

9.1 はじめに

1995年兵庫県南部地震の被害は、耐震技術者が考えていた事態を上回るものであり、それまではあたりまえとしてきたことに再考を加えることが要求された。例えば、それまでどちらかと言うと付属物の一つとして扱われていた支承が、橋梁の耐震化を図る上で重要な部材と考えられるようになり、その結果、免震支承が適用される事例が飛躍的に増えた。

それまでにも免震の概念は知られており、少ないながらも適用事例があった。しかしながら土木構造物の設計では比較的新しい概念であり、実務設計者の認識は必ずしも高いとは言えない。

また、免震と呼ばれる概念より広い意味を持つものとして、制震や減震があり、それらは速い速度で実用化されつつある。設計者は、設計の選択肢として制震や免震を使いこなすことが要求されている。

本章ではまず、制震・免震の基本概念について説明し、その種類や方法について紹介し、道路橋における免震設計の考え方、土木構造物における制震の原理と方法について解説する。

9.2 制震と免震の概念

9.2.1 制震・免震・耐震－用語の意味

免震という言葉は、一般の土木技術者に限らず、広く知られるようになってきた。免震によく似た用語として、制振、制震、防振、除振、減震などがある。これらは、振動やそれによる応答を抑制あるいは制御して、対象とする構造物や機器を振動に耐えるようにすることを意味している。これらは振動の特性をよく理解した上で振動に立ち向かう方法であり、構造物や機器の側に十分な耐力を持たせて振動に耐えるようにする「耐震」と区別されるものである。これらの言葉を分類・整理することから、本章で対象とする制震・免震の位置付けを説明しよう。

振動の発生源には、交通、機械、風、そして地震などがあるが、地震を対象とする場合には「振」に替えて「震」の字が用いられる。したがって、地震動を含む振動を抑制あるいは制御する「制振」が、免震、制震、防振、除振、減震のすべてを含む広い意味を持っているともいえる。このうち、防振と除振は主に機械・設備分野で用いられており、防振は機械などの振動発生源からその基礎などを通して周辺に振動が伝搬することを防止することを、除振は外部から機器に入力する振動を除去することを意味している。

振動源が地震動である場合については、制震、免震、減震があり、耐震と対比させながら分類すると以下ようになる。

耐震構造：構造物の保有する耐力のみで地震に対処する。ここで言う耐力とは、弾性設計法において取り扱う強度と弾塑性設計法において取り扱うじん性である。

免震構造：装置を用いて構造物と地盤のつながりを柔軟化し、地震動が構造物に伝わらないようにする。同時に減衰を付加して応答を低減する。

制震構造：装置を用いて応答を低減する。その原理には次のものがある。

- ・ 構造物内部でのエネルギー吸収能力を向上させる

- ・地震動による構造物各部の慣性力を打ち消す方向に力を作用させる
- ・剛性や減衰など調節することで構造物の振動特性を変化させる

減震構造：現時点では必ずしも統一された用語ではないが，ここでは，上記の「免震」「制震」以外の原理で構造部材の応力を低減する原理を総称することにする．例えば，地下構造物において構造物外周に軟らかな変位吸収層や滑りを発生させる層を設ける例，構造物に柔構造継手やピン構造を導入して特定の部位で変位を吸収する例がある．

9.2.2 制震・免震の原理

この節では図-9.2.1 に示すような簡単なモデルを使って構造物が振動する様子を観察し，続いて制震・免震においてどんな原理が利用できるかについて説明しよう．

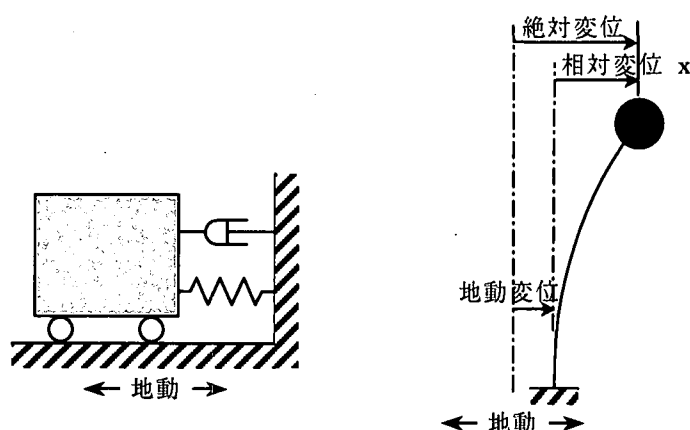


図-9.2.1 免震構造と1自由度系のイメージ

図-9.2.1 に示すモデルは，質点が一つ動く方向が一つであって，1質点1自由度系モデルと呼ばれる．このモデルの下方から調和地動 u を入力すると，質点の変位 x は式(9.2.1)に示す運動方程式で表現される．

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{u} \quad (9.2.1)$$

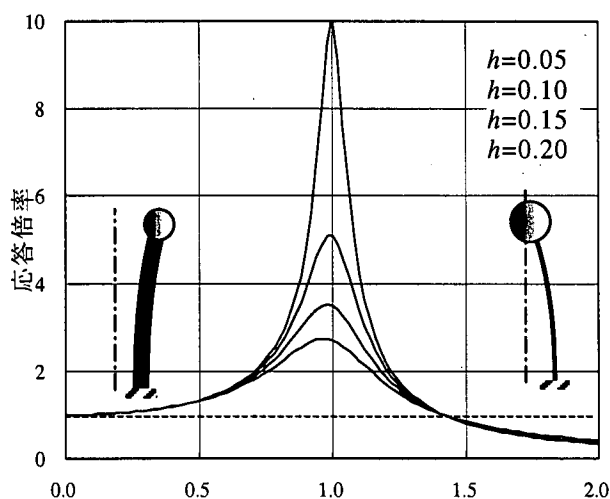
m は質点の質量， c は減衰係数， k はばねの剛性， u は式(9.2.2)，(9.2.3)に示す地動である．

$$u = a \sin \omega_g t \quad (9.2.2)$$

$$\omega_g = \frac{2\pi}{T_g} = 2\pi \cdot f_g \quad (9.2.3)$$

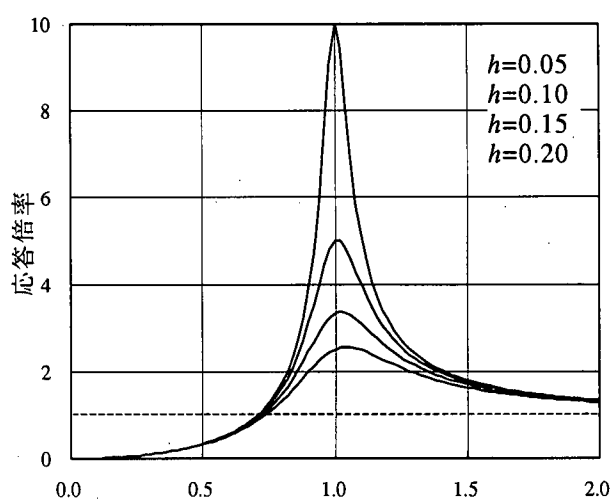
a は地動の振幅， ω_g は振動角速度， t は時間である．つまり，式(9.2.2)は周期が T_g （振動数が f_g ）のサイン波を表現している．実際の地震はこのように単一の周期では揺れないが，構造物が振動する様子を典型的な形で分析して見るのには適している．

1質点1自由度系の固有周期 T （振動数 f ）は式(9.2.4)で，減衰定数 h は式(9.2.5)で表現される．



地動振動数 f_g / 構造物の固有振動数 f

(a) 絶対加速度応答曲線



地動振動数 f_g / 構造物の固有振動数 f

(b) 相対変位応答曲線

図-9.2.2 1自由度系の調和地動に対する応答

$$T = \frac{1}{f} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (9.2.4)$$

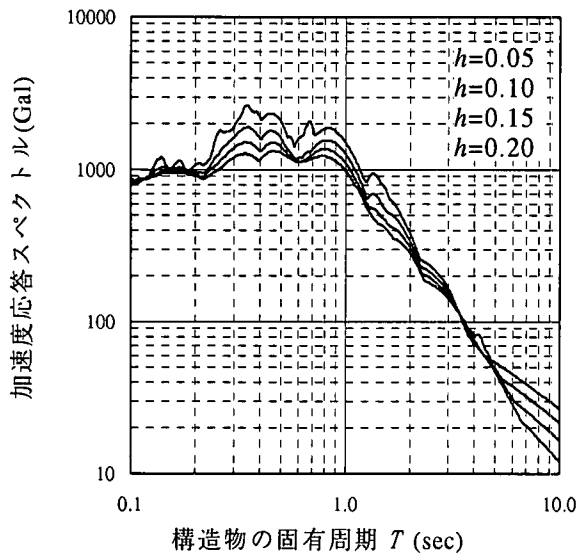
$$h = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \quad (9.2.5)$$

固有周期(固有振動数)と減衰定数が同じであれば、系は同じ挙動をする。そこで、地動振動数と固有振動数の比 f_g/f と減衰定数 h を変化させながら系の応答を求め、その結果を図-9.2.2 に示す。このような図を共振曲線と呼ぶ。

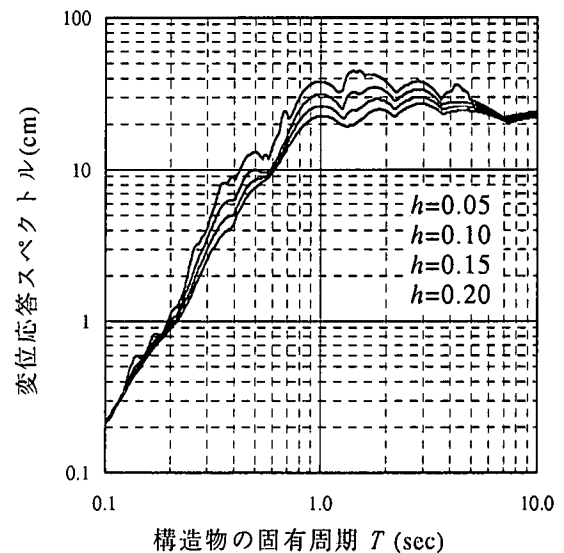
縦軸は応答振幅を入力振幅で除した倍率で示してあり、図-9.2.2 (a)では絶対加速度の倍率 $\ddot{x}/\ddot{u}$ を、図-9.2.2 (b)では相対変位の倍率 x/u を示している。つまり、応答倍率が1であれば地動と同じ振幅で応答していることを意味する。

さて、構造物に作用する慣性力は、その質量 m に加速度 a を乗じたものであるから、図-9.2.2(a)に示した加速度の大小は構造物に作用する慣性力を表現していることになる。地動の振動数 f_g が構造物の固有振動数 f に一致する時に応答倍率 $\ddot{x}/\ddot{u}$ が最大になり、共振と呼ばれる状態となる。地動の振動数 f_g が構造物の固有振動数 f に比べて大きくなると、応答加速度は次第に小さくなり、構造物の固有振動数の $\sqrt{2}$ 倍を超えると、構造物の応答は地動の加速度以下になる。さらに長くなれば応答は0に漸近して行く。

図-9.2.2(b)では、地動の振動数 f_g が構造物の固有振動数 f に一致する時に応答倍率 x/u が最大になり、地動の振動数 f_g が固有振動数 f に比べて大きくなるほど相対変位は小さくなって1に漸近して行く。つまり、構造物の固有周期が地動の周期に比べ十分長ければ地動の変位振幅と同じ相対変位が生じることが分かる。構造物の固有周期を限りなく大きく、すなわち剛性を限りなく小さくした状態は完全な絶縁であり、上部構造は不動のままで地面だけが揺れていることになる。その際には構造物の加速度はゼロであって慣性力は生じない。



(a) 加速度応答スペクトルの例



(b) 変位応答スペクトルの例

図-9.2.3 地震応答スペクトル

また、減衰について見ると、減衰定数 h が小さい程、応答の振幅が大きく、地動のほぼ $1/2h$ 倍になることがわかる。

もし地震動が非常にシンプルであって、ここで見たように単一の卓越周期を持つのであれば、構造の固有周期を十分に長くすることによって応答を小さくすることが可能である。これが免震の第1の原理である。

構造物の減衰定数の違いに着目すれば、減衰定数が大きいほど、応答は小さくなることがわかる。これが免震の第2の原理であり、受動的制震でもこの原理が適用される。ただし、共振点付近における減衰定数の効果は大きいですが、それ以外の周期における減衰の効果はそれほど大きくないことも考慮に入れる必要がある。

また、地震動はここで考えたような単一の固有周期を持つものではなく周期成分が刻々変化することを考えると、ある時間は構造物を剛に、ある時間は柔に変化させることによって応答を抑制することができる。この原理は後で述べるセミアクティブの概念に相当する。

ここまではサイン波形と言う単純な入力を用いて、ある意味では純粋な振動応答の様子を見てきたが、次に図-9.2.1 のモデルに実際の地震動に近いランダムな地震動を与えた場合について考えよう。1質点1自由度系モデルにランダムな地震動を与えた場合の応答は図-9.2.3 に示す応答スペクトルとして表現される。応答スペクトルとは、1質点1自由度系モデルの固有周期と減衰定数を変化させながら、特定の地震動に対する応答を求め、固有周期を横軸、応答を縦軸にとりグラフ化したものである。応答には加速度、速度、変位があるから、それぞれ加速度応答スペクトル、速度応答スペクトル、変位応答スペクトルと呼ばれる。なお、長周期領域では、加速度応答スペクトルはゼロに、変位応答スペクトル

ルは地震動の最大変位に収束する(頭打ちになる)ことも覚えておこう。

図-9.2.3(a)の加速度応答スペクトルは、1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録(NS成分)について求めたものである。スペクトルの形状を見ると、0.5秒付近でピークを持っているが、これは、この地震動が0.5秒付近の周期の振動成分を多く含み、それより長周期の波があまり含まれていないためである。このように地震動は地盤に応じて卓越する周期帯域を持っており、その周期帯よりも構造物の周期を長く設定すれば加速度応答が低減されることが分かる。また、同じ固有周期であれば、減衰定数が大きい方が応答が小さくなる性質は、先に図-9.2.2で見た共振曲線の場合と同じである。

図-9.2.3(a)の加速度応答スペクトルを見ると、長周期化するほど加速度が低減するという利点が得られる一方で、図-9.2.3(b)に見られるように、長周期化するほど変位応答が増加するという不都合も伴う。そこで、長周期化による慣性力低減の利点を得るだけでなく、減衰を増大させて変位を抑えることも重要であることがわかる。

ここまでは、簡単のために1質点1自由度のモデルを用いたが、実際の構造は複雑な機構を持っている。しかし多くの場合には、固有値解析を行って得られる1次のモードに起因する応答成分が卓越しており、ここで述べたことがそのまま適用できる。また、免震装置の多くは変位-復元力関係が非線形であるので、正確にはここで述べたような弾性の運動方程式とはならないが、等価線形化法の概念を用いることによってこの節で述べたことが準用できる。

9.2.3 制震・免震の方法

制震や免震の原理は、構造物の地震応答を制御して低減させる、すなわち構造物側での振動応答を増幅させないようにするものである。

その方法の一部を前節で述べたが、「構造物の固有周期を変える」「減衰を大きくする」の2とおりある。さらに積極的に、地震力を打ち消すように外力を与えることもある。これらを地震応答制御の原理に基づいて整理してみると、以下の5つに集約できる。

①地震のエネルギー伝達経路を遮断する

構造物を浮かせて、地盤から伝達される地震動を遮断する。

比較的重量の軽い機器や、それを支持する床を磁気や空気圧によって浮上させるものが実用化されている。

②構造物の固有周期を地震動の卓越周期帯から離す

構造物の固有周期を地震動の卓越周期帯から離し、入力地震動との共振を避ける。構造物の一部に剛性が非常に小さい装置を設置して、構造物の周期を伸ばすのが一般的であり、これが免震の第1の原理である。

③エネルギー吸収機構を利用して減衰を付加する

振動系の減衰定数を高めることも、地震応答の低減に効果的である。構造物自体の物

性としての減衰を高めることは難しいが、地震により構造物が変形すると構造物内に相対変位が生じるので、その位置にエネルギーを吸収する装置を取付けることができる。構造物の振動エネルギーをこの装置で消費させる。これがエネルギー吸収機構を用いるタイプの制震の原理である。また、上記の②では長周期化させることを免震の第1の原理としてあげたが、その際に問題となる変位の増大を、減衰を付加することによって抑制する。

④制御力を付加する

地震時の振動を計測して、構造物の振動を打ち消す方向の力を発生させる。我々は、電車に乗っている時に、揺れに応じてある時は踏ん張ったり、ある時は力を抜いたりして倒れないようにしている。これと同じように、命令に応じて力を発生する装置を構造物に組み込むことで能動的に地震動を制御するものである。

⑤非線形特性を与えて非定常非共振系とする

構造物が地震に共振ないように、構造物の剛性や減衰を時々刻々変化させることで、地震応答を低減させる。構造物の応答を計器によってモニタし、構造物に組み込んだ装置の剛性や減衰を変化させる。

これらの原理を系統図として図-9.2.4 に示す。ここでは先ず、原理を受動的制御と能動的制御に分け、用いられる装置のタイプによって細かく分類している。

免震については9.3に、制震については、9.4に詳しく述べる。

9.2.4 制震・免震の実用化

前述のような制震・免震の原理が古くから認識されていながら、なかなか実用化しなかったのはなぜだろうか。

制震のうち、同調質量・同調液体などのいわゆるパッシブ制震については、後述する様に、風による振動などの定常的な振動には効果的であるが、パルス状の振動の入力や非定常性の強い地震入力に対する効果が得にくい。

重りを駆動する方式では、装置寸法が大きくなり、設置する空間の確保が困難となるなどの問題がある。

能動的制御は、以下に挙げるような理由から、地震時の安全性を期待することについては問題が残されている。

- ① 土木構造物の場合、一般に質量が大きいために、制御するために大きなエネルギーを必要とする。
- ② 動力に電力を用いる場合、停電対策、バックアップ用バッテリーなどが必要となり、地震時の信頼性に問題がある。
- ③ 土木構造物は、メンテナンスフリーで長期期間の使用が前提であり、細かな点検や

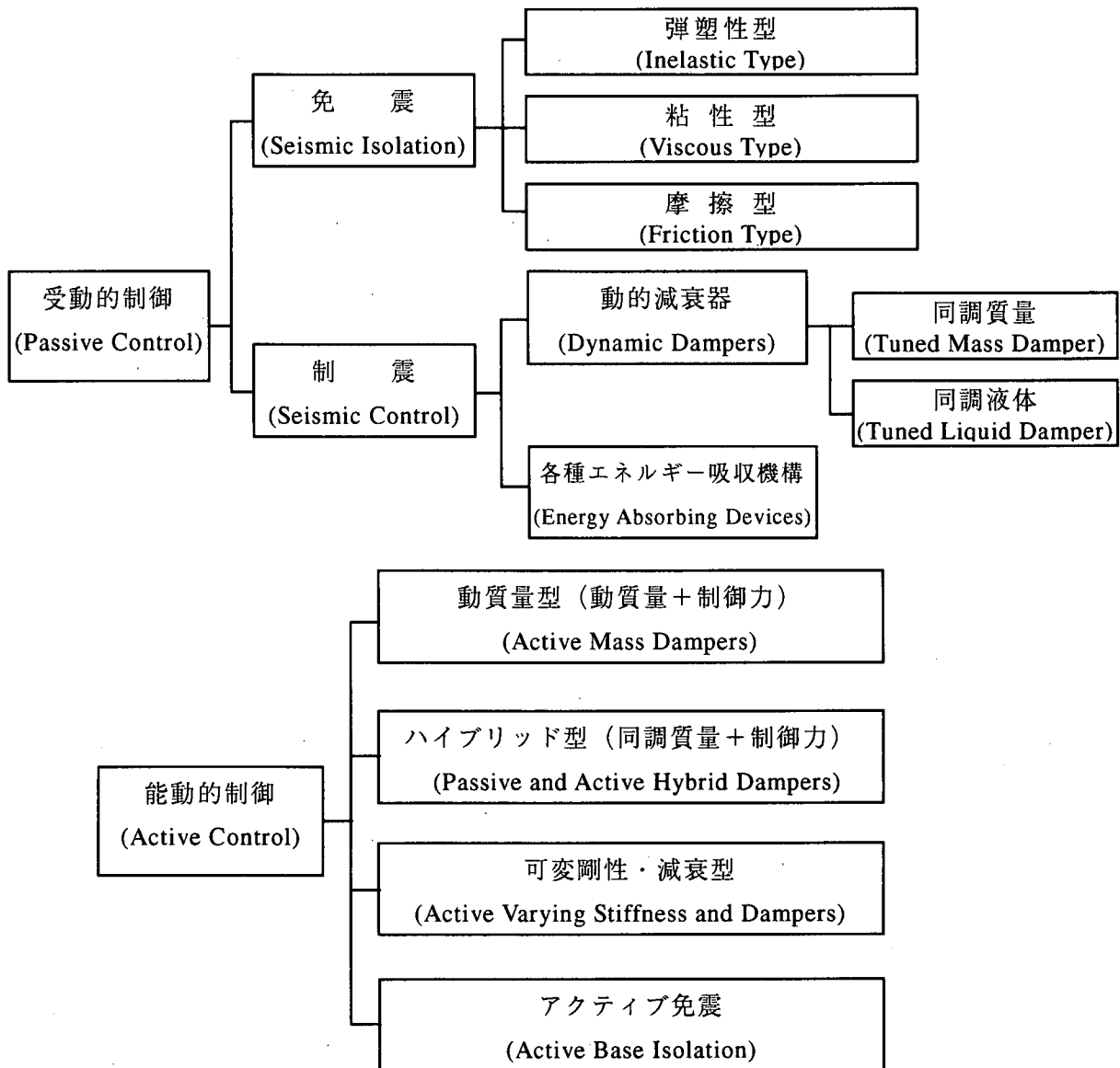


図-9.2.4 制震方法の分類

保守作業を必要とする機器の適用がなじまない。

しかしながら、小さいエネルギー(電力)で駆動するセミアクティブタイプの装置は実用化が可能と考えられ、研究開発が進められている。9.4.3に最近の研究開発状況を紹介する。

一方、免震は、建築構造物だけでなく橋梁など土木構造物にも広く普及している。実用化の過程での課題がどのように解決されたかをまとめると、以下のようなものである。

① 免震装置の実現

鉛直荷重を支持しながら適切な水平方向の剛性を確保し、安定してエネルギーを吸収できる大型の装置の開発が困難であった。特に橋梁構造物では、免震装置が支承を兼ねる必要があったが、支承の機能と免震装置としての機能を併せ持つ装置の開発が困難であった。積層ゴムの登場により鉛直剛性と水平剛性の両立が可能になり、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)などの開発により減衰性能を確保することが可能になった。

② 地震動に対する解析計算技術

新しい構造形式であったため詳細な解析による設計検討を必要としたが、解析技術が普及していなかった。コンピュータの発達や解析法の普及により、動的解析が可能になった。また、各種の実験や地震観測などにより、解析の妥当性が確かめられた。

③ 実 績

国内での試験施工や各種の実験検討、海外での実績や地震観測により免震効果が確かめられた。

④ 免震化に要するコスト

当初は、免震装置のコストが高いために、地震力が低減されても建設コストの縮減に繋がらなかった。しかし、兵庫県南部地震による被害などから、地震直後にあってもある程度の機能を維持することが重要であり、免震の効果はコスト縮減よりも耐震性の向上に振り向けるべきであると認識されるようになった。

