

7. 耐震設計のあるべき姿と今後の方向

7.1 はじめに

大阪湾北部、六甲山の南麓を東西に広がる扇状地上に、高度に発達した都市域を揺るがした兵庫県南部地震は六千有余名の尊い人命を奪い、神戸およびその周辺の地域を壊滅状態に陥れた。土木構造物では、特に、高架橋の橋脚の損傷による橋体の崩壊や落橋防止構造の損壊による桁の落下そしてRC中柱のせん断破壊による地下鉄躯体の崩壊は信じがたい光景であった。高架橋の基礎杭の損傷や液状化の発生とその直後の地盤流動による橋脚の傾斜と下水処理場の各種施設の被災にも驚かされた。また、上・下水道、都市ガスなどのライフライン施設の被害は、復旧までに長い期間を要した。このような事態は住民に深刻な精神的打撃を与えたばかりでなく、日常の生活にも大きな支障を強いることとなった。

これらの被害は建設時点での古い設計基準で造られたいわゆる既存不適格の構造物に集中したことがその後の調査で明らかとなった。RC橋脚の主鉄筋段落し部、地下鉄のRC中柱など構造細目を含む耐震性能の欠陥のあった箇所、裏込めや基礎地盤を置換した砂質土の液状化の影響を受けた港湾の護岸さらには埋設管の被害がこの範疇に入るものと考えられる。この他、最近の研究成果からある程度予想し得た現象として、鋼製橋脚の損傷、液状化に伴う地盤流動の影響、基礎杭の損傷などがある。ちなみに、落橋防止構造の破損の形態については現在の予測の範囲を超えたものとして考えざるを得ないであろう。

これらの構造物の設計は、その時点における地震工学、コンクリート工学などの最新の成果を踏まえて定められた規定を適用して行われたことは事実である。上述した被害の多くについては、地震動の強さがこれまでの設計で想定していた範囲をはるかに超えるものだったことが主な原因であることは確かであるが、現在の関連する分野の研究・技術の知見によれば、設計に用いられた基準類の内容にも不足するところがあったと考えられている。問題は補強の必要性を把握はしていたものの、予算上の制約の中で事業実施の優先度の判断から補強の実施が神戸とその周辺地域で遅れていたことにあると思われる。

このような阪神・淡路大震災の重大かつ深刻な被災状況を教訓にして、再び同じ悲惨な事態が生じないことを願って、前章までに

- ① 地震工学と構造物の耐震設計法の基本的な事項
- ② 土木学会「第二次提言」の内容を受けた現在までに進められてきている耐震設計の改善に関わる調査・検討の動向

を網羅的に解説してきた。これらの内容から、新しい耐震設計の体系は従来のものとは比べ、格段に高度化、複雑化しつつあることを強く認識されたことと思う。

この章では、まず、兵庫県南部地震をはじめとするこれまでの地震における被害状況から得られた教訓と被害分析の結果からわかったことを整理する。次いでより広い観点から合理的な耐震設計のあり方について論を進めるとともにその確立に向けての課題を展望する。なお、本章の内容の多くが主に橋・高架構造を対象にしていることや議論の内容が著者らの限られた範囲での知見や研究の結果に基づいているため、独断的な記述の箇所があればお許し願いたい。

7.2 既往の被害からわかっていること

7.2.1 耐震設計の意義について

理科年表の地震カタログによれば、わが国では 416 年の大和地方で感じたと言われる地震を最初に、現在までおよそ 2 年間に 3 回、どこかの地域で何らかの被害があったと報じられた地震が生じたことになる。また、地球全体の地震エネルギーの約 10%が日本とその周辺地域に集中していると言われている。このような厳しい環境にあるわが国では、台風、火山災害と並んで地震災害の軽減が重要な政策課題の一つとなっている。

明治以降、西欧の近代的な土木技術が精力的に国内に移入され、社会資本の整備が驚異的な速さで進められた。土木構造物では 1891 年濃尾地震で鉄道橋に落橋を含む大被害が生じたのが最初の体験であった。しかしながら、土木の分野で本格的な耐震設計が行われ始めたのは道路や鉄道の整備が全国的に進んだ時期に生じた 1923 年の関東地震におけるそれらの甚大な被害の体験を待たなければならなかった。

わが国で土木構造物の耐震設計の基準化が本格化したのは新幹線、高速道路の建設やバイパスなどの国道整備が盛んに行われ始めた昭和 30 年代後半の、いわゆる高度経済成長期に入った頃からである。昭和 39 年の新潟地震、昭和 43 年の十勝沖地震そして昭和 46 年の米国ロサンゼルス近郊に発生したサンフェルナンド地震での地盤の液状化現象を含む各種構造物の被災が耐震設計の重要性を広く認識させたのである。参考までに、表-7.2.1 に比較的最近の主な地震における道路橋の被害の特徴と耐震設計関連規定類の変遷を示す。設計基準類の内容は昭和 53 年の宮城県沖地震、昭和 57 年の浦河沖地震、翌 58 年の日本海中部地震、平成元年の米国ロマプリエタ地震などの大きな地震の際に生じた構造物の被災形態・程度の分析結果に基づき改定されてきた。そして、上述した平成 7 年のあの兵庫県南部地震における、その時まで予想さえしなかった激甚な被害の発生に至った。国民の大半がこの地震の前までは少なくともわが国の地震工学そして耐震設計技術は世界的にも先端的な水準を有していると思込まされていた‘安全性神話’が脆くも崩れ去った。ロマプリエタ地震や兵庫県南部地震の 1 年前に発生したノースリッジ地震の際の高架橋被害状況に対して、わが国の専門家が日本では決してあのような被害は生じないという趣旨のマスコミでの発言をとらえ、それに対して今も厳しい批判があることは事実である。¹⁾

兵庫県南部地震での事態は何を示唆するのであろうか？古い設計基準で設計され、現行の基準類の内容を満足していない構造物に被害が集中したのは上述した地震被害と設計基準改定の経緯の再現である。大きな地震のたびに予測し得なかった現象～被害の発生が認められるという「耐震設計＝もぐら叩き」論といわれてもやむを得ないのかもしれない。

これは直下型地震が生じた場合、震源域近傍の地震動の強さに対して、構造特性の如何によらず震度法～許容応力度設計法を機械的に適用してきた従来のが無効だったことを示すものである。被害の状況は、設計当時の技術水準に関わるものであり、現在の地震工学や耐震設計技術の低さを示すものではない。わが国の地震工学の研究は従来から世界の先端レベルにあり、現在も多方面で活発な活動を行い、優れた成果を挙げていることは事実である。ただ、海外からのわが国の耐震設計に対する評価については、必ずしも十分な理解が得られていない面もあるのではあるまいか？今後、より国際的な観点からわが国の耐震設計を公平かつ客観的に見直してみる姿勢も必要とされよう。

表-7.2.1 主な地震による道路橋の被害形態と耐震設計法の変遷

西暦	地震名	マグニチュード M	最も特徴的な被害形態	耐震設計法
1920	関東地震 (1923年)	7.9	橋梁本体の強度不足による被害(落橋数:17のうち火災によるもの9橋)	1926「大正15年道路構造に関する細則案」 →地震荷重が初めて規定される
1940	福井地震 (1948年)	7.3	基礎を含めた下部工としての強度不足による被害(落橋数:7)	1939「昭和14年鋼道路橋設計示方書案」 →設計震度の標準化
1960	新潟地震 (1964年)	7.5	液状化による落橋, 下部工の沈下, 傾斜(落橋数:3)	1956「昭和31年鋼道路橋設計示方書」 →地域、地盤条件に応じた設計震度の補正
	宮城県沖地震 (1978年)	7.4	支承部の被害 RC橋脚の損傷(落橋数:1)	1972「道路橋耐震設計指針・同解説」 ・修正震度法の導入 ・落橋防止対策の規定 ・液状化判定法の導入
1980	浦河沖地震 (1982年)	7.1	RC橋脚の主鉄筋段落し部の損傷	1980「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」 ・液状化に対する設計法の明確化 ・主鉄筋段落し部の設計法の改良 ・動的解析用入力の規定 ・RC橋脚の変形性能照査
	日本海中部地震 (1983年)	7.7	液状化による被害	
1990	釧路沖地震 (1993年)	8.0	RC橋脚の主鉄筋段落し部および支承部の損傷	1990「道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編」 ・震度法と修正震度法との区別を撤廃し、応答を考慮した震度法に一本化 ・液状化判定法の洗練化 ・設計震度算出法の洗練化(「設計振動単位」の概念の導入) ・動的解析による照査の明確化 ・RC橋脚の保有耐力照査法の明確化
	兵庫県南部地震 (1995年)	7.2	RC橋脚部の損傷、圧壊 鋼製橋脚の損傷、圧壊 基礎杭の損傷 (落橋数:9、46径間) 鋼製支承および落橋防止構造の損傷 埋立て護岸付近の地盤の液状化による流動現象に起因する橋脚の傾斜と基礎杭の損傷	1996「道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編」 ・設計地震入力として内陸直下型地震を想定したものを追加 ・従来の震度法に加え、地震の影響の大きい橋脚、基礎、支承部、落橋防止システム等の部材については地震時保有水平耐力法を適用 ・その他、新たに規定された事項 a. 非線形性の効果を含んだ挙動説明のための動的解析法 b. レベル2地震動に対する液状化判定法 c. 地盤流動の影響を考慮した液状化による基礎の安定性照査法 d. 免震設計法 e. RCラーメン橋脚、鋼製橋脚および各種基礎に対する地震時保有水平耐力法 支承部、落橋防止システムの設計方法

一方、耐震設計基準類は、地震工学ばかりでなく、構造工学、材料工学、地盤工学などの広範な研究成果の蓄積を待って、その妥当性が評価されて初めて刊行あるいは改定されるものである。したがって、一般には、5~10年程度の間隔でそれらの内容が見直され、改定される。これが地震工学の水準とその時点で用いられている設計基準類の内容との間の「ギャップ」をもたらす所以である。

それでは、耐震設計とはどのようなものであろうか？地震は突発性で再現性の無い自然現象であり、地震動の予測自体も不確定性の極めて高いものである。加えて構造物を支える地盤の物性や地震を受けた時の地盤の挙動を精度良く予測することも難しい。詳しい議論は7.3に譲るが、耐震設計という行為は上述した「ギャップ」を埋めるための知恵と工夫を行って、常に最新の知見を吸収するとともに、既往の震害事例とそれらの特徴、経済性、常時の使用性や安全性、施工性、維持補修性等を勘案しながら、大地震の際の安全性を確保するための最適解を見いだす知的創造作業と言えよう。現在、用いられている基準類の内容を忠実になぞるだけでは、これらの各種要因を満たす解を得るのが難しいものもあることを自覚すべきであろう。設計技術者としての矜持と自然現象に対する畏敬の念を持ち、常に批判的な眼で基準類の内容・表現を評価する姿勢が大切である。なお、耐震安全性の確保とは一定のリスクの下での工学的意思決定であり、絶対的な安全性を保障するものではないことを取って付言しておく。

