

8 章 耐震設計

8.1 橋の耐震設計の基本

- (1) 橋の耐震設計は、橋の耐荷性能、橋の耐久性能、その他使用目的との適合性の観点から橋の性能を適切に設定し、これらを満足させること。
- (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 - 8.1 に示すように耐震設計上の重要度が標準的な橋（以下「A 種の橋」という。）及び特に重要度が高い橋（以下「B 種の橋」という。）の 2 つに区分する。

表 - 8.1 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"> ・ 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、<u>一般国道の橋</u> ・ <u>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</u> ・ 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

- (3) 橋の耐震設計では、以下の 1) から 3) を満足すること。
 - 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) 地震の影響を評価するための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を踏まえ、地震の影響を適切に評価できる解析理論および解析モデルを、適用性が検証された範囲で用いること。

[道示 V] 2.1 及び 2.6 の規定により定めた。

橋の耐震設計の基本事項は、[道示 V] 2 章に従うこと。

- (2) 耐震設計上の橋の重要度の区分は、地震後における橋の社会的役割や地域の防災計画上の位置付け、橋としての機能が失われることの影響度の大きさ等に鑑み、道路種別や橋の機能及び構造に応じ、2 種類に区分される。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耐震設計上の橋の重要度を区分する場合には、以下の 1) から 4) を考慮すること。
 - 1) 地域の防災計画上の位置付け

橋が地震後の救援活動、復旧活動等の緊急輸送を確保するために必要とされる度合い。

- 2) 他の構造物や施設への影響度
複断面、跨線橋や跨道橋等、橋が被害を受けたとき、それがほかの構造物や施設に影響を及ぼす度合い。
- 3) 利用状況及び代替性の有無
利用状況や、橋が通行機能を失ったとき直ちにほかの道路等によってそれまでの機能を維持できるような代替性の有無
- 4) 機能回復の難易
橋が被害を受けた後に、その機能回復に要する対応の容易さの度合い

8.2 橋に作用する地震動の特性値

8.2.1 地震動の特性値の設定

地震の影響を考慮する状況を設定するにあたっては、橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動（以下「レベル1地震動」という。）及び橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動（以下「レベル2地震動」という。）を適切に設定すること。

[道示V] 3.1の規定により定めた。

8.2.2 地域別補正係数

茨城県は地域区分 A2 に区分されるため、地域別補正係数は次のとおりとする。

- レベル1地震動の地域別補正係数： $c_z=1.0$
- レベル2地震動（タイプI）の地域別補正係数： $c_{Iz}=1.0$
- レベル2地震動（タイプII）の地域別補正係数： $c_{IIz}=1.0$

[道示V] 3.4の規定により定めた。

ここで、レベル1地震動とは、橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動を、レベル2地震動は、橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動である。また、レベル2地震動は、タイプIとタイプIIに分類され、タイプIは、平成15年十勝沖地震、平成23年東北地方太平洋沖地震、東海地震、東南海地震、南海地震等のようなプレート境界型の大規模な地震の影響を考慮したものであり、タイプIIは、平成7年兵庫県南部地震のような内陸直下型地震の影響を考慮したものである。

8.2.3 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)のうちいずれかの深い地盤面で設定する。

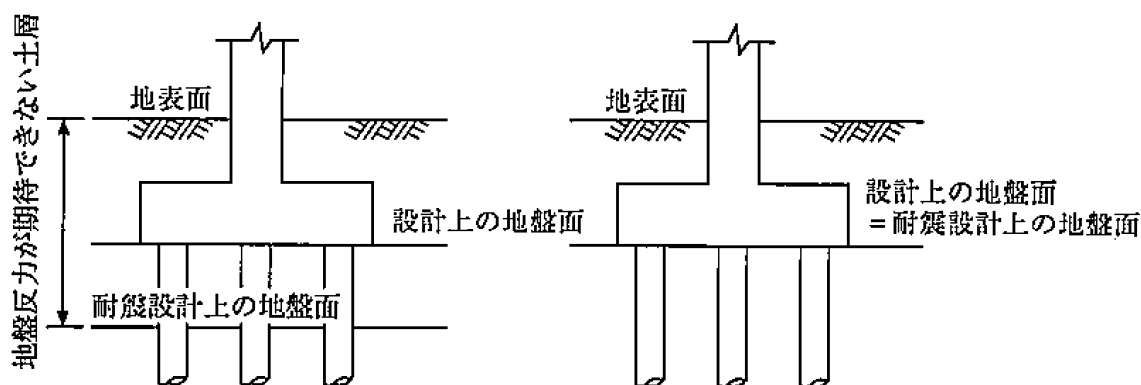
- 1) 少なくとも斜面崩壊等、洗掘・侵食、圧密沈下、施工による地盤の乱れ、凍結融解の影響を考慮し、長期にわたり安定して存在し、かつ、水平抵抗が期待できる地盤面
- 2) フーチングを有する基礎においてはフーチング下面
- 3) 地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合には、その土層の下面。ただし、地震時に地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合には、層厚が3m以上の地盤反力が期待できる最も浅い土層の上面。ここで、地震時に地盤反力が期待できない土層とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度（以下これらを「耐

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) 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、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^2 以下の土層。

[道示V] 3.5 の規定により定めた。

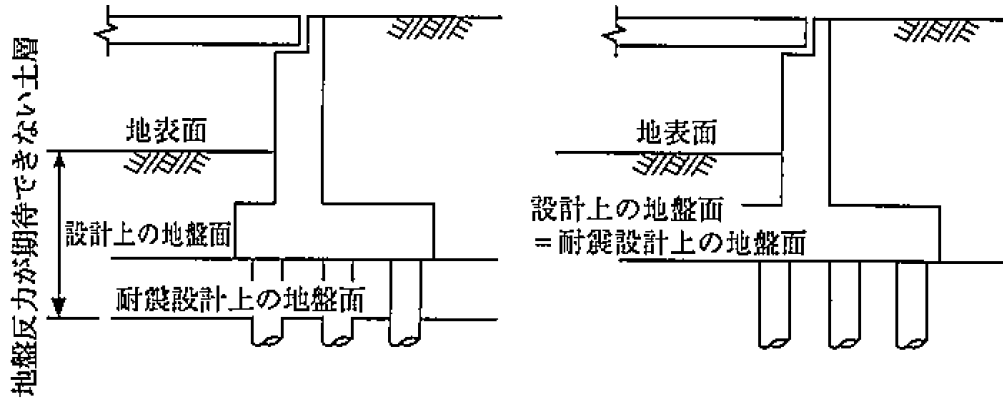
耐震設計上の地盤面は、慣性力が橋に及ぼす影響を考慮するための地震動の入力位置である。耐震設計上の地盤面を設定した場合の例を図 - 8.1～図 - 8.3 に示す。橋脚及び橋台に対する耐震設計上の地盤面は、図 - 8.1(a)及び図 - 8.2(a)に示すように、地盤反力が期待できない土層がある場合は、その土層の下面とする。それ以外の場合については、図 - 8.1(b)及び図 - 8.2(b)に示すように、設計上の地盤面を耐震設計上の地盤面とする。ただし、フーチングを有する基礎形式の場合には、フーチングの重量が橋の地震時挙動に及ぼす影響が大きいことから、地震動の入力位置として必要な水平抵抗が期待できる地盤の上面は、フーチング下面とする。図 - 8.3 は、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を示した図である。設計上の地盤面に接して地盤反力が期待できない土層がある場合の耐震設計上の地盤面は、図 - 8.3(a)のように、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とする。それ以外の場合については、図 - 8.3(b)に示すように、設計上の地盤面を耐震設計上の地盤面とする。



(a) 地盤反力が期待できない土層がある場合 (b) (a) 以外の場合

[道示V] 3.5 図-解 3.5.1 より

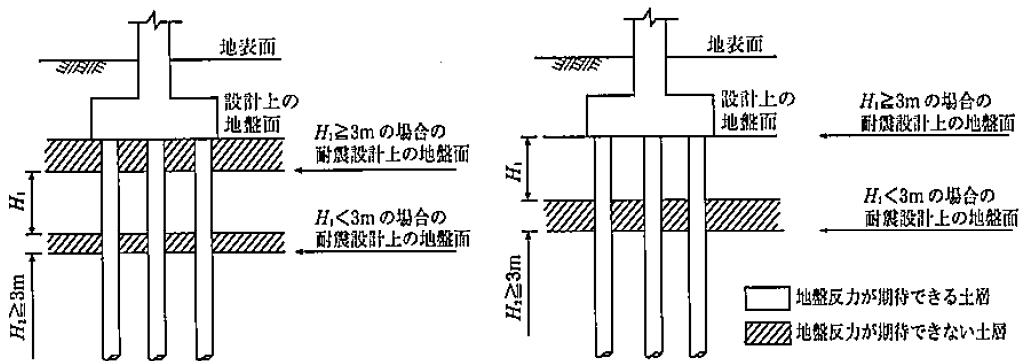
図 - 8.1 橋脚における耐震設計上の地盤面



(a) 地盤反力が期待できない土層がある場合 (b) (a) 以外の場合

[道示V] 3.5 図-解 3.5.2 より

図 - 8.2 橋台における耐震設計上の地盤面



(a) 設計上の地盤面に接して地盤反力が期待できない土層がある場合

(b) (a) 以外の場合

[道示V] 3.5 図-解 3.5.3 より

図 - 8.3 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

8.2.4 耐震設計上の地盤種別

- (1) 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 -8.2 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 - 8.2 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	$T_G < 0.20$
Ⅱ種	$0.20 \leq T_G < 0.60$
Ⅲ種	$0.60 < T_G$

- (2) 地盤の基本固有周期 T_G は、地盤調査等に基づき、適切に算出すること。
- (3) 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。

[道示V] 3.6、3.7の規定により定めた。

- (1) (2) 耐震設計上の地盤種別の判定手順を図 - 8.4 に示す。地盤の基本固有周期 T_G は、微動観測等により直接求める方法もあるが、下記のフローに示すとおり、[道示V] 式 (3.6.1) により求めてもよい。地盤の固有周期の算出にあたり、盛土等により地表面が平坦でない場合は、図 - 8.5 に示すように地表面位置を設定する。地盤の基本固有周期は、地盤の固有周期の算出の際の地表面から耐震設計上の基盤面の上面までの地層を考慮して算出する (図 - 8.6)。
- (3) 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、十分堅固な地盤とみなしてよいとされている。

