

# 免震・制震手法による長大橋の安全性の向上

家村 浩和\*、足立 幸郎\*\*

\*工博 京都大学教授 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

\*\*工修 阪神高速道路公団 調査役 工務部設計課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

道路や鉄道などの社会基盤施設には、大地震後、多少の機能停止があっても、比較的短期間のうちに復旧することが、強く要求されている。激震動に対して、大きな塑性変形性能に期待した弾塑性耐震設計法を採用すると、地震後の残留変形が大きく、修復が困難になる可能性が高い。こうしたことから、構造物に作用する地震力そのものを積極的に低減し、地震時の構造物の安全性を向上させようとする免震・制震技術の開発が積極的に進められなければならない。本文は、従来型の耐震設計法から、免震・制震設計法への変遷について述べるとともに、長大橋への応用事例について紹介したものである。

## 1. 耐震設計レベルは如何にあるべきか？

### 1.1 地震被害と耐震設計レベルの変遷

一般の構造物の設計地震力は、地震被害の経験や得られた地震記録を基に、逐次改正されてきているのが現状である。

日本と米国(特にカリフォルニア州)では、過去によく似た被害地震を経験してきており、その都度設計地震力の見直しを進めてきている。こうした経緯をまとめて示したのが表-1である。ここでは構造被害に限って試みることにする。

米国では、1930年代に入って強震観測を開始しているが、その当時の設計震度はわずか0.02であり、1996年に改訂された最新の道路橋の設計震度の最大値2.0の100分の1である。その後米国では、1955年に0.06まで引き上げられたが、1971年のサンフェルナンド地震により、耐震設計された新しい構造物の多くが大被害を受け、極めて不十分な値であることを示した。

日本における構造物の設計震度は、1923年の関東大震災の直後に、米国のそれよりもかなり高い0.1に設定された。その後さらに数々の地震被災経験を踏まえて、0.2程度の値が標準的に用いられるようになった。1970年代以前の耐震設計は、こうした設計水平震度(0.1~0.2)に対して、構造物の弾性強度だけを保証するものであった。しかしながら、1968年の十勝沖地震や1971年のサンフェルナンド地震で、鉄筋コンクリート(RC)の柱が極めてもろく崩れる“せん断破壊”現象が数多く見られた。

1970年代前半にはこの原因調査が数多く行われ、その結果から構造物の強度を上回る地震力に対しても、崩壊という大破壊を防ぐためには“せん断破壊”を絶対に避け、構造物に“ねばり”を持たせなければならぬとの結論になった。

図1に示すように、作用地震力に対して、弾性域のみで抵抗しようとする $P_E$ の弾性強度が必要である。もし構造物が塑性率(全変形量 $\delta_{in}$ /降伏変形量 $\delta_y$ )で $\mu$ の値まで変形可能であるならば、その構造物の必要弾性強度 $P_Y$ は $\mu$ の値に応じて低減可能である。塑性域に及ぶ構造物の地震応答は、電算機を用いた非線形解析に依らねばならないが、弾性構造物と弾塑性構造物の最大変位応答時に両者のポテンシャルエネルギーが等しいとする仮定“エネルギー一定則”を用いれば、 $P_E$ と $P_Y$ の比は次のようになる。

$$\frac{P_Y}{P_E} = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (1)$$

このようにして、構造物の塑性変形性能に期待した弾塑性耐震設計法が完成し、従来の部材断面力を大幅に増加させることなく、設計震度を1.0程度に増大させることが可能となった。建築分野では、1981年の新耐震規準において、道路橋分野では、1990年の耐震設計規準において各々最大1.0の設計震度を導入している。

兵庫県南部地震で大きく崩壊した高速道路や新幹線、さらに建物などを調査したところ、その主な原因は、サンフェルナンド地震や十勝沖地震による被害と同様の鉄筋コンクリートの“せん断破壊”であった。さらに今回の地震より以前には大きな被害のなかった鋼製橋脚においても、設計震度を超える地震力による局部座屈や、さらに2例の崩壊も見られた。大被害を受けた構造物のほとんどは、1970年以前に建設されている。1968年や1971年の教訓が四半世紀後にもまだ生かされていなかったと言える。

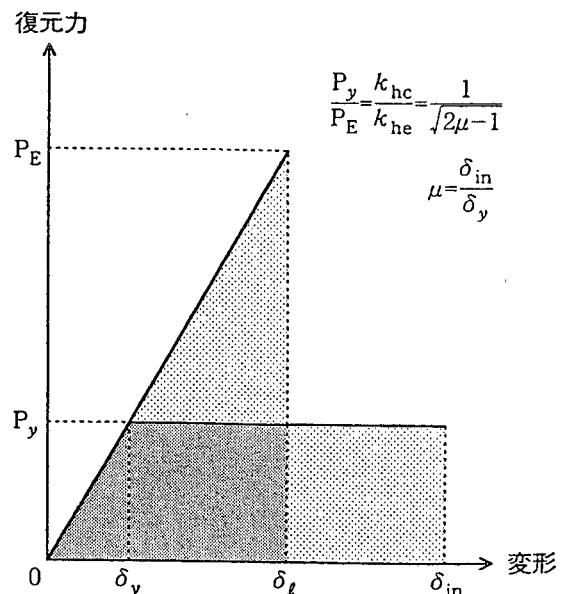


図-1 エネルギー一定則

## 1.2 福井地震、インペリアルバレー地震、兵庫県南部地震後の設計地震力

1948年の福井地震は、兵庫県南部地震と同様、典型的な都市直下地震で、地盤震動も極めて大きいものであったと伝承されてきた。事実、気象庁の震度階VII(激震)が新しく設定され、強震計の開発も始められた。福井地震50周年を記念して復刻された米軍GHQの福井地震の調査報告書を見ると、地盤震動強度は、墓石の転倒調査から、0.6gに及んだことが明確に示されている。では、地盤の震度が0.6にもなったことを知りながら(ごく一部の専門家のみが知り得たと思われる)、「その後の設計震度はなぜ0.1~0.2程度に設定され続けたのか?」との疑問が起る。その理由としては、設計技術と経済性に係わる問題点が考えられる。当時の耐震設計法では、静的震度法により地震力を算出し、弾性計算による許容応力度のチェックを行っていたから、設計震度を上げることが、そのまま比例的に断面を増加させることにつながり、経済的にとても負担することはできなかったものと推定される。

GHQの報告書に見られる0.6gについての当時の対応を、90才を越えてなお活躍中の日米の地震工学者に直接会って聞いてみた。金井清東京大学名誉教授は、「そのように高い地震力に対する工学的設計法は当時なく、対処の仕様がなかった。」と述べておられ、G. W. Housner カリフォルニア工科大学名誉教授は、「地震計による記録はなく、墓石転倒調査という結果のみでは、米国の耐震設計に反映されることは全くなかった。報告が科学者ではなく、軍人の手によるものであったことも、受け入れられなかった理由の1つである。」と述べておられることに、自然現象、科学、工学の間の大きな歴史を感じる。

米国では、福井地震に先立ち、1940年のインペリアルバレー地震時に、エルセントロ強震記録が得られている。この記録は、断層近傍における良好地盤の震動の典型として、日米の耐震解析に現在もなおよく用いられているものである。1960年代よりの電子計算機の出現は、この地震記録を用いた構造物の動的応答の評価を可能とした。構造物の固有周期と減衰定数ごとに、絶対加速度応答の最大値をプロットした、加速度応答スペクトルが提案され、線形弾性体と仮定すれば、作用するであろう最大地震力の算出が可能となった。また構造物に許容される塑性率に応じて、必要とされる弾性強度を示した必要強度スペクトルも開発され、弾塑性耐震設計法が格段に進歩した。

図2(a)は、エルセントロ記録の必要強度スペクトル( $h=0.05$ )を示したものである。この地震動に対して、弾性域のみで対抗しようとするれば、同図中の最上部のスペクトル線から、短周期領域においてほぼ1gの設計地震力が必要となる。日本の原子力発電所の重要な施設は、ほぼ1gの地震力に対して弾性設計されている。一方構造物に許容される塑性率 $\mu$ ごとに必要とされる弾性強度に相当する加速度値が、最上部より2本目以降のスペクトル線に示されている。短周期領域において、許容塑性率が $\mu=5$ であれば、ほぼ0.2gの弾性強度が必要であることが分かる。この強度とねばりの組合せが兵庫県南部地震以前の日本における、一般的な構造物の耐震設計におけるコンセンサスであったと言える。

