

## 第5章 耐震設計

1. 総則	5-1
2. 橋の耐震設計の基本	5-2
2.1 総則	5-2
2.2 耐荷性能に関する基本事項	5-2
2.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況	5-2
2.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態	5-2
2.2.3 耐荷性能	5-3
2.3 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況	5-3
2.4 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況に対する限界状態	5-4
2.4.1 一般	5-4
2.4.2 橋の限界状態1に対応する上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態	5-4
2.4.3 橋の限界状態2に対応する上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態	5-4
2.4.4 橋の限界状態3に対応する上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態	5-4
2.4.5 上部構造、下部構造及び上下部接続部を構成する部材等の限界状態	5-5
2.4.6 部材等の限界状態	5-5
2.5 耐荷性能の照査	5-5
2.6 構造解析	5-7
2.7 その他の必要事項	5-7
2.7.1 一般	5-7
2.7.2 構造設計上の配慮事項	5-7
3. 橋に作用する地震動の特性値	5-8
3.1 地震動の特性値の設定	5-8
3.2 レベル1地震動の特性値	5-8
3.3 レベル2地震動の特性値	5-8
3.4 地域別補正係数	5-9
3.5 耐震設計上の地盤面	5-10
3.6 耐震設計上の地盤種別	5-11
3.7 耐震設計上の基盤面	5-12
4. 地震の影響の特性値	5-13
4.1 慣性力	5-13
4.1.1 一般	5-13
4.1.2 動的解析を用いる場合の慣性力	5-13
4.1.3 静的解析を用いる場合の慣性力	5-14
4.1.4 設計振動単位	5-14
4.1.5 設計振動単位の固有周期	5-14
4.1.6 設計水平震度	5-15
4.2 地震時土圧	5-17
4.3 地震時動水圧	5-18
4.4 地盤の流動力	5-18
4.4.1 一般	5-18
4.4.2 橋の影響を与える流動化が生じる地盤の判定	5-18
4.4.3 流動力の算出方法	5-19
5. 構造解析手法	5-20

5.1 一般	5-20
5.2 動的解析	5-20
5.3 静的解析	5-22
6. 地震の影響を考慮する状況における部材等の設計	5-23
6.1 地震の影響を考慮する状況における部材等の限界状態	5-23
6.2 塑性化を期待する鉄筋コンクリート部材	5-23
6.3 塑性化を期待する鋼部材	5-23
6.4 プレストレスを導入するコンクリート部材	5-23
6.5 接合部の設計	5-23
7. 地盤の液状化	5-24
7.1 一般	5-24
7.2 橋に影響を与える液状化の判定	5-24
7.3 耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその扱い	5-25
8. 鉄筋コンクリート橋脚	5-26
8.1 適用の範囲	5-26
8.2 一般	5-26
8.3 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定及び地震時保有水平耐力	5-26
8.4 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態	5-27
8.5 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位	5-29
8.6 鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値	5-29
8.7 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位	5-29
8.8 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び限界状態	5-29
8.9 鉄筋コンクリート橋脚の構造細目	5-29
8.10 鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋の段落し	5-30
8.11 鉄筋コンクリート橋脚と基礎の接合部の設計	5-30
9. 鋼製橋脚	5-31
9.1 適用の範囲	5-31
9.2 一般	5-31
9.3 鋼製橋脚の限界状態2及び限界状態3	5-31
9.4 鋼製橋脚の限界状態に対する水平耐力及び水平変位	5-31
9.5 鋼製橋脚の構造細目	5-31
9.6 鋼製橋脚と基礎の接合部の設計	5-31
10. 橋脚基礎	5-32
10.1 適用の範囲	5-32
10.2 一般	5-32
10.3 橋脚基礎に作用する力	5-33
10.4 橋脚基礎の塑性化を考慮する場合の橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位の算出	5-33
11. 橋台及び橋台基礎	5-35
11.1 適用の範囲	5-35
11.2 一般	5-35
11.3 橋台及び橋台基礎に作用する力	5-35
11.4 橋台基礎の塑性化を期待する場合の橋台基礎の応答塑性率の算出	5-36
12. 上部構造	5-37
12.1 適用の範囲	5-37
12.2 一般	5-37
12.3 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態1	5-37

12.4 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態3	5-37
12.5 構造細目	5-38
12.5.1 上部構造の構造細目	5-38
12.5.2 支承部と上部構造と接合部における構造細目	5-38
13. 上下部接合部	5-39
13.1 支承部	5-39
13.1.1 支承部に作用する力	5-39
13.1.2 支承部の限界状態	5-39
13.1.3 支承部の耐荷性能の照査	5-39
13.1.4 上下部構造との取付部	5-39
13.2 遊間及び伸縮装置	5-40
13.2.1 遊間	5-40
13.2.2 伸縮装置	5-40
13.3 落橋防止システム	5-41
13.3.1 一般	5-41
13.3.2 橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策	5-42
13.3.3 橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策	5-42
13.3.4 回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策	5-43
13.3.5 必要桁かかり長	5-46
13.3.6 落橋防止構造	5-48
13.3.7 横変位拘束構造	5-48
13.3.8 落下防止構造及び横変位拘束構造の構造設計上の配慮	5-48
13.3.9 落下防止構造及び横変位拘束構造の設置の例外	5-48
14. 免震橋	5-54
14.1 適用の範囲	5-54
14.2 一般	5-54
14.3 免震橋における下部構造の限界状態	5-55
15. その他の構造形式	5-56
15.1 地震時水平力分散構造	5-56
15.2 ラーメン橋	5-56
15.3 曲線橋	5-57
15.4 高橋脚	5-57

## 第5章 耐震設計

### 1. 総則

H29 道路橋示方書・同解説（以下「道示」という。）の改定を受けて限界状態設計法の対応した構成とするとともに、道示 I 編の章構成と対応させている。

1 節では、道示 I 編 1.7.1 及び 1.8.1 に対応した構成とし、1.4 で架橋位置と形式の選定において耐震設計上考慮する事項を示している。津波、斜面崩壊等及び断層変位に対して、これらの影響を受けない架橋位置又は橋の形式の選定を行うことが標準とされた。また、1.6 から 1.8 で設計の前提となる各種の条件を示している。

2 節では、耐震設計上の橋の重要度を規定するとともに、耐荷性能を照査する場合の地震の影響による状況、状態と橋、構造、部材の限界状態、耐荷性能の照査方法を示している。2.7 その他の必要事項では、耐震設計上、橋の性能を満足するために必要な事項として 3 項目を挙げている。この中で、H28 熊本地震のロッキング橋脚を有する橋梁の被災事例を踏まえて、支承が破壊しても下部構造が不安定とならず上部構造を支持できる構造形式とすることが規定された。

3 節では橋に作用する地震動の特性値を、4 節では地震の影響の特性値を規定している。

5 節では構造解析手法について規定しているが、「動的解析を用いることを標準とする」としていることに注意が必要である。

6 節では、各限界状態における部材等の設計に関する規定が示されている。この章では、鋼部材及びコンクリート部材一般の設計として、塑性化を期待する場合の限界状態の設定の考え方が規定された。また、接合部の設計の考え方が新たに規定され、接合部に求める耐荷機構を明らかにし、接合部と接合される部材の限界状態の関係を明確にしたうえで設計することとされた。

7 節では、地盤の液状化が橋に及ぼす影響について規定が示されている。地盤の液状化の判定をより合理的に行うことができるように、既往地震の事例分析、実験データの蓄積等に基づき、土の液状化特性に与える粒度の影響の評価方法が見直された。

8 節から 14 節までは、構造別、形式別に限界状態、設計方法、構造細目を規定している。

2. 橋の耐震設計の基本

2.1 総則

- (1) 橋の耐震設計は、道示 I 編 1.8 に規定する橋の性能を満足するようにしなければならない。
- (2) 橋の耐震設計にあたっては、耐震設計上の橋の重要度を、地震後における橋の社会的役割及び地域の防災計画上の位置付けを考慮して、表 2.1.1 に示すように耐震設計上の重要度が標準的な橋及び特に重要度が高い橋（以下それぞれ「A種の橋」及び「B種の橋」という。）の2つに区分する。

表 2.1.1 耐震設計上の橋の重要度の区分

耐震設計上の橋の重要度の区分	対象となる橋
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>・都道府県道のうち，複断面，跨線橋，跨道橋又は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> <li>・市町村道のうち，複断面，跨線橋，跨道橋又は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>

愛知県における橋梁の耐震設計上の重要度は、以下のとおりとする。

表 2.1.2 耐震設計における橋の重要度

道路種別 \ 構造機能	構造機能	左記以外の橋
	<ul style="list-style-type: none"> <li>・複断面，跨線橋，跨道橋</li> <li>・緊急輸送道路指定区間の橋及びその代替機能路線の橋</li> <li>・完成時4車線以上の橋（一般県道）</li> <li>・特に重要な橋（市町村道）</li> </ul>	
一般国道，主要地方道	特に重要度が高い橋（B種の橋）	特に重要度が高い橋（B種の橋）
一般県道，市町村道	特に重要度が高い橋（B種の橋）	重要度が標準的な橋（A種の橋）

- (3) 橋の耐震設計では、以下の 1) から 3) を満足しなければならない。
  - 1) 橋の耐荷性能を上部構造，下部構造及び上下部接続部の耐荷性能で代表させるとき，上部構造，下部構造及び上下部接続部は，少なくとも道示 I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有すること。
  - 2) 上部構造，下部構造及び上下部接続部の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させるとき，これらを構成する部材等は，少なくとも道示 I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有すること。
  - 3) 橋の性能を満足するために必要なその他の事項を適切に設定し，その事項に対して必要な性能を有すること。
- (4) 道示 I 編 1.8.2 に規定する設計の手法のうち，地震の影響を評価するための構造解析については，2.6 によることを標準とする。

2.2 耐荷性能に関する基本事項

2.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況

橋の耐震設計では，上部構造，下部構造及び上下部接続部の耐荷性能並びに部材等の耐荷性能の照査において，変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において，地震の影響を含む設計状況を考慮する。

2.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態

- (1) 橋の耐震設計にあたっては，道示 I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する上部構造，下

部構造及び上下部接続部の状態を、1) から 3) の区分に従って設定する。

- 1) 上部構造，下部構造又は上下部接続部として荷重を支持する能力が低下しておらず，耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態
  - 2) 上部構造，下部構造又は上下部接続部として荷重を支持する能力の低下があるものの，その程度は限定的であり，耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態
  - 3) 上部構造，下部構造又は上下部接続部として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態
- (2) 部材等の耐荷性能の照査にあたっては，道示 I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する部材等の状態を，1) から 3) の区分に従って設定する。
- 1) 部材等として荷重を支持する能力が低下していない状態
  - 2) 部材等として荷重を支持する能力が低下しているものの，その程度は限定的であり，あらかじめ想定する範囲にある状態
  - 3) 部材等として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態

### 2.2.3 耐荷性能

橋の耐震設計では，上部構造，下部構造及び上下部接続部並びに部材等は，道示 I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するよう，2.2.1 で設定する耐荷性能の照査において考慮する状況に対して，2.2.2 で設定する耐荷性能の照査において考慮する状態に，設計供用期間中において所要の信頼性をもって留まるようにしなければならない。

### 2.3 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況

- (1) 橋の耐震設計にあたっては，上部構造，下部構造及び上下部接続部並びに部材等の耐荷性能の照査において，2.2.1 に規定する状況を，少なくとも道示 I 編 3.2 に従い，作用の特性値，作用の組合せ，荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定しなければならない。
- (2) 道示 I 編 8.19 に規定する地震の影響 (EQ) は，以下の 1) から 5) の影響を考慮することを標準とする。
  - 1) 構造物及び土の重量に起因する慣性力 (以下「慣性力」という。)
  - 2) 地震時土圧
  - 3) 地震時動水圧
  - 4) 地盤振動変位
  - 5) 液状化に伴って生じる地盤の流動化の影響 (以下「地盤の流動力」という。)
- (3) (2) 1) から 5) に規定する地震の影響の特性値は，変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のそれぞれで考慮する橋に作用する地震動の特性値に基づき適切に設定しなければならない。
- (4) 橋に作用する地震動の特性値を設定するにあたっては，慣性力をその面より上方では考慮しその面より下方では考慮しないと定める地盤面 (以下「耐震設計上の地盤面」という。) を設定しなければならない。
- (5) 橋に作用する地震動の特性値は，耐震設計上の地盤面に入力するものとして設定しなければならない。
- (6) 橋に作用する地震動の特性値は，本章 3. の規定により設定する。
- (7) (2) 1) から 5) に規定する地震の影響は，以下の 1) から 5) により考慮する。
  - 1) 慣性力は 4.1 の規定により算出する。
  - 2) 地震時土圧は 4.2 の規定により算出する。
  - 3) 地震時動水圧は 4.3 の規定により算出する。
  - 4) 地盤振動変位が橋に与える影響は，構造条件及び地盤条件に応じて適切に設定しなければならない。

5) 地盤の流動力は 4.4 の規定により算出する。

## 2.4 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況に対する限界状態

### 2.4.1 一般

(1) 橋の耐震設計における上部構造，下部構造，上下部接続部（以下これらを「各構造」という。）又は各構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては，2.2.2 に規定する耐荷性能の照査において考慮する状態の限界を，各構造又は各構造を構成する部材等の限界状態として適切に設定しなければならない。

(2) 橋の耐震設計における橋の耐荷性能の照査にあたって，各構造の限界状態によって橋の限界状態 1，橋の限界状態 2 及び橋の限界状態 3 を代表させる場合には，それぞれ 2.4.2 から 2.4.4 の規定に従って各構造の限界状態を設定し，これを組み合わせることを標準とする。

(3) 橋の耐震設計における各構造の耐荷性能の照査にあたって，各構造を構成する部材等の限界状態によって，各構造の限界状態 1，限界状態 2 及び限界状態 3 を代表させる場合には，2.4.5 の規定に従って各構造を構成する部材等の限界状態を設定し，これを組み合わせることを標準とする。

### 2.4.2 橋の限界状態 1 に対応する上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態

橋の耐震設計にあたって，道示Ⅰ編 4.1 に規定する橋の限界状態 1 を各構造の限界状態で代表させる場合には，以下の 1) から 3) とする。

#### 1) 上部構造

道示Ⅱ編 3.4.2 又は道示Ⅲ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1

#### 2) 下部構造

道示Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態 1

#### 3) 上下部接続部

支承部を用いる場合には，道示Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 1

### 2.4.3 橋の限界状態 2 に対応する上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態

橋の耐震設計にあたって，道示Ⅰ編 4.1 に規定する橋の限界状態 2 を各構造の限界状態で代表させる場合には，以下の 1) から 3) とする。ただし，下部構造の限界状態を限界状態 2 とする場合は，これと組み合わせる上下部接続部の限界状態は限界状態 1 とし，上下部接続部の限界状態を限界状態 2 とする場合は，これと組み合わせる下部構造の限界状態は限界状態 1 とすることを標準とする。

#### 1) 上部構造

道示Ⅱ編 3.4.2 又は道示Ⅲ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1

#### 2) 下部構造

道示Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態 1 又は限界状態 2

#### 3) 上下部接続部

支承部を用いる場合には，道示Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 1 又は限界状態 2

### 2.4.4 橋の限界状態 3 に対応する上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態

橋の耐震設計にあたって，道示Ⅰ編 4.1 に規定する橋の限界状態 3 を各構造の限界状態で代表させる場合には，以下の 1) から 3) とする。ただし，下部構造の限界状態を限界状態 3 とする場合は，これと組み合わせる上下部接続部の限界状態は限界状態 1 とし，上下部接続部の限界状態を限界状態 3 とする場合は，これと組み合わせる下部構造の限界状態は限界状態 1 とすることを標準とする。

#### 1) 上部構造

道示Ⅱ編 3.4.2 又は道示Ⅲ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1 又は限界状態 3

## 2) 下部構造

道示Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態 1 又は限界状態 3

## 3) 上下部接続部

支承部を用いる場合には、道示Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 1 又は限界状態 3

**2.4.5 上部構造、下部構造及び上下部接続部を構成する部材等の限界状態**

- (1) 橋の耐震設計にあたって、道示Ⅰ編 4.2 に規定する各構造の限界状態 1 を、各構造を構成する部材等の限界状態で代表させる場合には、各構造を構成するいずれかの部材等が 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 1 に達したときとすることを標準とする。
- (2) 橋の耐震設計にあたって、道示Ⅰ編 4.2 に規定する各構造の限界状態 2 を、各構造を構成する部材等の限界状態で代表させる場合には、各構造を構成するいずれかの部材が 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 2 に達したときとし、このときその他の部材が限界状態 1 を超えないことを標準とする。部材等の限界状態 2 となる部材を選定するにあたっては、少なくとも塑性化を期待する部材並びにその塑性化する位置及び範囲が、調査及び修復が容易にできることを標準とする。
- (3) 橋の耐震設計にあたって、道示Ⅰ編 4.2 に規定する各構造の限界状態 3 を、各構造を構成する部材等の限界状態で代表させる場合には、これらを構成するいずれかの部材が 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 3 に達したときとし、その他の部材が限界状態 1 を超えないことを標準とする。

**2.4.6 部材等の限界状態**

- (1) 道示Ⅰ編 4.3 に規定する各構造を構成する部材等の限界状態 1 を、道示Ⅱ編 3.4.3、道示Ⅲ編 3.4.3 及び道示Ⅳ編 3.4.3 の規定により設定することができる。
- (2) 道示Ⅰ編 4.3 に規定する各構造を構成する部材等の限界状態 2 は、部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐力力が想定する範囲で確保できる限界の状態とする。
- (3) 道示Ⅰ編 4.3 に規定する各構造を構成する部材等の限界状態 3 を、道示Ⅱ編 3.4.3、道示Ⅲ編 3.4.3 及び道示Ⅳ編 3.4.3 の規定により設定することができる。
- (4) 部材等の限界状態は、その状態を表す工学的指標によって適切に関連付けることを標準とする。
- (5) 地震の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連づける場合には、道示Ⅱ編 3.4.1、道示Ⅲ編 3.4.1 及び道示Ⅳ編 3.4.1 の規定によるほか、限界状態に対応する特性値の設定にあたっては、以下の 1) 及び 2) を満足しなければならない。
  - 1) 地震による繰返し作用が部材等の状態に及ぼす影響を考慮する。
  - 2) 部材等の構造条件に応じた、部材等の耐力、非線形履歴特性及び破壊形態が考慮できる適切な知見に基づいた方法による。
- (6) 各構造及び各構造を構成する部材等について、道示Ⅴ編 6 章及び 8 章以降の規定に従い工学的指標の特性値又は制限値を定める場合には、(4) 及び (5) を満足するとみなしてよい。

**2.5 耐荷性能の照査**

- (1) 橋の耐震設計にあたって、各構造又は各構造を構成する部材等の耐荷性能の照査は、2.2.3 に規定する耐荷性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。
- (2) 道示Ⅰ編 5 章の規定に従い橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合の部材等の耐荷性能の照査は、以下の 1) 及び 2) に従い行うことを標準とする。
  - 1) 2.3(1) に規定する作用の組合せに対して、部材等の耐荷性能に応じて定める 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 を、各々に必要な信頼性をもって超えない



