

## 第 2 編 動的耐震解析技術への対応 (WG2)

## WG2 報告書目次

	頁
§ 1. 概 要	2-1
・WG活動の紹介	
§ 2. 解析法	2-2
2.1 様々な耐震解析	2-2
2.2 解析モデル上の留意事項	2-4
(1) 上部構造	2-4
(2) 下部構造	2-5
(3) 支承	2-8
(4) 基礎地盤	2-9
(5) 掛け違い部伸縮装置の影響	2-10
2.3 復元力モデルの設定	2-11
(1) はり部材の曲げモーメントと曲率 ( $M-\phi$ ) の非線形モデル	2-11
(2) 下部工配筋図	2-14
(3) 鋼製橋脚の非線形モデル	2-15
2.4 減衰定数	2-16
§ 3. 固有振動解析	2-17
3.1 減衰特性のモデル化	2-17
3.2 固有値解析と Rayleigh 減衰	2-19
3.3 減衰設定の留意事項	2-25
§ 4. 照査と妥当性確認方法	2-36
4.1 解析結果のチェックポイント	2-36
4.2 解析事例紹介	2-37
§ 5. 動的解析に関するキーワード解説	2-49

## 1. 概要

性能規定化への移行、道路橋示方書の改定などを背景として、動的解析を適切に使いこなし、解析結果の良否の判断・評価ができる能力が必要とされている。本ワーキンググループでは、設計実務者の方々に向けて、動的解析を行う上での留意点、解析結果の妥当性の判断方法等を提供し、実務の助けとなる資料、動的解析に対する理解を深めて頂ける資料の作成を目標とした。報告書の構成を以下に列記する。

「§ 2. 解析法」では、動的解析法の概要と、解析モデル上の留意点を道路橋示方書と NEXCO 設計要領とを比較しながら解説している。また、道路橋示方書耐震設計編の H14 年版から H24 年版への改訂ポイントも同時に解説を加えた。

「§ 3. 固有振動解析」では、固有値解析と、特に Rayleigh 減衰を設置するために選択すべき振動モードについて解説している。

「§ 4. 照査と妥当性確認方法」では、動的解析により得られた応答値の妥当性を確認する方法について解説している。

「§ 5. 動的解析に関するキーワード解説」では、動的解析関連の業務を行う上で遭遇するであろう主だった用語をピックアップし、解説を加えた。

## 2. 解析法

### 2.1 様々な耐震解析

一般的に橋の動的解析により用いられる解析方法は、応答スペクトル法と時刻歴応答解析法がある。応答スペクトル法は、固有値解析により振動系の固有周期、固有振動モード、刺激係数などを必要な次数まで求めて、個々の固有振動モードに対する加速度スペクトルを用いて算出する。一方、時刻歴応答解析法は、時刻歴で与えられる入力地震動を外力項とする振動系の運動方程式を逐次数値計算により解くことにより、振動系の応答値を時々刻々と求める方法である。何れの解析法においても構造物の振動特性を把握することは重要である。

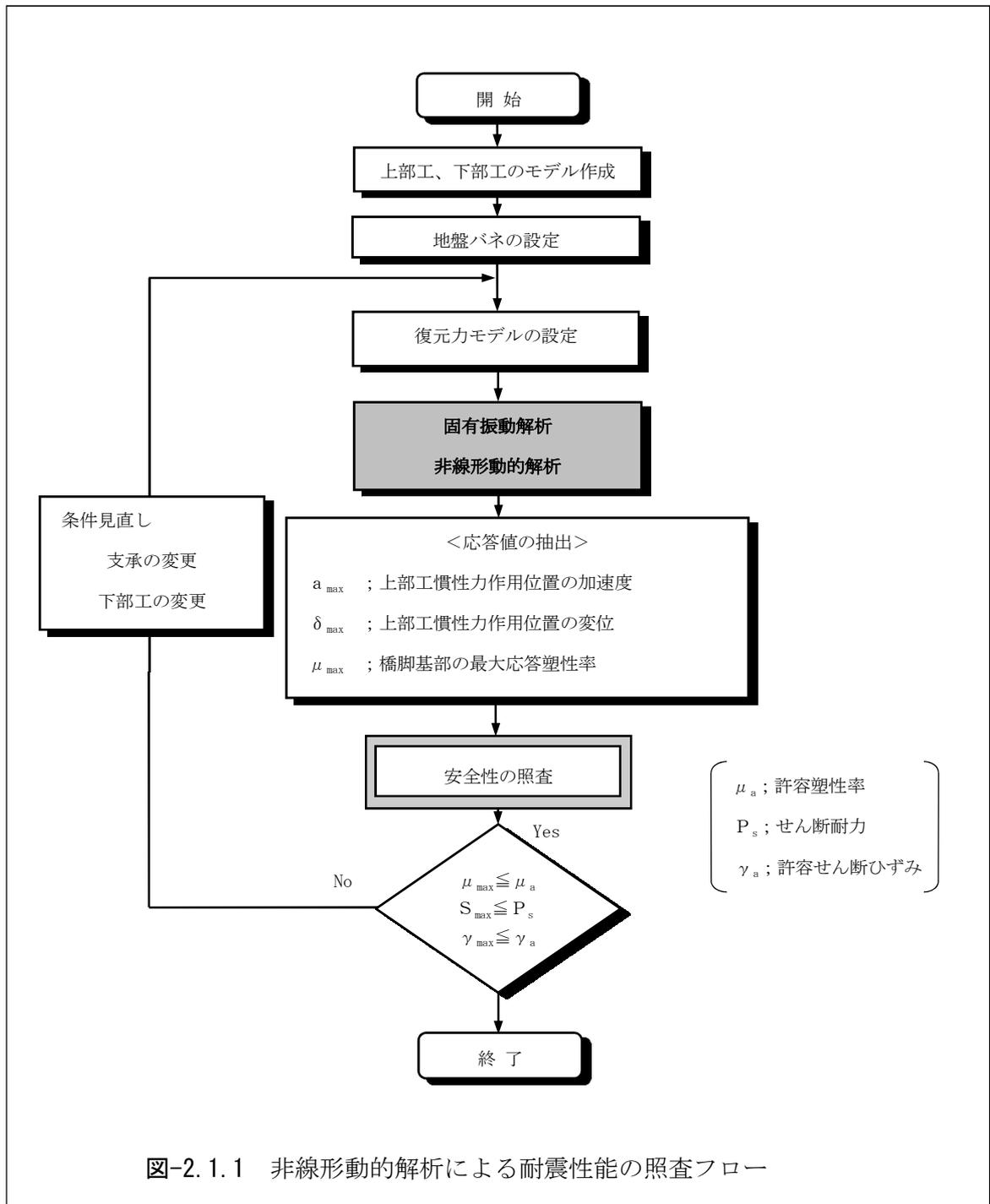
耐震照査は表 2-2-1 に示すように様々な解析方法により、設計地震動に対して構造物の応答値を計算し、規定値、限界値に対して照査する。構造物に適した解析手法を選択する必要があるが、通常の耐震解析では時刻歴応答解析を行うことが多い。

表 2-2-1 耐震解析法

解析手法		設計地震動	目的	適用する設計法
静的解析	微小変位解析（弾性）	レベル 1	応答値	静的照査法
	幾何学的非線形解析（弾性）	レベル 1	応答値	静的照査法 (アーチ橋や吊橋など変形の 影響が大きい構造)
	材料非線形解析（微小変位） プッシュオーバー解析	レベル 2	限界値	動的照査法での骨格曲線と限 界変位
	複合非線形解析 (幾何学的非線形性+材料非線 形性) プッシュオーバー解析	レベル 2	限界値	動的照査法での骨格曲線と限 界変位
固有 振動 解析	微小変位解析（弾性）	レベル 1	固有周期 振動モード	静的照査法 動的照査法
	線形化有限変位解析（弾性）	レベル 1 レベル 2	固有周期 振動モード	静的照査法 動的照査法 (アーチ橋や吊橋など変形の 影響が大きい構造)
動的 解析	微小変位解析（弾性）	レベル 1	応答値	動的照査法
	幾何学的非線形解析（弾性）	レベル 1	応答値	動的照査法
	材料非線形解析（微小変位）	レベル 2	応答値	動的照査法 (幾何学的非線形特性が無視 できる構造)
	複合非線形解析 (幾何学的非線形性+材料非線 形性)	レベル 2	応答値	動的照査法 (幾何学的非線形特性が無視 できない構造)

## 耐震解析フロー

動的照査法による耐震性能の照査は、図 2.1.1 に示す手順により、非線形時刻歴応答解析の解析結果を用いて行うのが一般的である。



耐震解析を行う上で固有振動解析は、橋の振動特性を把握するために重要となる。

2.2 解析モデル上の留意事項

(1) 上部構造

■使用要素

- 鋼上部構造は線形はり要素を用いてモデル化する。

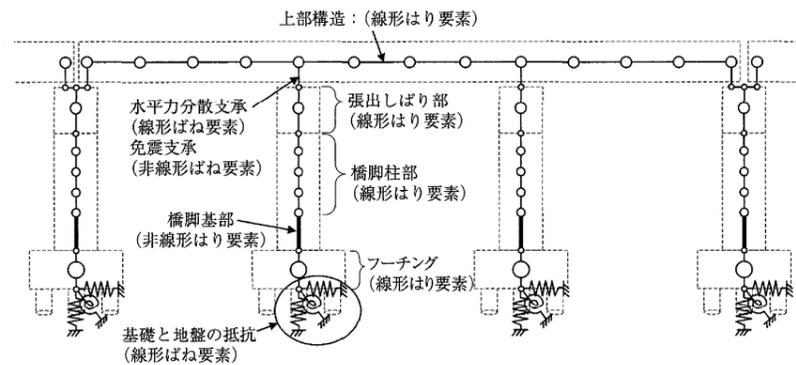


図-解7.3.1 橋の解析モデルの例

注：鋼部材の局部座屈や全体座屈，さらにその連成座屈が橋の耐震性能に大きな影響を及ぼす場合がある。しかし鋼部材をはり要素やファイバー要素でモデル化しても，局部座屈の影響を適切に評価することは理論的に困難であり，全体座屈についても残留応力及び初期たわみといった初期不整を適切に考慮した解析は実務設計では一般には困難である。よってこれらの座屈の影響を解析的には考慮しない線形はり要素で動的解析を行い，鋼橋編に規定される座屈を考慮した許容応力度を用いて照査するのがよいとされている。

■部材の軸線位置 (= 上部構造の慣性力作用位置)

- 上部構造の慣性質量は，6.2.2(4)に従い，上部構造の重心位置に与える。
- 支承部において曲げモーメントが下部構造に伝達されない場合においては，上部構造の慣性力の作用位置は支承部の底面としてよい。

注：H14 道示においては「直橋の橋軸方向」について規定されていたが，H24 改訂により条文の表現が改められている。

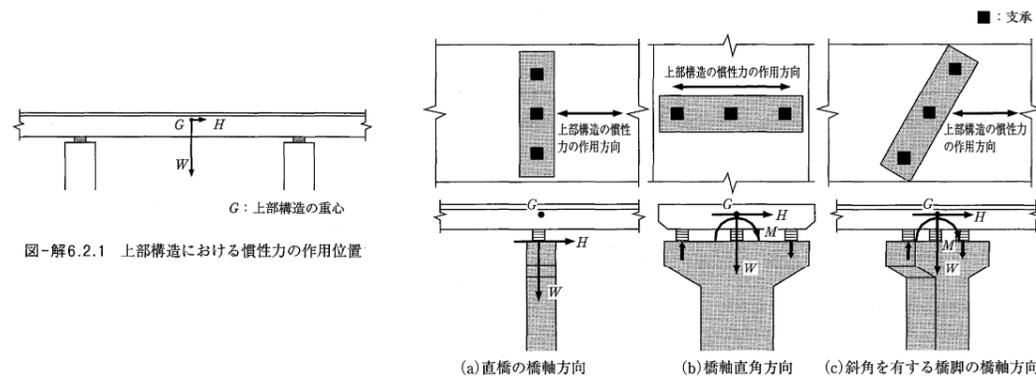


図-解6.2.1 上部構造における慣性力の作用位置

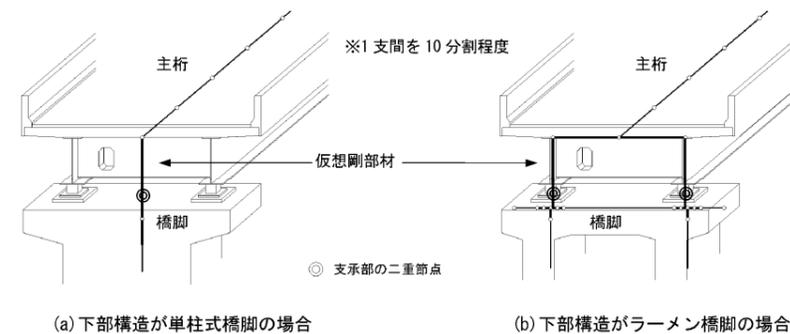
図-解6.2.2 下部構造の耐震設計における上部構造の慣性力の作用位置と下部構造の頂部に作用する荷重

7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法

7.3.2 橋及び部材のモデル化

■使用要素と部材分割

- 上部構造は骨組部材でモデル化するのが標準とし，橋梁形式に応じて，はり要素，ばね要素，トラス要素等を用いる。
- 部材分割にあたっては，断面変化や質量分布，地震時の振動モードを考慮する。  
(※一般的な桁橋の場合には，1～3次振動モードを考慮し，1支間を10分割程度とすれば十分な精度で解析が可能である。)
- 構造形式や平面形状，下部構造形式との組み合わせによって平面 or 立体骨組みモデルを適切に選択する (下図)。



■部材の軸線位置

- 部材の軸線位置は，上部構造の重心位置を標準とする。
- 鋼桁の場合には，床版下面位置を上部構造の重心位置としてよい。なお直橋の橋軸方向に対しては，支承部の曲げモーメントが下部構造に伝達されないため，重心位置は橋脚天端としてよい。

6 章 静的照査法による耐震性能の照査方法

6.2.2 慣性力

3 章 耐震設計編

2.動的照査法

2-2-4 上部構造のモデル化

■下部構造のモデル化

図-解 7.3.1 に支承構造を例とした設計振動単位の解析モデルの例が示されている。道示では、柱基部のみに非線形特性を考慮するものとしている。

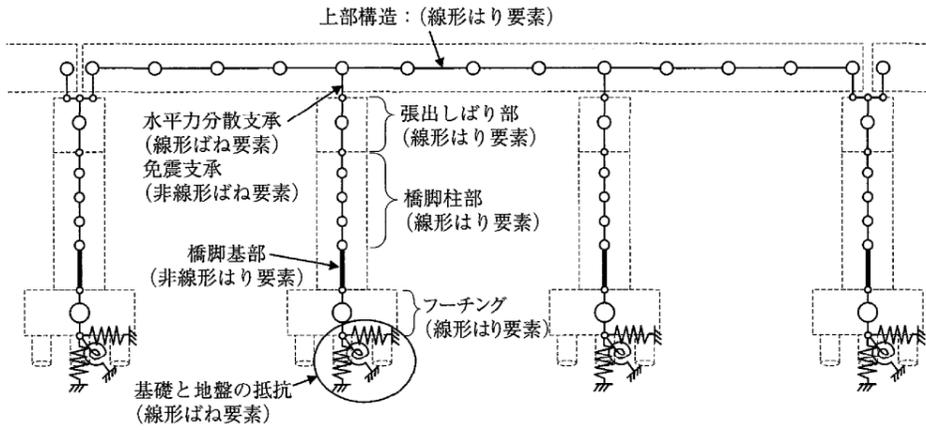


図-解 7.3.1 橋の解析モデルの例

【鉄筋コンクリート橋脚】

- 非線形性を考慮するモデルとしては、部材の水平力と水平変位の関係を定義するモデル (P- $\delta$ )、塑性ヒンジ領域の曲げモーメントと回転角を定義するモデル (M- $\theta$ )、塑性ヒンジ領域の断面の曲げモーメントと曲率の関係を定義するモデル (M- $\phi$ ) 等がある。
- 非線形履歴モデルの骨格曲線には、剛性変化点を図-解 10.2.3 に示すような降伏点とし、この点と耐震性能 2 の限界状態に相当する点を結ぶ完全弾塑性型を用いることを規定している。

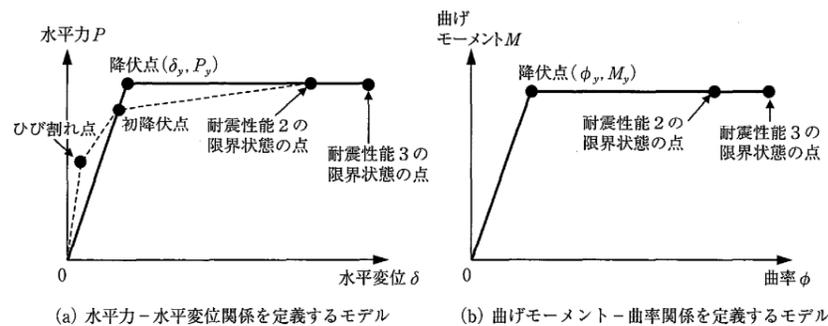


図-解 10.2.3 鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線の例

【鋼製橋脚】

- 曲げモーメント-曲率関係の非線形履歴モデルを用いることが標準
- \* 2.3 (3) にて改定のポイントを解説する。

7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法

7.3.2 橋及び部材のモデル化

10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

11 章 鋼製橋脚の応答値及び許容値

11.2 動的照査法による照査

■下部構造のモデル化

【鉄筋コンクリート橋脚】

- 塑性化を考慮する部位において、塑性化を考慮した解析モデルを用いる。  
塑性ヒンジ部 : 非線形回転ばね (M- $\theta$  モデル)  
橋脚一般部 : 非線形はり要素 (M- $\phi$  モデル)
- 上記の非線形特性に用いる骨格曲線には、ひび割れ点~降伏点~限界状態となる点を結んだトリリニア型のモデルを適用する。

※詳細なモデル化方法は 3 章巻末の「7.耐震計算のモデル化に関する資料」にまとめられている。

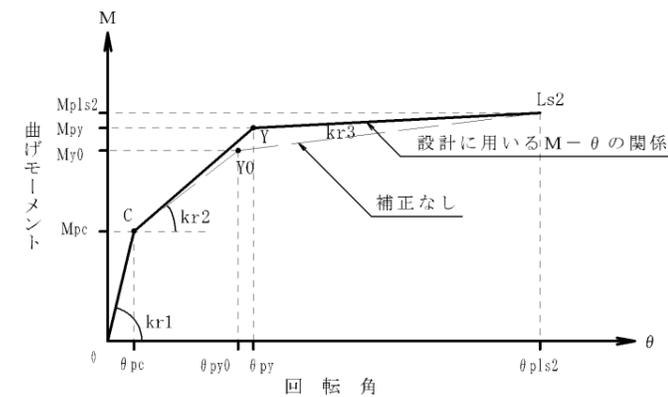


図 3-7-1 塑性ヒンジの曲げモーメントと回転角の関係

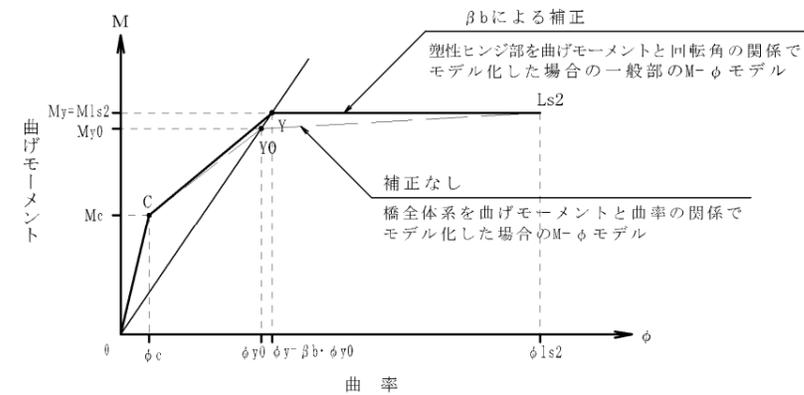


図 3-7-5 部材の曲げモーメントと曲率の関係

【鋼製橋脚】

- 非線形はり要素でモデル化するのが標準とする。
- 非線形履歴モデルは道示による。

3 章 耐震設計編

2.動的照査法

2-2-3 下部構造のモデル化

7.耐震計算のモデル化に関する資料

7-1 非線形要素のモデル化

3 章 耐震設計編

2.動的照査法

2-2-3 下部構造のモデル化

■下部構造の節点および要素の設定

7.3.2 の条文において、

「橋全体系のモデル化は、橋の地震時の挙動を推定できるように、橋の構造特性、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて、適切に行わなければならない。」とされており、これについて解説文の中に示されている留意点は以下である。

- ・ 節点は、線形挙動をする部材では、下部構造では断面剛性の変化する点や、その中間点の重心位置に設ける。このほかにも、より複雑な挙動が予想される場合には、さらに節点を細かく設ける。
- ・ 塑性化の可能性がある部材では、一般にはその部材において断面力、曲率等の照査を行う必要があるが、これらの応答値は部材の要素長に依存することから、適切な応答値を求めるために、その要素長が適切になるように節点を設ける必要がある。
- ・ 塑性化しない部材における節点の設定は断面変化位置だけでなく、橋の応答に影響を与える固有振動モードを表すことができるように行う。
- ・ 塑性化が生じることが予想される部位については、許容値を設定する際に用いられた領域の長さモデル化の要素長が一致するように節点を設けることを標準とする。例えば鉄筋コンクリート橋脚の場合は、要素長は塑性ヒンジ長とするのがよい。
- ・ 鋼製橋脚の場合には、要素長が曲率の部材軸方向の分布を適切に評価できる程度の大きさになるように節点を設定すればよく、一般には断面幅を 5 分割した程度の長さを要素長とするのがよい。

7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法

7.3.2 橋及び部材のモデル化

■下部構造の節点および要素の設定

2-2-3において、橋梁形式ごとの具体的な解析モデルの例およびモデル化手法の留意点が示されている。代表して、単柱式橋脚のモデル化について以下に示す。

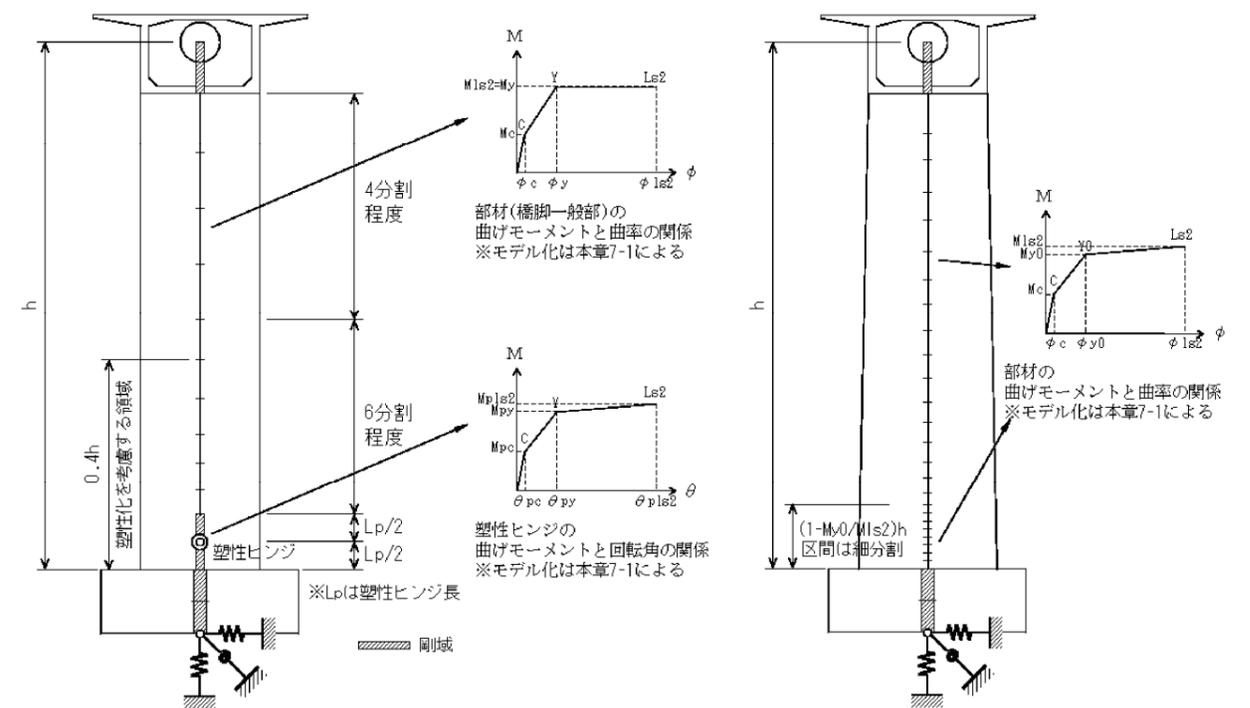
- ・ 基部の塑性ヒンジ部を2分割、塑性ヒンジ部直上から橋脚高さの1/2までを6分割程度、橋脚高さの1/2から橋脚天端までを4分割程度とする。
- ・ 下端ほど曲げモーメントが大きくなるため、等分割とするよりも下端にいくほど部材の分割長を短くするのがよい。
- ・ 断面形状や配筋の変化する箇所には節点を設けるものとする。
- ・ 塑性化を考慮する領域から橋脚一般部となる箇所も節点を設けるのがよい。塑性化を考慮する領域は、道示V10.8に準じて、充実断面の橋脚では、橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離hの0.4 倍の長さとし、中空断面の橋脚では、塑性ヒンジ長LPの4倍の区間(0.4hを超えない範囲)とする。
- ・ 橋脚高さ方向に断面幅が変化するような橋脚など、塑性化の箇所が明確ではない場合には、図3-2-5 b)に示した曲げモーメントと曲率の関係でモデル化する。

3 章 耐震設計編

2.動的照査法

2-2-3 下部構造のモデル化

【単柱式橋脚のモデル化例】



a) 塑性ヒンジ部曲げモーメントと回転角の解析モデル

b) 部材曲げモーメントと曲率の解析モデル

図 3-2-5 単柱式橋脚・ラーメン橋の橋脚(橋軸直角方向)・ラーメン橋脚(橋軸方向)の解析モデル

以下に設計要領におけるモデル化の例を示す。(詳細な説明は設計要領の解説文を参照)

【ラーメン橋の橋脚 (橋軸方向) のモデル化例】

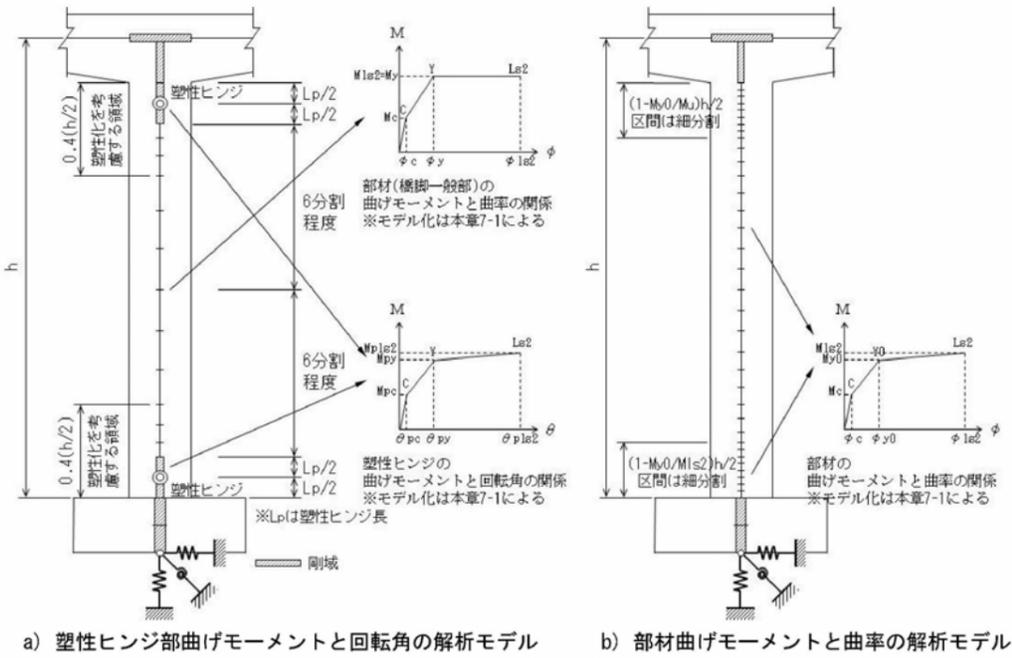


図3-2-6 ラーメン橋の橋脚 (橋軸方向) の解析モデル

【鋼製単柱式橋脚のモデル化例】

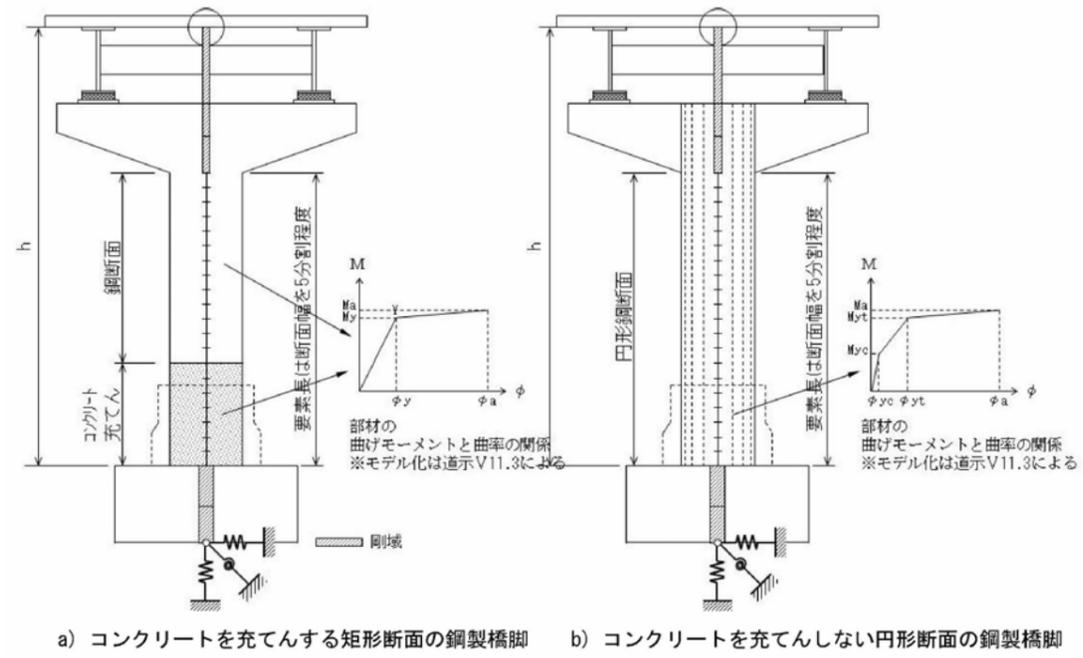
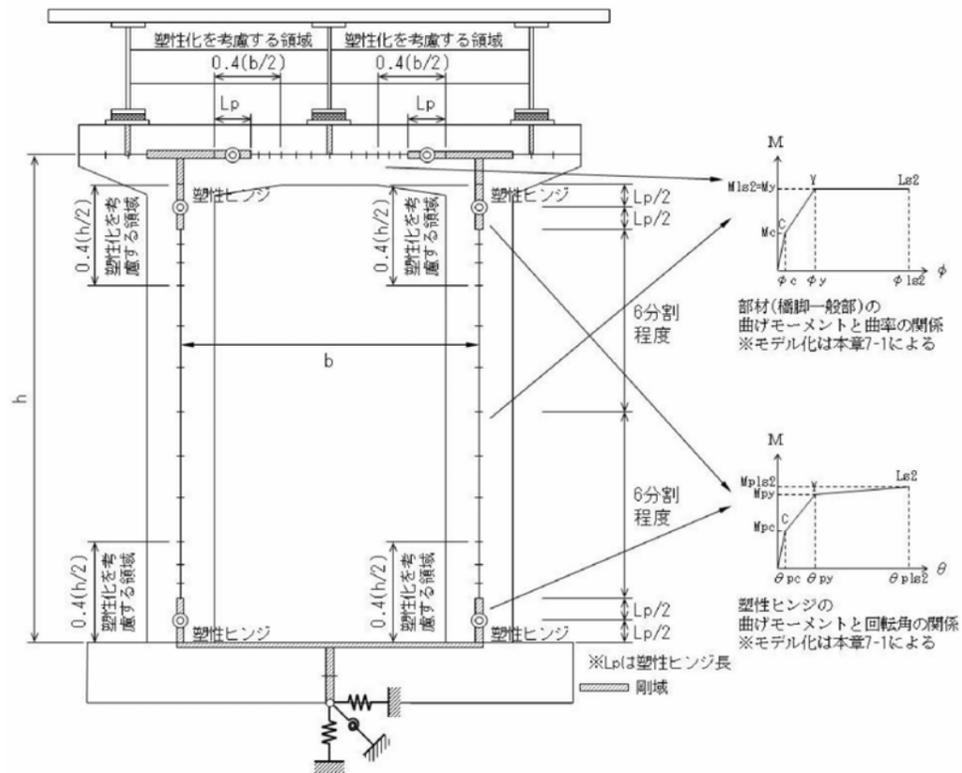
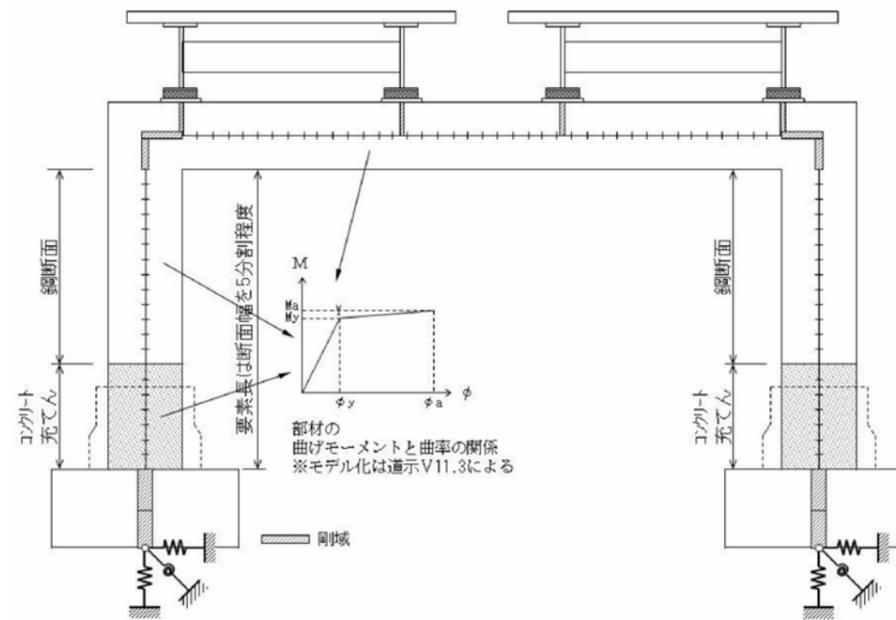