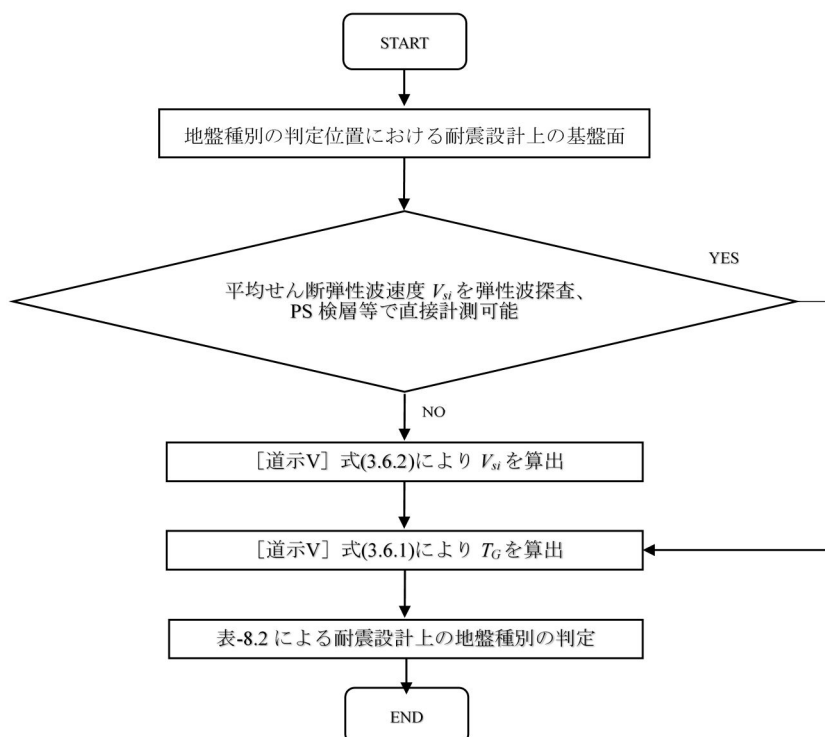
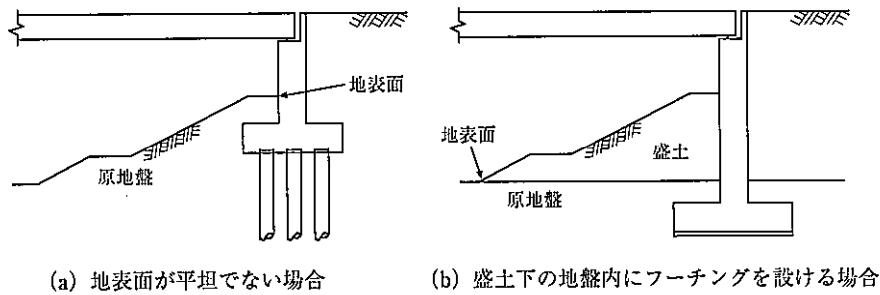


図 - 8.4 耐震設計上の地盤種別の判定手順



[道示V] 3.6 図-解 3.6.1 より

図 - 8.5 盛土等により地表面が平坦でない場合の地表面のとり方

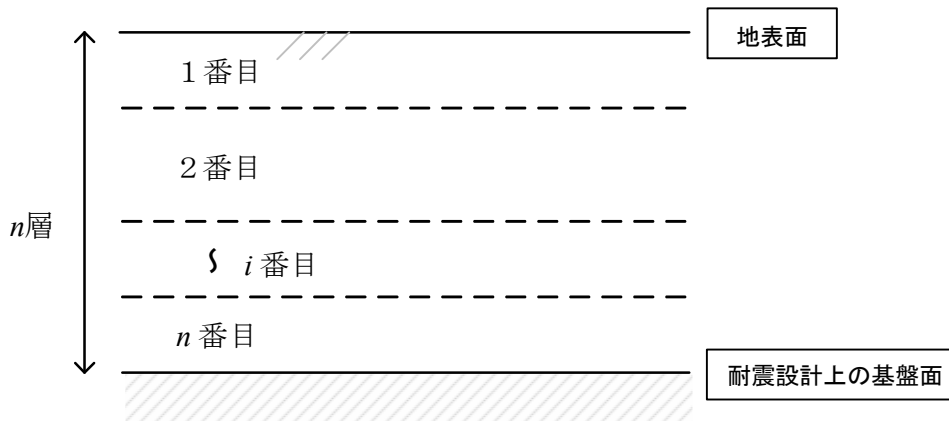


図 - 8.6 地盤の固有周期を算出する際に対象とする範囲

8.3 地震の影響の特性値

8.3.1 慣性力

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すること。

[道示V] 4.1.1 の規定により定めた。

表 - 8.3 は、[道示V] 4.1.1 に規定される慣性力の作用方向を整理したものである。なお、死荷重によって下部構造に曲げモーメントやせん断力等の軸力以外の初期断面力が生じる橋の場合は、入力地震動の位相によって影響が最も大きくなる方向が異なる。このため、橋脚等の部材ごとに地震の影響が大きい方向が異なる場合は、入力地震動の振幅の正負を変えた場合も実施する等、部材ごとに影響が大きい方向を適切に把握すること。

表 - 8.3 慣性力の作用方向

橋梁形状	水平 2 方向の慣性力の作用方向	
	橋軸方向	橋軸直角方向
直橋		
曲線橋、 構造が非対称な橋梁	橋脚の弱軸方向に 曲げを発生させる 方向	左記の直交方向
橋台	背面土圧の 水平方向成分の 作用方向	左記の直交方向

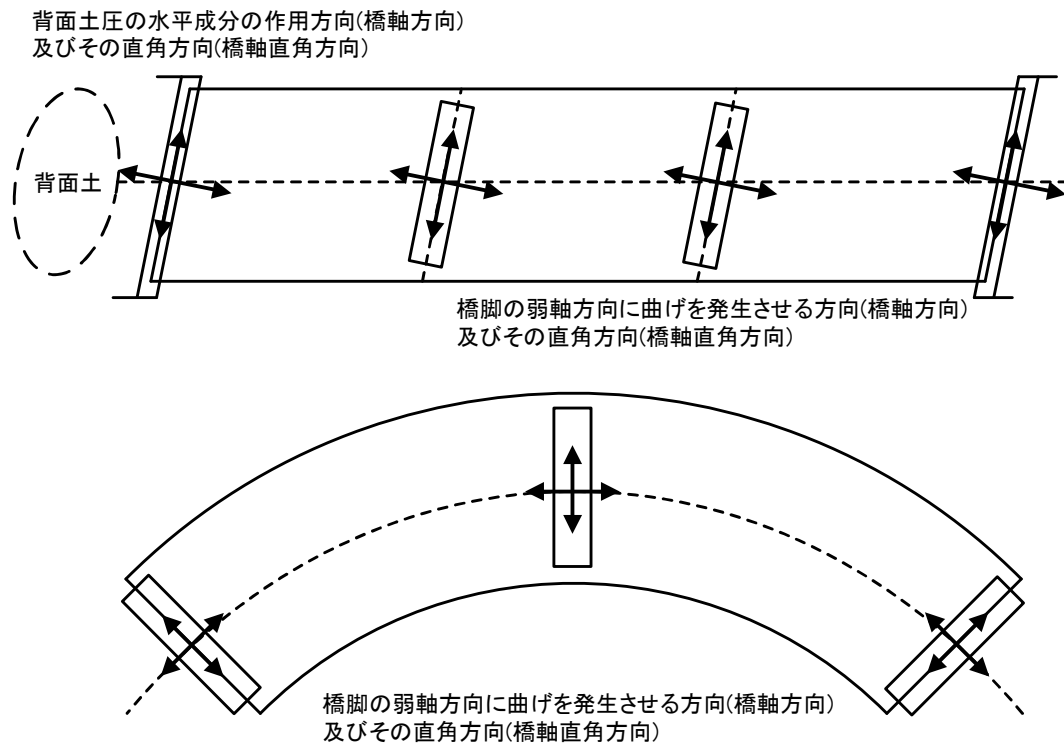


図 - 8.7 橋台及び橋脚における慣性力の作用方向

8.3.2 動的解析を用いる場合の慣性力

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。

[道示V] 4.1.2の規定により定めた。

動的解析において、時刻歴応答解析法を用いる場合で、[道示V] 4.1.2に示される標準加速度波形を用いる場合は、規定を満足するものとみなしてよい。また、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し、表-8.4に示すように各地盤種別に応じてレベル1地震動で1波形、レベル2地震動(タイプI)及びレベル2地震動(タイプII)でそれぞれ3波形を用いるものとする。ただし、一つの設計振動単位の中で、下部構造の位置により地盤種別が異なる場合は、それぞれの地盤種別に対する地震動を下部構造の位置の地盤種別によらず共通に作用させて動的解析を行い、慣性力を求める。

表 - 8.4 標準加速度波形を求める際に振幅調整のもととなった強震記録

(a) レベル1地震動

呼び名	地盤種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分	
1-I	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
1-II	II種地盤	昭和43年日向灘地震	板島橋周辺地盤上LG成分
1-III	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)

呼び名	地盤種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分	
2-I-I-1	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
2-I-I-2		平成23年東北地方太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上EW成分
2-I-I-3			新晩翠橋周辺地盤上NS成分
2-I-II-1	II種地盤	平成15年十勝沖地震	直別観測点地盤上EW成分
2-I-II-2		平成23年東北地方太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上EW成分
2-I-II-3			阿武隈大堰管理所構内地盤上NS成分
2-I-III-1	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
2-I-III-2		平成23年東北地方太平洋沖地震	山崎震動観測所地盤上NS成分
2-I-III-3			土浦出張所構内地盤上EW成分

(c) レベル2地震動 (タイプII)

呼び名	地盤種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分	
2-II-I-1	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
2-II-I-2			神戸海洋気象台地盤上EW成分
2-II-I-3			猪名川架橋予定地点周辺地盤上NS成分
2-II-II-1	II種地盤		JR西日本鷹取駅構内地盤上NS成分
2-II-II-2			JR西日本鷹取駅構内地盤上EW成分
2-II-II-3			大阪ガス葺合供給所構内地盤上N27W成分
2-II-III-1	III種地盤		東神戸大橋周辺地盤上N12W成分
2-II-III-2			ポートアイランド内地盤上NS成分
2-II-III-3			ポートアイランド内地盤上EW成分

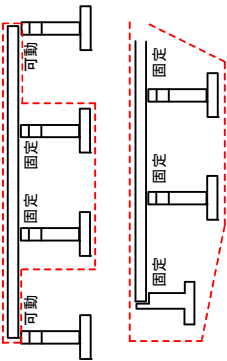
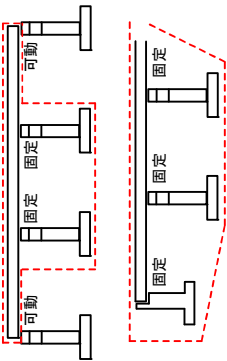
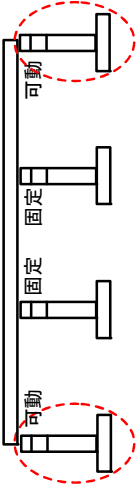
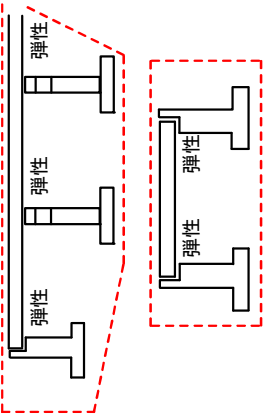
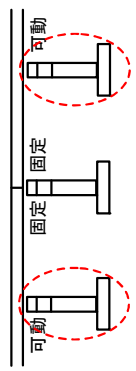
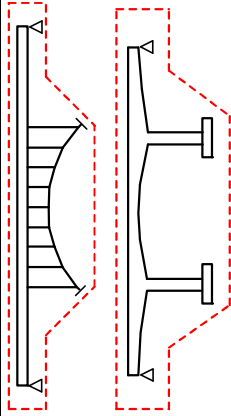
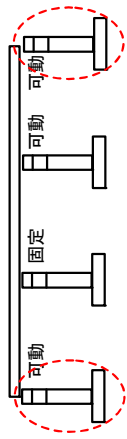
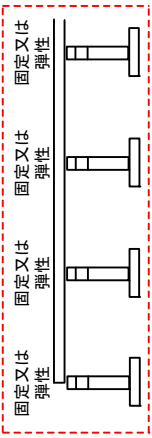
8.3.3 設計振動単位