ことを式 (2.5.1) 及び式 (2.5.2) を満足することにより確認する。

$$\sum S_i (\gamma_{pi} \gamma_{qi} P_i) \leq \xi_1 \Phi_{RS} R_s \dots\dots\dots \text{式 (2.5.1)}$$

$$\sum S_i (\gamma_{pi} \gamma_{qi} P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \Phi_{RU} R_U \dots\dots\dots \text{式 (2.5.2)}$$

ここに、

$P_i$  : 作用の特性値

$S_i$  : 作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等の応答値

$R_s$  : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る特性値

$R_U$  : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る特性値

$\gamma_{pi}$  : 荷重組合せ係数

$\gamma_{qi}$  : 荷重係数

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\xi_2$  : 部材・構造係数

$\Phi_{RS}$  : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数

$\Phi_{RU}$  : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数

- 2) 部材等の限界状態を代表させる事象を、部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 と限界状態 3 のいずれかに区分し難い場合には、当該事象を部材等の限界状態 3 として代表させ、2.3 (1) に規定する作用の組合せに対して、部材等の限界状態 3 を必要な信頼性をもって超えないことを式 (2.5.2) で満足することにより確認する。
- (3) 式 (2.5.1) 及び式 (2.5.2) の作用効果は、2.6、道示V編3章、4章及び5章の規定に従い算出する。
- (4) 式 (2.5.1) 及び式 (2.5.2) の作用の特性値、荷重組合せ係数及び荷重係数は、2.3 の規定に従い設定する。
- (5) 式 (2.5.1) 及び式 (2.5.2) の抵抗係数並びに抵抗の特性値は、道示V編6章及び道示V編8章以降の規定に従い設定する。
- (6) 式 (2.5.1) 及び式 (2.5.2) の調査・解析係数は、道示I編3.3 に規定する㊸の作用の組合せを考慮する場合は1.00 とすることを標準とする。
- (7) 式 (2.5.2) の部材・構造係数は、道示V編6章及び道示V編8章以降の規定に従い設定する。
- (8) 地盤振動変位が部材に及ぼす影響については、2.3(2)1) から 3) に規定する地震の影響を考慮する状況に対して部材等の限界状態を越えないことを確認するとともに、地中部の構造に適切に塑性変形能を付与できるように構造上の配慮をしなければならない。
- (9) 橋の耐震設計において、部材等の塑性化を期待する部材等を連結する場合には、各構造間について、以下の1) から 3) を満足しなければならない。
  - 1) 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態と、各構造間の接合部の限界状態の関係を明確にしたうえで、これらの構造全体の所要の機能が発揮されるようにしなければならない。
  - 2) 連結される各構造は、各構造間の接合部の耐荷機構の前提及び連結される各構造の耐荷機構の前提となる状態が確保されるようにしなければならない。
  - 3) これらの構造間の接合部は、構造間に生じる相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (10) 液状化が生じる土層を有する地盤上にある橋の耐震設計では、液状化が橋に及ぼす影響を適切に考慮しなければならない。ただし、道示I編3.3 に規定する㊸の作用の組合せを考慮する場合には、液状化が橋

に及ぼす影響を考慮しなくてもよい。

- (11) 道示V編 7章の規定による場合は、(10)に規定する液状化が橋に及ぼす影響を適切に考慮したとみなしてよい。
- (12) 液状化が橋に及ぼす影響を考慮する場合は、液状化が生じると仮定した場合及び液状化が生じないと仮定した場合のいずれの場合も橋の性能を満足しなければならない。
- (13) 基礎の塑性化を期待する場合は、基礎が塑性化すると仮定した場合及び基礎が塑性化しないと仮定した場合のいずれの場合にも橋の性能を満足しなければならない。

## 2.6 構造解析

応答値の算出にあたっては、照査の目的、橋及び橋を構成する部材等の振動特性並びに地盤の抵抗特性等を踏まえ、地震の影響を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを、適用性が検証された範囲で用いなければならない。

## 2.7 その他の必要事項

### 2.7.1 一般

- (1) 橋の耐震設計においては、橋の耐荷性能に加えて、その他、耐震設計上、橋の性能を満足するために必要な事項の検討を行わなければならない。
- (2) (1)を満足するために必要な事項として、以下の1)から3)を満足しなければならない。
- 1) 上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、下部構造が不安定とならず、上部構造を支持することができる構造形式とする。
  - 2) 上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、上部構造が容易には下部構造から落下しないように、適切な対策を別途講じる。
  - 3) B種の橋については、上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、機能の回復を速やかに行う対策を講じる必要があるかどうかを検討し、必要がある場合には、構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映する。
- (3) 道示V編 13.3の規定により対策を講じる場合は、(2) 2)を満足するとみなしてよい。

### 2.7.2 構造設計上の配慮事項

橋の耐震設計では、経済性、地域の防災計画及び関連する道路網の計画との整合性も考慮したうえで、少なくとも1)から5)の観点について構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映させなければならない。

- 1) 設計で前提とする施工品質の確認方法の観点
- 2) 橋の一部の部材及び接続部の損傷、地盤変動等の可能性に対する、構造上の補完性又は代替性の観点。このとき少なくとも、以下のi)及びii)について検討する。
  - i) 塑性化を期待しない部材を含む全ての部材に対する脆性的な破壊が生じることを回避することへの配慮
  - ii) 部材に生じるねじりの影響をできるだけ少なくすることへの配慮
- 3) 地震後の点検及び修繕が困難となる箇所をできるだけ少なくすることの観点
- 4) 地震後の更新及び修繕の実施方法について検討しておくことが望ましい部材の選定とそれを確実にできる橋の構造とすることの観点
- 5) 局所的な応力集中、複雑な挙動、滞水等が生じにくい細部構造とすることの観点

### 3. 橋に作用する地震動の特性値

#### 3.1 地震動の特性値の設定

レベル1及びレベル2地震動の定義と特性値の設定にあたって考慮しなければならない以下の条件を示している。

- 1) 地震動特性、橋の地震応答特性及びそれらのばらつきの影響
  - 2) 地盤の振動特性及びそのばらつきの影響
  - 3) 橋の周辺地域で発生する地震の規模、発生位置等に応じた地震動強度及びそのばらつきの影響
- 3.2から3.7の規定により設定する場合には上記を満足するとみなしてよい、と規定されている。

#### 3.2 レベル1地震動の特性値

レベル1地震動の特性値は、3.5に規定する耐震設計上の地盤面において、耐震設計上の地盤種別を3.6の規定により区別したうえで、式(3.2.1)による加速度応答スペクトルに基づいて算出する。

$$S = c_z S_0 \dots\dots\dots \text{式 (3.2.1)}$$

ここに、

- S : レベル1地震動の加速度応答スペクトル(m/s<sup>2</sup>) (四捨五入により小数点以下2桁とする)
- c<sub>z</sub> : 3.4に規定するレベル1地震動の地域別補正係数
- S<sub>0</sub> : レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル(m/s<sup>2</sup>)で、3.6に規定する耐震設計上の地盤種別及び固有周期T(s)に応じて表3.2.1に規定する減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの値とする。

表 3.2.1 レベル1地震動の標準加速度応答スペクトルS<sub>0</sub>

地盤種別	固有周期 T(s) に対する S <sub>0</sub> (m/s <sup>2</sup> )		
I 種	T < 0.10 S <sub>0</sub> = 4.31 T <sup>1/3</sup> ただし、S <sub>0</sub> ≥ 1.60	0.10 ≤ T ≤ 1.10 S <sub>0</sub> = 2.00	1.10 < T S <sub>0</sub> = 2.20 / T
II 種	T < 0.20 S <sub>0</sub> = 4.27 T <sup>1/3</sup> ただし、S <sub>0</sub> ≥ 2.00	0.20 ≤ T ≤ 1.30 S <sub>0</sub> = 2.50	1.30 < T S <sub>0</sub> = 3.25 / T
III 種	T < 0.34 S <sub>0</sub> = 4.30 T <sup>1/3</sup> ただし、S <sub>0</sub> ≥ 2.40	0.34 ≤ T ≤ 1.50 S <sub>0</sub> = 3.00	1.50 < T S <sub>0</sub> = 4.50 / T

H24 道示で規定されていた減衰定数別補正係数は、4.1.2の慣性力の項で規定されている。

#### 3.3 レベル2地震動の特性値

レベル2地震動の特性値は、プレート境界型の大規模な地震を想定した地震動（以下「レベル2地震動（タイプI）」という。）と、内陸直下型地震を想定した地震動（以下「レベル2地震動（タイプII）」という。）の2種類を想定する。

レベル2地震動（タイプI）及びレベル2地震動（タイプII）の特性値は、3.5に規定する耐震設計上の地盤面において、耐震設計上の地盤種別を3.6の規定により区別したうえで、それぞれ、式(3.3.1)及び式(3.3.2)による加速度応答スペクトルに基づいて算出する。

$$S_I = c_{Iz} S_{I0} \dots\dots\dots \text{式 (3.3.1)}$$

$$S_{II} = c_{IIz} S_{II0} \dots\dots\dots \text{式 (3.3.2)}$$

ここに、

$S_I$  : レベル2地震動(タイプI)の加速度応答スペクトル(m/s<sup>2</sup>) (四捨五入により小数点以下2桁とする)

$S_{II}$  : レベル2地震動(タイプII)の加速度応答スペクトル(m/s<sup>2</sup>) (四捨五入により小数点以下2桁とする)

$c_{Iz}$  : 3.4に規定するレベル2地震動(タイプI)の地域別補正係数

$c_{IIz}$  : 3.4に規定するレベル2地震動(タイプII)の地域別補正係数

$S_{I0}$  : レベル2地震動(タイプI)の標準加速度応答スペクトル(m/s<sup>2</sup>)で、3.6に規定する耐震設計上の地盤種別及び固有周期  $T$ (s)に応じて表3.3.1に規定する減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの値とする。

$S_{II0}$  : レベル2地震動(タイプII)の標準加速度応答スペクトル(m/s<sup>2</sup>)で、3.6に規定する耐震設計上の地盤種別及び固有周期  $T$ (s)に応じて表3.3.2に規定する減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの値とする。

表 3.3.1 レベル2地震動(タイプI)の標準加速度応答スペクトル  $S_{I0}$

地盤種別	固有周期 $T$ (s)に対する $S_{I0}$ (m/s <sup>2</sup> )		
I種	$T < 0.16$ $S_{I0} = 25.79T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.60$ $S_{I0} = 14.00$	$0.60 < T$ $S_{I0} = 8.40/T$
II種	$T < 0.22$ $S_{I0} = 21.53T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.90$ $S_{I0} = 13.00$	$0.90 < T$ $S_{I0} = 11.70/T$
III種	$T < 0.34$ $S_{I0} = 17.19T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.40$ $S_{I0} = 12.00$	$1.40 < T$ $S_{I0} = 16.80/T$

表 3.3.2 レベル2地震動(タイプII)の標準加速度応答スペクトル  $S_{II0}$

地盤種別	固有周期 $T$ (s)に対する $S_{II0}$ (m/s <sup>2</sup> )		
I種	$T < 0.30$ $S_{II0} = 44.63T^{2/3}$	$0.30 \leq T \leq 0.70$ $S_{II0} = 20.00$	$0.70 < T$ $S_{II0} = 11.04/T^{5/3}$
II種	$T < 0.40$ $S_{II0} = 32.24T^{2/3}$	$0.40 \leq T \leq 1.20$ $S_{II0} = 17.50$	$1.20 < T$ $S_{II0} = 23.71/T^{5/3}$
III種	$T < 0.50$ $S_{II0} = 23.81T^{2/3}$	$0.50 \leq T \leq 1.50$ $S_{II0} = 15.00$	$1.50 < T$ $S_{II0} = 29.48/T^{5/3}$

H24 道示で規定されていた減衰定数別補正係数は、4.1.2の慣性力の項で規定されている。

### 3.4 地域別補正係数

愛知県におけるレベル1地震動の地域別補正係数  $c_z$ 、レベル2地震動(タイプI)の地域別補正係数  $c_{Iz}$  及びレベル2地震動(タイプII)の地域別補正係数  $c_{IIz}$  は、表3.4.1に示す地域区分に応じた値とする。ただし、架橋地点が地域区分の境界線上にある場合においては、係数の大きい方を用いなければならない。

表 3.4.1 地域別補正係数と地域区分

地域区分	地域別補正係数			対象地域
	$c_z$	$c_{Iz}$	$c_{IIz}$	
A1	1.0	1.2	1.0	名古屋市, 豊橋市, 半田市, 豊川市, 津島市, 刈谷市, 西尾市, 蒲郡市, 常滑市, 稲沢市, 新城市, 東海市, 大府市, 知多市, 豊明市, 田原市, 愛西市, 清須市, 弥富市, あま市, 海部郡, 知多郡, 額田郡, 北設楽郡のうち東栄町
A2	1.0	1.0	1.0	上記以外の地域

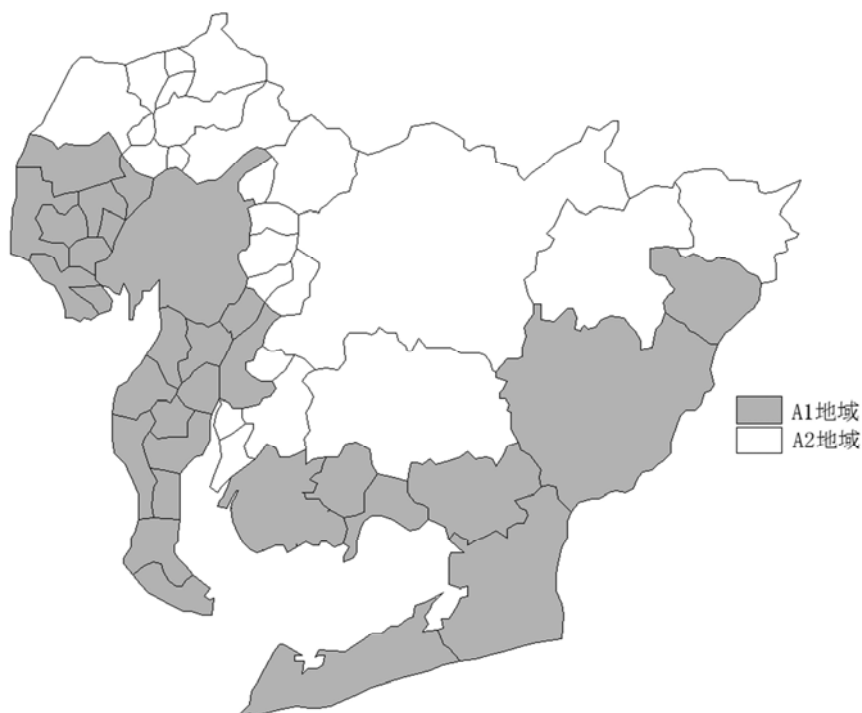


図 3.4.1 地域別補正係数と地域区分

### 3.5 耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面は、地震時に水平抵抗を期待できる地盤の上面とし、以下の 1) から 3) のうちいずれか深い地盤面で設定する。

- 1) 道示IV編 8.5.2 に規定する設計上の地盤面
- 2) フーチングを有する基礎においてはフーチング下面
- 3) 地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合には、その土層の下面。ただし、地震時に地盤反力が

期待できない土層が互層状態で存在する場合には、層厚が 3m 以上の地盤反力が期待できる最も浅い土層の上面。ここで、地震時に地盤反力が期待できない土層とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度（以下これらを「耐震設計上の土質定数」という。）を零とする土層であり、以下の i) 又は ii) に該当する土層とする。

- i) 道示V編 7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層のうち、道示V編 7.3

の規定により耐震設計上の土質定数を零とする土層

- ii) 地表面から 3m 以内の深さにある粘性土層で、一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20kN/m<sup>2</sup> 以下の土層（以下「耐震設計上ごく軟弱な土層」という。）

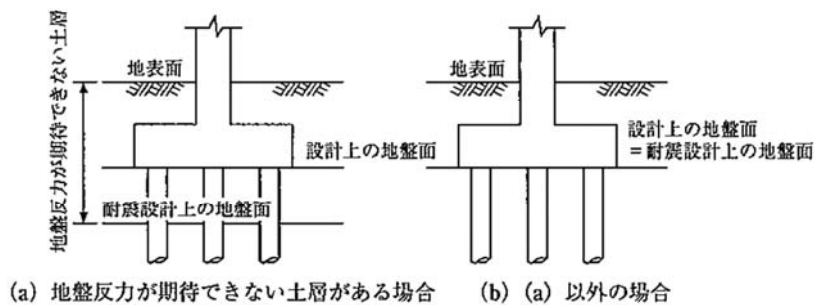


図 3.5.1 橋脚における耐震設計上の地盤面（道示編V, 図-解 3.5.1）

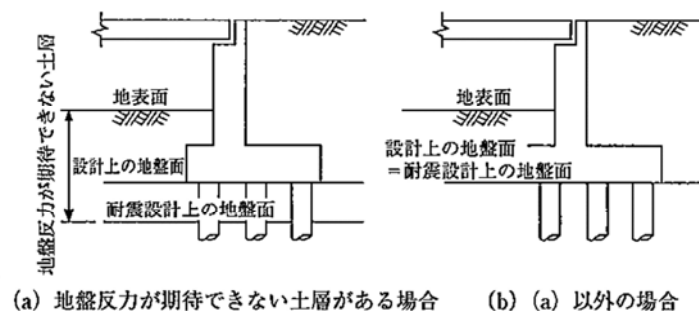


図 3.5.2 橋台における耐震設計上の地盤面（道示V編, 図-解 3.5.2）

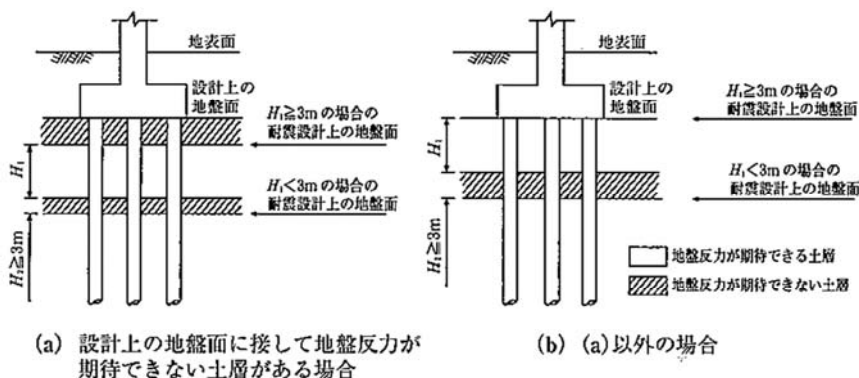


図 3.5.3 地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合の耐震設計上の地盤面（道示V編, 図-解 3.5.3）

### 3.6 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、耐震設計上の基盤面から地表面までの範囲の地盤の基本固有周期  $T_G$  に応じ、表 3.6.1 により区別する。ただし、地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合には、耐震設計上の地盤種別を I 種とする。

表 3.6.1 耐震設計上の地盤種別（道示V編, 表 3.6.1）

地盤種別	地盤の基本固有周期 $T_G$ (s)
I 種	$T_G < 0.20$
II 種	$0.20 \leq T_G < 0.60$
III 種	$0.60 \leq T_G$

地盤の基本固有周期は、地盤調査等に基づき適切に算出しなければならない。地盤の基本固有周期  $T_G$  を、式 (3.6.1) により算出する場合には、満足するとみなしてよい。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots \text{式 (3.6.1)}$$