地震に強い構造とするには力学的にねばり強い、冗長度の高いシステムとすることが有利である。一例を挙げると関東地震の際、東京の日本橋などの石造アーチ形式には被害が生じなかった。このような経験に基づき、昭和の初めに、新潟市内の信濃川の最下流に架かる万代橋がRC連続アーチ形式で設計・施工された。地震荷重は考慮されなかったにも拘わらず、昭和39年の新潟地震の際には橋台部分で変状が生じたものの、交通機能には影響がなく震後の救急・救援や各種復旧活動などの重大な使命を果たすことができたのである。日本橋も万代橋も21世紀を間近に控えた現在、健全にその機能を果たしている。

大地震の際の被害を軽減するためには現在供用中の構造物の耐震性能をできるだけ正確に評価することが大切であり、今後、社会資本ストックの時代を迎えるに当たって、後述する耐震診断・補強の推進が社会的に重大な課題となる。このような状況の変化を考えると、新設の構造物を対象にした「耐震設計」という狭義の用語ではなく、新設も既存構造物もその対象に包含した「耐震性能評価・向上」技術の実践を広義の「耐震設計」として用いた方が良いのかもしれない。

いずれにせよ、安全性の確保を含む耐震設計技術の内容と水準の実態を、土木学会ばかりでなく、管理者、企業者が広く社会一般にわかりやすく説明する必要がある。これは本来、地震工学、耐震設計の体系に含まれる重要な概念の一つであろう。このような認識が阪神・淡路大震災に対する設計技術者としての反省、教訓の実務への反映につながるはずであり、ささやかな道義的責任を果たすことにもなるものと思いたい。

上述した議論は広義の耐震設計のもつ社会的な重要性和地震災害の軽減への意義を示唆するものである。地震災害を防ぐという「防災」の概念は適切でなく、災害の程度を如何にして最小限に留めるかという「軽減」の概念に立脚して、広義の耐震設計を震前対策の重要な手段の一つと位置づけ、震前・震後のソフト的な他の対策と併せて災害軽減を図ることが合理的である。

この他にも、従来の地震被害調査結果の活用や原因究明の方法論についても再考の余地がある。これまでは、限られた時間の中で調査報告書を作成すること自体が目的化され、被害の典型的事例に着目した検討に重点が置かれ過ぎた感が否めない。無被害や軽微な被害を受けたものも含めた整理分析を行って、関連する要因を抽出し総合的な被害像を浮かび上がらせる努力が重要である。7.2.3 にこのような観点から筆者らの一人が兵庫県南部地震の際の阪神高速道路神戸線を対象に行った分析結果の概要をまとめているので参考にされたい。なお、この種の研究として高田ら²⁾のGISを活用した成果も注目される。

7.2.2 耐震診断・補強の重要性

極言すれば耐震設計の基準類は新しく世に出るか、改定され公刊された瞬間から、それらの内容の陳腐化が始まる。一方、その時点で供用されている構造物に対しては新たな規定を適用した場合の耐震性の診断が重要な課題となる。

わが国の供用中の土木構造物に対する耐震診断については、昭和46年のサンフェルナンド地震における高架橋の大規模な落橋被害をきっかけに、同年に道路橋の震災点検が実施されたのが最初であった。以来、国の重要施策に取り上げられ、国内外の地震によって大きな被害が生じるたびに震災点検が行われることとなった。その後、道路橋以外の道路施設、鉄道施設、港湾施設などにも点検の対象が広がり、最近では兵庫県南部地震の後に、全国的に各種公共土木施設に対して防災点検が行われた。

耐震補強については、道路橋では昭和47年の道路橋耐震設計指針・同解説の刊行前に建設された橋に対する落橋防止構造を設置することから始められ、昭和年代に概ね全国的に完了していた。この他、昭和61年度の点検結果を受けてRC橋脚の主鉄筋段落し部の補強が、また平成3年度の点検結果から液状化に対する基礎の補強がそれぞれ開始されていた。兵庫県南部地震以降は「第二次提言」の内容を踏まえて、基本的に新設の場合と同じ考え方で橋脚躯体、落橋防止構造の補強が行われている。

河川堤防や港湾の護岸、石油コンビナート等の危険物貯蔵施設についても、兵庫県南部地震の後、液状化の危険性に着目した点検と補強工事が実施された。また、上・下水道施設や電力・都市ガス・電話などについては、昭和58年の日本海中部地震を契機にして液状化を主な対象とした耐震診断・補強が各企業体で鋭意進められている。

既存構造物の耐震診断・補強の重要性は誰もが認めるところである。問題は現在の社会機能を支えている公共土木施設の多くが近代的な耐震設計法の体系が導入される昭和40年代半ば以前の基準類によって設計・施工されたことである。今後は国および地方自治体の多額の財政赤字の状態、高齢・少子社会の到来による財政に与える負荷といった厳しい環境の中で、これらの維持管理および更新をどのように合理的に進めて行くかが大きな課題となる。これを解決するためには、特に、発生時期や震源域を特定することが難しい大地震に対する耐震性の向上目標を、誰が、どのように、どの程度に定め、いつまでに整備するのか、そしてそのために必要となる財源をどのようにして確保して行くのかという命題に対して、国民的なコンセンサスを得ることが急務である。このように、大地震に対する適正な防災投資水準に関する社会的合意形成という重要な課題の解決が、耐震補強のこれからの事業執行に欠くことのできない条件となる。この問題はこれからの構造設計の主流となる、設計で考慮する各種の限界状態に対する挙動の水準を各種荷重の発生頻度（生

起確率)と構造物の重要度との組み合わせで表現し、その水準達成を保障する「性能規定型の設計法」への移行が必要となる耐震性能の水準設定の場合と同様である。

耐震補強水準に関する社会的合意形成を達成するには、構造物の重要度、更新の難度、供用期間などに加えて、現状の耐震性評価、資産価値、地震を受けた時の損害(直接、間接)額や救急・救援、消火活動などの人命に及ぼす影響の度合い、そして、それらと耐震補強に要する費用との比較や補強の事業計画などの情報を開示することが前提になるものと考えられる。わが国の固有の文化や社会習慣を配慮したとしても、管理者や企業者がこのような対応を積極的に行うことが必要と考える。現在、国会で制定に向けて検討が進められている「情報公開法」の審議の行方が注目される。

耐震補強は後述する構造システムや施設の構成システムに着目して力学的、機能的に重要度を適切に評価した事業計画を定めて行う必要がある。現在、行われている道路橋の耐震補強では橋脚、支承、落橋防止システム等を対象にしているが、管理者によっては場当たりの対応が見られるようである。予算執行上の問題はあるかもしれないが、管理者は無駄の無い補強事業の進捗を図るために、技術的に合理的な計画の策定を行うべきである。

7.2.3 兵庫県南部地震における高架橋の挙動と被災状況

兵庫県南部地震では、多くの社会基盤施設が甚大な被害を受けた。ここでは、この不幸な経験から最大限の教訓を得るという意図で被害を見直してみたい。地震被害は、純粋に構造工学的には実物に対して実荷重を用いた載荷実験結果であるとも言える。ただし、載荷履歴にあたる地震動記録が構造物毎に得られているわけではないため、通常の実験結果と比較するとその解析ははるかに困難ではある。ここでは、既往の設計・解析技術を用いることで、どの程度被害分析が可能なのか、また、何が説明しにくいのかを著者らの理解の及ぶ範囲で論じてみたい。なお、ここでの議論は、著者らが中心となって行ってきた高架橋の被害分析を中心としたものであり、必ずしも被害分析に関わる研究を網羅的に取り上げたレビューではないことに留意願いたい。多くの事例を網羅的に取り上げるよりも、著者らが携わった少ない事例を詳しく述べた方が、より深い理解が得られると考えたため、こういった形式とすることとした。したがって、ここで示される被災に関する見解も、学会の公式見解ではなく、著者らの見解であることをお断りしておく。

ここで特に強調したいのは、各構造エレメントの耐震性能から理解できることと、構造システム全体を考えなければ理解できないことがあるということである。例えば、橋を例に挙げれば、構造エレメントとは、桁・支承・橋脚・基礎などであり、構造システムとはそれらからなる橋全体ということになる。本項前半では、構造エレメントの代表としてRC橋脚を取り上げ、エレメント単体で理解できる被災状況についての分析例を挙げる。次いで、後半では、他の構造要素と組み合わせた時のシステム挙動を考えた時にはじめて理解可能となる被災状況について触れる。

(1) 構造エレメントの耐震性能と被災状況

阪神高速道路神戸線を対象に行った被害分析を取り上げる。阪神高速道路神戸線の高架構造は、いわゆる「震災の帯」と呼ばれる地震被害が特に大きかった地域を通過しており、兵庫県南部地震の際にもっとも厳しい地震荷重を受けた社会基盤施設の一つであると言え

る³⁾。その中でも、数が多く、したがってサンプル数が多い RC 単柱橋脚の被害について系統的に取り上げた分析結果を紹介する⁴⁾。対象とした区間は、図-7.2.1 に示した西宮-摩耶間の約 14km (橋脚番号神 P1-350) であり、段落しのない RC 単柱橋脚を対象としている。当該区間の橋脚の中には、現在の設計基準で見直した場合にせん断耐力が低く靱性に欠けるものが多く含まれており、それが甚大な被害をもたらした主要な要因であると考えられる。