図3-2-8 鋼製単柱式橋脚の解析モデル

【ラーメン橋脚 (橋軸直角方向) のモデル化例】



【鋼製ラーメン橋脚 (橋軸直角方向) のモデル化例】



3章 耐震設計編  
2.動的照査法  
2-2-3 下部構造のモデル化

(3) 支承部

■ 支承部のモデル化

支承部は、表-解 6.2.2 に示すような支承条件に応じて適切にモデル化する。

- ・ 固定支承：境界条件や要素の結合条件を固定とする。
- ・ ゴム支承（弾性支持）：ばね要素（力学特性のモデル化は 15.3 に従う）
- ・ 可動支承：完全自由の境界条件としてモデル化

表-解 6.2.2 支承部のモデル化の例（上下部構造間の相対変位の拘束）

支 承 条 件	橋軸方向	橋 軸 直角方向	鉛 直 方 向	橋軸周り	橋 軸 直角周り	鉛 直 軸 周 り
固 定 支 承	拘 束	拘 束	拘 束	拘 束	自 由	自 由
可 動 支 承	自 由	拘 束	拘 束	拘 束	自 由	自 由
弾 性 支 承	ば ね*	ば ね*	拘 束**	拘 束**	自 由**	自 由**
免 震 支 承	ば ね*	ば ね*	拘 束**	拘 束**	自 由**	自 由**

注1) \*の条件は、橋軸方向及び橋軸直角方向の両方向に弾性支承又は免震支承で支持される場合について示した。

注2) \*\*の条件は、厳密にはばね支持となるが、解析結果への影響は一般に小さいため、このようにしてよい。

■ 支承の力学的特性のモデル化

動的解析により橋全体系の挙動を適切に評価するためには、弾性支承・免震支承の力学特性を適切にモデル化することが解析精度を確保する上で重要である。このため使用される条件を考慮した実験に基づき水平力と水平変位の関係（弾性支承の場合は剛性）を設定することとされている。特に免震支承においては、地震時のエネルギー吸収量が安全側の評価になる履歴を表すようにモデル化することを基本としている。

- ・ エネルギー吸収を期待しない弾性支承：線形モデルとしてモデル化
- ・ エネルギー吸収を期待する免震支承：非線形履歴特性をモデル化

図-解 15.3.1 はバイリニア型の例

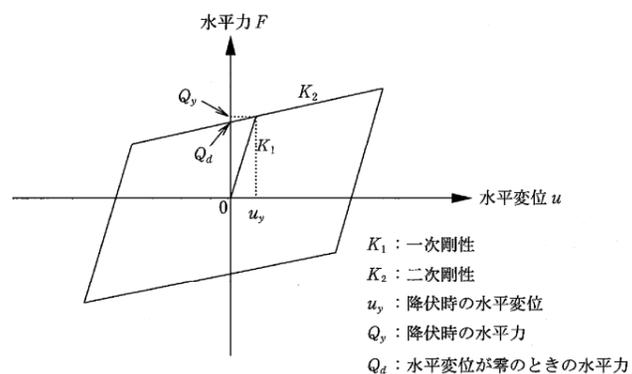


図-解 15.3.1 免震支承の非線形履歴モデル（バイリニアモデルの場合）

7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法

7.3.2 橋及び部材のモデル化

6 章 静的照査法による耐震性能の照査方法

6.2.3 固有周期の算出方法

15 章 支承部の照査

15.3 支承部のモデル化

■ 支承部のモデル化

- ・ 支承部のモデル化は、道示 V6.2.3（表-解 6.2.2）に準じてモデル化する。
- ・ ただし、道示 V に示された支承部のモデル化例は、1 支承線に対しての条件であり、立体モデルで支承を 1 基ずつモデル化する場合には、表-解 6.2.2 の拘束条件が異なることに注意が必要（※回転方向は全て自由となる）。

■ 支承の力学的特性のモデル化

- ・ 弾性支承：線形ばね要素でモデル化
- ・ 免震支承：非線形ばね要素とし、バイリニアモデルが標準  
（非線形特性は、6 章 1-6-3 及び道路橋支承便覧の規定による）
- ・ 免震支承（地震時水平力分散構造として設計する場合）  
：履歴減衰を考慮しない非線形弾性型のバイリニアモデルが標準

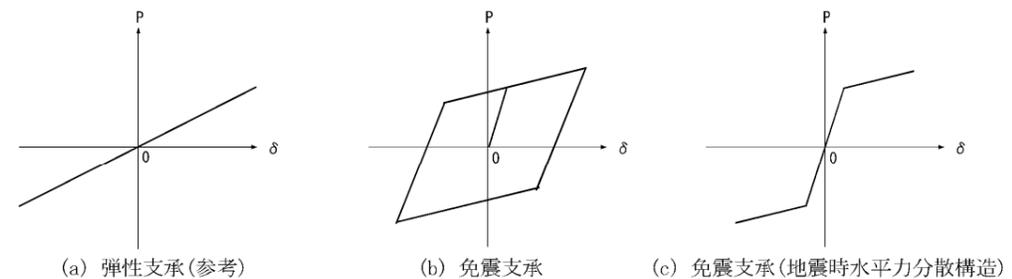


図 3-2-13 支承部の骨格曲線

※(c)は解析プログラムの機能の制約上、対応できない場合には、ばね定数を等価剛性とした線形ばね要素としてもよい。

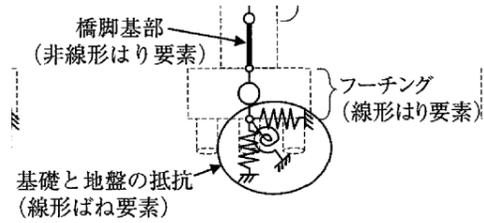
3 章 耐震設計編

2.動的照査法

2-2-5 支承部のモデル化

■基礎(基礎と地盤間の抵抗特性)のモデル化

- 地盤は極めて非線形性が強い特性を有しているが、一般的にはその非線形性は等価剛性によって表わされ、また、基礎は一般的には降伏しないように設計されるため、基礎と地盤間の抵抗特性を表すばねは線形要素によりモデル化してよい。



- 基礎と地盤間の抵抗特性を表すばねは、一般には、水平ばね、鉛直ばね及び回転ばねにより構成され、そのばね定数は以下の固有周期算出時に考慮する地盤反力係数の基準値を用いて算出して良いとされている。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \dots\dots\dots (\text{解}6.2.1)$$

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} E_D \dots\dots\dots (\text{解}6.2.2)$$

ここに、

- $k_{H0}$ : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m<sup>3</sup>)
- $k_{V0}$ : 鉛直方向地盤反力係数の基準値 (kN/m<sup>3</sup>)
- $E_D$ : 地盤の動的変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

注) 基礎と地盤間の抵抗特性に非線形挙動を考慮する場合や、地震時に不安定となる地盤がある場合については、上記の通りではない。

7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法

7.3.2 橋及び部材のモデル化

6 章 静的照査法による耐震性能の照査方法

6.2.3 固有周期の算出方法

■基礎のモデル化

- 基礎地盤の変形は、弾性地盤ばねによってモデル化することを標準としている。
- 地盤ばね定数は、道示Vの式(解6.2.1)及び式(解6.2.2)による地盤反力係数の基準値を用いて算出してよい。

3 章 耐震設計編  
2.動的照査法  
2-2-6 基礎のモデル化

上記に加え、斜面上の地盤ばねのモデル化について規定されている。

- 斜面上の基礎ばねは、山側と谷側で水平方向地盤反力係数が異なるため、下図に示すように、非対称弾性ばね等にモデル化するのがよい。

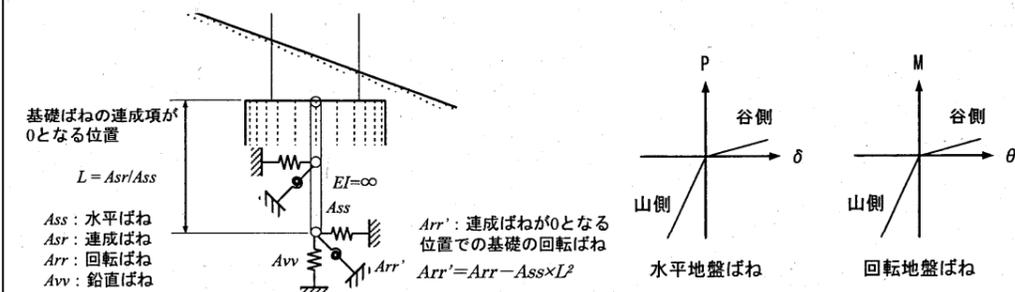
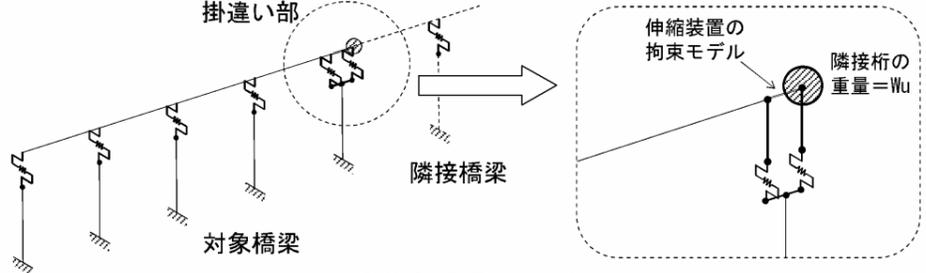
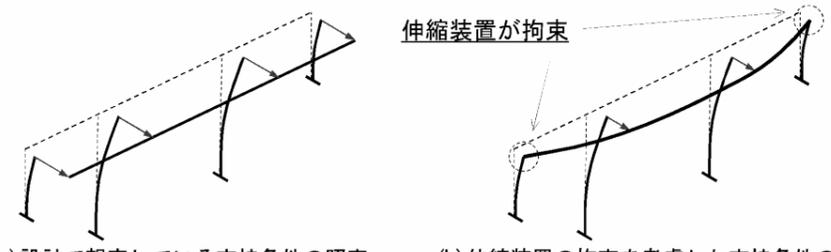


図 3-2-14 斜面上の基礎ばねのモデル化

(5) 掛け違い部伸縮装置の影響

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (平成 24 年 3 月)		設計要領第二集 橋梁建設編 (平成 24 年 7 月)	
<p>■隣接橋及び伸縮装置による影響のモデル化</p> <p>14 章において、橋軸直角方向の地震に対する隣接橋及び伸縮装置による影響の考慮に関する記載がある。</p> <p>(1) 14.4.1 の解説文において、橋軸直角方向に対し免震設計を採用する場合に、配慮するよう記載されている。</p> <p>(以下、解説文抜粋)</p> <p>なお、以上に示した上部構造端部の遊間とは、橋軸方向の遊間である。一般に伸縮装置は、これが損傷すれば橋軸直角方向に対する上部構造の変位を拘束しないため、橋軸直角方向に対しては、遊間を設けることとしていないが、橋軸直角方向に対しても免震効果を期待する免震設計を採用する場合には、<u>レベル 2 地震動が作用したときに伸縮装置が上部構造の応答を拘束することがないことを確認する必要がある。</u></p> <p>また、上部構造どうしが隣接する場合で、一方の上部構造の重量が他方の上部構造の重量よりも極端に大きい場合には、両桁間に衝突が生じると重量の大きい上部構造が重量の小さい上部構造を押し出す可能性もある。したがって、こうした場合には特に遊間には十分注意すると同時に、桁かかり長に余裕を持たせる等の対策を検討するのがよい。</p> <p>(2) 14.4.2 の解説文においては、伸縮装置はレベル 2 地震動に対する照査は行わなくてよいとした上で、弾性支持の条件において伸縮装置を介し水平力が伝達される場合には、その影響を適切に見込むこととされている。</p> <p>(以下、解説文抜粋)</p> <p>なお、橋軸直角方向に上下部構造間の相対変位を見込んだ設計を行う場合には、橋軸直角方向にも地震時設計伸縮量を考慮する必要がある。ただし、橋軸方向と橋軸直角方向の地震時設計伸縮量は合成せず、両方向に独立に検討してよい。橋軸直角方向に伸縮装置の遊間を見込むことが合理的でない場合には、レベル 1 地震動に対する橋軸直角方向の挙動に対して抵抗できるように伸縮装置に適切な耐力を確保するのがよい。</p> <p>また、橋軸直角方向に弾性支持の条件の橋において、隣接する上部構造の形式や支間長が大きく異なる等の理由により隣接する上部構造間に橋軸直角方向への大きな相対変位が生じる条件に該当する場合には、伸縮装置が水平力を伝達することにより、レベル 2 地震動の作用に対しては一方の上部構造に大きな応答変位が生じることにより、隣接する他方の上部構造の支承部において設計で考慮する変位以上の変位が生じる可能性もある。このような場合には、レベル 2 地震動が作用するときに伸縮装置によって隣接する上部構造に水平力が伝達されないような構造とするなど、伸縮装置の形式の選定に配慮するのがよい。一方、このような条件において、<u>レベル 2 地震動が作用するときに橋軸直角方向に水平力が伝達される伸縮装置を用いる場合には、照査の際に隣接する上部構造の応答に及ぼす影響を適切に見込む必要がある。</u></p>	<p>14 章 地震の影響を受ける上部構造の応答値及び許容値並びに上部構造端部構造</p> <p>14.4.1 上部構造端部の遊間</p> <p>14.4.2 伸縮装置</p>	<p>■隣接橋及び伸縮装置による影響のモデル化</p> <p>高速道路橋においては伸縮装置は「鋼製フィンガージョイント」を標準としており、これによる水平力の伝達（拘束）の影響を考慮したモデル化を行うことが規定されている。</p> <p>【掛け違い部】</p>  <p>図 3-2-15 隣接橋の影響を考慮したモデル化</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 掛け違い部を有する 2 連又は複数連の橋については、これらを一体としてモデル化し、伸縮装置を介して隣接橋どうしが受ける影響を考慮。</li> <li>・ モデルが大規模となる場合など全体をモデル化するのが不合理な場合は簡易なモデル化としてもよい（上図）。この場合、隣接橋の重量は橋軸直角方向の分担重量 <math>W_u</math> を用いる。</li> </ul> <p>注：隣接橋どうしが同形式で、構造諸元や支間長等が同規模で、振動差が生じないような条件の場合は、上記のモデル化は不要である。</p> <p>【橋台部】</p>  <p>(a) 設計で想定している支持条件の照査 (b) 伸縮装置の拘束を考慮した支持条件の照査</p> <p>図 3-2-16 伸縮装置の拘束の影響を考慮した耐震性能照査</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ フィンガー部で橋軸直角方向の移動を拘束する場合、また地震時に上下のズレを生じ移動が拘束されない場合の双方の状態を考慮し、上図の 2 種類モデルによる照査を行う。</li> <li>・ 上図 (b) のモデルでは上部構造の照査が必要となることに留意する。</li> </ul>	<p>3 章 耐震設計編</p> <p>2.動的照査法</p> <p>2-2-7 隣接橋及び伸縮装置による影響のモデル化</p>

2.3 復元力モデルの設定

(1) はり部材の曲げモーメントと曲率 (M-φ) の非線形モデル

■非線形履歴モデル(M-φ関係)

- 鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴モデルの骨格曲線は、下図に示す完全弾塑性型とする。

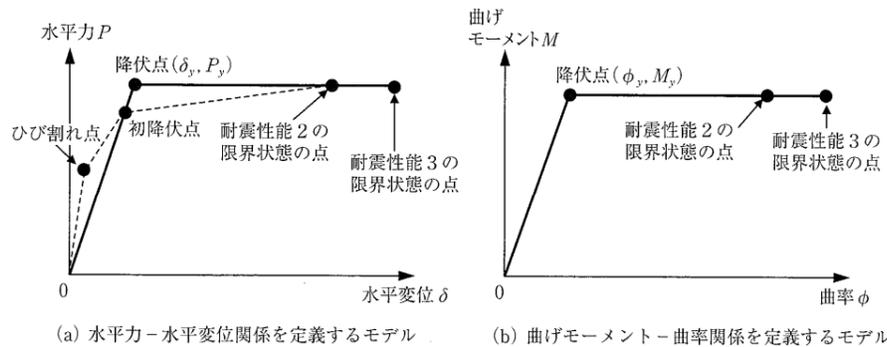


図-解10.2.3 鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線の例

- M-φ関係の設定においては、橋脚を高さ方向に分割し、分割された断面ごとに初降伏限界、耐震性能2又は3に対する限界の曲げモーメントや曲率を求める。  
※詳細な計算手順等は10.3解説文を参照のこと

初降伏限界 (φ<sub>y0</sub>, M<sub>y0</sub>) : 最外縁にある軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達する時の状態

降伏限界 (φ<sub>y</sub>, M<sub>y</sub>) : 完全弾塑性型の骨格曲線における弾性限界

耐震性能2の限界状態 (φ<sub>1s2</sub>, M<sub>1s2</sub>) : 最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが耐震性能2の許容引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるとき

耐震性能3の限界状態 (φ<sub>1s3</sub>, M<sub>1s3</sub>) : 最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが耐震性能3の許容引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるとき

注) H24改訂により、上記の限界状態に相当する水平変位の評価方法が軸方向鉄筋の引張ひずみに基づく方法への見直しが行われた。

10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

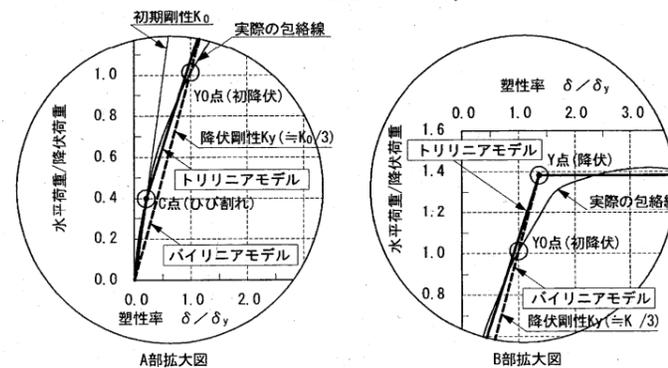
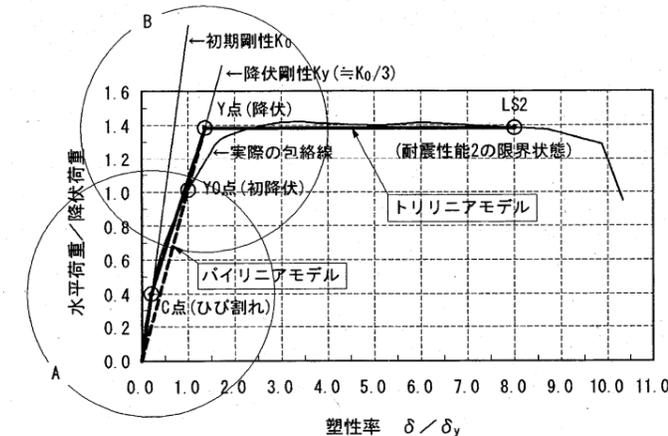
10.2 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の…並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル

10.3 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力及び水平変位の算出

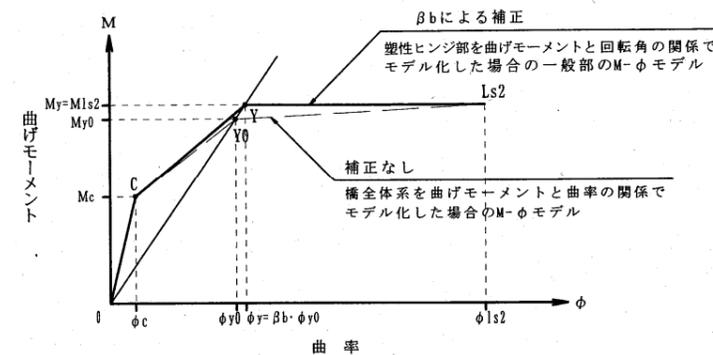
■非線形履歴モデル(M-φ関係)

- 鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴モデルは、トリリニアモデルを標準としている。(以下は解説文からの要約)

- ひび割れ点から初降伏点までの挙動はバイリニアよりもトリリニアモデルの方が実験に近い傾向にある。
- 近年建設の高速道路橋は免震橋や高橋脚を有するラーメン橋が多く、それらの形式の挙動との適合性や構造特性を踏まえ、トリリニアモデルを標準としている。



- 降伏点の考え方は道示同様とし、降伏時剛性で耐震性能2の保有水平耐力まで延長させた位置とする。



3 章 耐震設計編  
2.動的照査法  
2-2-3 下部構造のモデル化

7.耐震計算のモデル化に関する資料  
7-1 非線形要素のモデル化

■水平耐力の算出に関わる主な改訂内容

10章 鉄筋コンクリート橋脚の  
地震時保有水平耐力及び  
許容塑性率  
10.1~10.4 参照

項目	H14道示	H24道示									
<p><b>限界状態の定義</b></p>	<p>(7) 終局限界は、<u>軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時とする。また、終局水平耐力ならびに終局変位は損傷</u></p> $\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} & (\text{タイプIの地震動}) \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプIIの地震動}) \end{cases} \dots\dots\dots(10.4.6)$ <p><math>\varepsilon_{cc}</math>: コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ <math>\varepsilon_{cu}</math>: <u>横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ</u></p>	<p>(7) 耐震性能2の限界状態は、<u>最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが耐震性能2の許容引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるとき</u>の状態とする。終局水平耐力</p> $\varepsilon_{ccl} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5\sigma_{cc}}{E_{des}} \dots\dots\dots(10.4.6)$ <p><math>\varepsilon_{cc}</math>: コンクリートが最大圧縮応力に達するときのひずみ <math>\varepsilon_{ccl}</math>: 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ</p> $\varepsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \dots\dots\dots(10.4.9)$ $\varepsilon_{st3} = 0.035 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \dots\dots\dots(10.4.10)$ <p><math>\varepsilon_{st2}</math>: 耐震性能2の軸方向鉄筋の許容引張ひずみ <math>\varepsilon_{st3}</math>: 耐震性能3の軸方向鉄筋の許容引張ひずみ</p> <div style="border: 1px dashed black; padding: 5px;"> <p>すなわち、今回設定した限界状態は、10.2(3)の解説に示したように、<u>軸方向鉄筋のはらみ出しの挙動に強く関連する。このはらみ出し挙動は、曲げ塑性変形を受けた鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ領域の軸方向鉄筋が引張りを受けた後に橋脚に作用する水平力が反転して軸方向鉄筋が圧縮される段階に生じることから、軸方向鉄筋が経験した最大の引張ひずみとの相関が強いため、軸方向鉄筋の引張ひずみに対して限界状態を定義している。また、軸力が高い場合等には、軸方向鉄筋の引張ひずみが小さい段階でも圧縮側のかぶりコンクリートに損傷が生じることにより軸方向鉄筋のはらみ出しに対するかぶりコンクリートの抵抗力が低下し、その結果、軸方向鉄筋のはらみ出して、限界状態に達する場合もある。</u>こ</p> </div>									
<p><b>許容塑性率の算出及び地震動のタイプの影響</b></p>	<p>1) 曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率は、式(10.2.3)により算出するものとする。</p> $\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots\dots\dots(10.2.3)$ <p>ここに、 <math>\mu_a</math>: 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率 <math>\delta_u</math>: 10.3に規定する鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (mm) <math>\delta_y</math>: 10.3に規定する鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (mm) <math>\alpha</math>: 安全係数で表-10.2.1による。</p> <p>表-10.2.1 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">照査する耐震性能</th> <th style="text-align: center;">タイプIの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数<math>\alpha</math></th> <th style="text-align: center;">タイプIIの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数<math>\alpha</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">耐震性能2</td> <td style="text-align: center;">3.0</td> <td style="text-align: center;">1.5</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">耐震性能3</td> <td style="text-align: center;">2.4</td> <td style="text-align: center;">1.2</td> </tr> </tbody> </table>	照査する耐震性能	タイプIの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 $\alpha$	タイプIIの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 $\alpha$	耐震性能2	3.0	1.5	耐震性能3	2.4	1.2	<p>1) 曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率は、耐震性能に応じて式(10.2.3)又は式(10.2.4)により算出する。</p> $\mu_{a2} = \frac{\delta_{1/2}}{\alpha_2 \delta_y} \dots\dots\dots(10.2.3)$ $\mu_{a3} = \frac{\delta_{1/3}}{\alpha_3 \delta_y} \dots\dots\dots(10.2.4)$ <p><math>\mu_{a2}</math>: 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の照査に用いる許容塑性率 <math>\mu_{a3}</math>: 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能3の照査に用いる許容塑性率 <math>\alpha_2</math>: 耐震性能2の照査に用いる許容塑性率を算出する場合の安全係数で<u>1.2</u>とする。 <math>\alpha_3</math>: 耐震性能3の照査に用いる許容塑性率を算出する場合の安全係数で<u>1.2</u>とする。</p> <div style="border: 1px dashed black; padding: 5px;"> <p>繰返し載荷実験における載荷繰返し回数の関係に関しては、多数の既往の地震記録を用いた非線形地震応答解析の結果を分析した近年の研究によると、一般的な鉄筋コンクリート橋脚において最大応答変形が生じるまでに経験する塑性応答変形の繰返し回数は、<u>そのばらつきを安全側に考慮しても、タイプIの地震動では繰返し回数が2~3回程度の正負交番繰返し載荷実験に、タイプIIの地震動では1回程度の正負交番繰返し載荷実験にそれぞれ相当することが明らかとなっている。</u>したがって、このよう</p> <p style="text-align: center;">⋮</p> <p>から、今回の改定では、繰返し回数が少ないタイプIIの地震動についても、安全側の判断から、タイプIの地震動と同様に、繰返し回数を3回とした正負交番繰返し載荷実験結果をもとに、繰返し回数の影響が顕著にならない範囲を耐震設計で考慮する範囲とし、<u>タイプIの地震動及びタイプIIの地震動の両方に対して同じ許容塑性率を設定している。</u></p> </div>
照査する耐震性能	タイプIの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 $\alpha$	タイプIIの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 $\alpha$									
耐震性能2	3.0	1.5									
耐震性能3	2.4	1.2									
<p><b>塑性ヒンジ長の算出式</b></p>	<p><math>L_p</math>: 塑性ヒンジ長 (mm) で、式(10.3.7)により算出する。 <math>L_p = 0.2h - 0.1D \dots\dots\dots(10.3.7)</math> ただし、<math>0.1D \leq L_p \leq 0.5D</math> <math>D</math>: 断面高さ (mm) (円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)</p>	<p><math>L_p</math>: 塑性ヒンジ長 (mm) で、式(10.3.9)により算出する。 <math>L_p = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \dots\dots\dots(10.3.9)</math> ただし、<math>L_p \leq 0.15h</math></p> <div style="border: 1px dashed black; padding: 5px;"> <p>今回の改定では、近年の研究成果に基づき、<u>塑性ヒンジ長の算出方法に、軸方向鉄筋の直径、かぶりコンクリート及び横拘束鉄筋による軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗の影響を考慮できる方法を取り入れている。</u>従来は、塑性ヒンジ長は、橋脚基部から上部構造の慣性力作用位置までの距離と断面高さに関する関数として与えられており、せん断支間比が3以上の場合には、断面高さの0.5倍と設定されていた。しかし、これまでの調査研究により、<u>塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋のはらみ出しが生じる範囲と密接な関係があり、軸方向鉄筋の直径、かぶり、横拘束鉄筋の間隔及び横拘束鉄筋の有効長等によって変化することが明らかになったこと</u>から、<u>鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に相当する水平変位の推定精度の向上のために、新しい知見を取り入れている。</u></p> </div>									

■履歴特性のモデル化

鉄筋コンクリート橋脚のレベル 2 地震動に対する地震応答を精度よく求めるためには、鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性を適切に表すことができる履歴則を用いる必要がある。鉄筋コンクリート橋脚は、塑性変形が大きくなると除荷及び再載荷の剛性が低下する特性を有することから、塑性変形量に応じた剛性低下を表すことができるモデルを用いることが望ましい。剛性低下型モデルとしては、Takedaモデルがその特性をよく表すことが確認されている。Takedaモデルにおいて、曲げモーメント-曲率関係における除荷時の剛性 $K_{un}$ は式(解10.2.1)で与えられる。

$$K_{un} = K_1 \left| \frac{\phi_{max}}{\phi_y} \right|^{-\alpha} \dots\dots\dots (解10.2.1)$$

ここに、

- $K_1$ : 降伏剛性 (一次剛性) ( $N \cdot mm^2$ )
- $\phi_{max}$ : 地震応答中に経験した最大の曲率 (1/mm)
- $\phi_y$ : 降伏曲率 (1/mm)
- $\alpha$ : 除荷時剛性低下指数