一方、兵庫県南部地震時には0.8gを超える地表面加速度が記録された。神戸海洋気象台でのNS方向の記録の必要強度スペクトル( $h=0.05$ )を示したのが図2(b)である。

弾性応答は周期1秒以下で約2gを示す。許容塑性率を $\mu=10$ にまでもっとも、短周期域では0.4gの弾性強度が必要である。しかし周期が1秒以上の領域では、許容塑性率を $\mu=5$ とすれば、必要弾性強度は0.2g以下となる。

表-1 日米の被害地震と耐震設計基準の変遷

アメリカ(その他の各国)		日本	
1906	サンフランシスコ地震(M 8.3直)大火災、AWSS完成	1891	濃尾地震(M 8.0直)
33	ロングビーチ地震、初強震記録、設計震度(Riley Act 0.02)	1923	関東大地震(M 7.9海直)大火災・設計震度0.1
36	ベイブリッジ竣工	39	道路橋示方書(設計震度0.2)
37	ゴールデンゲートブリッジ竣工	43	鳥取地震(M 7.2直)
40	インペリアルバレー地震(M 7.1直)、エルセントロ記録	44	東南海地震(M 7.9海)
		45	三河地震(M 6.8直)
		46	南海地震(M 8.0海)
		48	福井地震(M 7.1直) SMAC開発・耐震コード
55	UBC(Uniform Building Codes), 設計震度0.06	56	道路橋示方書(設計震度0.1~0.35)
56	第1回世界地震工学会議(サンフランシスコ)	64	新潟地震(M 7.5海)液状化
57	I-880サイプレス地区竣工	68	十勝沖地震(M 7.9海)八戸記録・RC柱せん断破壊
71	サンフェルナンド地震(M 6.6直), RC柱せん断破壊・桁落・ライフライン	71	道路橋示方書耐震設計編(設計震度0.1~0.24, 修正震度法)建築基準(せん断補強筋の強化)
75	AASHTO, Interim Spec., Bridges(設計震度0.5, 塑性設計, 耐震補強開始, 桁連結)	78	宮城県沖地震(M 7.4海)ライフライン
81	ATC-6(設計震度0.4, 塑性設計)	80	道路橋示方書(新耐震設計法案)変形性能照査
83	AASHTO, CALTRANS	81	建築基準(保有耐力, 許容変形の規定, 1g応答)
85	メキシコ地震(M 8.1海)2秒共振崩壊	83	日本海中部地震(M 7.7海)長周期地震動
89	ロマプリータ地震(M 7.1海)	88	本四架橋児島・坂出ルート竣工
90	国際防災の10年フィリピン地震(M 7.8海直)	90	道路橋示方書(耐震設計スペクトルの見直し, 動的解析, 保有耐力, 3倍の地震力を考慮, 1gの応答)制振構造の研究と建設
		92	道路橋の免震設計マニュアル
		93	釧路地震(M 7.8海)北海道南西沖地震(M 7.8海)
94	ノースリッジ地震(M 6.8直)都市直下型地震・大加速度・大速度	94	北海道東方沖地震(M 8.1海)三陸はるか沖地震(M 7.5海)
		95	兵庫県南部地震(M 7.2直)都市直下型地震

このように断層直近の極めて強い地震動であっても、弾塑性耐震設計法を採用すれば、極端に大きな建設コストを支出することなく、大地震に対応することが可能である。こうしたことから、1.0以上の設計震度の採用が道路橋の耐震設計において実現した。しかしながら、強震時の許容塑性率を大きく採ると、構造物の損傷度が大きくなり、後述するように、地震後に要求される性能を満たさなくなる恐れがある。

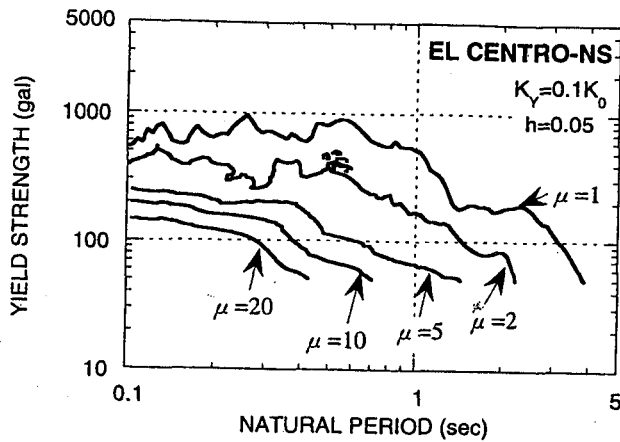


図-2(a) エルセントロ記録の必要強度スペクトル

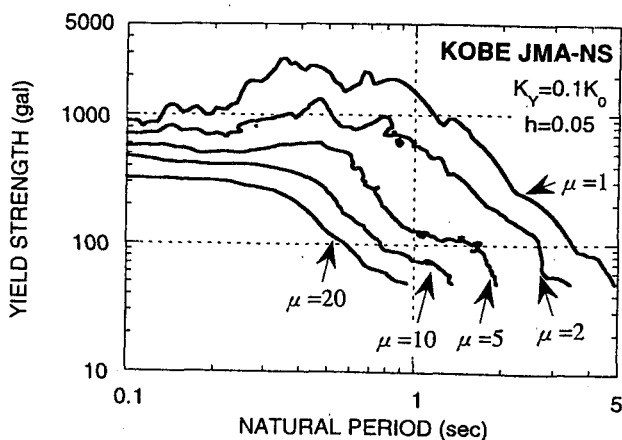


図-2(b) 神戸海洋気象台のNS記録の必要強度スペクトル

### 1.3 適切な耐震設計レベル (Acceptable Risk) とは？

突然のリスクを積極的に受け入れられる人は、ほとんどいないであろう。リスクを Accept できるのは、その代償として、それ以上の便益を他方で享受していると計算できるからである。

地震被害は、地震の発生そのものや、影響の範囲が極めて不確定であるから、そのリスクを定量的に特定することが困難で、その対応策には様々ものがあり得る。不確定なリスクに対する考え方の相違によって、対策の水準が異なるのは自然であり、適正な水準を確定することは、基本的に困難である。この傾向は、所有者が個人である建物において、特に顕著である。

しかし、公共構造物は、すべての人々に長期間にわたって利用される社会資本である。こうした立場からは、構造物の建設地点において想定される最大規模の地震動を想定して、これに対して要求される性能(安全性の水準)が満足されるよう、設計を進めなければならない。社会の経済的活動や資産が高度化すれば、より高い安全性の水準が求められるのは、ごく当然である。

高性能を実現するためには、高コストが必要であり、それらの間のトレードオフにより適当な水準があるとするのは、一般的な経済法則である。しかし、真の技術革新によって、高性能を通常または低価格で実現することができる。このことは、最近の自動車やコンピューターの性能と価格の変化を考えれば、明らかである。

地震に対する構造物の安全性の向上という分野においても、従来の耐震設計から、免震・制震といった

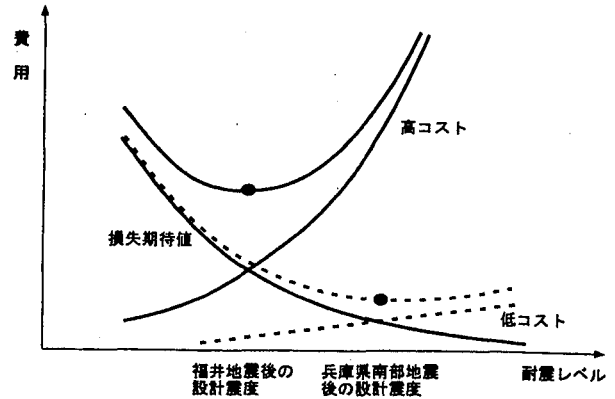


図-3 耐震レベルに関するコストと損失期待値のトレードオフ曲線

技術革新により、低価格・高性能の実現が可能となりつつある。図3に、耐震レベルに対するコストと損失期待値のトレードオフ曲線を描いた。福井地震後のように、建設コストが地震力に比例的に高くなる場合には、総コストを最小とする概念から、設計震度を低く設定せざるを得ない。建設コストを低くできれば、設計震度を高く設定でき、損失期待値も低下し、総コストも低下する。低コストの技術開発が、耐震レベルの向上を実現させる要であるといえる。