ここに、

- $T_G$  : 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波速度 (m/s)
- $i$  : 当該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

式 (3.6.1) で用いる平均せん断弾性波速度  $V_{si}$  は、橋の建設地点における地層のせん断弾性波速度を適切な方法で測定又は推定して求めなければならない。平均せん断弾性波速度  $V_{si}$  を、弾性波探査、PS 検層等の適切な手法で直接計測して求める場合又は式 (3.6.2) により推定する場合には、上記を満足するとみなしてよい。

粘性土層の場合	}	..... 式 (3.6.2)
砂質土層の場合		

$$\begin{aligned}
 &V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \\
 &V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50)
 \end{aligned}$$

ここに、

$N_i$  : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

### 3.7 耐震設計上の基盤面

耐震設計上の基盤面は、架橋位置に共通する広がりを持ち、橋の耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面とする。平均せん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の値を有している剛性の高い地層は、上記の十分堅固な地盤とみなしてよい。

式 (3.6.2) により、粘性土層では N 値 25 以上、砂質土層では N 値 50 以上の値を有している剛性の高い地層から成る地盤と考えることができる。

## 4. 地震の影響の特性値

### 4.1 慣性力

#### 4.1.1 一般

- (1) 慣性力は、橋の振動特性に応じて地震時に同一の振動をするとみなし得る構造系（以下「設計振動単位」という。）を適切に設定したうえで、設計振動単位ごとに、その大きさを適切に算出するとともに、作用方向を適切に設定しなければならない。
- (2) 水平方向の慣性力の大きさは、動的解析を用いる場合は 道示V編 3.1.2 の規定、静的解析を用いる場合は 道示V編 3.1.3 の規定により算出することを標準とする。
- (3) 水平方向の慣性力の作用方向は、部材ごとに影響が最も大きくなる方向及びその直角方向とし、それぞれの方向に別々に作用させる。部材ごとに影響が最も大きくなる方向及びその直角方向は、以下の 1) から 4) によることを標準とする。
- 1) 橋脚の慣性力の作用方向は、橋脚の断面二次モーメントが最小となる軸周りに曲げモーメントを発生させる方向及びその直角方向
  - 2) 橋台の慣性力の作用方向は、土圧の水平成分の作用方向及びその直角方向
  - 3) 基礎の慣性力の作用方向は、これが支持する橋台又は橋脚に作用させる慣性力と同じ方向
  - 4) 上部構造の慣性力の作用方向は、橋軸及び橋軸直角方向
- (4) 以下の 1) 又は 2) に該当する場合は、(3) によるほか、鉛直方向の慣性力も適切に考慮しなければならない。
- 1) 支承部及び支承部と上下部構造との接合部
  - 2) 永続作用により大きな偏心モーメントを受ける橋脚
- (5) 下部構造の頂部において上部構造を支持する支点の条件が慣性力の作用方向に対して可動の場合には、(2) によらず、上部構造の慣性力の代わりに、以下の 1) 及び 2) を下部構造に考慮しなければならない。
- 1) レベル 1 地震動を考慮する設計状況に対しては、支承の静摩擦力
  - 2) レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対しては、橋脚の場合は、上部構造の死荷重反力の 1/2 に道示V編 3.1.6 に規定する設計水平震度を乗じた力。橋台の場合は、支承の静摩擦力

#### 4.1.2 動的解析を用いる場合の慣性力

- (1) 動的解析を用いる場合の慣性力の大きさは、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の強度、周期特性、位相特性及び継続時間並びに橋の減衰定数等を考慮して、動的解析に用いる加速度波形を適切に設定したうえで、構造物の応答加速度を質量に乗じて算出する。
- (2) (3) から (5) による場合は、(1) の加速度波形を適切に設定したとみなしてよい。
- (3) 動的解析に用いる加速度波形には、道示V編 式 (3.2.1) により算出するレベル 1 地震動並びに道示V編 式 (3.3.1) 及び道示V編 式 (3.3.2) により算出するレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルと同様の特性を有するように既往の代表的な強震記録を振幅調整した加速度波形を用いる。橋の減衰定数が 0.05 と大きく異なる場合には、道示V編 式 (3.2.1) 並びに道示V編 式 (3.3.1) 及び道示V編 式 (3.3.2) により算出する加速度応答スペクトルに、式 (4.1.1) により算出する減衰定数別補正係数 を乗じて求めた加速度応答スペクトルをレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルとして用いる。



$$C_D = \frac{1.5}{40 + 1} + 0.5 \dots \dots \dots \text{式 (4.1.1)}$$

ここに、

h : 減衰定数

- (4) 振幅調整しようとする強震記録を選定するにあたっては、以下の1)及び2)を考慮しなければならない。  
また、レベル2地震動を考慮する設計状況においては、位相特性が異なる振幅調整した加速度波形を少なくとも3波形用いるものとし、レベル1地震動を考慮する設計状況においては、1波形を用いる。
- 1) 振幅調整しようとする強震記録の加速度応答スペクトルが目標とする加速度応答スペクトルと類似した特性を有すること。
- 2) 部材の塑性化を期待する場合は、以下のi)及びii)の特性を有すること。
- i) レベル2地震動(タイプI)については、継続時間が長く、地震動の繰返しが橋の非線形応答に与える影響が大きい位相特性
- ii) レベル2地震動(タイプII)については、継続時間は短いが振幅の大きな地震動が橋の非線形応答に与える影響が大きい位相特性
- (5) 慣性力の算出に際しては、設計振動単位ごとに、同じレベル1地震動の加速度波形及びレベル2地震動の加速度波形を用いることを原則とする。

#### 4.1.3 静的解析を用いる場合の慣性力

静的解析を用いる場合の慣性力の大きさは、設計振動単位の固有周期を算出し、設計水平震度を求め、構造物の重量に乗じて算出する。

#### 4.1.4 設計振動単位

- (1) 設計振動単位は、橋脚及び橋台の剛性及び高さ、基礎とその周辺地盤の特性、上部構造の特性及び支持条件が橋の振動特性に及ぼす影響を考慮して、地震時に同一の振動をするとみなして慣性力の算出が行える構造系ごとに橋を分割し、適切に設定しなければならない。
- (2) 以下の1)から3)により、設計振動単位を設定する場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- 1) 複数の下部構造の頂部において一連の上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に固定又は弾性支持の場合には、その作用方向に対して、それらの複数の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる構造系を1つの設計振動単位とする。
- 2) 1基の下部構造の頂部において上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に固定又は弾性支持の場合には、その作用方向に対して、その1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる構造系を1つの設計振動単位とする。
- 3) 下部構造の頂部において上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に可動支持の場合には、その作用方向に対して、その1基の下部構造のみからなる構造系を1つの設計振動単位とする。

#### 4.1.5 設計振動単位の固有周期

- (1) 設計振動単位の固有周期は、橋を構成する各部材等の変形の影響を考慮して適切に算出しなければならない。
- (2) モデル化し、固有値解析により設計振動単位の固有周期を算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。このとき、耐震設計上の地盤面の規定による耐震設計上ごく軟弱な土層又は液状化が生じると判定される土層を有する場合は、耐震設計上の土質定数の低減を行わずに固有周期を算出する。ただし、静的解析を用いる場合は、設計振動単位に応じて、以下の1)又は2)により固有周期を算出してもよい。

- 1) 設計振動単位が、1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合又は 1 基の下部構造のみからなる場合、固有周期は式 (4.1.2) により算出する。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \dots\dots\dots \text{式 (4.1.2)}$$

ここに、

$T$  : 設計振動単位の固有周期 (s)

$\delta$  : 耐震設計上の地盤面より上にある下部構造の重量の 80% と、それが支持している上部構造部分の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合の上部構造の慣性力の作用位置における変位 (m)

- 2) 設計振動単位が、複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、固有周期は式 (4.1.3) により算出する。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \dots\dots\dots \text{式 (4.1.3)}$$

$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds} \dots\dots\dots \text{式 (4.1.4)}$$

ここに、

$w(s)$  : 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の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる位置  $s$  における変位 (m)

なお、 $\int$  は設計振動単位全体に関する積分を示す。

#### 4.1.6 設計水平震度

- (1) 設計水平震度は、3. に規定する橋に作用する地震動の特性値に対して、構造物の振動特性に応じた減衰特性を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) (3) から (6) による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。
- (3) レベル 1 地震動の設計水平震度は式 (4.1.5) により算出する。ただし、式 (4.1.5) による値が 0.10 を下回る場合には、レベル 1 地震動の設計水平震度を 0.10 とする。

$$k_h = c_z k_{h0} \dots\dots\dots \text{式 (4.1.5)}$$

ここに、

$k_h$  : レベル 1 地震動の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)

$k_{h0}$  : レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値で、表 4.1.1 による。

$c_z$  : 3.4 に規定するレベル 1 地震動の地域別補正係数

表 4.1.1 レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値  $k/h0$

地盤種別	固有周期 $T$ (s) に対する $k_{h0}$ の値		
I 種	$T < 0.10$ $k_{h0} = 0.431 T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.16$	$0.10 \leq T \leq 1.10$ $k_{h0} = 0.20$	$1.10 < T$ $k_{h0} = 0.213 T^{-2/3}$
II 種	$T < 0.20$ $k_{h0} = 0.427 T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.20$	$0.20 \leq T \leq 1.30$ $k_{h0} = 0.25$	$1.30 < T$ $k_{h0} = 0.298 T^{-2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430 T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.50$ $k_{h0} = 0.30$	$1.50 < T$ $k_{h0} = 0.393 T^{-2/3}$

- (4) レベル 2 地震動の設計水平震度は以下の 1) 及び 2) により算出する。

1) レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度

レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度は、式 (4.1.6) により算出する。

$$k_{Ih} = c_{Iz} k_{Ih0} \dots \dots \dots \text{式 (4.1.6)}$$

ここに、

$k_{Ih}$  : レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)

$k_{Ih0}$  : レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度の標準値で、表 4.1.2 による。

$c_{Iz}$  : 3.4 に規定するレベル 2 地震動 (タイプ I) の地域別補正係数

表 4.1.2 レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度の標準値  $k_{Ih0}$

地盤種別	固有周期 $T$ (s) に対する $k_{Ih0}$ の値		
I 種	$T < 0.16$ $k_{Ih0} = 2.58 T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.60$ $k_{Ih0} = 1.40$	$0.60 < T k_{Ih0}$ $= 0.996 T^{-2/3}$
II 種	$T < 0.22$ $k_{Ih0} = 2.15 T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.90$ $k_{Ih0} = 1.30$	$0.90 < T k_{Ih0}$ $= 1.21 T^{-2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $k_{Ih0} = 1.72 T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.40$ $k_{Ih0} = 1.20$	$1.40 < T k_{Ih0}$ $= 1.50 T^{-2/3}$

2) レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度

レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度は、式 (4.1.7) により算出する。

$$k_{IIh} = c_{IIz} k_{IIh0} \dots \dots \dots \text{式 (4.1.7)}$$

ここに、

$k_{IIh}$  : レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)

$k_{IIh0}$  : レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度の標準値で、表 4.1.3 による。

$c_{IIz}$  : 3.4 に規定するレベル 2 地震動 (タイプ II) の地域別補正係数

表 4.1.3 レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度の標準値  $k_{IIh0}$

地盤種別	固有周期 $T$ (s) に対する $k_{IIh0}$ の値		
I 種	$T < 0.30$ $k_{IIh0} = 4.46 T^{2/3}$	$0.30 \leq T \leq 0.70$ $k_{IIh0} = 2.00$	$0.70 < T k_{IIh0}$ $= 1.24 T^{-4/3}$
II 種	$T < 0.40$ $k_{IIh0} = 3.22 T^{2/3}$	$0.40 \leq T \leq 1.20$ $k_{IIh0} = 1.75$	$1.20 < T k_{IIh0}$ $= 2.23 T^{-4/3}$
III 種	$T < 0.50$ $k_{IIh0} = 2.38 T^{2/3}$	$0.50 \leq T \leq 1.50$ $k_{IIh0} = 1.50$	$1.50 < T k_{IIh0}$ $= 2.57 T^{-4/3}$

(5) 土の重量に起因する慣性力の算出に用いる地盤面における設計水平震度は、式 (4.1.8)、式 (4.1.9) 及び式 (4.1.10) により算出する。

$$k_{hg} = c_z k_{hg0} \dots \dots \dots \text{式 (4.1.8)}$$

$$k_{Ihg} = c_{Iz} k_{Ihg0} \dots \dots \dots \text{式 (4.1.9)}$$

$$k_{IIhg} = c_{IIz} k_{IIhg0} \dots \dots \dots \text{式 (4.1.10)}$$

ここに

$k_{hg}$  : レベル 1 地震動の地盤面における設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)

$k_{hg0}$  : レベル 1 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、3.6 に規定する耐震設計上の地盤種別が I 種、II 種、III 種の地盤に対し、それぞれ、0.16、0.20、0.24 とする。

$k_{Ihg}$  : レベル 2 地震動 (タイプ I) の地盤面における設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)

$k_{Ihg0}$  : レベル 2 地震動 (タイプ I) の地盤面における設計水平震度の標準値で、3.6 に規定する耐震設計上の地盤種別が I 種、II 種、III 種の地盤に対し、それぞれ、0.50、0.45、0.40 とする。

$k_{IIhg}$  : レベル 2 地震動 (タイプ II) の地盤面における設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)

$k_{IIhg0}$  : レベル 2 地震動 (タイプ II) の地盤面における設計水平震度の標準値で, 3.6 に規定する耐震設計上の地盤種別が I 種, II 種, III 種の地盤に対し, それぞれ, 0.80, 0.70, 0.60 とする。

(6) 慣性力の算出に際しては, 設計振動単位ごとに, 式 (4.1.5), 式 (4.1.6) 及び式 (4.1.7) により算出される同じ設計水平震度を用いることを原則とする。ただし, 土の重量に起因する慣性力の算出に際しては, 下部構造位置における地盤種別に応じて式 (4.1.8), 式 (4.1.9) 及び式 (4.1.10) により算出する地盤面における設計水平震度を用いなければならない。

#### 4.2 地震時土圧

(1) 地震時土圧は, 構造物の種類, 土質条件, 土に生じるひずみの大きさ, 土の力学特性の推定における不

確実性等を適切に考慮して設定しなければならない。

(2) 橋台の土圧の作用面は, 道示 I 編 8.7 の規定による。

(3) (4)による場合には, (1)を満足するとみなしてよい。

(4) 地震時土圧は分布荷重とし, その主働状態における土圧強度の特性値は, 式 (4.2.1) により算出する。

$$p_{EA} = \alpha K_{EA} + q' K_{EA} \dots \dots \dots \text{式 (4.2.1)}$$

ここに,

$p_{EA}$  : 深さ  $x$  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 (4.2.2) により算出してよい。

1) 背面が土とコンクリートの場合

砂及び砂れき  $K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h$

砂質土  $K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h$

2) 背面が土と土の場合

砂及び砂れき  $K_{EA} = 0.22 + 0.81 k_h$

砂質土  $K_{EA} = 0.26 + 0.97 k_h$



$k_h$  : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度で, レベル 1 地震動に対しては, 4.1.6 (5) に規定する地盤面の設計水平震度, レベル 2 地震動に対しては, 11.3 に規定する橋台及び橋台基礎の設計水平震度を用いる。

$\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

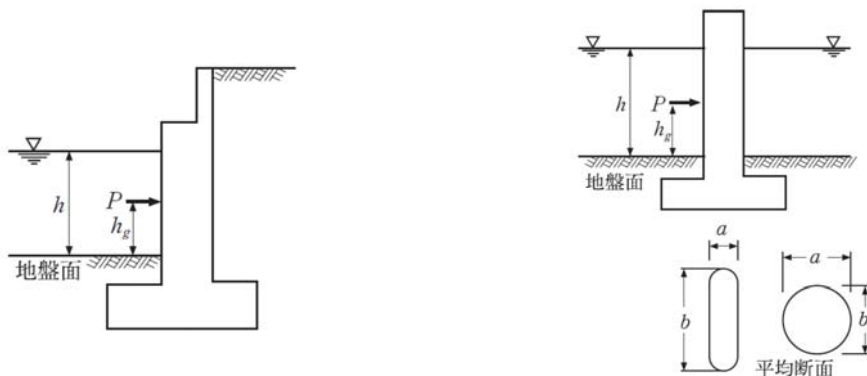
$x$  : 地震時土圧  $p_{EA}$  が壁面に作用する深さ (m)

$q'$  : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

また,  $q'$  は地震時に確実に作用するもののみを考慮し, 活荷重は含まない。

4.3 地震時動水圧

- (1) 地震時動水圧は、水位、下部構造の形状、寸法等を考慮して、適切に設定しなければならない。
- (2) (3)による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 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は、次により算出する。ただし、地震時動水圧の作用方向は、道示V編 3.1.1 に規定する上部構造の慣性力の作用方向と一致させなければならない



(a) 壁状構造物に作用する地震時動水圧  
(道示V編, 図-4.3.1)

(b) 柱状構造物に作用する地震時動水圧  
(道示V編, 図-4.3.2)

図 4.3.1 構造物に作用する地震時動水圧

4.4 地盤の流動力

4.4.1 一般

- (1) 地盤の流動力は、地盤条件、地形条件、下部構造の設置位置等を考慮して、適切に設定しなければならない。
- (2) 道示V編 3.4.2 の規定により橋に影響を与える流動化が生じると判定された地盤において、道示V編 3.4.3 の規定により橋脚基礎に作用する地盤の流動力を設定する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

4.4.2 橋の影響を与える流動化が生じる地盤の判定

以下の 1) 及び 2) のいずれにも該当する地盤は、橋に影響を与える流動化が生じる地盤と判定する。

- 1) 臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が 5m 以上ある護岸によって形成された水際線から 100m 以内の範囲にある地盤
- 2) 7.2 の規定により液状化すると判定される層厚 5m 以上の土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤

ここで、水際線から 100m 以内であっても、液状化層が水際線から水平方向に連続的に存在しない場合は、側方流動の影響は考慮しない。また、河川部については、偏土圧の影響が大きいと考えられる直立式の低水護岸の背後の高水敷及び直立式の特殊堤の堤内地盤において、条文に規定する条件 1) 及び 2) の両方に該当する場合には、臨海部に準じて、流動化の影響を考慮するのが望ましい(道示V編, 4.4.2 解説)。

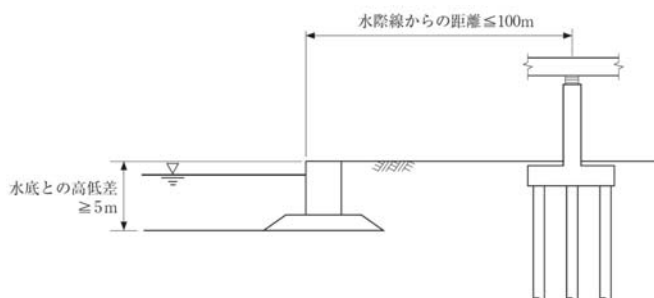


図 4.4.1 水底との高低差及び水際線からの距離のとり方 (道示V編, 図-解 4.4.1)

