

技術展望

極限地震動に対する要求性能と設計法のあり方

— 耐震設計から先端技術を応用した免震・制震設計へ —

PERFORMANCE BASED DESIGN AGAINST EXTREME EARTHQUAKE GROUND MOTION

— FROM CONVENTIONAL DUCTILITY DEMAND TO ADVANCED STRUCTURAL CONTROL DESIGN —

家村浩和

Hirokazu IEMURA

フェロー会員 工博 京都大学大学院工学研究科土木システム工学専攻教授
〒606-8501 京都市左京区吉田本町**Key Words:** performance based design, extreme earthquake motion, structural control design

兵庫県南部地震は典型的な都市直下地震で、震度Ⅶ地域に存在する道路や鉄道施設は、甚大な被害を受けた。地震記録の解析から、被災構造物には、建設当時の設計地震力(0.2g)の約10倍(2.0g)の力が働いたものと推定され、大被害もこの観点からはやむを得なかったと言える。従来の耐震設計手法で設計しようとすると、短周期構造物では、許容塑性変形性能を $\mu=8$ 程度と仮定しても約0.4gの弾性強度が必要である。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。大きな塑性変形性能に期待すると、地震後の残留変形が大きくなり、修復が不可能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、地震後の構造物の耐震性能を向上させようとする免震・制震技術の開発を進めなければならない。本文は、最近注目されている性能設計の枠組みの中で、先端技術を応用した免震・制震設計法を適用することにより、極限地震動に対する公共構造物の要求性能を満足させようとする方向を示したものである。

1. 耐震設計レベルは如何にあるべきか？

(1) 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のみみることにする。

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に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。

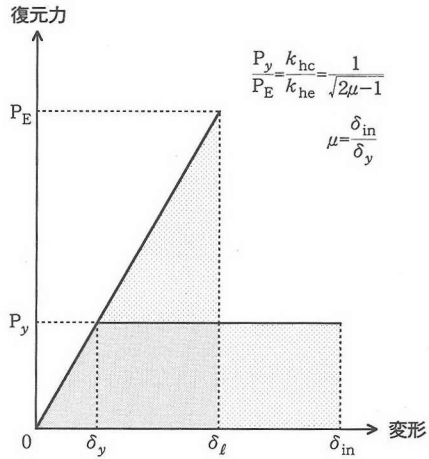
しかしながら、1968年の十勝沖地震や1971年のサンフェルナンド地震で、鉄筋コンクリート(RC)の柱が極めてもろく崩れる“せん断破壊”現象が数多く見られた。

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ないとの結論になった。

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と 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 δ_m /降伏変形量 δ_y)で μ 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_r は μ 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_r の比は次のようになる。

表一 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) 1923 関東大震災 (M 7.9 海直) 大火災・設計震度 0.1
33 ロングビーチ地震, 初強震記録, 設計震度 (Riley Act 0.02)	
36 ベイブリッジ竣工	
37 ゴールデンゲートブリッジ竣工	39 道路橋示方書 (設計震度 0.2)
40 インベリアルバレー地震 (M 7.1 直), エルセントロ記録	43 鳥取地震 (M 7.2 直) 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)
55 UCB (Uniform Building Codes), 設計震度 0.06	SMAC 開発・耐震コード
56 第 1 回世界地震工学会議 (サンフランシスコ)	56 道路橋示方書 (設計震度 0.1~0.35) 64 新潟地震 (M 7.5 海) 液状化 68 十勝沖地震 (M 7.9 海) 八戸記録・RC 柱せん断破壊
57 I-880 サイラス地区竣工	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)
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	78 宮城県沖地震 (M 7.4 海) ライフライン
75 AASHTO, Interim Spec., Bridges (設計震度 0.5, 塑性設計, 耐震補強開始, 桁連結)	80 道路橋示方書 (新耐震設計法案) 変形性能照査
81 ATC-6 (設計震度 0.4, 塑性設計)	81 建築基準 (保有耐力, 許容変形の規定, 1g 応答)
83 AASHTO, CALTRANS	83 日本海中部地震 (M 7.7 海) 長周期地震動
85 メキシコ地震 (M 8.1 海) 2 秒共振崩壊	88 本四架橋児島・坂出ルート竣工
89 ロマプリータ地震 (M 7.1 海)	
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