## 2. 耐震設計における性能設計法導入の試み

### 2.1 仕様設計法の問題点

世界一の耐震設計技術で建設した高架橋や建物が、兵庫県南部地震で無惨にも崩壊したのはなぜか？という質問を多数受けた。答えは簡単で、建設当時の設計地震力の数倍から10倍の地震力が作用したから、またそのような荷重に対しての挙動を全く考慮していなかった(できなかった)ためである。これまでの耐震設計は、設計地震力および設計手順の詳細を規定した仕様設計が中心であり、基準に従うことのみが要求されたのである。設計された構造物が、設計荷重以上のどの程度の地震力に耐え得る性能を有するか、などについては全く問題とされなかったのである。

兵庫県南部地震での被災経験から、構造物の耐震設計にあたって、どのような地震力に対して、どのような性能で設計しようとしているのかに関する情報を開示していく必要性が提唱されている。

### 2.2 性能設計法の基本的枠組み

構造物が地震後に保有すべき性能は、地震の発生頻度や構造物の重要度を考慮して決定されるべきである。SEAOCのVision2000では、地震荷重と構造物ごとに、まず目標性能(Performance Objective)を設定し、これを満足するように設計を進めるのが、性能設計法(Performance Based Design)であると定義している。さらに設計が目標性能を満足するかどうかを立証するために、許容される基準(Acceptability Criteria)の定量化が必要であるとされている。

性能設計法に基づいて耐震設計を実施する場合の基本として、図4に示す性能と地震力のマトリクスが提案されている。

横軸には地震後の構造物の性能が4段階で示されている。Fully Operational は、構造物の有する機能に全く損傷のない状態、Operational は多少の被害にあっても、部分的あるいは限定的に利用可能である状態、Life Safe は被害が多少大きくても人命を脅かすことのない状態、Near Collapse は崩壊に近い状態に各々対応するものと考えられる。一方、設計地震レベルもまた4段階に考慮され、縦軸に示されているが、各々の定義は次のようである。

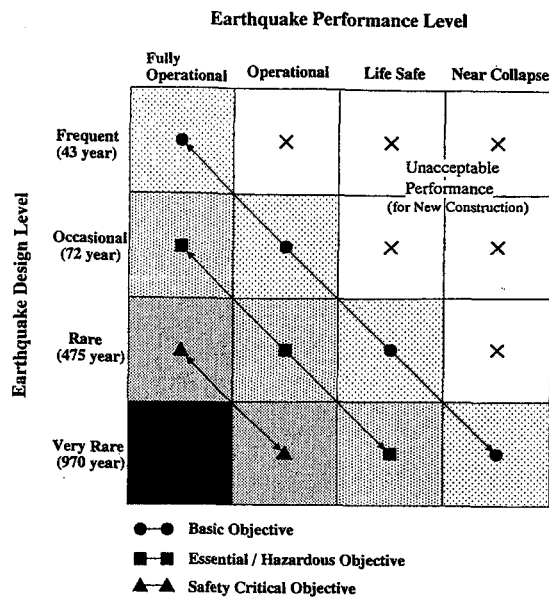


図-4 Vision2000 に示された耐震性能のメニュー案

Frequent な地震力とは、30 年間における超過確率 P が 50% (再現期間 T=43 年に対応) のレベル、Occasional とは、50 年間の P が 50% (T=72 年に対応) のレベル、Rare とは、50 年間の P が 10% (T=475 年に対応) のレベル、Very Rare とは、100 年間の P が 10% (T=970 年に対応) のレベルである。

上述の 4 段階の性能と設計地震力のマトリクスにおいて、適切と考えられる組合せ案が、耐震設計メニューとして示されている。

これによると、兵庫県南部地震クラスの極めて稀 (Very Rare) な地震に対しては、普通の構造物は崩壊に近い (Near Collapse) 性能で良いと規定している。より重要な構造物では、より高い目標性能がオプションとして必要であり、これを満足するように設計される。

兵庫県南部地震以降に改訂された日本の各種構造物の耐震設計規準においても、徐々にではあるが、性能を表示した設計法を採用してきている。1996 年に改訂された道路橋示方書 V 耐震設計編においては、目標とする耐震性能として、健全性を損なわない、限定された損傷にとどめる、致命的な被害を防止するの 3 段階が示されている。また極限地震動に対する公共構造物の要求性能を満足させるという立場から、最大 2g の設計地震力が採用されている。1998 年の建築学会の第 3 次提言においては、日常と同じ状態を維持できる無被害、人身被害と建物機能障害のない軽損、人命損傷はほとんどないが建物機能は停止することのある中損、復旧不可能な被害となることのある大破・倒壊の 4 段階を示している。また兵庫県南部地震時における 1981 年規準以降の建物の被害は、ほぼ許容範囲内にあるとの判断から、設計地震力の改訂は行わないものとしている。1998 年に策定された鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編では、地震後も機能を補修しないで保持でき、また地震時に列車の走行性を確保できる性能 I、適度な補修を必要とするが地震後に機能が短時間で回復できる性能 II、地震によって構造物全体系が崩壊しない性能 III の 3 段階に区分し、性能を満足すれば、同標準の規定に従わなくてもよいことになっている。また活断層近傍の構造物については、断層パラメータを考慮した設計地震力を採用することとしている。

### 2.3 構造物の性能と限界状態

発生確率の異なる地震動強度ごとに、要求される性能を合意 (Accept) し得たとしても、性能に対応

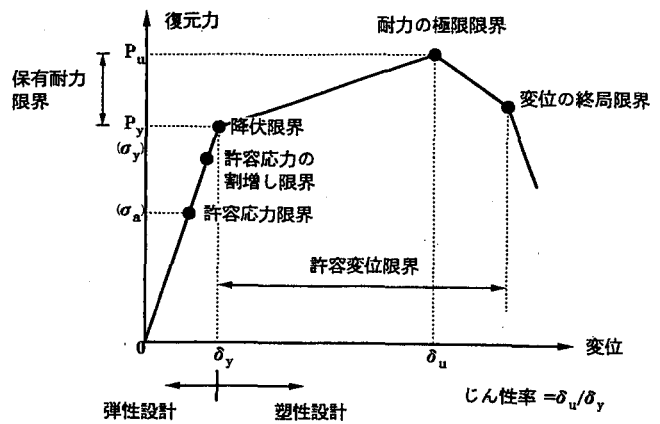


図-5 構造部材の変位-復元力特性と各種限界状態

表-2 兵庫県南部地震による被災経験から得た公共構造物の耐震性能に関する教訓

公共構造物の耐震性能	許容性又は受認性 (○, △, ×)
●機能の完全保持	○
●制約条件下では機能保持 短時間で修復可能	○
●機能は一時失われるが、修復可能 生命的危険はなし	△
●機能喪失、修復不可能 生命の危険発生	×
●崩壊 生命の危険性極めて大	×

する構造物の限界状態を規定しないと、構造設計は行えない。塑性域において十分な耐力を有する部材の変位-復元力特性は、一般的に図 5 のように示され、各種の限界状態が存在する。図 4 に示された Fully Operational な性能に対しては弾性限界状態、Operational な性能に対しては耐力の終局限界以下の変位限界、Life Safe な性能に対しては耐力の終局限界、Near Collapse な性能に対しては変位の終局限界を、各々対応させる構造設計が一案として考えられる。しかしながら、構造物全体系の限界状態は、個々の構成要素のそれらとは異なるものである。最近では、ラーメン構造など比較的単純な不静定構造物を対象として、プッシュオーバー解析が行われ、構成部材中における最初の降伏から、抵抗モーメントの再配分による最終崩壊メカニズムの形成に至る過程が検討され始めている。この種の解析や実験を行うことにより、構造物が、その構成要素の一部が降伏した後、どの程度の塑性変形性能を有しているかを知ることができ、極限的な地震動に対する安全性を、定量的に検討することが可能となる。今後は、弾塑性地震応答解析をも含めた詳細な検討が要望されている。

### 2.4 公共構造物に要求される大地震後の性能

阪神高速道路公団神戸線には、約 1000 基の橋脚が存在するが、兵庫県南部地震後には、そのうち約半数の 476 基について、損傷度の判定が行われた。損傷度判定の結果、損傷度の大きい順から A ランクに 121 基、B ランクに 119 基、C ランクに 201 基、D ランクに 35 基と区分された。それらは 2 年に近い年月をかけて修復あるいは再構築されたが、損傷度がさほど大きくない B~D ランクの橋脚からも合計 83 基