また、従来の金属支承に代ってゴム支承が採用されることが多くなり、ゴム支承の市場拡大に伴う製造コスト低廉化が実現した。

9.3 橋梁構造物における免震

9.3.1 免震橋の歴史

表-9.3.1 に我が国の道路橋の耐震設計の変遷を示した。こうした流れの中で、免震設計が最初に登場したのは、「免震装置を有する道路橋の耐震設計委員会((財)国土開発技術研究センター)、1986~1989」の成果として発刊された「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)、1989」¹⁾である。次いで、建設省と民間 28 社による「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究、1989~1982」の成果として「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」²⁾がまとめられた。こうした研究成果を受け、建設省では免震設計の実用性を検証するために免震橋梁の試験施工を行うなど、実際の橋梁にも免震設計が採用されるようになり、1991 年に国内最初の免震橋である宮川橋³⁾が、1992 年に温根沼大橋⁴⁾、丸木橋大橋⁵⁾が竣工した。

一方、道路橋示方書⁶⁾においては、1990 年の改訂において「地震の影響の低減を期待する構造」が一つの章として設けられ、地震の影響の低減を期待してよい構造として、上部構造の慣性力を分散させる構造と、慣性力の低減を期待する構造の二つが規定された。慣性力を低減する構造の例として、免震支承の利用が挙げられている。

その後、1995 年の兵庫県南部地震の被災経験を踏まえて、同年 2 月に通知された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」⁷⁾では、連続橋梁においては、免震支承を用いた多点弾性固定方式を採用することが推奨された。その方針を受けて、1996 年の道路橋示方書の改訂⁸⁾において、ゴム系の免震支承を用いて慣性力の低減を期待する構造を採用する場合の設計法として、免震設計が明確に規定された。さらに、「道路橋の耐震設計に関する資料」⁹⁾において免震橋梁の耐震計算例が示されたこともあり、免震設計が急速に普及、定着し今日に至っている。

表-9.3.1 耐震設計法の変遷と免震設計の関係

西暦	地震名	特徴的な被害形態	耐震設計法
1923	関東地震	橋梁本体の強度不足による被害	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 1939「昭和 14 年鋼道路橋設計示方書案」 ・設計震度の標準化
1948	福井地震	基礎を含めた下部工としての強度不足による被害	1956「昭和 36 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
1964	新潟地震	液状化による下部工の沈下傾斜（落橋例=3）	1972「道路橋耐震設計指針・同解説」 ・落橋防止対策の規定 ・液状化判定法の導入
1978	宮城県沖地震	支承部の被害 （落橋例=1）	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 ・地震の影響の低減を期待する構造の規定
1982 1983	浦河沖地震 日本海中部地震	主鉄筋段落し部の破壊 液状化による被害	1989「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」 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の統合 ・液状化判定の洗練化 ・動的解析による照査の明確化 ・RC 橋脚の地震時保有耐力照査法の明確化 ・地震の影響の低減を期待する構造の規定 （慣性力の分散, 慣性力の低減:免震支承） 1992「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」
1995	兵庫県南部地震	主鉄筋段落し部の破壊 地盤流動による杭の損傷 支承部の破壊	1995「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」の準用に関する参考資料(案) ・免震設計法の推奨 1996「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」 ・内陸直下型地震の考慮 ・保耐力法の導入と基礎・支承部への適用 ・非線形動的解析の活用 ・免震設計法の導入 1997「道路橋の耐震設計に関する資料」 2002「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」 ・性能照査型設計への移行 ・支承の割増係数の見直し

9.3.2 免震設計の基本的考え方

(1) 耐震設計と免震設計の違い

橋脚下端の塑性化によりエネルギーを吸収させる従来の耐震設計も、免震支承に変形を集中させてそこでエネルギーの大半を吸収する免震設計も、エネルギーを吸収するという点においては、同じである。しかしながら、以下の点において、根本的に異なっている。

従来の耐震設計によると、橋脚柱などの主要構造部材が塑性化した後は鉛直方向の耐荷力が損なわれ、構造全体の崩壊の端緒となる可能性につながる。また、塑性化した部分には地震後の補修が必要となるが、施工性や費用の面だけでなく、橋脚基部のように地中であって点検さえ容易でない場合がある。

これに対し、免震装置はかなりの大変形に至るまで鉛直方向の耐荷力が損なわれないことから、免震設計では、橋脚柱などの主要構造部材や、基礎など地中であって損傷が見過

ごされる部位の損傷レベルをできる限り下げ、免震装置に変形とエネルギー吸収を集中させることができる。

(2) 橋梁の免震設計の基本的考え方

橋梁における免震設計の基本的な考え方は、以下の3点である。

- ・ 固有周期を長くして地震力を低減させる。そのために、アイソレーターを用いて上部構造を柔らかく支持する。(アイソレーター機能)
- ・ 固有周期を長くした場合には、慣性力低減の効果が得られるものの、応答変位が増えると言う不利な効果も現れる。そこで、ダンパーを用いて減衰を付与し、使用上問題とならないレベルまで変位を低減する。(ダンパー機能)
- ・ 風や制動荷重等によって常時にあっても免震装置に変位が発生するようであれば、橋に有害な振動が生じてしまう。そこで、十分な抵抗力を持たせるために、アイソレーターまたはダンパーに十分な初期剛性を持たせておく。(トリガー機能)

また、橋を多径間の連続橋とすると、温度変化等による主けたの伸縮変位は大きくなるが、免震装置の柔軟性を生かして、温度変化によるけた伸縮の影響など不静定力を緩和することができる。けたの連続化によって伸縮装置の箇所数が減少すれば走行性能の向上、騒音・振動の低減、および維持管理の低減などの利点が見られる。これは、地震の影響を低減するという免震設計の初期の目的とは異なるものであるが、大きな利点となる。この点を考えると、免震設計を適用することによって思い切った多径間連続化が可能となる。

こうした基本的考え方に基づいた、実際の設計方針や設計の流れは、9.3.5で説明する。

9.3.3 免震装置の種類と特徴

(1) 免震装置に求められる機能

免震装置が、常時、地震時、および施工時において要求される機能を考えると、以下に説明するような基本性能が必要である。

耐久性：橋梁の置かれている一般的な環境において、上部構造物を長期間にわたって支持できること。なお、劣化・損傷が生じることを想定して、免震装置は取り替えが可能な構造とするのがよい。

変形性能：予想される変位に追従できること。予想される変位には、主けたと橋脚天端の相対変位や、けたのたわみに伴う回転変位が含まれる。

水平剛性：設計において設定した、ある一定以上の地震動に対しては、設計で想定したとおりの柔軟性を発揮すること(アイソレーター機能)。一方、常時において発生する風や制動荷重に対しては、変位が生じない程度の初期剛性を有していること(トリガー機能)。

エネルギー吸収性能：地震動にともなうの繰返し変形を受けた際には、免震装置がエネルギーを吸収し、構造物全体としての減衰性能が確保されること(ダンパー機能)。

安定性：大変形時に不安定現象(座屈)を生じないこと。

鉛直特性：上部構造による圧縮力に対し、十分な剛性を有し、回転できること。また、鉛直荷重の変動に対し、水平剛性の変動が小さいこと。ゴムは、鉛直方向か

らの圧縮応力が大きくなると、せん断変形に対する剛性が小さくなる性質を持っている。

復元力特性：地震後に元の状態に戻る復元力を有していること。

施工性：従来から用いられている支承に比べて著しく高度な技術によらなくても施工できること。従来と同程度の施工精度で設置すれば、所定の性能が得られること。

免震装置に一定の鉛直方向力をかけながら、水平方向の交番载荷をした時の荷重-変位関係のイメージを図-9.3.1に示し、免震装置の基本性能を説明しよう。

免震装置の多くは非線形の復元力特性を持っていて、しかも現在の荷重だけからは変位が一義的に決まらず、過去の荷重履歴によって異なる変位を示す。このことから、図-9.3.1に示した荷重-変位関係は履歴ループと呼ばれる。

荷重-変位関係の接線勾配を剛性とする、荷重が小さい範囲では剛性が大きい、ある荷重に達してからは次第に剛性が低下する。このことによって、風や制動荷重に対し容易に変位が生じないトリガー機能と、地震時のようにある一定以上の荷重が作用すると剛性が小さくなるアイソレーター機能が実現される。

次に、設計で参照する数値について説明する。

等価剛性 K_B は、図-9.3.1に示した一点波線のように正負の最大点を結ぶ傾きとして、式(9.3.1)によって得られる。

$$K_B = \frac{F_{\max} - F_{\min}}{\delta_{\max} - \delta_{\min}} \quad (9.3.1)$$

ここに、 $F_{\max}$ 、 $F_{\min}$ は荷重軸の最大値と最小値、 $\delta_{\max}$ 、 $\delta_{\min}$ は変位軸の最大値と最小値である。

しかしながらこの値は、ある一定振幅の荷重繰返しにおける等価剛性であって、地震応答のように常に振幅が変化する場合には、後で述べるように有効変位振幅の考え方を適用することになる。

また、繰返しに対して荷重-変形関係はループを描き、等価剛性を求める際に用いた一点波線から横軸に降ろした法線、および横軸で囲まれた $\triangle OAB$ の面積と $\triangle OA'B'$ の面積の和は運動エネルギーであり、履歴曲線で囲まれた面積は免震装置が吸収するエネルギーである。これらの比を用いて式(9.3.2)によって等価減衰定数 h_e が求められる。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (9.3.2)$$

ここに、 W は $\triangle OAB$ の面積と $\triangle OA'B'$ の面積の和、 ΔW は履歴曲線で囲まれた面積である。

履歴ループと横軸の交点は、荷重がゼロであることから、地震終了後の残留変位におおよそ相当する。装置は履歴ループのどの点においても正の除荷剛性を持っているから、荷重が作用しなくなれば変位は最大値から戻る、すなわち復元力を有しているからである。

実際の地震では大きな振幅が続いた後に急に止まることはなく、徐々に振幅が小さくなるので、履歴曲線は序々に小さくなって行ってほぼ原点に戻ることも考えられるので、ここに説明したように大きな残留変位が生じることはないと言ってもよい。

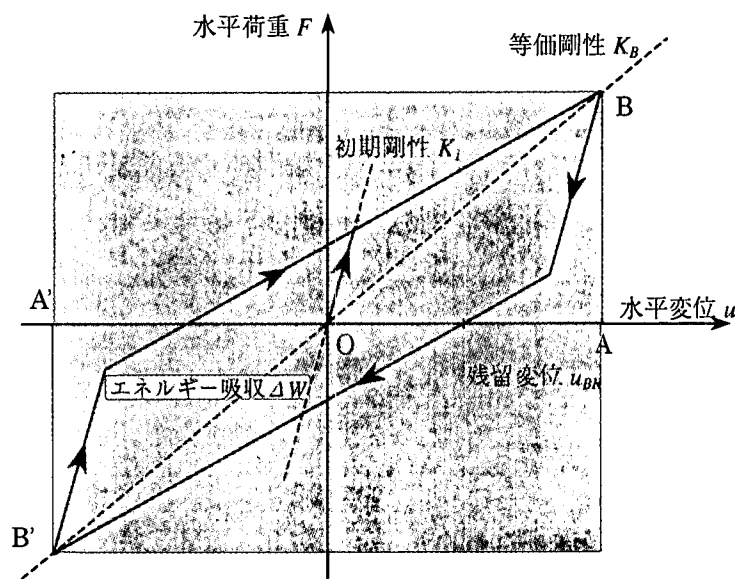


図-9.3.1 免震装置の履歴特性

(2) 免震装置の作動原理と種類

免震装置の種類としては、アイソレーター機能とダンパー機能が一体となっているものと、それぞれの機能が別々の装置に分担されるものがある。

また、非線形の復元力特性に着目して分類すると、変位依存型、摩擦型、速度依存型などに分けられ、表-9.3.2のようにまとめられる。

変位依存型とは、変位の大きさによって剛性が異なるものであり、その特性が荷重-変位関係の履歴曲線によってモデル化できるものである。鋼材や鉛などの履歴吸収エネルギーを利用して積層ゴムと組み合わせたり、積層ゴムの材料自体の減衰性能を利用したりするものがある。

摩擦型とは、摩擦によるエネルギー吸収を利用するもので、その抵抗力が摩擦力に依存するものである。また、その特性が荷重-変位関係の履歴曲線上でクーロン摩擦と同じ傾向を示すものも摩擦型と呼ばれることがあり、鉛押し出し型ダンパーなどがこれに相当する。

速度依存型とは、その抵抗力が速度に依存するものであり、運動方程式上では粘性項に反映されることから粘性ダンパーと呼ばれる。

免震装置の中で、アイソレーターとダンパーが一体となったゴム系の支承が免震支承と呼ばれており、その例としては、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)や高減衰積層ゴム支承(HDR)が一般的である。これ以外にも、摩擦を利用しながら復元力を有する Friction

表-9.3.2 免震装置とその分類²⁾

	一体タイプ	分離タイプ
変位依存型 (履歴型)	鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) 高減衰積層ゴム支承 (HDR)	積層ゴム支承+鋼製ダンパー
摩 擦 型	リンク支承	積層ゴム支承+摩擦ダンパー 滑 り 支 承+水平バネ
速度依存型		積層ゴム支承+粘性ダンパー

pendulum damper があり，我が国で開発されたものとしてはリンク支承と呼ばれるものがある．

9.5 で説明する「既設橋の免震化工法」では，滑り支承の摩擦を考慮しつつ HDR ダンパーでさらにエネルギー吸収を強化している．このような複合効果を期待する構造形式は，今後も開発の余地があると考えられる．

1) 鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)

鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)は，積層ゴムに円柱状の穴を設け，そこに円柱状の鉛プラグを圧入し一体化したものである．LRB の構造を図-9.3.2 に示す．

鉛プラグはその弾塑性挙動によりエネルギーを吸収する．また，その降伏までは剛性が支承全体のせん断剛性に寄与しトリガー機能を形成する．

LRB の履歴特性は，積層ゴムのせん断変形と鉛プラグのせん断変形の両方の特性からなり，図-9.3.3 に示すようなバイリニアの履歴ループを示す．ここで，積層ゴム自体はほとんど履歴ループを描かないので，LRB のエネルギー吸収は鉛のせん断変形によるものである．

鉛の特性にはひずみ速度依存性があり，地震のように比較的早いせん断変形に対しては弾塑性体として安定したエネルギー吸収が期待できる．一方，緩やかなせん断変形に対しては反力が小さく，ほとんど抵抗せずにクリープ変形を起こすので，温度変化による主けたの伸縮にともなう不静定力の低減の効果が得られる．

ここで，少し鉛の特性について説明しておこう．金属素材が塑性変形を受けた場合，加熱されるとその歪んだ結晶構造が歪みのない新たな結晶粒になる過程を経て元に戻ることができ，それに必要な温度を再結晶温度と呼ぶ．金属の再結晶は鉛特有ではないものの，再結晶温度は，たとえば鉄が 450℃ であるに比べ，鉛は 20℃ 未満と常温に近い温度である．そのため，鉛の降伏は鋼材と異なり疲労が進行しないので，大変形領域でも安定した履歴特性を示す．また，鋼材に比べ低い応力度で降伏することから，鉛はきわめて延性に富み，鉛を用いたダンパーは小変形時から減衰性能を発揮することができる．LRB は，こうした鉛の優れた繰返し塑性変形能力とエネルギー吸収能力を利用するものである．

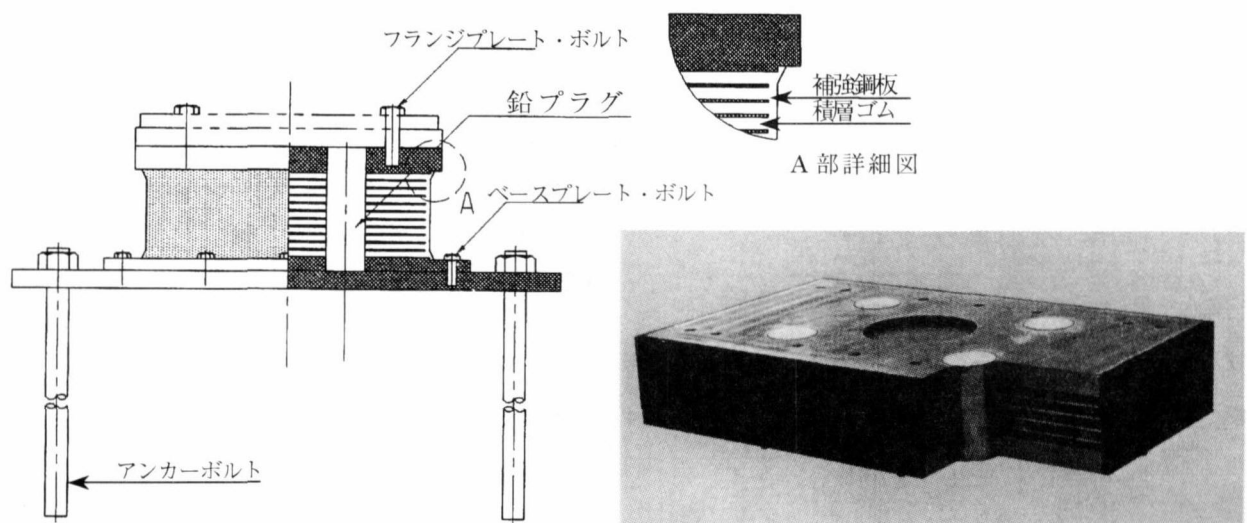


図-9.3.2 鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)の例

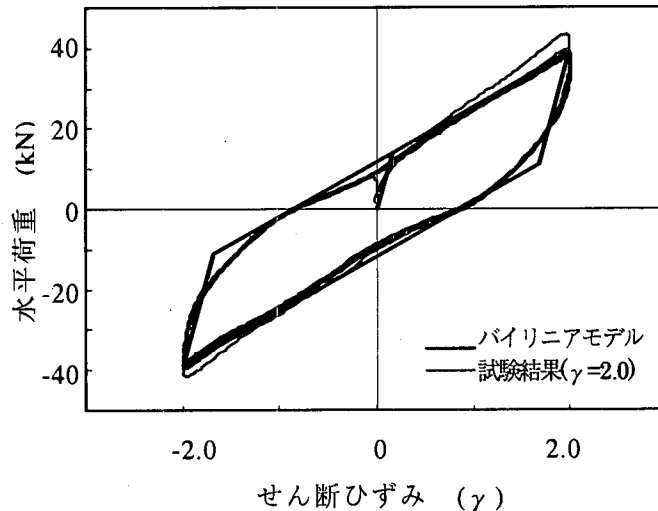


図-9.3.3 鉛プラグ入り積層ゴム支承の荷重-変形関係の例

LRB には純度は 99.99% 以上の鉛が用いられる。鉛プラグの形状は、積層ゴムによる拘束効果などの関係から、高さ H_p と直径 D_p の比は 1.25～5.0 となっている。また、鉛プラグの面積 A_p は積層ゴムの面積 A_R の 7% 程度以下にする必要があり、6% 程度としているのが一般的である。

LRB に用いられるゴム材料には、天然ゴム、クロロプレンゴム(JIS K6386)があり、せん断弾性係数が 8～12kgf/cm² のものが用いられる。補強鋼板は、SS400(JIS G3101)などである。

免震支承には、「鉛直荷重を安全に支持しつつ、しかもせん断変形に対する柔軟性を実現する」とする要求がある。ゴム支承においては、鉛直荷重にある程度以上の面積が必要であり、面積が大きくなるとせん断変形に対する剛性が増すと言うジレンマがある。剛性を増やさずに柔軟性を実現するためには、ゴムの総厚さを増やすことが必要である。

また、固有周期が決まれば変位が与えられ、変位は構造物の規模には関わらないといえる。そこで、ある一定のせん断変形に対しては、ゴムの総厚さが厚いほどせん断ひずみが小さくなることから、ゴム支承は最低限でもある程度の大きさを有していることが要求されると言える。このような事情を考えると、免震設計においては、1 個の面積の大きい支承を少数用いる必要があると言える。

先に、ゴムは、鉛直方向からの圧縮応力が大きくなると、せん断変形に対する剛性が小さくなる性質を持っていることを述べた。したがって、ゴム系の免震装置を用いる場合には、ある一定以上の鉛直力が維持されることが必要であるが、構造によっては免震装置部分に引張りが生じる場合もある。しかし、積層ゴムの引張せん断時の特性は、圧縮せん断に比べ実験データが少なく十分に確かめられているとはいいがたい。この点を考えると、上揚力を受けた状態で目標性能が得られるかについて、載荷試験を行いチェックする必要があると言える。

免震装置の平面形状について言うと、円形支承には方向性がないという利点がある。ただし、矩形であってもせん断剛性にはそれ程の差がないことが知られている。問題となるのは、矩形である場合の載荷方向による耐力の差であるが、斜め方向のせん断載荷時における限界変位は今後の課題である。

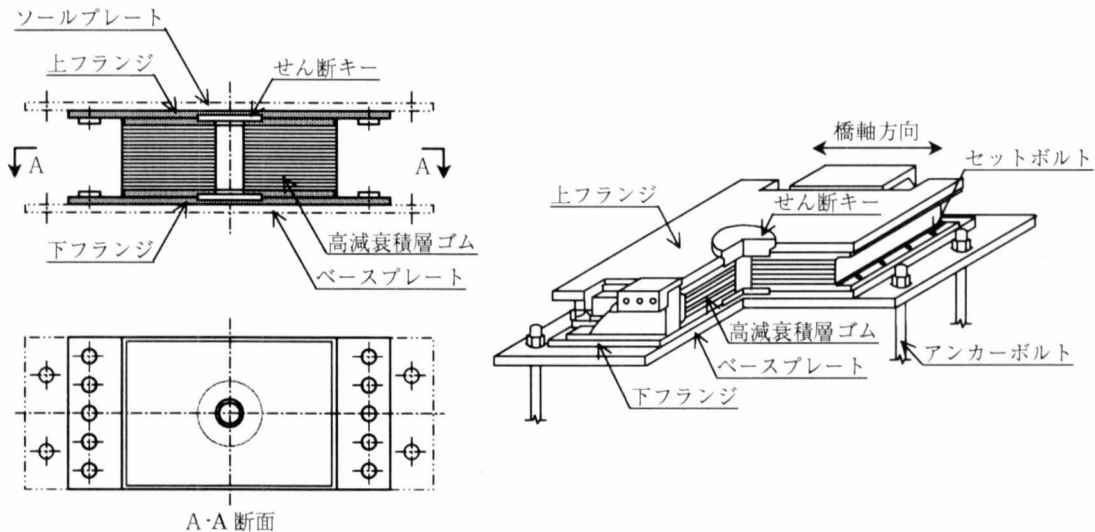
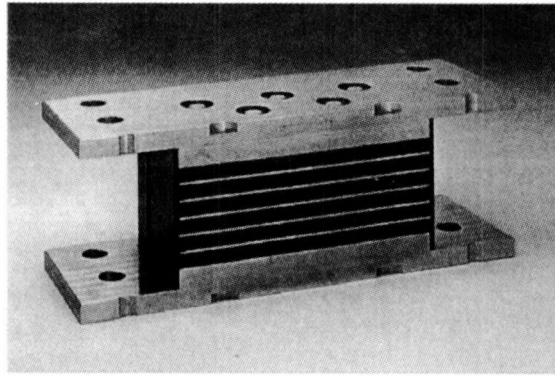