### 4.4.3 流動力の算出方法

橋脚基礎に作用させる地盤の流動力の算出は、図4.4.2に示すように、地表面付近に液状化しない土層（以下「非液状化層」という。）があり、その下部に液状化する土層（以下「液状化層」という。）がある場合、以下の1)及び2)による。

- 1) 流動化の影響を考慮する範囲内の非液状化層に位置する部材に作用させる流動力は、道示V編 式(4.4.1)により算出する。ここで、液状化層の上部に非液状化層が存在せず、地表面まで液状化する地盤については、道示V 式(4.4.1)を考慮する必要はない。
- 2) 流動化の影響を考慮する範囲内の液状化層に位置する部材に作用させる流動力は、道示V編 式(4.4.2)により算出する。

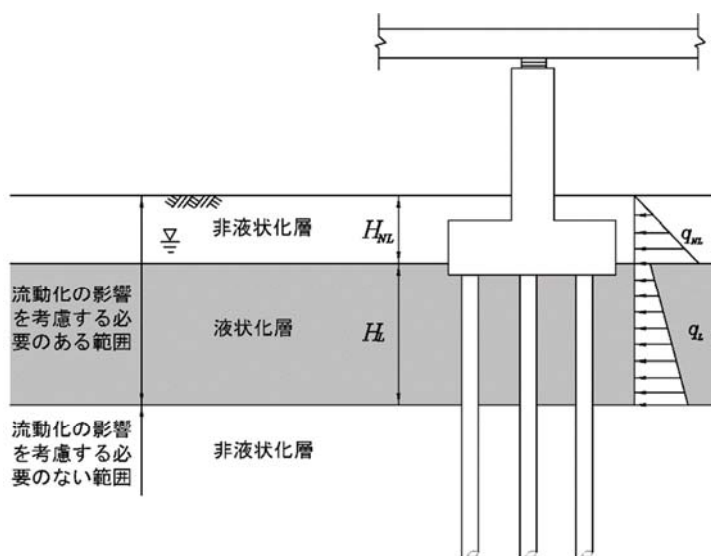


図 4.4.2 流動力の算定モデル（道示V編, 図-4.4.1）

なお、液状化層と非液状化層が互層状態で存在する場合は、液状化層の総和で評価するのではなく、非液状化層も含めた各層の総厚で流動化の可能性を評価する（道示V編, 4.4.3 解説）。

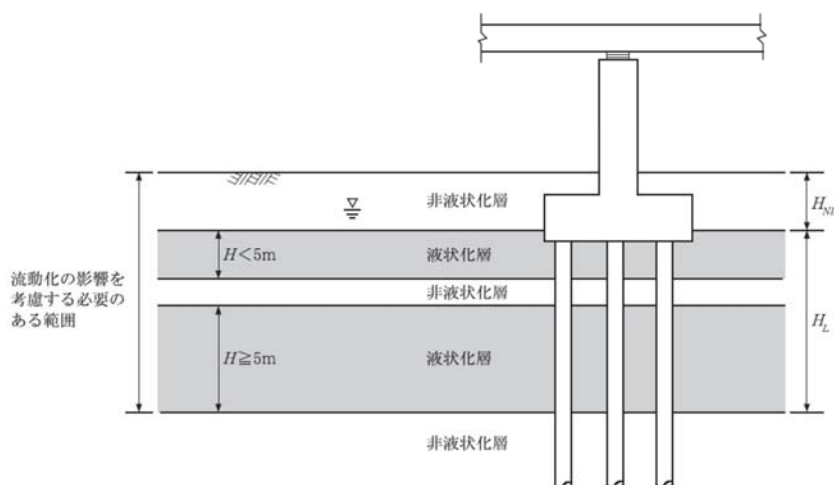


図 4.4.3 液状化層と非液状化層が互層状態で存在する場合の流動力の影響を考慮する必要がある範囲の例  
（道示V編, 図-解 4.4.2）

## 5. 構造解析手法

### 5.1 一般

(1) 橋の耐震設計にあたっては、慣性力による断面力、応力、変位等の応答値の算出に、5.2 に規定する動的解析を用いることを標準とする。ただし、部材等の塑性化を期待しない場合で以下の 1) に該当する場合又は部材等の塑性化を期待する場合で以下の 1) から 3) に該当する場合には、5.3 に規定する静的解析を用いてもよい。

- 1) 1 次の固有振動モードが卓越している。
- 2) 塑性化の生じる部材及び部位が明確である。
- 3) エネルギー一定則の適用性が検証されている。

(2) 地盤抵抗は、2.3 に規定する耐震設計上の地盤面の下方において考慮することを標準とする。

### 5.2 動的解析

(1) 動的解析には、時刻歴応答解析を用いることを標準とする。

(2) 動的解析により応答値を算出するにあたって、部材のモデル化は以下の 1) から 3) を満足しなければならない。

- 1) 橋の構造特性を踏まえ、橋の地震時の挙動を評価できるように、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて、適切に部材をモデル化する。
- 2) 部材のモデル化は、その力学的特性及び履歴特性に応じて適切に行う。
- 3) 橋の減衰特性は、橋を構成する部材等の振動特性を考慮して、適切にモデル化する。

(3) 動的解析による応答値の算出は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、4.1.2 に規定する加速度波形を用いて算出した応答値の平均値を用いる。

#### 解析方法及び解析モデル

##### 解析方法

- (1) 動的解析に際しては、解析目的及び設計地震動のレベルに応じて、適切な解析方法を用いなければならない。
- (2) 次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
  - 1) レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査では、弾性域における橋の動的特性を評価できる解析方法を用いる。
  - 2) レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査では、必要に応じて塑性化を考慮する部材の非線形の効果を含めた橋の動的特性を評価できる解析方法を用いる。
- (3) レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査に用いる動的解析方法は、一般には、構造部材に対して非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法を選定するのがよいが、解析目的に応じて、等価線形化法を用いた時刻歴応答解析法、等価線形化法を用いた応答スペクトル法、プッシュオーバー解析と時刻歴応答解析法を組み合わせた方法等もあるため、それぞれの解析法の特徴と適用性に留意して適切に選定するのがよい。



橋及び部材のモデル化

- (4) 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。
- (5) 部材のモデル化は、その力学的特性に応じて適切に行わなければならない。
- (6) 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。
- (7) 解析モデルの例を図 5.2.1 に、各構造要素の減衰定数の標準値を表 5.2.1 に示す。図 5.2.1 は鉄筋コンクリート橋脚を有する免震橋のモデル化の例を示している。橋脚は曲げ破壊型の破壊形態を想定し、塑性ヒンジ長  $L_p$  の区間を非線形はり要素とすることで橋脚の非線形挙動を現すことを意図している。塑性ヒンジ区間を2分割して剛なはり要素を配し、区間の中央に非線形回転ばねを設置するというモデル化手法も考えられるが、塑性ヒンジ区間を1つの非線形はり要素として要素の中央で非線形性を制御する場合は、橋脚の挙動は非線形回転ばねを用いたモデルと等価となる。この際、橋脚の挙動が地震時保有水平耐力法での計算値と同等となるよう、非線形はり要素の特性値を調整する必要がある。
- (8) 動的解析モデルは2次元骨組モデルで十分である場合と3次元骨組モデルが必要とされる場合があるため、解析モデルの区分を図 5.2.2 に示す。直橋の場合は、橋に沿った鉛直面内の2次元的な骨組みモデルを用いることができる。この際、橋軸方向と橋軸直角方向で固有振動モードが連成することは少なく、節点の振動する方向も3自由度に限定されることから、境界条件の設定により自由度を制限して解析モデルの簡略化を図ることができる。曲線橋、アーチ橋、斜張橋等、その挙動が3次元となる橋の応答を解析する場合は、3次元骨組モデルを用いることが必要となる。
- (9) 曲線橋、アーチ橋等の動的解析では、非線形部材が2軸曲げの状態となることや、軸力変動が生じて部材の耐力に変動が生じることが考えられる。このような場合は、要素の断面を細分割しそれぞれにおいて応力-ひずみ関係により非線形性を制御する、ファイバーモデル等を採用することが考えられる。なお、解析モデルが高度になるとモデル化に際し多くの情報が必要となり、その情報を用いたパラメータの設定に高度な専門的知識が求められる。また、解析モデルが高度になっても結果の精度が向上しない場合もある。これらのことを踏まえ、解析目的と、解析モデルの作成に用いる情報の内容及び精度に応じて解析方法を適切に選定する必要がある。

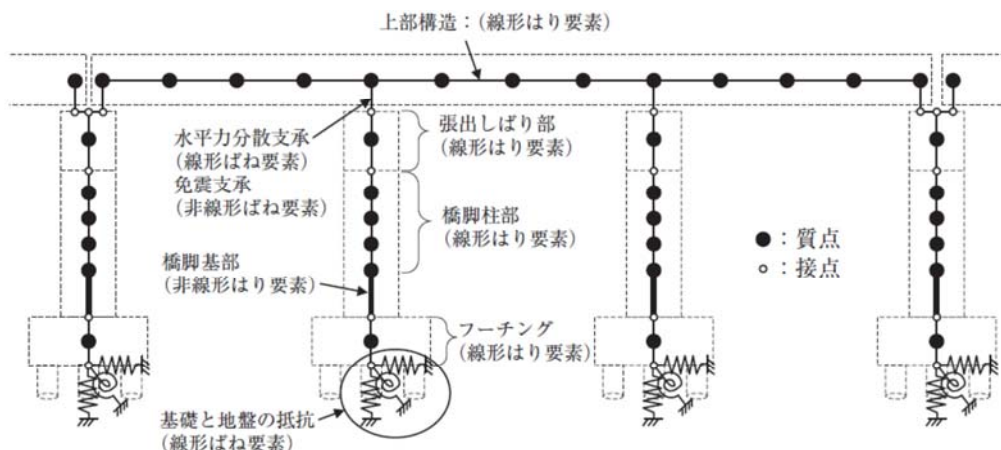


図 5.2.1 橋の解析モデルの例 (道示V編, 図-解 5.2.1)



表 5.2.1 各構造要素の減衰定数の標準値 (道示V編,表-解5.2.1)

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		-	

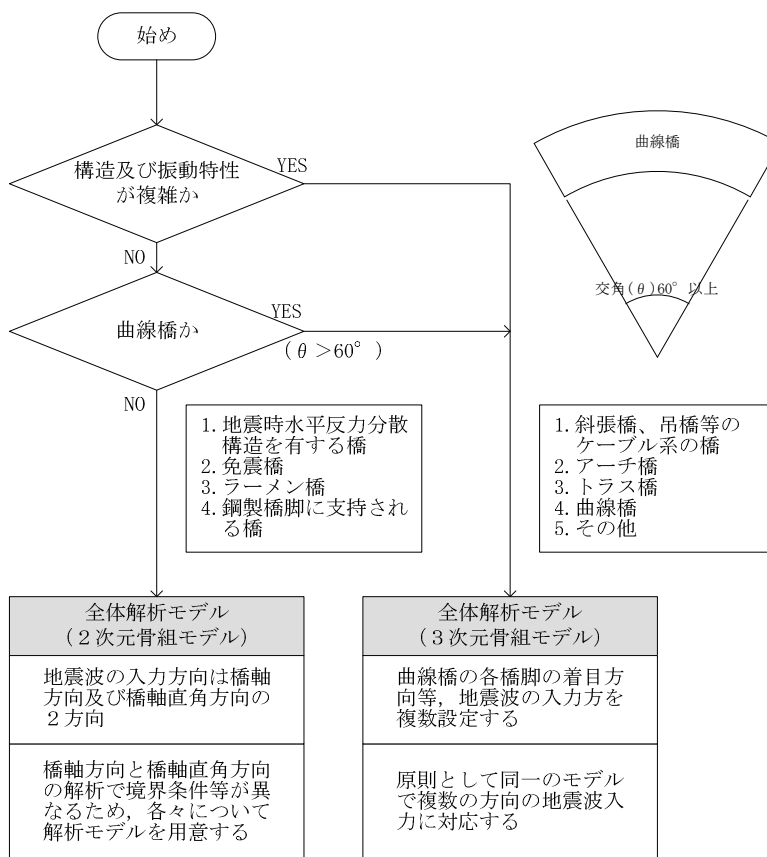


図 5.2.2 橋梁のモデルの区分

### 5.3 静的解析

- (1) 静的解析には、荷重漸増載荷解析及びエネルギー一定則を用いることを標準とする。
- (2) 静的解析により応答値を算出するにあたって、部材のモデル化は、橋の構造特性を踏まえ、橋の地震時の挙動を評価できるように、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。

## 6. 地震の影響を考慮する状況における部材等の設計

### 6.1 地震の影響を考慮する状況における部材等の限界状態

部材の塑性化を期待する場合、塑性化を期待する部材の選定に関する基本的な考え方が道示V編2.4.5(2)に規定されているが、その際に用いる部材等の非線形挙動を適切に評価するための非線形特性の設定方法がこれ以降に規定されている。

ここでは限界状態1, 2, 3において、鋼部材、コンクリート部材、プレストレスを導入するコンクリート部材、下部構造を構成する部材に分けて、対応する特性値、制限値を規定する道示の該当箇所を示している。

### 6.2 塑性化を期待する鉄筋コンクリート部材

道示V編6.2.1で曲げモーメント及び軸方向力を受ける部材の基本的な考え方を示し、道示V編6.2.2で曲げモーメントー曲率の関係を、道示V編6.2.3でコンクリート及び鉄筋の応力度ーひずみ曲線の算出方法を示している。

道示V編6.2.4でせん断を受ける部材の規定を示している。

道示V編6.2.5で塑性変形能を確保するための鉄筋コンクリート部材の構造細目が示されている。

### 6.3 塑性化を期待する鋼部材

道示V編6.3.1で曲げモーメント及び軸方向力を受ける部材の基本的な考え方を示し、道示V編6.3.2で曲げモーメントー曲率関係を、道示V編6.3.3で鋼材及び鋼部材に充てんされるコンクリートの応力度ーひずみ曲線を、道示V編6.3.4で塑性変形能を確保するための鋼部材の構造細目が示されている。

道示V編6.3.1(5)において、鋼部材の限界状態に相当する特性値は、設計で対象とする鋼部材と同等の構造細目を有する供試体を用いた繰返しの影響を考慮した載荷実験に基づいて定める、と規定している。鋼製橋脚は道示V編9章に従うが、それ以外の主桁、アーチリブ、鋼トラス橋の弦材、斜張橋や吊橋の主塔などはこの規定に従うことが標準となっている。

### 6.4 プレストレスを導入するコンクリート部材

レベル2を考慮する設計状況に対して、道示V編2.4.6(4)(5)の規定に従って限界状態、特性値及び限界状態を超えないとみなせる制限値を設定するように規定している。この条文を踏まえ、プレストレストコンクリート箱桁について道示V編12章に規定されている。

### 6.5 接合部の設計

接合部の設計にあたっての考え方が示されている。

## 7. 地盤の液状化

### 7.1 一般

液状化が橋に及ぼす影響は、以下の 1) 及び 2) により考慮する。

- 1) 7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じるか否かを判定する。
- 2) 7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層に対して、7.3 の規定により耐震設計上の土質定数を低減し、これを設計に考慮する。

### 7.2 橋に影響を与える液状化の判定

- (1) 橋に影響を与える液状化の判定は、(2) 該当する土層を対象として、(3) により行う。
- (2) 沖積層の土層で以下の 1) から 3) の条件全てに該当する場合には、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定を行わなければならない。
  - 1) 地下水位が地表面から 10m 以内にあり、かつ、地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
  - 2) 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層又は FC が 35%を超えても塑性指数 IP が 15 以下の土層
  - 3) 50%粒径 D50 が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D10 が 1mm 以下である土層

液状化に対する抵抗率 FL をレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のそれぞれに対して道示 V 編式 (7.2.1) により算出し、この値が 1.0 以下の土層については橋に影響を与える液状化が生じると判定する。

液状化の判定を行う必要がある土層の評価の手順を図 7.2.1 に示す。

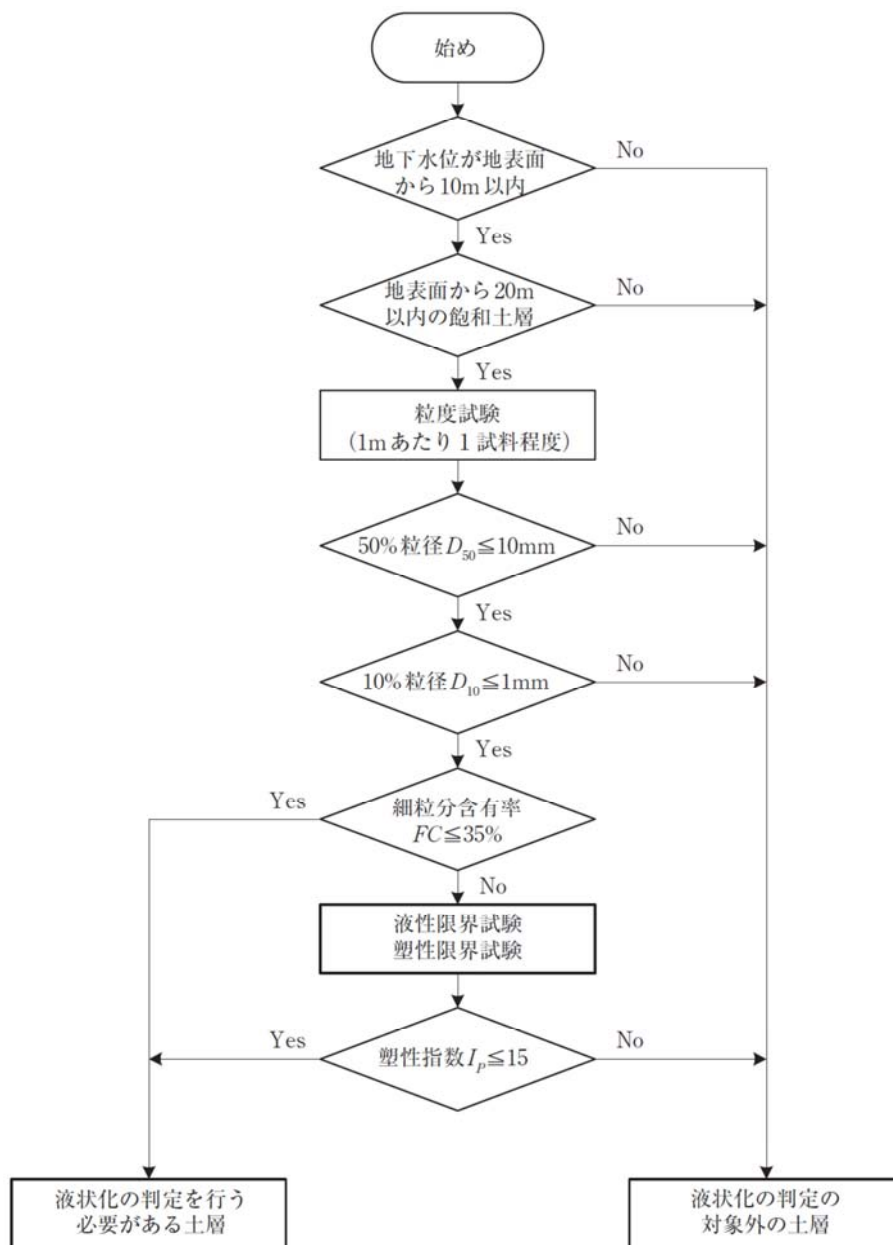


図 7.2.1 液状化の判定を行う必要がある土層の評価の手順 (道示V編, 図-解7.2.1)