が、過度の残留塑性変形のために撤去・再構築された。この事実は、大きく塑性域に入った構造物は、見かけ上損傷度が小さくなくても、機能上は崩壊に近い状態にあることを示している。

このように兵庫県南部地震での主に高架橋の被災経験から、社会基盤施設(特に公共的な交通施設)が保有すべき(社会的に要請される)性能について貴重な学習をした。それらをまとめたのが表2である。公共構造物は、人々の税金で建設されたものが多いから、たとえ大地震であっても、崩壊あるいは修復できないような破損は許されない。

また地震後、一時的に機能が停止しても、比較的短期間に復旧できることが要求されている。すなわち地震外力のレベルが高くなっても、被害レベルが上がらないような構造設計が要求されている。これを満足するためには、外力と被害の非線形的な関係を実現するための技術開発が必要である。

### 3. 耐震から免震・制震設計へ

#### 3.1 損傷限定構造

従来の耐震設計法により設計された構造物では、地震荷重と構造被害の関係は、ほぼ比例的な関係となる(図4)。公共構造物に要求される理想的な耐震性能のメニュー(案)を示したのが図6である。ここでは、地震動強度が大きくなったとしても性能が低下しないことを要求している。この図に示す非線形の(損傷度を限定する)関係を実現するためには、技術的にかなりの工夫を必要とする。このコンセプトを実現しているものとしては、次のようなものがある。電気回路では、ヒューズの導入により全体システムの安全性(フェイルセーフ)を確保している。また航空機や船舶では、一定以上の外乱を回避することとしている。

#### 3.2 地震応答の低減原理

地震に対する免震や制震の考え方も、構造物の損傷度を限定しようとするものである。従来の弾塑性耐震設計法が地震動による動的応答に強度と変形性能で文字通り耐えようとするのに対し、地震応答制御法は、構造物に入力される地震エネルギーそのものを低減したり、あるいは構造物の動的応答を低いレベルに押さえ込もうとするものである。地震応答制御の原理には、次のようなものが存在する。

##### 1) 構造物への入力地震動の遮断

構造物に入力される地震力そのものをなくしたり、一定値以下に押さえ込もうとするものである。構造物が流体中に浮いていれば、地震動のせん断波は伝達されない。また構造物がその基礎上で滑動すれば、両者間の摩擦力以上のせん断力は伝達されない。

##### 2) 地動の卓越周期と構造物の固有周期の分離

構造物の固有振動周期が、地動の卓越周期より大きく離れていれば、構造物に入力される地震エネルギーは極めて低いものとなる。フレキシブルで長大な高層ビルや長大橋の耐震設計が比較的容易であるのも、このためである。最近ではこの原理を応用し、免震装置により、構造物の振動周期を積極的に長周期化させている。

##### 3) 可変剛性と可変減衰の採用

入力地震動の周波数特性に応じて、応答値を最小化できる剛性や減衰を選定し、これらの構造特性を適宜に与えようとするものである。直下地震に対しては低剛性で、海洋型地震に対しては高剛性で対応することなどが考えられる。

##### 4) 振動エネルギー吸収性能の増大

フレキシブルな構造は、作用地震力を低減できる利点があるが、変形量が大きくなる危険性もある。動的な変形量を低減させるためには、構造物の

Earthquake Design Level	Fully Operational	Operational Repairable	Life Safe Not Repairable	Near Collapse
	Frequent (43 year)	●	×	×
Occasional (72 year)		●	×	×
Rare (475 year)		●	×	×
Very Rare (970 year)		●	×	×

Unacceptable Performance (for New Construction)

図-6 兵庫県南部地震の被災経験を踏まえた公共構造物に対する要求耐震性能案

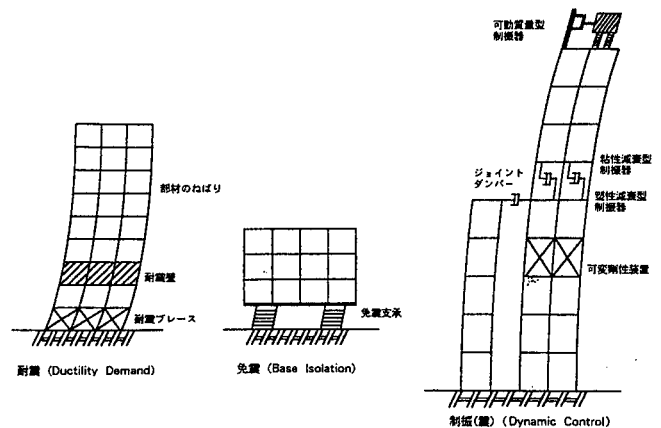


図-7 耐震・免震・制震の概念図

エネルギー吸収性能を増大させることが有効である。大振幅領域においても20%程度の減衰の確保が合理的である。近年エネルギー吸収性能装置の開発が活発に行われている。

##### 5) アクティブ制震力の付加

構造物内に設置した可動質量を、アクチュエーターやサーボモーターにより駆動させ、その慣性力によって構造物の振動を制御しようとするものである。地震動が大きくなるものになると、大質量や大きな制御エネルギーが必要となるなどの問題点がある。

### 3.3 地震応答制御手法の分類

従来より用いられている耐震および最近技術開発が進められている免震や制震の概念を表したものが図7である。構造物の地震時の安全性を向上させるためには、基本的に変形性能および減衰機能の両者に富んだ構造系にすれば良いことが図2に示したスペクトルなどから分かる。さらに制震手法の分類を表で示せば表3のようになる。

地震応答の制御デバイスは、受動型(パッシブタイプ)と能動型(アクティブタイプ)に分類される。受動型は、構造物本体が振動すると自動的に作動して、振動低減の効果を発揮するもので、制御のための信号や外部エネルギーを必要としない。一方能動型は、入力地震動や構造物の動的応答情報に基づいて、外力エネルギーを用いて制御力を発揮しようとするものである。この手法には、いろいろな制御規範(アルゴリズム)が用いられる。最近では、受動型と能動型の利点を組み合わせたハイブリッド制御

表-3 制震手法の分類表

受動的制御 (Passive Control)	免震支承 (Isolation Bearings)	弾塑性型 (Inelastic Type)
		粘性型 (Viscous Type)
		まさつ型 (Friction Type)
	動的減衰器 (Dynamic Dampers)	同調質量 (Tuned Mass Damper)
同調液体 (Tuned Liquid Damper)		
各種エネルギー吸収機構 (Energy Absorbing Devices)		
能動的制御 (Active Control)	動質量型 (動質量+制御力) (Active Mass Dampers)	
	ハイブリッド型 (同調質量+制御力) (Passive and Active Hybrid Dampers)	
	可変剛性・減衰型 (Active Varying Stiffness and Dampers)	
	アクティブ免震 (Active Base Isolation)	

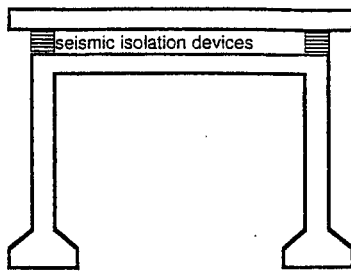


図-8 一般的な免震橋の橋軸直角断面

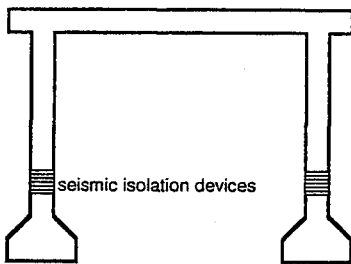


図-9 阪神高速3号線神戸線・弁天地区の橋軸直角断面

やセミアクティブ制御が開発されている。いずれにしても、現在技術開発が積極的に進められており、その成果が大いに期待されている。

#### 4. 長大橋の免震・制震事例

##### 4.1 橋脚下端免震による弁天高架橋の復旧

###### 4.1.1 弁天高架橋の概要

兵庫県南部地震により崩壊した阪神高速3号神戸線の弁天地区においては、場所的な制約から橋脚部を大きくすることができないため、図-9に示すように橋桁と橋脚を剛結したラーメン構造とし、さらに基礎部に作用する地震力を低減するために、橋脚の下端部に免震支承を設置するという新しいタイプの免震橋が復旧のために設計された。この場合、地震時に免震装置には水平変形（水平方向せん断変形）に加え、従来考慮されていなかった鉛直方向の