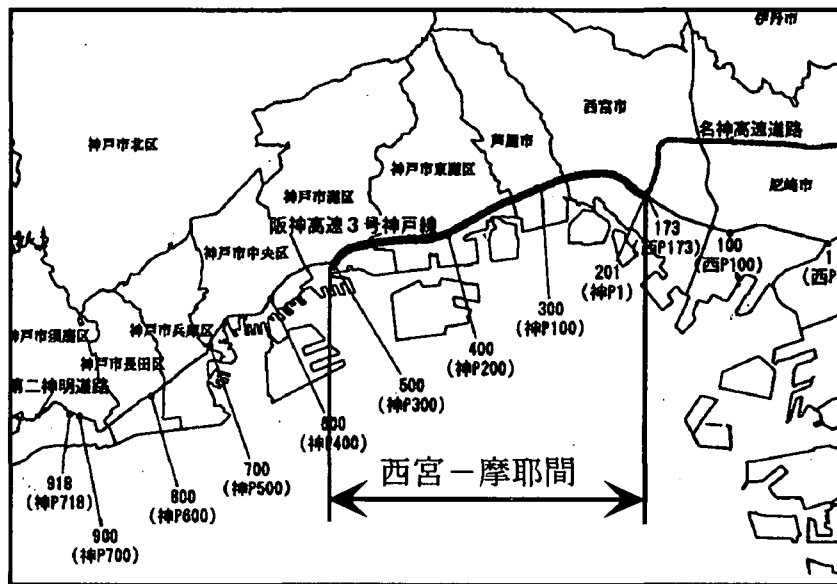


図-7.2.1 分析対象区間

当該区間の RC 単柱橋脚の曲げ耐力 M_u とせん断耐力 V_y を算定し、被災状況との照合

を行った。その際、コンクリートならびに鋼材の降伏強度は、ピルツ橋区間で行われた材料試験結果³⁾を基にして、公称強度を割り増した値を使用している。曲げ耐力は平成 2 年道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁵⁾の規定により算定しており、せん断耐力についてはコンクリート標準示方書 耐震設計編⁶⁾の算定法に基づいて、二羽の式⁷⁾を反映して補正している。地震力が、重量が大きい桁に主に作用するとして橋脚高さ L を地震時に橋脚に作用する曲げモーメントのアームと考えると、せん断と曲げの耐力の比 r は、 $r = V_y L / M_u$ と表される。この比が 1 以上であれば、曲げ破壊が先行する損傷となり、1 以下であればせん断破壊が先行して脆的な損傷となることが予想される。このせん断・曲げ耐力比 r を、被災後の損傷パターンと対応させたのが図-7.2.2 である。図中、一つ一つのマークが度数を表している。これを見ると、せん断・曲げ耐力比が小さいものにややせん断モードが多い傾向が見られ、定性的にはせん断・曲げ耐力比で損傷状況が説明できることが了解されよう。ただし、 $r = 1$ を境にしてせん断から曲げへ損傷モードが変わるといふほどには定量的な対応関係は見られない。

そこで、今一度、被災度判定から考え直してみた。損傷が小さいものについては、せん断ひびわれが卓越しているか、あるいは曲げひびわれが卓越しているかによって損傷パターンが判定されているものと思われる。それに対して、上述のせん断・曲げ耐力比は、終局的な耐力比であって、最終的な破壊モードを示すものであると考えられるから、損傷が軽微なものひびわれの卓越状況と必ずしも定量的に対応するものではない。したがって、損傷が大きいものみに着目すればより鮮明な対応関係が得られるものと思われる。図-7.2.3 は、被災度判定が B ランク以上の損傷が大きいもののみを取り出して、再度、せん断・曲げ耐力比を示したものである。

この場合は、数基の例外を除いて、せん断・曲げ耐力比 1 以上が曲げ、1 以下がせん断という傾向がはっきりと見て取れる。このように、被災状況を詳細に検討し、また、実際に近いと考えられる材料強度を用いることで、定量的にも被災モードが理解可能であることがわかった。また、JR 東海道本線のラーメン高架橋を対象としても、せん断・曲げ耐力比によって、被災状況を分析することが試みられており、せん断耐力が不足し、靱性が

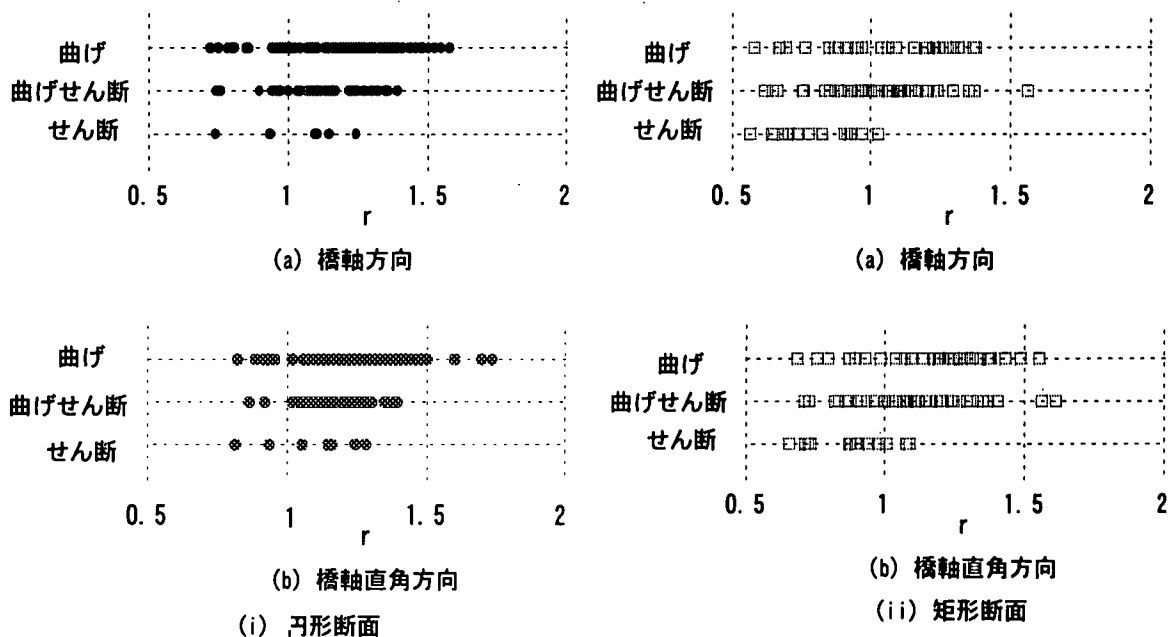


図-7. 2. 2 損傷モードと耐力比

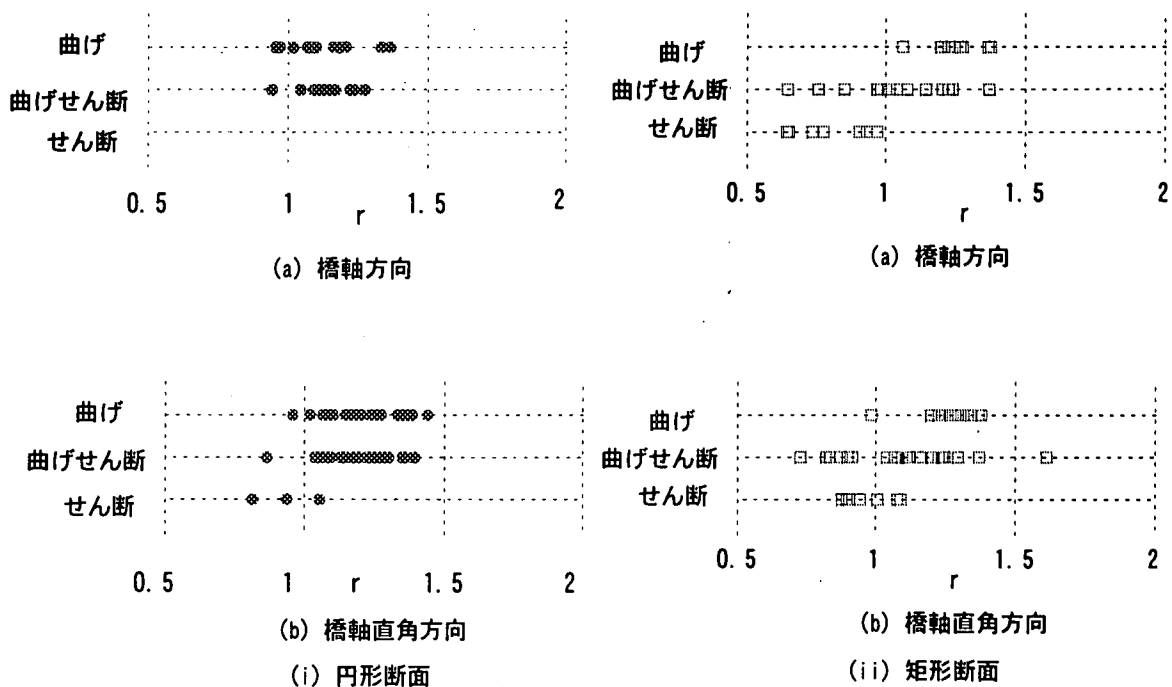


図-7. 2. 3 損傷ランク B 以上の橋脚の損傷モードと耐力比

劣ると考えられるせん断・曲げ耐力比 $r < 1$ の橋脚の損傷が大きいことが報告されている⁸⁾。

したがって、限られた構造形式の橋脚ではあるが、せん断・曲げ耐力比というエレメント単体の耐震性能から、被災状況のかなりの部分が理解できたことになる。しかし、よく物理を考えてみれば、橋脚に入力される地震荷重は桁の慣性力が主たる要因であるし、また、基礎や地盤の効果も本来は存在するはずである。本当に、他のエレメントの影響を考えた構造システム全体としての挙動は考えに入れずに、すべて説明できると考えて良いのであろうか？

(2) 構造システムを考えなければ理解できないこと

先ほど挙げた神戸線 P1-350 の区間では、どの橋脚も概して大きな被災を受けているのだが、前節の解析を進めていく過程で、いくつか例外的に損傷が小さい箇所が見受けられた⁹⁾。そのうち、特に目を引いたのは、図-7.2.4 に示したような形式の、3 径間連続箱桁橋の固定支承下の橋脚に損傷が著しく軽微である橋脚が見られたことである。そこで、該当する橋脚の耐力レベルを調べたものが図-7.2.5 である。この図で

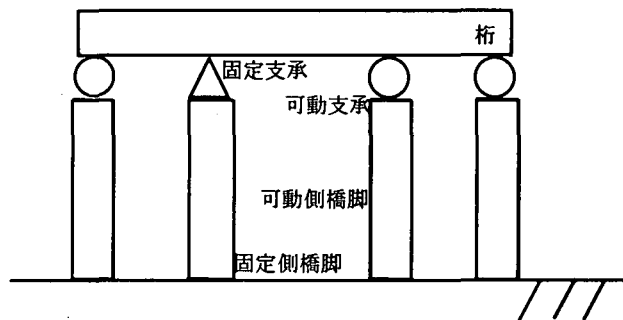


図-7.2.4. 3 径間連続高架橋

いう震度換算耐力とは、各橋脚のせん断・曲げ耐力の内小さい値を、各橋脚の分担する地震時水平反力分担比率に基づいて震度換算したものである。これからわかるように、固定側橋脚の震度換算耐力は他の橋脚に比べて低めである。それは、主にせん断耐力の不足が原因となっている。固定側橋脚は大断面であるため、コンクリートのせん断許容応力度を高く見積もっていた当時の設計法のもとでは十分にせん断耐力があるものとされていたものと考えられる¹⁰⁾。それにも拘わらず実際の損傷が軽微であったことを思い出すと、橋脚の耐震性能のみではこの被災状況を説明することができない。その原因としては、固定支承が損傷し、桁からの慣性力が橋脚に伝わり難くなるこ