ここで $\alpha$ は既往の鉄筋コンクリート橋脚模型に対する正負交番繰返し載荷実験結果に基づく分析により0.5を用いると塑性率がおおむね2.5~6.5の領域では実験結果との近似度がよいことが確認されているので、設計の簡便さも考慮し、応答塑性率の値にかかわらずこれを用いるのがよい。

10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

10.2 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の...並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル

■履歴特性のモデル化

鉄筋コンクリートの履歴特性に用いる、剛性が徐々に低下する剛性低下型モデルには、図3-2-18に示すような武藤型や武田型があるが、一般的には武田型を用いてよい。

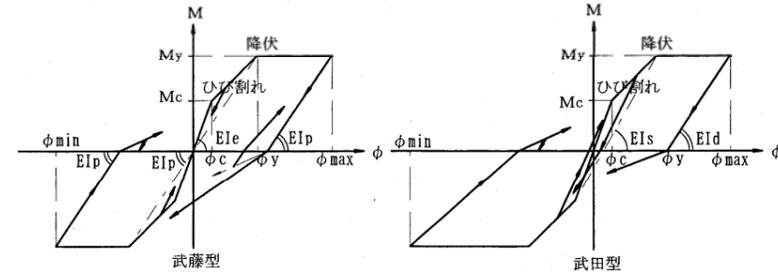


図3-2-18 剛性低下型トリニアモデルの例

上部構造 PC 部材を非線形とした場合の履歴特性は、原点・ひび割れ・PC 鋼材の弾性限界(PC 鋼材が配置されていない箇所は鉄筋初降伏)・限界状態のトリニアモデルを標準とする。

なお、履歴特性は、動的解析で用いられた実績があり、簡便かつ汎用性の高い図3-2-19に示す非線形弾性型を用いてよい。この履歴特性は、非線形弾性型骨格曲線上で剛性を変化させ、履歴減衰は等価減衰定数として与えるものである。以下、1)~5)に履歴特性に関する参考文献を示す。

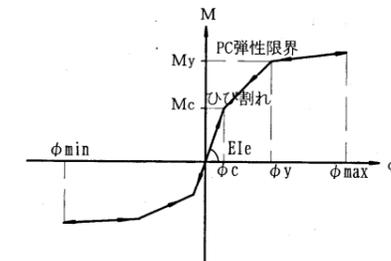


図3-2-19 非線形弾性型トリニアモデルの例

表 3-7-1 剛性低下型トリニアモデルの例

	ひび割れ~降伏	降伏~終局
武藤型 <sup>1)</sup>	原点を目指して減少。 (原点指向)	降伏時剛性 (EI <sub>p</sub> ) で減少。 曲げモーメントが零となる位置から過去の最大点(最小点)を目指す。
武田型 <sup>2)</sup>	反対側の第1折れ点を目指して減少。 曲げモーメントが零となる位置から過去の最大点あるいは最小点を目指す。	塑性化に応じて以下の戻り剛性 (EI <sub>d</sub> ) で減少。 正側 EI <sub>d</sub> =EI <sub>s</sub> ·  φ <sub>max</sub> /φ <sub>y</sub>   <sup>-β</sup> 負側 EI <sub>d</sub> =EI <sub>s</sub> ·  φ <sub>min</sub> /φ <sub>y</sub>   <sup>-β</sup> EI <sub>s</sub> ; 第2折れ点での戻り剛性 φ <sub>y</sub> ; 降伏時曲率 β; 剛性低下指数 一般に 0.4 曲げモーメントが零なる位置から過去の最大点あるいは最小点を目指す。
修正武田型 <sup>3)</sup>	塑性化に応じて以下の戻り剛性 (EI <sub>d</sub> ) で減少。 正側 EI <sub>d</sub> =Eie ·  φ <sub>max</sub> /φ <sub>c</sub>   <sup>-γ</sup> 負側 EI <sub>d</sub> =Eie ·  φ <sub>min</sub> /φ <sub>c</sub>   <sup>-γ</sup> Eie; 弾性剛性 φ <sub>c</sub> ; ひび割れ曲率 γ; 剛性低下指数 一般に 0.4 曲げモーメントが零となる位置から過去の最大点(最小点)を目指す。	

3 章 耐震設計編

2.動的照査法

2-2-3 下部構造のモデル化

7.耐震計算のモデル化に関する資料

7-1 非線形要素のモデル化

(2) 下部工配筋図

以下に、横拘束鉄筋の影響のモデル化における、配筋図からの有効長等の読み取り方を解説する。

■塑性ヒンジ長の算出に用いる横拘束鉄筋の有効長・本数

(1)で示した通り、従来は、塑性ヒンジ長は、橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離と断面高さによる関数としていたが、H24の改定では、かぶりコンクリート及び横拘束鉄筋による軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗の影響を考慮する算出方法に変更されている。

(以下、条文より抜粋)

$L_p$  : 塑性ヒンジ長 (mm) で、式 (10.3.9) により算出する。

$$L_p = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \quad \dots\dots\dots (10.3.9)$$

ただし、 $L_p \leq 0.15h$

$\beta_s$  : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm<sup>2</sup>) で、式 (10.3.11) により算出する。

$$\beta_s = \frac{384 E_0 I_h}{n_s d'^3 s} \quad \dots\dots\dots (10.3.11)$$

$d'$  : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

$n_s$  : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長  $d'$  が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

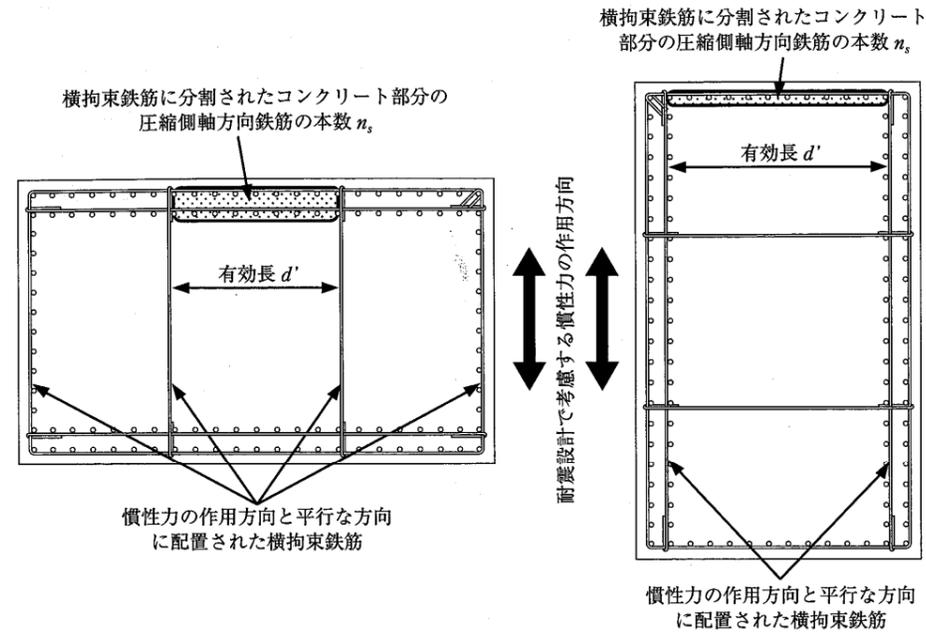


図-解10.3.3 横拘束鉄筋に分割されたコンクリート部分と圧縮側軸方向鉄筋の本数

■コンクリートの応力-ひずみ曲線の算出に用いる横拘束鉄筋の体積比

従来は、体積比の算出に用いる横拘束鉄筋の有効長は、分割されるコンクリート部分の辺長のうち、最も長い値とすることが規定されていたが、H24の改定では、横拘束鉄筋の体積比は、体積比が最も小さいコンクリート部分に対して求めることが規定されたため、有効長は体積比が最も小さいコンクリート部分の辺長として与えることに変更されている。

体積比  $\rho_s$  : 「横拘束鉄筋によって分割されたコンクリート部分の中で最も小さい値とする。」※条文より

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018$$

$A_h$  : 横拘束鉄筋 1 本当たりの断面積

$S$  : 横拘束鉄筋の間隔

$D$  : 横拘束鉄筋の有効長

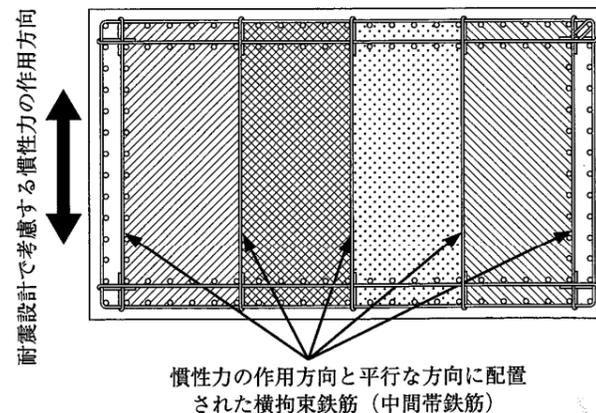
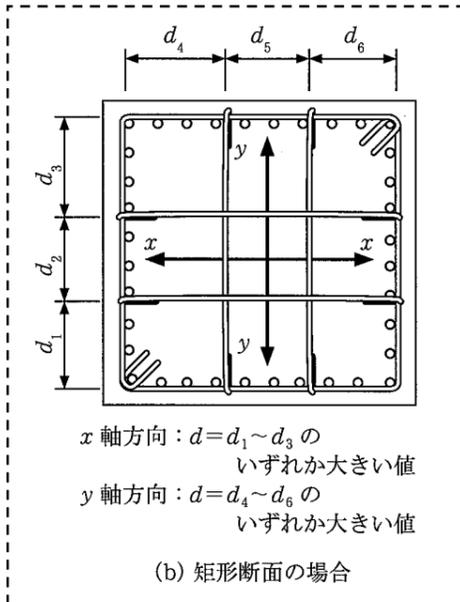


図-解10.4.1 耐震設計で考慮する慣性力の作用方向と平行な方向に配置された横拘束鉄筋とそれにより分割されたコンクリート部分

(参考) H14 道示V 横拘束鉄筋の有効長の取り方



x 軸方向 :  $d = d_1 \sim d_3$  のいずれか大きい値  
y 軸方向 :  $d = d_4 \sim d_6$  のいずれか大きい値

(b) 矩形断面の場合

10 章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

10.3 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力及び水平変位の算出

10.4 コンクリートの応力度-ひずみ曲線及び限界圧縮ひずみ並びに鉄筋の応力度-ひずみ曲線及び許容ひずみ

(3) 鋼製橋脚の非線形モデル

鋼製橋脚の非線形モデルの設定における、平成 24 年改定のポイントを以下に解説する。

(1) 曲げモーメントー曲率関係の骨格曲線

H14 道示では、解説に示されていた履歴モデルの算出方法が、H24 改訂により条文として規定された。

また、H24 改訂により矩形断面のコンクリートを充填しない鋼製橋脚の骨格曲線にはバイリニアモデルを用いることとなっている。

断面形状	コンクリートの充填有無	骨格曲線	
		H14道示	H24道示
矩形断面	充てん無し	トリリニア	バイリニア
	充てん有り	バイリニア	バイリニア
円形断面	充てん無し	トリリニア	トリリニア
	充てん有り	バイリニア	バイリニア

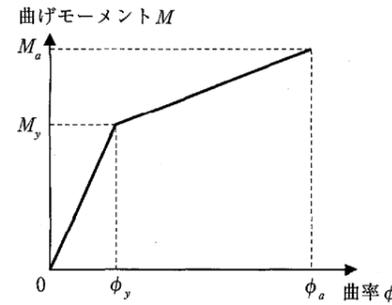


図-11.3.1 バイリニア型の骨格曲線

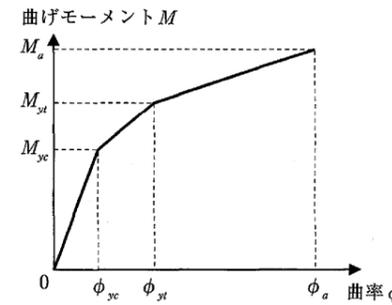


図-11.3.2 トリリニア型の骨格曲線

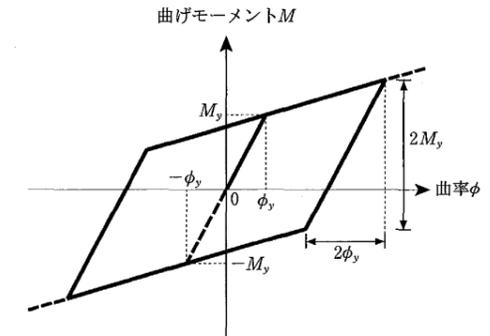


図-解11.3.1 鋼製橋脚の非線形履歴モデルの例 (移動硬化則)

(2) 非線形履歴モデルの設定方法

コンクリートの充填有無及び断面形状によらず、移動硬化則を適用する。

[H14 道示, H24 道示で同様]

(3) 曲げモーメントー曲率関係の評価方法および許容ひずみの適用範囲

H24 改訂では、実験等により蓄積された知見をもとに、矩形断面の鋼製橋脚の曲げモーメントー曲率関係の評価方法の適用範囲が拡大され、

辺長比が 1 : 2 までの長方形断面、降伏軸力比として 50%以下に相当する軸力が作用する場合に適用できるように見直されている。

断面形状	コンクリートの充填有無	適用範囲(パラメータ) および 許容ひずみ(εa)算出式	
		H14道示	H24道示
矩形断面	充てん無し	$0.2 \leq R_F \leq 0.5, 0.3 \leq R_R \leq 0.5,$ $0 \leq N/N_y \leq 0.2, 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4, \gamma_l/\gamma_l^* \geq 1.0$ ほぼ正方形の断面 $\frac{\epsilon_a}{\epsilon_y} = 20 - 25R_F$	$0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0, 0.3 \leq R_F \leq 0.5, 0.3 \leq R_R \leq 0.5, \gamma_l/\gamma_l^* \geq 1.0,$ $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, 2.5 \leq l'/b' \leq 9.0, 0 \leq N/N_y \leq 0.5$ とする。 $\epsilon_a = \left\{ \frac{(1.58 - N/N_y)^{3.16} \times (1.68 - R_R)^{2.48} \times (0.65 - R_F)^{0.41} \times (23.87 - l'/b')^{2.9} \times (\alpha')^{0.3}}{2500 \times (N/N_y + 1.0) \times (b_W/b_F)^{0.17}} + 0.5 \right\} \epsilon_y$ ..... (11.4.3)
	充てん有り	$0.2 \leq R_F \leq 0.7, 0.3 \leq R_R \leq 0.7,$ $0 \leq N/N_y \leq 0.2, 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$ ほぼ正方形の断面 $\frac{\epsilon_a}{\epsilon_y} = 7$	$0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0, 0.3 \leq R_F \leq 0.5, 0.3 \leq R_R \leq 0.5, \gamma_l/\gamma_{l.req} \geq 1.0,$ $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, 2.5 \leq l'/b' \leq 9.0, 0 \leq N/N_y \leq 0.5$ とする。 ただし、作用する軸力が $0 \leq N/N_y \leq 0.2$ である矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚における式 (11.4.14) の許容ひずみ $\epsilon_a$ の適用範囲は、 $0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0, 0.3 \leq R_F \leq 0.7, 0.3 \leq R_R \leq 0.7,$ $\gamma_l/\gamma_{l.req} \geq 1.0, 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, 2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$ としてもよい。 $\epsilon_a = 7 \epsilon_y$ ..... (11.4.14)

11 章 鋼製橋脚の応答値および許容値

11.3 鋼製橋脚の非線形履歴モデル、降伏変位及び水平耐力

11.4 鋼材及び鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度-ひずみ曲線並びに鋼材の許容ひずみ

2.4 減衰定数

道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（平成 24 年 3 月） 設計要領第二集 橋梁建設編（平成 24 年 7 月）

『動的解析における減衰特性のモデル化は、橋を構成する各要素の振動特性を考慮して、適切に設定しなければならない。』

- 動的照査法による橋の耐震性能照査における、粘性減衰のモデル化として、Rayleigh 型減衰モデルを用いた粘性減衰モデルを標準的な粘性減衰モデルとし、その標準的な設定方法が示されており、その中で構造要素の減衰定数としては、一般に表-解 7.3.1 の値を用いてよいとされている。

表-解7.3.1 各構造要素の減衰定数の標準値

構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル:0.01)	0.03	-	
弾性支承	0.03 (使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数)		-	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
橋脚	0.03	0.05	0.01: コンクリートを充てんしない場合 0.02: コンクリートを充てんする場合	0.02
基礎	0.1: I 種地盤上の基礎及び II 種地盤上の直接基礎 0.2: 上記以外の条件の基礎		-	

- 構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表した場合には、この部材の履歴減衰は履歴モデルによって自動的に解析に考慮される。このため、表-解7.3.1に示すように、非線形履歴モデルを用いて表した部材の減衰定数は鉄筋コンクリート橋脚及びコンクリートを充てんした鋼製橋脚では0.02、コンクリートを充てんしない鋼製橋脚では0.01としている。
- エネルギー吸収を期待しないゴム支承は一般に線形要素でモデル化されるが、ゴム支承もエネルギー吸収することが実験により確認されている。実験によれば減衰定数としては下限値として0.03程度、平均的には0.05程度の値が得られていることから、ここでは標準値を0.03としている。
- 免震支承の場合は、一般には非線形要素によりモデル化され、非線形履歴によりエネルギー吸収が考慮されるため、減衰定数は0とする。

7 章 動的照査法による耐震性能の照査方法

7-3-2 橋及び部材のモデル化

『非線形動的解析に用いる各構造要素の減衰定数は、構造部材の特性を考慮し、減衰を適切に評価する。』

- 表3-2-1は、各構造要素の減衰定数の標準値を解析法によって区別して示したものである。非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合の減衰定数は、道示V表-解7.3.1に示されている標準値に加え、30m程度以上の高橋脚の減衰定数の標準値を加えている。

表3-2-1 動的解析に用いる各構造要素の減衰定数の標準値

応答の範囲	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル:0.01)	0.03: 線形 0.05: 非線形弾性(※1)	-	-
弾性支承	0.03(※2)		-	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数(※3)		0.00	
下部構造	0.03	0.05	0.01: コンクリートを充てんしない場合 0.02: コンクリートを充てんする場合	高橋脚: 0.01 その他: 0.02
基礎構造	0.10: I 種地盤上の基礎及び II 種地盤上の直接基礎 0.20: 上記以外の条件の基礎		-	

※1) PC 上部構造の非線形特性を考慮した場合

※2) 弾性支承の実験より得られた等価減衰定数で免震支承の履歴減衰を考慮しない場合にも適用

※3) 道路橋支承便覧 3.3.1 を参照のこと

- 道示V表-解7.3.1に示されている標準値に加え、30m程度以上の高橋脚の減衰定数の標準値を加えている。
- 高橋脚の場合には、栗林栄一・岩崎敏男「橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ)」(土木研究所報告第139号, 1971年2月)及び日本道路公団「橋梁の振動実験および振動解析報告書」(試験所技術資料第603号, 979 年3月)によると減衰定数は0.01程度の値も確認されている。本要領では、高橋脚の減衰定数を0.01とし、その他の橋脚の減衰定数は0.02としてよい。
- 上部構造のPC 部材を非線形としてモデル化する場合、その履歴特性は図3-2-11(「2-2-4 上部構造のモデル化」を参照)に示すような非線形弾性モデルを用いてよい。一般に、コンクリートの上部構造では全断面有効で減衰0.03(弾性領域)を用いているが、この履歴特性は履歴減衰を含んでいないため、この履歴特性を用いる場合の等価減衰定数として0.05 を用いてよい。
- 免震支承の履歴減衰を考慮しない場合や弾性支承の等価減衰定数は、製品のバラツキを考慮し0.03程度を用いてよい。なお、等価減衰定数を実験により確認すれば、0.03よりも大きな減衰定数を用いてよい。

3 章 耐震設計編

2.動的照査法

2-2-8 減衰特性のモデル化

### 3. 固有振動解析

#### 3.1 減衰特性のモデル化

非線形動的解析に用いる各構造要素の減衰定数は、構造部材の特性を考慮し、減衰を適切に評価する必要がある。橋梁の減衰定数には、①部材間の摩擦減衰（すべり支承）、②材料に対する構造減衰および履歴減衰（一般的に材料非線形性）、③振動エネルギーの地下逸散減衰などがある。この減衰は橋の構造特性によって変化するが、動的解析では減衰特性が応答に大きく影響するため、適切に減衰定数を定めて解析に用いる必要がある。

下表は『設計要領第二集』『道路橋示方書』からの抜粋であるが、各構造要素の減衰定数の標準値を解析法によって区別している。

表3-2-1 動的解析に用いる各構造要素の減衰定数の標準値

応答の範囲	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル:0.01)	0.03:線形 0.05:非線形弾性(※1)	—	—
弾性支承	0.03(※2)		—	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数(※3)		0.00	
下部構造	0.03	0.05	0.01:コンクリートを充てんしない場合 0.02:コンクリートを充てんする場合	高橋脚:0.01 その他:0.02
基礎構造	0.10:Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.20:上記以外の条件の基礎		—	

※1) PC 上部構造の非線形特性を考慮した場合

※2) 弾性支承の実験より得られた等価減衰定数で免震支承の履歴減衰を考慮しない場合にも適用

※3) 道路橋支承便覧 3.3.1 を参照のこと

※設計要領第二集より抜粋

表-解7.3.1 各構造要素の減衰定数の標準値

構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル:0.01)	0.03	—	
弾性支承	0.03 (使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数)		—	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
橋脚	0.03	0.05	0.01:コンクリートを充てんしない場合 0.02:コンクリートを充てんする場合	0.02
基礎	0.1:Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎 0.2:上記以外の条件の基礎		—	

※道路橋示方書より抜粋

各構造要素の減衰定数の標準値は、H24 道示の改定に伴い、より明確なものとなっている。

例えば、道示 V におけるコンクリート構造の非線形履歴モデルを用いて表した部材の減衰定数は、コンクリート部材では 0.02 程度とするのがよいとしている。設計要領第二集※では、高橋脚の場合には、減衰定数は 0.01 程度の値も確認されている。このため、設計要領第二集では高橋脚の減衰定数を 0.01 とし、その他の橋脚の減衰定数は 0.02 としている。

上部構造の PC 部材を非線形としてモデル化する場合の履歴特性は非線形弾性モデルを用いてよいとされている。一般に、コンクリートの上部構造では全断面有効で減衰 0.03 (弾性領域) を用いているが、この履歴特性は履歴減衰を含んでいないため、この履歴特性を用いる場合の等価減衰定数として 0.05 を用いてよいとしている。なお、波形鋼板ウエブを有するコンクリート上部構造の等価減衰定数は、降伏剛性を用いた線形梁要素とした場合には 0.05、 $M-\phi$  関係の非線形弾性型モデルとした場合には 0.02 とした例がある。

免震支承の履歴減衰を考慮しない場合や弾性支承の等価減衰定数は、製品のバラツキを考慮し 0.03 程度を用いてよい。なお、等価減衰定数を実験により確認すれば、0.03 よりも大きな減衰定数を用いてよいとしている。

基礎については、I 種地盤上の基礎及び II 種地盤上の直接基礎の減衰定数を 0.10、それ以外の基礎の場合を 0.20 としている。

以上から、減衰定数の設定値は明確なものとなっており、動解結果のバラツキ防止になっていると言える。

※栗林栄一・岩崎敏男「橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ)」(土木研究所報告第 139 号, 1971 年 2 月)及び日本道路公団「橋梁の振動実験および振動解析報告書」(試験所技術資料第 603 号, 1979 年 3 月)

### 3.2 固有振動解析と Rayleigh 減衰

線形動的解析あるいは等価線形動的解析を行う場合には、各振動モードの減衰定数を算定する必要があり、道示Vでは、道示V式(解7.3.3)によって算定することになっており、これは、ひずみエネルギー比例減衰の仮定に基づく式になっている。非線形動的解析は、以下に示す運動方程式を直接積分する方法によって行われるが、この場合は減衰マトリックスを評価することが必要になる。

固有振動解析結果は、対象とする橋梁の地震時挙動を把握する上で重要となる。主たるモードの固有周期、ひずみエネルギー比例減衰に着目することで、減衰定数別補正係数から加速度応答スペクトルを推定することができる。なお、固有振動解析に用いる剛性は、一般的に橋脚の降伏剛性を用いる。ただし、設計要領第二集では、一般に地震作用前の初期剛性を用いることを基本とするとある。道示と設計要領第二集では初期剛性の考え方が異なることにも配慮しなければならない。

ここで、Rayleigh 型減衰マトリックスの係数を設定する際の固有振動解析における剛性および減衰定数の設定は、以下のとおりとしてよい。

- ① 橋脚の曲げ剛性は、塑性ヒンジ部と一般部のいずれも各非線形特性を示す曲げモーメントと回転角 ( $M-\theta$ ) 及び曲げモーメントと曲率 ( $M-\phi$ ) の初期勾配とするのを標準とする。
- ② 免震支承のばね定数は等価剛性を標準とし、減衰定数は0.00とする。

固有振動解析では、一般に地震作用前の初期剛性を用いることを基本とするが、免震支承のように応答の初期段階で2次剛性に移行する場合、初期剛性により過大な減衰が付与されるため、安全側の応答を与える等価剛性を標準とした。また、減衰定数は非線形動的解析においてバイリニアモデルによる履歴減衰を直接考慮するため Rayleigh 減衰の設定時では考慮してはならない。

図3-2-17に、Rayleigh 型減衰の設定例を示す。応答に寄与する振動モードは刺激係数の大きさから3つ挙げられ、そのうち、①1次モードと5次モード、②1次モードと7次モードを選択した結果をグラフに示している。②の設定結果よりも、①の設定結果の方が相対的に減衰が小さくなるため、この例では、①のモードを選択している。

※設計要領第二集より抜粋

Rayleigh 減衰は、剛性マトリックス  $K$  と質量マトリックス  $M$  に比例する形で減衰マトリックス  $C$  を定義する。固有振動解析により得られたひずみエネルギー比例減衰にできるだけ近似される必要がある。

$C = \alpha M + \beta K$ ..... 式 (3-2-2)	
ここに、	$\alpha$ : 外部粘性減衰係数 $\left( = \frac{4\pi(T_i h_i - T_j h_j)}{T_i^2 - T_j^2} \right)$ $\beta$ : 内部粘性減衰係数 $\left( = \frac{T_i T_j (T_i h_j - T_j h_i)}{\pi(T_i^2 - T_j^2)} \right)$
$T_i, T_j$ : $i$ 次, $j$ 次の固有周期 $h_i, h_j$ : $i$ 次, $j$ 次の減衰定数	

Rayleigh 減衰の設定は 2 つの振動モードを選択するが、一般的には下記のこと配慮し設定する。

- 刺激係数（有効質量）が大きい振動モード
- 下部構造の 1 次モード, 2 次モード
- 最小二乗法による近似値

以下に Rayleigh 減衰の設定事例を示す。

## 固有振動解析結果

- ・ 刺激係数（有効質量）が大きい振動モード

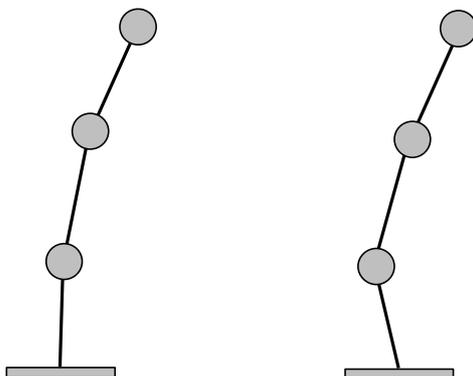
刺激係数とは、元の系の地盤加速度に対するあるモード振動系の地盤加速度の倍率である。この係数が大きいことは、対象となる振動モードが地震加速度を受けた時に大きく振動することとなる。また、有効質量とは振動モード系における質量となる。これも刺激係数と同様に、有効質量が大きな基準振動は元の系の大きな振動に寄与することになる。全モード振動系の有効質量の合計が全質量となり、有効質量比は有効質量／全質量の比となる。

固有振動解析から振動数(固有周期), 刺激係数, および有効質量を整理することは, Rayleigh 減衰を設定する選択モードの指標になると言える。

- ・ 下部構造の 1 次モード, 2 次モード

Rayleigh 型減衰は, 固有振動解析の結果をもとに, 地震時に影響のある振動モードを選定し, この中から減衰が小さくなるモードにより設定するのが基本となる。ただし, モードの選定にあたっては, 機械的に小さな減衰となるモード次数を選択するのではなく, 固有振動モード図などを確認しながら, 応答に寄与するモードを適切に選択する必要がある。

例えば, サンプル橋梁の場合, 1 次モードは上部構造が橋軸方向に振動するモードとなることが分かる。また, 下部構造モードに着目した場合, 振動数が 2.8Hz~3.7Hz 付近に下部構造の 1 次モードが存在すること, さらに, 振動数 10Hz 以降においては, 下部構造の 2 次モード(基礎のモード)が存在することが分かる。振動モードを把握するためにも固有振動モード図を作成し確認することは重要と言える。



下部構造の 1 次モード

下部構造の 2 次モード

- ・ 最小二乗法による近似値

振動モードが複雑になるほど Rayleigh 減衰の設定は難しくなる。この場合には, 振動方向に寄与するモードに着目し, 最小二乗法などの手法により機械的に Rayleigh 減衰を近似する。この近似した Rayleigh 減衰に近い振動モードと主要モードを組合せることにより Rayleigh 減衰を設定する方法もある。

ここで、免震化対策および制震化対策を行った橋梁の耐震解析を行う場合、Rayleigh型減衰を設定する上で過減衰にならないように配慮しなければならない。例えば、制震装置については、初期剛性が高いが、比較的小さな地震作用で降伏して非線形化する。このような部材が設計振動単位にある場合、Rayleigh型減衰マトリックスは、過大な減衰評価となって橋の応答が小さくなり危険側の評価となる。この場合には、要素別Rayleigh型減衰マトリックスを作成する方法を用いて前述の過大な減衰効果を見込まないようモデル化する必要がある。

\*\*\*\*\* 以下，設計要領第二集 \*\*\*\*\*

運動方程式における減衰マトリックスは，ひずみエネルギー比例減衰で仮定した減衰性状とほぼ同等となるように設定することが望ましい。このことを考慮すると減衰マトリックスの算定法として，以下の方法が考えられる。

1) モード減衰定数から R. W. Clough の方法により，構造全体の減衰マトリックスを作成する方法。

この方法はモード解析における減衰性状と等価な減衰マトリックスを作成することが可能であるが，数値積分を行う際に発散しやすいので，減衰定数の設定には注意が必要である。

2) Rayleigh 型減衰は，次式のように剛性マトリックス K と質量マトリックス M に比例する形で減衰マトリックス C を定義する。モード解析におけるひずみエネルギー比例減衰にできるだけ近似させるには，比例係数  $\alpha$ ， $\beta$  を地震応答が卓越する 2 つの振動モードの減衰定数から決定すると下式のようなになる。

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots \text{式(3-2-2)}$$

$$\begin{aligned} \text{ここに, } \alpha : \text{外部粘性減衰係数} & \left( = \frac{4\pi(T_i h_i - T_j h_j)}{T_i^2 - T_j^2} \right) \\ \beta : \text{内部粘性減衰係数} & \left( = \frac{T_i T_j (T_i h_j - T_j h_i)}{\pi(T_i^2 - T_j^2)} \right) \end{aligned}$$

$T_i, T_j$  : i 次, j 次の固有周期  
 $h_i, h_j$  : i 次, j 次の減衰定数

このとき 2 つの振動モードを選定する際に着目する指標の一つとして振動モードの現れやすさを示す刺激係数があるほか，1 次の振動モードと 2 つめに選択する振動モードからなる Rayleigh 型減衰が，固有振動解析により得られる複数の主要な振動モードのひずみエネルギー比例減衰に対して著しく過大な評価となっていないか確認する必要がある。