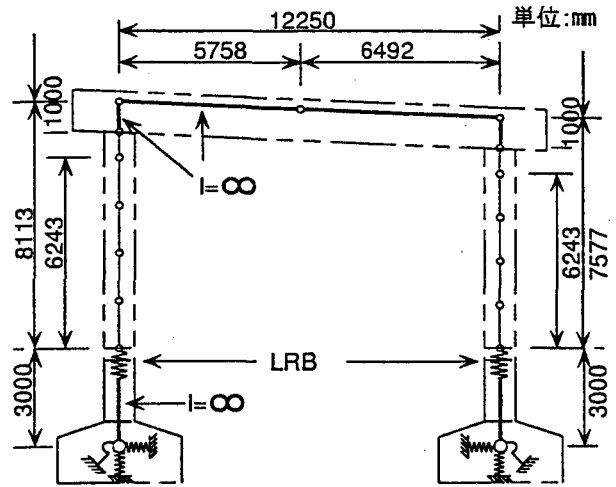


図-10 橋脚モデル

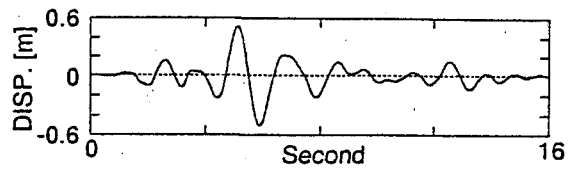


図-11 応答解析から得られた水平変位の時刻歴波形

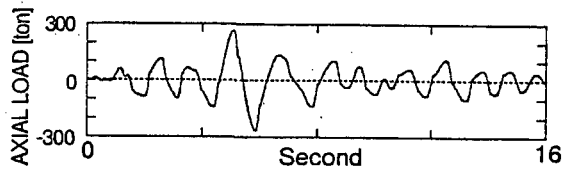


図-12 応答解析から得られた変動軸力の時刻歴波形

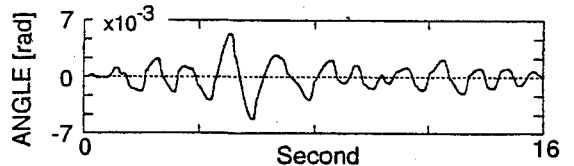


図-13 応答解析から得られた回転変形の時刻歴波形

変動軸力や曲げ（支承部上面での回転変形）が生じる。そのため、免震支承が水平変形を受けると同時に変動軸力と回転変形を受ける際の挙動について評価する必要がある。

###### 4.1.2 数値解析と3自由度載荷実験の概要

本橋の数値解析と載荷実験の目的は免震支承が水平変形だけでなく、変動軸力と回転変形を受ける場合の挙動について評価することにある。そのためには、免震支承が水平変形のみを受ける場合の挙動を比較しなければならない。

そこでまず阪神高速3号神戸線・弁天地区の代表的な橋脚部を図-10のようにモデル化した。そして、入力地震動として兵庫県南部地震 JR 鷹取駅 NS 方向の地震動の記録を用いた応答解析を行い、その結果として北側の橋脚の免震支承に生じる水平変形・変動軸力・回転角の時刻歴波形を得た。得られた時刻歴波形の16秒間分が図-11, 12, 13である。そして、一つの供試体に対し、以下の4つのタイプの載荷実験を行った。

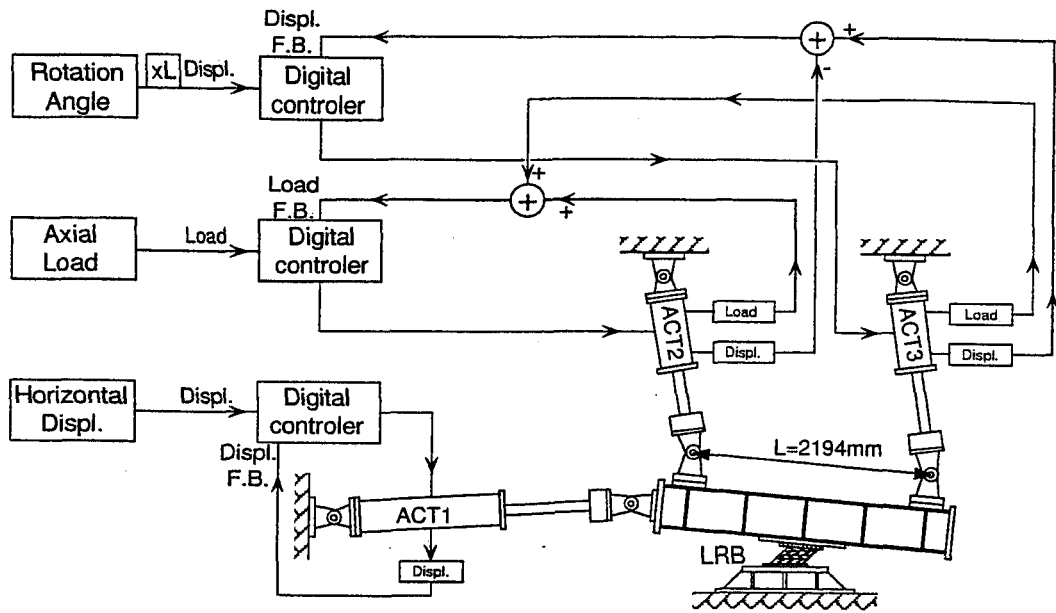


図-14 実験システムの概要図

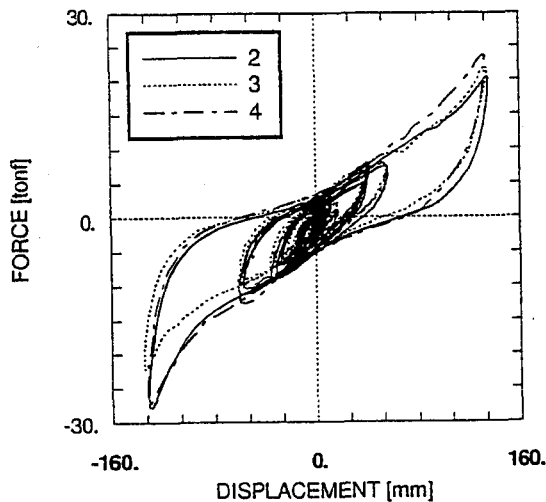


図-15 水平復元力特性の比較

なお実験に際しては、図-14に示す家村らが開発した材端3自由度ハイブリッド地震応答載荷試験装置を用いた。

(1) 実験1

免震支承に一定軸力を与えた状態で正負交番回転角漸増繰り返し強制回転変形を200ステップかけて与える。

(2) 実験2

免震支承に一定軸力を与えた状態で、図-11に示す強制水平変形を与える。

(3) 実験3

免震支承に一定軸力を与えた状態より、図-11に示す強制水平変形と同時に、図-12に示す変動軸力を与える。

(4) 実験4

免震支承に一定軸力を与えた状態より、図-11に示す強制水平変形と同時に、図-12に示す変動軸力、図-13に示す強制回転変形を与える。

4.1.3 実験結果の概要

実験-1から回転角—抵抗曲げモーメントの履歴曲線と等価曲げ剛性を、実験-2, 3, 4から水平変位—水平復元力の履歴曲線、等価剛性、等価減衰定数、水平変位—抵抗曲げモーメント履歴曲線を求め、変動軸力および回転変形の効果の影響について検討した。

実験-2, 3, 4から得られた水平変位—水平復元力の履歴曲線を、図-15に示す。いずれの履歴ループも約±100 mm以下の変形領域ではパイリング型の履歴ループを描いているが、約±100 mm以上の変形領域ではゴム素材が硬化する、いわゆるハードニング現象が起きており、ループ全体は逆S字型になっている。

これらの結果、軸力変動や橋脚下端の回転角が免震支承の水平変位で復元力に及ぼす影響は多少は存在するが、橋梁全体系の免震効果に及ぼす影響は小さいものと判断され、橋脚下端免震構造が復旧に際して採用された。

4.2 床組すべり支承を採用した港大橋の制震による安全性の向上

4.2.1 港大橋の概要

阪神高速道路4号湾岸線に架かる港大橋は、1974年に完成した大阪南港埋め立て地と築港地区を結んでいる橋長980m、支間長510m、桁下高51mのダブルデッキ形式(4車線2層)のゲルバートラス橋である。