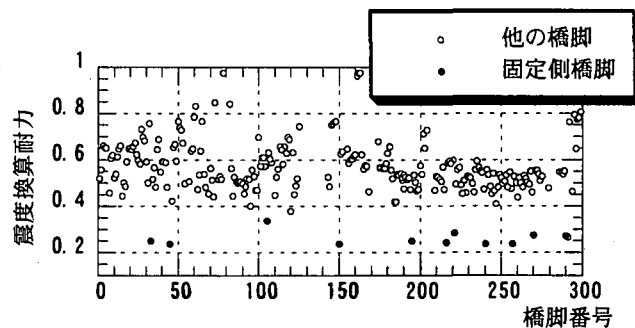


図-7.2.5 橋脚の耐力

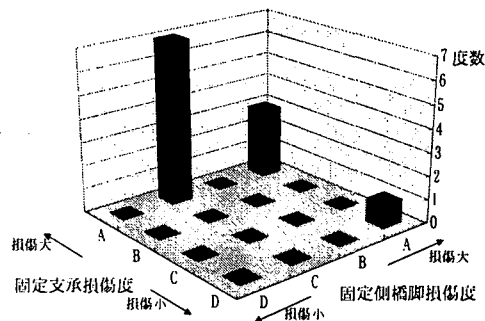


図-7.2.6 固定支承と固定側橋脚の被災度の関係

とで、固定支承がヒューズ的に機能し、橋脚の損傷が小さくなったという被災メカニズムが考えられる。この観点から、分析対象区間内でRC単柱橋脚からなる3径間連続橋11橋を取り出し、検討を行った。まず、図-7.2.6に示したように統計的に整理してみると、固定支承は概して大きな損傷を受けている。それに対して、固定側橋脚は被害が小さい傾向が見られるが、大きな損傷を受けている例も少なからずあり、単に統計的に見ただけではヒューズ的作用の有無について確定的な議論を行うことは出来ない。そこで、支承の耐震性能を照査し、橋脚の耐力と比較することで、定量的な検討を行うこととした。

対象となる3径間連続橋で用いられている支承は、固定側はすべてピン支承であり、可動側はすべて一本ローラー支承であった。しかしその被災状況は、上沓と上部構造の接合部で破断するものや上沓が下沓から脱落するものなど、同じ支承であっても多様である。また、既往の支承の水平方向載荷試験結果や研究結果は、非常に少ない。そこで、実際の被災状況を参考に、橋軸方向、橋軸直角方向について、表-7.2.2に示すように損傷部位、損傷パターンを抽出し、そのパターンごとに、部材が降伏し、破断するときの水平力を算出することとした。その際、支承の材料の応力度は、公称値ではなく試験値を参考にした。

ピン支承の橋軸及び橋軸直角方向、1本ローラー支承の橋軸直角方向については固定支持であるから、支承の水平力-変位関係は、図-7.2.7に示すように、部材が降伏および破断するときの水平力を用いたトリリニアでモデル化した。1本ローラー支承の橋軸方向

表-7.2.2 支承の損傷パターン

	損傷方向	損傷パターン
ピン支承	橋軸方向	上沓回転によるセットボルトの引張破断
		上沓突起の支圧破壊、せん断破壊によるセットボルトのせん断破断
		アンカーボルトの引張破断、せん断破断
	橋軸直角方向	主桁転倒モーメントによるセットボルトの引張破断
		上沓突起の支圧破壊・せん断破壊によるセットボルトのせん断破断
		ピンの引張破断
		ピンとのかみ合わせ部のせん断破断、曲げ破断、支圧破壊
		アンカーボルトの引張破断、せん断破断
1本ローラー支承	橋軸方向	上沓回転によるセットボルトの引張破断
		上沓突起の支圧破壊、せん断破壊によるセットボルトのせん断破断
		移動制限装置のせん断破断、曲げ破断、支圧破壊
	橋軸直角方向	アンカーボルトの引張破断、せん断破断
		主桁転倒モーメントによるセットボルトの引張破断
		上沓突起の支圧破壊・せん断破壊によるセットボルトのせん断破断
		ローラーの引張破断
		ローラーとのかみ合わせ部のせん断破断、曲げ破断、支圧破壊
		アンカーボルトの引張破断、せん断破断

次に、橋脚と支承の耐震性能を用いて3径間連続高架道路橋システムの水平力-変位関係を、漸増する静的水平荷重を桁部分にかけることによって算出した。図-7.2.9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

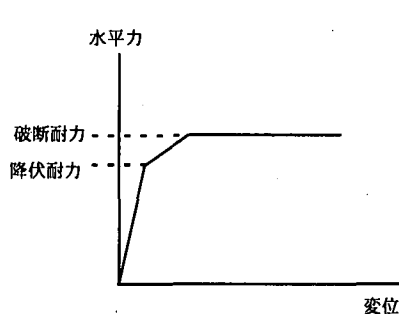


図-7.2.7 ピン・一本ローラー支承（橋軸直角方向）のモデル

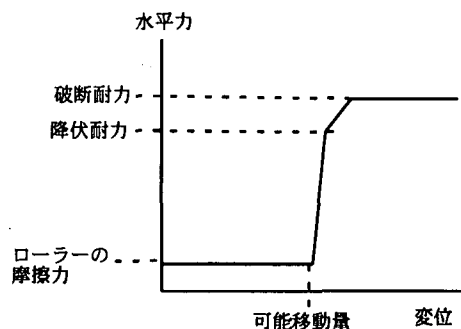


図-7.2.8 一本ローラー支承（橋軸方向）のモデル

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。

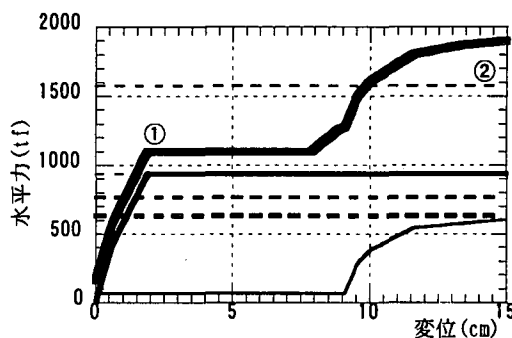
次に橋軸直角方向に水平力が作用する場合を考える。橋軸直角方向にはすべての支承が固定であるため、支承と橋脚の耐力関係のみで損傷順序が決定される。

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。

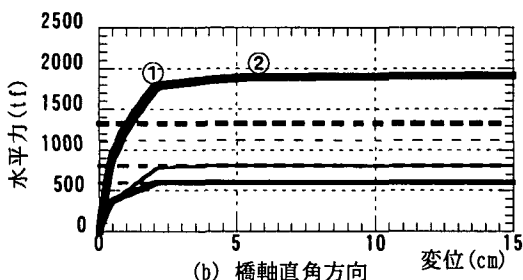
このようにして 11 ユニットすべてについて全体系の水平力—変位関係を方向別に算出し、実際の被災状況と比較する

と、地震力の卓越方向を適当に仮定することで、9 ユニットについて損傷メカニズムを説明することができた。この 9 ユニットのうち 6 ユニットは橋軸直角方向の破壊パターンにしたがっており、橋軸直角方向の地震力が卓越していたと考えられる。残りの 3 ユニットは、固定側については橋軸方向、可動側については橋軸直角方向の水平力—変位関係から推定される損傷と実際の被災状況が一致し、両方向に強い地震力が作用したと考えられる。なお兵庫県南部地震では、断層直行方向に当たる南北方向（橋軸直角方向）の地震力が卓越していたと言われている。したがって橋軸直角方向の水平力—変位関係から推定される損傷と被災状況が一致したものが多いこの結果は妥当なものであると思われる。

また、残りの 2 ユニットの固定側については橋軸直角方向より推定される損傷と実際の

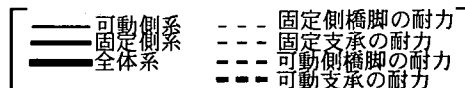


(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-7.2.9 代表的な3径間連続橋の水平力—変位関係



被災状況が一致したが、可動側橋軸方向の被災状況については、ここでの静的な耐震性能の解析では説明することができなかった。この要因には、支承のモデル化および耐力照査結果の精度に疑問が残る点や、隣接径間・地盤など考えに入れていない他の構造エレメントの影響が考えられる。これらについては、隣接径間や基礎を含めたさらに大きな構造システムを考えて検討していく必要がある。

システム挙動に対する地盤の影響が、構造物の損傷に影響を与えたと思われる例も一つ挙げよう。図-7.2.10に神戸海洋気象台観測波NS成分を入力した場合の降伏震度0.4gに対する完全弾塑性構造物の応答塑性率スペクトルを示した。ここに、 T_0 は、減衰比5%の速度応答スペクトルの最大値から算定した地震動の卓越周期である。これを見てわかるように、地震動より短周期側で応答塑性率が著しく大きくなっている。このことからだけ考えると、低層建物や橋台など短周期構造物は壊滅してはおかしくないのだが、実際には、より周期の長い中高層建物に比べて低層建物の被災率は低いのである¹¹⁾。短周期構造物の耐力に余裕があったとも考えられるが、もう一つの要因として、地盤の動特性の影響が考えられる。つまり、図-7.2.11の右図に示したように、短周期構造物が地盤に比較して十分に剛性が高ければ、それ自体はほとんど変形せず剛体的に振る舞い、地盤の変形が卓越して、結果的に構造物が助かるという効果が考えられるのである。言い換えれば、実際には、構造物単体を考えた固有周期ではなく、構造物に地盤を加えたシステムの固有周期（構造物単体の固有周期より必ず長くなる）で振動するため、短周期構造物は図から予測されるほどの靱性を必要とはされないのである。なお、構造物の固有周期が基礎地盤のそれに比べて短いほど、波動伝播に伴う逸散減衰が増大することが知られており、その影響も大きいものと思われる。