図一 エネルギー一定則

$$\frac{P_y}{P_E} = \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}}$$

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。

(2) 福井地震, インベリアルバレー地震, 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

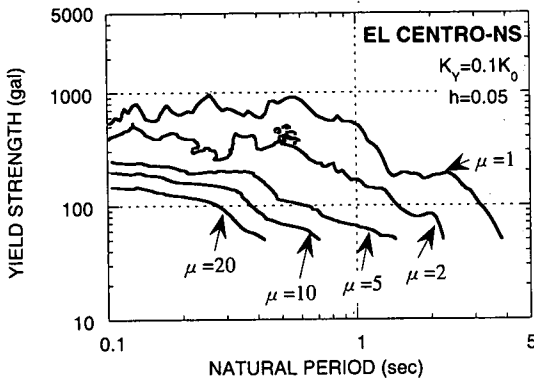


図-2(a) エルセントロ記録の必要強度スペクトル

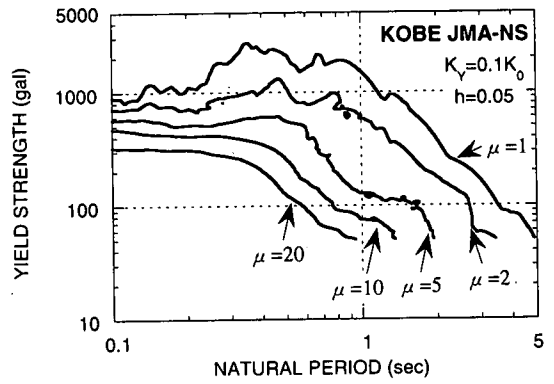


図-2(b) 神戸海洋気象台のNS記録の必要強度スペクトル

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?」との疑問が起こる。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は、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 歳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 μ 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 $\mu=10$ にまでとつても、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。

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。

(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

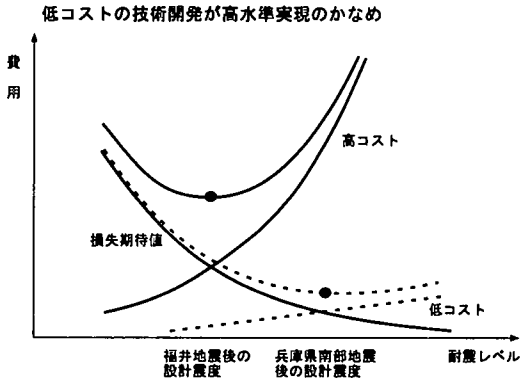


図-3 耐震レベルに関するコストと損失期待値のトレードオフ曲線

どいまいであろう。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のものがあり得る。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

(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) 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など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している。

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

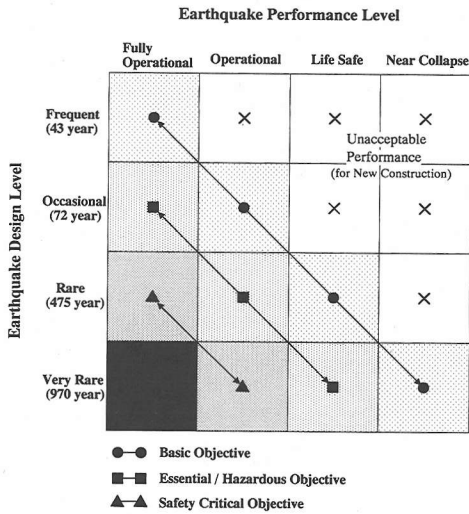


図-4 Vision2000 に示された耐震性能のメニュー案

れ、縦軸に示されているが、各々の定義は次のようである。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

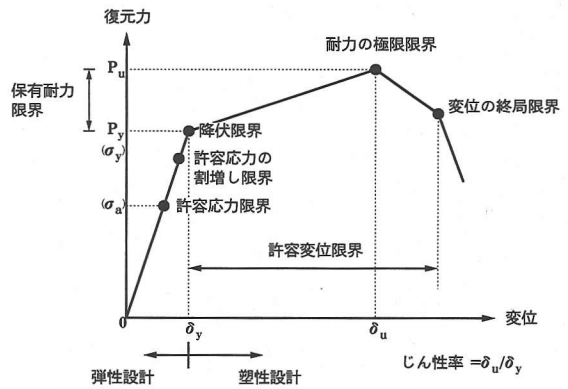


図-5 構造物の変位-復元力特性と各種限界状態

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。

(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分配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

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

公共建造物の耐震性能	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	×

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。

(4) 公共建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。公共建造物は、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。