支承は、中間橋脚P2, P3が固定式ピン支承となっており、1支承あたりの設計反力は死活荷重状態で131.4MNである。端橋脚P1, P4には鉛直荷重を支える2個の鉛直支承、および水平荷重支持用の水平支承が設置されている。また中央支間の一部がアイバー支承で支持された吊桁となり、ゲルバー構造を形成している。基礎は中間橋脚がケーソン基礎(幅40m、長さ40m、深さ36m)、端橋脚は鋼管杭基礎である。

建設時の耐震設計は、応答を考慮した修正震度法によりなされており、その際の地震入力加速度は250Galである。

4.2.2 耐震補強検討の方針

耐震補強検討の方針として、平成8年改訂の道路橋示方書V耐震設計編(以下H8道示)に示されるレベルII地震動に対して、「地震直後にも緊急車両の通行が可能なこと」「補修、補強により再利用が可能な損傷にとどめる」ことをクリアすることとした。

検討項目としては、架橋位置、地質、構造等を考慮した入力地震動の推定と、予備検討で効果が期待された上部構造の一部を免震化することによる地震力の低減とした。



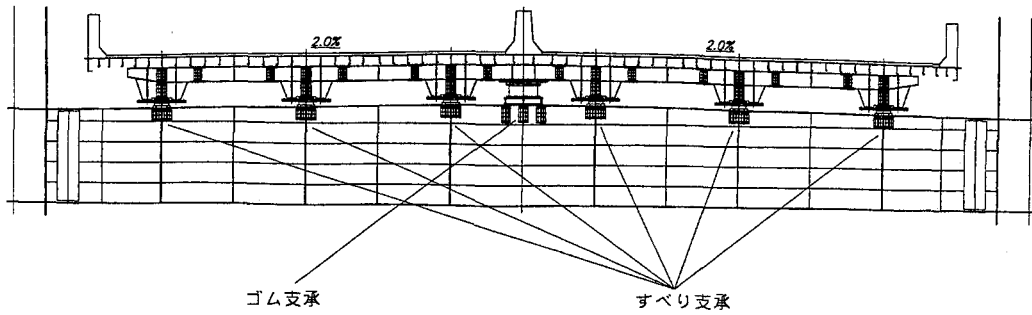
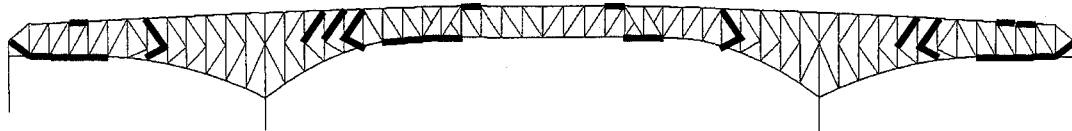
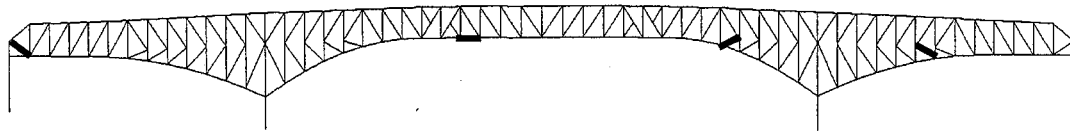


図-16 床組み支承変更案



(a)現状構造



(b)床組み免震化構造

図-17 床組み免震の効果（橋軸方向）

#### 4.2.3 入力地震動の検討

レベルⅡ地震動のうち、タイプⅠ、タイプⅡ地震動を、当該橋梁に影響を与える活断層から推定し、検討入力地震動とした。タイプⅠについては南海道沖、タイプⅡについては直近に位置する上町断層とし、当該地にもっとも影響が大きくなる断層破壊シナリオを想定した。また、基礎構造は軟弱地盤中の大型ケーソン基礎であり、動的相互作用の影響を強く受ける。このため、基礎—地盤を3次元FEMモデルとした動的解析により、ケーソン基礎重心における有効入力地震動を算定した。

#### 4.2.4 現状構造の耐震性検討解析

3次元立体骨組モデルを作成し、有効入力地震動を用いて非線形時刻歴応答解析を実施した。このとき地盤バネは基礎の非線形化の影響を評価するためにH-D(Hardin-Drunevich)モデルとした。履歴則にはメーキング則を適用した。解析の結果、60を越えるトラス主構部材および中間支承が降伏応力を超過した。(図-17(a)参照)耐震性向上対策として、これらの主構部材補強を行う場合、橋梁全体の剛性が上がり、中間支承の補強がさらに大規模になるおそれがあるが、本橋約45,000tの死荷重の大半を支える中間支承の取替え、補強は極めて困難と考えられる。

#### 4.2.5 道路床組の免震化対策

本橋の道路床組は主構横桁上に配置された支承により支持された構造となっている。床組重量は舗装を含め約20,000tとなっており、道路床組と主構間の支承を免震化する(図-16参照)ことで、地震力を低減する手法を検討した。解析モデルには床組と横桁間にはねと減衰を有する要素を追加し、降伏部材数が最小となるように各定数の最適化を実施した。

なお、主構と床組の衝突や支承の製作性を考慮し、相対変位に0.4~0.5mの制限を設けた。結果としてトラス主構部材における降伏部材数については6部材まで低減し、中間支承についてもほぼ弾性域におさまる結果となった。(図-17(b)参照)

#### 4.3 免震支承・ダンパーによる天保山大橋の制震による安全性の向上

##### 4.3.1 天保山大橋の概要

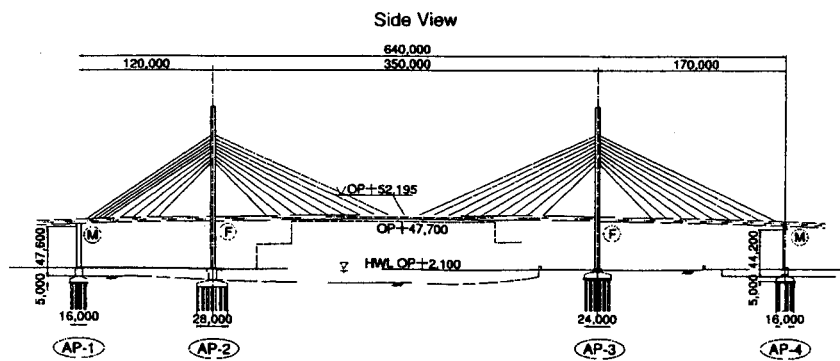
1988年に建設された阪神高速道路公団湾岸線の天保山大橋3径間連続鋼製斜張橋である。(図-18参照)橋の全長は640m、中心のスパンは350m、両サイドのスパンはそれぞれ170mと120mである。海面から橋桁までの高さは航路限界から海面上約50mである。上部工のケーブルは、2平面ファン型多ケーブル方式を採用しており、各方面に9本のケーブルが配置されている。

橋軸方向の耐震設計については、主桁は地震時水平力に抵抗するために、2本の主塔に固定されている。塔がフレキシブルであるために、主桁に作用する温度応力は地震時の挙動により発生する応力と比較して比較的小さいものであった。

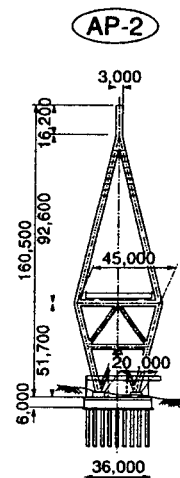
##### 4.3.2 建設当時および現行の設計地震力

1996年に施行された道路橋示方書(以下道示という)には、比較的頻繁に発生する地震動(レベル1設計)に加えて、高レベル地震動(レベル2設計)に対する耐震設計を行うことが規定された。図-19は天保山大橋の設計に用いられた旧設計スペクトルと1996年に施行された橋梁設計指針における新設計スペクトルを示している。この図から、新設計スペクトルの応答加速度は、全ての範囲において旧設計スペクトルの応答加速度よりも高い値となっていることがわかる。したがって、現在の道示より前に建設された橋梁に対しては、地震時安全性を再検討