以上、阪神高速道路神戸線の被災事例を中心に、定量的に被災状況の理解を試みた例を紹介した。通常、耐震設計においては、基礎・橋脚・支承・桁など各エレメント毎に照査が行われることが多いと思われる。ここで挙げたRC単柱橋脚のように、ある被害の形態についてはそういったエレメントのみの考察で十分安全性を照査可能であるが、後半での議論からわかるように、構造システム全体の挙動を考えてはじめて明らかになる被災事例も数多い。したがって、この点を十分に頭に入れて、日常の設計・施工等の業務を行っていくことが肝要であると思われる。しかしながら、周辺地盤～基礎を含む構造システム全体の挙動を十分に精度よく予測し、耐震性能を評価する手法は、未だ確立途上にあり、実務的な研究も本格的に始められたところである。

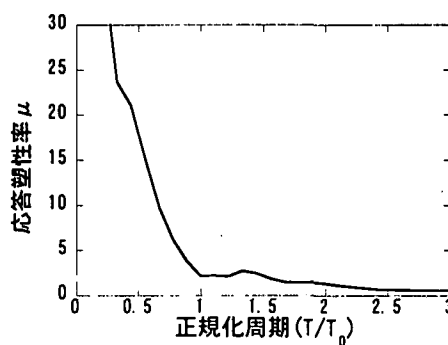


図-7.2.10 神戸海洋気象台NS成分応答塑性率スペクトル（減衰比5%）

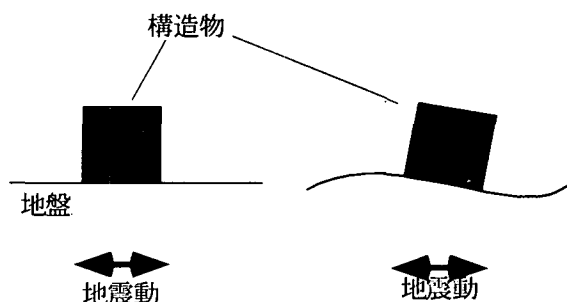


図-7.2.11 地盤と構造物の相互作用の影響

今後、この方面の研究や技術開発が多いに期待される。

なお、ここで、取り上げた事例は、限られた構造形式の限られた被災パターンについて行った解析結果であり、これまで著者らが分析した事例の中でも比較的うまく行ったものを示したものであると思って頂いて差し支えない。現時点でも、十分に理解・再現できていない被災状況も数多いことに留意して頂ければ幸いである。

7.3 耐震設計のあり方

耐震設計を行う際には対象構造物の重要度、すなわちそれが被災を受けたときの直接・間接の「影響度（波及効果）」の大小によって、そのレベルを変えることが合理的である。すなわち影響度の一般的なものや低いものについては、できるだけ平易な取り扱いとする。影響度の高いものについては詳細かつ精度を上げた設計を行うことに分類することが妥当であろう。ここでは、後者に適用する耐震設計のあるべき姿について考察を加えたい。

7.3.1 構造設計の定義、耐震設計の目的

そのためには「設計」という行為の定義に遡って考えてみるのが有意義であろう。ちなみに設計の定義として次のものが代表的であろう。

- ① ある製作・工事などに当たり、その目的に即して、工費、敷地、材料および構造上の諸点などの計画を立て、図面その他の方式で明示すること¹²⁾。
- ② 思いついた【あるもの】に具体的な形を与え、その着想の正しさを確認することであり、次の三つの行動から成り立っている¹³⁾。
 - (1) 【あるもの】を作りたいと決める。
 - (2) それに形を与え、使用する素材を決める。
 - (3) その作り方を決める。

また、「構造物の設計」については、次のような定義が伊藤、尾坂によって示されている¹⁴⁾。すなわち、「安全性・耐久性、使用性、経済性および視覚適合性などの全ての条件を程良く満足させる構造物を具体的に指定するための全ての行動を指す。すなわち、建築家（アーキテクト）と構造家というような区別のない土木設計の分野では、対象とすべき施設が指定された後、これに形を与え、材料を選び、諸元を定めて施工の段階に持ち込む間での全ての行為を設計と称することになる。」と述べている。

筆者らは構造設計という行為を、荷重、使用材料の特性、解析法など種々の不確定要因のもとで安全性、経済性、使用性、耐久性、維持補修性、視覚適合性などを適切に満足させるように、設計計算や各種解析結果、既往の実績評価および技術開発の動向把握などの一連の作業プロセスを踏まえた工学的判断に基づき、ものの形、使用材料、施工法を定める高度な意思決定を行う知的創造作業と考える。

したがって、耐震設計の目的は大地震という構造物の供用期間に比べて発生間隔の長い偶発的な自然現象による不確定性の高い荷重作用に対して、構造物の被災による人命への影響、そして震後に果たすことが期待されている機能を考慮した耐震性能を確保するために、必要で最適な構造諸元（構造計画、形状・寸法、使用材料など）と施工法を上述した各種技術行為に基づいて行う工学的判断により定めることにある。ただし、広義には7.2.1に述べたように既設の構造物を含めた「耐震性能評価・向上」技術として考えた方

が適切と考えられる。重要な構造物では、対象となる構造物個々の種々の条件を適切に考慮して、地震時の挙動や応答が地震動の影響を大きく受けにくい全体構造系および柱、壁などの構造部材の配置と使用材料の設定、基礎の形式や構造・材料諸元、免震・制震装置の採用などからなる耐震構造計画を行うことが構造設計のプロセスの中で大切な課題となる。

7.3.2 耐震設計の目標とその達成のための方策

地震動の予測技術精度の現状や建設コストの制約の中で、耐震設計の信頼性には限界があることは事実であり、絶対的な安全性を保障することはできない。したがって、耐震設計の目標は、定められた予算の制約のもとで、耐震安全性確保の信頼度を最新の知見、技術力および創造力を駆使して最大限高めながら、費用対効果の関係の中での最適解を求めることにあると言えよう。このような考え方を設計技術者が理解するばかりでなく、土木学会などの学・協会や管理者、企業者も社会一般に積極的に働きかけることが必要である。

構造物の供用期間の間に、生じる確率が極めて低いと考えられる大地震に対して、構造物～基礎～周辺地盤を一体とした詳細な非線形動的解析を実施して耐震性能の照査を行うことは可能ではあるものの、その結果については実際の強震時の観測との同定が不十分な現状では、残念ながら信頼性に欠けると言わざるを得ない。また、この種の解析を逐一、耐震設計に取り入れることも合理的ではない。このような状況で耐震設計の精度を向上させるためには、地震時の構造物に対する限界状態を適切に想定すること、そして、それには構造物の地震時の挙動を実際に観測して、基礎や周辺の地盤を含む構造システムの動的挙動の実態を把握することが不可欠である。従来から、各種構造物に対して強震観測が行われてきたのは事実ではあるが、基礎や地中の工学的基盤での観測を実施しているものは極めて少ないのが実状である。これでは耐震設計法の根拠や前提を検証するには不十分であり、如何に構造物や地盤の動的解析法が高度化、精緻化されても耐震設計法の精度向上には役立たない。耐震設計をヴァーチャルリアリティの次元から実態に即したものに引き戻すために、早急に国を挙げて実際の周辺地盤を含む各種の構造物に対する地震観測を推進すべきである。

一方では、これらの観測結果の蓄積と解析には相当程度の期間を要すると考えられるので、設計実務では人命に影響を及ぼすような大規模な被害が生じないような施設や構造システムをリダンダンシーに富む計画とすること、すなわち極力、不静定次数の高い構造や機能確保を目的としたバックアップシステムの整備などが大切である。この他、落橋防止システムや地中構造物などの相対変位吸収装置（継手など）等のフェイルセーフ的機能を有する構造細目の積極的な採用を図る必要がある。なお、落橋防止システムについては単に、標準的なタイプを設置するだけでは不十分であり、必要に応じて、動的解析を適用して、その動的挙動を定量的に評価し、設計技術者の判断に委ねる設計方式することが望ましい。

7.3.3 耐震設計基準のあり方と技術者の姿勢

繰り返すが、耐震設計という行為はただ、単純に地震荷重を含む地震の影響を決めて、計算なり解析をして耐震安全性の照査を行うものではない。種々の不確定性を考慮して大地震に対して抵抗力のある、ねばり強い構造物を創り出すための知恵と工夫すなわち高度

な工学的判断を伴う創造的な作業であるから、これをできるようにするには、これまでのマニュアル的な仕様規定型の設計基準ではなく、設計技術者が自由に、創意工夫を行えるような知的好奇心を駆り立てさせる耐震設計体系を規定するものであることが望まれる。

一方では、WTOの条約締結による国家間の通商障壁を撤廃させようとする動きやISOによる構造設計基準の世界標準制定の動向は、先進国の大勢として、構造物の設計体系を各国国内の規定や規格にもとづく設計計算の手法・条件を細目にわたり取り決められた「仕様規定型設計」から、設計に考慮する限界状態における構造物に期待される挙動に着目して、荷重の発生頻度と構造物の重要度に応じた安全性の水準を定め、それらを保障することを意図した「性能規定型設計」へ移行させることとなった。これを受けて、わが国でも先の国会で「建築基準法」が改正され、「性能規定型設計」が導入された。

また、世界的な耐震設計の標準となる事項を定めたISO-3010の性能規定型への改定作業を日本が幹事を引き受け、建築分野の学識経験者が担当している。適用の範囲には土木構造物も含まれることから、土木の分野でもその対応が迫られ、土木学会では地震工学委員会が設計地震荷重や土木構造物に対する意見の取りまとめを行うこととなった。

実務でも港湾施設や鉄道構造物の設計基準類で性能規定型設計が採用される運びである。日本道路協会においても道路橋に対して、「性能規定型設計」の移行に向けて、現行の「道路橋示方書・同解説」の条文・解説の吟味・分析が開始された。これら基準類の改定では、上述した耐震設計の目的・目標、意義を平易に示すばかりでなく、設計で想定する地震動の大きさと各種の限界状態を想定した具体的な耐震性能のメニューの関係を対象とする構造物の重要度や機能に応じてわかりやすく表現することを望みたい。

このような状況を考えるとこれからは設計技術者の高い能力と豊かな経験に根ざした主体的かつ合理的な工学的判断が極めて重要な意義を持つようになるものと思われる。情報化の著しい進展のもとで、自らの日々の研鑽が耐震設計の品質を決定する大きな要因となることを自覚することが大切である。