ここで，Rayleigh 型減衰マトリックスの係数を設定する際の固有振動解析における剛性および減衰定数の設定は，以下のとおりとしてよい。

- ① 橋脚の曲げ剛性は，塑性ヒンジ部と一般部のいずれも各非線形特性を示す曲げモーメントと回転角 (M- $\theta$ ) 及び曲げモーメントと曲率 (M- $\phi$ ) の初期勾配とするのを標準とする。
- ② 免震支承のばね定数は等価剛性を標準とし，減衰定数は 0.00 とする。

固有振動解析では，一般に地震作用前の初期剛性を用いることを基本とするが，免震支承のように応答の初期段階で 2 次剛性に移行する場合，初期剛性により過大な減衰が付与されるため，安全側の応答を与える等価剛性を標準とした。また，減衰定数は非線形動的解析においてバイリニアモデルによる履歴減衰を直接考慮するため Rayleigh 減衰の設定時では考慮してはならない。

図 3-2-17 に，Rayleigh 型減衰の設定例を示す。応答に寄与する振動モードは刺激係数の大きさから 3 つ挙げられ，そのうち，①1 次モードと 5 次モード，②1 次モードと 7 次モードを選択した結果をグラフに示している。②の設定結果よりも，①の設定結果の方が相対的に減衰

が小さくなるため、この例では、①のモードを選択している。

Rayleigh 型減衰は、固有振動解析の結果をもとに、地震時に影響のある振動モードを選定し、この中から減衰が小さくなるモードにより設定するのが基本となる。ただし、モードの選定にあたっては、機械的に小さな減衰となるモード次数を選択するのではなく、固有振動モード図等を確認しながら、応答に寄与するモードを適切に選択するのがよい。なお、係数が負になる場合には解析が発散する可能性があるため、設定された係数にも注意が必要である。

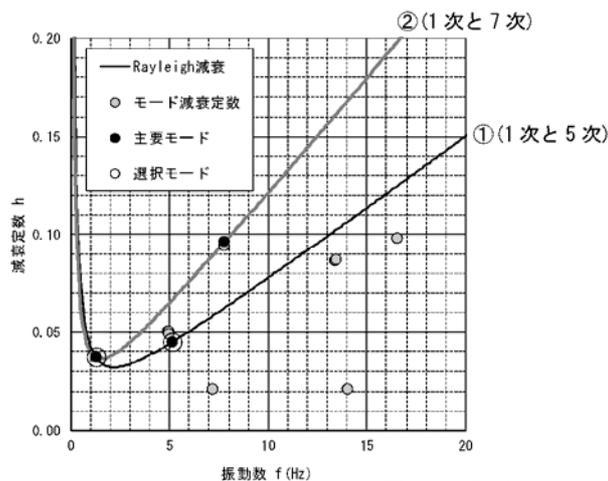


図 3-2-17 Rayleigh 型減衰の設定例

固有振動解析の結果例

モード 次 数	固有振動数 f (Hz)	刺激係数 $\beta$		モード 減衰定数
		水平方向	水平方向	
1	1.286	1.107	0.582	0.037
2	4.912	0.000	0.000	0.050
3	4.991	0.021	0.000	0.050
4	4.999	0.000	0.000	0.049
5	5.139	0.919	0.089	0.045
6	7.203	0.000	0.000	0.021
7	7.787	1.445	0.194	0.096
8	7.798	0.000	0.000	0.094
9	13.426	0.360	0.013	0.086
10	13.443	0.000	0.000	0.087

は応答に寄与するモード

また、制震橋に Rayleigh 型減衰を用いる場合、制震装置については、初期剛性が高いが、比較的小さな地震作用で降伏して非線形化する。このような部材が設計振動単位にある場合、Rayleigh 型減衰マトリックスは、過大な減衰評価となって橋の応答が小さくなり危険側の評価となる。そこで、要素別 Rayleigh 型減衰マトリックスを作成する方法を用いて前述の過大な減衰効果を見込まないようモデル化する必要がある。

### 3.3 減衰設定の留意事項

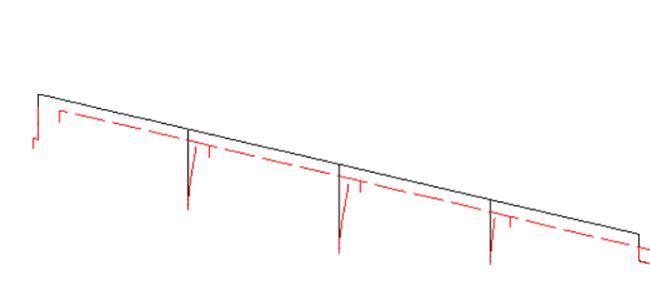
表-4.2.1 固有値解析結果(橋軸方向/タイプII)

モード次数	振動数 (Hz)	固有周期 (s)	刺激係数(有効質量比)			ひずみエネルギー 比例減衰
			X軸方向	Y軸方向	Z軸方向	
1 *	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8127 (0)	0.0000 (0)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.343 (0)	0.0000 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2814	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.5670 (1)	0.0000 (0)	0.0000 (0)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-1.1510 (0)	-0.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	63.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7322	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (5)	0.0000 (0)	0.17313
24	9.1669	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (10)	-20.9000 (5)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31 *	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.03 (0)	0.0000 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.03 (0)	0.0000 (0)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3512	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
41	19.7435	0.0506	-0.0059 (0)	0.0000 (0)	-0.0096 (0)	0.02982
42	23.0908	0.0433	-0.0153 (0)	-0.0012 (0)	-13.4100 (2)	0.19930
43	24.9274	0.0401	-13.9500 (2)	-0.0016 (0)	-0.0364 (0)	0.17712
44	25.2985	0.0395	-13.6200 (2)	0.0008 (0)	-0.0194 (0)	0.18186
45	26.0807	0.0383	9.4720 (1)	1.8700 (0)	-0.0111 (0)	0.15948
46	26.5047	0.0377	4.6840 (0)	0.9218 (0)	0.0012 (0)	0.06256
47	27.3223	0.0366	0.0133 (0)	0.0019 (0)	0.1330 (0)	0.02994
48	27.6641	0.0361	1.5350 (0)	-0.0247 (0)	0.0484 (0)	0.03366
49	28.0638	0.0356	-0.0408 (0)	-0.0010 (0)	11.3400 (2)	0.16452
50	28.5708	0.0350	-0.0110 (0)	0.0011 (0)	10.7600 (1)	0.15927

\* Rayleigh減衰の設定に用いた次数

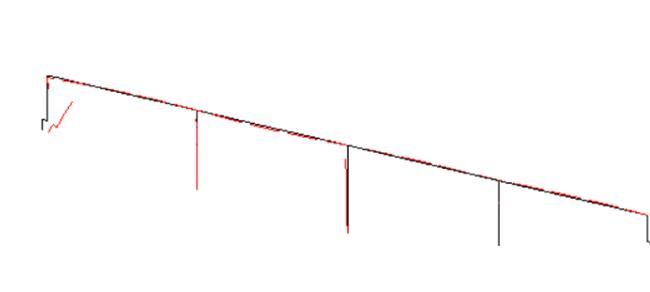
モード次数 = 1  
固有周期 = 1.313 (sec)

上部構造、支承モード



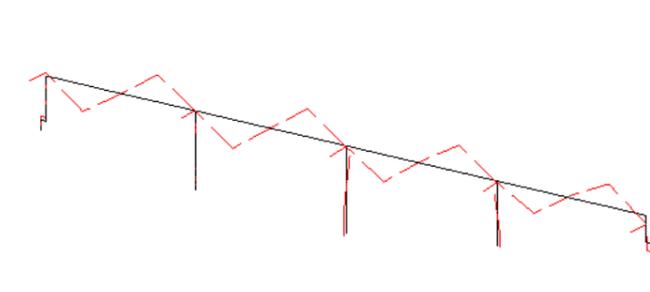
モード次数 = 12  
固有周期 = 0.245 (sec)

下部構造1次モード  
橋台モード



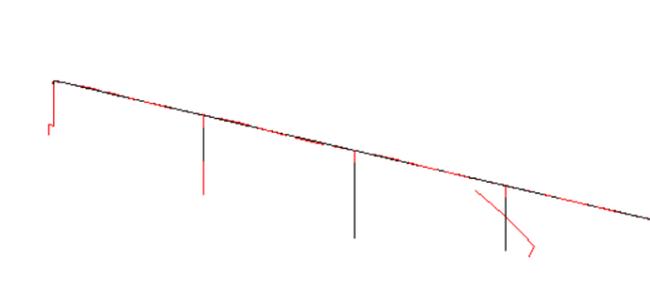
モード次数 = 30  
固有周期 = 0.079 (sec)

上部構造鉛直モード



モード次数 = 31  
固有周期 = 0.076 (sec)

下部構造2次モード



Rayleigh減衰

算定に用いる次数 i = 1 次 hi = 0.03754 ω<sub>i</sub> = 4.7871  
j = 31 次 hj = 0.11608 ω<sub>j</sub> = 82.3331

質量マトリックスの係数 α = 0.2957962  
剛性マトリックスの係数 β = 0.0027761

ここに、

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

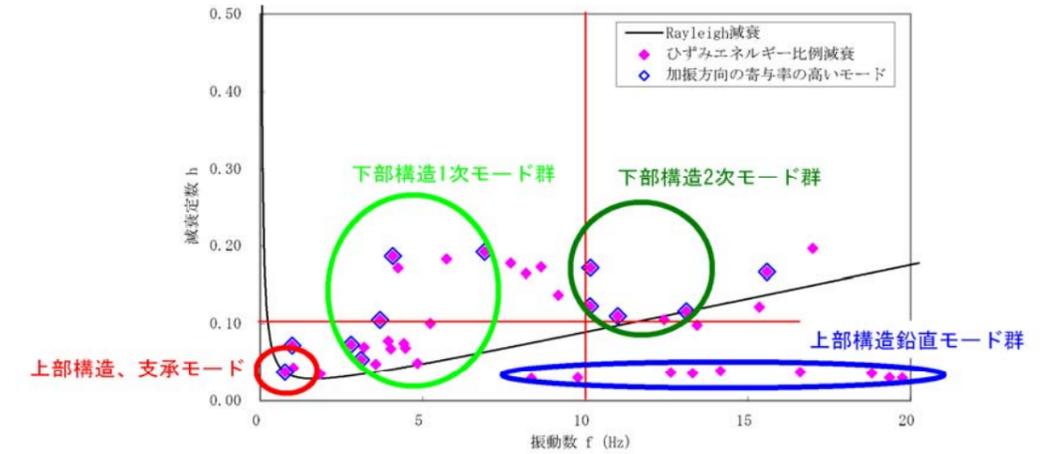


図-4.2.1 動的解析に用いた減衰と振動数の関係(橋軸方向/タイプII)

- ①固有周期は妥当か?
- ②Rayleigh減衰の設定: 橋軸方向の振動モードを設定しているか?  
有効質量だけで設定していないか?
- ③10Hz付近の減衰はどのくらいか?  
目安・・・基礎の減衰定数以下、基礎の減衰定数の1/2程度
- ④説明ができる範囲の減衰設定であるのか?

Rayleigh減衰

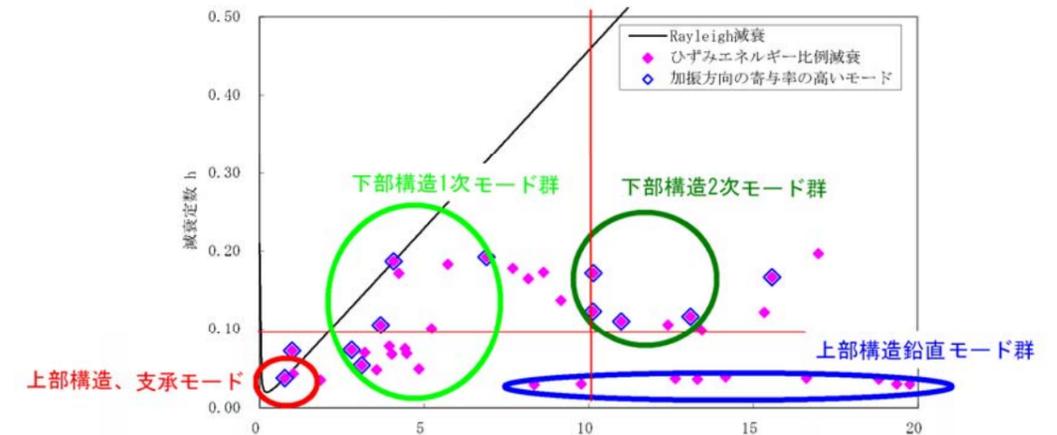
算定に用いる次数 i = 1 次 hi = 0.03754 ω<sub>i</sub> = 4.7871  
j = 12 次 hj = 0.18678 ω<sub>j</sub> = 25.6273

質量マトリックスの係数 α = 0.0262902  
剛性マトリックスの係数 β = 0.0145366

ここに、

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i\omega_i - 2h_j\omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$



基本設計時に上記のような減衰設定の場合・・・  
下部構造に問題がある可能性大

※ 上部構造3%、免震支承0%、下部構造2%、下部構造(橋台)5%、基礎20%

粘性減衰設定時の支承剛性

粘性減衰 [C] [C] = α [M] + β [K1 or KB or 0]

Mü + Cü + Ku = F

◆ サンプル橋梁（4径間連結PCコンボ桁橋）

表 固有値解析結果（橋軸方向）

	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数(有効質量比)			ひずみエネルギー 比例減衰
			水平方向(X)	鉛直方向(Y)	水平方向(Z)	
1	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8128 (0)	6.7870 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.3430 (0)	-5.6370 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2815	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.8160 (0)	-2.4770 (0)	-8.5670 (1)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-4.7370 (0)	-5.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	68.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7323	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (4)	0.1032 (0)	0.17313
24	9.1670	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (20)	-0.0071 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	-0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.0390 (0)	-4.9440 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.0315 (0)	18.3500 (4)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	-0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3511	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
累積有効質量率(%) (1~40次)			(94)	(100)	(95)	

\* Rayleigh減衰の算定に用いた次数

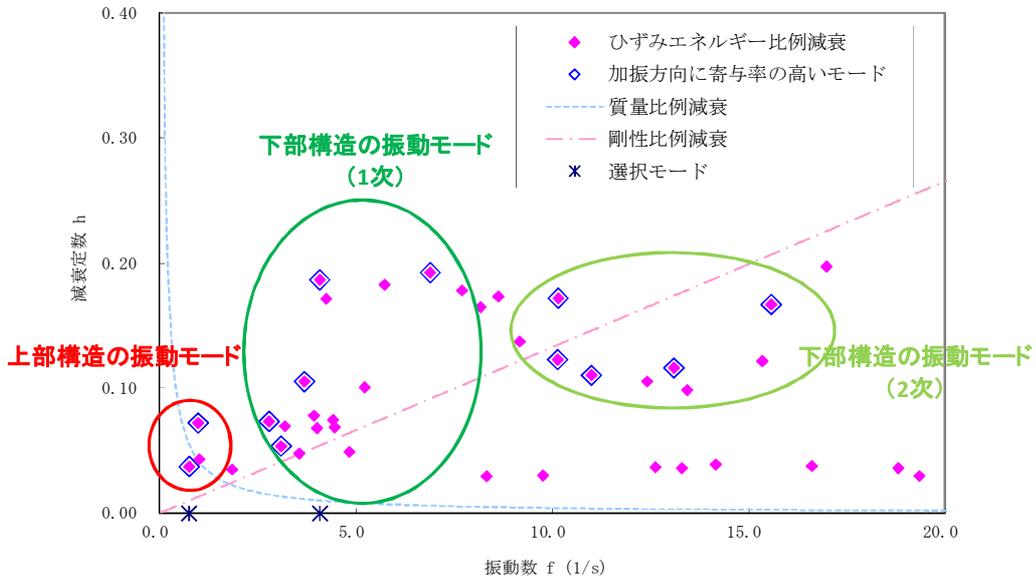
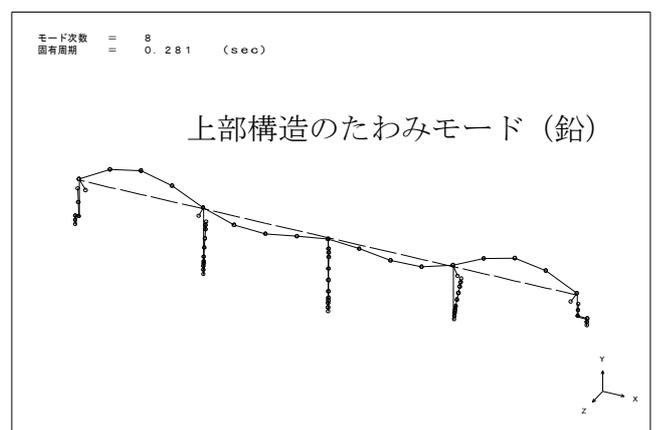
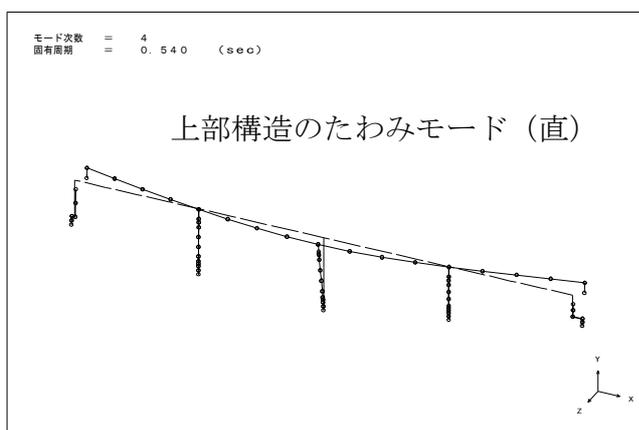
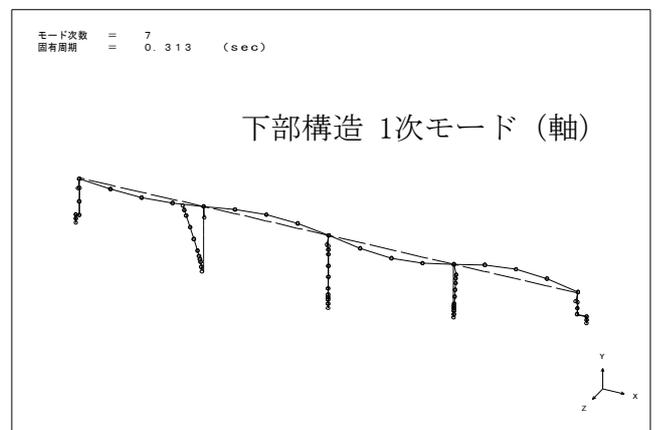
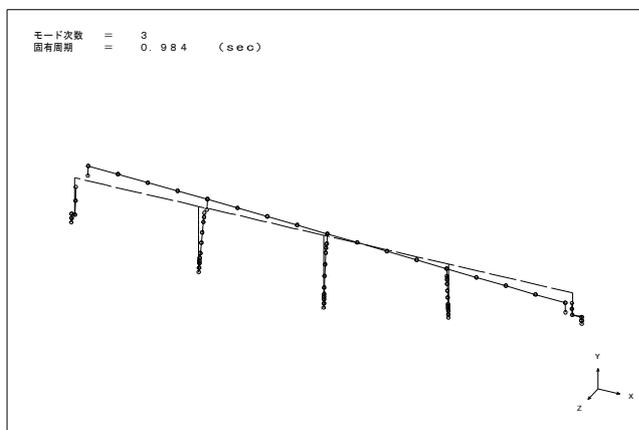
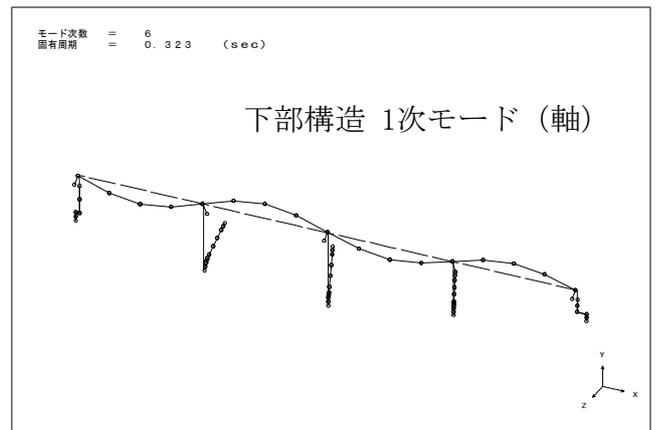
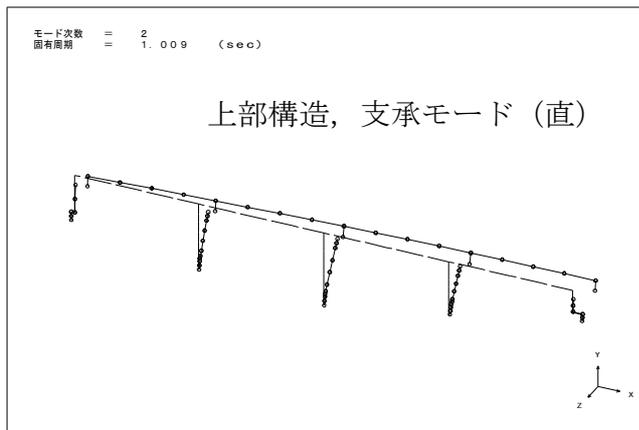
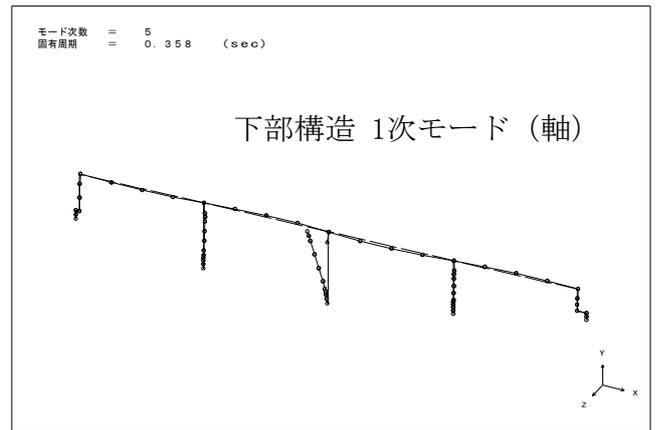
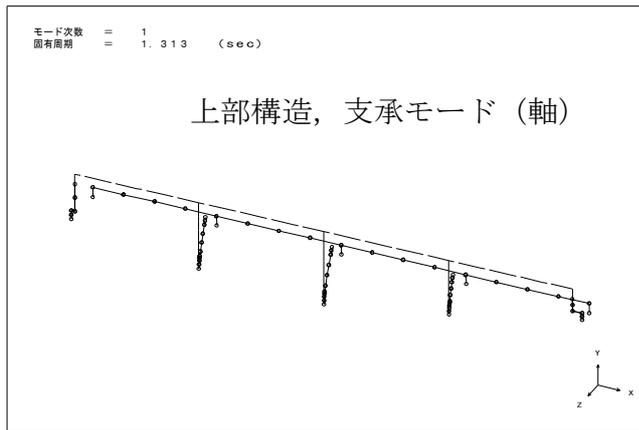
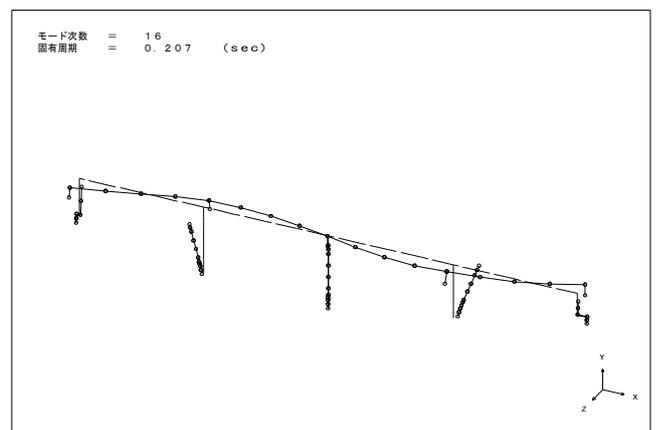
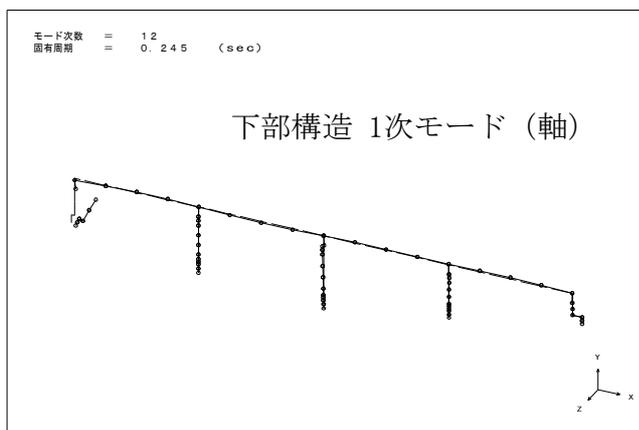
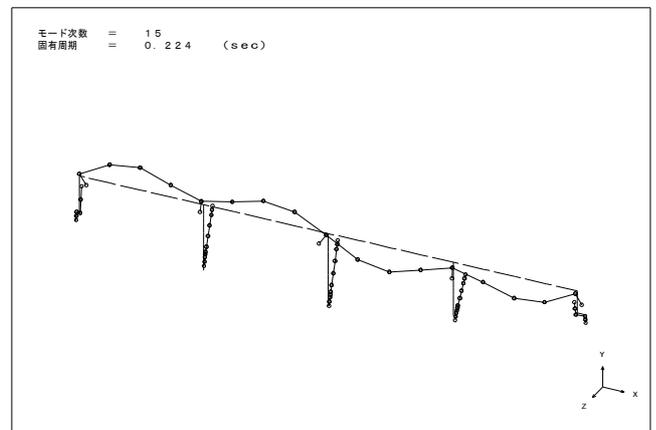
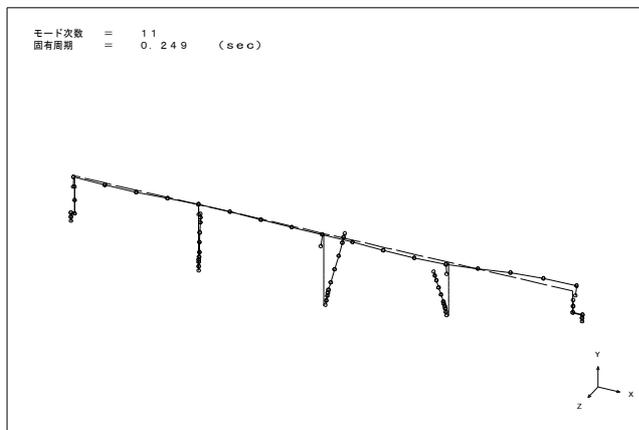
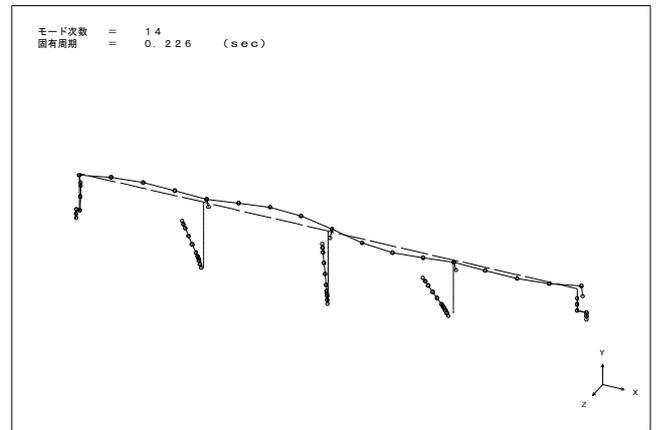
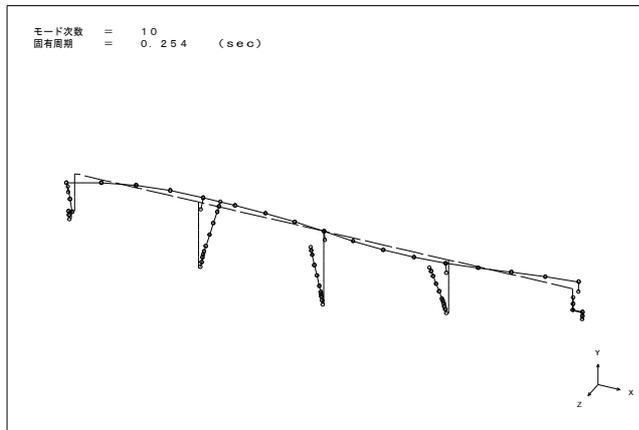
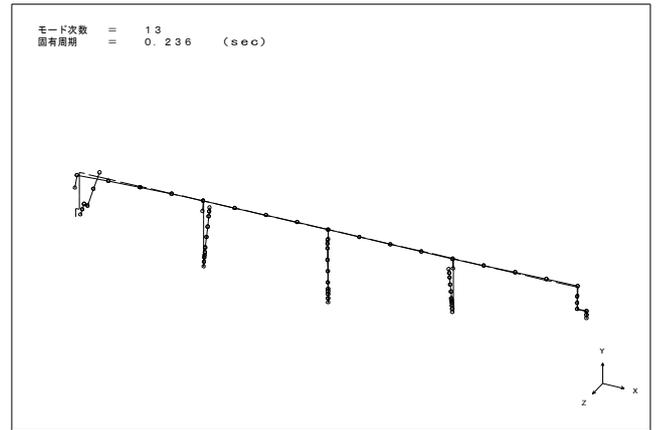
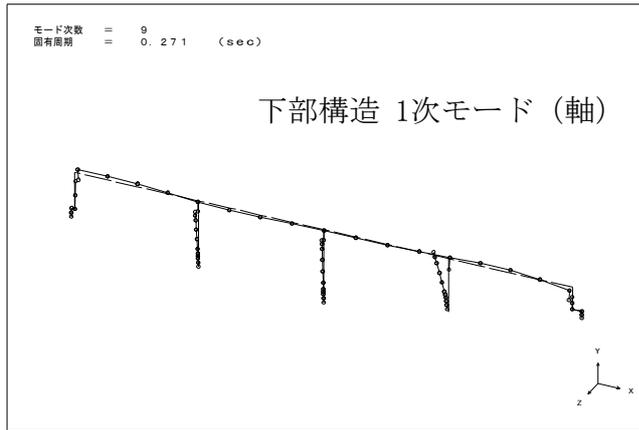