- (1) 設計振動単位は、橋脚及び橋台の高さ、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、適切に設定すること。
- (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。

[道示V] 4.1.4 の規定により定めた。

- (2) 表 -8.5 に設計振動単位を示した。橋軸直角方向の設計振動単位は、4)の場合が該当する。これまでは、橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合は、仮に橋を 1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分に分割して、それぞれを 1つの設計振動単位とみなしてよいとされてきたが、複数の下部構造とそれが支持する上部構造部分からなる場合のように算出する方法が一般的となっており、特に支障のないかぎり、より適切に振動特性を設定することができるこの方法により設計振動単位を設定する。

表 - 8.5 設計振動単位

橋軸方向における設計振動単位		橋軸直角方向における設計振動単位	
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固定又は弾性支持の場合		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固定又は弾性支持の場合	3) 下部構造の頂部において上部構造の支持条件が可動支持の場合
多点固定の場合		一点固定(弾性)の場合	
弾性支持の場合			
アーチ橋 ラーメン橋等の場合			
			

8.3.4 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すること。
- (2) 地震の影響を適切に評価できる解析理論を適用性が検証された範囲で適切にモデル化し、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。

「道示V」4.1.5の規定により定めた。

- (2) 動的解析を用いる場合は、固有値解析を実施することが一般的になっており、これにより設計振動単位の固有周期を算出してよいことが〔道示V〕4.1.5に規定されている。静的解析を行う場合は、〔道示V〕4.1.5(2)1)又は2)により固有周期を算出する。設計振動単位の固有周期の算出にあたって、留意すべき事項を以下に示す。
 - ・ 設計状況を踏まえ、考慮する構造物の重量には死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する。
 - ・ レベル1地震動を考慮する設計状況においては橋脚の全断面を有効とみなして算出される剛性を、レベル2地震動を考慮する設計状況においては橋脚の降伏剛性をそれぞれ用いる（〔道示V〕4.1.5(1)の解説1)より）。
 - ・ 上部構造及び基礎の剛性は、レベル1地震動及びレベル2地震動のいずれを考慮する設計状況においても、一般には全断面を有効とみなして算出する（〔道示V〕4.1.5(1)の解説2)より）。
 - ・ 地震時水平力分散構造に用いる弾性支承の場合で、変形によって剛性がほとんど変わらない範囲で用いる場合には、その剛性を用いる。免震支承のように等価剛性が変形によって変化する支承では、有効設計変位に相当する等価剛性を用いる（〔道示V〕4.1.5(1)の解説3)より）。

8.3.5 設計水平震度

- (1) 設計水平震度は、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すること。
- (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(8.3.1)により算出する。ただし、式(8.3.1)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。

$$k_h = c_z k_{h0} \cdots \cdots \cdots \text{式(8.3.1)}$$

ここに、

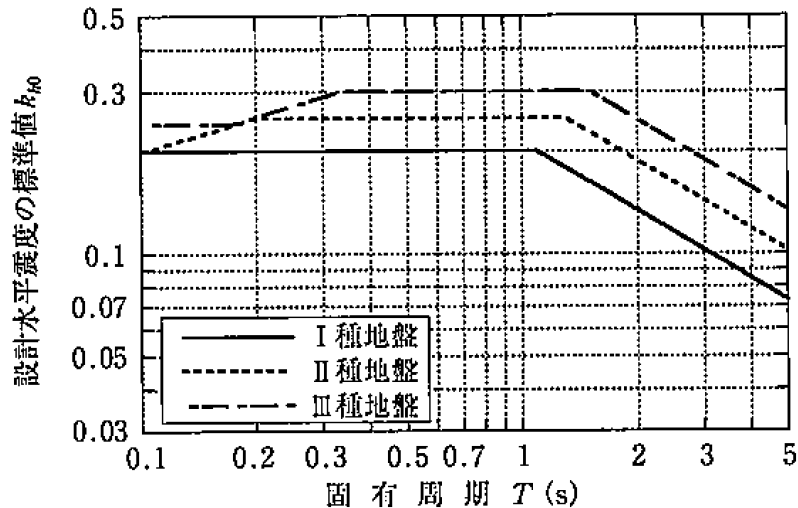
k_h : レベル1地震動の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

k_{h0} : レベル1地震動の設計水平震度の標準値で、表-8.6による。

c_z : 8.2.2に示すレベル1地震動の地域別補正係数 (茨城県では $c_z=1.0$)

表 - 8.6 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、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.50$ $k_{h0} = 0.30$	$1.50 < T$ $k_{h0} = 0.393 / T^{2/3}$



[道示V] 4.1.6 図-解 4.1.15 より

図 - 8.8 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 k_{h0}

(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(8.3.2)により算出する。

$$k_{Ih} = c_{Iz} k_{Ih0} \dots \dots \dots \text{式(8.3.2)}$$

ここに、

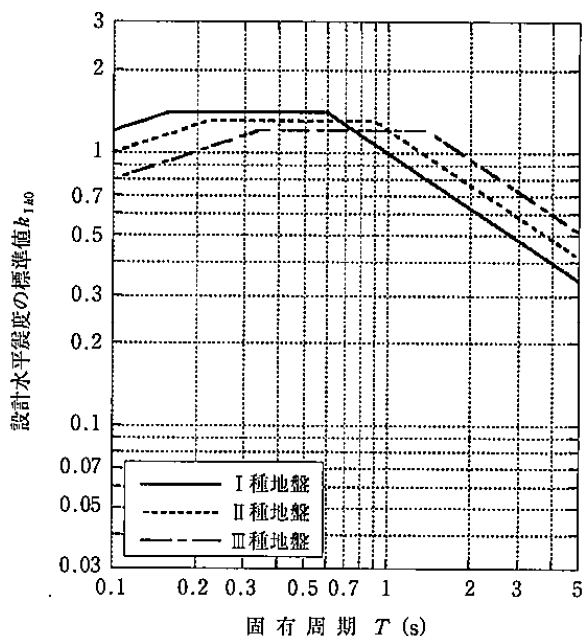
k_{Ih} : レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度(四捨五入により小数点以下2桁とする)

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-8.7による。

c_{Iz} : 8.2.2に示すレベル2地震動(タイプI)の地域別補正係数(茨城県では $c_{Iz}=1.0$)

表-8.7 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	$T < 0.34$ $k_{Ih0} = 1.72 T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.40$ $k_{Ih0} = 1.20$	$1.40 < T$ $k_{Ih0} = 1.50 / T^{2/3}$



[道示V] 4.1.6 図-解 4.1.16 より

図-8.9 レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度の標準値 k_{Ih0}

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(8.3.3)により算出する。

$$k_{\text{II}h} = c_{\text{II}z} k_{\text{II}h0} \cdots \cdots \cdots \text{式(8.3.3)}$$

ここに、

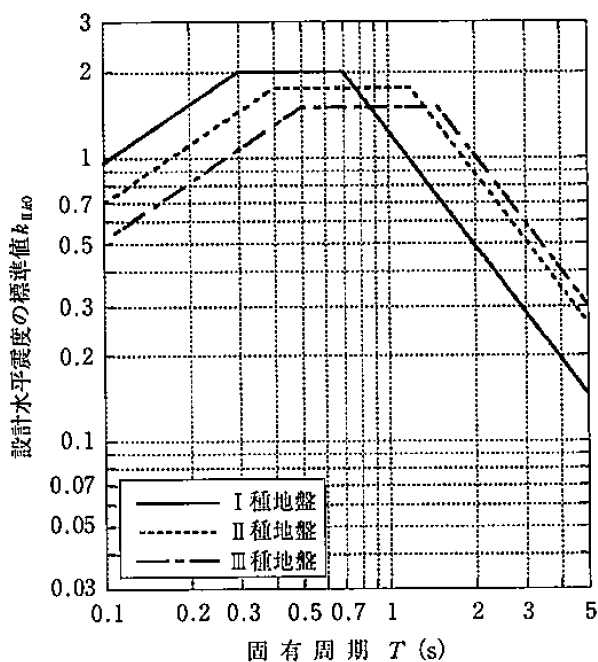
$k_{\text{II}h}$: レベル2地震動（タイプⅡ）の設計水平震度(四捨五入により小数点以下2桁とする)

$k_{\text{II}h0}$: レベル2地震動（タイプⅡ）の設計水平震度の標準値で、表 - 8.8 による。

$c_{\text{II}z}$: 8.2.2 に示すレベル2地震動（タイプⅡ）の地域別補正係数（茨城県では $c_{\text{II}z}=1.0$ ）

表 - 8.8 レベル2地震動(タイプⅡ)の設計水平震度の標準値 $k_{\text{II}h0}$

地盤種別	固有周期 $T(\text{s})$ に対する $k_{\text{II}h0}$ の値		
I 種	$T < 0.30$ $k_{\text{II}h0} = 4.46 T^{2/3}$	$0.30 \leq T \leq 0.70$ $k_{\text{II}h0} = 2.00$	$0.70 < T$ $k_{\text{II}h0} = 1.24 / T^{5/3}$
II 種	$T < 0.40$ $k_{\text{II}h0} = 3.22 T^{2/3}$	$0.40 \leq T \leq 1.20$ $k_{\text{II}h0} = 1.75$	$1.20 < T$ $k_{\text{II}h0} = 2.23 / T^{4/3}$
III 種	$T < 0.50$ $k_{\text{II}h0} = 2.38 T^{2/3}$	$0.50 \leq T \leq 1.50$ $k_{\text{II}h0} = 1.50$	$1.50 < T$ $k_{\text{II}h0} = 2.57 / T^{4/3}$



[道示V] 4.1.6 図-解 4.1.17 より

図 - 8.10 レベル2地震動(タイプⅡ)の設計水平震度の標準値 $k_{\text{II}h0}$

- (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(8.3.4)、式(8.3.5)及び式(8.3.6)により算出する。

$$k_{hg} = c_z k_{hg0} \cdots \cdots \cdots \text{式(8.3.4)}$$

$$k_{Ihg} = c_{Iz} k_{Ihg0} \cdots \cdots \cdots \text{式(8.3.5)}$$

$$k_{IIhg} = c_{IIz} k_{IIhg0} \cdots \cdots \cdots \text{式(8.3.6)}$$

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、道示V 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、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、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(8.3.1)、式(8.3.2)、式(8.3.3)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(8.3.4)、式(8.3.5)及び式(8.3.6)により算出する地盤面における設計水平震度を用いること。

[道示V] 4.1.6の規定により定めた。

- (3) レベル1地震動及における設計水平震度を定めている。
- (4) レベル2地震動(タイプI)及びレベル2地震動(タイプII)における設計水平震度を定めている。
- (5) 土の重量に起因する慣性力や地震時土圧には、橋の振動が大きく影響しないため、これらの算出には地盤面における設計水平震度を用いることとされている。
- (6) 一つの設計振動単位の中で、地盤種別が変化すれば、橋脚ごとに異なる設計水平震度を与えることになる。しかし、設計振動単位ごとには、同じ地震の影響を見込むことが望ましいという観点から、条文のように設計振動単位ごとには同じ設計水平震度の値を用いることが原則とされている。このとき、設計振動単位内において橋脚ごとに求めた設計水平震度のうち最も大きな値を用いる。