7.3.4 地震防災対策上の耐震設計の位置づけ

上述した現状における耐震設計の限界を改めて認識した上で、地震防災対策の面からその位置づけを考えてみる。図-7.3.1に概念的に示すように、地震災害の規模は、

- ① 災害の誘因となる地震動の強さ
- ② 素因となる地形・地盤条件
- ③ 被害拡大要因としての地域の土地利用状況、建物や土木施設の保有耐震性能、耐火性能など
- ④ 被害抑制要因としての事前（震前）および震後対策の実施水準

などの相対的なバランスによって決まるものと言えよう。

耐震設計は、その地域に現存する建物や各種土木構造物の設計時点での関連する技術水準に基づいて定められた耐震性能を保障するものであり、それらが築造されて以降、現在まで長期間経過している場合には現時点での設計規定に照らした耐震補強が震前対策として必要となる。これに対して、震後対策には緊急措置、応急復旧～本復旧に至るまでの種々のソフト的なものが含まれる。

したがって、地震災害をできるだけ軽減するためには、新設の施設や構造物に適用する

耐震設計のみでは不十分であり、7.2.2 に述べた震前対策としての耐震診断・補強の実施や災害の拡大を防ぐ震後対策の適切な実施計画の準備・立案と実践を網羅的、系統的に行うことが不可欠である。耐震設計法を充実、高度化したら、早急にその成果を耐震診断や耐震補強に反映させることによって、その地域の地震に対する脆弱性を一定の水準で改善することが技術的には可能となる。要は、耐震設計法の改善を速やかに既存構造物の耐震補強事業に生かすことそして災害拡大防止のための震後対策を予め整備しておくことが地震災害の軽減の信頼性を高めるために必須の条件となる。いわば災害軽減対策効果の信頼性向上の有力な手段として、震前対策の7.2.1 に述べた広義の意味での「耐震設計」技術の向上を図ることが重要と考える。

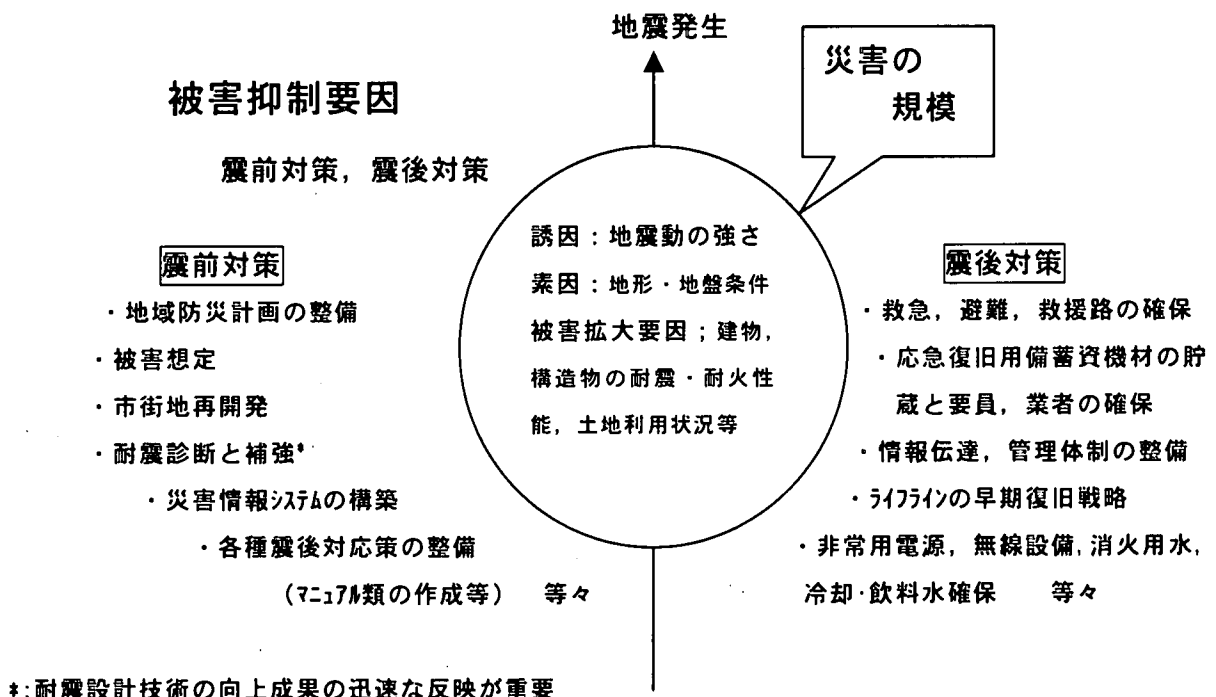


図-7.3.1 地震災害とその軽減対策の関係の概念

7.4 合理的な耐震設計法の確立に向けて

現在の新設構造物を対象とした耐震設計は、設計基準に示された細目に従いながら、エレメント毎の設計を行うと共に、動的解析などによってシステム的影響にも一定の配慮をするという方法が一般的であると思われる。構造細目を細かく規定した設計は、誰でも一定レベルの性能を持つ施設の設計が行いやすく、全体として品質が保たれるというメリットがあるものの、各細目がどのように施設の性能に関連しているのかが不明確となりやすい。また、細目規定に合わない新技術や創意工夫が取り入れにくいという問題も生じ得る。

将来的には、多様化するニーズに対応し、また、公共事業主体が説明責任を十分に果たしていくために、社会基盤施設においても、保有性能とその対価を明示的に示していく必要性が増大していくものと思われる。また、そうすることで、新技術の導入やそれに伴うコストダウンなども実現しやすくなっていくであろう。具体的には、基準あるいは事業主体によって当該施設が持つべき要求性能が提示され、設計・施工者はその性能を満たすような耐震性能を保有する構造を設計・施工するといういわゆる性能規定型の設計体系へ移

行することが想定される。ちなみに、道路橋や鉄道橋では、性能規定設計の導入へ向けた検討が既に開始されている。そこで、ここでは、性能規定型の耐震設計を念頭に、社会基盤施設の要求耐震性能および保有耐震性能の考え方とその規定を行う場合の問題点を論じる。また、いくつかの簡単な計算例をもとに、施設全体としての耐震性能の規定法に具体的に触れてみたい。この節の内容は、現在、研究段階にあるものであり、今後の技術開発や研究によって適用可能となるべきものである。したがって、著者らとしては、問題の答えを示すという意図ではなく、むしろ問題の所在を示すという意図で執筆していることに留意して頂きたい。

7.4.1 社会基盤施設への要求耐震性能

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 耐震設計編⁶⁾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年に改定された道路橋示方書・同解説 V耐震設計編¹⁵⁾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-7.4.1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-7.4.1 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-7.4.2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¹⁶⁾。

表-7.4.2. 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おり、常識的で妥当な規定法であると考えられる。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ろう。

7.4.2 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、

(保有耐震性能) > (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、より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、7.2.3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、いわば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。

最も簡単な例としては、RC橋脚の曲げ耐力とせん断耐力の関係が挙げられよう。せん断破壊は危険な破壊モードであるから、曲げ破壊に先行してせん断破壊が生じることは避けなければならない。したがって、曲げ耐力に関しては、その上限値を考え、その上でせん断耐力がその値を上回るように設定する必要がある。仮に、曲げとせん断を独立に設計して、両方想定地震動に耐えるようにしたとしても、せん断耐力が曲げ耐力を上回っている保証が無ければ、橋脚全体としては安全性が高いとは言い難い。ノースリッジ地震の際には、景観を考えて橋脚上部を太くしたところが曲げ耐力過剰となり、せん断破壊を招いたと思われる例が報告されている¹⁷⁾。このように、過剰に特定の部位の耐力を高めることは、必ずしも構造全体として有利にならないことも多いのである。また、橋脚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も留意すべき重要なポイントである。

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¹⁸⁾。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-7.4.1 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。

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。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、やはり配慮が必要な問題である。

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 19) に詳しく紹介されている。

このような考え方を、施設全体系 (システム) に適用した例としては、原子力発電所の屋外重要土木構造物 (海水管ダクト、取水路など) の耐震設計がある²⁰⁾。地震後の発電機能が停止せざるを得ない状況に至る発生事象をフォールトツリーアナリシスによって明らかにし、施設全体システムの機能を考慮し各種構造物の耐震設計に反映している。この方法論は、上・下水道施設などの複合したシステムの合理的な耐震設計法の確立に大いに参考になると思われる。

7.4.3 構造システム挙動を考えに入れたときの保有耐震性能

前節で述べたように、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。それは一面正しい認識であるが、必ずしもシステムは悪いことばかりではない。本節では、システム挙動を逆手にとって耐震性能を高める可能性について簡単に触れたい。

現実の構造物では、一つの载荷に対して一つの部材のみで耐えることは少なく、いくつかの部材で荷重を分担することが多い。したがって、一つの部材が破壊することが全体の崩壊に直ちにつながることは少ない。こういった複数エレメントの働きは、「冗長度 (redundancy)」と呼ばれる。したがって、冗長度を考えに入れてシステムとしての挙動をきちんと考えていけば、耐震保有性能がエレメントごとで考えた場合よりも高まること

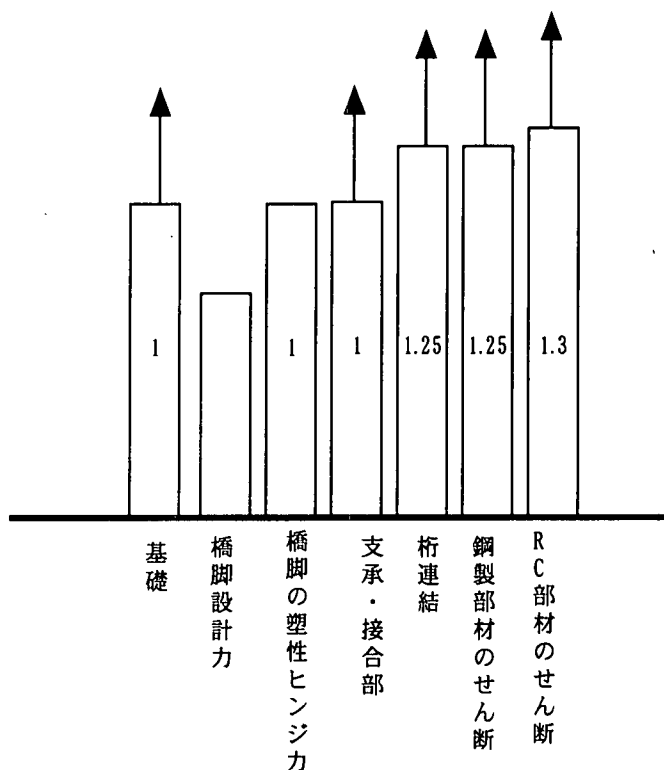


図-7.4.1. AASHTO耐震設計基準に見られる耐力バランス

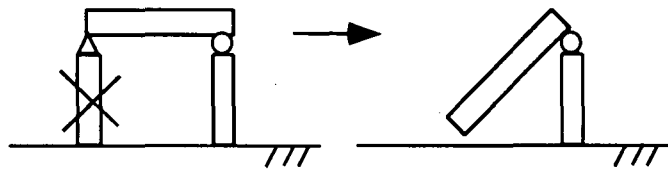
がある。例えば、図-7.4.2に例に挙げた3径間連続高架橋と単純桁からなる高架橋を比べてみよう。単純桁からなる高架橋は静定構造であり、一つの支承、あるいは橋脚の崩壊が直ちに落橋につながるが、3径間連続橋は不静定構造であって、一つの橋脚の破壊後も、周囲の橋脚に荷重が再分配されるため、残りの橋脚に余剰耐力がある限り落橋しないことになる。このように、不静定次数は冗長さの重要な指標である。不静定構造において典型的に見られるように、