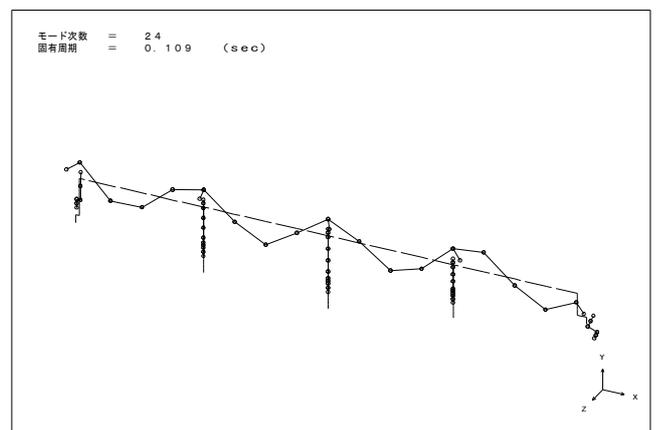
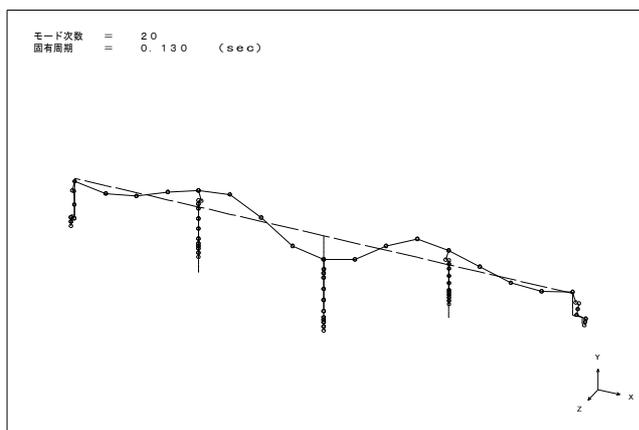
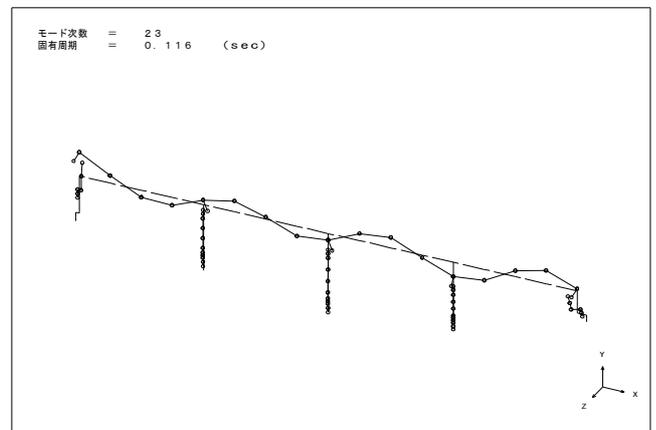
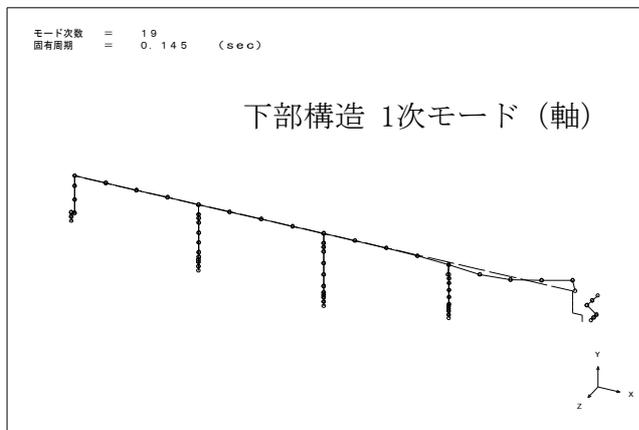
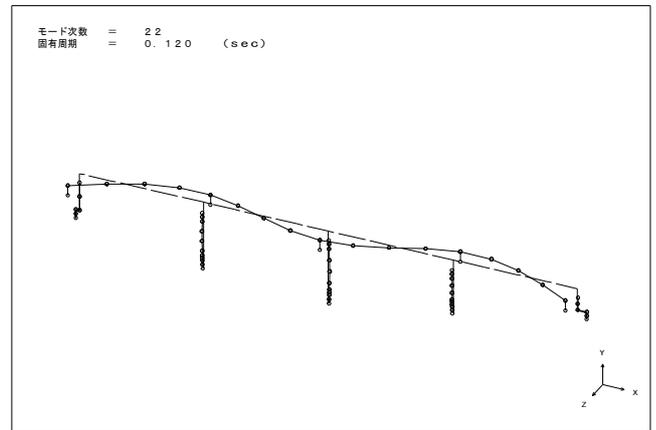
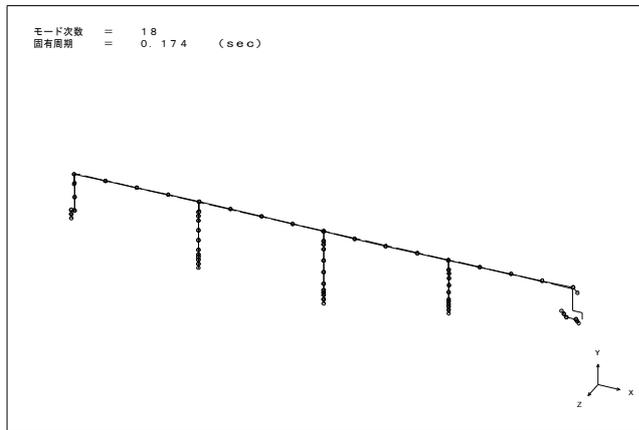
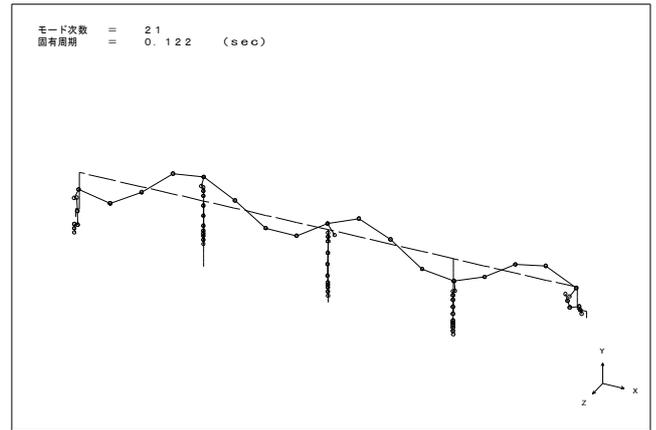
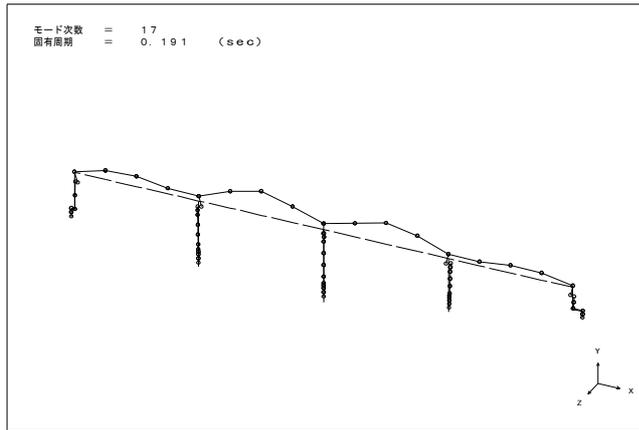
図 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸方向）

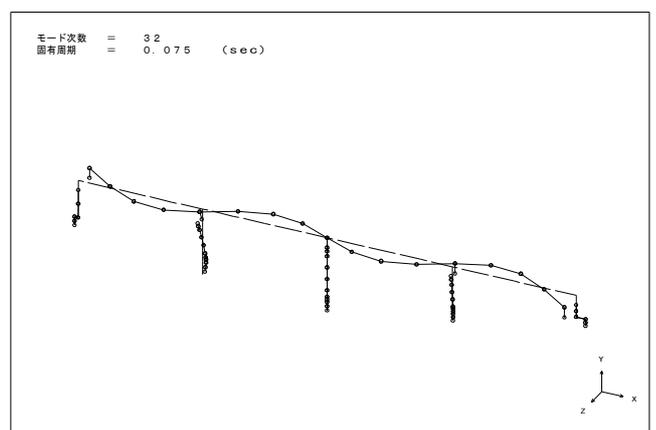
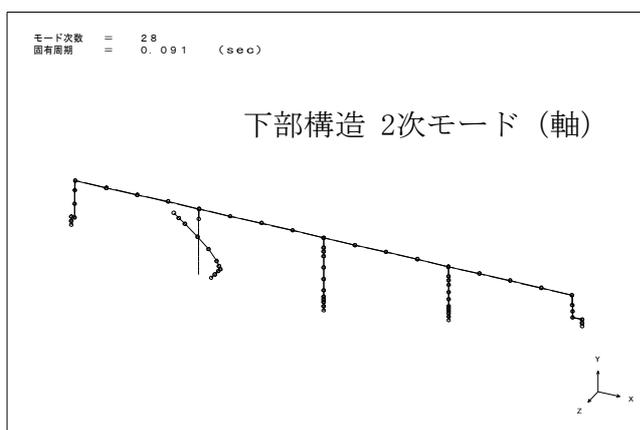
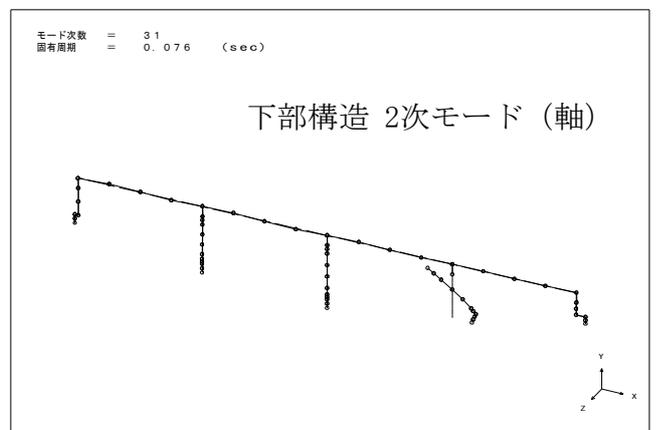
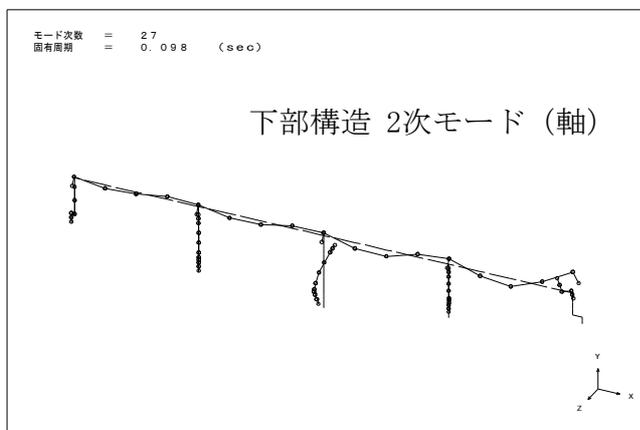
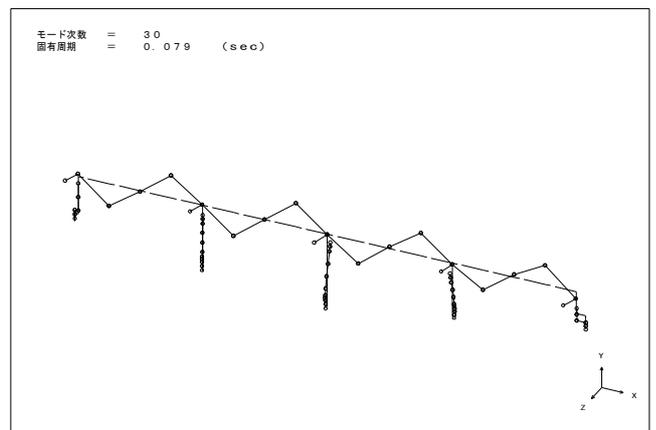
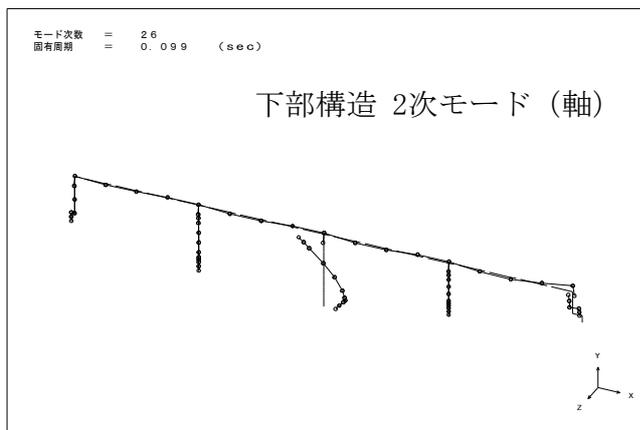
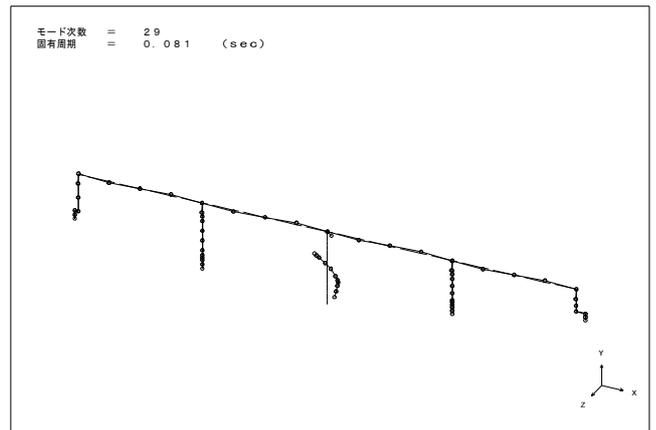
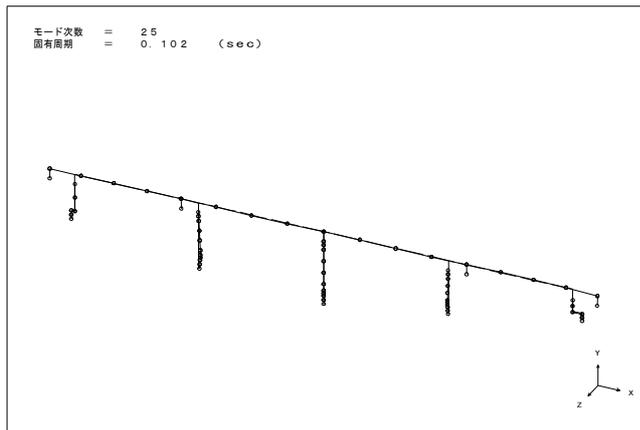
モード図

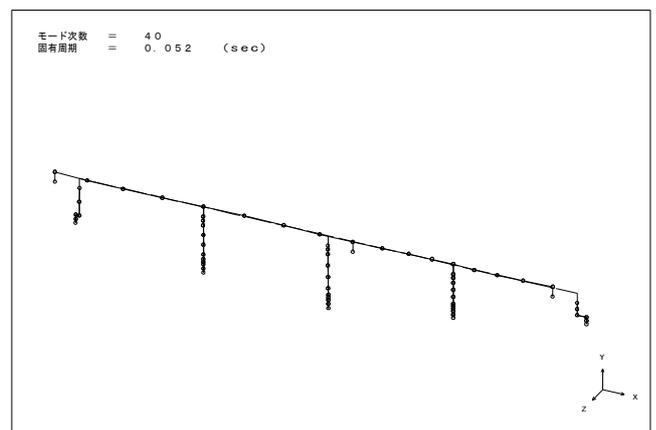
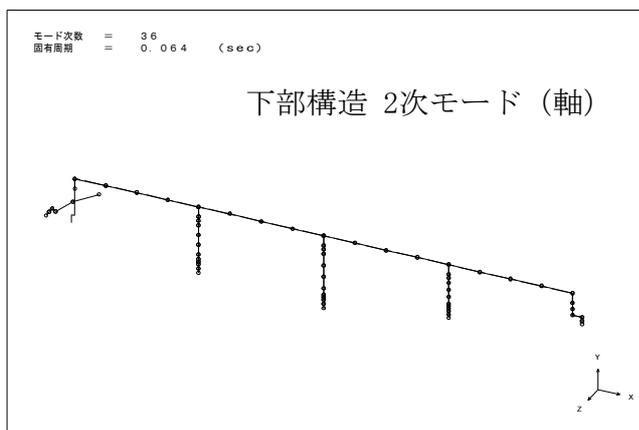
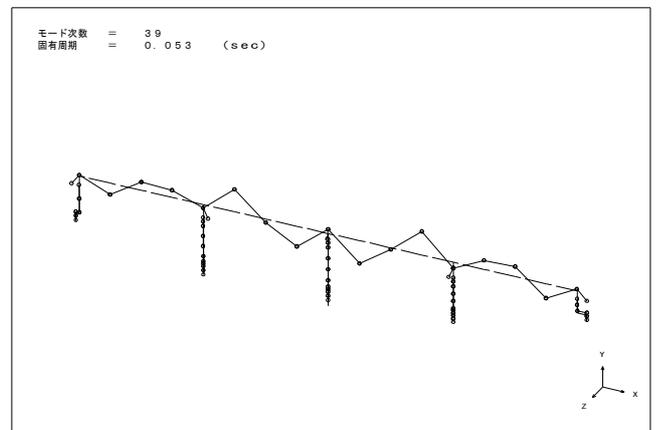
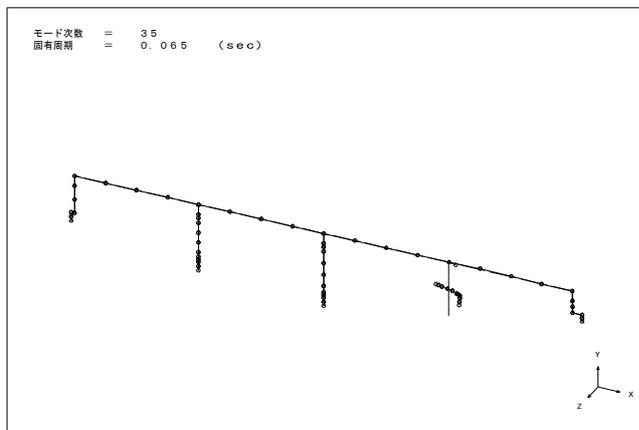
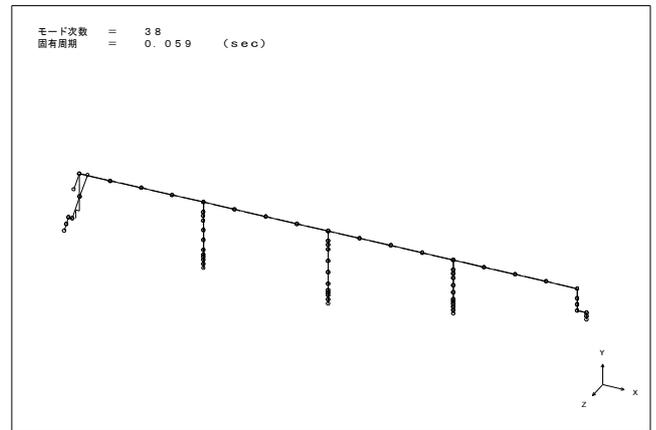
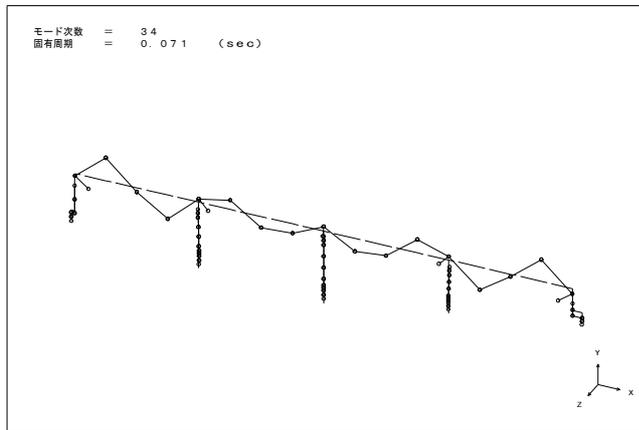
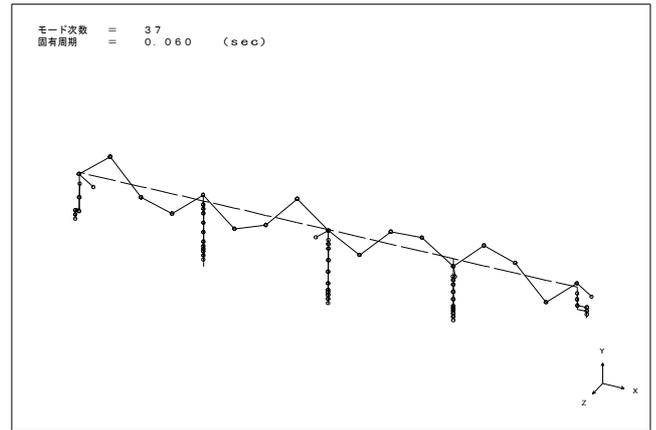
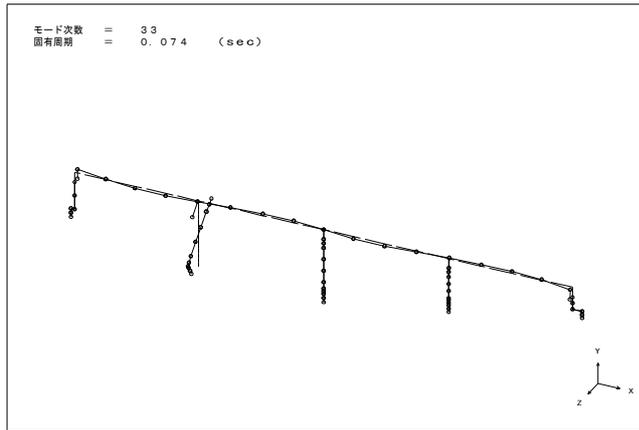




下部構造 1次モード (軸)







◆ サンプル橋梁（4径間連結PCコンボ桁橋）

表 固有値解析結果（橋軸方向）

	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数（有効質量比）			ひずみエネルギー 比例減衰
			水平方向(X)	鉛直方向(Y)	水平方向(Z)	
1 *	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8128 (0)	6.7870 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.3430 (0)	-5.6370 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2815	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12 *	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.8160 (0)	-2.4770 (0)	-8.5670 (1)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-4.7370 (0)	-5.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	68.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7323	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (4)	0.1032 (0)	0.17313
24	9.1670	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (20)	-0.0071 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	-0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.0390 (0)	-4.9440 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.0315 (0)	18.3500 (4)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	-0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3511	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
累積有効質量率 (%) (1~40次)			(94)	(100)	(95)	

\* Rayleigh減衰の算定に用いた次数

Rayleigh減衰 (2つのモードを選択)

算定に用いる次数 i = 1 次  
j = 12 次

hi = 0.03754 ωi = 4.7871  
hj = 0.18678 ωj = 25.6273

質量マトリックスの係数 α = 0.0262902  
剛性マトリックスの係数 β = 0.0145366

ここに、  

$$\alpha = 2h_i\omega_i - \beta\omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i\omega_j - 2h_j\omega_i)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

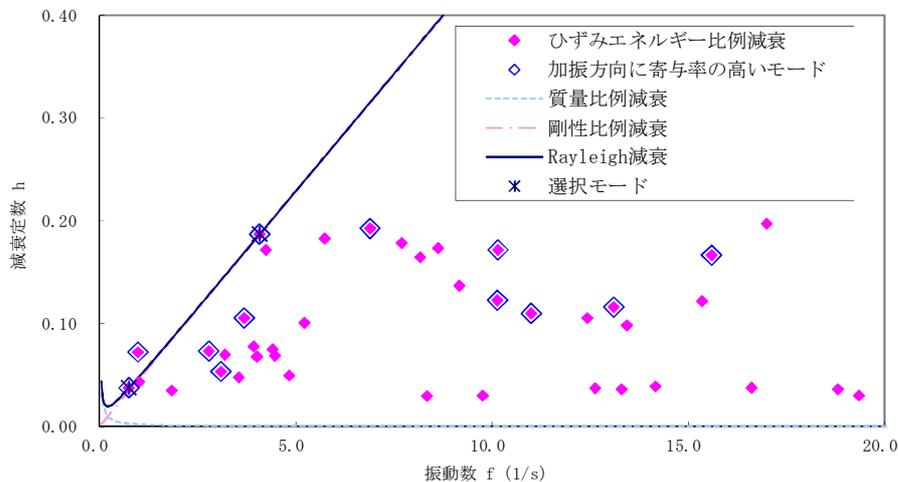


図 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸方向）

◆ サンプル橋梁（4径間連結PCコンボ桁橋）

表 固有値解析結果（橋軸方向）

	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数（有効質量比）			ひずみエネルギー 比例減衰
			水平方向(X)	鉛直方向(Y)	水平方向(Z)	
1 *	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8128 (0)	6.7870 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.3430 (0)	-5.6370 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2815	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.8160 (0)	-2.4770 (0)	-8.5670 (1)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-4.7370 (0)	-5.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	68.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7323	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (4)	0.1032 (0)	0.17313
24	9.1670	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (20)	-0.0071 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	-0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31 *	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.0390 (0)	-4.9440 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.0315 (0)	18.3500 (4)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	-0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3511	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
累積有効質量率 (%) (1~40次)			(94)	(100)	(95)	

\* Rayleigh減衰の算定に用いた次数

Rayleigh減衰 (2つのモードを選択)

算定に用いる次数 i = 1 次  
j = 31 次

hi = 0.03754 ωi = 4.7871  
hj = 0.11608 ωj = 82.3330

質量マトリックスの係数 α = 0.2957962  
剛性マトリックスの係数 β = 0.0027761

ここに、  

$$\alpha = 2h_i \omega_i - \beta \omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i \omega_j - 2h_j \omega_i)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

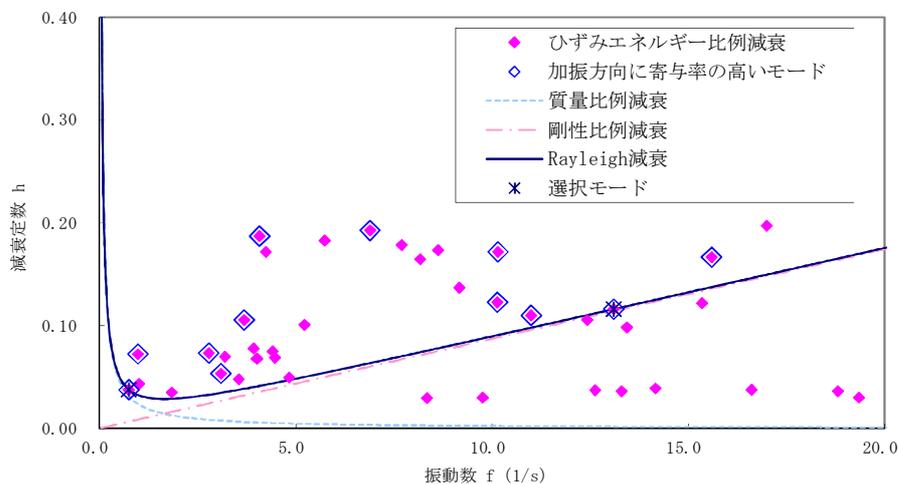


図 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸方向）

◆ サンプル橋梁（4径間連結PCコンボ桁橋）

表 固有値解析結果（橋軸方向）

	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数（有効質量比）			ひずみエネルギー 比例減衰
			水平方向(X)	鉛直方向(Y)	水平方向(Z)	
1	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8128 (0)	6.7870 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.3430 (0)	-5.6370 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2815	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.8160 (0)	-2.4770 (0)	-8.5670 (1)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-4.7370 (0)	-5.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	68.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7323	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (4)	0.1032 (0)	0.17313
24	9.1670	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (20)	-0.0071 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	-0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.0390 (0)	-4.9440 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.0315 (0)	18.3500 (4)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	-0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3511	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
累積有効質量率 (%) (1~40次)			(94)	(100)	(95)	

\* Rayleigh減衰の算定に用いた次数

Rayleigh減衰 (最小二乗法)  
算定に用いる次数

質量マトリックスの係数  $\alpha = 0.5212515$   
剛性マトリックスの係数  $\beta = 0.0042253$

ここに、  

$$\alpha = 2h_i \omega_i - \beta \omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i \omega_i - 2h_j \omega_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

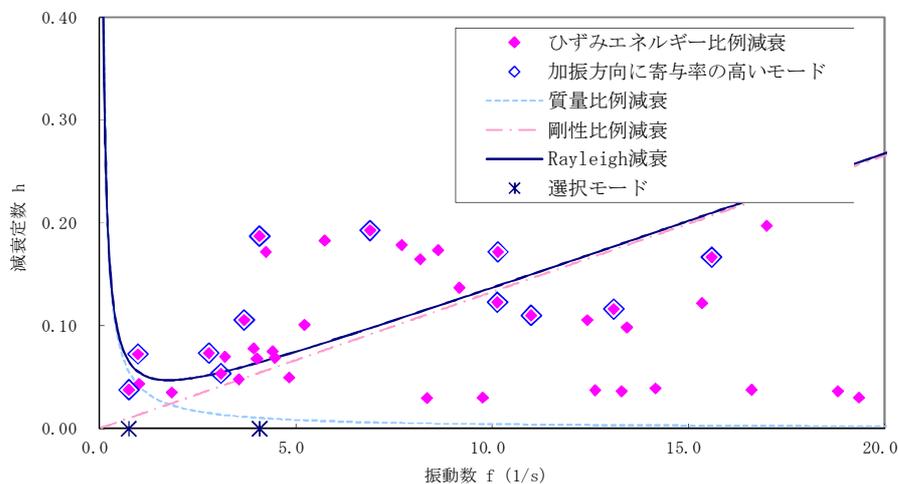


図 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸方向）

◆ サンプル橋梁（4径間連結PCコンボ桁橋）

表 固有値解析結果（橋軸直角方向）

	振動数 (1/s)	固有周期 (s)	刺激係数（有効質量比）			ひずみエネルギー 比例減衰
			水平方向(X)	鉛直方向(Y)	水平方向(Z)	
1	0.7619	1.3125	52.7400 (33)	-0.0049 (0)	34.4900 (14)	0.03754
2	0.9909	1.0092	34.8000 (14)	0.0615 (0)	-53.5700 (34)	0.07218
3	1.0163	0.9840	9.3760 (1)	-0.1951 (0)	-17.9400 (4)	0.04303
4	1.8528	0.5397	3.1030 (0)	0.0090 (0)	-1.4170 (0)	0.03486
5	2.7915	0.3582	-14.6800 (3)	-0.0627 (0)	-7.6120 (1)	0.07337
6	3.0958	0.3230	15.3600 (3)	-0.8128 (0)	6.7870 (1)	0.05350
7	3.1994	0.3126	-11.7100 (2)	2.3430 (0)	-5.6370 (0)	0.06982
8	3.5530	0.2815	5.3110 (0)	21.2000 (5)	2.8340 (0)	0.04773
9	3.6879	0.2712	-15.3500 (3)	3.9380 (0)	-9.3780 (1)	0.10516
10	3.9371	0.2540	-7.5810 (1)	3.5280 (0)	3.3740 (0)	0.07799
11	4.0132	0.2492	-0.0727 (0)	1.6290 (0)	-12.1500 (2)	0.06774
12	4.0787	0.2452	28.9200 (10)	-2.2080 (0)	11.1100 (1)	0.18678
13	4.2392	0.2359	8.9340 (1)	0.0303 (0)	-29.6600 (10)	0.17162
14	4.4164	0.2264	-10.3300 (1)	-0.3406 (0)	20.9800 (5)	0.07459
15	4.4648	0.2240	5.8160 (0)	-2.4770 (0)	-8.5670 (1)	0.06877
16	4.8319	0.2070	3.1230 (0)	-4.7370 (0)	-5.7670 (0)	0.04916
17	5.2296	0.1912	1.5590 (0)	68.0200 (55)	0.0581 (0)	0.10077
18	5.7323	0.1745	1.0020 (0)	-0.7358 (0)	20.4100 (5)	0.18302
19	6.8996	0.1449	19.6500 (5)	4.1950 (0)	-0.6026 (0)	0.19229
20	7.7030	0.1298	1.5620 (0)	-0.0653 (0)	-0.0167 (0)	0.17804
21	8.1755	0.1223	-4.6990 (0)	-3.2400 (0)	0.0907 (0)	0.16472
22	8.3425	0.1199	0.1927 (0)	0.0703 (0)	-0.0236 (0)	0.02926
23	8.6372	0.1158	-1.2670 (0)	18.9800 (4)	0.1032 (0)	0.17313
24	9.1670	0.1091	5.6700 (0)	41.4000 (20)	-0.0071 (0)	0.13695
25	9.7625	0.1024	0.7267 (0)	-0.3681 (0)	-0.0638 (0)	0.03002
26	10.1354	0.0987	16.0300 (3)	11.3800 (2)	0.8401 (0)	0.12279
27	10.1547	0.0985	-14.9200 (3)	32.7200 (13)	-0.3628 (0)	0.17177
28	10.9990	0.0909	19.1900 (4)	-0.2972 (0)	0.7621 (0)	0.11014
29	12.4218	0.0805	0.5392 (0)	-0.2310 (0)	-19.8000 (5)	0.10544
30	12.6258	0.0792	0.8485 (0)	-1.9490 (0)	1.3260 (0)	0.03692
31	13.1037	0.0763	15.1000 (3)	0.1604 (0)	0.7719 (0)	0.11608
32	13.3038	0.0752	0.5793 (0)	-0.0390 (0)	-4.9440 (0)	0.03597
33	13.4362	0.0744	-0.3524 (0)	0.0315 (0)	18.3500 (4)	0.09835
34	14.1587	0.0706	-0.0961 (0)	2.3800 (0)	-0.6147 (0)	0.03896
35	15.3512	0.0651	0.3870 (0)	-0.0215 (0)	-13.9500 (2)	0.12155
36	15.5844	0.0642	-18.2000 (4)	1.0450 (0)	-0.0858 (0)	0.16675
37	16.6099	0.0602	0.0904 (0)	0.2966 (0)	0.1552 (0)	0.03761
38	16.9968	0.0588	-0.0651 (0)	0.0044 (0)	18.0300 (4)	0.19698
39	18.8066	0.0532	0.3417 (0)	-0.1982 (0)	0.0302 (0)	0.03618
40	19.3511	0.0517	0.0550 (0)	0.0001 (0)	-0.0570 (0)	0.02992
累積有効質量率 (%) (1~40次)			(94)	(100)	(95)	