### 7.3 耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその扱い

橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層における耐震設計上の土質定数は、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のそれぞれに対して算出した液状化に対する抵抗率  $F_L$  の値に応じて、表 7.3.1 に示す低減係数  $D_E$  を乗じることで低減させた値とする。

表 7.3.1 耐震設計上の土質定数の低減係数  $D_E$  (道示V編, 表-7.3.1)

$F_L$ の範囲	地表面からの 深度 $x$ (m)	動的せん断強度比 $R$	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

## 8. 鉄筋コンクリート橋脚

### 8.1 適用の範囲

この章は、塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚のうち、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚及び一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計に適用する。

### 8.2 一般

塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚を設計する場合は、以下の 1) から 5) を満足しなければならない。

- 1) 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚は、破壊形態を考慮したうえで、限界状態の特性値及び制限値を適切に設定し、地震時保有水平耐力を算出しなければならない。ここで、破壊形態は、曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移行型及びせん断破壊型に区分することを標準とする。
- 2) 8.3 の規定による場合は、適切に破壊形態を区分し、破壊形態に応じた地震時保有水平耐力を算出したとみなしてよい。
- 3) 破壊形態に応じた鉄筋コンクリート橋脚の限界状態は 8.4 の規定による。
- 4) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合は、8.8 の規定によりその影響を考慮する。
- 5) 基礎との接合部は 8.11 の規定による。

### 8.3 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定及び地震時保有水平耐力

鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定は 1) に、また、地震時保有水平耐力は 2) による。

- 1) i) 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚又は一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対する破壊形態の判定は、式 (8.3.1) による。

$$\left. \begin{array}{l} P_u \leq P_s : \text{曲げ破壊型} \\ P_s < P_u \leq P_{s0} : \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0} < P_u : \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (8.3.1)}$$

ここに、

$P_u$  : 8.5 に規定する鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N)

$P_s$  : 8.6 に規定する鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値 (N)

$P_{s0}$  : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数  $c_c$  を 1.0 として 8.6 の規定により算出する鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値 (N)

- ii) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対する破壊形態の判定は、式 (8.3.2) による。

$$\left. \begin{array}{l} S_i \leq P_{si} : \text{曲げ破壊型} \\ P_{si} < S_i \leq P_{s0i} : \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0i} < S_i : \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (8.3.2)}$$

ここに、

$S_i$  : 8.7 に規定する終局水平耐力に相当する断面力が生じたときに  $i$  番目の塑性ヒンジ位置に生じるせん断力 (N)

$P_{si}$  : 8.6 の規定により算出する  $i$  番目の塑性ヒンジ位置のせん断力の制限値 (N)

$P_{s0i}$  : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数  $c_c$  を 1.0 として 8.6 の規定により算出する  $i$  番目の塑性ヒンジ位置のせん断力の制限値 (N)

2) i) 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚又は一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向の地震時保有水平耐力は、破壊形態に応じて式 (8.3.3) により算出する。

$$\left. \begin{aligned} Pa &= Pu \text{ (曲げ破壊型) (ただし, } Pc < Pu) \\ Pa &= Pu \text{ (曲げ損傷からせん断破壊移行型)} \\ Pa &= Ps0 \text{ (せん断破壊型)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (8.3.3)}$$

ここに、

$Pa$ : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (N)

$Pc$ : 鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ水平耐力 (N) で、式 (8.3.4) により算出する。

$$Pc = \frac{Zc}{A} (\sigma_{bt} + \frac{N}{A}) \dots\dots\dots \text{式 (8.3.4)}$$

ここに、

$Zc$ : 橋脚基部断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$\sigma_{bt}$ : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>) で、式 (8.3.5) により算出する。

$$\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3} \dots\dots\dots \text{式 (8.3.5)}$$

$N$ : 橋脚基部断面に作用する軸力 (N)

$A$ : 橋脚基部断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$h$ : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm)

$\sigma_{ck}$ : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

ii) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向の地震時保有水平耐力は、破壊形態に応じて式 (8.3.6) により算出する。

$$\left. \begin{aligned} Pa &= Pu \text{ (曲げ破壊型) (ただし, } Pc < Pu) \\ Pa &= Pu \text{ (曲げ損傷からせん断破壊移行型)} \\ Pa &= Pi \text{ (せん断破壊型)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (8.3.6)}$$

ここに、

$Pu$ : 8.7 に規定する一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局水平耐力 (N)

$Pi$ : 8.6 の規定により算出する  $i$  番目の塑性ヒンジ位置のせん断力の制限値 (N)

### 8.4 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態

(1) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は、以下の 1) 及び 2) を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式 (8.4.1) により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{yEd} = \xi_1 \cdot \Phi_{RY} \cdot \delta_{yE} \dots\dots\dots \text{式 (8.4.1)}$$

ここに、

$\delta_{yEd}$ : 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 1 に対応する水平変位の制限値 (mm)

$\xi_1$ : 調査・解析係数で、1.00 とする。

$\Phi_{RY}$ : 抵抗係数で、1.00 とする。

$\delta_{yE}$ : 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 1 に相当する水平変位の特性値 (mm) で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては 8.5 の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては 8.7 の規定により算出する。

2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6 に規定するせん断力の制限値を超えない。

(2) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は、8.9 から 8.11 の規定を満足したうえで、以下の 1) から 3) を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 を超えないとみなしてよい。

1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式 (8.4.2) により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{ls2d} = \xi_1 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{ls2} \quad \dots\dots\dots \text{式 (8.4.2)}$$

ここに、

- $\delta_{ls2d}$  : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 に対応する水平変位の制限値 (mm)
- $\delta_{ls2}$  : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 に相当する水平変位の特性値 (mm) で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては 8.5 の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては 8.7 の規定により算出する。
- $\xi_1$  : 調査・解析係数で、1.00 とする。
- $\Phi_s$  : 抵抗係数で、0.65 とする。

2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6 に規定するせん断力の制限値を超えない。

3) 式 (8.4.3) により算出する鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位が、残留変位の制限値を超えない。

ここで、残留変位の制限値は地震後に橋に求める機能に応じて適切に設定しなければならない。個別に検討を行わない場合は、橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの 1/100 の値とすることを原則とする。

$$\delta_R = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_{yE} \quad \dots\dots\dots \text{式 (8.4.3)}$$

ここに、

- $c_R$  : 残留変位補正係数で、0.6 とする。
- $r$  : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、零とする。
- $\mu_r$  : 鉄筋コンクリート橋脚の最大応答塑性率で、鉄筋コンクリート橋脚の最大応答変位を  $\delta_{yE}$  で除した値とする。静的解析による場合、最大応答塑性率は、式 (8.4.4) により算出する

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{c_{2z} k_{h0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad \dots\dots\dots \text{式 (8.4.4)}$$

$k_{h0}$  : レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値で、地震動のタイプに応じて 4.1.6 に規定する  $k_{Ih0}$  又  $k_{IIh0}$  を用いる。

$c_{2z}$  : レベル 2 地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて 3.4 に規定する  $c_{1z}$  又は  $c_{IIz}$  を用いる。

$W$  : 等価重量 (N) で、式 (8.4.5) により算出する。

$$W = W_u + c_p W_p \quad \dots\dots\dots \text{式 (8.4.5)}$$

$c_p$  : 等価重量算出係数で、0.5 とする。

$W_u$  : 当該鉄筋コンクリート橋脚が支持している上部構造部分の重量 (N)

$W_p$  : 鉄筋コンクリート橋脚の重量 (N)

(3) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は、8.9 から 8.11 の規定を満足したうえで、以下の 1) 及び 2) を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式 (8.4.6) により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{ls3d} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{ls3} \quad \dots\dots\dots \text{式 (8.4.6)}$$

ここに、

$\delta_{ls3d}$  : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 3 に対応する水平変位の制限値 (mm)

$\delta_{ls3}$  : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 3 に相当する水平変位の特性値 (mm) で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては 8.5 の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては 8.7 の規定により算出する。

$\xi_1$  : 調査・解析係数で、1.00 とする。

$\xi_2$  : 部材・構造係数で、1.00 とする。

$\phi_s$  : 抵抗係数で、0.65 とする。

2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6 に規定するせん断力の制限値を超えない。

(4) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合及びせん断破壊型の場合は、以下の 1) 及び 2) を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる変位が、式 (8.4.1) により算出する水平変位の制限値を超えない。

2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6 に規定するせん断力の制限値を超えない。

(5) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合及びせん断破壊型の場合は、(4) 1) 及び 2) を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

#### 8.5 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位

8.3, 8.4 で参照されている単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位の算出方法が示されている。詳細は道示 V 編 8.5 を参照のこと。

#### 8.6 鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値

8.3, 8.4 で参照されている鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値の算出方法が示されている。詳細は道示 V 編 8.6 を参照のこと。

#### 8.7 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位

8.3, 8.4 で参照されている一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位の算出方法が示されている。詳細は道示 V 編 8.7 を参照のこと。

#### 8.8 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び限界状態

8.2 4) の規定に示されている上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合、8.3 において算出する終局水平耐力、地震時保有水平耐力の算出方法を示している。算出する際の上部構造等の死荷重には、橋脚の張り出し部の重量が含まれていること、死荷重 (D) の荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じること、に注意が必要である。

#### 8.9 鉄筋コンクリート橋脚の構造細目

8.4 で限界状態の照査の前提条件となる鉄筋コンクリート橋脚の配筋、破壊形態、地震時保有水平耐力が規定されている。



#### 8.10 鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋の段落し

8.4 で限界状態の照査の前提条件となる鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋の段落しが規定されている。

#### 8.11 鉄筋コンクリート橋脚と基礎の接合部の設計

8.2 5) の規定に示されている鉄筋コンクリート橋脚と基礎の接合部の設計方法が規定されている。

## 9. 鋼製橋脚

### 9.1 適用の範囲

この章は、塑性化を期待する鋼製橋脚の耐震設計に適用する。6.3 に規定されている塑性化を期待する鋼部材の規定に基づき、鋼製橋脚特有の事項について規定されている。ラーメン橋脚のほりに塑性化を期待する場合には、はり部材が9.4に規定される適用範囲に該当する必要がある。

### 9.2 一般

塑性化を期待する鋼製橋脚を設計する場合は、以下の1)から3)を満足しなければならない。

- 1) 鋼製橋脚の限界状態2及び限界状態3は9.3及び9.4の規定による。
- 2) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合は、その影響を適切に考慮しなければならない。
- 3) 基礎との接合部は9.6の規定による。

偏心モーメントが作用する場合については、解説に、必要に応じて幾何学的非線形の影響を考慮して動的解析を行うこと、鉄筋コンクリート橋脚の道示V編8.8の規定と同様の対応を行うこと、が示されている。

### 9.3 鋼製橋脚の限界状態2及び限界状態3

塑性化を期待する鋼製橋脚が、限界状態2または限界状態3を満足するための条件として、水平変位の制限値及び残留変位の制限値の算出方法を示している。

### 9.4 鋼製橋脚の限界状態に対する水平耐力及び水平変位

単柱式の鋼製橋脚及び門型の鋼製ラーメン橋脚の柱部材の限界状態2に相当する変位の特性値を算出するにあたって用いる曲げモーメントー曲率の考え方や、限界状態2に相当する水平変位の特性値の算出方法等が規定されている。

### 9.5 鋼製橋脚の構造細目

9.3で限界状態照査の前提条件となっている水平耐力の下限値及び塑性変形能を確保するための構造細目が規定されている。

### 9.6 鋼製橋脚と基礎の接合部の設計

9.3で限界状態照査の前提条件となっている鋼製橋脚と基礎の接合部の設計について規定されている。

## 10. 橋脚基礎

### 10.1 適用の範囲

この章は、レベル2地震動を考慮する設計状況における橋脚基礎の耐震設計に適用する。

### 10.2 一般

橋脚基礎を設計する場合は、以下の1)から6)を満足しなければならない。

- 1) 橋脚基礎の応答値は、10.3に規定する橋脚基礎に作用する力を考慮して算出する。7.2の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される場合は、液状化が生じる場合及び液状化が生じない場合のいずれも応答値を算出する。4.4.2の規定により橋に影響を与える流動化が生じると判定される場合は、この影響のみを考慮した応答値も算出する。
- 2) 10.4(1)1)及び2)を考慮する場合で、橋脚基礎の塑性化を期待する場合には、10.4の規定により橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出する。各部材に生じる断面力は、この応答塑性率及び応答変位に達するときの値とする。
- 3) 10.4(1)3)を考慮する場合は、橋脚基礎天端の水平変位を算出する。各部材に生じる断面力は、この水平変位に達するときの値とする。
- 4) 10.4(1)1)及び2)を考慮する場合、杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎の限界状態の制限値については、それぞれ道示IV編10.9、11.9、12.10、13.9及び14.8の規定による。
- 5) 10.4(1)3)を考慮する場合、基礎の降伏に達するときの基礎天端における水平変位の2倍を超えない場合には、基礎の限界状態2を超えないとみなしてよい。このとき、限界状態に対応する抵抗の制限値の設定にあたっては、地盤の流動力を考慮する必要のある範囲内の土層の水平抵抗を考慮してはならない。
- 6) 2.3に規定する地盤振動変位による局所的な影響に対しては、構造条件、地盤条件等を適切に考慮して必要な配慮を行わなければならない。杭基礎等の柔な構造の場合は、地盤振動変位に対して、少なくとも、地盤振動変位の深さ方向分布が急変する土層境界付近で塑性変形能を確保すれば、必要な配慮を行ったとみなしてよい。

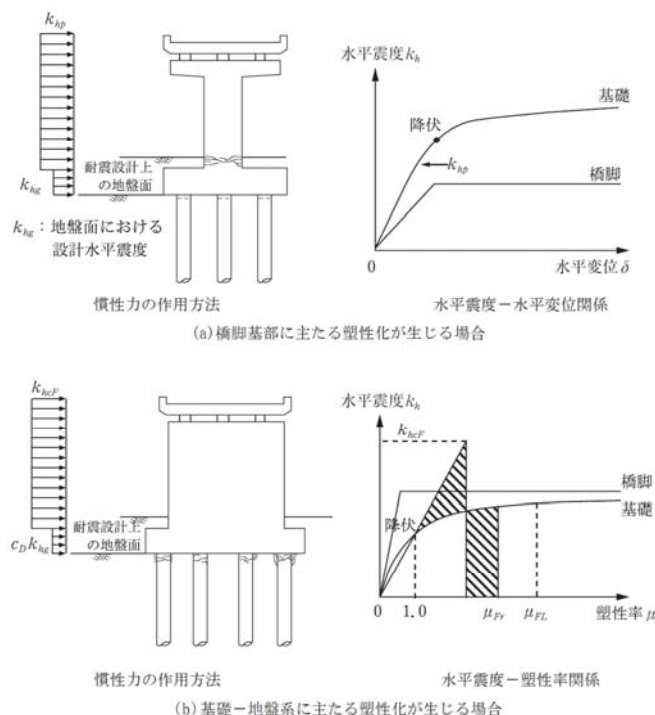


図 10.2.1 橋脚基礎の設計の概念図 (道示V編, 図-解 10.2.1)

10.3 橋脚基礎に作用する力

(1) 橋脚基礎に作用する力は、以下の 1) から 3) とする。

- 1) 4.1 に規定する構造物の慣性力
- 2) 3.5 に規定する耐震設計上の地盤面から地表までの構造部分に対しては、4.1.6 に規定する地盤面における設計水平震度に相当する慣性力
- 3) 4.4 に規定する地盤の流動力

(2) (1)1) に規定する構造物の慣性力は、橋脚の塑性化を期待する場合には、式(10.3.1)により算出する設計水平震度を用いて算出する。橋脚の塑性化を期待しない場合には、橋脚基部に生じる断面力を考慮する。

$$k_{hp} = c_{dF} k_{hN} \dots\dots\dots \text{式 (10.3.1)}$$

ここに、

$k_{hp}$  : 橋脚基礎の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

$c_{dF}$  : 橋脚基礎の設計水平震度の算出のための補正係数で、1.10 とする。

$k_{hN}$  : 地震時に橋脚基部に生じる断面力を設計水平震度に換算したもので、橋脚に塑性化を期待する場合には式(10.3.2)により算出する。

$$k_{hN} = P_u / W \dots\dots\dots \text{式 (10.3.2)}$$

$P_u$  : 橋脚基礎が支持する橋脚の水平耐力 (N) で、鉄筋コンクリート橋脚の場合には道示V編8.5(5)の規定により算出する終局水平耐力、鋼製橋脚の場合には道示V編9.4(5)の規定により算出する水平耐力を用いる。

$W$  : 等価重量 (N) で、式(8.4.5)により算出する。ただし、鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態がせん断破壊型の場合には、8.4(2)3)に規定する等価重量算出係数  $cP$  を 1.0 とする。

10.4 橋脚基礎の塑性化を考慮する場合の橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位の算出

(1) 橋脚基礎の塑性化を期待する場合の橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位は、(2)に規定する橋脚基礎の設計水平震度を用いて式(10.4.1)及び式(10.4.2)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \mu_{Fr} &= \frac{1}{r} \left\{ -(1-r) + \sqrt{1-r+r(k_{hF}/k_{hyF})^2} \right\} \quad (r \neq 0) \\ \mu_{Fr} &= \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hF}/k_{hyF})^2 \right\} \quad (r = 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (10.4.1)}$$

$$\delta_{Fr} = \mu_{Fr} \delta_{Fy} \dots\dots\dots \text{式 (10.4.2)}$$

ここに

$\mu_{Fr}$  : 橋脚基礎の応答塑性率

$\delta_{Fr}$  : 橋脚基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位 (m)

$\delta_{Fy}$  : 橋脚基礎の降伏変位 (m) で、基礎形式別に道示IV編 10.9, 11.9, 12.10 及び 13.9 の規定による。

$r$  : 橋脚基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比

$k_{hyF}$  : 基礎の降伏に達するときの水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

$k_{hF}$  : 橋脚基礎の塑性化を期待する場合の橋脚基礎の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする) で、(2)による。

(2) 橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出するための設計水平震度は、式 (10.4.3) により算出しなければならない。

$$k_F = c_D c_{2z} k_0 \dots\dots\dots \text{式 (10.4.3)}$$

ここに

$c_D$  : 減衰定数別補正係数で、側方地盤への振動エネルギーの逸散、基礎本体及び地盤抵抗の非線形性の影響を考慮して適切に設定する。ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎及び地中連続壁基礎の場合には 2/3 を用いることを標準とする。

$c_{2z}$  : レベル2 地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて3.4 に規定する  $c_{Iz}$  又は  $c_{IIz}$  を用いる。

$k_{\theta 0}$  : レベル2 地震動の設計水平震度の標準値で、地震動のタイプに応じて 4.1.6 に規定する  $k_{I\theta 0}$  又は  $k_{II\theta 0}$  を用いる。

## 11. 橋台及び橋台基礎

### 11.1 適用の範囲

この章は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における橋台及び橋台基礎の耐震設計に適用する。ただし、橋脚と同様の振動特性を有する橋台及びその橋台基礎の耐震設計は、道示 V 編 8 章及び 道示 V 編 10 章の規定による。