図-9.3.4 高減衰積層ゴム支承(HDR)の例

2) 高減衰積層ゴム支承 (HDR)

高減衰積層ゴム支承(HDR)は、ゴム自体に高い減衰性能を持った素材使用した免震支承である。HDR の構造を図-9.3.4 に示す。

高減衰ゴムとは、天然ゴムを主体としたゴム材料に充填材・補強材などを添加し、それ自体で滑らかな履歴曲線を得ることができる。

HDR についても、温度変化のような緩やかなせん断変形に対して、抵抗力が低減される。

3) 摩擦型支承

摩擦型支承は、上部構造と橋脚天端の間を滑らせることで上部構造に作用する慣性力を低減するものである。また、地震時に生じる滑りにおいては、すべり面の摩擦力以上の力を伝えないので、橋脚から上部構造に入力する力を頭打ちにする。同時に、摩擦によるエネルギー消費により地震力を低減する。なお、摩擦型の支承には一般に残留変位が生じるので、別途復元力特性を与える機構が必要となる。

振動論的な理解からすれば、滑り現象には固有周期がないため、特定の周期の地震動に対して共振することがないという利点が得られる。

滑り部分にはテフロン板(四ふっ化エチレン樹脂 PTFE, JIS-K6888)とステンレス板(SUS304 または SUS316, JIS-G4304,4305)が用いられることが多い。PTFE には耐磨耗性を高めたグラスファイバや、炭素粒グラファイトを混入したものがあり、それらは摩耗耐力や、摩擦係数の面圧依存における安定性などの点で利点がある。

すべり面の摩擦だけを考えると荷重-変位関係のイメージは図-9.3.5に示すように、ほぼ矩形になり、等価減衰定数の観点からは最高の減衰効果が得られることになる。

摩擦型免震装置として見逃してはならないものに Friction pendulum damper がある。

地動を伝えないながらも、地震の後で元の位置に戻そうとする復元の機能を残そうとするのは当然であり、1924年の鬼頭健三郎の特許申請にも曲面の利用が見られるが、この時にはボールのころがりに依存しているので、エネルギー吸収の効果は期待できない。後に Friction pendulum damper は改良され、カリフォルニア大学の Mhin 教授と CALTRANS の共同開発では、すべり面を持つ Friction pendulum damper が提唱され、実際に歴史的建築の耐震補強に適用された。ここでは、すべり面を曲面にすることによって原点に戻る復元力を実現しながら、摩擦減衰による高い減衰性能を利用する。CALTRANS ではさらに橋梁への適用が検討されている。

我が国で開発されたものとしては、図-9.3.6に示すようなリンク支承と呼ばれるものがあり、低温下においても性能が低下しないことから、北海道において橋梁に適用された事例が3例報告されている。

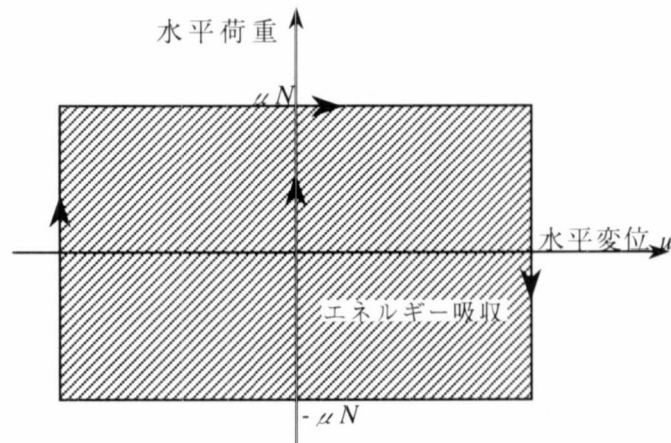
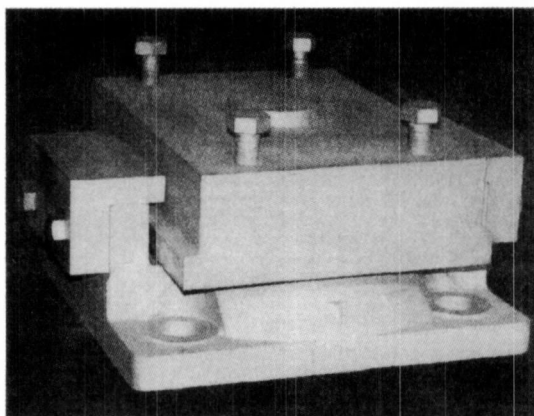
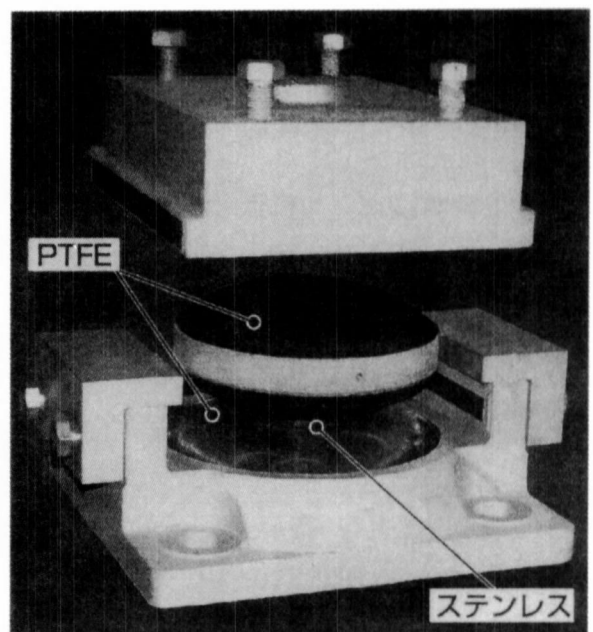


図-9.3.5 摩擦型支承の履歴曲線



(a) 外形



(b) 構造

図-9.3.6 リンク支承

表-9.3.3 鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)と高減衰積層ゴム支承(HDR)の特性

	LRB の水平剛性・減衰	HDR の水平剛性・減衰
せん断ひずみ依存性	水平剛性はせん断ひずみの増大に従い低下する。 せん断ひずみ 200%程度までは、履歴ループはほぼ直線状で、それ以上ではハードニングを示す。 限界特性は、通常の積層ゴム支承とほぼ同じ。	水平剛性はせん断ひずみの増大に従い低下する。 せん断ひずみ 250%程度からハードニングを示す。
面圧依存性	面圧が高いほど、剛性が低下する。	面圧が高いほど、剛性が低下する。
繰返し依存性	等価剛性・等価減衰とも、最初の数サイクルで低下し、その後安定する。	エネルギー吸収による温度上昇に依存するが、地震による繰返しでは、等価剛性・等価減衰定数の低下は数%程度。

(3) 免震支承の各種特性

免震支承の特性、特に地震時の挙動としての履歴特性は、簡単なバイリニアモデルで表現されるものが多い。ただし、免震支承の特性は、変位振幅、鉛直荷重、載荷速度、温度、初期応力状態、繰返し回数などにより変化するので、その設計においては、他の部材と同様に十分その特性を十分理解しておく必要がある。

1) 鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)と高減衰積層ゴム支承(HDR)の特性

表-9.3.3 に、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)と高減衰積層ゴム支承(HDR)の特性についてまとめた。

2) 摩擦型ダンパーの特性

摩擦係数には、一般に速度依存性があり、温度変化などのような非常にゆっくりした相対速度においては小さく、速度とともに上昇する。また、面圧が高くなると、摩擦係数は低下する。

摩擦型の場合、摩擦係数の環境条件などによる変動が他のタイプに比べ一般に大きく、摩擦面の凹凸(仕上げ状態)、磨耗程度、環境変化(腐蝕状況、ごみ・ほこりの付着・進入)などの影響に注意する必要がある。摩擦係数が設計で想定した値よりも大きければ、変形が免震支承に集中せずに橋脚や基礎に作用する断面力が大きくなるし、小さくても所定の減衰が得られず変位が課題になる可能性がある。

3) 速度依存型ダンパーの特性

速度依存型のダンパー(粘性体ダンパー)には、オイルや粘性体が用いられている。これらの材料特性は、一般に温度依存性が大きく、温度の上昇に伴い粘性が低下するで、ダンパーの温度依存性に留意する必要がある。

また、粘性体の経年変化やごみやほこりの進入に対するメンテナンスも必要である。

9.3.4 免震橋の設計の基本方針

9.3.2 では免震設計の考え方について説明し、その基本は、アイソレーターによる長周期化、ダンパーによる応答低減、およびトリガー機能の付与であることを述べた。

本節では、道路橋示方書 V 耐震設計編⁸⁾にしたがって、道路橋の免震設計の方法について

表-9.3.4 免震設計に関する主な規定

項 目	規 定 事 項
免震設計に適した橋	・地盤が堅固で基礎周辺地盤が地震時に安定している場合 ・下部構造の剛性が高く橋の固有周期が短い場合 ・多径間連続橋
免震設計を採用しては いけない橋	・軟弱な粘土層やシルト層など基礎周辺の土層の土質定数がゼロの場合 ・下部構造のたわみ性が大きく、もとの固有周期の長い橋 ・基礎周辺の地盤が軟らかく、長周期化によって地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合 ・支承に負反力が生じる場合
設計で対象としている 免震支承	・簡単な機構、挙動が明確、安定しているもの。 ・アイソレーターとダンパーが一体となったゴム系免震支承 (鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰ゴム支承)
免震設計に使う 設計水平震度	・震度法では橋の減衰定数に基づく補正は行わない ・保有水平耐力法では減衰定数により最大30%設計水平震度を低減できるよう規定 ・免震支承のエネルギー吸収を確保するため、橋脚の許容塑性率を制限(安全係数を通常の2倍に設定)
免震支承の設計	・地震時保有水平耐力法による設計法を規定 ・免震支承の等価剛性、等価減衰定数の算出方法を規定
免震設計を使用する 場合の構造細目	・保耐法地震時にけたどうしが衝突しないよう、けた端部の遊間量を規定 ・震度法地震時のけたの動きに追随できるような伸縮装置の伸縮量を規定

て述べる。まず、同示方書に規定されている主な点をまとめると表-9.3.4 のようになる。

(1) 免震設計の適用範囲

どのようなコンセプトでもそうであるが、あるコンセプトがすべての場合に有効であるとは限らない。無理に適用しようとすればできないことはないが、労多くして得るものが少ないことがある。免震設計も同じであって、このコンセプトがベストソリューションをもたらす場合は数多くあるが、一方で苦労ばかり多くてあまり利点が得られないケースもあり得る。

橋の固有周期を長周期化することで橋に作用する地震力を低減するというのが、免震設計の基本的考えの一つであった。また、ダンパーによる応答の低減を得るためには、免震支承の挙動が安定していて確実な減衰効果の得られる状態(鉛直反力やせん断変形の範囲)で使用する必要がある。これらの点を考えると、免震設計の適否を、次のようにまとめることができる。

免震設計の基本原理は長周期化であるから、固有周期が特に長くない橋に適している。具体的には、免震によらない場合の固有周期が、1.0 秒以下の場合を指す。免震によらない場合とは、従来通りの固定／可動の別のある支承を用いた場合と言うことであり、例えばすべての支承を固定とした場合がこれに相当する。もちろん、すべての支承を固定とした際に得られる固有周期が短いと言うことは上部構造のスパンが短かったり下部構造が剛である場合であって、そのような場合には温度変化によるけた伸縮に起因する不静定力が大きくなるので、免震支承など弾性支承の適用が適していると言うこともできる。

反対に、免震によらない場合の固有周期が長い橋、すなわち上部構造のスパンが長かったり、橋脚高さが高くてたわみやすい構造には適していない。こうした橋では元から応答加速度が小さく、長周期化による効果がそれ程には得られない。あるいは、下部構造が柔軟であって変位が大きく、そのために免震支承に変形が集中しない場合があるからである。

一方、表層地盤が柔軟であって、地表地震動の卓越周期が長い場合は、橋を長周期化することによって、構造物と地盤の間に有害な連成が起こる場合もある。

したがって、基礎周辺の地盤が柔らかい場合には適していない。一般に、地盤種別はⅠ種、Ⅱ種地盤であれば問題ないが、Ⅲ種地盤に適用する場合は、地盤と橋の共振に注意する必要がある。

また、免震設計においては架橋地点の地盤が安定していることが重要である。これは、免震橋は免震支承により上部構造と下部構造が柔らかく結合されており、地盤が液化化するなど不安定であれば、基礎の移動や回転が生じ、免震支承の状態は基礎が安定している場合とは大きく異なり、想定どおりの免震効果は得られないからである。

積層ゴムの特性は面圧に依存することは、9.3.3 で述べた。免震支承が負反力を受けた状態での特性は十分に確かめられておらず、また、大きな負反力が生じる場合には、免震装置は安定した履歴を示さず、破断強度が低下することがあるためである。この点に配慮して、地震時に支承に負反力が生じる場合には、免震設計を採用してはならないと規定されている。しかしながら、支承に負反力が生じることは免震設計によらない場合でも問題となることであり、橋梁設計上の一般的注意事項でもある。曲線橋や非対称形状の橋脚柱において支承に負反力が生じる場合が考えられるが、その点を解決した上で免震設計適用の可否を検討することが望まれる。

(2) 固有周期の設定

我が国では沖積平野に都市が多いこと、既存の道路や鉄道がカバーしないルートを整備しようとするなど地盤条件の点で贅沢は言えないということ、などの理由で軟弱な地盤上に橋梁を建設せざるを得ない事情がある。このような地点の地表の地震動は、長周期成分が卓越しやすい。道路橋示方書Ⅴ耐震設計編ではこれらの事情を勘案しながら、設計用地震動スペクトルが与えられている。具体的には、地震力を低減させる固有周期が、Ⅰ種地盤であれば、震度法で1.1秒、保耐法タイプⅠで1.4秒、同タイプⅡで0.7秒に設定されている。したがって、橋の固有周期をこうした固有周期よりも長く設定しなければ、長周期化による効果は得られない。

しかし、むやみに長周期化すると地震時変位が増大することは、9.2.2 で見た通りである。大きな地震時変位に対応しようとする、大型の免震支承が必要となり、また同時にけた端部の遊間も大きくなるために伸縮装置が大型になり、コストの増大や走行性の低下をもたらすことになってしまう。

そのため、橋の免震設計では、過度に長周期化をするのではなく、長周期化と同時に減衰性能の向上を行って、変位を低減することがポイントとなる。

道路橋の免震設計法マニュアル（案）などを参照すると、免震設計による場合の固有周期は、免震設計によらない場合の2倍程度以上とするのがよいとされている。これは、この程度に固有周期を伸長し、上部構造の固有周期と下部構造の固有周期を離しておけば、上部構造と下部構造の連成振動によって悪影響が発生することが少なく、変形を免震支承

に集中することができると考えられるためである。

免震設計による場合の固有周期をどの程度に設定すべきか、減衰の性能向上はどの程度まで実現可能かと言う点については、既に多くの提案がされている^{10), 11), 12)}。しかしながら、この議論の出発点は「どのような地震動に対応しようとしているのか」によるところが大きく、設計地震動が変われば最適化の戦略も変化する。地震動の予測に関する知見が今後も進歩して、対応すべき地震動が正確に示されれば免震設計の精度はさらに向上すると言える。それと同時に免震設計をする際に陥り易い盲点を考慮した上での設計地震動設定の試みも必要であると指摘されている。設計条件と最適特性値探索の努力は左右両輪のようにどちらも重要な点であって、性能設計に移行する時代にあっては設計者の腕の見せ所と考えることができる。

(3) 免震支承の特性

免震支承は、橋の耐震性を支配する部材であるから、設計においてはその特性を正確に評価する必要がある。また、地震時にはその特性が安定していなければならない。

土木構造がさらされている自然環境は非常に過酷であり、最小のメンテナンスでも安定した結果を出すことが要求されている。また、非常に悪い条件が重なった場合であっても最悪の状態に陥らないと言う性質が要求され、このような性質はロバストネスと呼ばれる。また、事態が悪く進行した場合であっても最小の努力で回復することができると言う性質も重要であり、これはリダンダンシーと呼ばれる。例えば、非常に大きな地震動によって伸縮装置が折れ曲がるなどの些少の被害が生じて、鋼板と舗装材さえ用意できれば緊急の回復ができる。そのことによって、救われることの多さに着目する必要がある。

これらの条件を考えると、免震支承は簡単な機構で、地震時に確実に機能すること、剛性や減衰特性などが十分に分かっており、考えられるあらゆる条件下においても安定した特性が得られることを確認した上で使用する必要がある。

こうしたことから、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では実績が豊富な LRB, HDR 等ゴム系の免震支承に着目して規定を示している。しかしながら、十分な検討を経て提供される場合には、これ以外の免震装置の適用を妨げるものではなく、技術の向上はむしろ歓迎される。

(4) 多径間化

多径間連続構造とすることにより、地震力を各橋脚にバランスよく分散させ、伸縮装置の数を減らして走行性・維持管理性の向上が図られる。

また、温度変化やクリープによるけたの伸縮が下部構造に負担をかけないように、免震支承の剛性を利用して吸収するようにすることが可能となる。

(5) 2方向免震

免震の効果を橋軸方向に限定するか、あるいは橋軸直角方向の2方向に対して有効とするかが議論されることが多い。一般的には橋全体の応答を考えた上で判断するのが望ましいと言える。

主けたは、橋軸方向の地震に対してはもちろん、橋軸直角方向の地震に対しても十分な強度を有していることが多いので、免震化による下部構造の負担や伸縮装置の移動量に着目すればよい。

壁式橋脚のように橋軸直角方向の剛性と耐力が大きく、直角方向の地震により断面が決定されない場合は、橋軸方向のみの免震とすることが有利である。直角方向を免震とする

と、伸縮装置の構造が複雑となりそのコストが増加するので、多径間連続橋で伸縮装置の数が少なくコスト増があっても橋軸直角方向の免震化により下部構造の合理化が図れる場合には、2方向免震が有利となる場合がある。震度法に対しては免震支承のサイドブロックにより橋軸方向を固定し、地震時保有水平耐力法レベルの地震に対してはこれが破壊するように設計し両方向免震とする例もある¹⁵⁾。

しかしながら、インターチェンジなど曲率の大きな平面線形の構造においては橋軸方向とか橋軸直角方向とかの概念が通用しない場合がある。このような場合には思い切って2方向免震の可能性を探るべきである。一般的な統計解析による落橋可能性判定においても、平面線形のアイテムが設けられ、曲線橋のカテゴリにおいては落橋可能性が高いとする結果が報告されている。この点を解決する手段として、曲線部全体を一体構造とした上で2方向免震とすることは有効であると考えられる。

9.3.5 免震橋の設計の流れ

(1) 免震設計の流れ

道路橋の免震設計の流れを図-9.3.7に示す。免震橋の設計は動的解析によるのが基本であるが、各橋脚間の振動特性がほぼ同様である場合などには、静的な設計手法を適用し、震度法による設計、地震時保有水平耐力法による設計、動的解析による照査、構造細目の設計の四つのステップから設計することができる。

ここで、免震支承は地震時保有水平耐力法によってのみ設計すればよい。これは、免震支承の特性が、ほとんどの場合、地震時保有水平耐力法による設計で決定されるためである。

ただし、支承の設計を地震時保有水平耐力法のみで行うのではなく、常時に対する設計で支承の寸法を設定した後、耐震設計では、震度法では照査せず、保耐法で設計することを意味している。また、免震設計では、支承の寸法や橋脚の断面等が順次決まっていくのではなく、支承の設計変位などを仮定し繰返し計算をする必要があることに注意していただきたい。

免震支承の荷重-変位特性は非線形であるので、免震橋の固有周期は等価剛性を用いて算定する。等価剛性が求められていれば、それを支承の水平バネ定数とすればよいが、等価剛性は支承の水平変位に依存するので、設計震度によって異なってくることになり、繰返し計算により求める必要がある。設計においては、一般に、設計者がこの操作を行っており、設計変位の初期値を仮定して設計した後、算出された変位を用いて繰返し計算をする。

そのため、免震設計の初期段階においては、簡易なモデルを用いて支承の仕様・形状寸法や下部構造の断面形状を設定するのが便利である。こうした初期検討に用いる計算モデルが、(3)で述べる免震支承と橋脚の直列バネからなる簡易なモデルである。簡易モデルは1自由度系に置き換えたものであるから、固有周期を容易に求めることができる。

繰返し計算の手順は以下のようである。

- ① 上部構造からの鉛直反力、温度変化、乾燥収縮の影響を考慮して免震支承の諸元を仮定する。
- ② 震度法、地震時保有水平耐力法における免震支承の設計変位 u_B を仮定し、等価剛性 K_B (第1次近似値) を算定する。

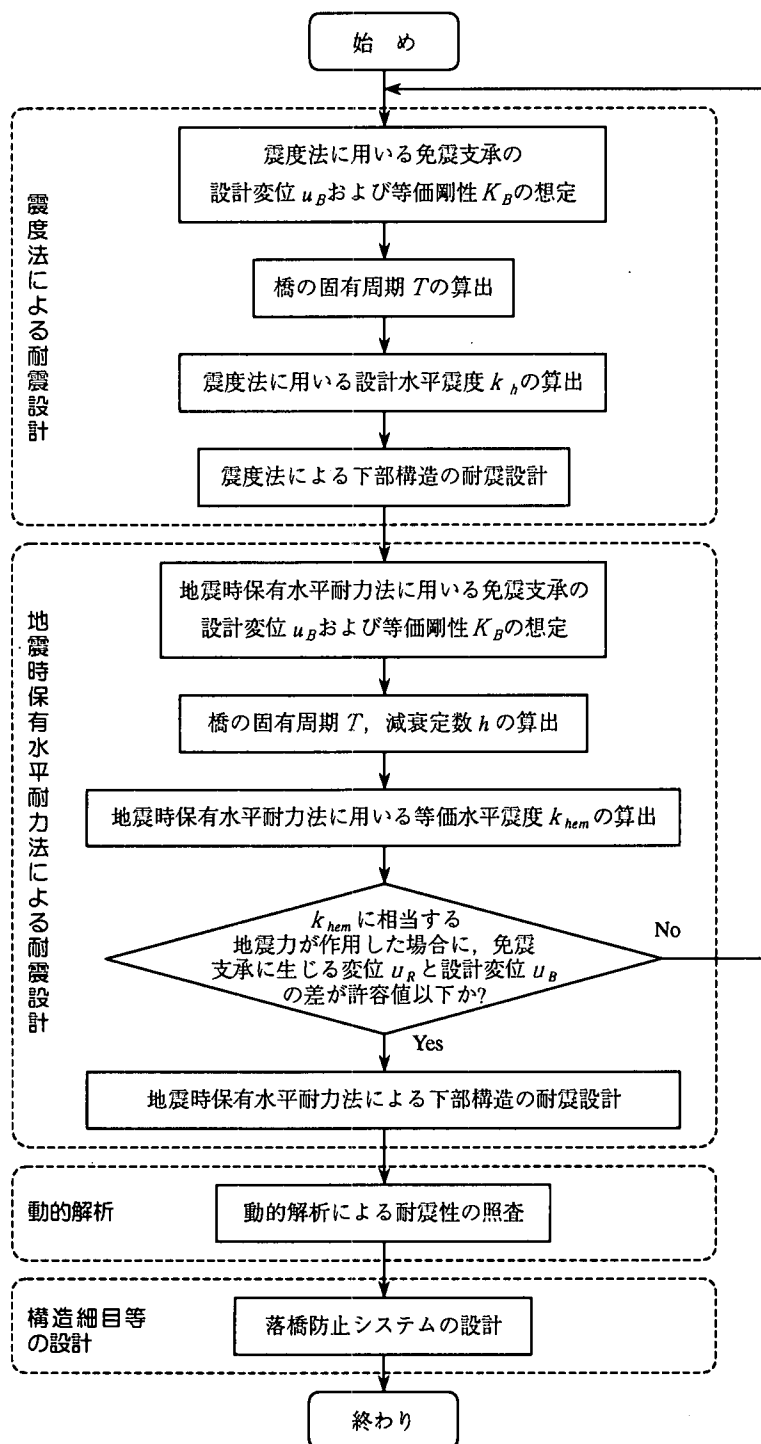


図-9.3.7 道路橋示方書における免震設計の流れ(静的照査法による場合)