\* Rayleigh減衰の算定に用いた次数

Rayleigh減衰 (最小二乗法)  
算定に用いる次数

質量マトリックスの係数  $\alpha = 0.5917408$   
剛性マトリックスの係数  $\beta = 0.0037168$

ここに、  

$$\alpha = 2h_i \omega_i - \beta \omega_i^2$$

$$\beta = \frac{(2h_i \omega_j - 2h_j \omega_i)}{\omega_i^2 - \omega_j^2}$$

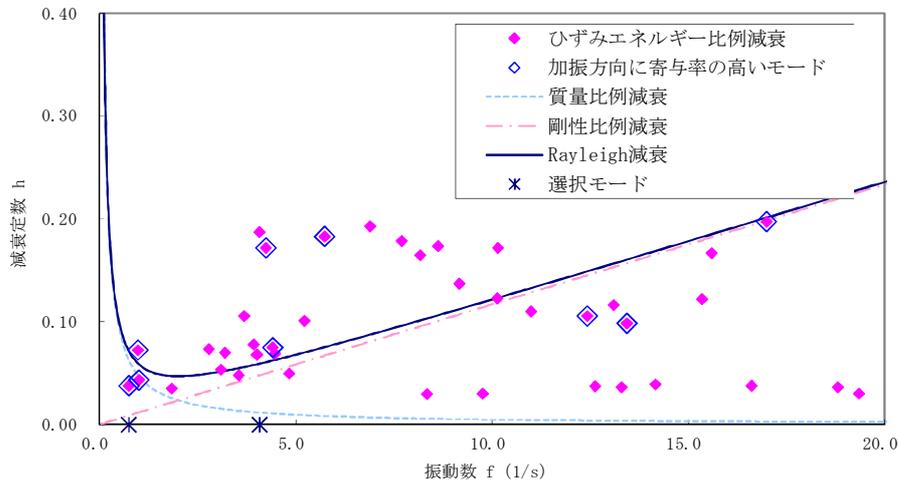


図 動的解析に用いた減衰と振動数の関係（橋軸直角方向）

## 4. 照査と妥当性確認方法

### 4.1 解析結果のチェックポイント

#### 1) 固有周期

固有振動解析によって求められた1次の固有周期が経験的に妥当な範囲にあるかを確認する。

一般的な橋	0.5～1.0 秒
規模の大きい橋	1.0～1.5 秒
免震支承・ゴム支承の橋	1.0～2.0 秒程度

#### 2) 振動モード形状

一般的なけた橋の場合には1次モードが卓越し、上部構造が水平方向に移動し、橋脚が片持ちばりのような挙動をするモードとなる。

2次モード以降は橋脚が卓越するモードとなる。

#### 3) 刺激係数

一般的なけた橋の場合、1次モードの刺激係数が最も大きくなる。

#### 4) 減衰の設定

Rayleigh型減衰の設定において、刺激係数だけを見て決めていないか。

振動に支配的なモード（通常は上部工1次モード）と、橋脚の振動モードを選択する。

#### 5) 固有周期と応答加速度・応答変位のオーダーチェック

固有値解析によって得られた固有周期とひずみエネルギー比例減衰から、応答加速度と変位を予測して、動的解析結果の妥当性を確認する手法を紹介する。

## 4.2 解析事例紹介

動的解析結果の照査と妥当性確認方法について、下記の橋梁をモデルに解説する。  
 なお、適用道示は平成14年版である。

### 上部構造

形 式：鋼5径間連続細幅箱桁橋

支 間 割：79.100 + 3@80.000 + 79.100

全 幅 員：11.200m

活 荷 重：B活荷重

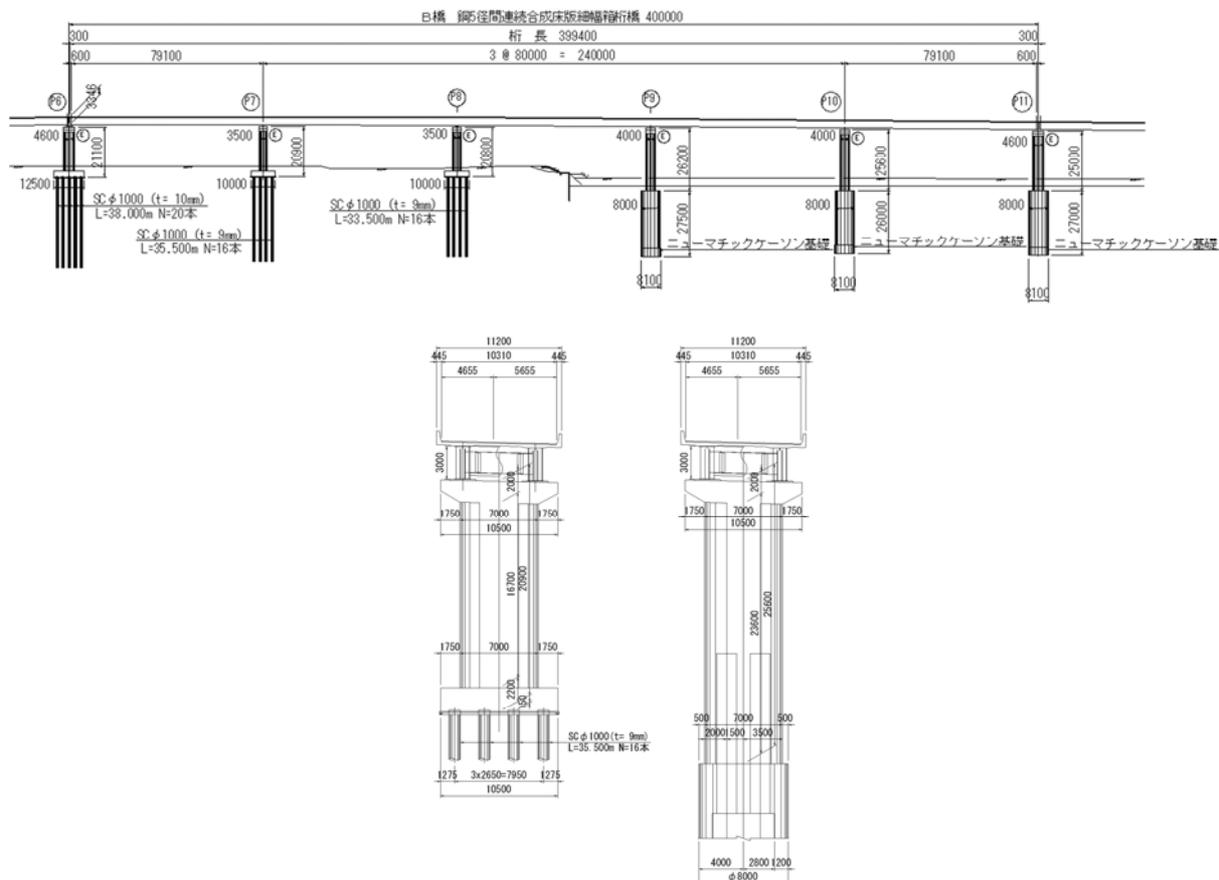
支承の種類：免震支承

地盤種別：Ⅲ種地盤

### 下部構造

橋 脚：張出式橋脚

基 礎：場所打ち杭



### 1) 固有周期のチェック

表 4. 2. 1 にタイプ I 地震動、表 4. 2. 2 にタイプ II 地震動のモデル橋梁の固有値解析結果を示す。

卓越する 1 次モードの固有周期はタイプ I 地震動で 1.199 秒，タイプ II 地震動で 1.192 秒となっており，一般的な免震橋の固有周期 1.0～2.0 秒の範囲内にあるため妥当であると考えられる。

1.0～2.0 秒の範囲から外れている場合は，支承条件，部材の剛性，基礎や地盤の支持条件を再確認する。

表 4. 2. 1 固有値解析結果（タイプ I 地震動）

モード次数	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数 (橋軸)	刺激係数 (鉛直)	ひずみエネルギー比例減衰
1*	0.834	1.199	106.319	0.000	0.060
2	0.877	1.140	0.000	-13.626	0.020
3	0.978	1.022	0.000	-0.143	0.020
4	1.216	0.822	0.000	24.910	0.021
5	1.522	0.657	0.000	-2.796	0.022
6	1.711	0.584	27.303	0.000	0.132
7	1.805	0.554	39.982	0.000	0.094
8	1.814	0.551	0.000	65.175	0.022
9	2.670	0.371	4.075	0.000	0.089
10	2.737	0.365	-12.979	0.000	0.080
11	2.788	0.359	29.752	0.000	0.077
12	2.895	0.345	-38.262	0.000	0.086
13	3.504	0.285	0.000	1.138	0.020
14	3.710	0.270	0.000	8.425	0.022
15	3.956	0.253	-0.237	0.000	0.019
16	4.124	0.242	0.000	2.596	0.025
17	4.584	0.218	0.000	1.800	0.034
18	5.039	0.198	0.000	4.206	0.032
19	6.873	0.145	0.000	60.287	0.178
20	7.310	0.137	0.000	46.855	0.155
21	7.592	0.132	-0.155	0.000	0.020
22	7.602	0.132	0.000	-20.786	0.121
23	7.930	0.126	0.000	5.519	0.032
24	8.145	0.123	-27.218	0.000	0.149
25	8.368	0.119	0.000	-2.100	0.033
26	9.222	0.108	0.000	-9.454	0.045
27	9.509	0.105	-21.803	0.000	0.091
28	9.818	0.102	0.000	26.565	0.030
29	10.085	0.099	22.503	0.000	0.131
30	10.256	0.098	-19.842	0.000	0.089
31*	10.383	0.096	20.566	0.000	0.090
32	10.842	0.092	0.000	6.775	0.040
33	11.308	0.088	2.284	0.000	0.020
34	11.967	0.084	-22.401	0.000	0.115

【タイプ I】

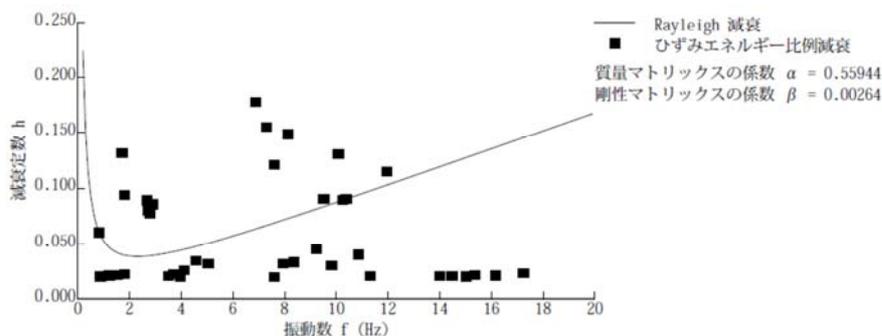
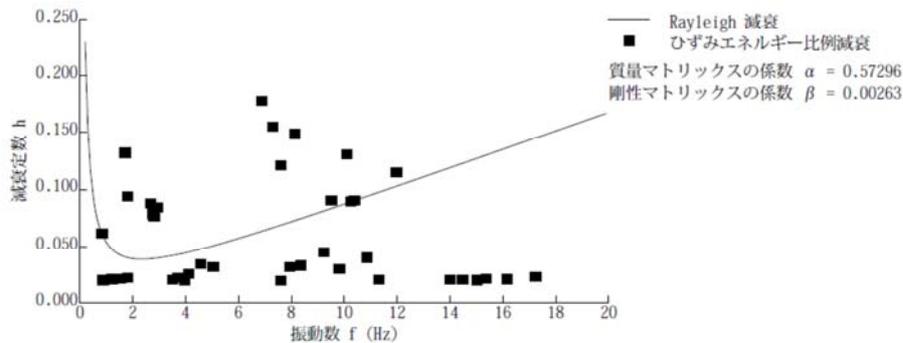


表 4.2.2 固有値解析結果 (タイプII地震動)

モード次数	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数 (橋軸)	刺激係数 (鉛直)	ひずみエネルギー比例減衰
1*	0.839	1.192	106.525	0.000	0.061
2	0.877	1.140	0.000	-13.626	0.020
3	0.978	1.022	0.000	-0.143	0.020
4	1.216	0.822	0.000	24.910	0.021
5	1.522	0.657	0.000	-2.796	0.022
6	1.710	0.585	-27.351	0.000	0.132
7	1.803	0.554	39.997	0.000	0.094
8	1.814	0.551	0.000	65.175	0.022
9	2.688	0.372	4.385	0.000	0.088
10	2.758	0.363	11.644	0.000	0.079
11	2.810	0.356	-30.190	0.000	0.077
12	2.924	0.342	37.719	0.000	0.084
13	3.504	0.285	0.000	1.138	0.020
14	3.710	0.270	0.000	8.425	0.022
15	3.962	0.252	0.247	0.000	0.020
16	4.124	0.242	0.000	-2.596	0.025
17	4.584	0.218	0.000	-1.800	0.034
18	5.039	0.198	0.000	4.206	0.032
19	6.873	0.145	0.000	60.287	0.178
20	7.310	0.137	0.000	46.855	0.155
21	7.594	0.132	-0.121	0.000	0.020
22	7.602	0.132	0.000	-20.786	0.121
23	7.930	0.126	0.000	5.519	0.032
24	8.145	0.123	-27.219	0.000	0.149
25	8.368	0.119	0.000	2.100	0.033
26	9.222	0.108	0.000	9.454	0.045
27	9.509	0.105	21.803	0.000	0.091
28	9.818	0.102	0.000	-26.565	0.030
29	10.088	0.099	22.489	0.000	0.131
30	10.261	0.097	19.828	0.000	0.089
31*	10.387	0.096	20.544	0.000	0.090
32	10.842	0.092	0.000	-6.775	0.040
33	11.309	0.088	2.377	0.000	0.020
34	11.971	0.084	-22.385	0.000	0.115
35	13.990	0.071	0.000	-4.332	0.020
36	14.472	0.069	0.000	3.119	0.020
37	15.026	0.067	0.041	0.000	0.020
38	15.352	0.065	0.000	-8.570	0.021
39	16.148	0.062	0.000	-3.249	0.021
40	17.241	0.058	0.000	5.863	0.023

\*卓越振動モードとして選択したモード次数

【タイプII】



## 2) 振動モード形状

図 4.2.2 にタイプ I 地震動, 図 4.2.3 にタイプ II 地震動による 1 次モード図を示す。

1 次のモードはタイプ I, タイプ II ともに, 上部工が水平移動し, 橋脚が片持ち梁のような変形をする挙動となっており, 妥当な結果であると考えられる。

< 1次 > 固有周期 = 1.199(sec)



図 4.2.2 1 次モード図 (タイプ I 地震動)

< 1次 > 固有周期 = 1.192(sec)



図 4.2.3 1 次モード図 (タイプ II 地震動)

## 3) 刺激係数

表 4.2.1 及び表 4.2.2 において, 1 次モードの刺激係数が最も大きくなっているため, 妥当であると考えられる。高次側の刺激係数が大きくなっている場合は解析モデルに問題があると考えられる。

#### 4) 減衰の設定

表 4.2.3 にタイプ I 地震動，橋軸方向の固有値解析で得られた主要な振動モードを，図 4.2.4～図 4.2.8 に振動モード図を示す。

これらの振動モードから Rayleigh 減衰の設定として選択した理由を以下に解説する。

表 4.2.3 主要振動モード (タイプ I・橋軸方向)

モード次数	振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数 (橋軸)	刺激係数 (鉛直)	ひずみエネルギー比例減衰	モード形状
* 1	0.834	1.199	106.319	0.000	0.060	上部工の水平振動モード
7	1.805	0.554	39.982	0.000	0.094	橋脚の1次振動モード
8	1.814	0.551	0.000	65.175	0.022	上部工の鉛直振動モード
12	2.895	0.345	-38.262	0.000	0.086	橋脚の1次振動モード
* 31	10.383	0.096	20.566	0.000	0.090	橋脚の2次振動モード

#### 1 次モード

上部工の橋軸方向の水平振動モードである。刺激係数がその他のモード次数に比べて圧倒的に大きいため、支配的な振動モードであると判断でき、Rayleigh 減衰の設定として妥当である。

< 1次 > 固有周期 = 1.199(sec)

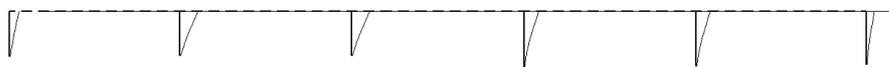


図 4.2.4 1 次モード

#### 7 次モード

橋脚の振動モードで刺激係数も大きいため，Rayleigh 減衰の設定として妥当のように思われるが，後述の 12 次モードのように，減衰を過大評価してしまう恐れがあるため Rayleigh 減衰の設定としては不適當である。また，端支点が橋台であった場合には，橋台の振動モードは選択してはならない。

< 7次 > 固有周期 = 0.554(sec)



図 4.2.5 7 次モード

### 8次モード

刺激係数は大きいですが、上部工の鉛直振動モードであり、着目している橋軸方向の振動モードではないため、Rayleigh減衰の設定としては不適當である。

< 8次 > 固有周期 = 0.551(sec)

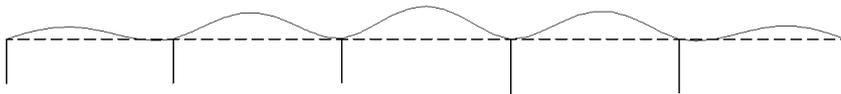


図 4.2.6 8次モード

### 12次モード

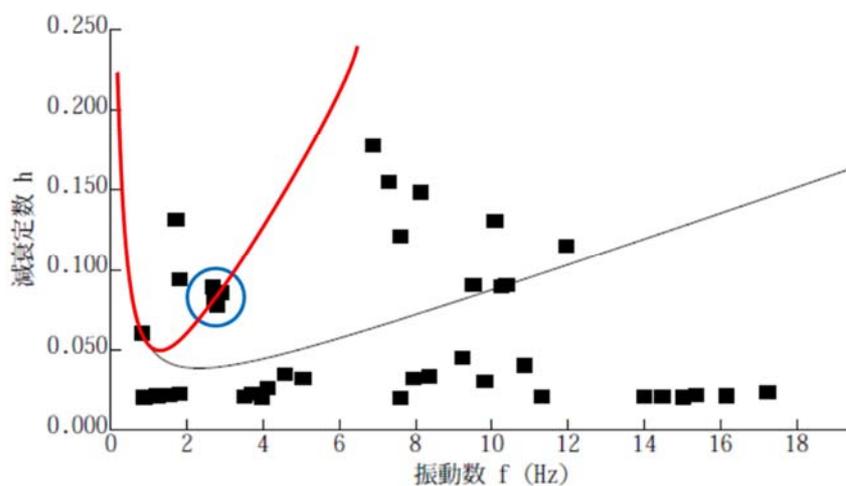
橋脚の1次振動モードで刺激係数も大きいいため、Rayleigh減衰設定の2点目として妥当なように思われるが、このモードを選択すると、下図の赤線のような曲線となり、減衰を過剰に評価してしまう恐れがあるため、妥当ではないと考えられる。

< 12次 > 固有周期 = 0.345(sec)



図 4.2.7 12次モード

### 【タイプ1】



### 31 次モード

橋脚の曲げ変形と基礎の並進運動が生じるモードである。刺激係数も比較的大きく、Rayleigh 減衰の設定として妥当である。

< 31次 > 固有周期 = 0.096(sec)



図 4.2.8 31 次モード

## 5) 固有周期と応答加速度・応答変位のオーダーチェック

動的解析により得られた応答加速度と応答変位を、道路橋示方書に示される標準加速度応答スペクトルと地域別補正係数、減衰定数別補正係数、構造物特性補正係数、ならびに応答スペクトル法によりパラメトリック解析を行った結果の応答変位を利用してオーダーチェックする方法を解説する。

応答加速度・応答変位オーダーチェックの手順

- ①固有値解析により得られた固有周期から、図 4.2.9～図 4.2.14 のうち対応する地震タイプ・地盤種別のグラフを利用して、予測加速度と変位の初期値を求める。
- ②地域別補正係数の算出。
- ③減衰定数別補正係数の算出。
- ④構造物特性補正係数の算出（免震支承の場合のみ）。
- ⑤予測加速度・変位を算出して、動的解析結果の振動に支配的な 1 次モードの加速度・変位との比較を行う。

タイプ I 地震動・Ⅲ種地盤の応答加速度・応答変位オーダーチェックの事例

### ①予測加速度・変位の初期値の算出

表 4.2.1 より振動に支配的な 1 次モードの固有振動数は 1.199 秒である。

図 4.2.11 より標準加速度応答値，応答変位の初期値を求める。

標準加速度応答値の初期値 1000gal

応答変位の初期値 37cm

### ②地域別補正係数 $C_z$ の算出

地域区分に応じて道示 V 耐震編の規定により求める。

本事例では  $C_z = 1.0$  となる。

### ③減衰定数別補正係数 $C_D$ の算出

$$C_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad \cdots \cdots \text{H14 道示 V 式 4.2.2 (レベル 2 地震動, タイプ I)}$$

ここで  $h$  は固有値解析結果から振動に支配的な 1 次モードのひずみエネルギー比例減衰を選び、表 4.2.1.1 より  $h=0.060$  となる。

$$C_D = \frac{1.5}{40 \times 0.060 + 1} + 0.5 = 0.94$$

④構造物特性補正係数  $C_s$  の算出

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad \dots\dots\dots \text{H14 道示V 式 6.4.5}$$

ここで  $\mu_a$  には橋脚の許容塑性率ではなく、免震支承の塑性率の経験値として下記の値を代入する。本事例では  $\mu_a = 3.5$  とする。

弾性ゴム支承・地震時水平力分散構造	1.0～1.2
機能分離支承	1.5～2.0
免震支承	3.0～4.0

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{2 \times 3.5 - 1}} = 0.41$$