### 11.2 一般

橋台及び橋台基礎を設計する場合は、以下の 1) から 5) を満足しなければならない。

- 1) 橋台及び橋台基礎の応答値は、11.3 に規定する橋台及び橋台基礎に作用する力を考慮して算出する。
- 2) 橋台基礎の塑性化を期待する場合は、11.4 の規定により橋台基礎の応答塑性率を算出する。各部材に生じる断面力はこの応答塑性率に達するときの値とする。
- 3) 杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎の限界状態の制限値については、それぞれ道示 IV 編 10.9, 11.9, 12.10, 13.9 及び 14.8 の規定による。
- 4) 以下の i) 又は ii) に該当する場合を除き、レベル 1 地震動を考慮する設計状況に対して、橋台及び橋台基礎がそれぞれ限界状態 1 及び限界状態 3 を超えない場合は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対して下部構造の限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
  - i) 7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤上にある場合
  - ii) レベル 2 地震動に対する橋台の荷重支持条件がレベル 1 地震動に対する橋台の荷重支持条件と異なる場合
- 5) 2.3 に規定する地盤振動変位による局所的な影響に対しては、構造条件、地盤条件等を適切に考慮して必要な配慮を行わなければならない。杭基礎等の柔な構造の場合は、地盤振動変位に対して、少なくとも、地盤振動変位の深さ方向分布が急変する土層境界付近で塑性変形能力を確保すれば、必要な配慮を行ったとみなしてよい。

### 11.3 橋台及び橋台基礎に作用する力

- (1) 橋台及び橋台基礎に作用する力は、以下の 1) 及び 2) とする。
  - 1) 4.2 に規定する地震時土圧
  - 2) 4.1 に規定する構造物及びフーチング上載土の慣性力
- (2) 上部構造の慣性力以外の (1) の算出に用いる設計水平震度は、4.1.6 (5) に規定する地盤面の設計水平震度に基づいて式 (11.3.1) により算出しなければならない。

$$k_{hA} = c_A c_{2z} k_{hg0} \cdots \cdots \cdots \text{式 (11.3.1)}$$

ここに、

$k_{hA}$ : 橋台及び橋台基礎の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)

$c_A$ : 橋台及び橋台基礎の設計水平震度の補正係数で、1.00 を標準とする。

$c_{2z}$ : レベル 2 地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて 3.4 に規定する  $c_{1z}$  又は  $c_{1z}$  を用いる。

$k_{hg0}$ : レベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、地震動のタイプに応じて 4.1.6 (5) に規定する  $k_{1hg0}$  又は  $k_{11hg0}$  を用いる。

11.4 橋台基礎の塑性化を期待する場合の橋台基礎の応答塑性率の算出

橋台基礎の塑性化を期待する場合の橋台基礎の応答塑性率は、基礎の非線形挙動、土圧の影響等を適切に考慮して、式 (11.4.1) により算出しなければならない。

$$\mu_{Ar} = \delta_{Ar} / \delta_{Ay} \cdots \cdots \cdots \text{式 (11.4.1)}$$

$$\delta_{Ar} = \mu'_{Ar} \delta'_{Ay} + \delta_0 \cdots \cdots \cdots \text{式 (11.4.2)}$$

$$\delta_{Ay} = \delta'_{Ay} / \delta_0 \cdots \cdots \cdots \text{式 (11.4.3)}$$

$$\mu'_{Ar} = \frac{1}{r} \left\{ -(1-r) + \sqrt{1-r+r(k_{hA}/k_{hyA})^2} \right\} (r \neq 0) \cdots \cdots \cdots \text{式 (11.4.4)}$$

$$\mu'_{Ar} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hA}/k_{hyA})^2 \right\} (r \neq 0) \cdots \cdots \cdots \text{式 (11.4.5)}$$

ここに、

$\mu_{Ar}$  : 橋台基礎の応答塑性率

$\delta_{Ar}$  : 橋台基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)

$\delta_{Ay}$  : 橋台基礎の降伏変位 (m) で、基礎形式別に道示IV編 10.9, 11.9, 12.10 及び 13.9 の規定による。

$\mu'_{Ar}$  :  $k_b=0$ ,  $\delta_A = \delta_0$ を原点とした場合の橋台基礎の応答塑性率

$\delta'_{Ay}$  :  $k_b=0$ ,  $\delta_A = \delta_0$ を原点とした場合の橋台基礎の降伏変位 (m)

$\delta_0$  : 上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)

$\delta_a$  :  $k_b=0$  として算出される地震時主働土圧による上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)

$r$  : 橋台基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比

$k_{hyA}$  : 橋台基礎が降伏に達するときの水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)

$k_{hA}$  : 式 (11.3.1) により算出する橋台及び橋台基礎の設計水平震度

## 12. 上部構造

### 12.1 適用の範囲

この章は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における上部構造の耐震設計に適用する。

解説において、上部構造は修復性や耐荷力の急激な低下の恐れなどの観点から塑性化を期待する部材として選定しないことが基本となる、と規定されている。そのための設計方法が 12.2 以降に示されている。部材等の塑性化を期待する場合には、道示Ⅴ編 6 章の規定に従い、部材の構造に応じて適切に特性値や制限値を設定しなければならない、としている。例えば、鋼構造の場合には、道示Ⅴ編 6.3.1(5)において載荷実験に基づいて定めることを原則とし、とあり、計画の際には注意が必要である。

### 12.2 一般

(1) 12.5 に規定する構造細目を満足したうえで、上部構造を構成する全ての部材等が 6.1 に規定する部材等の限界状態 1 を超えない場合には、上部構造の限界状態 1 を、部材等の限界状態 3 を超えない場合には、上部構造の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

(2) 曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁 が、12.3 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

(3) 曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁 の塑性化を期待する場合、12.4 の規定を満足する場合には限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

プレストレストコンクリート箱桁の上部構造を有するラーメン橋のように、上部構造を軽微な損傷は生じるものの可逆性を有するとみなせる範囲にとどめるように設計する方が、合理的と考えられる場合があるため、条件付きで限界状態を 12.3 及び 12.4 で規定している。

### 12.3 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態 1

(1) 曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁が、道示Ⅲ編 5.2 から道示Ⅲ編 5.4 の規定を満足したうえで、(2) を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

(2) 部材等に損傷が生じているものの、部材等の挙動が可逆性を有する限界 の状態を限界状態 1 として、6.4 の規定に基づき、その限界の状態に対応する制限値を適切に設定したうえで、応答値がその制限値を超えない。

### 12.4 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態 3

(1) 曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁 が、道示Ⅲ編 5.2 から道示Ⅲ編 5.4 の規定を満足したうえで、(2) を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

(2) 部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の 状態を限界状態 3 とし、6.4 の規定に基づき、その限界の状態に対応する特性値及び制限値を適切に設定したうえで、応答値がその制限値を超えない。



12.5 構造細目

12.5.1 上部構造の構造細目

- (1) 鋼上部構造の構造細目は、道示Ⅱ編5章及び道示Ⅱ編9章から19章の規定による。
- (2) コンクリート上部構造の構造細目は、道示Ⅲ編5章及び7章から16章の規定による。
- (3) 上部構造を構成する部材で2.7.2.2 i)により脆性的な破壊が生じにくくなるように配慮する場合は、塑性変形能を確保できる適切な構造細目としなければならない。鉄筋コンクリート部材及び鋼部材では、少なくとも道示Ⅴ編6.2.5及び6.3.4の規定を満足しなければならない。

12.5.2 支承部と上部構造と接合部における構造細目

- (1) 支承部と鋼上部構造との接合部は、支承端部の直上等の集中荷重を受け局部変形を生じる可能性のある鋼上部構造の部位において、補剛材を設けて局部変形を防ぐとともに、桁が橋軸直角方向の地震力によって面外変形を生じないように、横桁又はダイアフラム等により補強しなければならない。
- (2) 支承部とコンクリート上部構造との接合部は、道示Ⅲ編10.5の規定による。

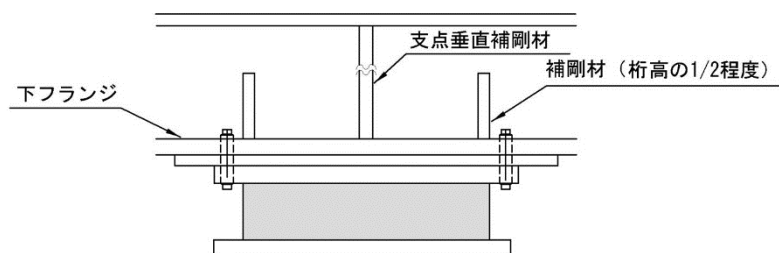


図 12.5.1 垂直補剛材による支承上の鋼橋腹板の補強例 (道示Ⅴ編 図-解 12.5.1)

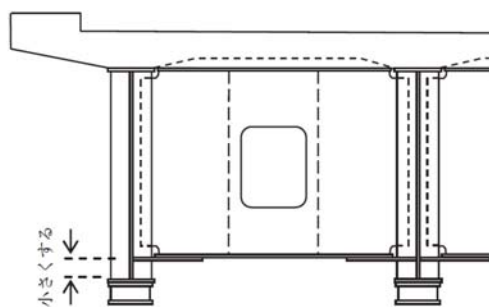


図 12.5.2 鋼桁における端横桁の構造の例 (道示Ⅴ編 図-解 12.5.2)

### 13. 上下部接合部

#### 13.1 支承部

##### 13.1.1 支承部に作用する力

- (1) 支承部に作用する力は、橋の構造形式、支承の形式及び支承どうしの荷重分担等を考慮して設定しなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 支承部に作用する水平力のうち地震の影響による力は、4.1に規定する上部構造の慣性力とする。ただし、静的解析による場合で、鉄筋コンクリート橋脚又は基礎の塑性化を期待する場合には、塑性化を期待する橋脚又は基礎の応答変位が最大となる時の上部構造の慣性力の作用位置における水平力とする。
- (4) 支承部に作用する鉛直力のうち地震の影響による力は、以下の1)及び2)による。
  - 1) 道示V編 式 (13.1.1) 及び道示V編 式 (13.1.2) により算出した値。なお、鉛直力及び反力はいずれも下向きを正とする。
  - 2) レベル2地震動を考慮する設計状況に対しては $-0.3R_D$ 。ただし、 $R_{Bmin}$ が正の場合で鉛直方向の変位を拘束しなくても地震後に支承部の機能が確保される支承部を採用する場合は除く。

##### 13.1.2 支承部の限界状態

- (1) 支承部の限界状態は、道示I編 10.1.4の規定による。
- (2) 支承部を構成する部材等の限界状態を設定する場合は、2.4.6の規定に従い限界状態を超えないとみなせる制限値を適切に設定しなければならない。
- (3) (1)及び(2)の設定にあたっては、以下の1)及び2)の範囲を考慮して行わなければならない。
  - 1) 以下のi)及びii)の力学的特性が、実験により明らかである範囲
    - i) 支承に求められる荷重伝達、変位追随等の機能が失われるときが明らかであり、その状態に対する安全性が確保できること。
    - ii) 地震による繰返し作用に対して強度の低下が生じず安定して挙動すること。
  - 2) 支承の荷重と変位の関係、減衰特性等の力学的特性を評価する方法が明らかである範囲
- (4) (3)1)にあたっては、少なくとも以下の1)及び2)の実験条件を考慮しなければならない。
  - 1) 支承部に作用する鉛直力と水平力に応じた荷重抵抗機構
  - 2) 温度等、支承の使用が想定される環境条件

##### 13.1.3 支承部の耐荷性能の照査

13.1.1で算出した力が作用したときの支承部各部の応答が、以下の1)から3)を満足する場合は、支承部の限界状態を超えないことについて所要の信頼性を有するとみなしてよい。

- 1) 支承部の限界状態 1
  - 13.1.2の規定に基づき設定した支承部の限界状態1に対応する部材等の抵抗の制限値を超えない。
- 2) 支承部の限界状態 2
  - 13.1.2の規定に基づき設定した支承部の限界状態2に対応する部材等の抵抗の制限値を超えない。
- 3) 支承部の限界状態 3
  - 13.1.2の規定に基づき設定した支承部の限界状態3に対応する部材等の抵抗の制限値を超えない。

##### 13.1.4 上下部構造との取付部

上部構造及び下部構造への支承取付部は、道示V編 6.5の規定に従い地震の影響に伴う载荷の繰返しも考慮したうえで、作用を分担する耐荷機構を適切に設定し、それが確実に実現される構造としなければならない。

### 13.1.5 段差防止構造

支承本体の高さが高い支承部や台座コンクリートの高さが高い支承部等では支承部の損傷により数百 mm の段差が生じる可能性もあるため、構造的な対策が必要となる場合もある。その対策として、従来規定されていた段差防止構造の設置は有効である。段差防止構造としては、コンクリートや鋼製の台座を設けたりするものがある。なお、段差防止構造は上部構造の死荷重を支持できればよく、水平方向に設計地震力を考慮する必要はない。なお、段差防止構造は、支承高さが 40cm 程度以上の鋼製支承及びゴム支承を用いる場合に設置することが望ましい。

## 13.2 遊間及び伸縮装置

### 13.2.1 遊間

- (1) 隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台又は上部構造と橋脚の段違い部は、地震の影響を考慮する設計状況において、衝突しないように必要な遊間を設けることを原則とする。ただし、掛違い橋脚の段違い構造は、基本的に採用しないこととする。
- (2) 上部構造端部の遊間を、表 13.2.1 により算出する値以上とする場合には、隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台又は橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けたものとみなしてよい。

$$\left. \begin{aligned} S_{BR} &= c_B u_s + L_A && \text{(橋軸方向に隣接する上部構造の間)} \\ S_{BR} &= u_s + L_A && \text{(上部構造と橋台又は橋脚の段違い部の間)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (13.2.1)}$$

ここに、

$S_{BR}$  : 上部構造端部の必要遊間量 (mm)  
 $c_B$  : 遊間量の固有周期差別補正係数で、隣接する 2 連の上部構造の各上部構造を含む設計振動単位の固有周期差  $\Delta T$  に基づいて表 13.2.1 に示す値とする。

表 13.2.1 遊間量の固有周期差別補正係数  $c_B$  (道示 V 編, 表-13.2.1)

固有周期差比 $\Delta T/T_1$	$c_B$
$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.1$	1
$0.1 \leq \Delta T/T_1 < 0.8$	$\sqrt{2}$
$0.8 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.0$	1

$$\Delta T = T_1 - T_2 (T_1 \geq T_2)$$

$u_s$  : レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対して、遊間量を算出する位置において生じる上部構造と下部構造との間の最大相対変位 (mm)。なお、1つの橋脚上において 2 連の上部構造を支持する場合等で固有周期差別補正係数  $c_B$  を用いて遊間量を算出する場合は、各上部構造を含む位置において生じる上部構造と下部構造との間の最大相対変位 (mm)

$L_A$  : 遊間量の余裕量 (mm)

### 13.2.2 伸縮装置

- (1) 伸縮装置の伸縮量は、変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況に対して式 (13.2.2) により算出する値以上を確保する。ただし、道示 I 編 10.3.3 に規定する設計伸縮量を下回ってはならない。

$$\left. \begin{aligned} L_{ER} &= c_B \delta_R + L_A && \text{(橋軸方向に隣接する上部構造の間)} \\ L_{ER} &= \delta_R + L_A && \text{(上部構造と橋台間)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (13.2.2)}$$

ここに、

$L_{ER}$  : 地震の影響を考慮する設計状況に対する伸縮装置の設計伸縮量 (mm)

$c_B$  : 遊間量の固有周期差別補正係数で、橋軸方向に隣接する2連の上部構造の各上部構造を含む設計振動単位の固有周期差  $\Delta T$  に基づいて表 13.2.1 の値とする。

$\delta_R$  : 変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況に対して伸縮装置の位置において生じる上部構造と下部構造との間の相対変位 (mm)

$L_A$  : 伸縮量の余裕量 (mm)

(2) 伸縮装置及び伸縮装置と上下部構造との接合部は、変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況において作用する力を、上下部構造に確実に伝達できるようにしなければならない。

### 13.3 落橋防止システム

#### 13.3.1 一般

(1) 落橋防止システムは、以下の 1) から 3) の設計で考慮する方向に対して 独立して働くシステムから構成されるものとする。

- 1) 橋軸方向
- 2) 橋軸直角方向
- 3) 水平面内での回転方向 (以下「回転方向」という。)

(2) 橋軸方向に対しては 13.3.2、橋軸直角方向に対しては 13.3.3 及び回転方向に対しては 13.3.4 の規定による場合には、上部構造が容易には落下しないように適切な対策を講じたこととみなしてよい。

(3) 13.3.9 の規定による場合は、(2)によらず、上部構造が容易には落下しないように適切な対策を講じたこととみなしてよい。

段差防止構造は、H14 道示では落橋防止システムの一つとして規定されていたが、H24 道示 16.1 解説では「段差防止構造は緊急車両の通行をできる限り可能とするために設置されるものであり、落橋防止システムが支承部の破壊によって上部構造が落下するのを防ぐことを目的として設置される構造であることに鑑みると、目的が異なる構造であることから、(中略) 支承部の構造的な配慮として 15.6 支承部の構造の解説に示している」としている。H29 道示では、2 章橋の耐震設計の基本の 2.7 その他の事項の 2.7.1 の解説で「段差を防止するための対策が必要かどうかを検討するのが良い」とされている。

H24 道示に基づく中部地整の設計要領では、第 5 章 5-2-2 耐震補強の 3) (4) に規定されており、支承高が高い鋼製支承、重要度が高い橋梁では設置することが望ましい、としている。本手引きでは「支承高さが 40 cm 程度以上の鋼製支承及びゴム支承を用いる場合に設置することが望ましい」としていた。

設置の必要性は地震後に求められる機能を踏まえて決定する必要があることから、設置に関しては事業課と協議のこと。

13.3.2 橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

- (1) 橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、(2)の桁かかり長を確保するとともに、(3)の落橋防止構造を設けることにより行う。
- (2) 橋軸方向に対する桁かかり長は、以下の1)から3)を満足するように確保する。
  - 1) 必要桁かかり長は、一連の上部構造の端支点部において確保する。ただし、図13.3.1に示す下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない場合は、当該支点部でも確保する。
  - 2) 必要桁かかり長は、一連の上部構造端部から橋軸方向に確保する。
  - 3) 必要桁かかり長は、13.3.5(1)の規定により算出する。
- (3) 落橋防止構造は、13.3.6に規定する構造を、以下の1)から3)により設置する。
  - 1) 落橋防止構造は、一連の上部構造を支持する支点部のうち、必要桁かかり長を確保した支点部に設置する。
  - 2) 落橋防止構造は、上部構造がこれを支持する下部構造から橋軸方向に対する桁かかり長を超えて逸脱することのない範囲で機能するように設置する。
  - 3) 落橋防止構造を橋軸方向に対する桁かかり長の0.75倍以下の範囲で機能するように設置する場合には、2)を満足するとみなしてよい。
- (4) 橋軸方向に対して、両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋で、以下の1)から3)を満足する場合には、(3)によらず、パラペットと橋台背面土が協働して落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなしてよい。
  - 1) 道示IV編7.4.4に規定するパラペットを有し、かつ、橋台背面土圧に対して抵抗するように設計された橋台であること。ただし、橋脚と同様の振動特性を有する橋台は除く。
  - 2) 上部構造が、一方の上部構造端部における橋軸方向に変位したと仮定したときに、他端部に位置する橋台パラペットで拘束される状態になること。
  - 3) 2)の状態となるときに、上部構造端部が下部構造上に留まっていること。