8.4 構造解析手法

8.4.1 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、静的解析を用いることができる。
- 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、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。

[道示V] 5.1 の規定により定めた。

- (1) 1 次の固有振動モードが卓越する場合でもエネルギー吸収が複数箇所に生じる橋や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形式の橋については、部材が塑性化することによって地震時の挙動が複雑となるため、動的解析を適用する必要がある。ただし、このような橋であっても、レベル1地震動を考慮する設計状況に対して、部材を塑性化させない場合には、静的解析も適用することができる。なお、静的解析が適用できない橋梁条件の具体例は以下の通りである。

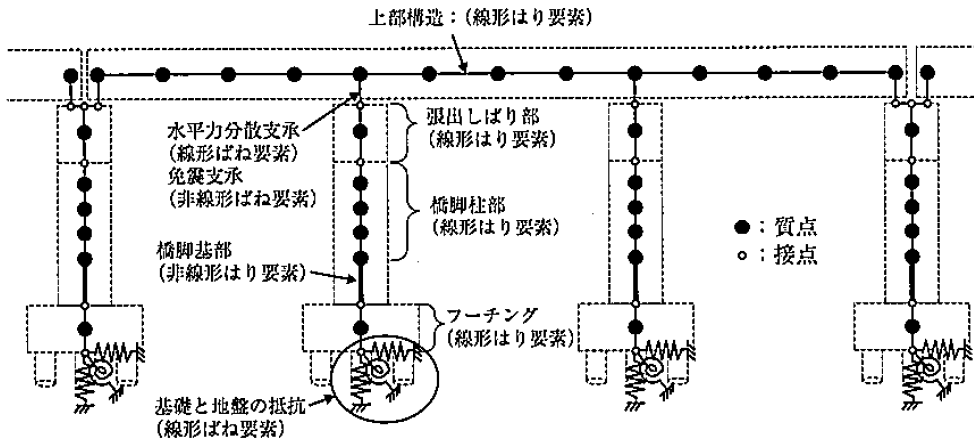
- ① 塑性化やエネルギー吸収を複数箇所に期待するため、静的解析を適用できない構造の橋
 - ・ ラーメン橋（面内方向）
 - ・ 免震橋
- ② 1 次の固有振動モードが卓越していない又はエネルギー一定則の適用性が十分検証されていないため、静的解析を適用できない構造の橋
 - ・ 橋脚高さが高い橋（一般に、30 m 程度以上）
 - ・ 鋼製橋脚に支持される橋
 - ・ 固有周期の長い橋（一般に、固有周期 1.5 秒程度以上）
 - ・ 弾性支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋
- ③ 塑性ヒンジが形成される箇所が明確ではない又は複雑な地震時挙動をするため、静的解析を適用できない構造の橋
 - ・ 斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋
 - ・ アーチ橋
 - ・ トラス橋
 - ・ 曲線橋

8.4.2 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)を満足すること。
 - 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、8.3.2 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。

[道示V] 5.2 の規定により定めた。

- (2) 動的解析を用いる場合は、一般にモデル化が煩雑となる。特に部材の非線形挙動を考慮する場合は、橋梁全体系の地震時挙動が妥当かどうかを [道示V] 5.2 を参照のうえ、適切に設定すること。
 - 1) 構造物の形状を表すために、図 -8.11 に示すように一般に部材の重心位置に節点や質点を設けるものとする。鉄筋コンクリート橋脚において、塑性化が生じることが予測される部位については、図 -8.12(a)のように要素長は塑性ヒンジ長とするのがよい。ただし、塑性化する部位を事前に予測することが困難な構造では、図 -8.12(b)のように部材等の限界状態 2 及び限界状態 3 に相当する特性値を設定する際に用いられた領域の長さよりも要素長が小さくなるように節点を設定するのがよい。



[道示V] 5.2 図-解 5.2.1 より

図 - 8.11 橋の解析モデルの例

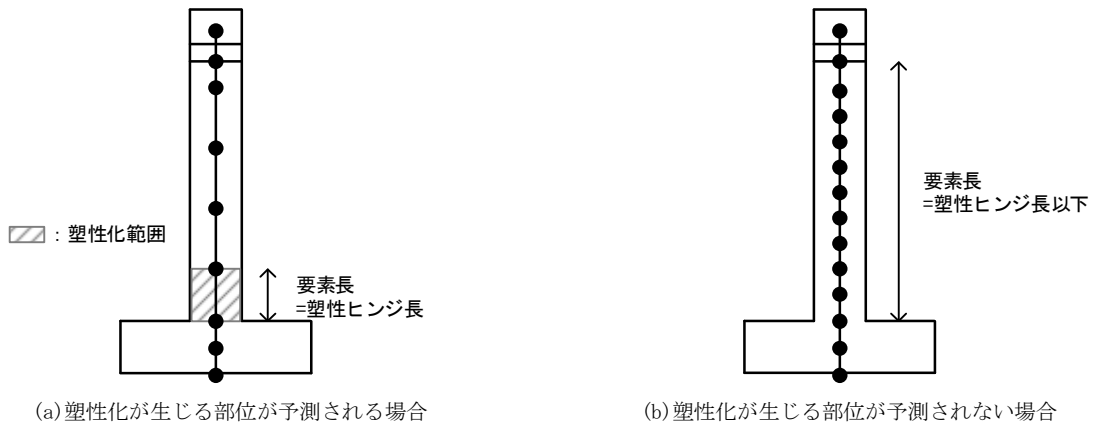
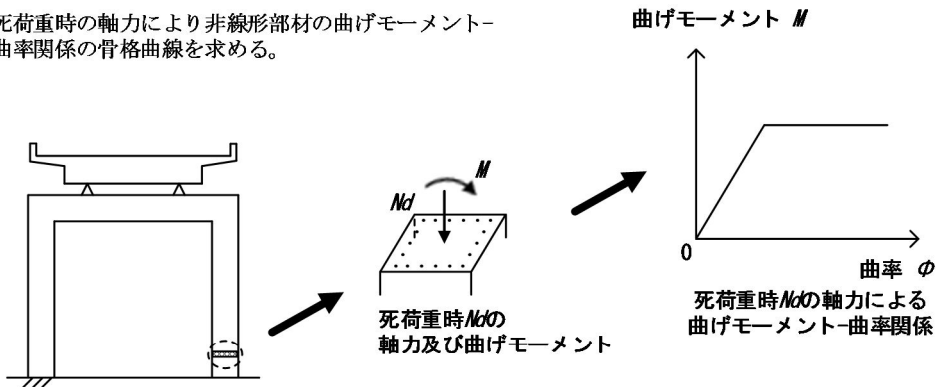


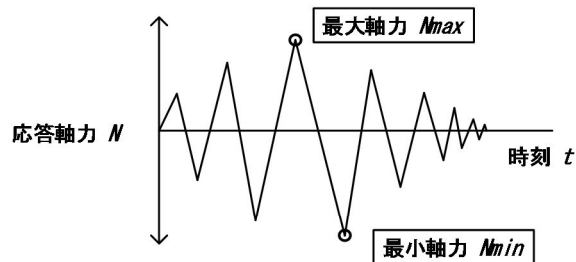
図 - 8.12 鉄筋コンクリート橋脚の節点分割

- 2) ラーメン橋脚のように作用する軸力が地震応答に伴って変化し、これが部材の非線形挙動に影響を及ぼす場合には、これを適切に考慮できるようにモデル化を行う。以下の①から③にその標準的な考え方を示す。また、①から③を簡単な模式図としたものが図 - 8.13 である。なお、軸力が地震応答に伴って変化し、部材の非線形挙動を及ぼす場合とは、③に示すように作用軸力の大小によって、曲げモーメント-曲率関係が変化する場合のことである。死荷重時と比較して作用軸力が増加する場合は、橋脚の曲げ耐力が増加するものの曲率は小さくなる傾向に、作用軸力が減少する場合は、橋脚の曲げ耐力は減少するものの曲率は大きくなる傾向となる。

①死荷重時の軸力により非線形部材の曲げモーメント-曲率関係の骨格曲線を求める。



②①で求めた曲げモーメント-曲率関係により非線形の抵抗特性を定義し、全体系モデルの動的解析により非線形部材の最大軸力と最小軸力を求める。



③②で求めた最大軸力と最小軸力により非線形部材の曲げモーメント-曲率関係を再度求め、動的解析及び照査を行う。

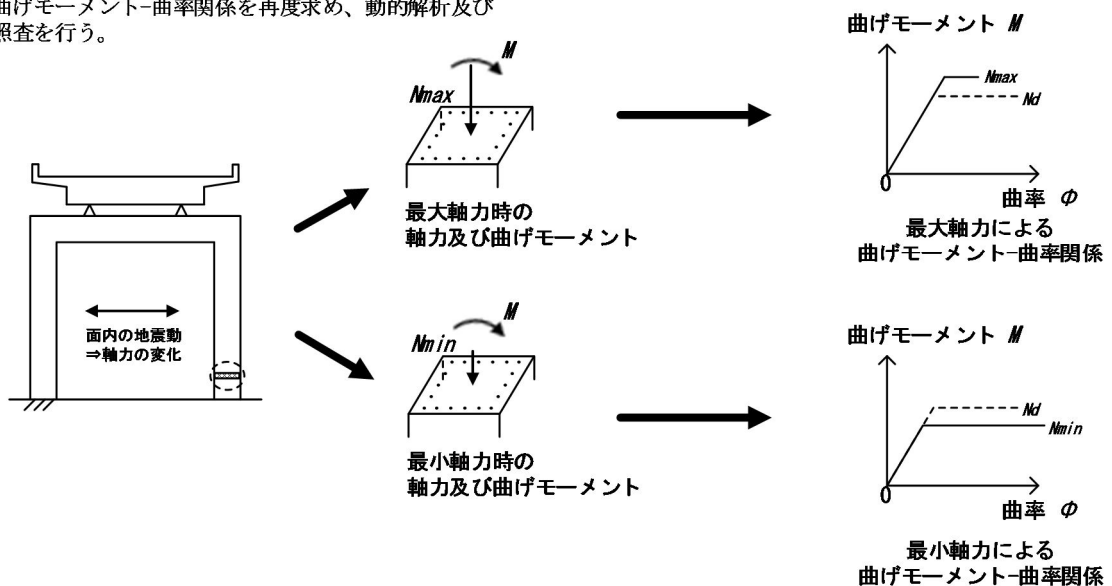
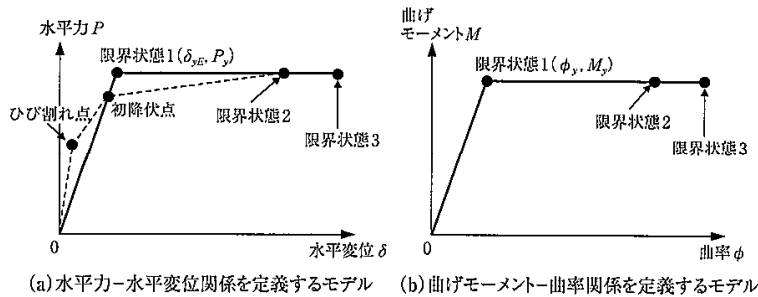