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ことがあるのである。一方、先ほど述べた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に損傷を発生させるようにしているため、結局ある特定のエレメントの耐震性能がシステムの性能を規定することになる。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。

また、システム内の各構造エレメント間での動力学的な相互作用を積極的に利用することも可能である。7.2で触れたように、地盤と構造物の連成によって全体システムが長周期化するというのも典型的な例であるが、地盤の剛性を高い精度で推定して構造システムの設計に取り入れるのはなかなか困難である。そこで、ここでは、比較的設計へ反映しやすいと思われる免震橋の橋脚と免震支承の相互作用を利用したシステムの最適化について取り上げよう。簡単のため、免震橋は、図-7.4.3に示したように、桁1自由度・橋脚1自由度の線形振動子でモデル化した。ここで、免震支承の等価剛性と等価減衰を設計できるものとする。詳しい理論解析は文献(21)に譲るが、地震動を簡単な定常白色雑音と考えて最大応答変位を理論的に予測し、それを最小化することによって、剛性・減衰の最適値を得ている。

図-7.4.4に、橋脚の応答を支承が固定である場合の応答で正規化した正規化応答を示した。

単純桁橋の場合



3径間連続橋の場合

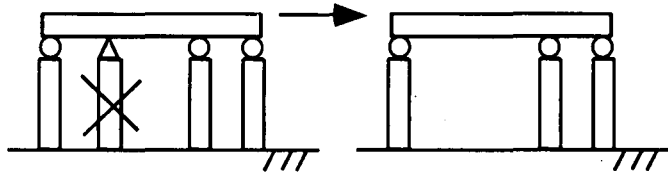


図-7.4.2. 構造システムと冗長さ

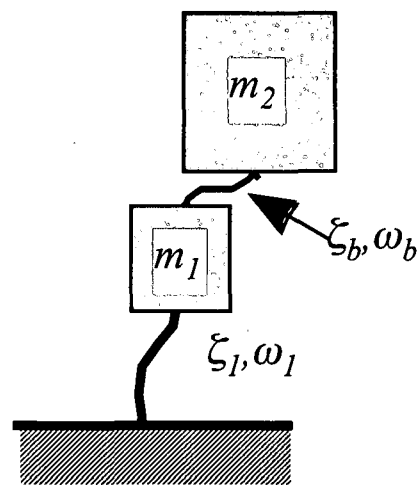


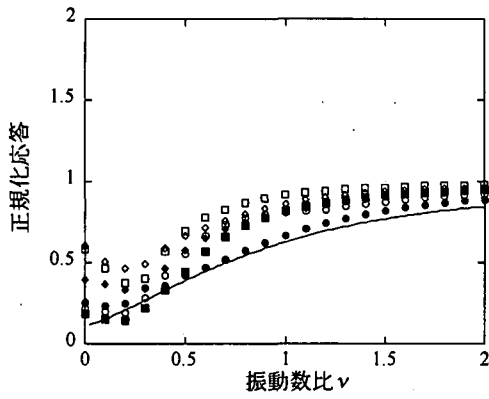
図-7.4.3 免震橋の2自由度モデル
 m_1 が橋脚、 m_2 が桁を表す。 τ_b 、 ω_b はそれぞれ免震支承の等価減衰と等価剛性。

固定支承の場合の応答は、図-7.4.3において、質点1と2を剛結した1自由度系の最大応答変位として求めた。ここに、 $\mu=5$ 、 $\zeta_1=0.05$ とし、 ω_1 は 4π 、 2π 、 $4\pi/3$ の3通りに変化させた。地震動としては、エルセントロ波ならびに兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波を使用している。実線は、定常白色雑音近似を用いた理論解である。なお、桁と橋脚の有効質量の比を表す質量比 μ については、都市内高架橋で一般的なスパン30m程度の鋼桁とRC橋脚からなる高架橋を想定して $\mu=5$ とした。

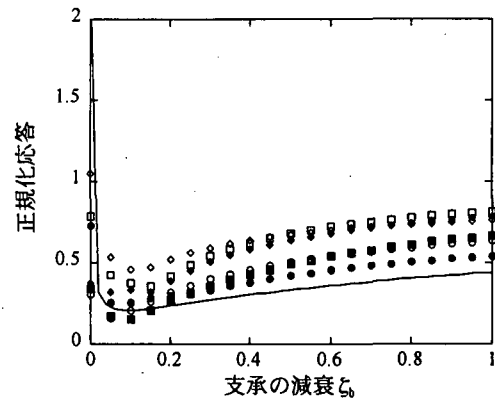
図-7.4.4(a)では、最適な減衰値を用いて振動数比 $\nu=\omega_b/\omega_1$ を変数としている。減衰を変化させた図-7.4.4(b)では $\nu=0.2$ とした。図-7.4.4を見ると、振動数比の増加に伴い橋脚の最大応答変位が増大するのみならず、減衰の増加によってもこの値が増大している。すなわち、高減衰にすることが必ずしも橋脚の最大応答変位を軽減していない。図-7.4.5には、図-7.4.4と対応する場合の桁の最大応答変位を示した。こちらは、振動数比及び減衰のいずれについても単調減少である。上述のように、免震橋では、剛性および減衰の値の増減に伴う桁と橋脚の応答の増減関係が一致せず、トレードオフの関係にあることに注意が必要である。

図-7.4.6は、 $\mu=5$ において橋脚の最大応答変位を最小化する最適振動数比 $\nu=0$ を用いた場合の橋脚の最大応答変位を、完全な可動支承を用いた場合、すなわち桁の慣性力が全く橋脚に伝わらない場合($\nu=0$ 、 $\zeta_b=0$)の橋脚の最大応答変位で除して正規化したものである。これを見ると、適当な支承の減衰値の下では、正規化応答が1を下回る場合がある。すなわち、桁と切り離されている場合よりも、最適な支承で桁と結ばれていた方が橋脚の応答が低減されていることになる。これは、桁が、橋脚に対して同調ダンパーのように振る舞ってエネルギーを吸収しているためであると解釈できよう。

このように、免震橋においては、桁と橋脚の動的相互作用によって応答が変化することがわかる。また、理論的ではあるが、適当に免震支承を設計することで、桁の慣性力を完全に伝えない可動支承の場合よりも橋脚の応答値を低減できる。したがって、動力学的な相互作用を十分に考慮し、かつ積極的に利用することで現在考えられているより高い耐震性能が実現可能であることがわかる。逆に、免震支承等の有効性を高めるためには、システム全体の挙動を良く考えて、適度なエネルギー吸収を適所に導入する工夫が必要であることも了解されよう。

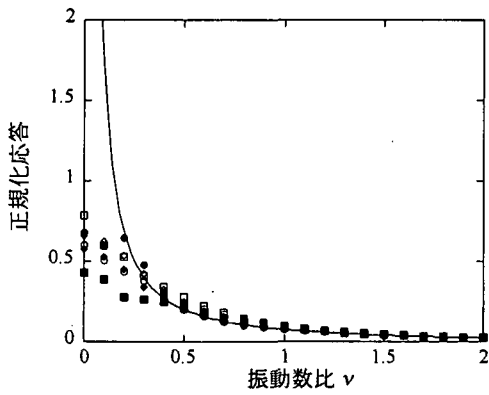


(a) 振動数比に対する変化

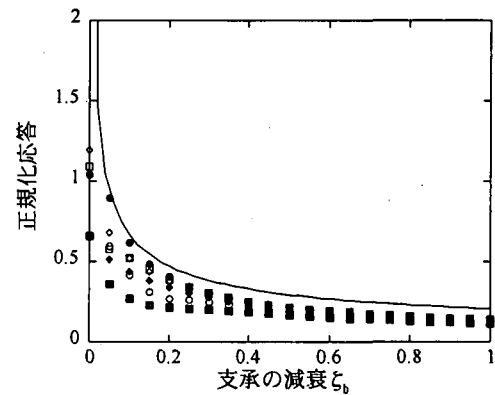


(b) 減衰に対する変化

図-7.4.4 橋脚の最大応答 (固定支承の場合で正規化)



(a) 振動数比に対する変化



(b) 減衰に対する変化

図-7.4.5 桁の最大応答 (固定支承の場合で正規化)

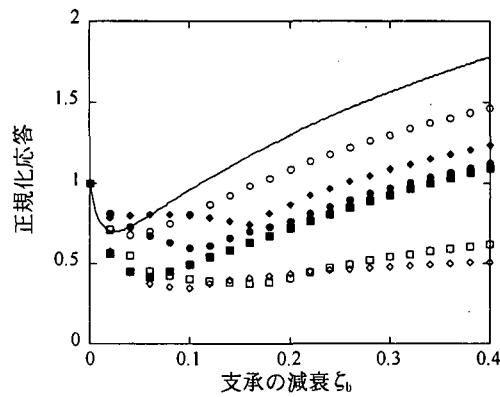


図-7.4.6 橋脚の応答に対する桁の同調ダンパー効果 (可動支承の場合で正規化)

(—: 理論値, ●: 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 ($\omega_1=4\pi/3$))