加速度応答値  $940 \times 0.41 = 385 \text{ gal}$

応答変位  $34.8 \times 0.41 = 14.3 \text{ cm}$

⑤予測値の算出と動的解析結果との比較

予測値の算出 = 初期値  $\times C_z \times C_p \times C_s$

加速度  $1000 \times 1.0 \times 0.94 \times 0.41 = 385 \text{ gal}$

変位  $37 \times 1.0 \times 0.94 \times 0.41 = 14.3 \text{ cm}$

上記の予測値と解析結果の値を比較して、妥当性を確認する。

妥当であると判断できる値の差は 10%程度を目安とする。

タイプ I 地震動・橋軸方向

	動解結果	オーダーチェック値	比率
応答加速度	421 gal	385 gal	109.4%
応答変位	13 cm	14.3 cm	90.9%

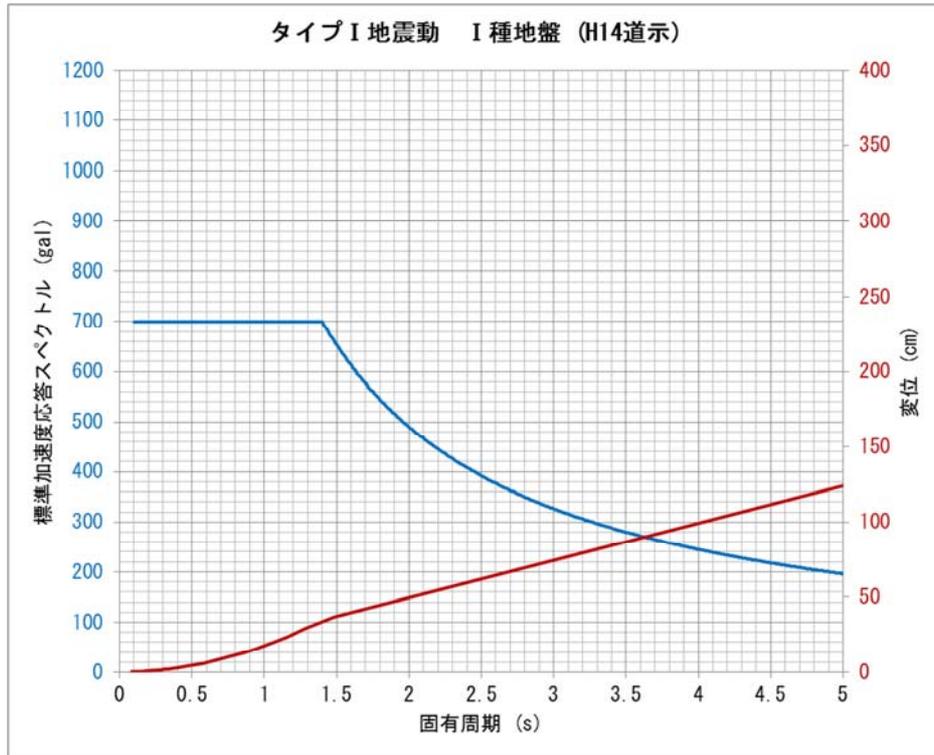


図 4.2.9 タイプ I I 種地盤

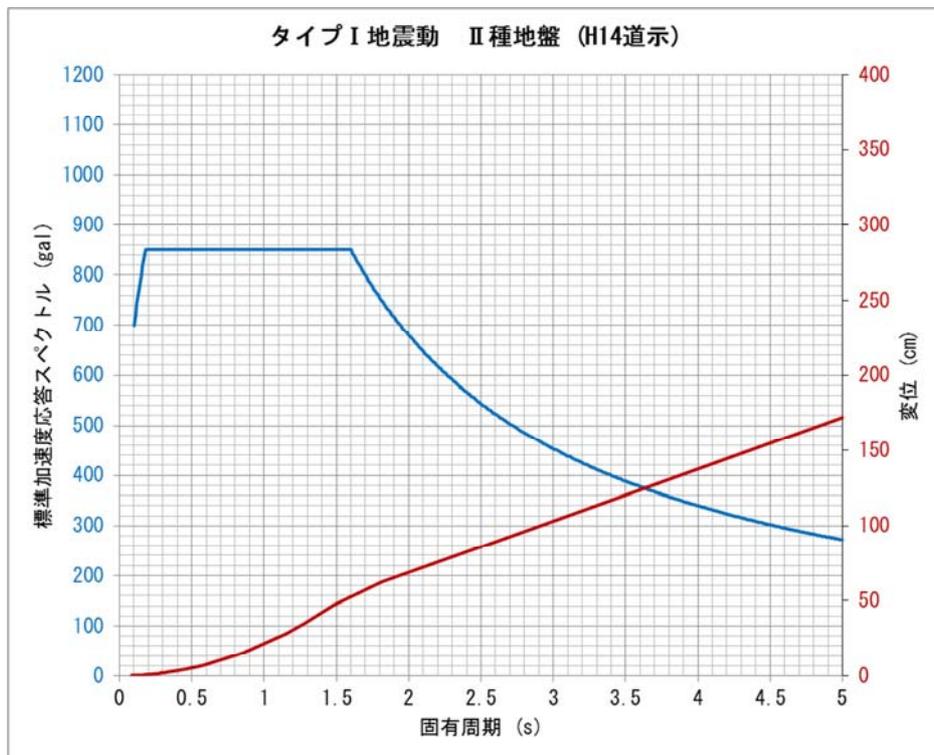


図 4.2.10 タイプ I II 種地盤

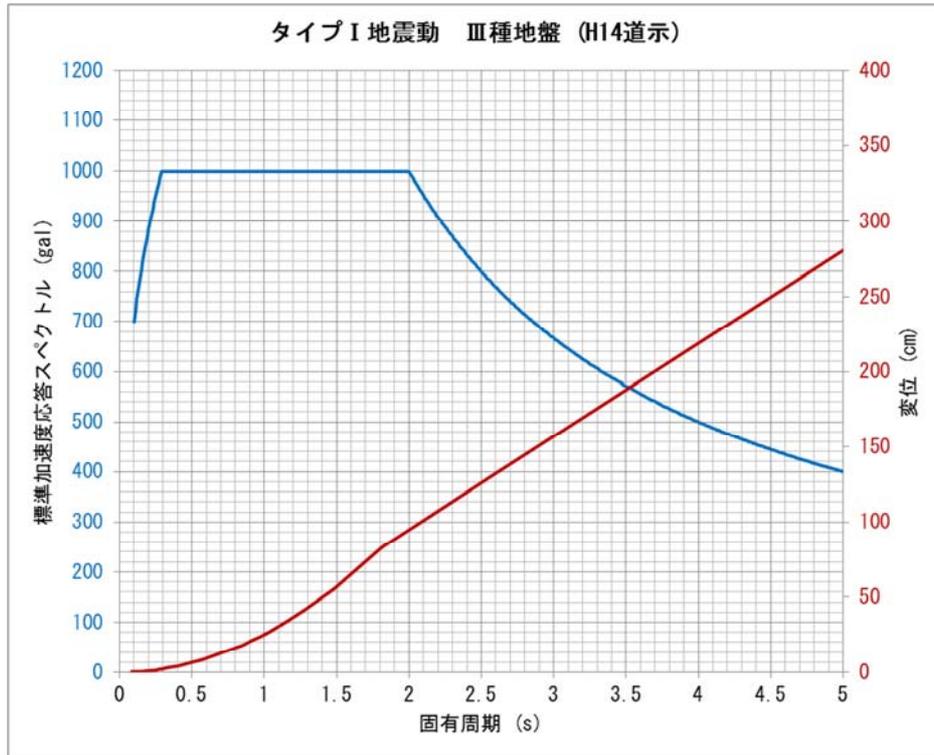


図 4.2.11 タイプ I III種地盤

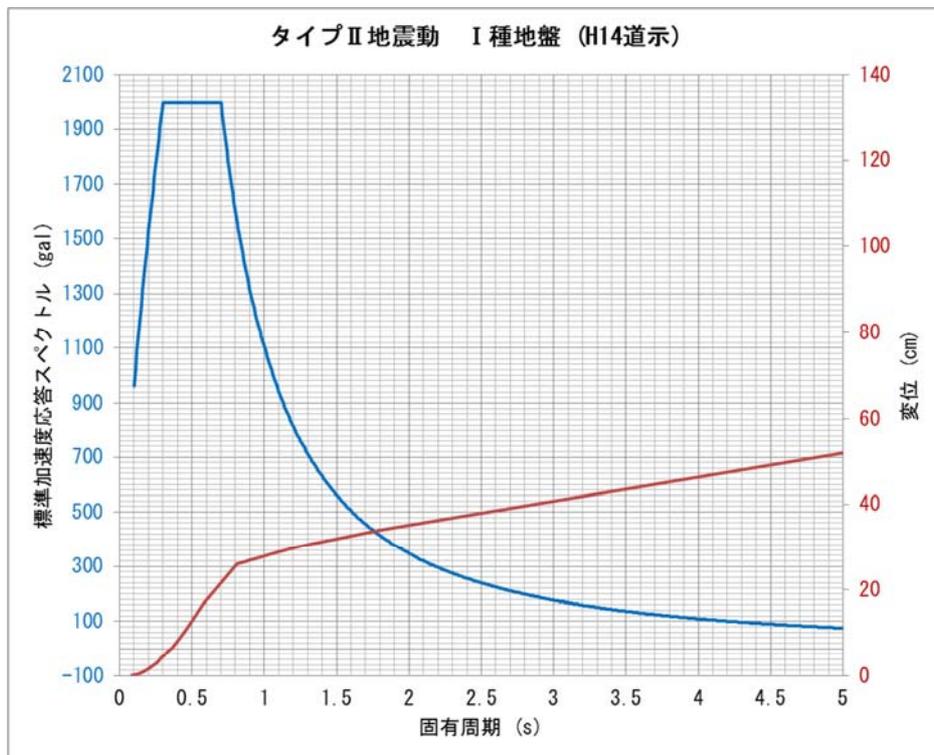


図 4.2.12 タイプ II I種地盤

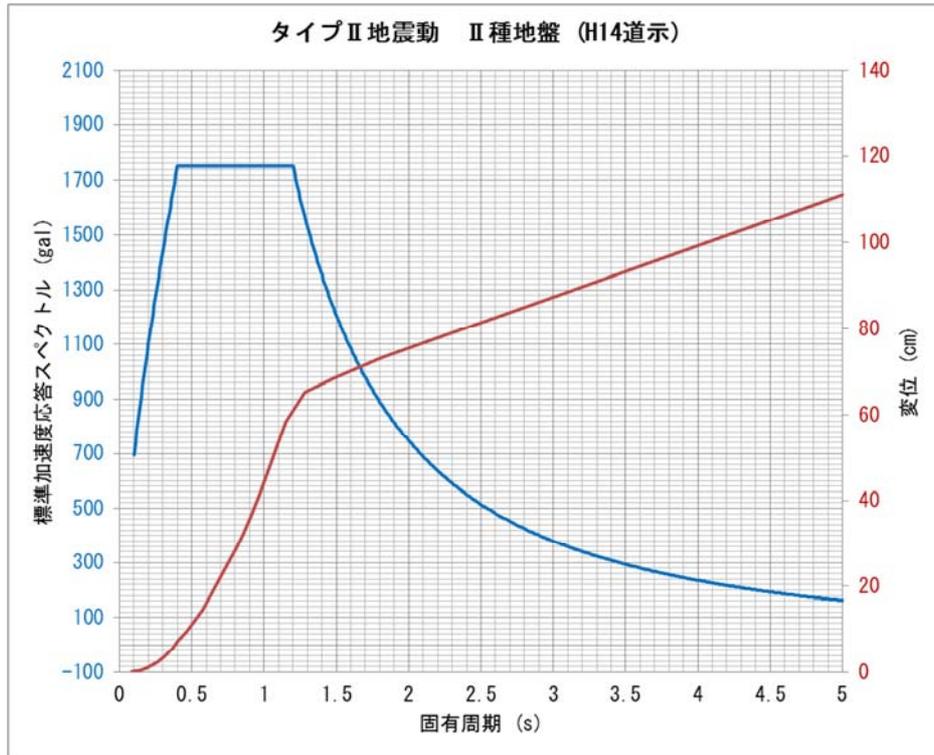


図 4.2.13 タイプII II種地盤

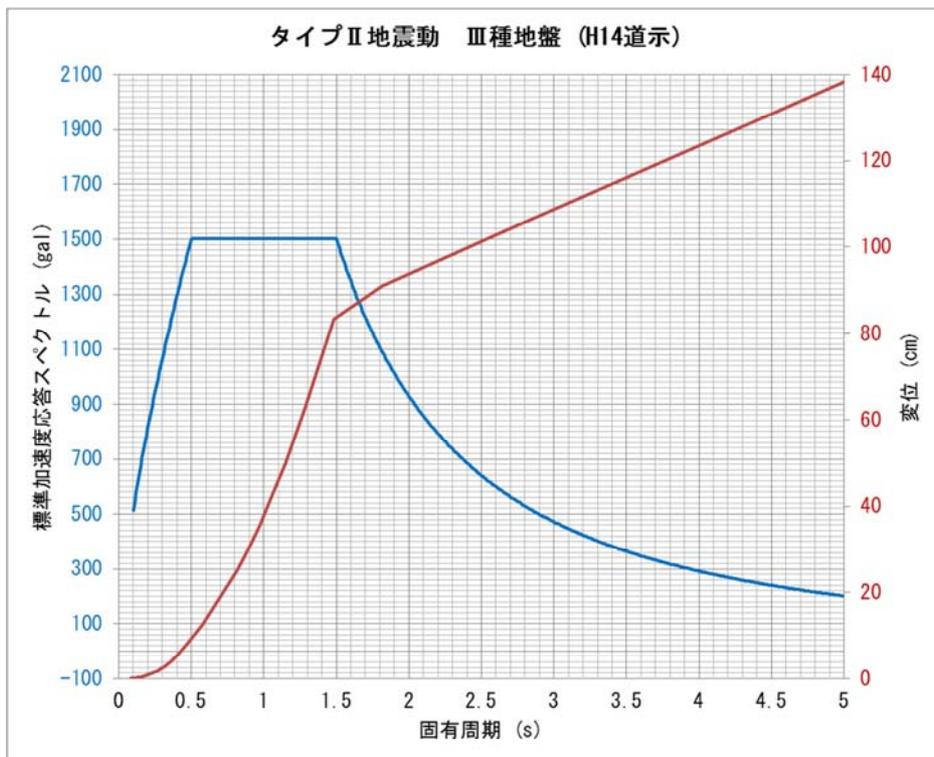


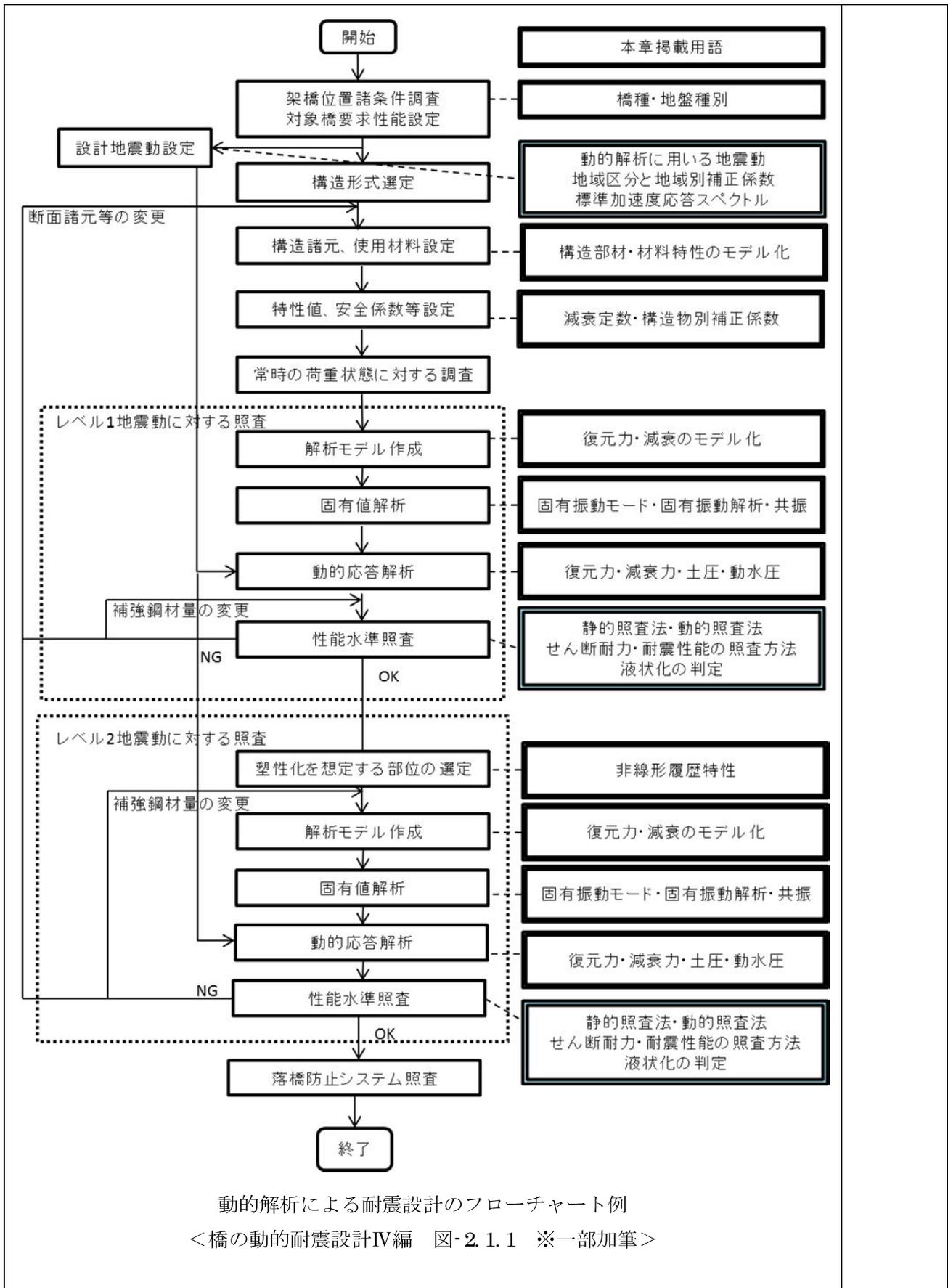
図 4.2.14 タイプII III種

## 5. 動的解析に関するキーワード解説

### 5-1. 概要

一般的な動的解析報告書によく出てくる用語，オーダーチェックを実施するうえで最低限必要なキーワードを，次ページの「動的解析による耐震設計のフローチャート例<橋の動的耐震設計IV編 図-2.1.1 ※一部加筆>」に従って解説する。

左列には耐震設計のフローチャートを，右列には本章掲載用語を記している。



5-2. 用語解説（橋の動的耐震設計法マニュアルによる）

※橋の動的耐震設計法マニュアルを“マニュアル”と表記する。

➤ 固有周期

構造物を自由振動させたときの揺れやすい周期

最も長い固有周期は基本固有周期

➤ 固有振動モード

固有周期で揺らしたときの揺れ方

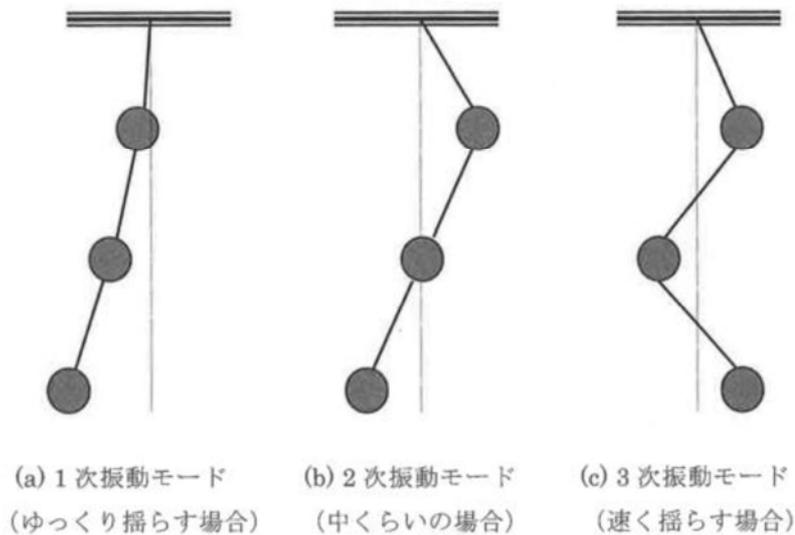


図-1.3 固有振動モード

I-2

➤ 固有振動解析

固有周期や固有振動モードを求めること

➤ 共振

固有周期に近い周期で力を繰り返し加えた時に振動が次第に大きくなること

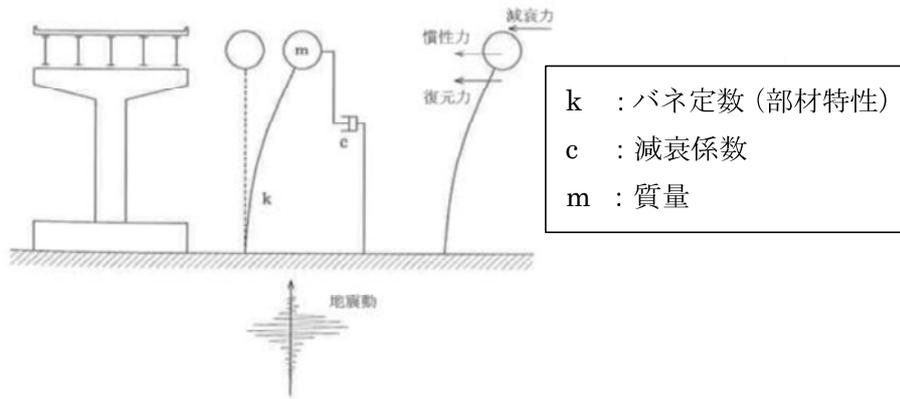
マニュアル  
P. I-2

➤ 復元力

力を加えた時に抵抗する力で、ある変形状態で荷重と釣り合う

➤ 減衰力

空気抵抗や地盤への振動エネルギーの散逸などによる力



(a)橋脚構造 (b)1質点系モデル (c)質点に作用する力

図-1.4 振動中の構造物に作用している力

マニュアル  
P. I-4

マニュアル  
P. I-5

➤ 静的照査法

- ・震度法…地震の影響によって構造物に生じる作用を静的な荷重に置き換えて構造物に作用させ、これによって生じる断面力や変位などを用いて耐震性能照査を行う。
- ・地震時保有水平耐力法…構造物の塑性域の地震時保有水平耐力や変形性能、エネルギー吸収を考慮して静的に耐震性能の照査を行う方法。

※静的照査法が適用できるのは、普通の形状をした橋脚により支持されるけた橋のように揺れ方が単純で、1次の固有周期が卓越し、これを考えれば橋の応答を推定できる構造形式に限定される。

➤ 動的照査法

動的現象を適切に考慮して設計すること。時刻歴応答解析法など動的解析法により構造物の応答値を算出する。

マニュアル  
P. I-8

マニュアル  
P. I-9

表-1.3 動的照査法と静的照査法の違い

	動的照査法	静的照査法
解析に用いるモデル	 多質点系モデル	 1質点系モデルのみ
地震動の扱い	地震動（時刻歴加速度あるいは加速度応答スペクトル）を入力	加速度応答スペクトルに相当する設計震度に質量を乗じた慣性力を静的に作用
構造物に作用する外力と内力	慣性力、復元力、減衰力	慣性力、復元力
解析方法	時刻歴応答解析法	例えば、地震時保有水平耐力法（地震動を静的な地震荷重に置き換えて、エネルギー一定則により応答値を算出する近似法）
減衰の評価	減衰力として評価（構造要素別に減衰定数を設定）	減衰は設計震度の設定に考慮する
非線形部材の扱い	塑性ヒンジ（柱基部等）の発生が想定される部材に非線形復元力特性を考慮	特定位置に塑性ヒンジが発生する部材の復元力特性を基本に1質点系モデルの復元力を設定
性能照査	最大応答値が許容値以内であることを照査	

➤ 構造部材のモデル化

- ・はり要素…曲げモーメント，ねじりモーメント，せん断力，軸力が部材に生じる場合に用いる。橋脚，けた橋の上部構造など。
- ・バネ要素…せん断力，軸力，回転モーメントが部材に生じる場合に用いる。ゴム支承，免震支承，基礎など。
- ・トラス要素…軸力のみが部材に生じる場合に用いる。斜張橋，吊橋など。

マニュアル  
P. 1  
- 15

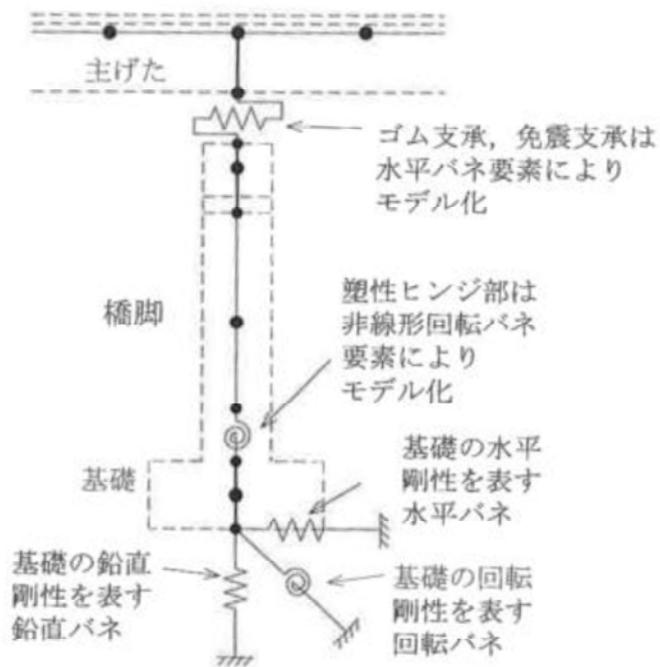


図-2.5 橋の動的解析モデルにバネ要素を配置する例

➤ 材料特性のモデル化

・鉄筋コンクリート橋脚…コンクリートと鉄筋のモデル化。一般に応力～ひずみ関係は、鉄筋が完全弾塑性のバイリニアモデル、コンクリートは横拘束筋による拘束効果を考慮。

・鋼製橋脚…鋼材とコンクリートのモデル化。一般に応力～ひずみ関係は、鋼材はバイリニアモデル、充填コンクリートは圧縮応力のみ考慮した非線形モデル。

マニュアル  
P. 1  
- 18

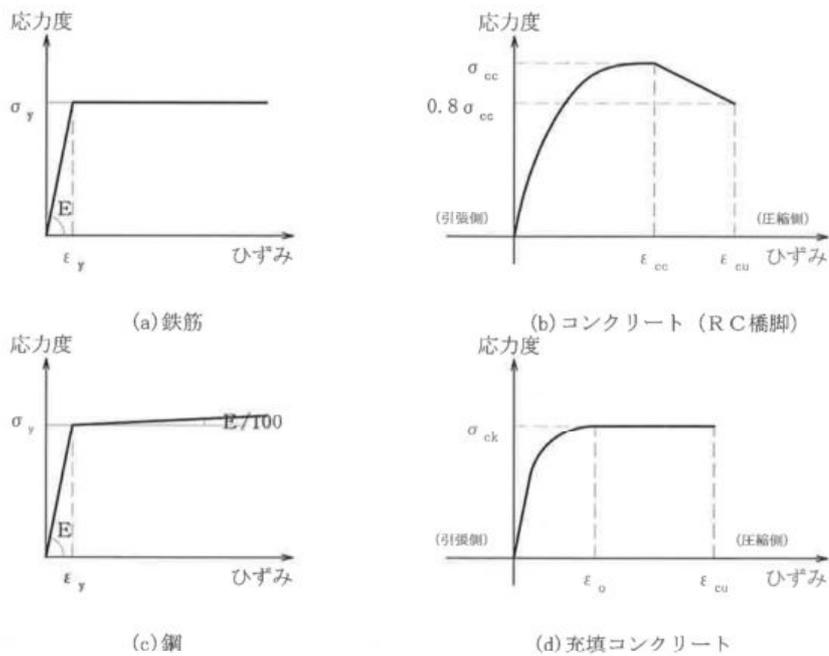


図-2.6 材料の非線形モデルの例

➤ 復元力のモデル化

- ・ゴム支承…水平力と水平変位の関係を弾性バネとしてモデル化。
- ・免震支承…水平力と水平変位の関係は非線形履歴のバイリニア型モデル。
- ・RC橋脚…水平力と水平変位の関係，曲げモーメントと回転角もしくは曲率の関係は，ひびわれ点，降伏点，終局点からなるトリリニア型モデル。また，ひびわれ点を省略したバイリニア型の骨格曲線としてモデル化する場合も多い。
- ・鋼製橋脚…水平力と水平変位の関係，曲げモーメントと回転角もしくは曲率の関係は，コンクリートを充填しないものは圧縮側の降伏点と引張側の降伏点および終局点からなるトリリニア型，コンクリートを充填したものは降伏点と終局点からなるバイリニア型となる。
- ・地盤バネ…基礎構造に大きな非線形特性が現れない場合は，地盤に生じるせん断ひずみの大きさに応じた等価線形化バネとして，基礎構造が降伏を超える場合は，剛性軟化型の非線形バネとしてモデル化。

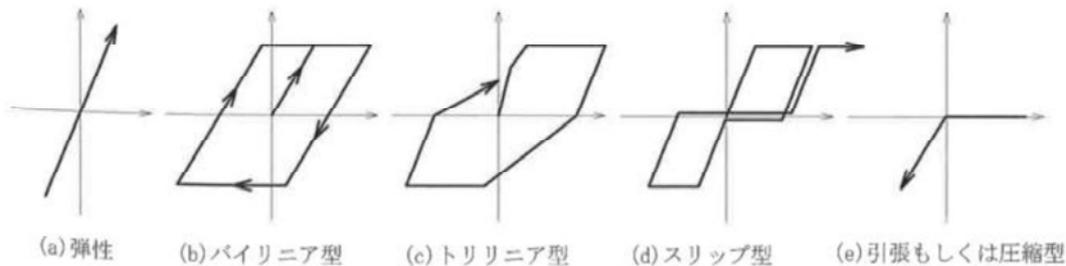


図-2.7 部材の復元力モデルの例

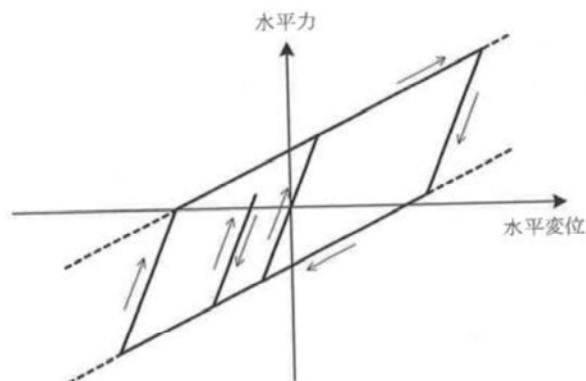
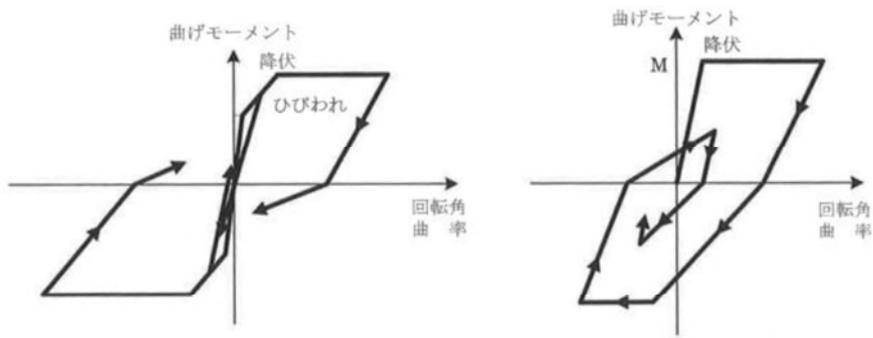


図-2.8 免震支承の非線形履歴モデルの例（バイリニア型）

マニュアル  
P. I  
- 19

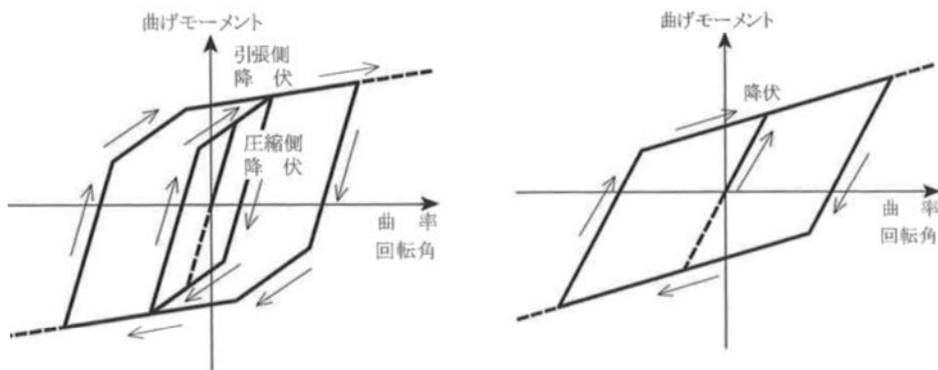
マニュアル  
P. I  
- 20



(a)トリリニア型

(b)バイリニア型

図-2.9 RC部材の非線形履歴モデルの例 (最大点指向剛性低下型)



(a)コンクリートを充填しない鋼断面  
(トリリニア型)

(b)コンクリートを充填した鋼断面  
(バイリニア型)

図-2.10 鋼部材の非線形履歴モデルの例 (トリリニア型とバイリニア型)

➤ 減衰のモデル化

構造物の振動エネルギーは、材料の内部減衰、摩擦減衰、粘性減衰、地盤等の外部へ散逸する減衰、非線形材料による履歴エネルギー吸収による履歴減衰等によって消散される。これらを速度に比例する粘性減衰により近似し、材料や部材ごとに減衰定数としてモデル化する。

減衰の評価方法には、質量マトリクスに比例する質量比例型、剛性マトリクスに比例する剛性比例型、両者を合成させた **Rayleigh**型、固有振動モードにおけるモードベクトルから構成するひずみエネルギー比例型等が用いられる。

質量比例型の減衰は固有振動数に減衰定数が反比例し、剛性比例型の減衰は固有振動数に比例すると仮定する。ひずみエネルギー比例型は各部材ごとの減衰特性をそれぞれ考慮する。**Rayleigh**型は2つの振動次数のモード減衰を使って減衰を評価する。

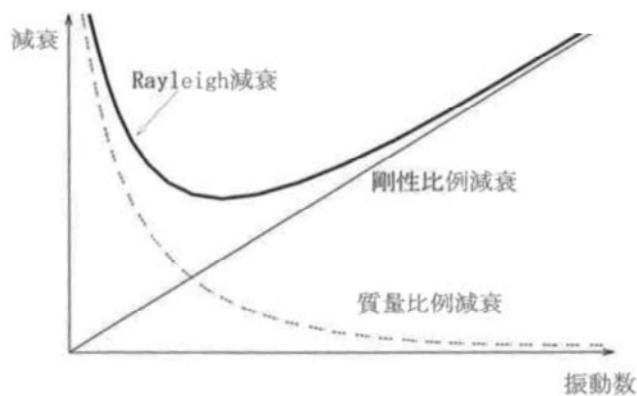


図-2.11 減衰の設定方法

➤ 橋梁でよく用いられるモデル化

- ・ 質点系モデル…上部構造を 1つの質点にモデル化し、それを支える支承、下部構造、基礎の剛性は 1つのバネに集約してモデル化。1次の振動モードが支配的な構造物に適用可能。
- ・ 支承～橋脚系モデル…塑性ヒンジは非線形回転バネ要素でモデル化、柱部は弾塑性はり要素とするのが一般的。
- ・ 連続げた橋の全体系モデル…支承～橋脚系のモデル化を上部構造を表すはり要素で接続し、一連の橋としてモデル化。橋脚のモデル化は支承～橋脚系のモデル化と同様。上部構造は弾性はり要素、2次元もしくは3次元骨組モデル。
- ・ ラーメン橋…連続げた橋同様に一連の橋をモデル化。橋脚の上端と基部に非線形バネ要素を設置。
- ・ アーチ橋…連続げた橋同様に一連の橋をモデル化。

マニュアル  
P. I  
-23

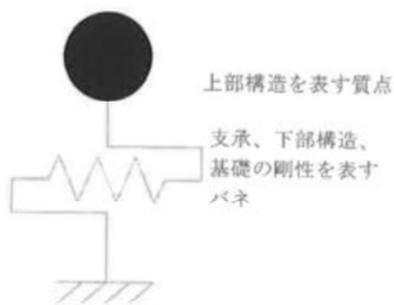


図-2.12 支承～橋脚系のモデル (1質点系モデル)

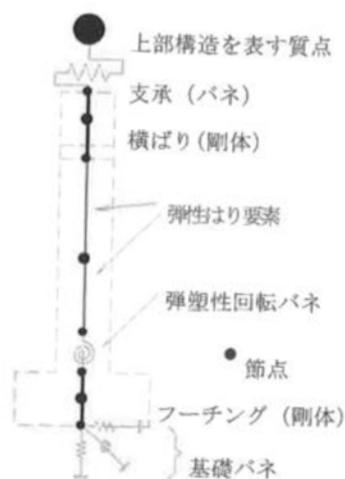


図-2.13 支承～橋脚系のモデル (多質点系モデル)

マニュアル  
P. I  
-24

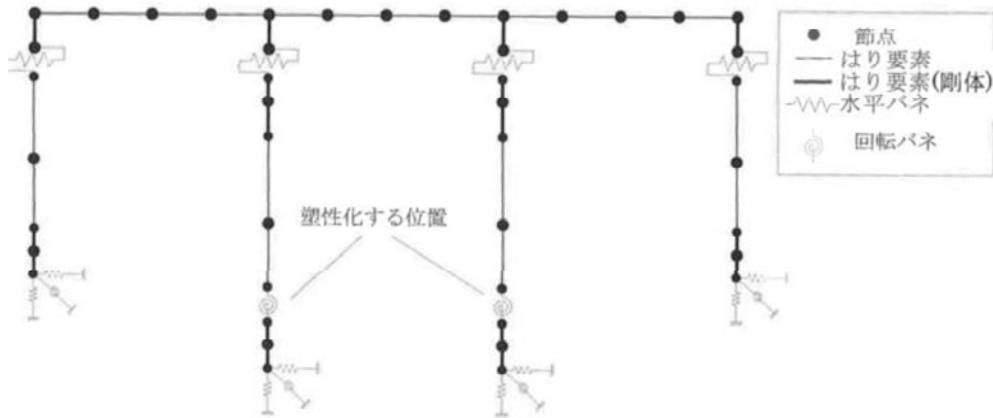


図-2.14 連続げた橋のモデル (多質点系モデル)