図 - 8.13 軸力が地震応答により部材の非線形挙動に影響する場合の動的解析の考え方

i) 鉄筋コンクリート橋脚

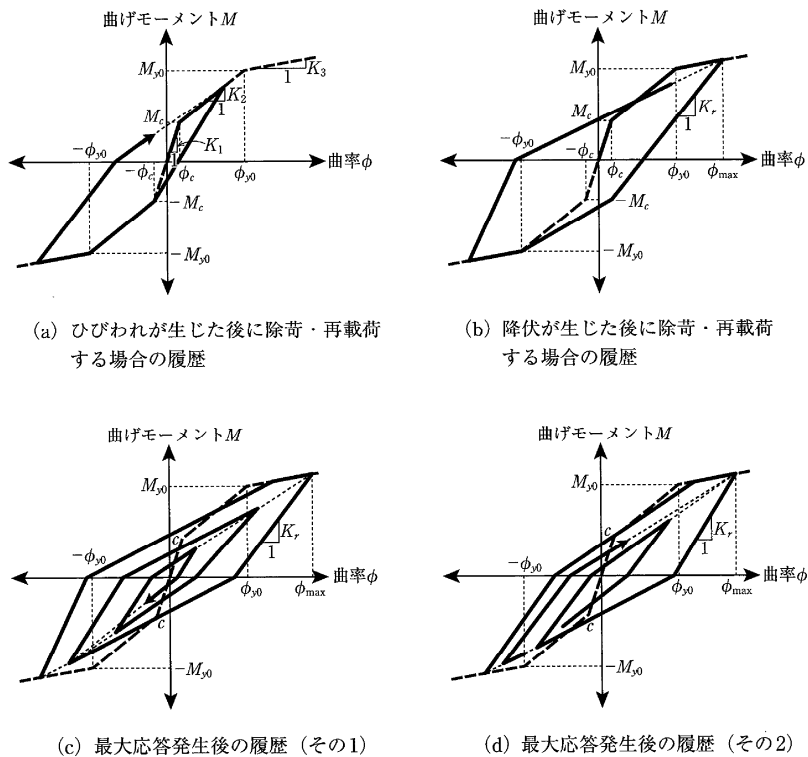
曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴モデルの骨格曲線は、[道示V] 8.3の規定により設定される地震時保有水平耐力を [道示V] 8.4に規定される限界状態1に相当する点とし、この点と限界状態2に相当する点を結ぶ完全弾塑性の骨格曲線とする。図 -8.14 に示す部材の水平耐力と水平変位の関係を定義するモデル、塑性ヒンジ領域の断面の曲げモーメントと曲率の関係を定義するモデル等がある。

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良く求めるためには、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り、図 -8.15 に示す 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 モデルにおける除荷剛性、鉄筋コンクリート橋脚のモデル化の詳細については、[道示V] 5.2を参照すること。



[道示V] 5.2 図-解 5.2.2 より

図 - 8.14 鉄筋コンクリート橋脚の骨格曲線の例



[道路橋示方書・同解説 V耐震設計編に関する参考資料 (平成 27 年)] 5-1-1 図-参 5.1 より

図 - 8.15 鉄筋コンクリート断面の復元力モデル(Takeda モデル)の概念図

鉄筋コンクリート橋脚の柱基部のように、塑性ヒンジ長を要素長とする場合で、かつ要素の中央において非線形性を制御する要素を用いる場合には、限界状態 1 に相当する点の曲げモーメント及び曲率は、式(8.4.1)及び式(8.4.2)から求められる。

$$M_y = P_y(H - \frac{L_p}{2}) \dots \dots \dots \text{式(8.4.1)}$$

$$\Phi_y = (\frac{\delta_{py}}{H - L_p/2}) / L_p \dots \dots \dots \text{式(8.4.2)}$$

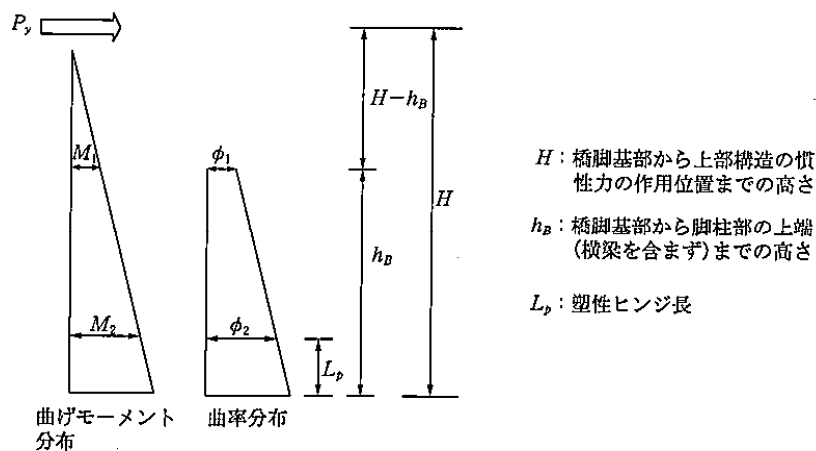
$$\delta_{py} = \delta_y - \delta_{ey} \dots \dots \dots \text{式(8.4.3)}$$

$$\delta_{ey} = \frac{\Phi_1 + \Phi_2}{2} \cdot (h_B - L_p) \cdot \left\{ (H - h_B) + \frac{\Phi_1 + 2\Phi_2}{\Phi_1 + \Phi_2} \cdot \frac{h_B - L_p}{3} \right\} \dots \dots \dots \text{式(8.4.4)}$$

$$\Phi_1 = \frac{P_y \cdot (H - h_B)}{E_c I_c}, \quad \Phi_2 = \frac{P_y \cdot (H - L_p)}{E_c I_c} \dots \dots \dots \text{式(8.4.5)}$$

ここに、

- M_y : 非線形はり要素中央の降伏曲げモーメント (N・mm)
- P_y : 橋脚の降伏水平耐力 (N) で、[道示 V] 式(8.5.8)により算出する。
- H : 橋脚基部から上部構造の慣性力作用位置までの距離 (mm)
- L_p : 塑性ヒンジ長 (mm) で、[道示 V] 式(8.5.4)により算出する。
- Φ_y : 非線形はり要素中央の降伏曲率 (1/mm)
- δ_{py} : 降伏変位のうち塑性ヒンジ領域の弾性変形によって上部構造の慣性力作用位置に生じる水平変位 (mm)
- Φ_1, Φ_2 : 上部構造の慣性力の作用位置に降伏水平耐力 P_y が作用したときに橋脚基部から高さ h_B に位置する横梁部の下端の断面と、橋脚基部から高さ L_p に位置する塑性ヒンジ区間の直上の断面に生じる曲率
- E_c : コンクリートの弾性係数
- I_c : 塑性ヒンジ区間以外の橋脚躯体部のコンクリート総断面としての断面二次モーメント



H14 [道示 V] 5.1 図-参 5.3 より

図 - 8.16 上部構造の慣性力の作用位置に降伏水平耐力 P_y に相当する水平力が作用するとき脚柱部に生じる曲げモーメントと曲率

ii) 基礎と地盤間の抵抗特性

地盤は、極めて非線形性が強い特性を有しているが、一般にはその非線形性は等価剛性によって表され、また、基礎は一般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。ここで、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る。基礎の抵抗を表すばね定数は、[道示V]式(解4.1.2)及び[道示V]式(解4.1.3)に示される基礎に主たる塑性化を生じさせないとして算出される地盤反力係数の基準値を用いて算出する。

iii) 支承部

支承部は、固定支承の場合には、境界条件や構造要素の結合条件を固定とすることにより、また、ゴム支承を用いる場合のように弾性支持の場合にはばね要素によりそれぞれモデル化する。可動支承の場合には、一般には完全自由の境界条件としてモデル化する。免震支承を用いる場合は、[道示V]14章を参照のうえ、適切にモデル化を行うこと。

iv) 上部構造

鋼上部構造については、局部座屈、全体座屈及び連成座屈の影響を解析的には考慮せずに線形はり要素を用いて動的解析を行った結果を基に、[道示II]の規定に従い照査を行う。コンクリート上部構造については、[道示V]6.4に規定されるように、[道示III]の規定によらず限界状態を超えないとみなせる制限値を適切に設定する場合には、非線形弾性モデルのようにエネルギー吸収を考慮しないモデルを用いるのがよい。

- (3) 部材の減衰定数の設定及び粘性減衰モデルの設定にあたっては、[道示V]5.2(2)3を参照のうえ適切に設定すること。

8.5 地震の影響を考慮する状況における部材等の設計

8.5.1 地震の影響を考慮する状況における部材等の限界状態

地震の影響を考慮する状況における塑性化を期待する等の限界状態 1、限界状態 2、限界状態 3 に対応する特性値を適切に設定すること。

限界状態 1 に対応する特性値は [道示V] 6.1(1)、限界状態 2 に対応する特性値は [道示V] 6.1(2)、限界状態 3 に対応する特性値は [道示V] 6.1(3)による。

8.5.2 塑性化を期待する鉄筋コンクリート部材

- (1) 曲げモーメント及び軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材が、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を満足したうえで、以下の 1)~3)を満足する場合には、それぞれ限界状態 2 又は限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- 1) 部材に生じる応答が限界状態 2 又は限界状態 3 に対応する制限値を超えない。限界状態 2 又は限界状態 3 に対応する変位や曲率の特性値及び制限値は、部材の構造条件に応じて適切に設定すること。
 - 2) 作用力に応じて部材に生じる断面力及び応力並びに変位、曲率、塑性率等を適切に算出できるように、部材の材料特性を適切に評価できるモデルを用いること。
 - 3) 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント-曲率関係を 8.5.3 の規定により設定し、限界状態 2 又は限界状態 3 に対応する特性値及び制限値を設定する場合には、2)を満足するとみなしてよい。
- (2) 鉄筋コンクリート部材の塑性化を期待する場合は、せん断力を受ける鉄筋コンクリート部材が、1)及び2)を満足する場合には、限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- 1) 部材に生じるせん断力がせん断力の制限値を超えない。ただし、鉄筋コンクリート部材のせん断力の特性値及び制限値は、部材の構造条件及び塑性化の程度に応じて適切に設定すること。
 - 2) コンクリートの設計基準強度が 30N/mm^2 以下の場合で、i)~iv)による場合は、適切にせん断力の特性値を設定したとみなしてよい。
 - i) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_y の算出に用いる補正係数は以下の通りとする。
 - ・有効高 d に関する補正係数 c_e は表 - 8.9 による。

表 - 8.9 有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 (mm)	1,000 以下	3,000	5,000	10,000 以上
c_e	1.0	0.7	0.6	0.5

[道示V] 6.2.4 表-6.2.1 より

- ・軸方向に配置された引張側の鉄筋比 ρ_t に関する補正係数 c_{pt} は表 - 8.10 による。

表 - 8.10 軸方向引張鉄筋比 ρ_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

[道示V] 6.2.4 表-6.2.2 より

- ・せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数 c_{dc} は 1.0 とする。
- ・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 は、表 - 8.11 による。