- ③ 支承の水平バネ係数に等価剛性を入力し、固有周期を求め、設計水平震度 k_{hcm} を算定する。
- ④ 設計水平震度をモデルに作用させ、上部構造の変位と橋脚天端の変位の差から免震装置の水平変位を算定する。固有周期の算定において、Rayleighの方法を用いた場合には、震度1に相当する変形を求めているので、その時の上部構造変位と橋脚天端の変位の差に設計水平震度を乗じればよい。
- ⑤ 上記の支承変位での等価剛性を算定する。

⑥ 上記で求められた等価剛性と仮定した等価剛性が許容誤差内(一般に、支承の変位が設計変位の $\pm 10\%$)に収まるまで③以下を繰り返す。

⑦ 下部構造の耐震設計を行う。

なお、上部構造がプレストレストコンクリート構造の場合は、クリープ・乾燥収縮が生じる。下部構造の設計においては、震度法に対してはこれらの影響を考慮し、地震時保有水平耐力法に対しては考慮しない。免震支承の設計においては、震度法、地震時保有水平耐力法とも、クリープ・乾燥収縮の影響を考慮する。

(2) 地震時保有水平耐力法による設計

① 震度の設定

等価水平震度は、地震時保有水平耐力法による設計計算の最終段階で用いられるもので、エネルギー一定則により、塑性化を考慮して非線形応答を算出するための震度である。その値は、エネルギー一定則に基づき、設計水平震度を $\sqrt{2\mu_m - 1}$ (μ_m : 応答塑性率)で除して求められる。免震橋の場合の地震時保有水平耐力法における設計震度の算定の流れを、図-9.3.8に示す。

免震橋の等価水平震度も、基本的には通常地震時保有水平耐力法と同じであり、エネルギー一定則により、塑性化を考慮して非線形応答を算出するための等価水平震度を求める。ただし、橋の減衰定数に基づく補正を行うことと、橋脚の許容塑性率を算出する際の

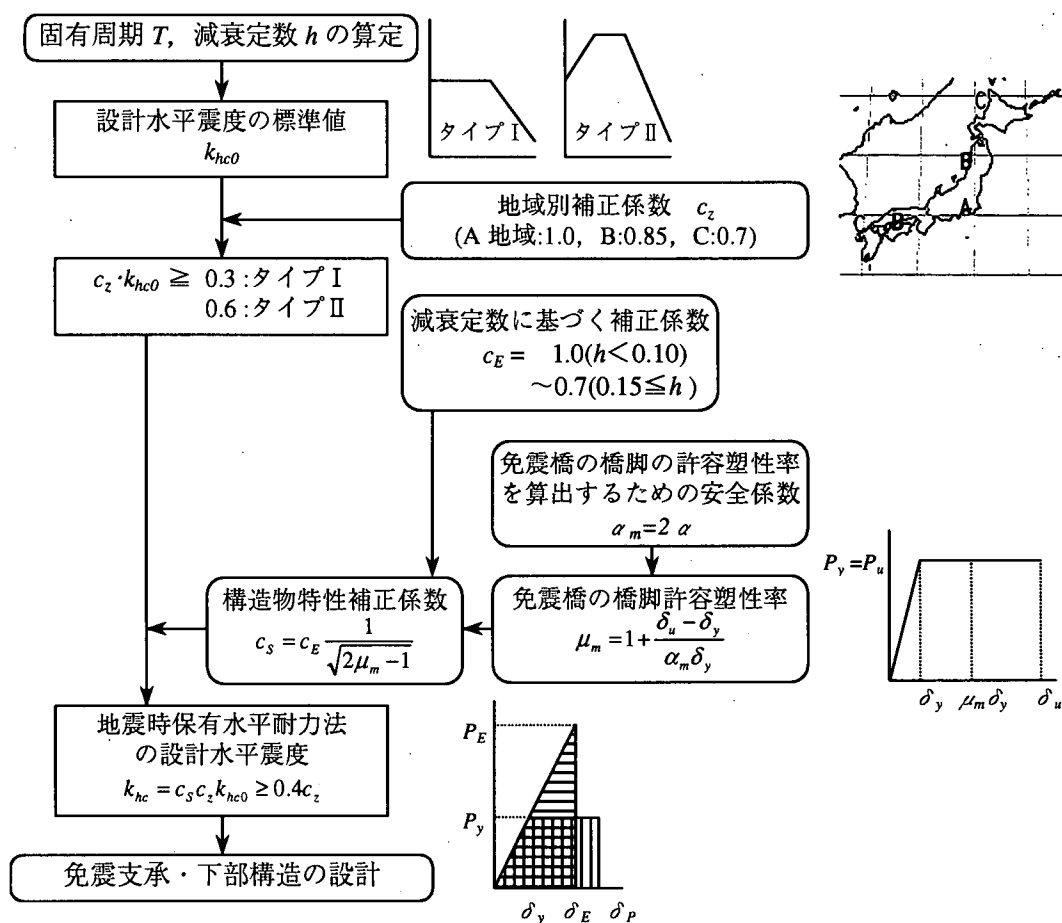


図-9.3.8 免震設計を用いる場合の地震時保有水平耐力法における等価水平震度の算出

安全係数の値が、一般の橋と異なっている。

② 震度の下限值

設計震度の算出とそれに関わる下限値について、表-9.3.5のように規定されている。

地域別補正係数 c_z に設計水平震度の標準値を乗じた値は、免震橋に限らず、タイプⅠ地震動では 0.3 以上、タイプⅡ地震動では 0.6 以上との規定が、また、設計水平震度には $0.4c_z$ 以上との規定がある。これらは、基本的には、地震動の長周期成分の影響を考慮して長周期領域においても中周期領域の設計水平震度を大きく下回らないようにしたものであり、免震橋に対しては長周期化されることにより等価水平震度が過度に小さくならないように配慮したものである。また、免震設計を用いる場合の橋脚の許容塑性率の算出において、安全係数 α を非免震の場合の 2 倍としているのは、橋脚の非線形応答を抑え損傷を少なくすると同時に、長周期化とエネルギー吸収が確実に免震支承で行われるようにするためである。

A 地域で曲げ破壊型の場合について、橋の減衰定数の低減係数を下限値の 0.7 とした時の設計水平震度 k_{hc} を図-9.3.9 に示す。曲げ破壊型の場合、許容塑性率の値によって異なってくるが、この例では、タイプⅠ地震動については全周期帯域において、タイプⅡについても、固有周期 0.2~0.9 秒を除けば、下限値規定により震度が決まっている。動的解析により設計する場合でも、橋脚については $0.4c_z$ に対応する水平耐力を有しているかを確認するのがよいとされている。

(3) 固有周期の算定

固有周期は Rayleigh の方法により、構造物の重量に相当する水平力を作用させた場合の変位分布から(構造物を離散化した場合は各節点に生じる変位から)、式(9.3.3)により算出できる。Rayleigh の方法とは、1 自由度の振動系が自由振動する時の運動エネルギーの最大値とひずみエネルギーの最大値が一致することから固有周期を求めるものであり、式(9.3.3)では 1 次モードが一様な水平震度を作用させた時の変形形状によく近似していることを利用して固有周期を求めている⁶⁾。

$$T = 2\pi / \sqrt{\delta / g} \approx 2.01\sqrt{\delta}$$
$$\delta = \frac{\int w(s) \cdot u(s)^2 ds}{\int w(s) \cdot u(s) ds} = \frac{\sum w_i u_i^2 ds}{\sum w_i u_i ds} \quad (9.3.3)$$

ここに、

T : 構造物の固有周期

$w(s)$, w_i : 上部構造および下部構造の位置 s または節点 i の重量

$u(s)$, u_i : 上部構造および耐震設計上の地盤面より上の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる位置 s または節点 i の変位

なお、固有周期の算定は、地震時保有水平耐力法を対象としているので、橋脚の剛性には降伏剛性、すなわち、橋脚の曲げ変形による降伏時の割線剛性を用いる。

固有周期は、設計振動単位(地震時に同一の振動をするとみなせる構造系)毎に算出する。複数の橋脚からなる橋の場合で、橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合では、設

表-9.3.5 等価水平震度を算出する過程での下限値規定

	一般橋梁	免震橋梁
震度法	地域別補正係数を考慮した値が 0.1 以上でなければならない。 $k_h = c_z k_{h0} \geq 0.1$	
保耐法	設計水平震度 k_{hc} は $0.4c_z$ 以上でなければならない。 $k_{hc} = c_s c_z k_{hc0}$ k_{hc} : 設計水平震度 k_{hc0} : 設計水平震度の標準値 c_z : 地域別補正係数 c_s : 構造物特性補正係数 $c_z \cdot k_{hc0}$ はタイプ I では 0.3, タイプ II では 0.6 以上でなければならない。	
	$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}}$ μ_a : 橋脚の許容塑性率 $\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y}$ α : 橋脚塑性率の安全係数 $\alpha = 3.0$ (タイプ I), $\alpha = 1.5$ (タイプ II) : 耐震性能 2 に対する曲げ破壊型	$c_s = c_E \frac{1}{\sqrt{2\mu_m - 1}}$ μ_m : 免震設計を用いる場合の橋脚許容塑性率 $\mu_m = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha_m \delta_y}$ c_E : 橋の減衰定数に関する低減係数で, $h \geq 0.15$ で 0.7 (c_E は 0.7 が下限) 橋脚の許容塑性率 μ_m の算出では, 安全係数 α は非免震の場合の 2 倍とする。 $\alpha_m = 2 \cdot \alpha$

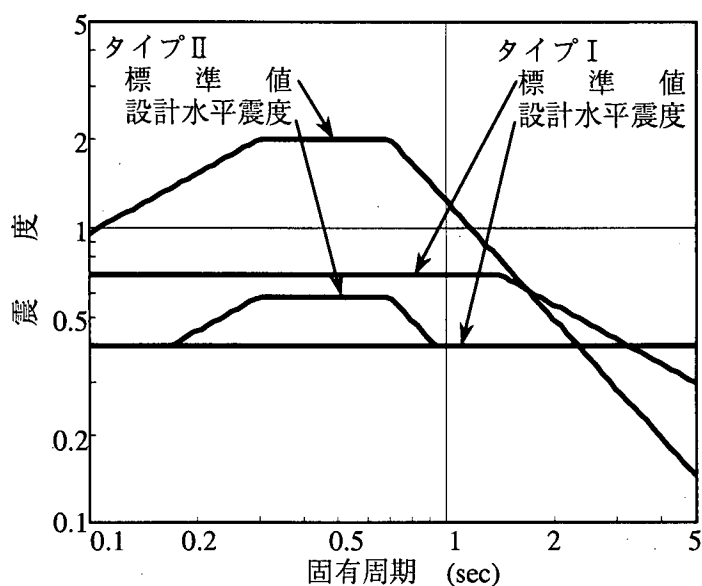


図-9.3.9 免震橋の設計水平震度 k_{hc} (A 地域, 曲げ破壊型, 橋の減衰定数の低減係数=0.7)

計振動単位は, 一つの下部構造とそれが支持する上部構造部分と見なせる. そのような場合は, 図-9.3.10 に示すように, 上部構造部分の重量, 免震支承, 橋脚, 地盤バネからなるモデル(橋脚単独モデル)について, 固有周期を算出すればよい.

さらに, 設計振動単位が橋脚単独モデルで表される場合の初期検討においては, 式(9.3.4)を用いて, 免震装置と下部構造の剛性を直列バネとして評価して求めることも可能である²⁾.

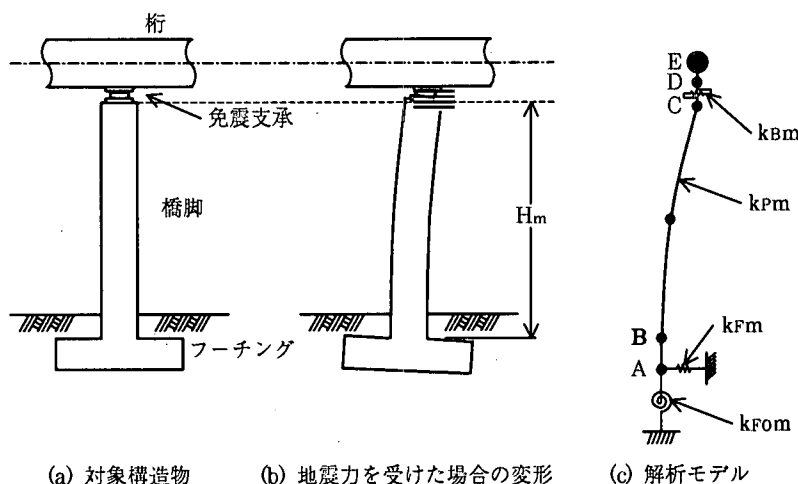


図-9.3.10 免震橋のモデル化

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{W_u}{\sum K_i \cdot g}} \quad (9.3.4)$$

$$\frac{1}{K_i} = \frac{1}{K_{Bi}} + \frac{1}{K_{Pi}}$$

$$K_{Pi} = P_y / \delta_y$$

ここに、

W_u ：上部構造の重量

g ：重力加速度(9.81m/s)

K_i ： i 番目の免震支承と下部構造から求まる等価剛性で、支承、橋脚、地盤バネ(水平および回転)を直列バネとしたもの。

K_{Bi} ： i 番目の免震支承の等価剛性で設計有効変位に対する値。

K_{Pi} ： i 番目の橋脚の等価剛性で、一般に降伏剛性を用いる。

P_y , δ_y ： i 番目の下部構造の降伏水平耐力と降伏変位(基礎の変形を含んだもの)

(4) 減衰定数の算定

構造物の等価減衰定数 h は、モード形状が減衰により変化しないと仮定すると、ひずみエネルギー比例型減衰により、式(9.3.5)で求められる。ひずみエネルギー比例型減衰とは、各部材の等価減衰定数を基に、モード減衰定数が各部材に生じるひずみエネルギーの重み付き平均に等しいとするものである。

ひずみエネルギー比例型減衰を免震橋梁に適用する際には、設計の対象とする橋の支配的な振動モードが免震支承の変形が主体となる 1 次モードであると仮定し、各部材のうち、上部構造は剛性が大きく地震時にはほとんど変形しないと見なし、さらに、基礎の並進・回転変位は上部構造の慣性力のみによって決まり橋脚躯体の影響はないと仮定することにより、橋脚免震支承、橋脚、基礎の等価剛性と等価減衰定数から、式(9.3.6)により算出することができる。

$$h_i = \frac{\sum h_j \phi_{ij}^T K_j \phi_{ij}}{\phi_i^T K \phi_i} \quad (9.3.5)$$

$$h = \frac{\sum K_{Bi} U_{Bi}^2 \left(h_{Bi} + \frac{h_{Pi} K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{h_{Fui} K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{h_{F\theta} K_{Bi} H^2}{K_{F\theta}} \right)}{\sum K_{Bi} U_{Bi}^2 \left(1 + \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} H^2}{K_{F\theta}} \right)} \quad (9.3.6)$$

ここに,

h_i : i 次モードの減衰定数

h_j : 要素 j の等価減衰定数

ϕ_{ij} : i 次モードの要素 j のモードベクトル

K_j : 要素 j の剛性マトリックス

K : 構造全体の剛性マトリックス

ϕ_i : i 次モードの構造全体のモードベクトル

また,

K_{Bi} , h_{Bi} , u_{Bi} : i 番目の免震支承の等価剛性, 等価減衰定数, 設計変位. K_{Bi} は設計有効変位 $u_{Be}=0.7 u_B$ に対する値.

K_{Pi} : i 番目の橋脚の等価剛性で, 降伏剛性を用いる.

h_{Pi} : i 番目の橋脚の等価減衰定数.

K_{Fui} , $K_{F\theta i}$: i 番目の基礎の水平および回転に対する地盤バネ定数.

h_{Fui} , $h_{F\theta i}$: i 番目の基礎の水平および回転に対する減衰定数.

H : フーチング上面から上部構造の慣性力の作用位置(橋軸方向: 支承底面, 橋軸直角方向: 主けた重心)までの高さ.

道路橋示方書 V 耐震設計編⁸⁾の「8.3 免震設計に用いる設計水平震度」では, 免震橋の減衰定数に基づく補正係数 c_E を表-9.3.6 のように規定している. また, 「6.3 動的解析に用いる地震入力」では, 式(9.3.7)に示す減衰定数別補正係数 c_D を規定している.

$$c_D = \frac{1.5}{40h_i + 1} + 0.5 \quad (9.3.7)$$

係数 c_E と係数 c_D は減衰性能によって慣性力が低減する効果を反映すると言う趣旨で規定されているが, 両者を比較すると, 図-9.3.11 に示すように係数 c_E は幾分か控え目に設定されている. このことは, 免震の設計概念が比較的新しいことを考慮した措置であると考えられるが, 綿密な試験によって免震装置の特性が十分に把握され, 動的解析に反映される場合には, 動的解析による照査の結果が優先されるべきである.

式(9.3.7)は日本の地盤表面で得られた 394 成分の水平成分の強震記録を分析した結果によるものである¹⁴⁾. この他にも式(9.3.8)~式(9.3.10)の減衰定数別補正係数が提案されており, いずれも減衰定数 $h=5.0\%$ の応答スペクトル値を 1.0 とした時の比として与えられている¹⁵⁾.

$$D = \left(\frac{0.05}{h} \right)^{0.4} \quad (9.3.8)$$

$$D = \frac{2.25}{1.75 + 10h} \quad (9.3.9)$$

$$D = \frac{1.5}{1.0 + 10h} \quad (9.3.10)$$

ところで, 先に図-9.2.2 では, 調和地動を入力した場合の減衰定数の違いによる応答の差を見たが, 入力地動の周期と構造系の固有周期が等しい共振点近くでは減衰定数の違いの影響が大きく, 共振点から離れるにしたがって影響が小さくなる傾向があることを述べた.

表-9.3.6 免震橋の減衰定数に基づく補正係数

減衰定数 h	補正係数 c_E
$h < 0.10$	1.0
$0.10 \leq h < 0.12$	0.9
$0.12 \leq h < 0.15$	0.8
$0.15 \leq h$	0.7

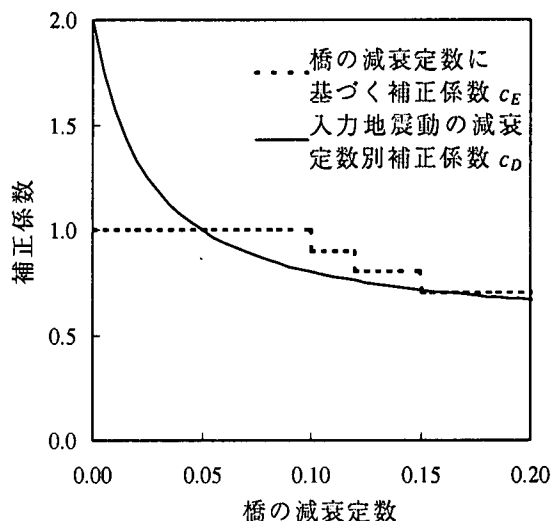


図-9.3.11 減衰定数による補正係数

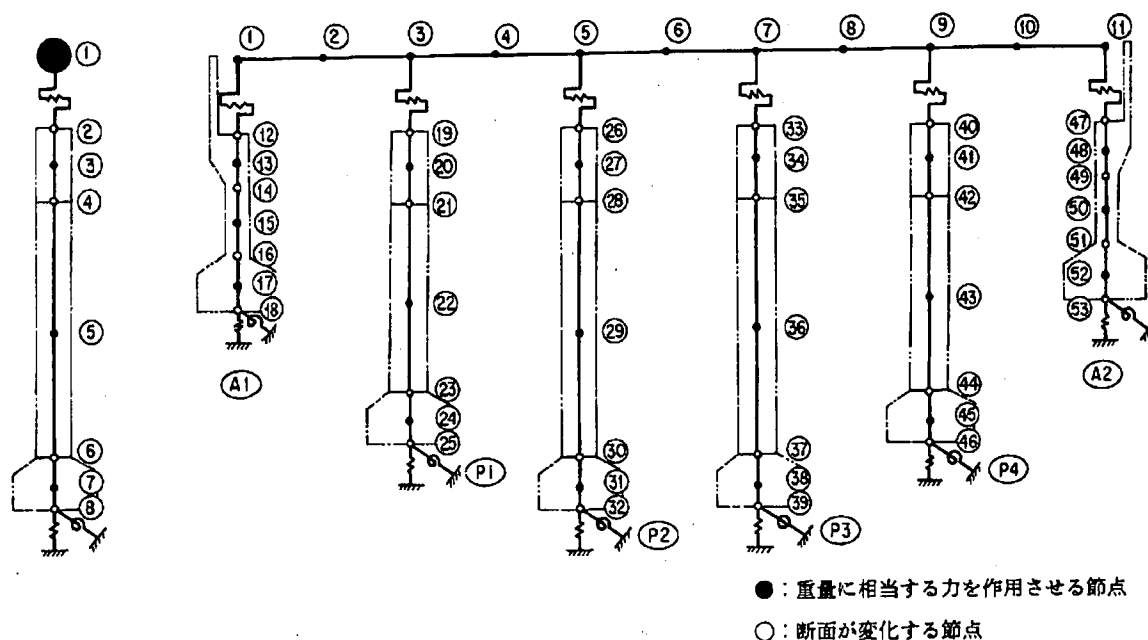
地震動を入力した場合にも同じ傾向が見られ、地震動の有する周期成分が大きいところでは減衰定数の違いの影響が大きく、その周期から離れるにしたがって影響が小さくなる傾向がある。減衰性能を向上させることによる応答の低減は、地震動の有する周期成分が大きいところで選択的に効果を発揮すると考えられる。

(5) 動的解析による照査

震度法や地震時保有水平耐力法は、構造系が単純で1次振動モードが卓越し、主たる塑性ヒンジの形成が1箇所エネルギー一定則が十分な精度で適用できる場合に適用できる設計法である。地震時の挙動が複雑な橋については、静的解析で地震時挙動を十分に表現できないことがある。また、非線形性が複数箇所に生じる橋では、エネルギー一定則の適用が限定されることがある。こうしたことから、道路橋示方書においては、地震時挙動が複雑な橋の設計では、動的解析により震度法や地震時保有水平耐力法の照査を行ったり、動的解析の結果を用いて設計するように規定されている。

免震橋の地震時挙動は、基本的には免震支承の変形が卓越し、上部構造の並進振動する1次振動モードが支配的であり、主として支承の塑性化によりエネルギー吸収を図るものである。しかし、免震支承の非線形性(主たる塑性化)と同時に、橋脚の非線形性(副次的な塑性化)も考慮する必要がある。そのため、免震橋の設計では、動的解析を用いて慎重に耐震性を検討する必要がある。道路橋示方書では、高橋脚の橋(一般に30m程度以上)、固有周期の長い橋(一般に1.5秒以上)、タイプBの支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋と並んで、免震橋についても、地震時保有水平耐力法で設計した結果を動的解析により照査するように規定されている。