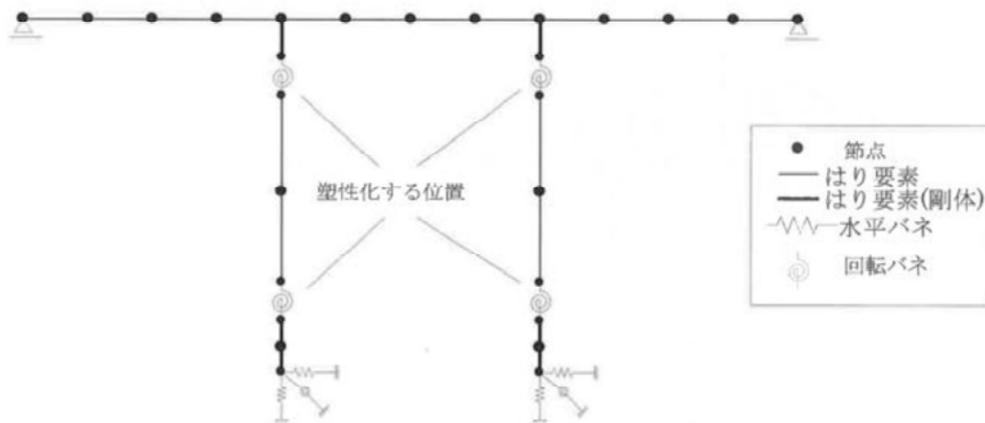


図-2.15 ラーメン橋のモデル

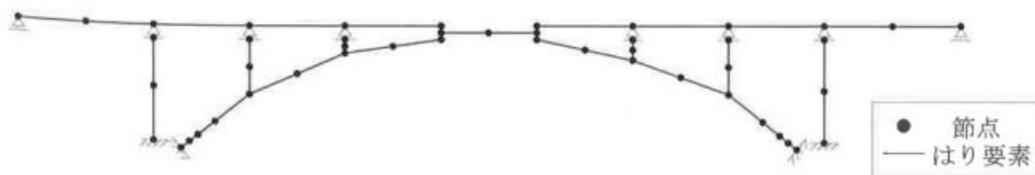


図-2.16 アーチ橋のモデル

### 5-3. 用語解説（道路橋示方書による）

以後本章では、平成 24 年 3 月発行の道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編を『H24 道示 V』、平成 14 年 3 月発行の道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編を『H14 道示 V』と記す。

#### 用語一覧

- ・ 橋種
- ・ 地盤種別
- ・ 構造物の固有周期
- ・ 地震時土圧
- ・ 地震時動水圧
- ・ 減衰定数の標準値
- ・ 構造物別補正係数
- ・ 鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性
- ・ 動的解析に用いる地震動
- ・ 地域区分と地域別補正係数
- ・ 標準加速度応答スペクトル
- ・ 鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力
- ・ 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法
- ・ 橋に影響を与える液状化の判定

➤ 橋種

地震後における橋の社会的役割や防災上の位置付け、橋としての機能が失われることの影響度の大きさ、道路種別の橋の機能および構造に応じて2種類の重要度区分を設定。B種の橋は特に重要度が高い橋とする。

表-2.3.1 橋の重要度の区分

橋の重要度の区分	対象となる橋	H14 から区分の変更なし
A種の橋	下記以外の橋	
B種の橋	<ul style="list-style-type: none"> <li>・高速自動車国道，都市高速道路，指定都市高速道路，本州四国連絡道路，一般国道の橋</li> <li>・都道府県道，市町村道のうち，複断面，跨線橋，跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋</li> </ul>	

H24 道示  
V 2.3

H14 から耐震性能の観点  
定義に変更なし

表-解2.2.1 耐震性能の観点

橋の耐震性能	耐震設計上の 安全性	耐震設計上の 供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能1： 地震によって橋としての <u>健全性を損なわない性能</u>	落橋に対する 安全性を確保 する	地震前と同じ 橋としての機 能を確保する	機能回復のた めの修復を必 要としない	軽微な修復で よい
耐震性能2： 地震による損傷が限定的 なものに留まり，橋とし ての <u>機能の回復が速やか</u> に行い得る性能	落橋に対する 安全性を確保 する	地震後橋とし ての機能を速 やかに回復で きる	機能回復のた めの修復が応 急修復で対応 できる	比較的容易に 恒久復旧を行 うことが可能 である
耐震性能3： 地震による損傷が橋とし て <u>致命的とならない性能</u>	落橋に対する 安全性を確保 する	—	—	—

H24 道示  
V 2.2

➤ 地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、地盤の特性値によって算出される基本固有周期から区別される。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (4.5.1)$$

$T_G$  : 地盤の基本固有周期(s)

$H_i$  : i 番目の地層の厚さ(m)

$V_{si}$  : i 番目の地層の平均せん断弾性速度(m/s)

i : 地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分される場合の、  
地表面から i 番目の地層の番号

$T_G$  の定義 : 微小ひずみ振幅領域における表層地盤の基本固有周期。  
H14 では地盤の特性値と呼称。

適用する杭形式  
I 種地盤 : 直接基礎  
II 種地盤 : 杭基礎  
III 種地盤 : 杭基礎,  
ケーソン基礎

表-4.5.1 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の基本固有周期 $T_G$ (s)
I 種	$T_G < 0.2$
II 種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III 種	$0.6 \leq T_G$

H14 から地盤種別に変更なし

H24 道示  
V 4.5

➤ 構造物の固有周期

変形により剛性が大きく変化するものがあるため、下部構造が1基か複数かで算出方法は2通りある。

- ・ 下部構造が1基の場合

$$T=2.01\sqrt{\delta} \dots\dots\dots (6.2.1)$$

T: 設計振動単位の固有周期(s)

δ: 耐震設計上の地盤面より上方にある下部構造重量の80%と、それが支持する上部構造の全重量相当力を慣性力方向に作用させたときの、上部構造の慣性力作用位置での変位(m)

共に H14 から算出式に変更なし

- ・ 下部構造が複数の場合

$$T=2.01\sqrt{\delta} \dots\dots\dots (6.2.2)$$

$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds} \dots\dots\dots (6.2.3)$$

T: 設計振動単位の固有周期(s)

ω(s): 上部構造及び下部構造の位置sにおける重量(kN m)

u(s): 上部構造及び耐震設計上の地盤面より上方の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力作用方向に作用させたときにその方向に生じる位置sにおける変位(m)

∫: 設計振動単位全体での積分

H24 道示  
V 6.2

➤ 地震時土圧

構造物の種類，土質条件，設計地震動レベル，地盤の動的挙動等より設定する。

- ・土圧強度算出式

$$p_{EA} = \gamma x K_{EA} + q' K_{EA} \dots\dots\dots (6.2.4)$$

$P_{EA}$ ：深さ  $x(m)$ における地震時主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{EA}$ ：地震時主働土圧係数で，式(6.2.5)より算出

<p>1) 背面が土とコンクリートの場合</p> <p style="padding-left: 20px;">砂及び砂れき <math>K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h</math></p> <p style="padding-left: 20px;">砂質土 <math>K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h</math></p> <p>2) 背面が土と土の場合</p> <p style="padding-left: 20px;">砂及び砂れき <math>K_{EA} = 0.22 + 0.81 k_h</math></p> <p style="padding-left: 20px;">砂質土 <math>K_{EA} = 0.26 + 0.97 k_h</math></p>	}	<p>..... (6.2.5)</p>
--	---	----------------------

H14 から算出式に変更なし

$k_h$ ：地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

$\gamma$ ：土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$q'$ ：地震時の地表載荷荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$q'$  は地震時に確実に作用するもののみとし，活荷重は含まない。

H24 道示  
V 6.2

➤ 地震時動水圧

水位，下部構造の形状及び寸法，設計地震動レベル等より設定する。

- ・レベル 1 地震動により下部構造に作用する地震時動水圧

(1) 片面のみに水が存在する場合

$$P = \frac{7}{12} k_h w_0 b h^2 \dots\dots\dots (6.2.6)$$

$$h_g = \frac{2}{5} h \dots\dots\dots (6.2.7)$$

P: 構造物に作用する地震時動水圧の合力(kN)

$k_h$ : レベル 1 地震動に対する設計水平震度

$w_0$ : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

h: 水深(m)

$h_g$ : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離(m)

b: 地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅(m)

(2) 周辺を完全に水が取り囲む場合

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{h} \leq 2.0 \text{ の場合} \\ P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left( 1 - \frac{b}{4h} \right) \\ 2.0 < \frac{b}{h} \leq 4.0 \text{ の場合} \\ P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left( 0.7 - \frac{b}{10h} \right) \\ 4.0 < \frac{b}{h} \text{ の場合} \\ P = \frac{9}{40} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6.2.8)$$

$$h_g = \frac{3}{7} h \dots\dots\dots (6.2.9)$$

P: 構造物に作用する地震時動水圧の合力(kN)

$k_h$ : レベル 1 地震動に対する設計水平震度

$w_0$ : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

h: 水深(m)

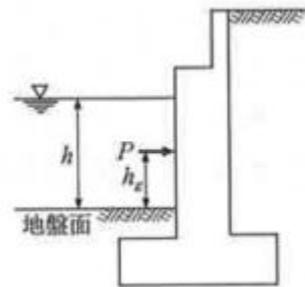
$h_g$ : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離(m)

b: 地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅(m)

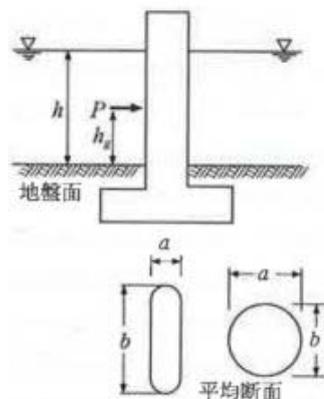
a: 地震時動水圧の作用方向の躯体幅(m)

$A_0$ : 構造物の断面積(m<sup>2</sup>)

H14 から算出式に変更なし



H14 から算出式に変更なし



➤ 減衰定数の標準値

従来は起振機実験や地震観測等で卓越周期ごとに測定された橋の減衰等を参考に定めた等価減衰定数を示していたが、H24 道示では一般的な動的解析で用いる値として標準値を示している。

H24 道示

表-解7.3.1 各構造要素の減衰定数の標準値

構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル：0.01)	0.03	-	
弾性支承	0.03 (使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数)		-	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
橋脚	0.03	0.05	0.01：コンクリートを充てんしない場合 0.02：コンクリートを充てんする場合	0.02
基礎	0.1：I種地盤上の基礎及び II種地盤上の直接基礎 0.2：上記以外の条件の基礎		-	

H24 道示  
V 7.3

H4 道示

表-解7.3.1 各構造要素の等価減衰定数の参考値

構造部材	弾性域にある場合		非線形域に入る場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02~0.03	0.03~0.05	実験等により別途検討して設定	
ゴム支承	等価減衰定数		-	
免震支承	-		9.3.3 に規定する等価減衰定数	
橋脚	0.03~0.05	0.05~0.1	0.1~0.2	0.1~0.2
基礎	0.1~0.3		0.2~0.4	

H4 道示  
V 7.3

➤ 構造物別補正係数

部材の塑性化の程度等の力学的特性を考慮する係数。

完全弾塑性型の 1 自由度振動系では

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \dots\dots\dots (6.4.5)$$

$\mu_a$  : 完全弾塑性型構造系の許容塑性率で、鉄筋コンクリート橋脚においては耐震性能 2 に対しては式(10.2.3)、耐震性能 3 に対しては式(10.2.4)より算出

$$\mu_{a2} = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha_2 \delta_y} \dots\dots\dots (10.2.3)$$

$$\mu_{a3} = \frac{\delta_{ls3}}{\alpha_3 \delta_y} \dots\dots\dots (10.2.4)$$

$\mu_{a2}$  : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の照査における許容塑性率

$\mu_{a3}$  : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 3 の照査における許容塑性率

$\delta_{ls2}$  : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 2 の限界状態に相当する変位(mm)

$\delta_{ls3}$  : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能 3 の限界状態に相当する変位(mm)

$\delta_y$  : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位(mm)

$\alpha_2$  : 耐震性能 2 の照査における許容塑性率算出時の安全係数(1.2)

$\alpha_3$  : 耐震性能 3 の照査における許容塑性率算出時の安全係数(1.2)

**H14 の算出式**

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots\dots\dots (10.2.3)$$

$\mu_a$  : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

$\delta_u$  : 鉄筋コンクリート橋脚の終局変位(mm)

$\delta_y$  : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位(mm)

$\alpha$  : 許容塑性率算出時の安全係数(タイプ I : 耐震性能 2⇒3.0 耐震性能 3⇒2.4)  
(タイプ II : 耐震性能 2⇒1.5 耐震性能 3⇒1.2)

H24 道示  
V 6.4

H24 道示  
V 10.2

H14 道示  
V 10.2

➤ 鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴特性

鉄筋コンクリート橋脚は、塑性変形が大きくなると除荷及び再載荷の剛性が低下する特性を有することから、塑性変形量に応じた剛性低下を表すことができるモデルを用いることが望ましい。Takeda モデルにおいて、曲げモーメント-曲率関係における除荷時の剛性は下記の式で与えられる。

$$K_{un} = K_1 \left| \frac{\phi_{max}}{\phi_y} \right|^{-\alpha} \dots\dots\dots (解10.2.1)$$

$K_1$  : 降伏剛性 (一次剛性) (N・mm<sup>2</sup>)

$\phi_{max}$  : 地震応答中に経験した最大の曲率 (1/mm)

$\phi_y$  : 降伏曲率 (1/mm)

$\alpha$  : 除荷時剛性低下指数

H24 から新たに加えられた

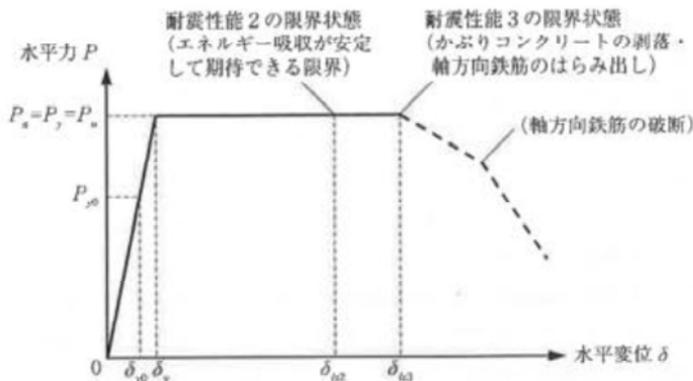


図-解10.2.1 曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位関係と限界状態

H14 では曲げ破壊型と判定された場合の地震時保有水平耐力及び許容塑性率が示されていた

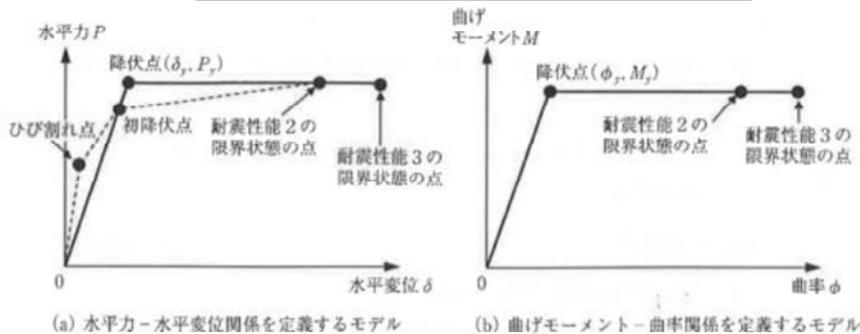


図-解10.2.3 鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線の例

H24 から新たに加えられた

H24 道示  
V 10.2

➤ 動的解析に用いる地震動

レベル 2 のタイプ I は 2011 年東北地方太平洋沖地震のような継続時間が長い特性を、タイプ II は 1995 年兵庫県南部地震のような継続時間は短いが構造物の非線形応答に与える影響が大きい特性を有する。

表-解7.2.1 動的解析に用いる振幅調整した加速度波形のもととした強震記録

(a) レベル 1 地震動

地盤種別	地震名	記録場所及び成分
I 種地盤	昭和 53 年宮城県沖地震	開北橋周辺地盤上 LG 成分
II 種地盤	昭和 43 年日向灘地震	板島橋周辺地盤上 LG 成分
III 種地盤	昭和 58 年日本海中部地震	津軽大橋周辺地盤上 TR 成分

(b) レベル 2 地震動 (タイプ I)

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名
I 種地盤	平成 15 年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上 EW 成分	I - I - 1
		開北橋周辺地盤上 EW 成分	I - I - 2
		新晩翠橋周辺地盤上 NS 成分	I - I - 3
II 種地盤	平成 15 年十勝沖地震	直別観測点地盤上 EW 成分	I - II - 1
		仙台河川国道事務所構内地盤上 EW 成分	I - II - 2
		阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS 成分	I - II - 3
III 種地盤	平成 15 年十勝沖地震	大樹町生花観測点地盤上 EW 成分	I - III - 1
		山崎震動観測所地盤上 NS 成分	I - III - 2
		土浦出張所構内地盤上 EW 成分	I - III - 3

(c) レベル 2 地震動 (タイプ II)

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名
I 種地盤	平成 7 年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS 成分	II - I - 1
		神戸海洋気象台地盤上 EW 成分	II - I - 2
		猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS 成分	II - I - 3
II 種地盤		JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分	II - II - 1
		JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分	II - II - 2
		大阪ガス箕合供給所構内地盤上 N27W 成分	II - II - 3
III 種地盤		東神戸大橋周辺地盤上 N12W 成分	II - III - 1
		ポートアイランド内地盤上 NS 成分	II - III - 2
		ポートアイランド内地盤上 EW 成分	II - III - 3

H24 から新たに加えられた

H24 道示  
V 7.2

➤ 地域区分と地域別補正係数

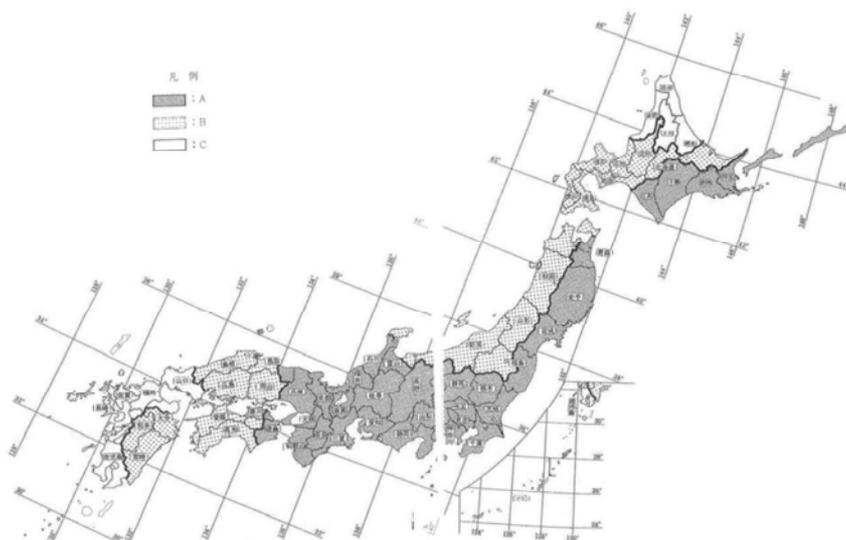
レベル2地震動（タイプI）について東海地震，東南海地震，南海地震等のプレート境界型の大規模地震の考慮するために，地域区分と地域別補正係数が改訂された。

H24 道示

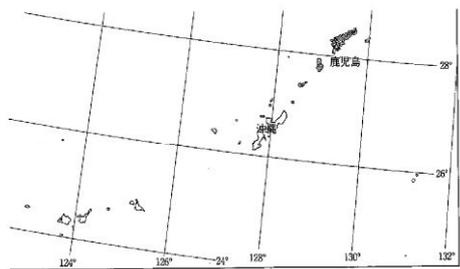
V 4.4



図-解4.4.1 主要なプレート境界型の地震の震源域



図解4.4.地域区分



東海・東南海・南海地震等プレート境界型の大規模な地震の影響が強い地域は補正係数を大きく設定

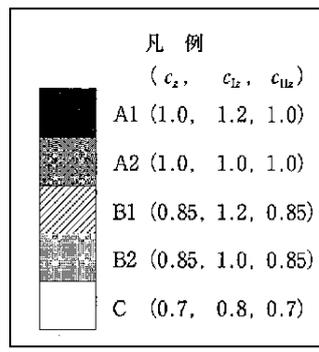
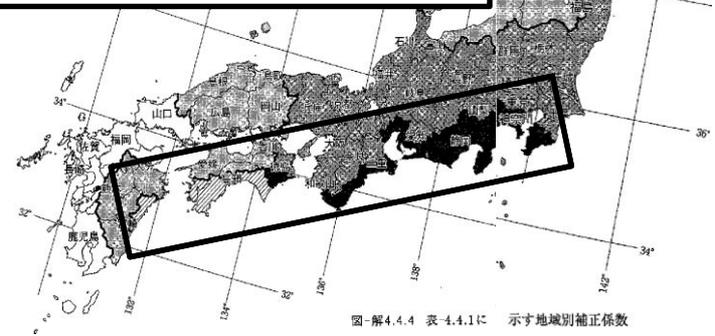


図-解4.4.4 表-4.4.1に 示す地域別補正係数

- $C_z$  : レベル 1 地震動の地域別補正係数
- $C_{1z}$  : レベル 2 地震動 (タイプ I) の地域別補正係数
- $C_{11z}$  : レベル 2 地震動 (タイプ II) の地域別補正係数

➤ 標準加速度応答スペクトル

旧基準

表-4.3.1 タイプⅠの地震動の標準加速度応答スペクトル  $S_{10}$

地盤種別	固有周期 $T$ (s) に対する $S_{10}$ (gal)		
	Ⅰ種	$T \leq 1.4$ $S_{10} = 700$	$1.4 < T$ $S_{10} = 980/T$
Ⅱ種	$T < 0.18$ $S_{10} = 1,505T^{1/3}$ ただし、 $S_{10} \geq 700$	$0.18 \leq T \leq 1.6$ $S_{10} = 850$	$1.6 < T$ $S_{10} = 1,360/T$
	Ⅲ種	$T < 0.29$ $S_{10} = 1,511T^{1/3}$ ただし、 $S_{10} \geq 700$	$0.29 \leq T \leq 2.0$ $S_{10} = 1,000$

タイプⅠについて、  
H14 から大幅変更

新基準

変更ポイント：短周期領域では大きくなり、  
長周期領域では小さくなった。

表-4.3.1 タイプⅠの地震動の標準加速度応答スペクトル  $S_{10}$

地盤種別	固有周期 $T$ (s) に対する $S_{10}$ (gal)		
	Ⅰ種	$T < 0.16$ $S_{10} = 2,579 T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.6$ $S_{10} = 1,400$
Ⅱ種	$T < 0.22$ $S_{10} = 2,153 T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.9$ $S_{10} = 1,300$	$0.9 < T$ $S_{10} = 1,170/T$
Ⅲ種	$T < 0.34$ $S_{10} = 1,719 T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.4$ $S_{10} = 1,200$	$1.4 < T$ $S_{10} = 1,680/T$

表-4.3.2 タイプⅡの地震動の標準加速度応答スペクトル  $S_{80}$

地盤種別	固有周期 $T$ (s) に対する $S_{80}$ (gal)		
	Ⅰ種	$T < 0.3$ $S_{80} = 4,463 T^{2/3}$	$0.3 \leq T \leq 0.7$ $S_{80} = 2,000$
Ⅱ種	$T < 0.4$ $S_{80} = 3,224 T^{2/3}$	$0.4 \leq T \leq 1.2$ $S_{80} = 1,750$	$1.2 < T$ $S_{80} = 2,371/T^{5/3}$
Ⅲ種	$T < 0.5$ $S_{80} = 2,381 T^{2/3}$	$0.5 \leq T \leq 1.5$ $S_{80} = 1,500$	$1.5 < T$ $S_{80} = 2,948/T^{5/3}$

タイプⅠの地震動は、プレート境界型の大規模な地震。平成 15 年に発生した十勝沖地震等において得られた強震記録及び回帰分析法の改良によって高度化された距離減衰式をもとに、地震動増幅特性を補正して推定した。この結果に基づき、東海地震等の地震動予測結果も踏まえ、新たに規定された。

H24 道示  
V 4.3

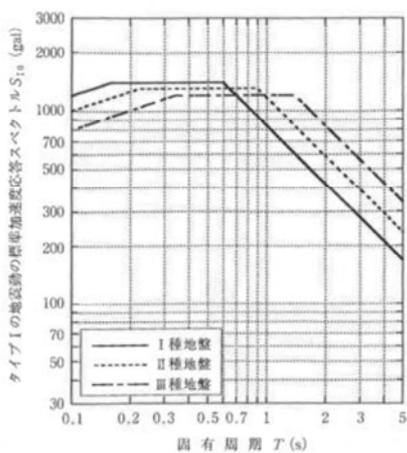


図-解4.3.1 タイプIの地震動の標準加速度応答スペクトル $S_{10}$

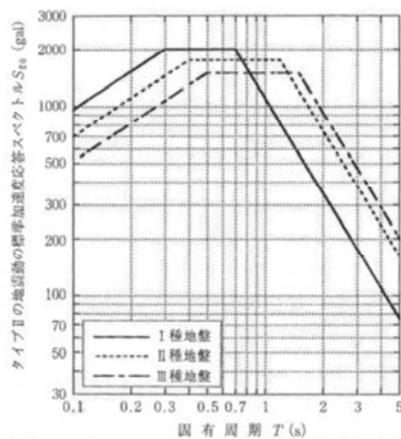


図-解4.3.2 タイプIIの地震動の標準加速度応答スペクトル $S_{20}$

➤ 鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力

H24 道示  
V 10.5

せん断耐力は、コンクリートが負担できる平均せん断耐力（コンクリートが負担できる平均せん断応力度から算出）と、せん断補強鉄筋が負担できる平均せん断耐力（降伏点を用いてトラス理論から算出）の和で算出する。

$$P_s = S_c + S_s \dots\dots\dots(10.5.1)$$

$$S_c = c_c c_e c_{pt} \tau_c b d \dots\dots\dots(10.5.2)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{xy} d (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15a} \dots\dots\dots(10.5.3)$$

$P_s$  : 鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力(N)

$S_c$  : コンクリートが負担するせん断耐力(N)

$\tau_c$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>), 表-10.5.1

$c_c$  : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数でタイプ I の地震動に対する照査では 0.6, タイプ II の地震動に対する照査では 0.8

$c_e$  : 橋脚断面の有効高 d に関する補正係数, 表-10.5.2

$c_{pt}$  : 軸方向引張鉄筋比  $p_t$  に関する補正係数, 表-10.5.3

b : せん断耐力を算出する方向に直角な方向の橋脚断面の幅(mm)

d : せん断耐力を算出する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高(mm)

$p_t$  : 軸方向引張鉄筋比で, 中立軸よりも引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和を bd で除した値(%)

$S_s$  : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力(N)

$A_w$  : 間隔 a 及び角度  $\theta$  で配筋されるせん断補強

$\sigma_{xy}$  : せん断補強鉄筋の降伏点(N/mm<sup>2</sup>)で, 上限 345N/mm<sup>2</sup>

$\theta$  : せん断補強鉄筋と鉛直軸とのなす角度(°)

a : せん断補強鉄筋の間隔(mm)

H14 道示では

$\sigma_{xy}$  : 帯鉄筋の降伏点(N/mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度(°)

a : 帯鉄筋の間隔(mm)

H24 道示

表-10.5.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $\tau_c$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	21	24	27	30
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.33	0.35	0.36	0.37

表-10.5.2 橋脚断面の有効高  $d$  に関する補正係数  $c_e$

有効高 (mm)	1000以下	3000	5000	10000以下
$c_e$	1.0	0.7	0.6	0.5

表-10.5.3 軸方向引張鉄筋比  $p_t$  に関する補正係数  $c_{pt}$

軸方向引張鉄筋比 (%)	0.2	0.3	0.5	1.0以上
$c_{pt}$	0.9	1.0	1.2	1.5

変更点

H14 道示

表-10.5.1 コンクリートの負担できる平均せん断応力度  $\tau_c$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	21	24	27	30	40
コンクリートの負担できる平均せん断応力度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

表-10.5.2 橋脚断面の有効高  $d$  に関する補正係数  $c_e$

有効高 (mm)	1000以下	3000	5000	10000以上
$c_e$	1.0	0.7	0.6	0.5

表-10.5.3 軸方向引張鉄筋比  $p_t$  に関する補正係数  $c_{pt}$

軸方向引張鉄筋比 (%)	0.2	0.3	0.5	1.0以上
$c_{pt}$	0.9	1.0	1.2	1.5

追加点

H24 道示  
V 10.5

H14 道示  
V 10.5

➤ 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法

塑性化やエネルギー吸収を複数個所に考慮する橋又はエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない構造の橋は、部材が塑性化することによって地震時の挙動が複雑になる。したがって耐震性能 1 では静的照査法であるが、耐震性能 2・3 では動的照査法を適用する。

H24 道示  
V 5.6

表-解5.6.1 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法

橋の動的 特性 照査 をする 耐震性能	地震時の挙動が 複雑ではない橋	塑性化やエネルギー 吸収を複数箇所に考 慮する橋又はエネ ルギー一定則の適用 性が十分検討されて いない構造の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
			高次モードの 影響が懸念さ れる橋	塑性ヒンジが形成さ れる箇所がはっきり しない橋又は複雑な 振動挙動をする橋
耐震性能 1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能 2 耐震性能 3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋 の例	<ul style="list-style-type: none"> <li>固定支承と可動支承により支持される桁橋 (曲線橋を除く)</li> <li>両端橋台の単純桁橋 (免震橋を除く)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>弾性支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋 (両端橋台の単純橋を除く)</li> <li>免震橋</li> <li>ラーメン橋</li> <li>鋼製橋脚に支持される橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>固有周期の長い橋</li> <li>橋脚高さが高い橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋</li> <li>アーチ橋</li> <li>トラス橋</li> <li>曲線橋</li> </ul>

H14 では「右記以外」とあったが具体的に明示された

H14 から  
トラス橋追加

➤ 橋に影響を与える液状化の判定  
2011年東北地方太平洋沖地震の事例分析の結果、液状化発生地点は下記規定の判定法に適合した。

(1) 液状化の判定を行う必要がある土層

沖積層の土層で次の3つの条件全てに該当する場合、液状化判定を行わなければならない。

- 1) 地下水位 10m以内かつ地表面から 20m以内に存在する飽和土層
- 2) 細粒分含有率 35%以下の土層または塑性指数 15以下の土層
- 3) 50%粒径が 10mm以下かつ 10%粒径が 1mm以下の土層

(2) 液状化の判定

以下の抵抗率  $F_L$  が 1.0以下の土層は液状化が生じると判定する。

$$F_L = R/L \quad \dots\dots\dots (8.2.1)$$

$$R = c_W R_L \quad \dots\dots\dots (8.2.2)$$

$$L = r_d k_{hgl} \sigma_v / \sigma_v' \quad \dots\dots\dots (8.2.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad \dots\dots\dots (8.2.4)$$

$$k_{hgl} = c_c k_{hgl0} \quad \dots\dots\dots (8.2.5)$$

(レベル1地震動及びレベル2地震動(タイプI)の場合)

$$c_W = 1.0$$

(レベル2地震動(タイプII)の場合)

$$c_W = 1.0 \quad (R_L \leq 0.1)$$

$$c_W = 3.3R_L + 0.67 \quad (0.1 < R_L \leq 0.4)$$

$$c_W = 2.0 \quad (0.4 < R_L)$$

} ..... (8.2.6)

表-8.2.1 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値  $k_{hgl}$

	レベル1 地震動	レベル2 地震動 (タイプI)	レベル2 地震動 (タイプII)
I種地盤	0.12	0.50	0.80
II種地盤	0.15	0.45	0.70
III種地盤	0.18	0.40	0.60

- $F_L$ : 液状化に対する抵抗率
- $R$ : 動的せん断強度比
- $L$ : 地震時せん断応力比
- $c_W$ : 地震動特性による補正係数
- $R_L$ : 繰返し三軸強度比で、(3)の規定により昇田
- $r_d$ : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
- $k_{hgl}$ : 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度
- $k_{hgl0}$ : 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値、表-8.2.1
- $\sigma_v$ : 地表面からの深さ  $x(m)$ における全上載圧( $kN/m^2$ )
- $\sigma_v'$ : 地表面からの深さ  $x(m)$ における有効上載圧( $kN/m^2$ )
- $x$ : 地表面からの深さ( $m$ )

$k_{hg}$ : レベル2地震動の地盤面における設計水平震度 (H14)

液状化判定材料は地下水位と飽和土層の深さ・細粒分含有量・粒径等だが、粒度の影響・年代効果の影響・地震動の周期特性と地盤特性の関係の影響等、様々な未解明要因がある。