橋システムにおける地震時損傷配分の最適化の試み, 土木学会論文集, No.563, pp.79-94, 1997.
- 12) AASHTO: Standard Specification for highway bridges, 16th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1995.

- 13) 土木学会構造工学委員会振動制御小委員会:構造物の振動制御(4) 地震による橋梁の動的応答と設計・制御, 構造工学技術シリーズ No.7,土木学会, 1998
- 14) 川島一彦監訳:橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998.
- 15) 阿部雅人・藤野陽三:高架橋構造全体系の耐震性能の向上を考えたパッシブ制震装置の最適化, 土木学会論文集, No.605,241-252,1998.