ここで、少し静的設計と時刻歴動的解析の違いについて考えておこう。構造物を1自由度系に置き換え、加速度応答スペクトルを用いる設計(震度法、地震時保有水平耐力法)では、設計用の加速度応答スペクトルを用いている。設計スペクトルは多数の地震波のスペクトルを統計的に処理し設計的な判断を加えて設定したものであるから、これを用いて設計した結果は、多数の地震動に対する総括的な設計結果であると言える。これに対し、動的解析(特に非線形時刻歴応答解析)は、結果が入力地震動の特性に大きく依存するが、最大応答だけでなく、橋脚など各部の損傷(塑性率や塑性ヒンジの形成)や残留変位などの詳



(a) 橋脚単独系モデル

(b) 橋全体系モデル

図-9.3.12 免震橋の動的解析モデルの例

細な情報が得られと言う特徴を持っている。免震橋については、動的解析の結果を見れば、免震支承により設計者の意図した通りの効果が得られているかを確認することもできる。ただし、時刻歴応答解析は入力地震動の特性に大きく依存し、特定の地震動だけでは総合的な判断ができないので、複数の地震動に対し解析するのがよい。そこで、道路橋示方書では3波に対する結果の平均を用いて設計するのがよいとされている。

動的解析における解析モデルは、各橋脚間の振動特性がほぼ同様である場合には、図-9.5.12(a)に示すように、対象とする橋脚が支持する上部構造部分、免震支承、橋脚、フーチング、および地盤バネからなる橋脚単独系モデル(1本柱モデル)でよい。各橋脚の高さが異なるなど、各橋脚間の振動特性が異なる場合は、同図(b)に示すように、橋全体系をモデル化する必要がある。

支承はバイリニア型の履歴特性を持つ非線形バネ要素とする。橋脚のモデル化は一般の場合と同様でよいが、免震橋では免震支承の変形を主体としたモードが卓越することから、過度の要素分割は不要である。

免震橋の動的解析における照査項目としては、免震支承については支承の最大変位から求まるせん断ひずみ、橋脚については最大変位から求まる許容塑性率や最大断面力などがある。また、照査においては、以下のことを確認することも重要である。

- 1) 下部構造の変形の照査：免震支承が想定通りの変形をしており、過度の変形が橋脚下端に生じていないことを確認する。
- 2) 免震支承の減衰効果の確認
- 3) 橋台・けた間、あるいは隣接するけたとの相対変位の評価

なお、免震支承は通常バイリニアでモデル化され、その諸元(1次剛性 K_1 , 2次剛性 K_2 , 降伏変位 u_y)は設計変位に基づいて定められる。設計変位 u_B は、タイプⅠ, Ⅱのそれぞれに対し、一般に地震時保有水平耐力法における設計変位とするが、動的解析より得られる最大

変位が設計変位と大きく異なることを確認する必要がある。

(6) 免震設計を用いる場合の構造細目

免震設計を適用した橋梁では、上下部構造間にある程度の相対変位が生じることを前提としている。隣りあう上部構造が同じように動く場合には、上部構造が相互に影響を与えることはないが、一般には隣りあう振動単位の特性は異なるので、上部構造が相互に与える影響に配慮した構造を考えておくことが必要である。

これまでの震害例を見ると、伸縮装置が移動可能量を越えたために損傷を受けたり、けたが衝突したことが報告されている。このことから、伸縮装置の構造や、隣りあうけた端部の関係が問題となり得る。

そこでまず、けたの衝突について考えてみよう。

免震設計の初期段階では、けたの衝突などは想定せず、地震時にもけたは自由に変位できることを前提としている。したがって、けたが激しく衝突した場合には、けたは設計で想定したものと違った挙動を示し、十分な免震効果が得られないことが懸念される。この点を考えて道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、大規模地震時においても、設計で想定した変位量を確保することが規定されている。

特に、1つの橋脚に2連のけた端部を支持するかけ違い橋脚で、一方のけた重量が他方のけた重量よりも極端に大きい場合には、衝突により重量の小さいけたが押しやられ、落橋に至ることも懸念される。

一方では、けたの衝突はエネルギー吸収をもたらすので、遊間をあまり大きく取らずにけたの振動が小さいうちに小刻みな衝突によりエネルギー吸収を図ることはむしろ好ましいとする考えがある。いずれにしても上部構造が相互に与える影響に関しては、動的解析や実験によって、さらに検証が進められる必要がある。また、緩衝効果のある装置をけた間に設けたり、落橋防止装置に緩衝効果を与える試みが進められている。

次に、伸縮装置の損傷について考えてみよう。

伸縮装置の損傷は好ましいことではないが、大きな移動量に対応することは、それに伴って伸縮装置の規模も大きくなり維持管理の点での問題となる。伸縮装置の損傷が落橋などの致命的被害につながることは、一般には考えられないので、大規模地震に対しても損傷させないような移動量とすることは橋全体としては必ずしも合理的でないと考えることもできる。この点を考えて道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、伸縮装置の移動量として、震度法での免震支承の変位を確保することが規定されている。

保耐法で想定するような大規模地震時には部分的に損傷することを許容しているので、損傷した伸縮装置を、応急復旧することによって緊急車輛など一定の交通を地震後に確保することになる。この点を考え、大変位が生じた後の補修の容易な構造が開発されている。

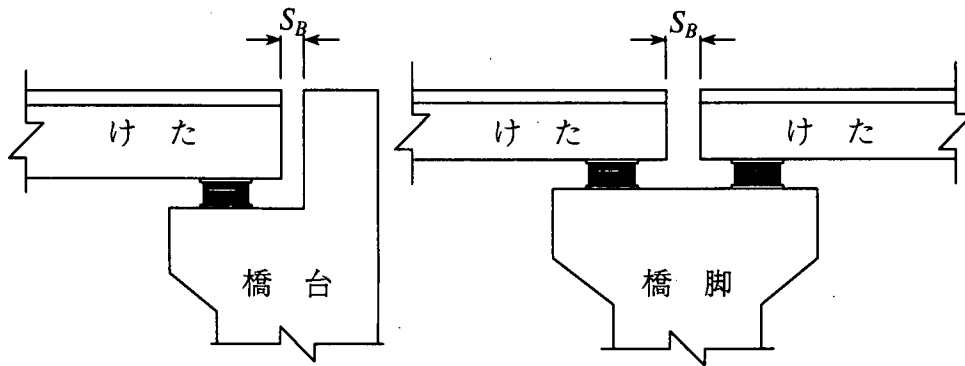
道路橋示方書Ⅴ耐震設計編における、けた端部の遊間と伸縮装置の移動量の規定をまとめると、表-9.3.7、図-9.3.13のとおりである。

(7) 支承の変位調整

積層ゴムタイプの支承は、せん断変形をある程度吸収できるが、多径間連続形式のコンクリート橋梁では、図-9.3.14に示すようにクリープ・乾燥収縮により主けたの短縮による支承のせん断変形が大きくなり、常時の支承変位に地震時の変位や温度変化による変位が加わると許容せん断変形に達してしまったり、下部構造への影響が大きくなるなどの問題

表-9.3.7 けた端部の遊間と伸縮装置の移動量

	けた端部の遊間 S_B	伸縮装置の移動量 L_E
規定	レベル 2 地震での相対変位以上. 隣接するけたの衝突には固有周期の差を考慮する. $S_B = u_s + L_A$: けたと橋台の間 $S_B = c_B \cdot u_s + L_A$: 1つの橋脚上の 2連のけた間 u_s: レベル 2 地震動による支承水平変位 L_A: 余裕量=15mm c_B: 固有周期差別補正係数	レベル 1 地震での相対変位以上. $L_E = \delta_s + L_A$: けたと橋台の間 $L_E = c_B \cdot \delta_s + L_A$: 1つの橋脚上の 2連のけた間 δ_s: レベル 1 地震動による支承の 設計変位 L_A: 余裕量=±15mm c_B: 固有周期差別補正係数
備考	1つの橋脚に2連のけたを支持する場合で、一方のけた重量が他方のけた重量よりも極端に大きい場合は、落橋防止システムに余裕を持たせるのがよい.	損傷した場合でも、応急措置により一定の交通を確保できるのが望ましい.



(a) けたと橋台の間 (b) 1つの橋脚上の2連のけた間

図-9.3.13 けた端部の遊間

がある。

そこで、支承の変位調整として、図-9.3.15 に示すように、主けたの短縮とは逆方向にせん断変形を支承に予め与えた状態で設置したり、施工後に支承のせん断変形を除去するなどの対策がとられる。前者は「予変形方式」あるいは「予備せん断方式」と呼ばれ、の製作工場で予備せん断変形を与え固定した状態で設置する方法と、橋脚に設置した後に予備せん断を与え主けたを施工後に解放する方法などがある。後者は「除変形方式」または「後ひずみ調整」と呼ばれ、橋梁完成後に免震支承の下フランジとベースプレートを強制的にずらすことにより、クリープ・乾燥収縮による支承の変形と逆方向の変形を与えるものである。

支承の変位調整は、支承が大型化すると装置・治具も大型化し費用の面で問題になる。後ひずみ調整では、支承の構造が複雑になりけた下の遊間が狭いために作業性も一般によくはない。免震支承の設置法はこれらの要因を考慮して選択する必要がある。また、いずれの方法においてもクリープ・乾燥収縮による変形量の予測が重要である。

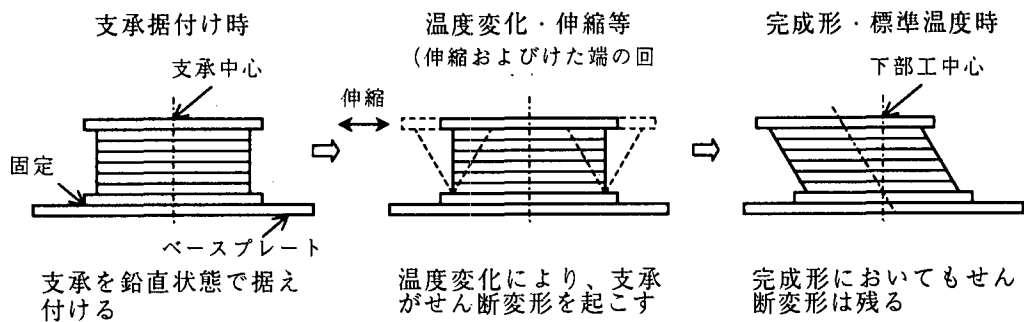
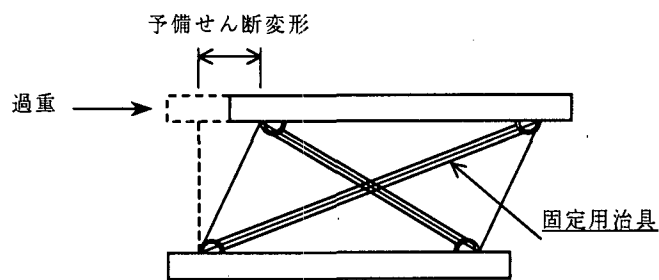
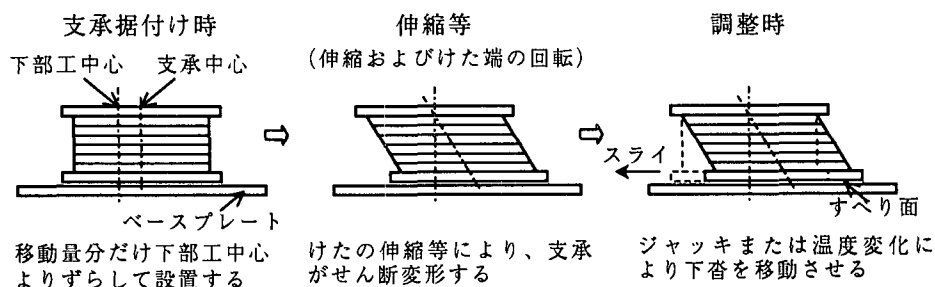


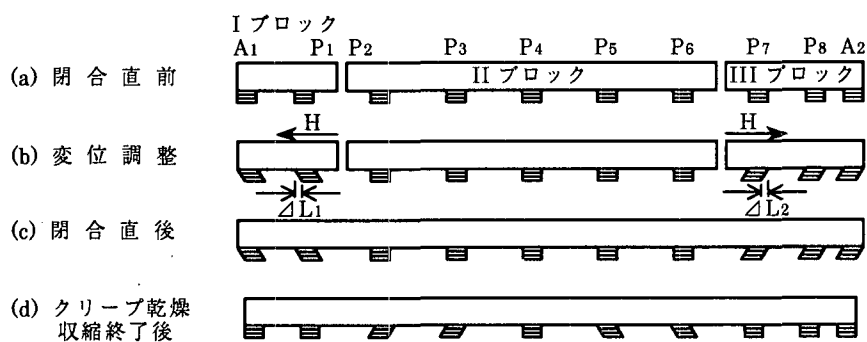
図-9.3.14 クリープ・乾燥収縮による支承の変形



(a) 製作工場での予備せん断²⁾



(b) 後ひずみ調整¹⁶⁾



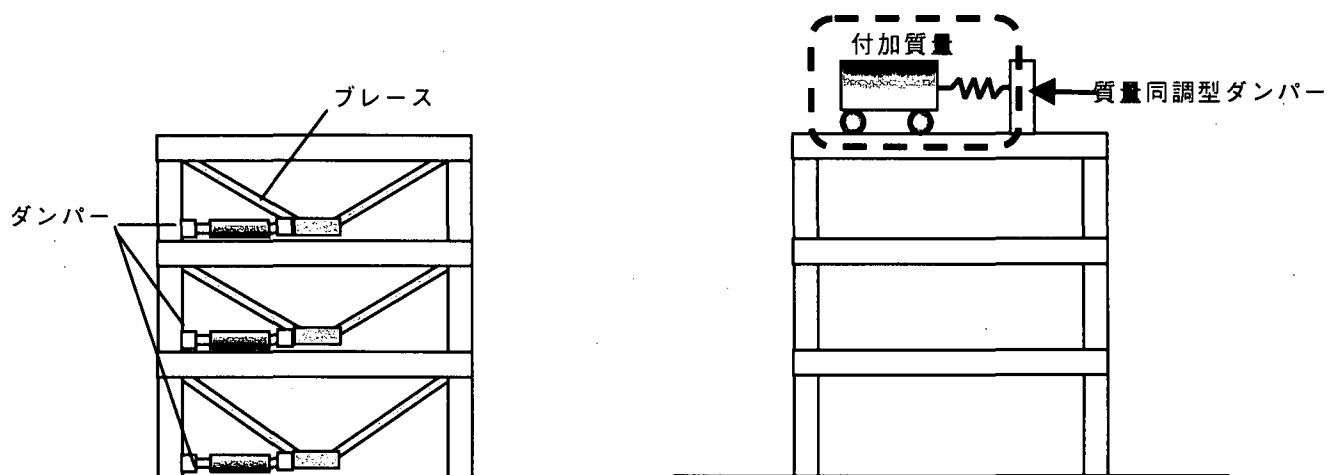
(c) 現場予変形¹⁷⁾

図-9.3.15 免震支承の設置法の例

9.4 土木構造物における制震^{18),19),20)}

9.4.1 制震構造の基本原理

制震をおおまかに分けると、パッシブ制震とアクティブ制震があり、さらにアクティブ



(a) エネルギー吸収装置の利用

(b) 質量同調型ダンパーの利用

図-9.4.1 パッシブ制震の概念

制震にはセミアクティブとハイブリッドがある。いずれも減衰の効果として説明できると言う点が共通ではあるが、実際的な原理や用いる装置は様々である。

ここでパッシブと言うのは、装置の特性が固定であって地震の途中では変わらないと言う意味である。具体的には、図-9.4.1 に概念図を示したように、(a)各種エネルギー吸収装置を利用するものと、(b)質量同調型ダンパーを利用するものがある。

一方、アクティブと言うのは、地震の様子を計器でモニターし、それに対して積極的に対応しようとするものである。

構造の一部にタイミング良く力をかけて振動を抑制することが行われる。この方法はアクティブと呼ばれる。また、パッシブでは装置特性が固定であったのに対して、タイミング良く装置特性を変化させることができれば、減衰はさらに効果的となる。この方法はセミアクティブと呼ばれる。

アクティブでもセミアクティブでも、「タイミング良く」と表現したが、そのためには「このような時にはこのようにせよ」ということをあらかじめ決めておくことが必要であり、このロジックは制御則と呼ばれる。地震の様子を計器でモニターした結果をコンピュータ内部の制御則で処理して装置に命令を与える。

しかしながら、装置特性を変化させるにしても、力をかけて振動を抑制するにしても機械的な限界があって、想定を越える地震動に対してはフェールセーフの措置が必要である。つまり、あり得ると考えた範囲では、あらかじめ準備した制御則に従って対応し、それ以上の事態が発生した際には次善の策としてパッシブ制震に移ることができれば最悪の事態が避けられる。これはハイブリッドと呼ばれる。

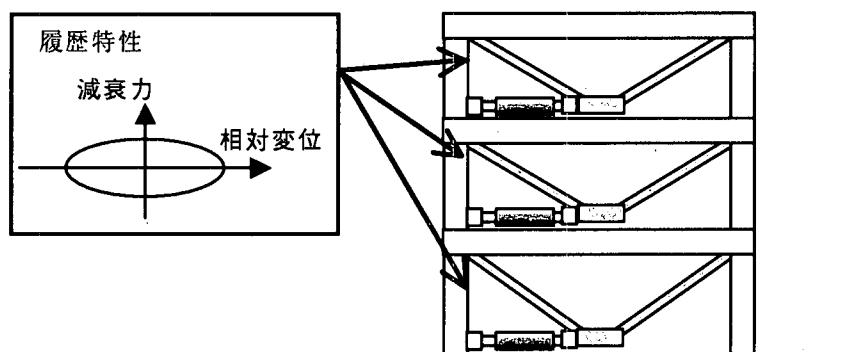


図-9.4.2 エネルギー吸収装置の利用の例

9.4.2 パッシブ制震の原理と方法

(1) パッシブ制震の原理

まず、パッシブ制震の内の、エネルギー吸収装置を用いるタイプについて説明する。パッシブ制震で用いられるエネルギー吸収装置とはダンパーとも呼ばれるもので、粘性減衰や履歴減衰の効果を利用する。粘性減衰効果を利用した粘性体ダンパーは、自動車やバイクのショックアブソーバーなどに使われているオイルダンパーと同様な原理を利用したものであり、オイルの粘性を利用して減衰力を与えてエネルギー吸収するものである。また、履歴減衰効果を利用した履歴ダンパーは、鋼や鉛などの塑性化によって振動エネルギーを鋼材の履歴エネルギーに変換することで振動エネルギーを消費させるものである。

これらの装置は免震においても用いられるものであって、免震との違いは周期伸長を設計の狙いとししない点である。例えば図-9.4.2 に示すように、鉄骨造のビルディングのように柔軟な構造の層と層の間にエネルギー吸収装置を設置すると、層間変位が生じる時にエネルギーが吸収され、地震時の応答が抑制される。ここでの効果はエネルギー吸収であって、構造系全体の減衰が向上された結果と理解することができる。

(a) オイルダンパー

オイルダンパーの原理は、ピストン伸縮時においてシリンダ内に満たされたオイルがオ

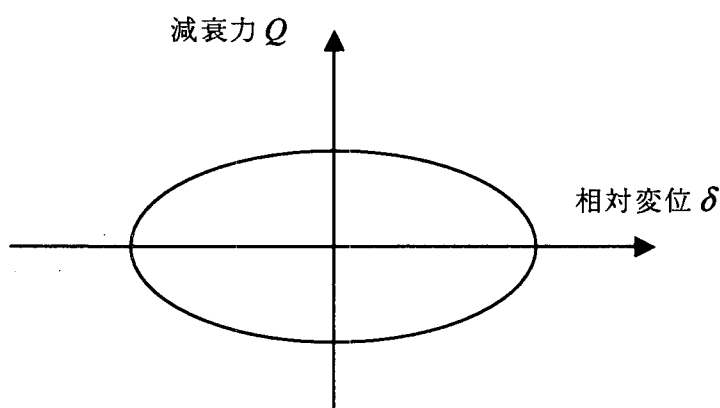


図-9.4.3 高減衰オイルダンパーの減衰力と相対変位の関係

リフィスを通して減衰力が発生させるものである。オイルダンパーの減衰力と相対変位の関係は図-9.4.3 のような楕円形となり、履歴ループによる減衰を期待することができる。高減衰オイルダンパーの減衰係数を C とすると高減衰オイルダンパーの吸収エネルギー W は以下のようなになる。

$$W = \pi \omega C \delta^2 \quad (9.4.1)$$

ここで、 ω ：円固有振動数、 δ ：相対変位（オイルダンパーの振幅）である

周期伸長を伴わないで地震時応答を抑制することの利点は、構造制御を適用しない場合に比べて変位が増大しないことである。橋梁などの道路構造物では、構造単位間の相対変位が生じる場合には走行性の点で致命的であることを考えると、変位が増大しないことは非常にありがたいことである。

(b) 質量同調型ダンパー

先に 9.2.2 では 1 質点 1 自由度の構造が基礎部分から調和地動($u = a \sin \omega_g t$)を受ける場合についてその応答を説明した。ここでは図-9.4.4 に示すような 2 質点 2 自由度のモデルを考える。図中の質点 m_1 は同調質量型ダンパーを表現しており、元々からある構造物を表現する質点 m_2 に較べると、ほんの小さな振り子である。

2 質点系の運動方程式は、式(9.4.2)、式(9.4.3)で表現され、 c_1 、 c_2 は減衰係数、 k_1 、 k_2 はばねの剛性、 u は式(9.4.4)、式(9.4.5)に示す調和地動である。

$$m_1 \ddot{x}_1 + c_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + k_1 (x_1 - x_2) = -m_1 \ddot{u} \quad (9.4.2)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 - c_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) - k_1 (x_1 - x_2) + c_2 \dot{x}_2 + k_2 x_2 = -m_2 \ddot{u} \quad (9.4.3)$$

$$u = a \sin \omega_g t \quad (9.4.4)$$

$$\omega_g = 2\pi f_g = \frac{2\pi}{T_g} \quad (9.4.5)$$

a は地動の振幅、 ω_g は振動角速度、 t は時間である。つまり式(9.4.4)は、振動数が f_g 、周期で言うと T_g の正弦波を表現している。

調和地動が入力され始めてから十分に時間がたつと、構造系は入力地動と同じ振動数で定常的に振動することがわかっている。そこで、質点 1 の定常振動変位を $|u_1| \cdot \sin(\omega t + \varepsilon_1)$ 、質点 2 の定常振動変位を $|u_2| \cdot \sin(\omega t + \varepsilon_2)$ として式(9.4.2)、式(9.4.3)に代入し、2 つの式を連立方程式として解けば調和地動を受けた際の系の定常応答が求められることになる。