表 - 8.11 塑性化を期待する場合の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

レベル2地震動	タイプI	タイプII
c_c	0.6	0.8

[道示V] 6.2.4 表-6.2.3 より

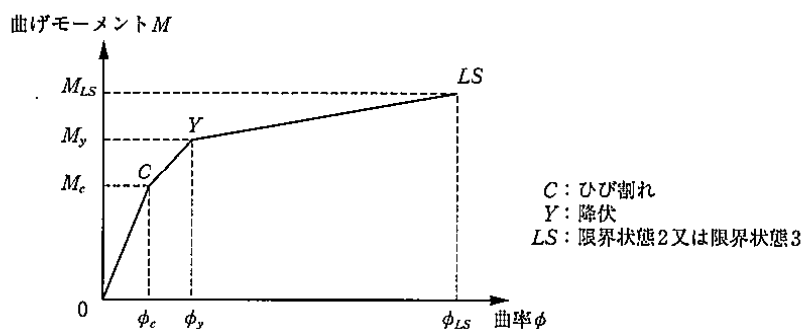
- ii) せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds} は 1.0 とする。
- iii) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c には、軸方向圧縮力によりコンクリートの負担するせん断力が増加する効果は考慮しないものとする。

[道示V] 6.2.1、6.2.4 の規定により定めた。

- (1) 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は、[道示V] 6.2.5 の規定による。また、塑性化を期待する鉄筋コンクリート部材に、ねじりモーメントによる影響が生じる場合は、適切にその影響を考慮すること。
 曲げモーメント及び軸力を受ける部材の照査は、[道示V] 6.2.1 の規定による。
- (2) せん断力を受ける部材の照査は、[道示V] 6.2.4 の規定による。

8.5.3 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率

鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係を算出し、降伏曲げモーメント及び限界状態2又は限界状態3に相当する曲げモーメントの大きさ以上となる場合で、かつ、限界状態2又は限界状態3に相当する曲げモーメントの大きさが降伏曲げモーメントの大きさ以上となる場合は、図-8.17に示すトリリニア型とすることを標準とする。ここで、降伏曲げモーメントは、最外縁にある軸方向引張鉄筋位置において、軸方向引張鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメント、ひび割れモーメントは最外縁のコンクリートが曲げ引張強度に達するときの曲げモーメントとする。



[道示V] 6.2.2 図-6.2.1 より

図 - 8.17 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係

[道示V] 6.2.2 の規定より定めた。

鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係は、[道示V] 6.2.2 に基づき算出すること。なお、曲げモーメント-曲率関係を設定するにあたって考慮する軸力は、荷重組合せや荷重係数を考慮した組合せ作用下での軸力とする。

8.5.4 塑性化を期待する鋼部材

鋼部材の塑性化を期待する場合は、曲げモーメント及び軸方向力を受ける鋼部材が、塑性変形能を確保するための鋼部材の構造細目を満足したうえで、1)~4)を満足する場合には、それぞれ限界状態2又は限界状態3を超えないとみなしてよい。

- 1) 部材に生じる応答が限界状態2又は限界状態3に対応する制限値を超えない。限界状態2又は限界状態3に対応する変位や曲率の特性値及び制限値は、部材の構造条件に応じて適切に設定すること。
- 2) 作用力に応じて各部材に生じる断面力及び応力並びに変位、曲率、塑性率等を適切に算出できるように、部材の材料特性を適切に評価できるモデルを用いること。
- 3) 鋼部材の曲げモーメント-曲率関係を適切に設定し、限界状態2又は限界状態3に対応する特性値及び制限値を設定する場合には、2)を満足するとみなしてよい。
- 4) 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ことを原則とし、載荷実験に基づいて設定する限界状態2に相当する特性値は、水平力が最大となるときとすることを標準とする。また、限界状態3に相当する特性値は、限界状態2に相当する特性値を用いることを標準とする。

[道示V] 6.3.1 の規定により定めた。

塑性変形能を確保するための鋼部材の構造細目は、[道示V] 6.3.4 の規定による。鋼部材の曲げ

モーメント曲率関係は、[道示V] 6.3.2の規定に従い算出すること。

8.5.5 プレストレスを導入するコンクリート部材

- (1) レベル2地震動を考慮する設計状況に対して、プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態を設定する場合は、適切に限界状態に対応する特性値及び限界状態を超えないと見なせる制限値を設定し、部材に生じる応答が限界状態1、限界状態2及び限界状態3をそれぞれ超えない場合には、限界状態1、限界状態2及び限界状態3をそれぞれ超えないとみなすことができる。
- (2) 作用力に応じて部材に生じる断面力及び応力並びに変位、曲率、塑性率等を適切に算出できるように、部材の材料特性を適切に評価できるモデルを用いること。

[道示V] 6.4の規定により定めた。

- (1) プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態を設定する場合は、[道示V] 2.4.6(4)及び(5)の規定を参照すること。また、プレストレストコンクリート箱桁について、限界状態を超えないとみなせる制限値は [道示V] 12章の規定による。

8.5.6 接合部の設計

- (1) 接合部の設計にあたっては、部材どうしが連結され一体となる部材の限界状態1及び限界状態3又は限界状態2及び限界状態3と、接合部の限界状態1及び限界状態3又は限界状態2及び限界状態3との関係を明確にしたうえで、部材どうしが連結され一体となる部材が所要の機能を発揮するようにすること。
- (2) 接合部は、部材相互の応力を確実に伝達できるようにすること。
- (3) (2)において接合部が所要の接合の機能を発揮するよう、接合部及び連結される各部材に求められる条件を明らかにし、これを満足するようにすること。
- (4) 地震の影響に伴う载荷の繰返しも考慮したうえで、接合部に生じる応力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すること。
- (5) 鋼材又は鉄筋によりコンクリート部材を接合する場合は、地震の影響に伴う载荷の繰返しに対しても、付着切れ及び鉄筋等の抜け出しの影響をなるべく少なくするとともに、この影響を考慮したうえで、接合部に生じる断面力を分担する耐荷機構を適切に設定し、限界状態及び限界状態に対応する特性値及び制限値を設定すること。

[道示V] 6.5の規定により定めた。

- (1)から(4) 接合部の設計の考え方は、地震の影響を考慮する場合にも、道示各編に規定される設計の考え方と同様である。また、各編で規定される接合部を有する部材の限界状態1及び限界状態3と、接合部の限界状態1及び限界状態3との関係については、一般的には、部材としての連続性を失わず、かつ、接合部が剛結となり部材相互の全ての断面力を確実に伝達することから、各編の規定を満足していれば、地震の影響を考慮する場合にも、同様の関係にあると考えられる。ただし、使用する材料や想定する耐荷機構によっては、接合部の耐荷力が载荷の繰返しの影響を大きく受ける場合もある。そのため、適切にその影響を考慮したうえで、接合部の限界状態や限界状態と関連付けられる特性値及び制限値を設定すること。また、熊本地震において制震ダンパーの取付部における被災が見られた。制震ダンパーに限らず、これらの被災事例に留意して接合部の設計を行うこと。

- (5) 鋼材又はアンカーボルト等の鉄筋によりコンクリート部材と接合する場合、地震の影響を考慮するような状況に対しては、比較的大きな応力が生じ、引張応力を分担するこれらの部材に、付着切れや鉄筋の抜け出し等が生じると、前提としている耐荷機構が確保される状態ではなくなることから、これらが生じないようにしなければならない。

8.6 地盤の液状化

8.6.1 一般

液状化が橋に及ぼす影響は、橋に影響を与える液状化が生じるか否かを判定し、液状化が生じると判定された場合は、判定された土層に対して、耐震設計上の土質定数を低減し、これを設計に考慮する。

[道示V] 7章の規定により定めた。

- 1) 橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層がある地盤では、[道示V] 4.4の規定に基づき、必要に応じて地盤の流動化の影響も考慮すること。
- 2) 橋に影響を与える液状化の判定は、[道示V] 7.2の規定に従う。
- 3) 耐震設計上の土質定数を低減させる土層は、[道示V] 7.3の規定に従う。

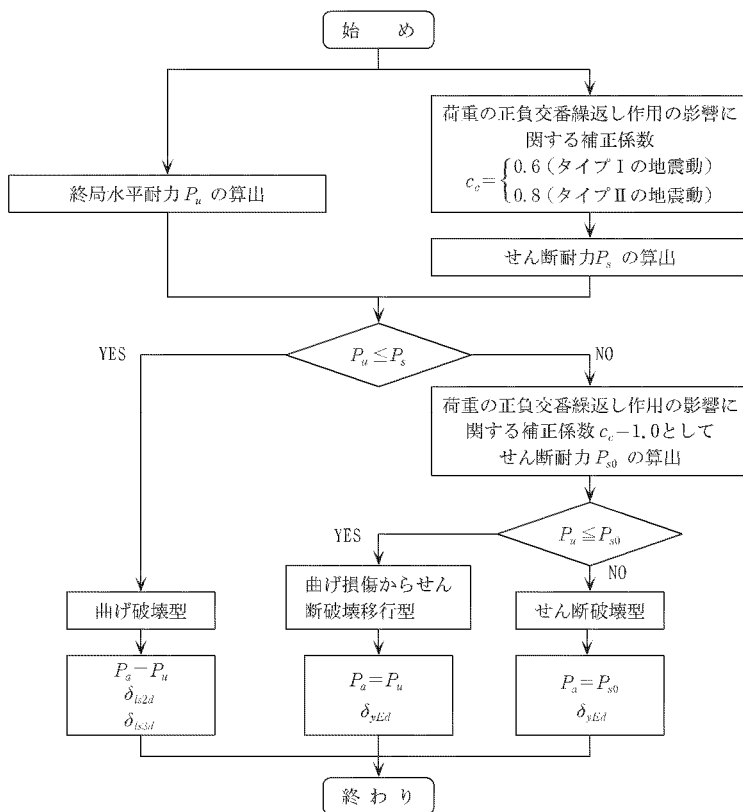
8.7 鉄筋コンクリート橋脚

8.7.1 一般

塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚（以下「RC 橋脚」という。）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すること。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。

[道示V] 8.2 の規定により定めた。

- 1) この節は、塑性化を期待する RC 橋脚のうち、単柱式の RC 橋脚及び一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚（以下「RC ラーメン橋脚」という。）のレベル2地震動を考慮する設計状況における耐震設計に関する概要を示している。詳細は [道示V] 8 章を参照のこと。
- 2) RC 橋脚の破壊形態の判定及び地震時保有水平耐力の算出は、[道示V] 8.3 によることを標準とする。単柱式の RC 橋脚の破壊形態の判定と地震時保有水平耐力 P_a 及び各限界状態に対応する変位の制限値の算出手順を図 - 8.18 に示す。



[道示V] 図-解 8.3.2 より

図 - 8.18 単柱式の RC 橋脚の破壊形態の判定と地震時保有水平耐力 P_a 及び各限界状態に対応する変位の制限値の算出手順

- 3) 破壊形態に応じた RC 橋脚の限界状態は、[道示V] 8.4 による。

[道示V] 8.4 に規定される破壊形態に応じた RC 橋脚の限界状態を表 - 8.12 に整理した。各限界状態に対する照査は、RC 橋脚に生じる水平変位及びせん断力が各限界状態におけるそれぞれの制限値を超えないことを照査することとなる。