7.4.4 構造システムの挙動を考えた構造計画

前節では、システムとしての耐震性能は、単に各エレメントの耐震性能の和となるのではなく、各エレメントの耐震性能のバランスによって、向上したり、低下したりするものであることに触れた。それでは、構造システムの挙動を捉えた構造計画とは、どのようなものであろうか？ 一般的に、高架道路橋などの社会基盤施設では、神戸海洋気象台記録のような強い地震動レベルに対しては、補修可能な程度の損傷は許すのが前提となろうから、システムとしての挙動を考えた耐震設計とは、すなわち、どこにどの程度の損傷を許すかを定めることでもある。高架橋を例に挙げれば、桁、支承、橋脚、基礎で構成される高架橋システムにおいて各エレメントへ損傷を如何に合理的に配分すれば良いのかを考えることになる。具体的には、各構造エレメント間の損傷関係を反映した好ましい耐力バランスを想定して、それに基づいて設計できれば良い。もちろん、理念としては理解できることであるが、実際にはかなり困難なものであることは容易に予想できよう。

そこで、ここでは、一つの試みとして、各エレメントの損傷度を定量化する尺度を構築し、高架橋システムの好ましい損傷配分を検討した研究を紹介することで問題提起としたい。文献 22) では、好ましい損傷配分は、設計レベルを反映する初期投資額と地震による補修費用との和が最小となる条件から求めている。

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する。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。最終的に、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、高架橋システムの好ましい損傷配分を決定している。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た。

以上の過程を経て作成した補修コスト曲

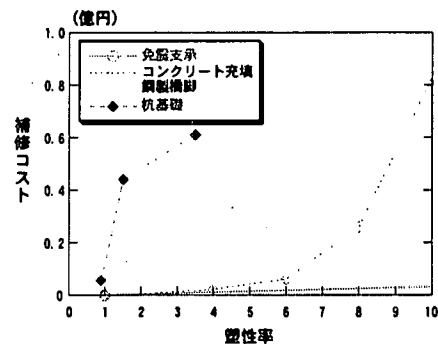


図-7.4.7 補修コスト曲線

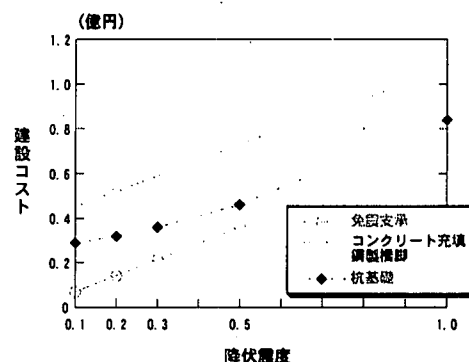


図-7.4.8 建設コスト曲線

線を図-7.4.7に、耐震設計コスト曲線を図-7.4.8に示す。図-7.4.9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 μ 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。

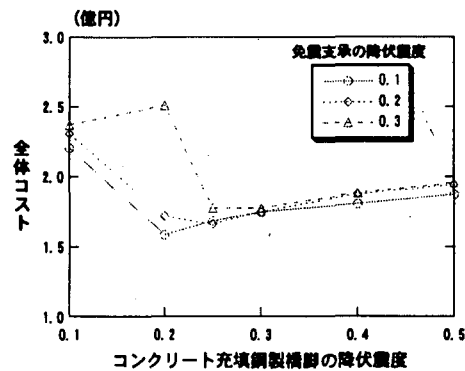


図-7.4.9 全体コストの変化

図-7.4.7の補修コスト曲線と図-

7.4.8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-7.4.9に示す。図-7.4.9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の範囲にあり、十分対応できる値であることを確認している。

ここでの結果は、損傷による交通遮断などの間接的影響を考慮しておらず、また、解析モデルの信頼性の問題もあるため、必ずしも定量的に耐震設計のあり方を示したものとは考えていない。しかし、一つの方向を指し示す結果であると思われる。

また、地震後補修の容易さを考えて、積極的に損傷を特定のエレメントに集めるという試みもなされており、損傷を制御する構造計画の概念も提示されている。例えば、文献23)、24)では、極軟鋼材に地震時損傷を集中させることによって、重力を支える主部材への損傷を防ぐという試みが提案されており、損傷を許す構造計画のあり方の一方向を指し示しているといえよう。

7.4.5 構造システムの挙動を理解した次世代の耐震設計

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-7.4.10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」ということを実現するためには、損傷位置を修理が容易なところを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

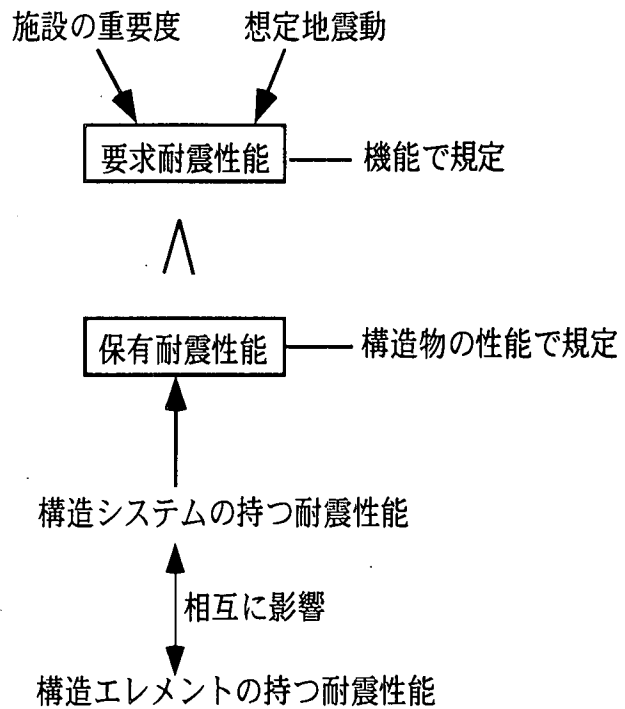


図-7.4.10 性能規定設計の全体像

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る。

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、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り、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。

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、7.3.2 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。

7.5 おわりに

阪神・淡路大震災の深刻かつ重大な事態をわれわれ技術者は風化させてはならず、きちんと後世に伝える責務があることを忘れてはならない。今も関係機関で進められている、耐震設計の高度化や性能規定化への動きおよび耐震補強事業の重要なことは、兵庫県南部地震以前の社会状況と比べると、特に発注者や設計技術者の対応にいわばコペルニクスの転回を迫るものである。このためには行政組織や企業の努力に加えて設計に携わる技術者個人が自らの研鑽に主体的に取り組むことが必要である。

最近の公共事業のあり方や構造物の耐震安全性に対する社会的関心の高まりの中で、社会資本の整備、維持・更新に参画する設計技術者の使命は最終的には国民のためにあるということを認識する必要がある。国民の安全の確保と安心できる社会の整備のために、設計技術者は、耐震設計の新たな展開に対して積極的に取り組むことと併せて、これまでの、ややもすると指示されたことに対処する体質から、積極的に問題を指摘し、解決して行く責任ある信頼される存在となるように自らの意識と発想の転換を図ることが求められている。また、阪神・淡路大震災の教訓を地震災害の軽減に生かすためには、耐震技術や各種施設や構造物の耐震性の現状について、管理者や企業者が社会一般にわかりやすい情報の開示を行って、耐震診断や補強の重要性と実施の意義の理解を得ることが大切である。

最後に、筆者らの考える緊急を要する課題を以下に示しておく。

- 低頻度の大地震に対する公共事業の防災投資の適正水準に関する社会的合意形成
- 耐震設計の reality をより高めるため、国や地方公共団体、公的企業がそれぞれ管理する各種の主な構造物に対する地震観測の推進と観測記録の分析およびそれらの結果

の耐震設計技術向上 —— 構造物の解析モデルの改良，各種不確定性の定量化など —— への反映

- 各種構造物や施設全体のシステムを考慮した大地震に対する耐震性能の具体化と合理的な水準の想定
- 耐震補強を見据えた構造物の重要度の適切な分類と補強事業計画 —— 補強水準，対象施設の選定と優先順位，工法および実施期間，執行予算など —— の基本方針・戦略の提案

なお，紙面の都合で本章の中では議論として触れることができなかったが，次のテーマも極めて重要な課題として早急に取り組むことが必要と考える。

- 地震動，特に震源域近傍での強さの予測技術の精度向上
- 全国レベルでの活断層や地震地体構造などの統一的なデータにもとづく地震動のハザードマップの作成
- 21 世紀中には生じる確率が高いと考えられている太平洋のプレート境界に発生する M8 級の巨大地震に対する震源域近傍に位置する地域の耐震設計および補強対策の基本方針の策定

参考文献

- 1) 中野孝次：いまこそ山河に償いを，中央公論 6 月号，1998.
- 2) 高田至郎・森川秀典・松本正人・花川和彦：GIS データベースに基づいた橋梁耐震診断法の構築と損傷確率マトリックスの評価，構造工学論文集 Vol. 44A, 土木学会，1998.
- 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，土木構造物の被害，橋梁，1996.
- 4) 阿部哲子・藤野陽三・阿部雅人：1995 年兵庫県南部地震による高架道路橋被害に関する総合的分析 - 阪神高速神戸線の橋脚被害を中心とした -，土木学会論文集（投稿中）.
- 5) 日本道路協会：平成 2 年版 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990.
- 6) 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.
- 7) 二羽淳一郎・山田一字・横沢和夫・岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集 No. 372，1986.
- 8) 石橋忠良・池田靖忠・菅野貴浩・岡村甫：鉄筋コンクリート高架橋の地震被害程度と設計上の耐震性能に関する検討，土木学会論文集 No. 563/I-39，1997. 4.
- 9) 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（発表予定），1998.
- 10) 土木学会コンクリート委員会：平成 8 年度制定コンクリート標準示方書（耐震設計編）改訂資料，コンクリートライブラリー 87，土木学会，1996.
- 11) 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.
- 12) 広辞苑 岩波書店.
- 13) 渡辺 茂：岩波講座 基礎工学 10 設計論 I
- 14) 伊藤 学，尾坂 芳夫：土木工学大系 15 設計論，彰国社.
- 15) 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.
- 16) 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.

- 17) 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.
- 18) AASHTO: Standard Specification for highway bridges, 16th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1995.
- 19) 川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998.
- 20) 土木学会原子力土木委員会: 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル, 1992.
- 21) 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 (投稿中).
- 22) 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.
- 23) 岡野素之・松本信之・在田浩之・曾我部正道・大内一: 鋼製ブレースダンパーを用いた鉄道 RC 高架橋脚の水平交番載荷試験, 土木学会年次学術講演会 (発表予定), 1998.
- 24) 阿部雅人・藤野陽三・Yi Zheng・大野隆平: 極軟鋼による高架橋の制震構造化, 日本地震工学シンポジウム (発表予定), 1998.