(a) 側面図



(c) 塔の寸法

図-18 天保山大橋の概要図

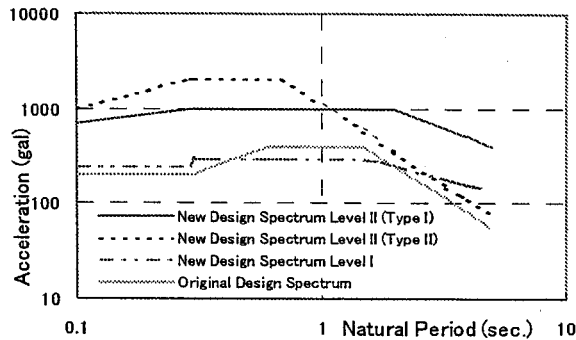


図-19 設計スペクトルの比較

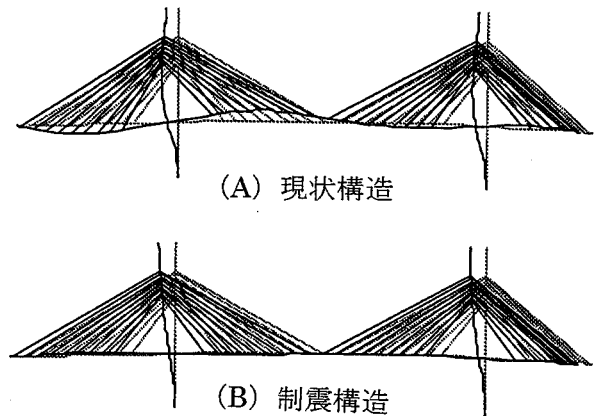


図-20 振動モードの比較

し、必要ならば、耐震補強を実施しなければならないことになる。本研究では、構造体の耐力を上げるのではなく、設計地震力は大きくとも、構造部材に発生する地震力を、免震・制震の手法により低減して、同斜張橋のレベル2地震時の安全性を確保しようとするものである。

#### 4.3.3 制震手法による斜張橋の安全性の向上

制震技術の適用に関する橋の補強の基本的概念は、構造を柔軟でかつ振動を抑制したものにすることにある。アブデル・ガッファーはこの基本思想における一つの背理を以下のように述べている。

斜張橋に地震荷重が作用した場合の応答は、橋の桁部と塔との接続方法に大きく依存する。桁部と塔の結合部との接続条件が自由であれば、主桁、および塔は自由に振動し、この応答に起因する地震力は最小値を維持するだろうとしている。しかしこの場合、橋は死荷重、および活荷重に対して、柔構造になってしまう。本研究では、斜張橋の塔に作用する地震力を低減すると共に、変形量を極力低減するため、桁と塔の間に、免震支承とダンパーを用いる制震構造を実現することとした。

台湾のChi-Chi地震時におけるChi-lu斜張橋の損傷は、桁部と塔との剛接合は主な原因である。

#### 固有値解析の結果

現状、および制震モデルの固有周期、および卓越振動モードを求めるために固有値解析を実施した。

代表的な現況、および制震モデルの振動モード図を図-20に示す。

現況モデルの1次振動モードを図中(a)に示す。このモードの固有周期は3.53秒であり、橋の設計値3.7秒とほぼ同じ値となっている。なお、このモードの有効質量比は水平方向の変位に対して89%であった。図中(b)には、制震構造の1次振動モードを示している。このモードの固有周期は6.18秒であり、水平方向変位における有効質量比は92%である。両者を比較した場合、変形モードが大きく異なっていることがわかる。現況モデルでは、塔、および桁部において、より大きな曲げ変形が見られる。これは、現況モデルでは、制震構造よりも主桁、および塔に大きな曲げモーメントが発生することを示している。これに対して、制震構造の振動モードは橋軸方向の変位が支配的なものとなっている。

#### 地震応答解析の結果

時刻歴応答解析は、弾性構造モデル、および非弾性構造の両方で行った。入力した地震動は、タイプI-III-3である。この地震動は軟弱地盤における耐震設計に用いられる地震動である。

非弾性時刻歴解析の結果のうち桁部(床板)の変位と加速度を図-21に示す。

図-21(a)によると、免震支承とダンパーを設置した場合、桁部(塔AP-3位置)の変位が抑制されていることが分かる。しかし、免震支承のみを設置した

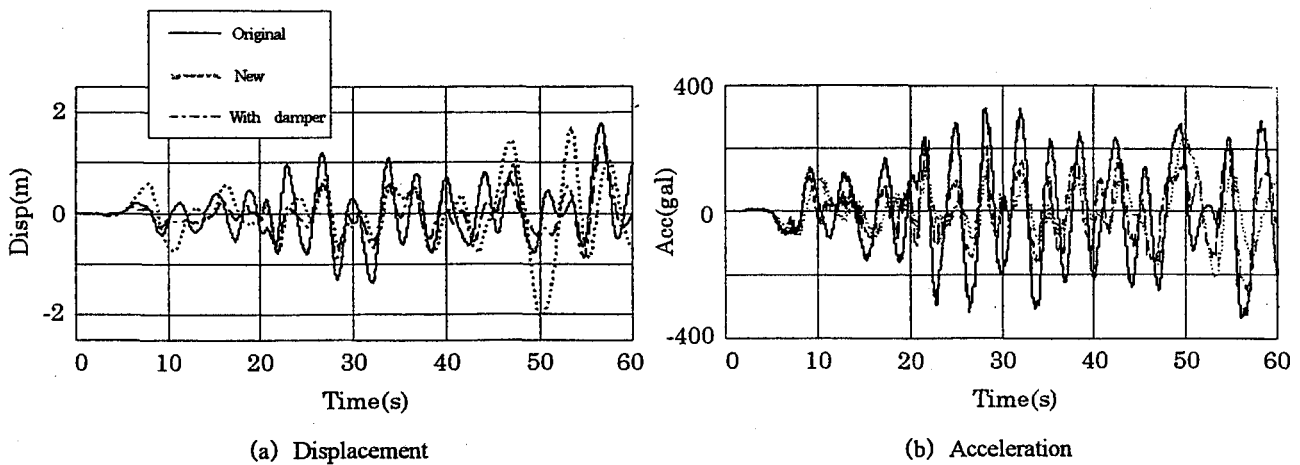


図-21 主桁の変位、および加速度

表-4 応答加速度、応答変位、および作用力の最大値

	Items	Original		New		New with dampers	
		AP-2	AP-3	AP-2	AP-3	AP-2	AP-3
Tower Base	Curvature (1/m)	0.00560	0.00900	0.00082	0.00200	0.00061	0.00088
	Ratio ( $\phi/\phi_s$ )	5.90	9.48	Elastic	2.11	Elastic	Elastic
	Shear Force (kN)	41,300	36,700	25,400	28,108	22,100	23,500
	Axial Force (kN)	168,222	136,248	147,862	123,269	150,387	125,029
Deck	Displacement (m)	1.665	1.662	2.042	2.044	1.386	1.382
	Acceleration (gal)	341.4	339.1	234.7	237.8	252.2	254.6

場合、桁部の変位は増加する。また図-21(b)より、免震支承のみを設置した場合においても、桁部の加速部は抑制されていることが分かる。

表-4は、現況、および制震モデルの動的解析結果をもとめたものである。塔基部において荷重を、桁部においては加速度、および変位を示している。

#### 4.4 カリフォルニアにおける長大橋の耐震補強

##### 4.4.1 Benicia-Martinez 橋の耐震補強

カリフォルニア州高速道路公社のカルトランズが所有する Benicia-Martinez 橋は、全長約 1,894m、最大支間長 161m のトラス橋であり、ライフラインとして耐震補強が実施されている。本橋においては、Green Valley 断層（橋梁から 3km）などを考慮して地震時安全性の照査が行われ、そのピークは約 1.0 秒において 8.0g と非常に強大な地震動が推定されている。そこで、このような強大な地震動時においても橋脚が弾性挙動を期待するため、免震支承を用いて橋梁の固有周期を約 5.0 秒にまで長周期化を図っていることが特徴となっている。施工空間が限られている既設橋梁においては、ゴム支承等によるこのような長周期化は不可能である。そこで、Friction Pendulum Bearing (FPB) 支承が採用された。FPB 支承は、球面座を有するすべり支承で、球面座の曲率により固有周期を、球面座とのすべり面の摩擦により減衰を期待する支承である。本橋における FPB 支承の設計移動変位は 1.2m である。このように、強大な地震動に対してもこのような大変位に対しても有効な免震装置の開発により、より合理的な耐震補強が可能となっている。