表 - 8.12 破壊形態に応じた RC 橋脚の限界状態

限界状態	RC 橋脚に生じる水平変位の制限値	せん断力の制限値
【曲げ破壊型の場合】		
限界状態 1	<p>・最大応答変位の制限値 $\delta_{yEd} = \xi_1 \cdot \Phi_{RY} \cdot \delta_{yE} \dots\dots\dots (1)$ ここに、 ξ_1 : 調査・解析係数 (=1.00) Φ_{RY} : 抵抗係数 (=1.00) δ_{yE} : RC 橋脚の限界状態 1 に相当する水平変位の特性値 (mm) 単柱式 RC 橋脚 : [道示 V] 8.5 による。 一層式 RC ラーメン橋脚 : [道示 V] 8.7 による。</p>	[道示 V] 8.6 による。
限界状態 2	<p>・最大応答変位の制限値 $\delta_{ls2d} = \xi_1 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{ls2} \dots\dots\dots (2)$ ここに、 ξ_1 : 調査・解析係数 (=1.00) Φ_s : 抵抗係数 (=0.65) δ_{ls2} : RC 橋脚の限界状態 2 に相当する水平変位の特性値 (mm) 単柱式 RC 橋脚 : [道示 V] 8.5 による。 一層式 RC ラーメン橋脚 : [道示 V] 8.7 による。</p> <p>・残留変位の制限値 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。 なお、残留変位は [道示 V] 式 (8.4.3) により算出する。</p>	[道示 V] 8.6 による。
限界状態 3	<p>・最大応答変位の制限値 $\delta_{ls3d} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{ls3} \dots\dots\dots (3)$ ここに、 ξ_1 : 調査・解析係数 (=1.00) ξ_2 : 部材・構造係数 (=1.00) Φ_s : 抵抗係数 (=0.65) δ_{ls3} : RC 橋脚の限界状態 3 に相当する水平変位の特性値 (mm) 単柱式 RC 橋脚 : [道示 V] 8.5 による。 一層式 RC ラーメン橋脚 : [道示 V] 8.7 による。</p>	[道示 V] 8.6 による。
【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】		
限界状態 1	<p>・最大応答変位の制限値 式 (1) に示す δ_{yEd}</p>	[道示 V] 8.6 による。
限界状態 3	限界状態 1 に対する照査を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなすことができる。	

- 4) 単柱式の RC 橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位は、[道示 V] 8.5 の規定に従い算出する。なお、[道示 V] 8.5 に規定される算出方法は、適用範囲が示されているので、注意すること。
- 5) 一層式の RC 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は、[道示 V] 8.7 の規定による。
- 6) 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 RC 橋脚の地震時保有水平耐力及び限界状態は、[道示 V] 8.8 の規定による。
- 7) RC 橋脚の配筋は、[道示 V] 6.2.5、8.9、8.10 の規定による。

- 8) RC 橋脚の地震時保有水平耐力は下式を満足させること（〔道示V〕 8.9.1 (4) : RC 橋脚の地震時保有水平耐力の下限値）。

$$P_a \geq 0.4 c_{2z} W$$

ここに、

P_a : RC 橋脚の地震時保有水平耐力 (N)

c_{2z} : レベル 2 地震動の地域別補正係数

W : 等価重量 (N) で、〔道示V〕式 (8.4.5) により算出する。ただし、RC 橋脚の破壊形態がせん断破壊型の場合には、式 (8.4.5) の c_p を 1.0 とする。

- 9) 塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて表 - 8.13 に示す値以下、かつ断面幅の 0.2 倍以下とする（〔道示V〕 8.9.2 (2)）。この場合、断面幅は、矩形断面の場合には短辺の長さ、また、円形断面の場合には直径とする。
また、帯鉄筋の直径は軸方向鉄筋の直径より小さくする（〔道示V〕 6.2.5 (2)）。

表 - 8.13 帯鉄筋間隔の上限値 (mm)

帯鉄筋の直径 ϕ_h (mm)	$13 \leq \phi_h < 20$	$20 \leq \phi_h < 25$	$25 \leq \phi_h < 30$	$\phi_h \geq 30$
帯鉄筋間隔の上限値 (mm)	150	200	250	300

〔道示V〕表-8.9.1 より

8.8 上下部接続部

8.8.1 支承部に作用する力

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計すること。

〔道示V〕 13.1.1 の規定により定めた。

- 1) 支承部の設計においては以下を基本とするのがよい。
 - ① 同じ機能を期待する 1 支承線上の支承には、水平方向の力学的特性が同様のものを使用する。
 - ② 1 支承線上の最大鉛直反力が著しく異なる場合等に 1 支承線上の同機能を有する構造の種類を複数とする場合にも、2 種類程度までとする。
- 2) 支承部に作用する水平力のうち地震の影響による力は、〔道示V〕 4.1 に規定され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ときの上部構造の慣性力の作用位置における水平力とする。
- 3) 支承部に作用する鉛直力のうち地震の影響による力は、〔道示V〕 13.1.1(4)に従い算出すること。

8.8.2 支承部の限界状態

- (1) 支承部の限界状態は、1)～3)のとおりである。
 - 1) 支承の限界状態 1 は、以下のいずれかを満足しなくなる限界の状態。
 - i) 挙動が可逆性を有する状態。
 - ii) 支承部の機能や橋の機能から制限される変位や振動に至っていない状態
 - 2) 支承部の限界状態 2 は、支承部の部位によっては損傷が生じたり、材料に塑性化が生じたりすることにより支承部の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力が想定する範囲内で確保できる限界の状態。
 - 3) 支承部の限界状態 3 は、支承部の部位によっては損傷が生じたり、材料に塑性化が生じたりすることにより支承部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。
- (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、限界状態を超えないとみなせる制限値を適切に設定すること。

[道示 I] 10.1.4 及び [道示 V] 13.1.2 の規定により定めた。

- (2) 限界状態を超えないとみなせる制限値は、[道示 V] 2.4.6 の規定に従い適切に設定すること。また、以下の 1)及び 2)の範囲を考慮して行うこと。
 - 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
 - 1)にあたっては、少なくとも以下の実験条件を考慮すること
 - ・ 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
 - ・ 温度等、支承の使用が想定される環境条件

8.8.3 支承部の耐荷性能の照査

支承部の耐荷性能の照査において、支承部の限界状態 1、限界状態 2、限界状態 3 のそれぞれに対して、限界状態を超えないとみなせる制限値を設定し、支承部を構成する各部材の応答がこれを所要の信頼性をもって超えないことを確認する。

[道示 V] 13.1.3 の規定により定めた。

支承部に力が作用したときの支承部各部の応答が、8.8.2 の規定に基づき設定した支承部の限界状態 1、限界状態 2、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場合は、支承部の限界状態を超えないことについての所要の信頼性を有するとみなすことができる。

8.8.4 上下部構造との取付部

上下部構造及び下部構造への支存取付部は、8.5.6 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すること。

[道示 V] 13.1.4 の規定により定めた。

8.8.5 遊間及び伸縮装置

- (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。
- (2) 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、一定の値以上を確保する。
- (3) 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すること。

[道示V] 13.2の規定により定めた。

- (1) 上部構造端部の遊間を [道示V] 13.2.1(2)の規定に従い算出した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上部構造と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。
- (2) 伸縮装置の伸縮量は、[道示V] 13.2.2(1)の規定により算出した値以上を確保する場合は、一定の値以上を確保したとみなしてよい。ただし、[道示I] 10.3.3に規定する設計伸縮量を下回ってはならない。
- (3) 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ける伸縮装置本体及び取付け部材に作用する力は、橋軸方向だけでなく、橋軸直角方向に対しても考慮する。なお、伸縮装置本体及び取付け部材が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必要な耐力を有するようにすることが基本であるが、これにより伸縮装置本体の寸法が特に大きくなるなど合理的でない場合には、別の構造で必要な耐力を一部負担することで伸縮装置を保護できるようにする方法もあるが、この場合には、第三者被害が生じないような配慮が必要である。また、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、伸縮装置の形式選定に配慮すること。

8.9 落橋防止システム

8.9.1 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、8.9.2、橋軸直角方向に対しては 8.9.3、回転方向に対しては 8.9.4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) 8.9.9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。

[道示V] 13.3.1の規定により定めた。

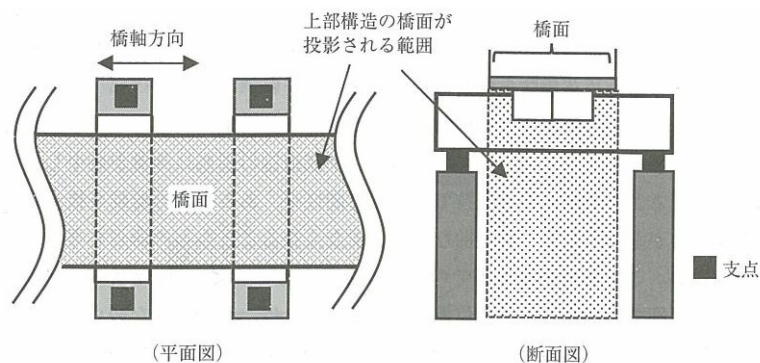
- (1) 独立して働くシステムとは、あるシステムの構成要素をある方向に対して設計するとき、設計する方向以外の方向の力や変位が、作用しないこと、又は同時に作用したとしても設計で期待する機能を発揮できることを指す。

8.9.2 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。
 - 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、8.9.5 の規定により算出する。
- (3) 落橋防止構造は、8.9.6 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) 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。

[道示V] 13.3.2 の規定により定めた。

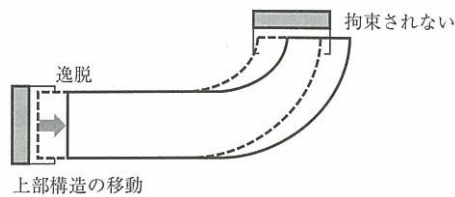
- (2) 図 - 8.19 に示すように下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない場合は、端支点に限らず中間支点であっても必要桁かかり長を確保する。



[道示V] 13.3.2 図- 13.3.1 より

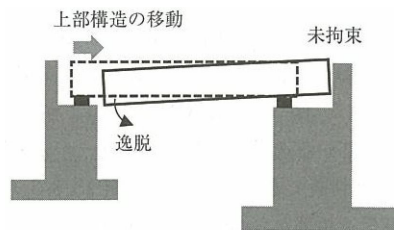
図 - 8.19 下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない構造の例

- (4) 図 - 8.20 のような橋の場合、左側の上部構造端部位置における橋軸方向に対して上部構造が変位した場合、右側の上部構造端部の位置では橋台に接触せず上部構造変位が拘束される状態とならない。このような場合は、右側の上部構造端部が橋台パラペットに衝突するか否かの判断が必要となり、それにともない落橋防止構造設置の検討が必要となる。また、図 - 8.21 のような桁かかり長に比べて上部構造の他端部の遊間量が大きい場合は、上部構造はパラペットに衝突して応答が拘束されるよりも前に、下部構造頂部から逸脱するため、他端部の遊間量に相当する水平変位が上部構造に生じても、当該支点における上部構造の落下を防ぐためには、十分な桁かかり長を確保する必要がある。



[道示V] 13.3.2 図-解 13.3.1 より

図 - 8.20 橋軸方向の上部構造の変位が拘束されない橋の例



[道示V] 13.3.2 図-解 13.3.2 より

図 - 8.21 上部構造端部における遊間量が桁かかり長より大きい橋の例

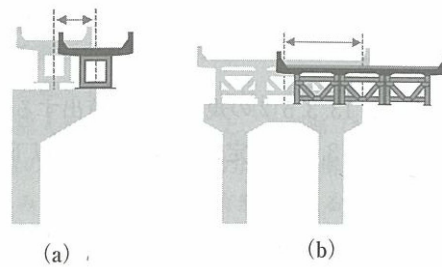
8.9.3 橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