Earthquake Performance Level

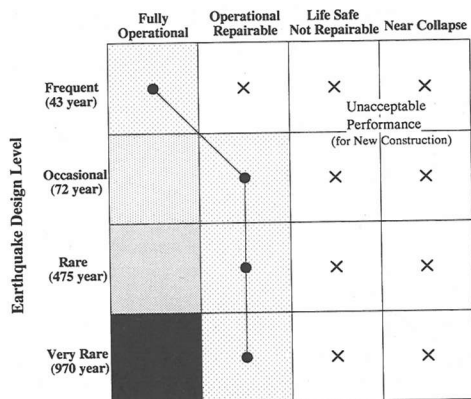


図-6 兵庫県南部地震の被災経験を踏まえた公共建造物に対する要求耐震性能案

3. 耐震から免震・制震設計へ

(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)。公共建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。

(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。

a) 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。

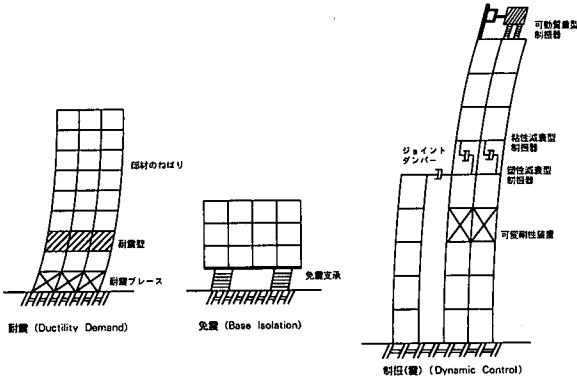


図-7 耐震・免震・制震の概念図

また構造物がある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。

b) 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。

c) 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。

d) 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。

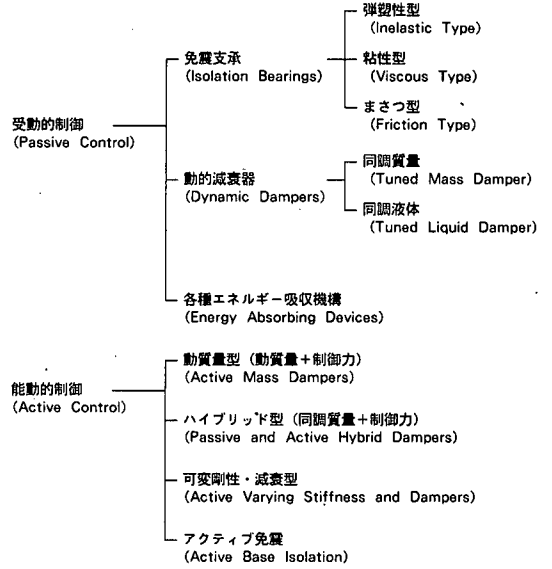
e) アクティブ制震力の付加

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。地震動が大きなものになると、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) 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

表-3 制震手法の分類表



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. おわりに

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。さもなくば、技術の開発・研究は終わってしまう。

参考文献

- 1) Kobori, T. : Future Direction on Research and Development of Seismic Response Controlled Structure, Proc. of the 1st World Conference on Structural Control, 1994.
- 2) Soong, T.T., 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, pp.1957-1962, 1994.
- 4) 家村浩和, 伊津野和行ほか : 自動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, pp.1993-1998, 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, pp.176-184, 1995.
- 7) 家村浩和 : 橋梁の被害と復旧, 安全工学, Vol.34, No.6, pp.425-435, 1995.
- 8) Iemura, H., Inoue, S. 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, pp.2431-2442, 1995.
- 9) Iemura, H. : 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, pp.214-218, 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震則, 第3回振動制御コロキウム講演論文集, pp.111-118, 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) Iemura, H. 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, pp.305-312, 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.
- 16) 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物フレーム実験, 第1回免震・制震コロキウム講演論文集, pp.233-240, 1996.
- 17) Iemura, H., Igarashi, A. 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, 1996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.
- 19) 沢木夕紀彦, 家村浩和, 五十嵐晃 : ロバスト制御理論による二棟連結構造物のアクティブ制震に関する研究, 第24回地震工学研究発表会講演論文, pp.301-304, 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) Spencer, B.F. 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) 土岐啓三, 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) Iemura, H., Igarashi, A. and Chin, Y. : 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.

(1999.4.19 受付)