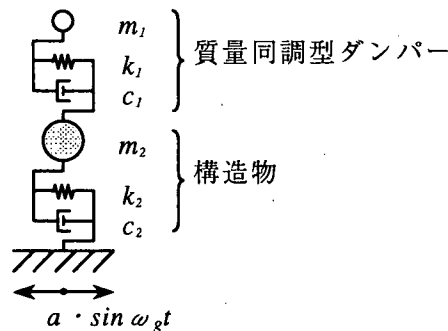


図-9.4.4 質量同調型ダンパーのモデル

$|u_1|$, $|u_2|$ は質点 1, 質点 2 の振幅であり, ε_1 , ε_2 は入力地動と各質点の応答の位相の差である。

そこで, 入力地動の振動数が色々に変化した場合に構造物がどのように応答するかを試みよう。

まず構造物が本来から持っている振動特性は式(9.4.6)で得られる固有振動数 f_2 として, 同調質量型ダンパーの振動特性は式(9.4.7)で得られる固有振動数 f_1 として表現される。

$$f_2 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_2}{m_2}} \quad (9.4.6)$$

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_1}{m_1}} \quad (9.4.7)$$

そこで, 同調質量型ダンパーの固有振動数 f_1 を構造物固有振動数 f_2 と一致させておき, 入力地動の振動数 f_g を変化させながら, 構造物の応答を試みよう。結果は図-9.4.5 のようになる。ここでは, 同調質量型ダンパーの振り子の質量 m_1 を構造物の質量 m_2 の 5% とし, 式(9.4.9)による構造物の減衰定数 h_2 を 5% とし, 同調質量型ダンパーのみの減衰定数 h_1 を 2%~10% の範囲で変化させている。

$$h_1 = \frac{c_1}{2\sqrt{m_1 k_1}} \quad (9.4.8)$$

$$h_2 = \frac{c_2}{2\sqrt{m_2 k_2}} \quad (9.4.9)$$

ここで, 図の縦軸とした $|u_2|/a$ は, 地動の振幅と構造物の応答振幅の比に相当する。同

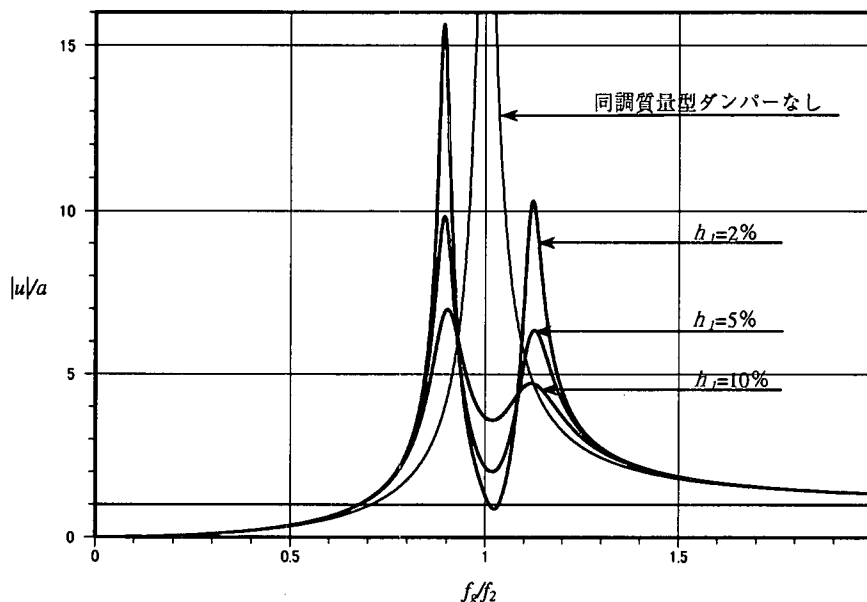


図-9.4.5 同調質量型ダンパーの効果

調質量型ダンパーを設けなかった場合の応答は、横軸が 1.0 の部分、つまり入力地動の振動数が構造物の固有振動数に一致する時に共振を起こしているのは、9.2.2 で見たのと同じである。これに対して同調質量型ダンパーを設けた場合には、横軸が 1.0 の部分で構造物の応答が著しく抑制される様子が見られる。これが同調質量型ダンパーの効果である。

しかしながら、横軸が 1.0 の部分より少し離れた部分においては、ダンパーを設けなかった場合よりかえって応答が大きくなることもある。この様子はあたかも、構造物が共振する振動数が分散したようにも見える。また、同調質量型ダンパーの減衰定数 h_1 がある程度以上大きい場合には、その効果が穏やかになり、広い振動数範囲に対して有効となることもわかる。

このように、本体の構造にもう一つの小さな振動系を追加して、本体構造の動的応答を抑制するものが同調質量型ダンパーと呼ばれる。

実際の同調質量型ダンパーで、広い振動数範囲に対して有効とするためには、ばねに併せて減衰の効果を与える粘性ダンパーが用いられる。金属インゴットなどの質量とバネおよびオイルダンパーを組み合わせたものは Tuned Mass Damper と呼ばれ、水などの液体を容器に入れて、その容器の形態に特有の固有振動数と液体の流動に伴う粘性抵抗を利用するものは Tuned Liquid Damper と呼ばれる。

同調質量型ダンパーは、構造物が地動に共振することを避ける上で有効であることをここまで説明したが、ここで少し問題点にもふれておこう。運動方程式を解く説明のはじめに「調和地動が入力され始めてから十分に時間がたった時の定常応答を求める」としたが、定常状態に入る以前の過渡応答が著しい場合にはここで説明したのとは少し異なる傾向を示す。つまり、定常的な様相を呈する継続時間の長い地震や風による振動のように定常的な応答を抑制しなければならない場合には効果的であるが、パルス状の入力や非定常性の強い地震入力に対してその効果は十分ではないとされている。付加振動系が十分に働きを開始するまでに少し時間を必要とするからである。

この欠点を補うためにアクティブ制震を併用し、アクチュエータによって付加質量に力を加えることが行われるが、これはハイブリッド制震に分類される。

また、一つの付加振動系がカバーする範囲には限りがあることから、固有振動数 f_1 の異なる複数の同調質量型ダンパーを設置することもある。

(2) パッシブ制震の装置

パッシブ制震で用いられる装置(ダンパー)は、地震時に生じる相対変位をエネルギーに変えることで地震時のエネルギーを吸収し、地震応答を低減するものである。そのメカニズムには、粘性減衰、履歴減衰あるいは摩擦減衰の効果を利用するものがある。ここでは、実際に開発されている粘性減衰を用いたオイルダンパー、履歴減衰を用いた鋼製弾塑性ダンパーおよびジョイントダンパーを紹介する。TMD については風を対象とした制振装置としては開発されているが、制震としての実用化は開発途上であることから、省略する。

(a) 高減衰オイルダンパー

高減衰オイルダンパーは、図-9.4.6 に示すように装置全体はシリンダ状になっており、ピストンの両側に油が封入されている。本装置は、図-9.4.2 のように構造物の柱や梁におけ

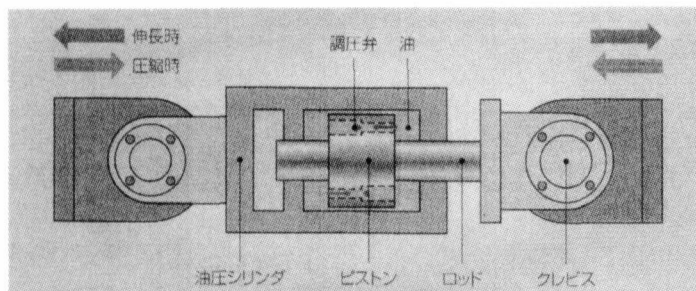


図-9.4.6 高減衰オイルダンパー (HiDAM)

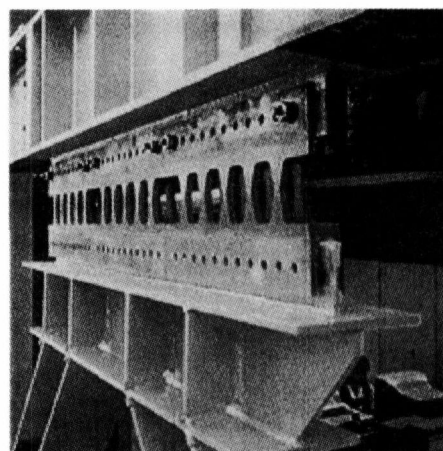


図-9.4.7 鋼製弾塑性ダンパー
(ハニカムダンパー)

る振動時の変位差を利用して減衰を付加させるものである。構造物が振動するときに生じる部材間の変位差によってピストンの位置がずれ、油がピストンに開けられた連結孔を通過して左右両室間を移動する。連結孔には調圧弁が設けられており、ここを通過する際の油の流体抵抗を利用して振動減衰効果を得ている。

(b) 鋼製弾塑性ダンパー

鋼製弾塑性ダンパーは、鋼材の履歴減衰特性を利用したもので、鋼材の塑性変形により振動エネルギーの吸収を図っている。本装置の例とその力学特性を図-9.4.7、図-9.4.8 に、また装置の取付け例を図-9.4.9 に示す。本装置は信頼性・耐久性(メンテナンスフリー)に優れていることから、建築分野では新築、既設を問わず数多く適用されている。土木分野においては、ラーメン高架橋脚の耐震補強への適用性について検討がなされている。

(c) ジョイントダンパー

図-9.4.10 に示すように、固有周期の異なる構造物同士を本装置でジョイントさせることで、それぞれの振動をうち消すような原理になっている。本装置には図-9.4.11 のような履

荷重 (tonf)

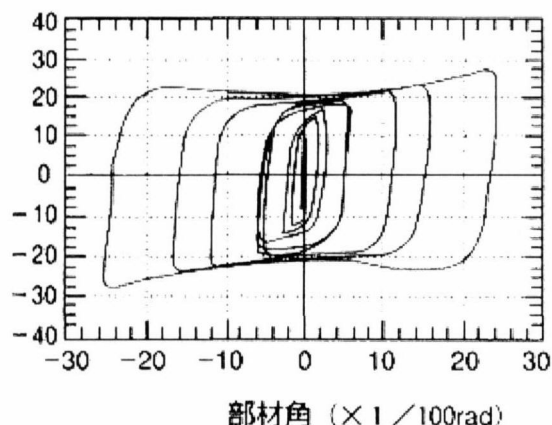


図-9.4.8 鋼製弾塑性ダンパーの履歴特性
(ハニカムダンパー)

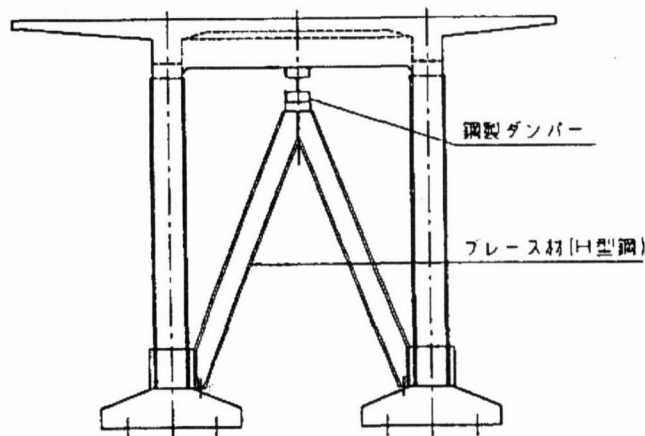


図-9.4.9 鋼製弾塑性ダンパー取り付け例

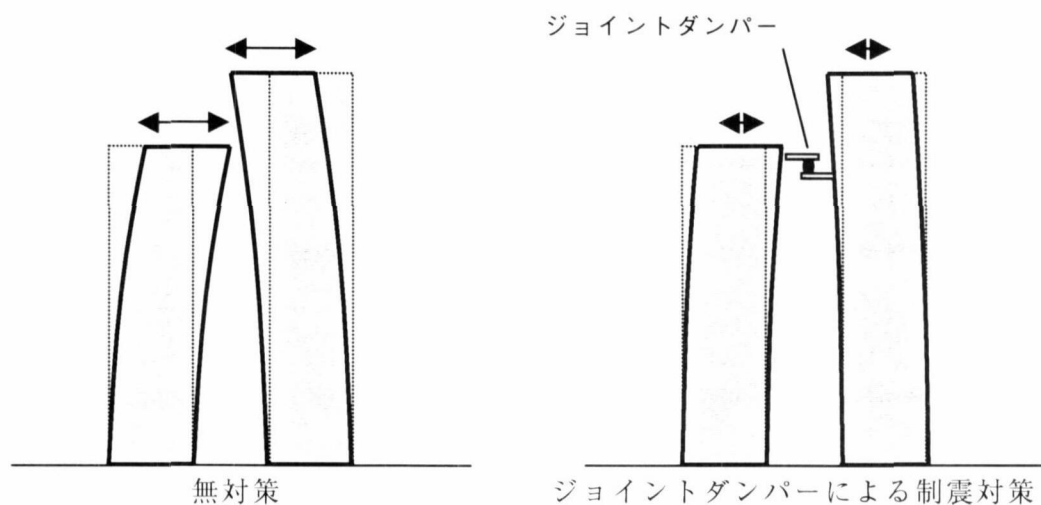


図-9.4.10 ジョイントダンパーの概念図

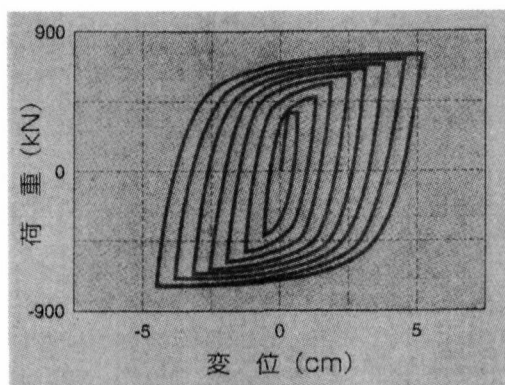


図-9.4.11 ジョイントダンパの履歴曲線の例

歴エネルギー吸収性能の大きい鋼材を用いることで振動エネルギーを吸収する。メカニズムがシンプル、耐久性が高い、低コストということから、建築分野では数多く適用されている。

9.4.3 アクティブ制震の原理と方法^{21),22),23)}

(1) アクティブ制震の原理

先に 9.4.1 では、アクティブ制震の概念として、地震の様子を計器でモニターしてタイミング良く装置特性を変化させたり力を加えたりすること、外部からの情報をコンピュータ内部の制御則で処理して装置に命令を与えることを述べた。ここでは、制御則の基本的な事項を説明する。

アクチュエータによって供試体に载荷する振動実験を御覧になった方は、アクチュエータが見事に命令通りの力を発揮するのを実感されたと思う。ここでは、アクチュエータの先端にある変位計がモニターしてタイミング良くアクチュエータに命令を与えているのであるが、タイミングと力の加減をコントロールするロジックが制御則と考えてもよい。

アクティブ制震の制御システムのブロック図を図-9.4.12 に示す。アクティブ制震におい

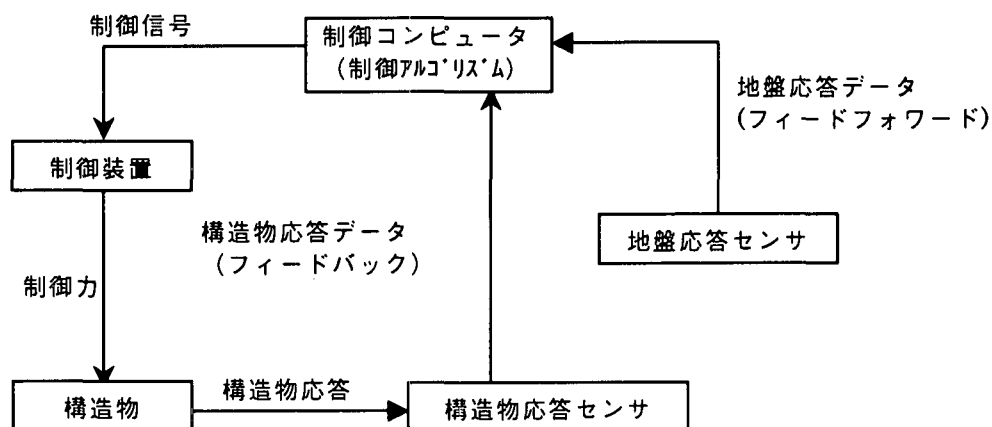


図-9.4.12 アクティブ制震の制御システム

て、計器でモニターするのは構造物の応答である。ある地盤震動が構造系に与えられた時に構造系がどのように応答するかは、あらかじめ応答解析によってシミュレートすることができる。そうすると、構造系の応答を予測することができ、それを抑制するにはどのような力を与えるのがよいかをあらかじめ演習することができる訳であり、演習した結果は最適レギュレイタと呼ばれる。実際の地震の際には、計器でモニターした構造物の応答を用意した最適レギュレイタを通して制御力を計算し、アクチュエータに命令を与える。この方法はフィードバック制御と呼ばれる。

上記で説明した方法では、アクチュエータが反応するまでのタイムラグがあったり、あらかじめ演習した以外の事態があった場合の対処が旨くいかないことも考えられる。そこで、構造物応答の原因である地盤震動そのものをモニターしてそれを反映した命令をアクチュエータに与えることが試みられており、フィードフォワードと呼ばれる。

アクティブ制震はどのような原理になっているかを運動方程式から確認してみる。簡単のため、次式のような1自由度系の運動方程式について考えることとする。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f + u \quad (9.4.10)$$

ここで、 m ：質量、 c ：減衰係数、 k ：バネ係数、 x ：構造物の応答変位、 f ：地震による外力、 u ：制震装置による制御力である。

式(9.4.10)において、通常の1自由度系運動方程式と異なる点は、制震装置による制御力 u が右辺に追加されているところである。アクティブ制震は、地震による外力 f （地盤の応答）や構造物の応答 x を振動センサによって感知し、制御力 u を時々刻々変化させて応答を低減するものである。制御力 u は地震による外力 f や構造物の応答 x の関数として次式のように仮定する。

$$\begin{aligned} u &= G(\ddot{x}, \dot{x}, x, f) \\ &= G_a \ddot{x} + G_v \dot{x} + G_d x + G_f f \end{aligned} \quad (9.4.11)$$

式(9.4.11)を式(9.4.10)に代入すると

$$(m - G_a)\ddot{x} + (c - G_v)\dot{x} + (k - G_d)x = (1 + G_f)f \quad (9.4.12)$$

と表すことができる。式(9.4.12)をみると制御力を時々刻々変化させるということは、見かけの質量 $(m - G_a)$ 、見かけの減衰係数 $(c - G_v)$ 、見かけのバネ係数 $(k - G_d)$ を変化させたり、外力 f に対して反作用となるような $G_f \cdot f$ を加えたりすることであると言える。ここで、 G_a 、 G_v 、 G_d および G_f はゲインと呼ばれるもので、この値を時々刻々変化させ効率的な制震をするシステムがアクティブ制震である。

以上が制御則の概略であるが、制御則の研究は未だ進展途上であると言ってもよく、上記の説明に合わないものもある。

いずれにしても、一般的な土木構造物に適用された例は多くない。これは、装置の質量が大きいため、駆動する重りの質量も大きくなるので装置が大きくなり、設置する空間の確保が困難となるためと考えられる。また、動力に電力を用いるので地震時の信頼性(停電対策、バックアップ用バッテリーなど)に問題があるとする指摘もある。

しかしながら、小さいエネルギー(電力)で駆動する装置は、実用化が可能なものとして研究が続けられている。その中には、電気または磁気に応じて粘性が変化する流体(コロイド溶液)であるER流体(Electro-Rheological)またはMR流体(Magneto-Rheological)を用いた可変減衰型装置などがあり、セミアクティブに分類されるものである。

(2) アクティブ制震の装置

アクティブ制震装置は、大きく分けると制御力付加方式と構造物特性可変方式に分けることができる。また、構造物特性可変方式の中にはアクティブとパッシブの中間的な特徴を持つセミアクティブ制震装置がある。ここでは、それぞれの実例を紹介する。

(a) アクティブマスドライバ・アクティブマスダンパー (AMD)

制御力付加方式の代表的な装置として、アクティブマスドライバ (AMD) がある。AMD は付加質量をアクチュエータにより動かすことで構造物に制御力を加えて、地震による応答を低減させるものである。図-9.4.13 に AMD の概念図を示す。AMD のシステムは、地震により構造物が振動するとき、構造物および地盤の応答をセンサで計測し、その応答データを制御コンピュータに送る。その応答データを元に構造物の振動を低減させるのに最適な制御力を与えられるようにアクチュエータへ制御信号を送るようになっている。

(b) アクティブバリアブルスティフネスシステム (AVS)

構造物特性可変方式の一つとして、アクティブバリアブルスティフネス (AVS) システムがある。AVS は構造物の剛性を時々刻々変化させることで、地震動の強い周期帯から外すように構造物の周期特性を変化させ非共振化させ応答を低減する制震システムである。AVS の概念図を図-9.4.14 に示す。AVS は、センサによって構造物や地盤の応答を関知し、その応答データから制御コンピュータによって構造物の応答がうまく低減できるように剛性可変装置に信号を送るようなシステムである。僅かな電力でアクティブ制震を実現できるシステムとなっている。

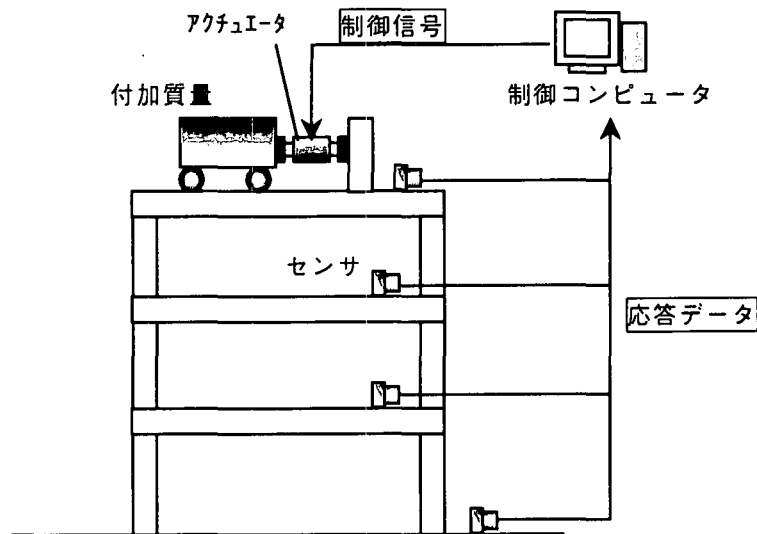


図-9.4.13 アクティブマスドライバ（AMD）の概念図

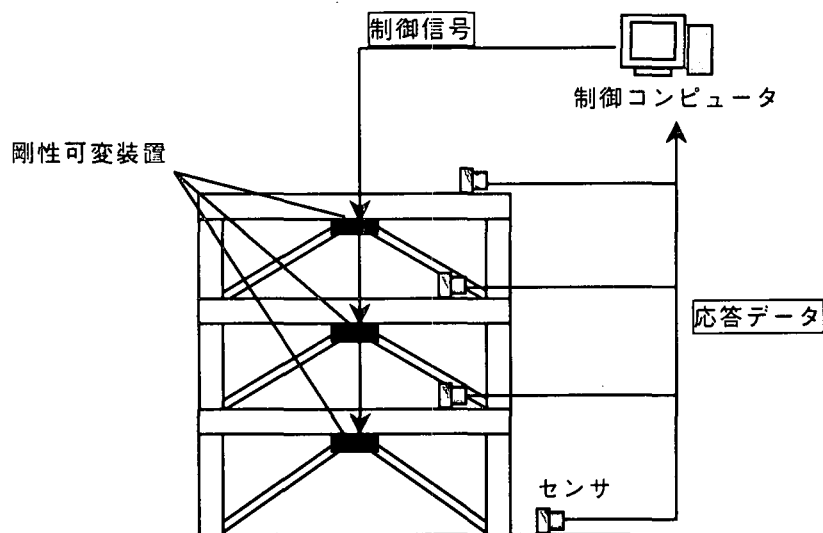


図-9.4.14 アクティブバリアブルスティフネス（AVS）の概念

(c) 可変型高減衰オイルダンパー

構造物特性可変方式では，上記のように剛性を変化させる他に，減衰を変化させるシステムがある．減衰可変方式の場合は，万が一システムがアクティブに働かないときにおいてもパッシブである程度の制震効果を得ることができるという利点がある．このような制震システムのことを，アクティブとパッシブの中間的な特徴を有していることから，セミアクティブ制震システムという．また，制御力に大きな電力を必要としないといった特徴がある．