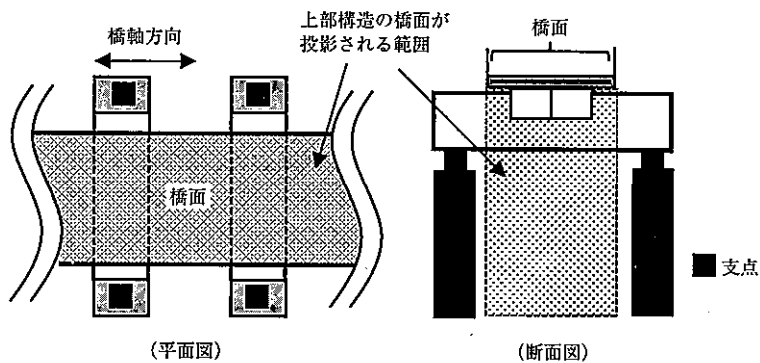


図 13.3.1 下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない構造の例 (道示V編 図 13.3.1)

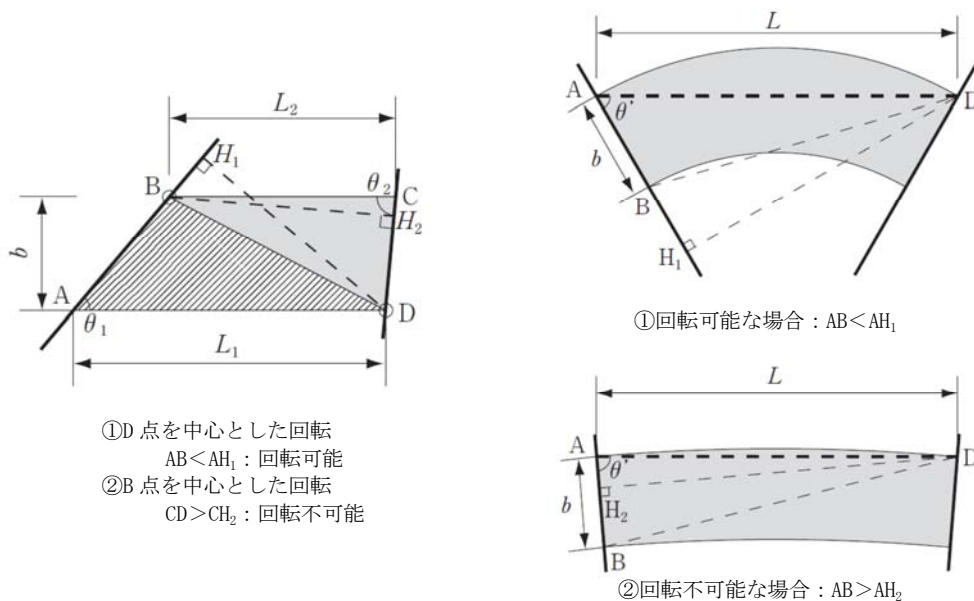
13.3.3 橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

- (1) 橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、(2)の桁かかり長を確保することにより行う。
- (2) 橋軸直角方向に対する桁かかり長は、以下の1)から3)を満足するように確保する。
  - 1) 必要桁かかり長は、一連の上部構造の全ての支点部において確保する。
  - 2) 必要桁かかり長は、橋軸直角方向に確保する。
  - 3) 必要桁かかり長は、上部構造が下部構造に対して相対的に橋軸直角方向に13.3.5(1)の規定により算出した長さ分だけ移動した場合に、安定して下部構造上に留まることのできる長さとする。ただし、13.3.5(1)

の規定により算出した必要桁かかり長が一連の上部構造の両端部で異なる場合は、いずれか長い方を用いる。

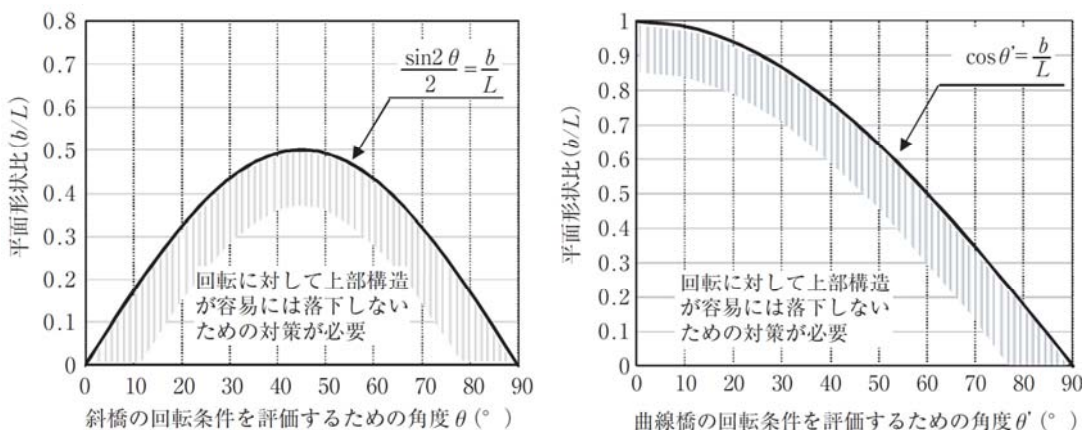
13.3.4 回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

- (1) 回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、一連の上部構造の水平面内での回転挙動を想定した場合に、これに隣接する上部構造、橋脚の段違い部又は橋台パラペットで挙動が拘束されないときに行う。
- (2) 回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、(3)の桁かかり長を確保するとともに、(4)の横変位拘束構造を設けることにより行う。
- (3) 回転方向に対する桁かかり長は、以下の1)から3)を満足するように確保する。
  - 1) 必要桁かかり長は、一連の上部構造の端支点部において確保する。
  - 2) 必要桁かかり長は、一連の上部構造端部から当該端支点部の支承線に直角な方向に確保する。
  - 3) 必要桁かかり長は、13.3.5(2)の規定により算出する。
- (4) 横変位拘束構造は、13.3.7の規定による構造を、以下の1)及び2)により設置する。
  - 1) 横変位拘束構造は、上部構造の回転を拘束する位置に設置する。
  - 2) 横変位拘束構造は、上部構造がこれを支持する下部構造から回転方向に対する桁かかり長を超えて逸脱することのない範囲で機能するように設置する。



(a) 隣接する上部構造や橋台等の拘束を受けずに斜橋が回転できる条件 (道示V編, 図-解 13.3.5)      (b) 隣接する上部構造橋台等の拘束を受けずに曲線橋が回転できる条件 (道示V編, 図-解 13.3.6)

図 13.3.2 隣接する上部構造や橋台等の拘束を受けずに回転できる条件



(a)回転に対して上部構造が容易には落下しないための対策が必要な斜橋の条件 (道示V編, 図-解 13. 3. 7) (b)回転に対して上部構造が容易には落下しないための対策が必要な曲線橋の条件 (道示V編, 図-解 13. 3. 8)

図 13. 3. 3 回転に対して上部構造が容易には落下しないための対策が必要な条件

落橋防止システムの設置例を示す。

(例 1) 横変位拘束構造が省略できる橋梁：上下部構造を連結する形式の落橋防止構造の場合

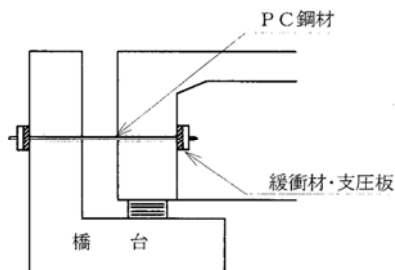


図 13. 3. 4 上下部構造を連結する形式の落橋防止システムの例

表 13. 3. 1 上下部構造を連結する形式の落橋防止システムの設計地震力及び設計移動量

橋軸方向	桁かかり長 $S_E$	$S_E = U_R + U_G \geq S_{EM} = 0.7 + 0.005L$	—
	落橋防止構造	設計地震力 $H_F$ ただし、 $H_F \leq 1.5R_d$ 設計移動量 $S_F$ $S_F \leq 0.75S_E$	採用構造の例 ・突起
橋軸直角方向	横変位拘束構造	設計地震力 $H_S$	—
		設計移動量 $S_S$	—

(例2) 横変位拘束構造が省略できる橋梁：2連の桁を相互に連結する形式の落橋防止構造の場合

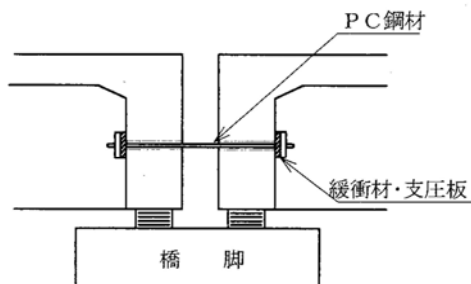


図 13.3.5 上部構造同士を連結する形式の落橋防止システムの例

表 13.3.2 上部構造同士を連結する形式の落橋防止システムの設計地震力及び設計移動量

橋軸方向	桁かかり長 $S_E$	$S_E = U_R + U_G \geq S_{EM} = 0.7 + 0.005L$	採用構造の例 ・ PC ケーブル
	設計地震力 $H_F$	$H_F = 1.5R_d$	
	設計移動量 $S_F$	$S_F \leq 0.75 S_E$	
橋軸直角方向	横変位拘束構造	設計地震力 $H_S$	—
		設計移動量 $S_S$	—

(例3) 横変位拘束構造が必要な橋梁：支承の破壊後に上部構造が回転できる橋梁の場合

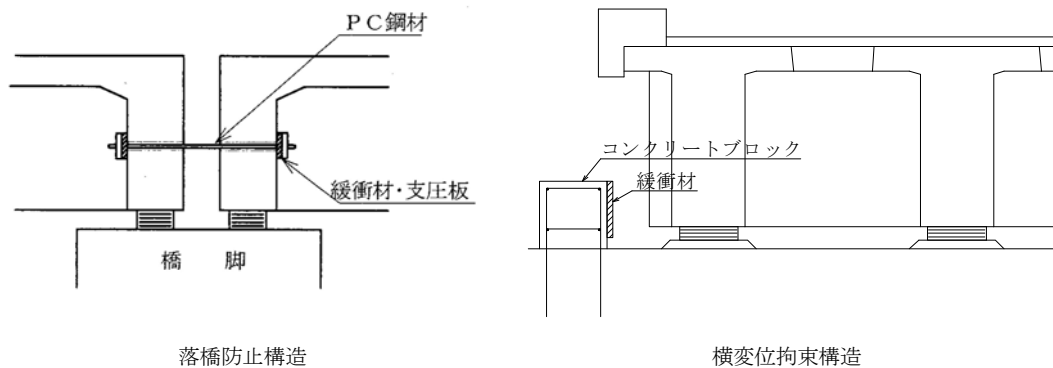


図 13.3.6 横変位拘束構造が必要な橋梁の例

表 13.3.3 横変位拘束構造が必要な橋梁の落橋防止システムの設計地震力及び設計移動量

橋軸方向	桁かかり長 $S_E$	$S_E = U_R + U_G \geq S_{EM} = 0.7 + 0.005L$	採用構造の例 ・ PC ケーブル
	設計地震力 $H_F$	$H_F = 1.5R_d$	
	設計移動量 $S_F$	$S_F \leq 0.75 S_E$	
橋軸直角方向	横変位拘束構造	設計地震力 $H_S$	採用構造の例 ・ 突起
		設計移動量 $S_S$	



13.3.5 必要桁かかり長

- (1) 必要桁かかり長は、道示V編 式(13.3.1)により算出する値とする。ただし、この値が道示V編 式(13.3.2)により算出する値を下回る場合には、道示V編 式(13.3.2)により算出する値とする。
- (2) 回転方向に対する必要桁かかり長は、道示V編 式(13.3.4)により算出する値とする。ただし、一連の上部構造の両端部でそれぞれ算出する値が異なる場合には、いずれか長い方とする。

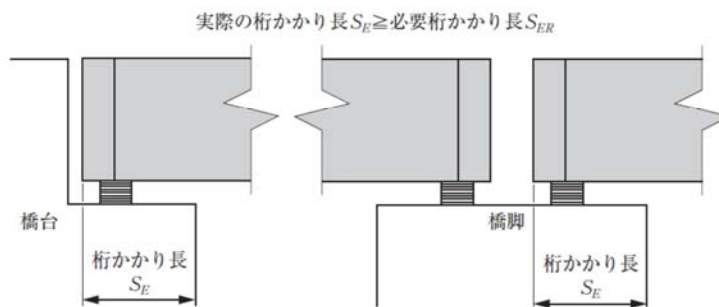


図 13.3.7 桁かかり長 (道示V編, 図-解 13.3.9)

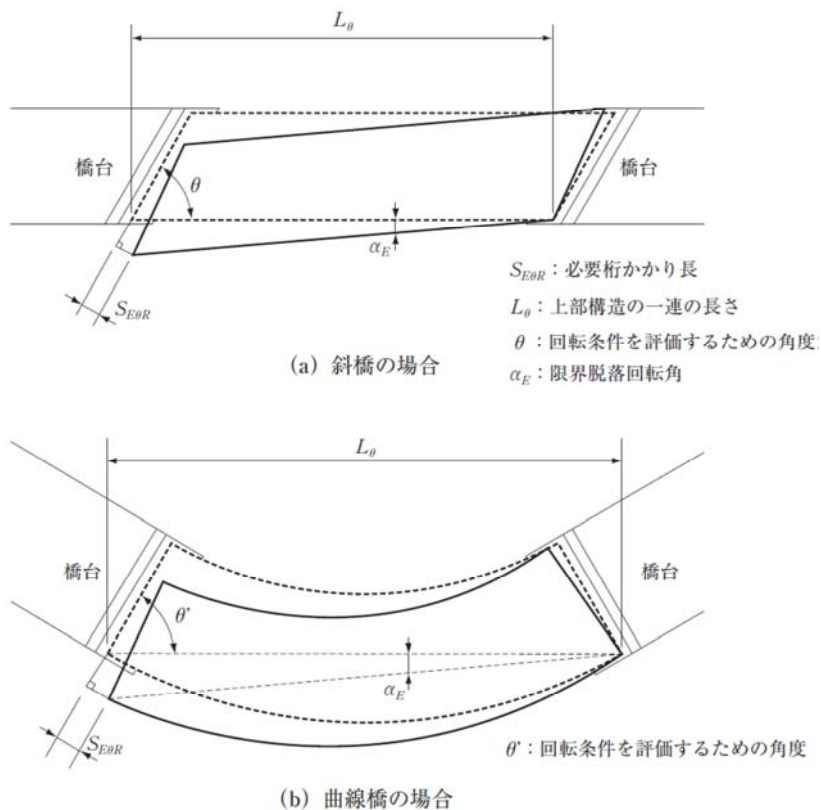
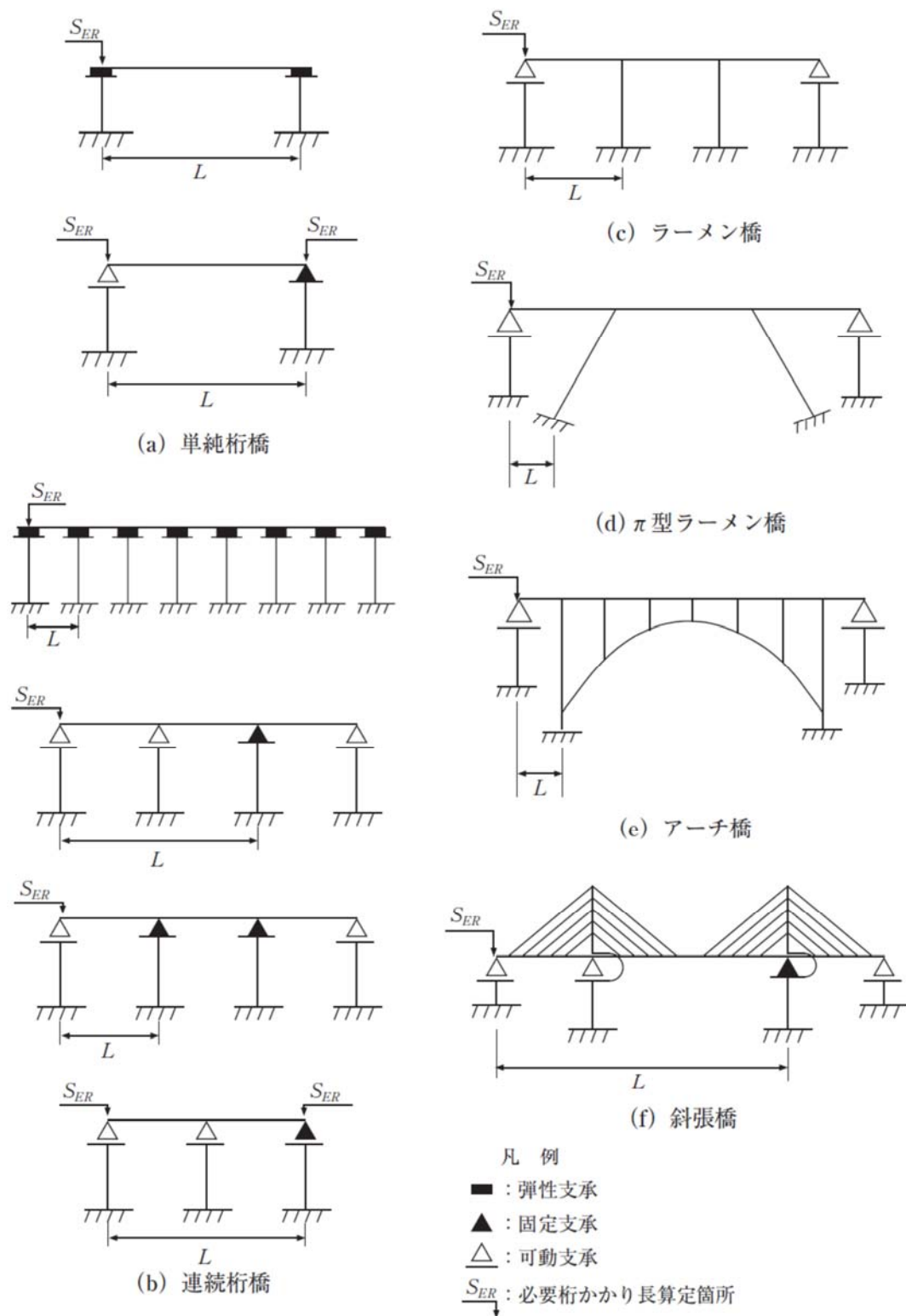


図 13.3.8 「道示V編 13.3.4(1)」の条件に該当する橋の必要桁かかり長 (道示V編, 図-解 13.3.11)



※必要桁かかり長の算定に用いる下部構造間の距離Lは、桁かかり長を求めようとする端支点における支承部のみが破壊したと仮定する条件において、地盤のひずみによって当該支点到に生じる変位に影響を与える距離とする。一般的な桁橋では当該支点的次の固定支承又は弾性支承による支点到までの距離とすればよい。ラーメン橋やアーチ橋など端支点以外には支承部を有しない構造の場合は、当該支点的次の固定点までの距離とすればよい（道示V編, 13. 3. 10 解説）。