##### 4.4.2 Coronado 橋の耐震補強

カルトランズの所有する Coronado 橋は 46~66m の支間長を有する 17 径間の鋼箱桁橋である。この橋

梁の曲線区間の直下には Newport-Inglewood 断層もしくは Rose-Canyon 断層の延長と思われる断層が確認されており、その断層移動量は 50~80cm と推定された。したがって、この橋の耐震補強においては、地震動による損傷低減とともに、約 80cm におよぶ断層変位に対して落橋を防止する対策が求められ、曲

線区間では免震支承が採用された。ただし、断層変位が生じた場合は、落橋は防止するものの、橋梁の一部架け替えは止むを得ないとしている。

#### 5. おわりに

本稿では、レベル 2 地震動に対する長大橋の耐震性能を、より確実に実験するために、免震・制震技術の応用を提案し、その効果を非線形動的解析により検討し、その合理性を立証した。

社会基盤施設の建設に当たっている建設技術者は、より水準の高い安全な社会を目指して、より高性能な構造物の建設技術を開発するべきである。現在までの技術開発は、高性能を高コストであっても追及してきた。今後は、通常または低コストで高性能を実現する技術革新を進める必要がある。さもなければ、技術の開発・研究は終わってしまう。

#### 【謝辞】

本研究を実施するにあたって、長大橋の関連データを提供していただくとともに、研究費の一部を支援いただいた阪神高速道路公団の関係各位に深謝いたします。また、数値計算、実験等に協力いただいた、京都大学工学研究科 五十嵐晃助教授、(株)ニュージェック 陸城成樹氏、(株)コンパック 水谷知則氏（当時大学院生）、博士課程の Mulyo Harris Pradono 君にも各々感謝いたします。

## 【参考文献】

- 1) T. Kobori : Future Direction on Research and Development of Seismic Response Controlled Structure, Proc. of the 1st World Conference on Structural Control, 1994
- 2) T. T. Soong、家村浩和ほか : Active and Passive Structural Vibration Control in Civil Engineering, Springer-Verlag, 1994
- 3) 家村浩和、渡辺典男ほか : 連続桁橋梁における能動的制震システムに関する基礎的研究, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, pp1957-1962, 1994
- 4) 家村浩和、伊津野和行ほか : 自励型動吸機器の開発と制震効果に関する振動台実験, 第9回日本地震工学シンポジウム論文集, pp1993-1998, 1994
- 5) Structural Engineers Association of California : Vision2000 (Performance Based Seismic Engineering of Buildings), 1995
- 6) 家村浩和、井上晋 : 兵庫県南部地震による道路施設の被害概要, 安全工学 Vol.34 No.6, pp176-184, 1995
- 7) 家村浩和 : 橋梁の被害と復旧, 安全工学 Vol.34 No.6, pp425-435, 1995
- 8) H. Iemura, S. Inoue et al : Engineering Features of damage to Highway Bridges due to the Hyogoken-Nanbu Earthquake, Proc. of 5th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction Vol. 3, pp2431-2442, 1995
- 9) H. Iemura : Extremely High damage Potential of Near Field Earthquake Ground Motion—Comparison of the Hyogoken-Nanbu and the Northridge Earthquakes—, Proc. of the Japan Academy Vol. 71 Ser. B No. 7, pp214-218, 1995
- 10) 家村浩和、五十嵐晃 : AMD の可動質量変位制約を考慮した非線形制御則, 第3回振動制御コロキウム講演論文集, pp111-118, 1995
- 11) 土木学会 : 土木学会耐震基準等に関する提言集, 1996年5月
- 12) H. Iemura, et al : Nonlinear Active Control Experiment of A Real Size Frame Structure, Proc. of 2nd Int. Workshop on Structural Control, 1996
- 13) Applied Technology Council : ATC32 (Improved Seismic Design Criteria for California Bridges, Provisional Recommendations), 1996
- 14) 家村浩和、五十嵐晃ほか : 曲げ・変動軸力載荷条件下における免震支承の復元力特性, 第1回免震・制震コロキウム講演論文集, pp305-312, 1996
- 15) 家村浩和ほか : 阪神・淡路大震災調査報告—土木構造物の被害 橋梁—, 土木学会, 1996
- 15) 家村浩和、五十嵐晃ほか : 可変ゲイン制御による大地震を対象とした制震システムの実大構造フレーム実験, 第1回免震・制震コロキウム講演論文集, pp233-240, 1996
- 17) H. Iemura, A. Igarashi et al : Development of an Active TMD and Control Algorithms for Strong Earthquake Excitation - Numerical Simulation and Shaking Table Tests, Proc. of 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996
- 18) 日本道路協会 : 道路橋示方書 V耐震設計編, 平成8年12月
- 19) 山田善一、家村浩和ほか : 耐震構造設計論, 京都大学学術出版会, 1997
- 20) 日本建築学会 : 性能規定と構造設計, 建築雑誌, 1998年2月
- 21) B. F. Spencer Jr. et al : Smart Dampers for Seismic Protection of Structures, A Full-Scale Study, Proc. of 2nd World Conference on Structural Control, 1998
- 22) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道施設の耐震設計標準(案), 1998年7月
- 23) 土岐憲三、家村浩和ほか : 大震災に学ぶ—阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書—, 土木学会関西支部, 1998
- 24) H. Iemura, A. Igarashi and Y. Chin : Control of Seismic Energy Partitioning of Bridge Piers with Sliding Rubber Bearings, Proc. of 2nd World Conference on Structural Control, 1998
- 25) 家村浩和、高橋良和、平手知 : RC 道路高架橋の損傷度から推定した地震動強度に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 1998
- 26) 日本建築学会 : 性能規定と構造設計, 建築雑誌, 1998年2月
- 27) 家村浩和 : 極限地震動に対する要求性能のあり方—耐震設計から先端技術を応用した免震・制震設計へ—, 土木学会論文集, No623/VI-43, 1-8, 1999.6
- 28) Charles Seim 他 : Toll Bridge Seismic Safety Review, Final Report to the Caltrans' Director, Division of Structures, April 30, 1999
- 29) Abdel-Ghaffar, A. M., "Cable-Stayed Bridges and Seismic Action", Cable-Stayed Bridges, Editor M. Ito, Elsevier Science, 1991
- 30) Hirokazu Iemura, Yukio Adachi, Shigeki Okasiro and Tomonori Mizutani : Application of Structural Control Technologies to Seismic Retrofit of a Cable-Stayed Bridge, Proc. of IABSE Conference Seoul 2001, p.p.260-271, June 2001
- 31) 家村浩和 : 1999年台湾921集集地震による道路・電力関連施設の被害概要、エネルギー資源、Vol21, No.4, p.p.1-7
- 32) 家村浩和、五十嵐晃、田中創 : 実大ダンパーを対象とした動的応答載荷試験手法に関する実験的研究、第2回日本制震(振)シンポジウム論文集 p.p.243-250, 2000年11月

## Seismic Safety Enhancement of Long-Span Bridges With Base Isolation and Structural Control Techniques

Due to severe damages of bridges caused by the Hyogo-ken Nanbu Earthquake in 1995, very high ground motion (Level II design level) is now required in the new bridge design specification set in 1996, in addition to the relatively frequent earthquake motion (Level I design) by which old structures were designed and constructed. Hence, seismic safety of

cable-stayed bridges which were built before the present specification has to be reviewed and seismic retrofit has to be done, if it is found necessary.

Conventional retrofit technologies to meet high seismic demand are to increase strength and ductility of structural elements, in which inelastic behavior of the elements are expected to absorb energy to suppress earthquake response of the structures. In this seismic retrofit work, following demerits are pointed out. One is high labor work to increase strength and ductility of critical structural sections distributed in complex structural system. Second is the increase of seismic force due to stiffening effects of structures. Third is structural damages due to inelastic behavior of structural elements.

In this paper, feasibility of structural control technologies for seismic retrofit of the continuous frame viaduct, the large truss bridge, and the cable-stayed bridge owned by the Hanshin Expressway Corporation is examined through experiments and numerical simulation. Those bridges are made flexible with use of base isolation bearings in order to generate relatively low seismic inertia force in structural system with long vibration period. So, if they have enough energy absorbing capacity, displacement response of structures is also suppressed not to go deep into inelastic range to assure seismic safety of bridge.