以下に可変型高減衰オイルダンパーの例を二つ示す．どちらのシステムも，わずかな消費電力で制御することが可能であることから，フェールセーフ機能として地震にともなう停電に備えて無停電電源装置を装備できる．また，オイルダンパーを改良したものである

から、万が一の断電時にもパッシブ型に切り替わる機能を持たせることができる。

①HiDAX

HiDAX（図-9.4.15）は、パッシブ型制振の高減衰オイルダンパーの発展型で、最適なタイミングでオイルの流動をコントロールすることにより振動エネルギーをより効率的に吸収できるようにしている。本装置は、通常オイルダンパーと同様に図-9.4.2のように構造物の柱や梁における振動時の変位差を利用して減衰を付加させるものである。以下に本装置の原理について説明する。

構造物が振動すると柱や梁の間に変位差が生じ、その間に取り付けられた本制振装置はバネとして機能し、歪みエネルギーを蓄える。変位が最大になった時点で制御弁が開き、蓄えられたエネルギーが解放されて荷重が除かれる。解放されたエネルギーはシリンダ内の油を移動させる際に熱エネルギーに変換され、吸収される。荷重が除かれた時点で制御弁を閉じると、HiDAXは再びバネとして機能し、歪みエネルギーを蓄える。このような弁の開閉サイクルによって、パッシブ型オイルダンパーの約2倍のエネルギー吸収能力を実現している。

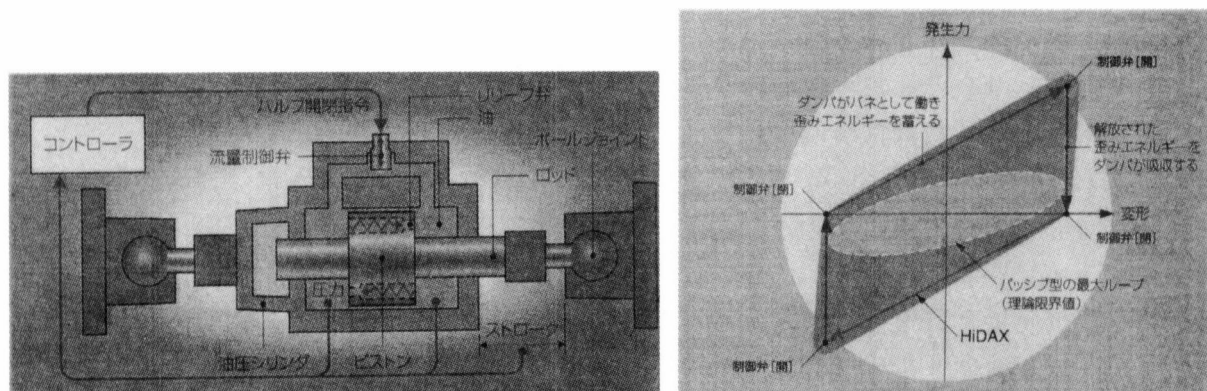


図-9.4.15 可変型高減衰オイルダンパーの構造・原理
ーセミアクティブ制振ー（HiDAX）

② AVD

AVD（図-9.4.16）は、パッシブ制震型の高減衰オイルダンパーと同様に、構造物が振動するときに生じる柱や梁の間の変位差によってピストンの位置がずれ、油が移動することで振動エネルギーを熱エネルギーに変換して吸収する。AVDでは、構造物や地盤の応答をセンサによって感知し、その応答データを元にうまく振動を低減できるように減衰力を調整する。AVDは流量制御弁によってこのオイル移動量を連続的に変化させ、減衰力を微妙に変化させることができる。

9.5 既設橋の免震化工法

橋脚の耐震補強工事は、RC巻立てや鋼板巻き立て工法によるのが一般的であるが、橋脚が河川内にある場合や橋梁下が店舗に利用されている場合では、河積阻害率の制約や立ち退きなどの問題により、こうした工法が適用できない場合がある。このような橋脚において

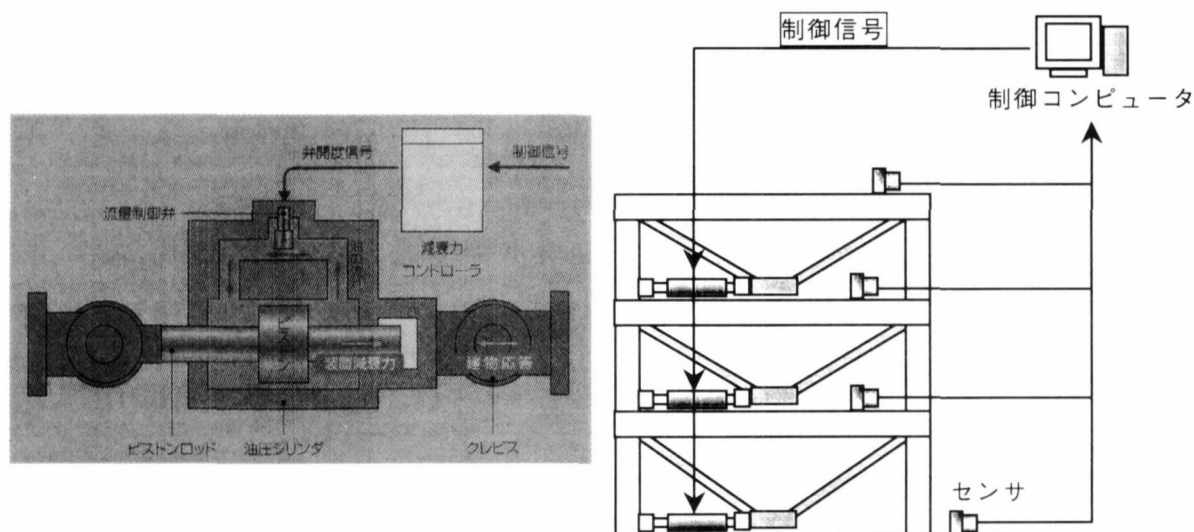


図-9.4.16 可変型高減衰オイルダンパーの構造・原理およびシステム
ーセミアクティブ制振ー (AVD)

は、橋脚自身を補強することができないため、既存支承を免震支承に取り替える免震化工法が有効となる。建築建物の耐震補強に免震設計が適用されていることを考えると、既設橋梁においても既存の支承を免震支承に取り替え、下部構造に作用する地震力を低減することにより橋全体の耐震性を向上させることは、自然な発想である。

しかしながら、既設橋に免震化工法を適用した場合、一般に免震支承は通常の支承に比べ鉛直方向の寸法が大きくなるので、既存のけた下空間に設置できない場合や、けた端の遊間が少ないために、地震時には伸縮装置の破損や隣接するけたとの衝突が起こり、免震効果が十分に発揮されない場合がある。また、既存支承の免震支承への取替えでは、橋脚天端と主けた下面の大規模なはつり工事や長期間の交通規制が必要となるなど、施工上の問題も多い。

こうしたことから、既設橋梁に対して機能的にも施工的にも要求を満足する免震化工法として、以下に述べるような既設支承をすべり支承に改造し新たに水平力ダンパーを設置する工法が開発²⁴⁾され、すでに 20 橋以上に適用されている。

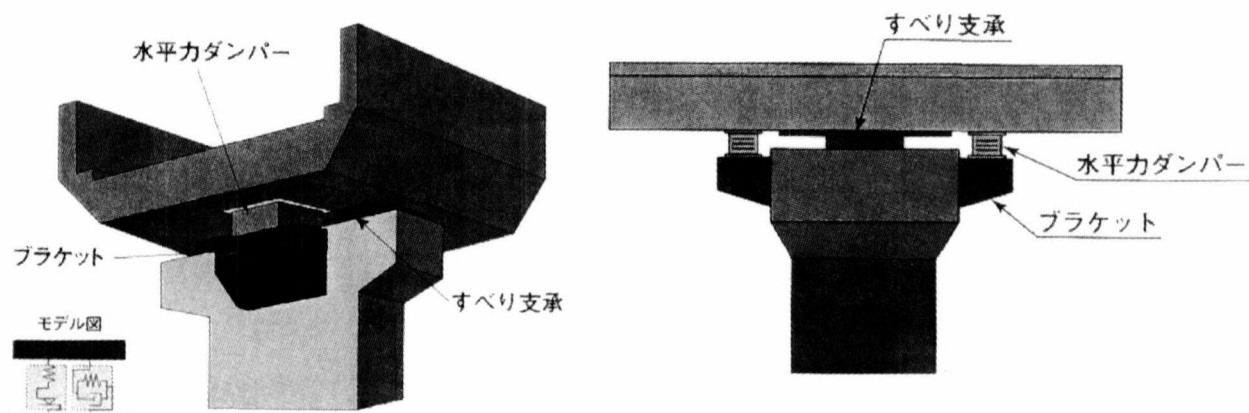


図-9.5.1 既設橋梁の免震化工法の概要

(1) 構造上の特徴

本工法の概念図を図-9.5.1に示す。本工法における免震装置は、すべり支承と水平力ダンパーから構成されている。免震支承を用いる免震化工法との相違点は、すべり支承の摩擦減衰と水平力ダンパーの履歴減衰という2重の減衰付加により、けた変位を抑制し地震力の低減を図ることである。本工法では橋けたの変位を小さく抑えることができるために、中小規模地震による伸縮装置の破損、橋けたの衝突を免れることができ、橋軸方向だけでなく橋軸直角方向の免震も可能になる。

すべり支承は、橋けた重量を支持しながら免震化に伴う変位の増加に対応できるように、既存支承(鋼製支承やゴム支承など)を改造する。図-9.5.2に支承の改造例を示す。この例では、4主けたの既存のBP支承をすべり支承に改造するため、ストッパーを切断撤去し、工場で作製したアダプター(すべり上沓)を取り付けている。けたの大地震時移動量に対応したすべり面が必要なため、半割とした鋼製のアダプターを既設の上沓の両側からはめ込む方法によって、移動量が確保されている。水平力ダンパーは、高減衰積層ゴムや鉛プラグ入り積層ゴムを用いる。ただし、水平力ダンパーは上部構造の重量を支持しない部材であるため、大変形時における鉛直力による座屈や転倒の心配がなく、通常の免震支承よりも設計の自由度が高い。その結果、免震支承と同一寸法・形状であっても、内部の補強鋼板を減らすことができるなど構造が単純化し、コストダウンが図れる。

(2) 施工上の特徴

本工法では、既存支承のすべり支承への改造と水平力ダンパーの設置の二つの施工が必要である。支承の改造では、既存の支承を用いてすべり支承に改造するため、アンカーボルトの付け替えなどに伴う橋脚や主けたのはつり工事は、ほとんど必要ない。また、水平力ダンパーは、橋脚に取り付けたブラケットを利用することにより設置スペースの制約を受けずに施工できるので、作業性確保のために既設けたをジャッキアップすることがなく、交通規制がほとんど不要である。

水平力ダンパーの設置方法の例を図-9.5.3に示す。この例では、既設橋脚のコンクリート面をチップングし、樹脂アンカーによってコンクリート製の台座ブラケットを一体化させた後、ダンパーが設置されている。主けたとダンパーは、ダンパー上部に定着コンクリートを施工し、これを主けたと横梁で連結することにより一体化されている。

(3) 留意事項

本工法の適用においては、一般の免震橋での留意事項に加え、以下の点に留意する必要がある。

- ・ 従来の免震化に比べて大地震時の最大応答変位は小さいものの、既設橋にはある程度の遊間を必要とする。遊間が確保できない場合には、衝突解析を行うなどの設計的な配慮が必要となる。
- ・ 水平力ダンパーは比較的自由に配置でき、2方向免震も可能であるが、想定外の振動が生じないように、対称的な配置が望ましい。
- ・ ブラケットなどの水平力ダンパーの設置部材は、作用水平力に対して余裕を持って補強設計することが望ましい。
- ・ 施工にあたっては、供用状態での安全性を考慮して、支承の改造と水平力ダンパーの設置順序や施工手順を決定する必要がある。

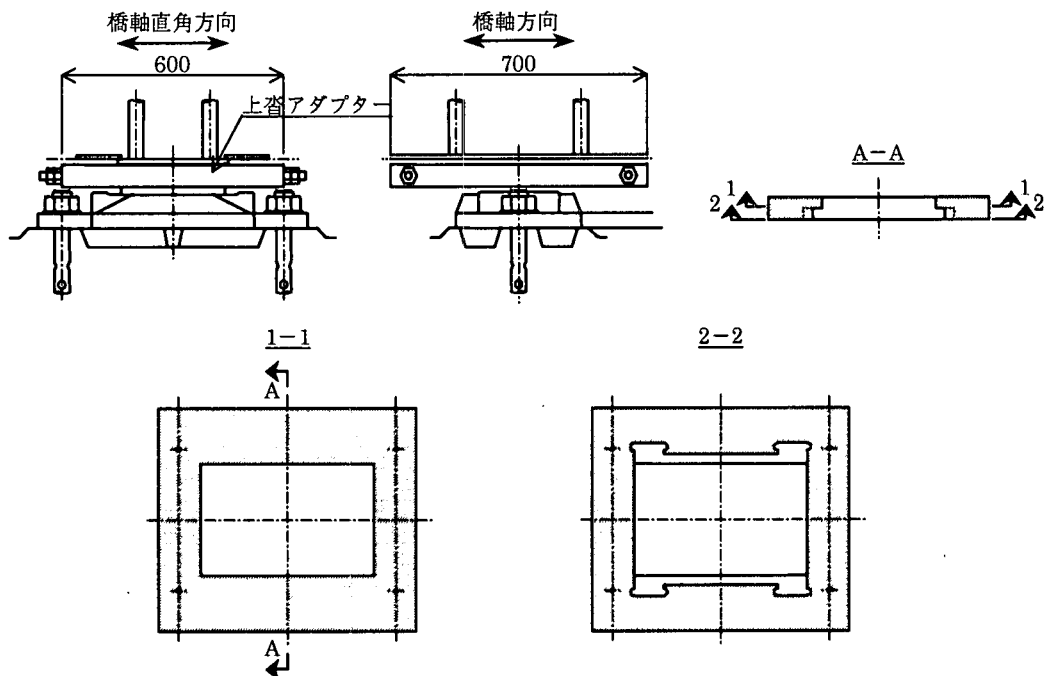


図-9.5.2 既設支承の改造方法の例

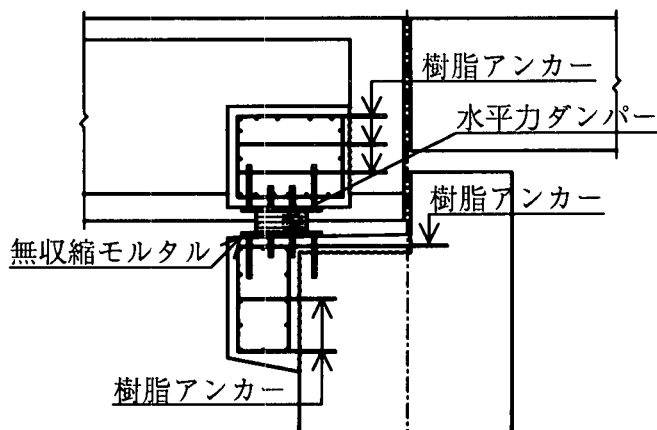


図-9.5.3 水平力ダンパーの設置方法の例

9.6 免震橋梁における性能確認方法

9.6.1 性能の確認方法

建設業界全体が性能照査型の設計体系に移行しようとしていることを考えると、この節で述べる「性能の確認」と言う事項は特に重要である。

従来の仕様設計であれば、先ず要求性能である地震力が示され、それに耐える構造物を設計する手法が示される。これに対して、性能照査型の設計では要求性能である地震力は示されるが、それに耐える性能を有することを実証する方法は設計者自らが選択する。

さらに、免震設計を適用する場合には、要求性能である地震力そのものを免震によって低減するのであるから、設計の自由度が広がるが、そのためにはインターフェイスとなる

装置の性能確認が要点となる。

では免震の装置のどんな点が確認されなければならないか、従来からおなじみであった部材とどう違うのか、要点となるものを列記して見る。

① 強ければよいという訳ではない

免震装置の多くは非線形の復元力特性を利用しているのであるから、設計上で仮定したとおりの応力で降伏してくれなければ本来の効果を発揮しない。

要求される装置の性能は、柔軟性とエネルギー吸収能力であり、具体的には応力－変形関係の履歴曲線が設計に用いるものと同じでなければならない。

② 実物と同じ条件で働くことを確認しなくてはならない

実物と同じ大きさの装置に、実際の地震と同じ大きさと速さの载荷をしたとしても、十分に载荷に耐え、しかも免震の効果が発揮されることを確認しなくてはならない

③ いつでも性能が発揮されなくてはならない

土木構造物の置かれる自然条件は非常に厳しいものであるが、想定されるどんな条件下でも性能が発揮されなくてはならない。特に注目されるのは低温条件と経年変化である。

④ どの装置も一定以上の正確さで性能を実現しなくてはならない

環境の整った工場で生産されるからすべて同じように出来上がっていると過信してはいけない。

⑤ 装置だけが正確であればよいという訳ではない

構造系の振動特性は装置、構造部材、地盤の総合的な結果として得られるのであるから、そのどれもが一定以上の正確さで把握されていなければ免震の効果が保証されない。

上記の②に掲げた「実物と同じ条件で働くことを確認する」ことについて云うと、载荷装置の反応速度の限界などから、実現がむづかしいケースもある。例えば、ある程度以上の大きさの支承に地震動と同じ速度で载荷することができない場合には、速度依存性、供試体のスケール効果の2通りに分けて試験を行い、解析を介して全体を把握することがある。

⑤に述べたように、構造系の振動特性は装置、構造部材、地盤の総合的な結果として得られるのであるから、装置の载荷試験だけ行えば性能が確認される訳ではない。

地盤の特性、構造部材の特性が装置の特性と同じ精度で把握されて、それが動的解析に反映されることが重要である。

装置の载荷試験において確認すべき項目をまとめて、表-9.6.1に示す。

载荷試験において、初期応力状態(支承の鉛直荷重や静的予変位など)、载荷速度(振動数)、変位振幅、载荷経路、繰返し回数、温度等の環境条件が違えば、結果も違った値が得られる。

例えば、変位振幅が異なる場合の差が最も顕著であり、最大振幅が異なれば履歴曲線そのものが大きく異なる。さらに繰返し回数にも依存することが知られており、一般に最初の1サイクルでは非常に固く、繰返しにしたがって柔軟になる。面圧が十分に大きくない場合には履歴曲線は不安定であり、繰返しにしたがってその傾向が顕著になる。载荷速度が速い程固く、温度変化によるけた伸縮の影響を想定した1日サイクルの载荷と地震動を

表-9.6.1 免震支承の性能の確認項目

特 性	確認する項目	
	常 時	地震時
鉛直特性	面圧依存性，振動数依存性，繰返し疲労，温度依存性	振動数依存性，温度依存性
水平特性	面圧依存性，繰返し回数依存性，繰返し疲労，温度依存性	面圧依存性，振動数依存性，繰返し回数依存性，残留変形，温度依存性
限界性能	鉛直限界性能，水平限界性能	

想定したサイクルの载荷では特性がまったく異なる．温度が低いと固くなり，ある程度以上の低温を経験すると温度が上がっても柔軟性が回復しないこともある．

したがって，装置の性能確認方法は，装置に要求される性能とその特性に応じて選定する必要がある．試験環境による結果の変動が小さいことが理想ではあるが，著しい場合には設計計算においてその変動を反映することも必要である．

性能の確認する試験方法を，試験体および構成材と振動特性の点で分類すると次のようになる．

(1) 試験体および構成材による試験方法の分類

材料の試験：装置を構成する材料や部品の特性を試験で確認することにより，装置として性能を確認する方法．比較的小規模の試験体ですむため，室内試験などで対応できる．パラメータなどを種々の条件での試験が行えるので，基礎的物性に関する詳細なデータが得られる．ただし，材料の応力状態を実際の装置に忠実に再現することが困難な場合が多く，その場合の装置としての特性評価は，以下に述べる装置単体の試験および模型実験によらなければならない．

装置単体の試験：装置単体としての特性を試験する．例えば支承では，死荷重に相当する鉛直荷重を作用させた状態で，地震時の水平力に対応する繰返しせん断力を，静的または動的に作用させ，復元力特性を計測する．工場の試験設備などが使用でき，通常，製品検査として行われている．荷重の組合せなど，任意の载荷を行うことができる．ただし，装置の規模と試験装置の能力によっては，载荷荷重・変位が制限され，縮小模型あるいは分割模型によらざるを得ないことがある．

模型実験：装置を含む構造物全体または一部分をモデル化した模型を用いて，静的または動的に試験を行い，その応答を計測することで装置の挙動を確認するものである．加振力や振動数などの载荷条件が明確であり，正確なデータを得ることができる．数値計算による地震応答解析と実験を組み合わせたハイブリッド実験も有効である．

実構造物での試験(振動実験)：完成後または施工途中の構造物において，主に動的に载荷して，その応答を計測するもの．起振機を用いた振動実験，強制変形を与えて解放する自由振動実験などがこれに相当する．構造物の規模に対する载荷能力の限界，実験による損傷を防ぐために载荷できる振幅が実際の地震に比べ小さいこと，実験時の構造系が完成時と異なる場合があることから，結果の判断に比較的高度な解析を要する．起振機の加振力や振動数のように，加振条件が明確であるが，施工現場での実験では計測データにノイズが含まれやすいこともある．

実構造物での試験(地震観測)：完成後の構造物の代表的な位置に地震計を取り付け、地震時の挙動を計測するものであり、自然現象を利用して振動応答を測ることから、広義の意味で振動実験に含まれるものである。正確な解析モデルを用意し、高度なデータ解析を必要とする。設計で対象とするような大規模の地震の発生確率が小さいことから、長期間の観測期間を要し、その間の機器の保守が必要である。費用の面から測点数に制約されるものの、実際の地震時挙動を捉えると言う点では、最も貴重なデータが得られる。

(2) 振動特性による分類

免震支承を例にとると、剛性、減衰特性が重要な項目であり、その測定方法には、静的な強制変形により履歴ループを求める方法、自由減衰振動により振動波形を測定する方法、強制加振振動により共振曲線などの定常応答を求める方法などがある。表-9.6.2 に、それらの概要と、試験体の種類に応じた試験方法との対比を示す。

装置の特性によっては、一つの試験では必要な指標を十分に評価できないことがあるので、複数の試験を組み合わせて性能を確認することも必要である。たとえば、実構造物においてコンクリートのひび割れなどの損傷が生じない範囲の振幅で振動実験を行い、同時にその変位に対する装置単体の静的載荷試験を行う。そして、両者の結果が対応することを確認し、実際の大規模地震に相当するような変位に対しては、装置単体の静的載荷試験の結果を参考にして判断する方法がある。