図 13. 3. 9 必要桁かかり長の算定のための下部構造間の距離Lの取り方（道示V編, 図-解 13. 3. 10）

13.3.6 落橋防止構造

(1) 落橋防止構造に作用する水平力は、式 (13.3.1) により算出する。

- 1) 上下部構造間で拘束する形式の落橋防止構造の場合  
 $H_F = P_{LG}$
  - ただし、 $H_F \leq 1.5R_d$
  - 2) 2 連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造の場合  
 $H_F = 1.5R_d$
- } ..... 式 (13.3.1)

ここに、

$H_F$  : 落橋防止構造に作用する水平力 (kN)

$P_{LG}$  : 当該支点を支持する下部構造が橋軸方向に発揮できる最大の水平耐力 (kN)

$R_d$  : 上部構造の死荷重により必要桁かかり長を確保する下部構造の支点部に生じる鉛直反力 (kN)。

ただし、2 連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造を用いる場合には、いずれか大きい方の鉛直反力の値を用いる。

(2) 落橋防止構造の設計は、桁かかり長を超えない範囲で必要な強度を発揮し、かつ、(1)の水平力に対して弾性域に留まるようにする。

13.3.7 横変位拘束構造

(1) 横変位拘束構造に作用する水平力は、式 (13.3.2) により算出する。

- $H_s = P_{TR}$
  - ただし、 $H_s \leq 3k_h R_d$
- } ..... 式 (13.3.2)

ここに、

$H_s$  : 横変位拘束構造に作用する水平力 (kN)

$P_{TR}$  : 当該支点を支持する下部構造が橋軸直角方向に発揮できる最大の水平耐力 (kN)

$k_h$  : レベル 1 地震動に相当する設計水平震度で、4.1.6 の規定による。

$R_d$  : 上部構造の死荷重により必要桁かかり長を確保する下部構造の支点部に生じる鉛直反力 (kN)

(2) 横変位拘束構造の設計は、桁かかり長を超えない範囲で必要な強度を発揮し、かつ、(1)の水平力に対して弾性域に留まるようにする。

13.3.8 落下防止構造及び横変位拘束構造の構造設計上の配慮

落橋防止構造及び横変位拘束構造の構造及び配置は、以下の 1) から 4) に配慮しなければならない。

- 1) 落橋防止構造及び横変位拘束構造は、これらに作用する衝撃的な力をできるだけ緩和できる構造とする。
- 2) 設計で考慮する方向以外に上下部構造間の相対変位が生じた場合でも、橋軸方向、橋軸直角方向及び回転方向のシステムがそれぞれ働き、協働して上部構造が容易には落下しないようにそれぞれの方向のシステムの設計を行う。
- 3) 落橋防止構造及び横変位拘束構造並びにこれらの周辺にある構造の経年の劣化の影響に対して、点検及び修繕が困難となる箇所ができるだけ少ない構造及び配置とする。
- 4) 塵埃、滞水等による上下部接続部及び上下部構造の腐食等を生じさせにくい構造及び配置とする。

13.3.9 落下防止構造及び横変位拘束構造の設置の例外

(1) 一連の上部構造を有する 3 径間以上の橋で、全ての下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にあり、以下の 1) 又は 2) に該当する場合は、13.3.2 から 13.3.4 の規定のうち必要桁かかり長のみを確保する。ただし、回転方向に対する必要桁かかり長は、13.3.5(1)の規定により算出する。

- 1) 上下部接続部が2基以上の下部構造で剛結の場合
  - 2) 1支承線上の支承数が1つである下部構造を除いた4基以上の下部構造において、橋軸方向に対して剛結、弾性支持若しくは固定支持又はこれらの併用からなる場合。ただし、橋軸方向に対してレベル2地震動を考慮する設計状況において生じる一連の上部構造の重量による慣性力のうち、その半分以上の慣性力を1支承線で分担していない場合に限る。
- (2) (1)の条件に該当しないラーメン橋又は一連の上部構造が1支承線上の支承数が1つである下部構造を除いた4基以上の下部構造で支持されている3径間以上の橋の場合で、13.3.4(1)の規定に該当するときは、以下の1)から3)による。
- 1) 橋軸方向に対しては、13.3.2の規定による。
  - 2) 橋軸直角方向に対しては、13.3.3の規定による。
  - 3) 回転方向に対しては、13.3.4(3)1)及び2)並びに13.3.5(1)に規定する必要桁かかり長を確保する。

・上部構造と下部構造を連結する構造（P C鋼材）

	適 用	概 要 図
鋼 桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>橋台パラペットと上部構造を連結するタイプである。</li> <li>橋台胸壁に貫通孔を設ける。</li> <li>橋台施工後、P C鋼材を設置するために胸壁背面を掘削する必要がある。</li> <li>桁に偏心荷重がかからないように腹板の両側に設ける必要がある。</li> <li>P C鋼材を端横桁で支持させ、横桁の面外曲げモーメントに対してトラスで抵抗させる方法もある。</li> </ul>	
桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>橋台橋座面と上部構造を連結するタイプである。</li> <li>橋台橋座面に鋼製ブラケットをアンカーボルトで固定し、上部構造主桁腹板に設けたブラケットとP C鋼材で連結する形式である。</li> <li>鋼桁に設置する場合は、桁に偏心荷重がかからないように腹板の両側に設ける必要がある。</li> </ul>	
P C 桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>橋台パラペットと上部構造を連結するタイプである。</li> <li>橋台胸壁に貫通孔を設け、上部構造の端横桁と胸壁をP C鋼材で連結する。</li> <li>P C床版桁の場合は上部構造側の装置が埋め殺しとなる。</li> </ul>	

図 13.3.10 上部構造と下部構造を連結する構造（P C鋼材）

・上部構造及び下部構造に突起を設ける構造（落橋防止壁）

	適用	概要図
鋼 桁	<p>・鋼製の突起構造を橋座面に設置し、上部構造から張出したH型鋼により地震時の落橋を防止する。</p>	
P C 桁	<p>・鋼製の突起構造を橋座面に設置し、端横桁により地震時の落橋を防止する。</p>	

図 13.3.11 上部構造及び下部構造に突起を設ける構造（落橋防止壁）

・2連の上部構造を相互に連結する構造（P C鋼材）

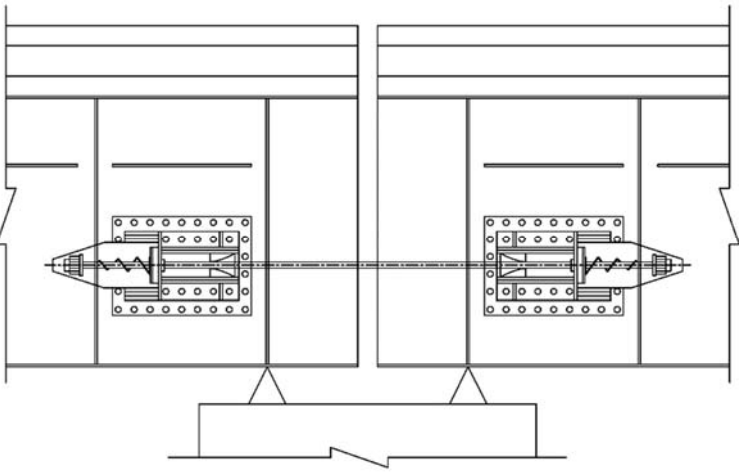
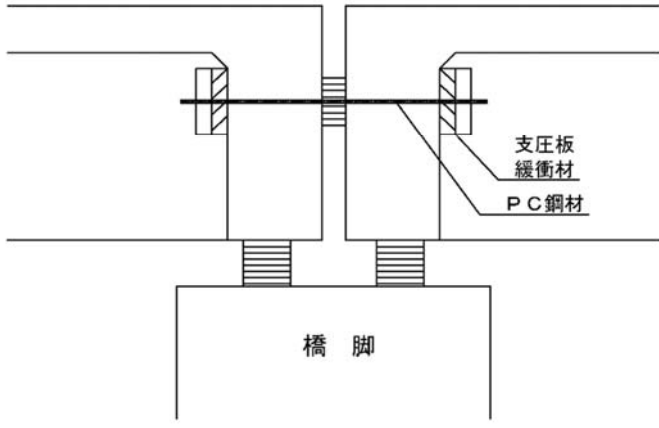
	適 用	概 要 図
鋼 桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼主桁腹板に取付ける場合が多い。</li> <li>・桁に偏心荷重がかからないように腹板の両側に設ける必要がある。</li> <li>・折れ角が 5° 程度であればP C鋼材の偏向具で吸収可能である。（主桁腹板にずれがある場合）</li> <li>・P C鋼材を端横桁で支持させ、横桁の面外曲げモーメントに対してトラスで抵抗させる方法もある。</li> </ul>	
P C 桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・端横桁に取付ける方法である。</li> <li>・P C床版桁の場合は、両側の桁とも埋め殺しとなり、維持管理ができない。</li> </ul>	

図 13.3.12 2連の上部構造を相互に連結する構造（P C鋼材）

・橋軸直角方向に横変位拘束構造を設置する方法

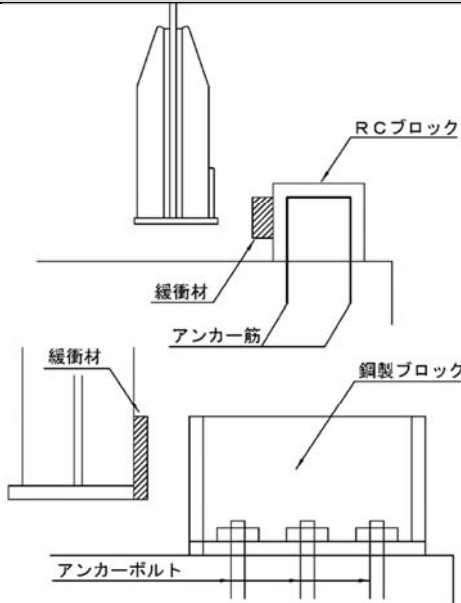
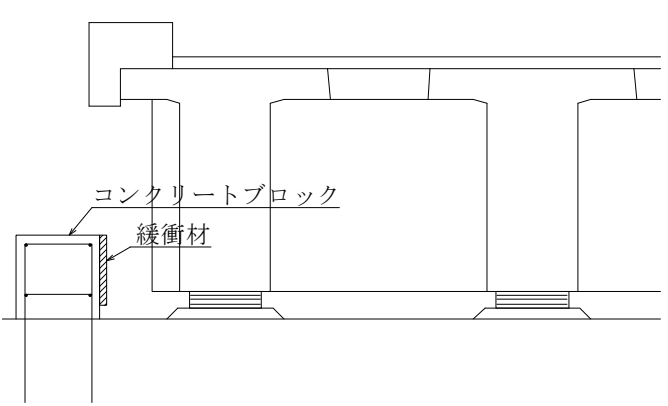
	適用	概要図
鋼桁	<p>・下部構造上面に壁を設置し、主桁の側面がその壁に衝突することで変位を制限する。</p>	
P C 桁	<p>・下部構造上面に壁を設置し、主桁の側面がその壁に衝突することで変位を制限する。</p>	

図 13.3.13 橋軸直角方向の変位を制限する方法



## 14. 免震橋

### 14.1 適用の範囲

この章は、免震橋の耐震設計に適用する。橋を構成する個々の部材の設計だけでなく、免震橋固有な設計及び配慮事項があるため、この章にこれらが規定されている。

合わせて、制振装置などを用いて地震の影響の低減を期待する構造に対してこの章を参考にすることができる、としている。

### 14.2 一般

(1) 免震橋における橋の限界状態 2 を上部構造、下部構造及び免震支承の限界状態で代表させる場合には、2.4.3の規定によらず、以下の1)から3)による。

1) 上部構造

道示Ⅱ編 3.4.2 又は道示Ⅲ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1

2) 下部構造

道示Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態、又は下部構造の限界状態 1 を超えるものの、限界状態 2 を超えない範囲で、下部構造の塑性化が免震支承によるエネルギー吸収の確実性に影響を及ぼさない限界の状態

3) 免震支承

道示Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 2

(2) 次の1)から5)のいずれかの条件に該当する場合は、原則として免震橋を採用してはならない。

1) 基礎周辺の地盤が、3.5.3)に規定する耐震設計上の土質定数を零にする土層を有する地盤の場合

2) 下部構造のたわみ性が大きいこと等により、もともと固有周期の長い橋（支承条件を全て固定とした場合の固有周期が1.0秒程度以上の橋（道示Ⅴ編, 14.2 解説））等で、橋の固有周期の長周期化の効果又はエネルギー吸収の確実性が期待できない可能性がある場合

3) 基礎周辺の地盤が軟らかく、橋を長周期化することにより、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合 ( $0.8 \leq \alpha = T_s/T_g \leq 1.1$  :  $T_s$ =橋の固有周期,  $T_g$ =地盤の固有周期) (第103回鉄道総研月例発表会講演要旨, H9.8)

4) 永続作用支配状況において、ゴム製の支承本体に引張力が生じる場合

5) 基礎の塑性化を期待する設計を行う場合

免震橋が適している橋の条件は、一般に次のとおりである。

① 地盤が堅固で、基礎周辺地盤が地震時に安定している場合

② 下部構造の剛性が高く、橋の固有周期が短い場合

③ 多径間連続橋

(3) 免震橋では、上部構造の端部に設計上の変位を確保できる遊間を設けなければならない。また、橋軸方向に免震支承によるエネルギー吸収を期待し、橋軸直角方向の支承条件を固定支承とする場合には、橋軸直角方向の変形を拘束する部材が、免震支承の橋軸方向の変形を拘束しないように配慮しなければならない。

(4) 免震支承をエネルギー吸収による慣性力の低減を期待しない地震時水平力分散構造に用いる場合には、免震支承のエネルギー吸収による効果を考慮してはならない。

### 14.3 免震橋における下部構造の限界状態

免震橋に固有な事項として、主として免震支承で変形するとともに、エネルギーを吸収するためには、下部構造の塑性化の程度を制限しなければならない。そのため、免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の変位の制限値は、8.4(2)1)に規定される鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 に対応する変位の制限値の 0.5 倍とすることが規定されている。

また、IV編 9 章から 14 章に規定する基礎の限界状態 1 を超えない、と規定されている。

## 15. その他の構造形式

### 15.1 地震時水平力分散構造

H24の本手引きでは、地震時水平力分散構造としてNEXCOの設計要領第二集に対応して設計方法を記述していたが、H29道示では動的解析が標準となったこと、遊間及び伸縮継手が第13章上下部接続部として整理されたこと、免震支承を用いる場合の考え方が第14章免震橋で示されていることから、H29本手引きでは記述を削除した。

### 15.2 ラーメン橋

H24の本手引きでは、ラーメン橋（上下部剛結構造）として、NEXCOの設計要領第二集に対応して設計方法を記述していたが、H29道示では静的照査法の適用方法が示されたこと、ラーメン橋に対する限界状態が示されていることから、表現を改めた。

- (1) レベル1地震動に対しては、部材を塑性化させない場合には静的照査法により耐震性能の照査を行ってよい。
- (2) レベル2地震動に対しては、動的照査法により耐震性能の照査を行う（設計要領 第二集 橋梁建設編, 3章 4-4, H28. 8, NEXCO 総研）。なお、構造系が単純で特定の固有振動モードが卓越し、主たる塑性化の生じる部位が明確になっている場合には、卓越する固有振動モードのモード形状を考慮して静的な地震力に置き換え、これを作用させたプッシュオーバー解析により橋全体系の非線形挙動を解析し、これとエネルギー一定則を組み合わせた静的照査法によって耐震性能の照査を行ってもよい（道示V編, 5.3）。
- (3) 部材等の設計を行う場合は道示V編6章、鉄筋コンクリート橋脚については道示V編8章、上部構造については道示V編12章に従う。
- (4) 橋台部ジョイントレス構造の場合は、道示IV編7.8に従う。

### 15.3 曲線橋

曲線橋の場合には、以下の事項に留意し設計を行う。NEXCO の設計要領第二集の記述を引用しているが、交角  $60^\circ$  の取り扱いには NEXCO での橋梁規模、曲線半径の違いに注意が必要である。

- (1) 交角  $60^\circ$  未満の曲線橋は、2次元モデルによる動的解析により照査してもよい。
- (2) 交角  $60^\circ$  以上の曲線橋は、3次元モデルによる動的解析により照査することを標準とする。

一般的に交角が  $60^\circ$  以上の橋は、入力地震動と下部構造の作用する断面力が一致しないため3次元モデルを用いることを標準とした。直線橋の耐震設計では、地震動の作用方向は橋軸方向と橋軸直角方向について行うが、曲線橋の耐震設計では地震動の作用方向は、橋にとって最も危険側となる方向に地震動を作用させる必要があり、橋脚ごとに異なる場合もある。したがって、3次元モデルによる地震動の作用方向の検討では、静的解析や線形動的解析のような比較的簡単な解析を用い、橋に対し危険な方向を選択した上で、非線形動的解析を行う方法がある。

- ・端部の橋脚を結ぶ方向とそれに直角な方向
- ・特に注目する橋脚における主桁軸線に対し接線方向と法線方向
- ・特に着目する橋脚の断面の主軸方向

- (3) 交角  $60^\circ$  以上の曲線橋における、レベル1地震動及びレベル2地震動に対する耐震性能の照査は、動的照査法を標準とする。

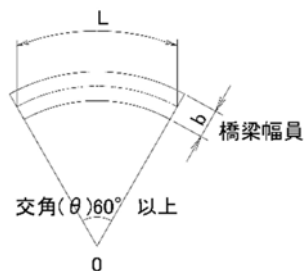


図 15.3.1 交角の大きい曲線橋

(設計要領 第二集 橋梁建設編, 図 3-4-6, H28.8, NEXCO 総研)

### 15.4 高橋脚

高橋脚や特殊な形式で下部構造のたわみ性が大きく、固有周期の長い橋では、もともと下部構造の地震時の応答変位が大きくなりやすく、長周期化による慣性力の低減効果も小さいため原則として免震橋を採用してはならないと規定している。ここで、固有周期の長い橋とは、橋の規模にもよるが、一般に支承条件を全て固定と仮定した場合の固有周期が 1.0 秒程度以上の橋を目安としてよい。このため、これより固有周期が長い橋に免震設計を採用する場合には、下部構造の地震時変位や長周期化と高減衰化による慣性力の低減効果を十分検討する必要がある (H29 道示V編, 14.2 解説)。

橋脚高が 30m 程度以上の高橋脚の場合は、高次モードの影響が懸念される橋であることから、静的照査法に加え、動的照査法により照査を行う (設計要領 第二集 橋梁建設編, 3 章 4-2, H28.8, NEXCO 総研)。

大水深のダム湖に建設される橋脚や水深の深い河川や海上に架かる橋等の橋脚において柱基部に損傷が生じると、地震後の損傷の発見及び修復が著しく困難と考えられるため、こうした場合には、建設地点の制約条件等を踏まえ、損傷の発見及び修復の方法について事前に十分検討し、地震後に速やかな点検及び修復ができない場合には、制約条件を踏まえて限界状態を適切に設定する必要がある (H29 道示V編, 2.7.2 3) 解説)。