試験体数や試験頻度などは、実績、試験項目、予想されるばらつきと設計計算に与える影響を考慮して決めるのがよい。

9.6.2 振動実験・地震観測による効果の確認

免震橋はその歴史が浅く地震経験も少ないことから、地震被害形態を十分に予測することは困難である。そのため、これまでの免震橋においては、振動性状や免震装置の挙動に関する設計の妥当性の確認などを目的として、実橋での振動実験、地震観測などが行われてきた。表-9.6.3 にこれまでに振動実験や地震観測の行われた免震橋を示す。

振動実験や地震観測は、一般に、部材の耐力を求める破壊実験などよりも費用がかかり、得られる結果も直接設計値に変換できるものとは限らない。かなり高度な検討や判断を経て、初めて有用な結果が得られることもある。しかしながら、免震橋梁の設計をより合理的なものにして行くには、こうした振動実験や地震観測を行い、免震橋の地震時挙動を詳細に解明する必要がある。

個々の実験等の成果はそれぞれの参考文献^{26), 27)}していただくこととし、ここでは、実橋における振動実験および地震観測の概要について述べる。

(1) 振動実験

振動実験の目的は、構造物が設計・施工を通し、耐震設計で想定していたのと同じ振動特性を有しているかどうかを確認することである。免震橋の振動実験においては、振動特性(固有振動数、振動モード形状、減衰定数)と設計的に意義のある大きさの振幅での支承の特性の二つを確認する必要がある。

振動実験では対象となる構造物を何らかの方法で振動させる。その方法としては、何らかの機械を用いて振動させる方法と、地震や風などの外乱による振動から求める方法がある²⁵⁾。

表-9.6.2 振動特性による試験方法の分類

試験方法	概 要	変位振幅	載荷速度・振動数	特徴・留意点	材 料	装 置	模 型	実 構 造 物
静的載荷試験による方法	鉛直荷重を載荷した状態で、繰返しせん断変形を与え、荷重-変位関係を測定する。	一般に装置の限界変位までの振幅が可能。	一般に、地震時に比べ遅い	鉛直荷重とせん断荷重を任意の載荷経路で与えることができる。速度依存性がある場合には適さない。	○	◎	○	
動的載荷試験による方法	鉛直荷重を載荷した状態で、正弦波や任意の履歴でせん断変形を動的に与え、荷重-変位関係を測定する。	載荷装置の能力に依存するが、一般には装置の限界変位までの振幅が可能。	地震時と同等の変形速度でさせることができる。	動的加力に対する基本的な特性を確認できる。応答をオンラインで取り込み、地震応答解析を行うことで、構造物としての性能を評価することができる(ハイブリッド地震応答実験)。	○	◎	○	
強制加振振動による方法 (振動台実験)	正弦波や任意の波形を入力して応答を計測し、設計における理論やモデルを用いた解析との合致度から設計の妥当性を確認する。	振動台の能力による。	地震時と同等の振動数で振動させることができる。	任意波形での応答を測定できる。		○	◎	
強制加振振動による方法 (起振機実験)	起振機により調和外力を与え、定常状態の応答から振幅・位相応答、振動モード(起振機実験)を求めることにより、装置の剛性・減衰を求める。	装置の能力に依存する。起振機では、低振動数域で十分な加振力が得られないことがある。	地震時と同等の振動数で振動させることができる。	載荷条件が明確であり、正確なデータを得ることが出来る。大振幅の繰返し変位による温度上昇や劣化に配慮する必要がある。			◎	◎
自由減衰振動による方法	自由減衰振動させた時の固有周期や振幅の対数減衰率から装置または構造物としての剛性・減衰を求める	初期振幅は、任意に設定できる。	試験体の固有振動数に限定される。	一般に振幅が急速に減衰するので、振幅依存性が大きい場合は、考察を要する。			◎	◎
地震観測による方法	実構造物に地震計を取り付け、地震時挙動を観測する。解析による地震応答との合致度から、設計における装置の理論やモデルの妥当性を確認する。	地震の規模による。大規模地震の観測できる確率は低い。	実際の地震動数と異なる。	地盤を含めた構造物全体の正確な解析モデルを用意する必要がある。長期間の観測を要する。			○	◎

◎：適している。○：適用が可能

表-9.6.3 免震橋・反力分散形式橋における既往の振動実験・地震観測

橋 梁 名	形 式	支承の種類	実 験 内 容
宮川橋 (静岡県)	3 径間連続 非合成鈑けた	鉛プラグ入り・ 積層ゴム支承	自由振動実験, 車両走行実験 地震観測
東扇島高架橋 (首都高速道路公団)	9 径間連続 PC 箱けた	鉛プラグ入り・ 積層ゴム支承	自由振動実験
山あげ大橋 (栃木県)	6 径間連続 PC 箱けた	高減衰・ゴム支 承	静的載荷試験 自由振動実験, 車両走行実験, 地震観測
阪神高速道路 4 号湾岸線 松の浜免震橋 (阪神高速道路公団)	4 径間連続 非合成箱けた	鉛プラグ入り 積層ゴム支承	橋脚単体起振機実験 起振機実験, 自由振動実験
阪神高速道路 3 号神戸線 弁天工区 (阪神高速道路公団)	19 径間連続鋼床版 立体ラーメン形式	鉛プラグ入り・ 積層ゴム支承	静的載荷試験, 自由振動実験 車両走行実験
大仁高架 2 号橋 (静岡県)	29 径間連続 PC 中空床版	鉛プラグ入り 積層ゴム支承	橋脚単体起振機実験 起振機実験・自由振動実験(1 径間), 地震観測

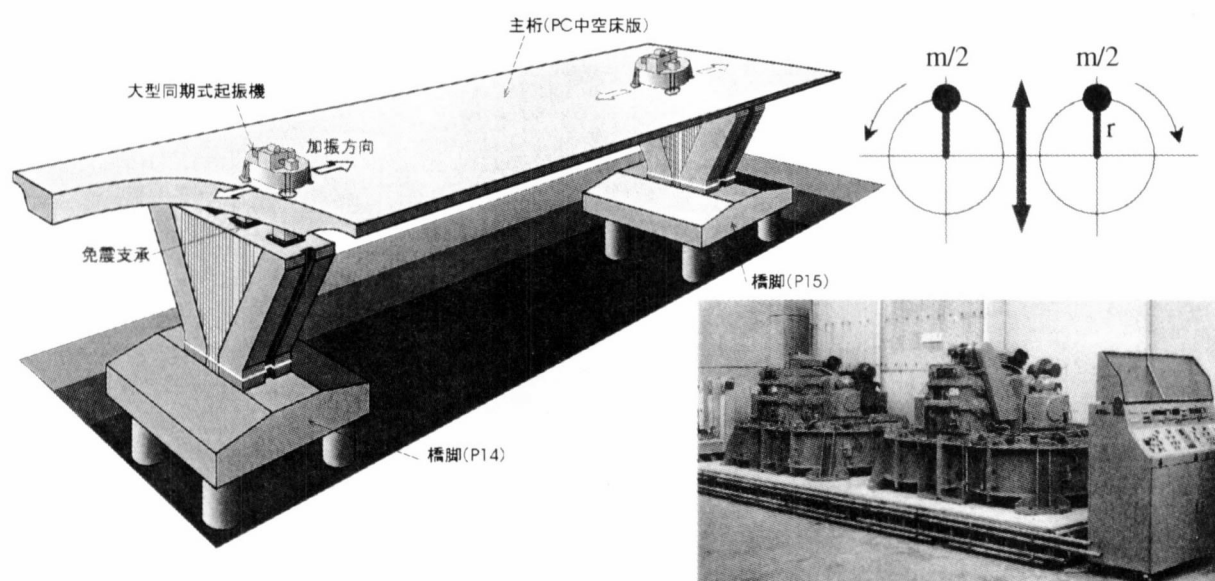


図-9.6.1 起振機と実験例

地震観測や常時微動測定は後者の方法であり，実際の地震時挙動と言う意味で貴重なデータであるが，データの処理方法によって結果が影響を受けるので，解析においては高度な配慮が必要であり，精度的には前者の方法が優れている．この方法は，さらに強制振動法と自由振動法に分けられる．

1) 強制振動法(起振機法)

強制振動法は起振機を用いて加振振動数を変えながら構造物の応答を測定し，その共振曲線から振動特性を求めるものである．図-9.6.1 に起振機実験の例を示す．

起振機には建設省土木研究所の EX6300 型(最大加振力:200kN, 2.6Hz 以上)などがある．これらの起振機は偏心質量を回転させることにより加振力を発生させるので，加振力は振動数の 2 乗に比例する．応答変位振幅 u は，共振時において次式で近似できる．

$$u \approx \frac{F\phi}{2hM\omega^2} \quad \text{式(9.6.1)}$$

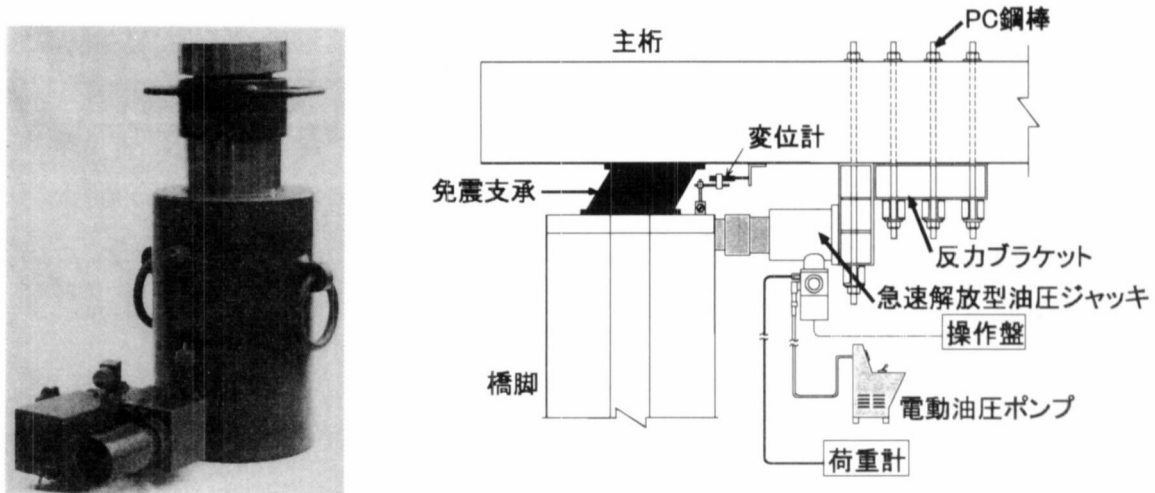


図-9.6.2 急速解放ジャッキとその設置例

ここに、 F は加振振動数における加振力、 ϕ は加振位置のモード振幅(固有値解析による)、 h は対象モードのモード減衰定数、 M は対象モードの一般化質量、 ω は加振各振動数($\omega=2\pi f$, f は加振振動数)である。なお、1自由度系であれば、 $\omega=\sqrt{K/M}$ (K はばね定数)より式(9.6.1)は $u \doteq F/2hK$ となり、応答は静的に力を加えた時の変位 F/K の $1/2h$ 倍となる。

起振機実験は固有振動数、振動モードは精度良く求まるが、一般に支承の変位が設計レベルの変位に比べ遙かに小さいので、支承剛性の振幅依存性を考慮して検討を行う必要がある。

2) 急速解放ジャッキによる自由振動法

自由振動法は、何らかの方法を用いて構造物に初期変位を与えてから解放し、その後の自由振動波形から振動特性を求めるものである。初期変位の与え方としては、ロープの引張力や急速解放機構付きの油圧ジャッキ(急速解放ジャッキ)を用いる方法、起振機の回転を急停止する方法がある。起振機を急停止する方法は、減衰定数が大きいために完全に停止するまでに振動が減衰してしまうので、免震橋には適していない。急速解放ジャッキを用いる方法が、免震橋に最も適した方法であると言える。

急速解放ジャッキは、通常の油圧ジャッキを改良したもので、油圧の除荷を瞬時(0.1秒以下)で行えるものである。橋けた端部から橋台に反力を取ったり、あるいは、図-9.6.2に示すように主けたと橋脚天端の間に設置し、支承を加振方向に強制変形させた後油圧を解放し、支承の復元力により自由振動を起こさせる。载荷中のジャッキ反力と支承相対変位から、実橋に設置された状態での支承の剛性を求めることも可能である。

急速解放ジャッキには日本道路公団の所有する最大荷重 1800kN のものなどがあり、複数台の同時使用が可能なので、起振機に比べ大きな加振力を得ることができ、設計的に意義のある変位での振動特性を確認することができる。また、多点载荷により振動モード形状に近似した初期変位を与えたり、多径間の橋では各橋脚の支承の剛性に応じて载荷したりすることができるのも大きな特徴である。これまでに最大 12 台の同時使用の実績がある。

自由振動法は、十分大きな初期変位を与えることができ、うなりがないきれいな減衰波形が得られれば、減衰定数を直接読取ることができる。ただし、免震橋においては減衰が大きいために自由振動波形は急速に減衰するので、波形から固有振動数や振動モードを

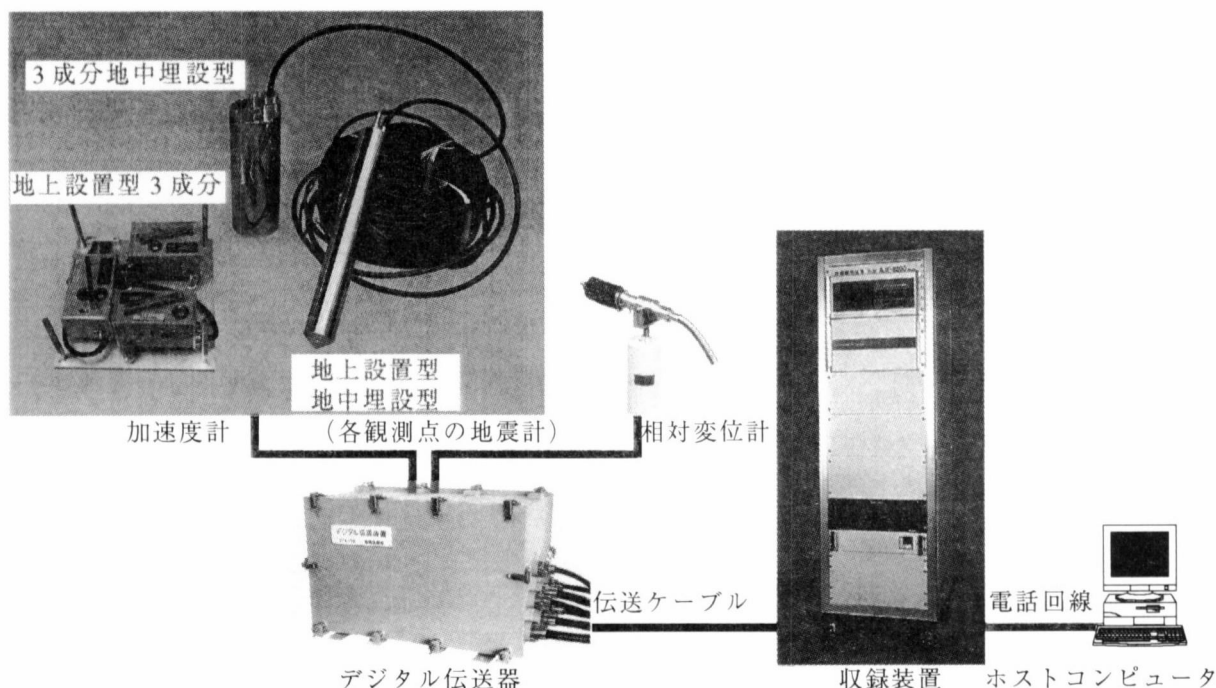


図-9.6.3 地震観測システムの例

求める際には、解析手法により値が異なる可能性がある。

(2) 地震観測

地震観測は、地中・地表や橋の各部に地震計を設置し、地震時の挙動を測定・収録し、観測波形の解析により振動数や減衰定数を求めたり、観測波形を入力とする地震応答解析により地震時の挙動を再現することで、解析手法の妥当性を検証したりするものである。

センサには、図-9.6.3 に示すような、加速度計や速度計が用いられる。免震橋においては、各部の応答だけではなく、支承の動きも重要である。支承の相対変位は上部構造と橋脚天端の加速度波形を積分し、両者の差から求めることもできるが、より正確に計測するために、変位計により支承の相対変位を直接測る例もある。

特定のセンサの応答を常時監視して、その値がある一定値を超えたら、地震のデータとして収録を開始する。従来、データは磁気テープなどの媒体に記録し、回収する方法が取られていたが、近年は、ハードディスクに記録したものを電話回線により転送、収録している。なお、地震データを常時監視していることから、道路管理に利用することもある。

設計で想定したような規模の地震の発生確率は低いので、有益な地震記録を得るには長期の観測を行う必要があり、機器の保守点検も重要である。

地震応答解析においては、通常的设计で行われる動的解析と同様の骨組みモデルを用い、地表の観測記録、橋脚フーチングの観測記録、あるいは橋脚天端の観測記録を入力地震動として、シミュレーション解析が行われる。

9.7 おわりに

免震のコンセプトは、古くから提唱されていながら、これまでは積極的に採用されることがそれ程多くなかった。これまでは、免震を適用することによって、橋脚柱など躯体断面がスレンダーになったり、基礎フーチングが小さくなるなどの節減効果が、免震装置に

よるコスト増に較べて小さいと言う理由で、あまり歓迎されてはいなかったのではないだろうか。

しかし、兵庫県南部地震をはじめとする最近の経験によって大きな地震動の可能性に対する認識が改められたこと、また、性能照査型設計への移行が必要とされていることなどから、事情は大きく変わろうとしている。大きな地震動に耐えることが要求されることや、構造物を設計するサイトの条件が以前より厳しくなったことを考えると、要求される耐震性を実現するためには、従来通りの方法では解決できない場合もあると考えられる。

また、インフラストラクチャーとしての公共構造物を急いで整備しなければならない時代はそれ程遠くない時点で終わり、今後は既存の構造物を維持することにも注意を払わなければならない。したがって、イニシャルコストに加え、供用期間中の地震被害による直接的な補修費、社会経済的損害を含めたライフサイクルコスト(LCC)として評価する必要がある。今後、土木構造物の建設コストが、ライフサイクルコストと言う面から評価されるようになると、免震・制震を選択せざるを得ない場合が増えると思われる。

一方でイニシャルコストを少なくすることも必要であり、それに対しては、製品形状を標準化するなど、コストダウンの努力が進んでいる。また、新しい材料や機構を用いて、今までより高性能の免震装置を開発する努力も進められている。

性能照査型設計への移行が進めば、目標とする性能を満足しているか否かを真剣に証明することが必要とされ、既製の設計支援ソフトに頼って構造寸法を決める単純作業では問題を解決できなくなり、評価値そのものを設計者が自ら決めなくてはならないことにもなる。

もちろん土木構造物の内には、それ程耐震性を必要としないものや、規模が小さいために、設計にそれ程の努力を傾注してられないものもあるのは否めない。そのような場合には、これまでのように計算手法の一々を細かく規定する仕様基準をいわゆる「みなし適合仕様」として適用する設計の方が合目的である場合もあり得る。

しかしながら、実験や観測による地震時挙動の解明や性能の向上のための新材料・新装置の開発など研究・開発が行われており、従来の考え方では到達できない最適解が得られることがある。設計者には、そうした新しい技術動向を常に注意深く参照し、その基本概念を理解した上で、常に最高レベルの成果を収めることが要求されている。

本稿が、今後の設計実務に多少なりとも参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，1991年3月
- 2) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，土木研究所彙報第60号，1992年10月
- 3) 松尾芳郎，原広司，大石昭雄，山下幹夫：宮川橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.25，No.2，pp.15-22，1991年2月
- 4) 河田周，佐藤照美，田中隆：丸木橋大橋の設計-我が国初のPC免震橋梁-，橋梁と基礎，Vol.26，No.9，pp.9-14，1992年9月
- 5) 池田兵十郎，松本直樹，福田耕一：温根沼大橋の設計計画-免震装置を有する橋梁の設計-，橋梁と基礎，Vol.24，No.5，pp.23-27，1990年5月

- 6) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編，1990年2月
- 7) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」の準用に関する参考資料(案)，1995年6月
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編，1996年12月
- 9) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998年3月．
- 10) 林亜紀夫，北川常夫，成田信之，前田研一：橋梁用免震装置の特性値探索手法，第9回日本地震工学シンポジウム，pp.1789-1794，1994年
- 11) 林亜紀夫，成田信之，前田研一，岩崎興治：橋梁用免震装置鉛プラグ入り積層ゴム支承の最適特性値探索，土木学会論文集 No.553/Ⅵ-33，pp.117-128，1996年12月
- 12) 井嶋克志，後藤茂夫，和田忠治：バイリニア型免震支承の合理的特性値の決定と実務設計への応用，土木学会論文集 No.465/Ⅰ-23，pp.117-126，1993年4月
- 13) 大崎弘，吉田均，藤原保久：東扇島高架橋(仮称)の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol.36，No.5，pp.34-40，1994年9月
- 14) 川島一彦，相沢興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法，木学会論文報告集，第344号，pp.51-355，1984年4月
- 15) (社)日本建築学会：地震荷重-その現状と将来の展望，1987年
- 16) 佐藤誠一，古屋美伸，藤原誠：不等橋脚ならびに異なる基礎形式を有する橋梁への免震設計の適用-見晴台橋(眺鷹)の計画と施工-，橋梁と基礎，Vol.32，No.9，pp.11-17，1998年9月
- 17) 檜山義光，久保明英，鈴木祐二，池田隆：石狩川橋の設計・施工，橋梁と基礎，Vol.25，No.11，pp.2-11，1991年11月
- 18) 小堀 鐸二：制震構造－理論と実際－，鹿島出版会，1993年9月
- 19) 鹿島都市防災研究会編著：制震・免震技術－都市・建築防災シリーズ4－，鹿島出版会，1993年9月
- 20) 山口 広樹：構造物振動・制御，共立出版，1996年5月
- 21) 山口 広樹他：構造物のアクティブ振動制御入門－LQ最適制御から H^∞ 最適制御へ－，第2回振動制御コロキウム PART A 構造物の振動制御(2)，土木学会構造工学委員会，振動制御小委員会，1993年8月
- 22) 日本学術会議地震工学研究連絡会委員会・制震小委員会：アクティブ制震(振)シンポジウム論文集，1992年3月
- 23) 五十嵐 晃：アクティブ制御の可能性，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－，pp.305-308，1998年12月
- 24) 日紫喜剛啓，広中良和：免震化工法による既設橋梁の耐震補強，橋梁と地下構造物の免震・制震講習会テキスト，土木学会，pp.149-156，1999年5月
- 25) 加藤雅史，島田静雄：橋梁の現地振動実験法，土木学会誌，pp.38-42，1981年2月
- 26) 山野辺慎一：免震橋における振動実験による効果の確認，橋梁と地下構造物の免震・制震講習会テキスト，土木学会，pp.119-124，1999年5月
- 27) 阿部雅人：実測記録に基づく橋梁の免震性能の評価，橋梁と地下構造物の免震・制震講習会テキスト，土木学会，pp.125-128，1999年5月
- 28) 土木学会地震工学委員会：減震・免震・制震設計法ガイドライン(案)，pp.33-36，2002年1月
- 29) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編，2002年3月