- (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 8.5.5 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、8.9.5 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。

[道示V] 13.3.3 の規定により定めた。

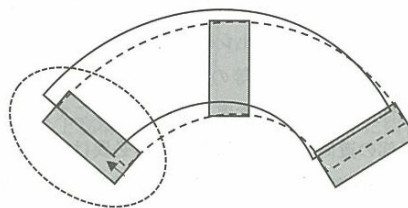
- (2) 図 - 8.22(a)のような橋では、主桁の中心位置が下部構造の柱又ははり端部から逸脱すると、転倒モーメントが発生し上部構造は安定した状態で残存できないと判断できる。一方、図 - 8.22(b)のような橋では、最外縁にある 1 主桁が下部構造頂部から逸脱した段階では、残りの主桁は下部構造上に留まっており、また、上部構造が転倒する状態とはならないことから、ただちに上部構造が不安定となることはないと判断できる。

斜橋や曲線橋の場合は、各下部構造位置での橋軸直角方向に対して判断する。例えば、図 - 8.23 のような曲線橋で、最も左側の下部構造位置での橋軸直角方向に対する桁かかり長を検討するときは、図の矢印の向き(図においては左斜め上方向)に対しての移動を考えることになる。なお、この状態のときに他の下部構造上の桁かかり長の状態については考慮する必要はないが、この検討を一連の上部構造を支持する下部構造上で行い、一連の上部構造を支持する全ての下部構造上で橋軸直角方向に桁かかり長を確保する必要がある。



[道示V] 13.3.3 図-解 13.3.3 より

図 - 8.22 橋軸直角方向に上下部構造間の相対変位が生じた際に安定した状態で残存しない場合の例



[道示V] 13.3.3 図-解 13.3.4 より

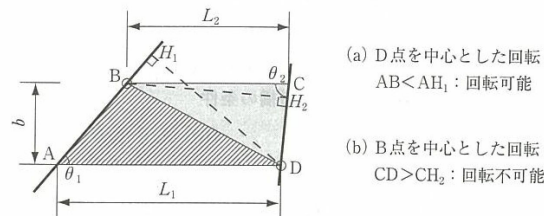
図 - 8.23 曲線橋の橋軸直角方向の桁かかり長の考え方

8.9.4 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の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、8.9.5 の規格により算出する。
- (4) 横変位拘束構造は、8.9.7 の規定による構造を、以下の 1)及び 2)により設置する。
 - 4) 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。
 - 5) 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係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。

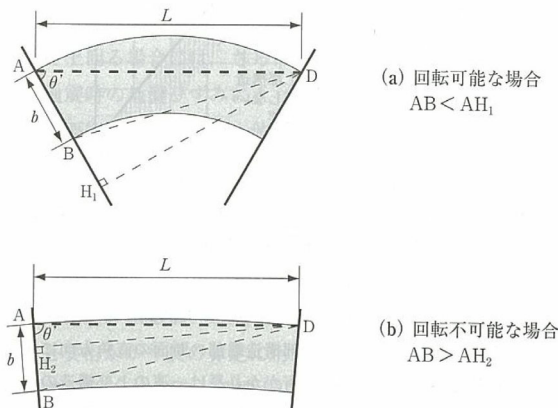
[道示V] 13.3.4 の規定により定めた。

- (4) 上部構造が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可能性の判定は、上部構造の幾何学的条件や構造条件を考慮して行う。図 - 8.24 及び図 - 8.25 に示すように、上部構造の幾何学的条件から、上部構造が隣接桁や橋台パラペットの拘束を受けずに回転できる条件は、[道示V] 式(解 13.3.1)、式(解 13.3.2)により簡便に判定することもできる。詳細は、[道示V] 13.3.4(4)を参照のこと。



[道示V] 13.3.4 図-解 13.3.5 より

図 - 8.24 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] 13.3.4 図-解 13.3.6 より

図 - 8.25 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

8.9.5 必要桁かかり長

- (1) 必要桁かかり長は、式(8.9.1)により算出する値とする。ただし、この値が式(8.9.2)により算出する値を下回る場合には、式(8.9.2)により算出する値とする。

$$S_{ER} = u_R + u_G \cdots \cdots \cdots \text{式(8.9.1)}$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005l \cdots \cdots \cdots \text{式(8.9.2)}$$

$$u_G = \varepsilon_G L \cdots \cdots \cdots \text{式(8.9.3)}$$

ここに、

S_{ER} ：必要桁かかり長 (m)

u_R ：レベル2地震動を考慮する設計状況において生じる支承部の最大応答変形量で、地盤の流動化を考慮する場合には流動化した際の最大応答変形量を含む。ただし、地盤の流動力を考慮する場合で、流動力を作用させたときに生じる基礎天端における水平変位が基礎の降伏に達するときの水平変位を上回る場合には、さらに0.5mを加える。

u_G ：地震時の地盤ひずみによって生じる地盤の相対変位 (m)

S_{EM} ：必要桁かかり長の最小値 (m)

ε_G ：地震時地盤ひずみで、地盤種別がI種、II種、III種に対して、それぞれ、0.00250、0.00375、0.00500とする。ここで、一連の上部構造が異なる地盤種別上に設置された下部構造により支持されている場合は、そのうち最も地震時地盤ひずみが大きい地盤種別の値を用いる。

L ：必要桁かかり長の算定に用いる下部構造間の距離 (m)

l ：支間長 (m) で、1橋脚上に2つの上部構造の端部が支持され両側の支間長が異なる場合には、いずれか大きい方の支間長を用いる。

- (2) 回転方向に対する必要桁かかり長は、式(8.9.4)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。

$$S_{E\theta R} = 2L_\theta \sin\left(\frac{\alpha_E}{2}\right) \cos\left(\frac{\alpha_E}{2} - \theta\right) \cdots \cdots \cdots \text{式(8.9.4)}$$

ここに、

$S_{E\theta R}$ ：8.4.4(1)の条件に該当する橋の必要桁かかり長 (m)

L_θ ：上部構造の一連の長さ (m)

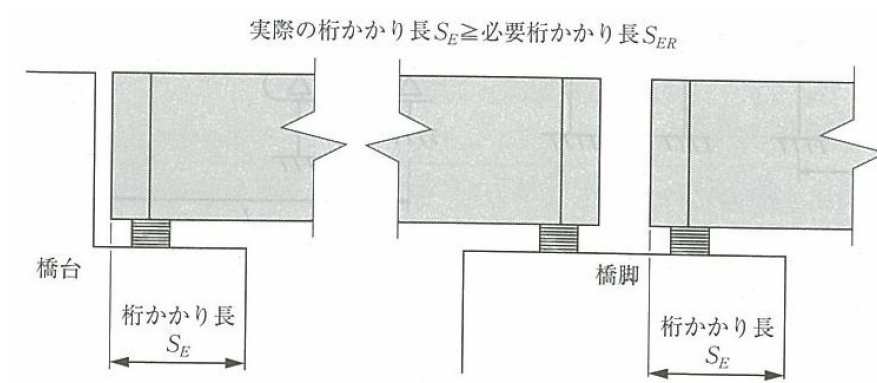
θ ：回転条件を評価するための角度 (°)

α_E ：限界脱落回転角 (°) で、一般に2.5°としてよい。

[道示V] 13.3.5の規定により定めた。

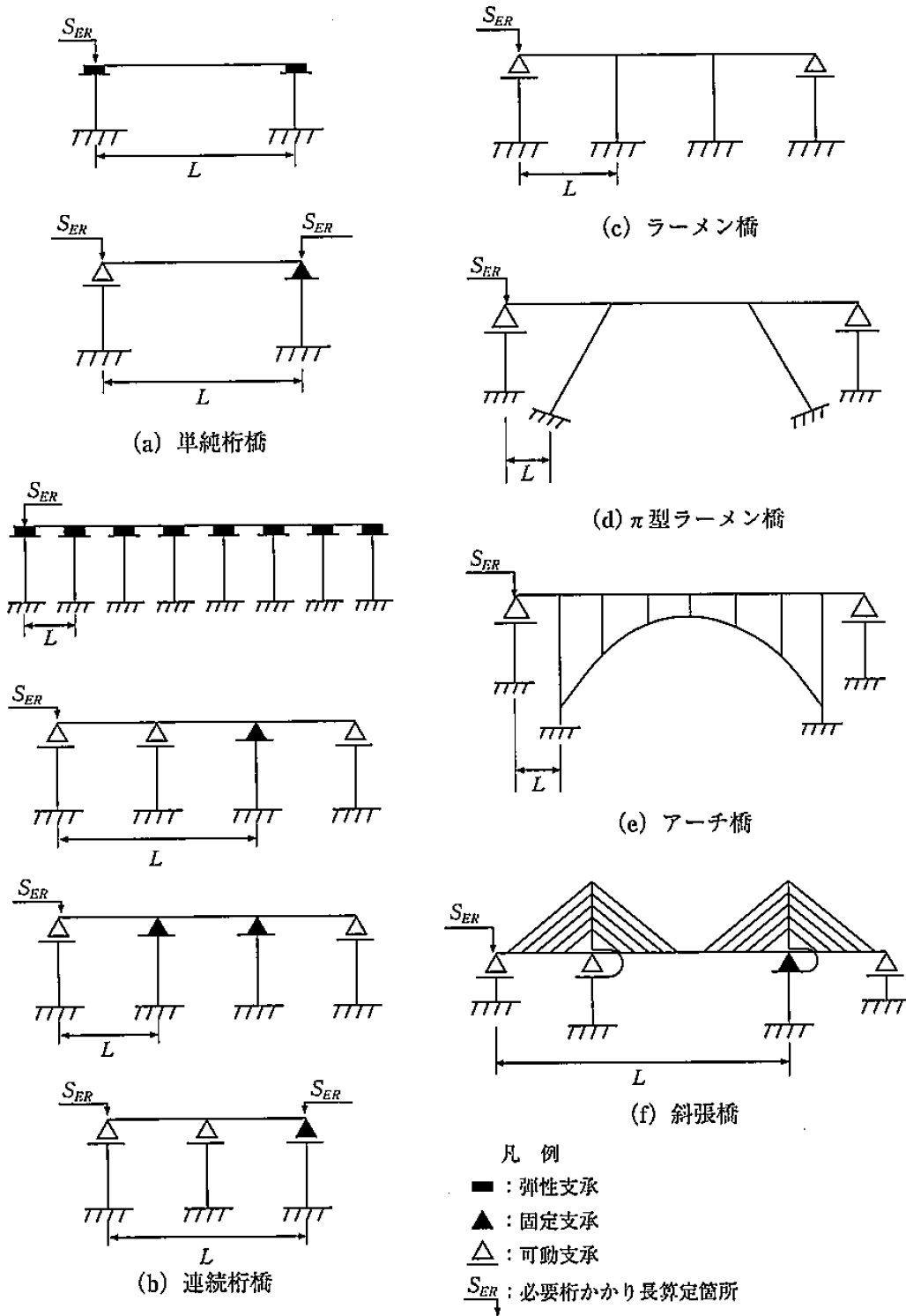
- (1) 桁かかり長は、一般には図-8.26に示すように上部構造端部から下部構造の頂部の縁端までの上部構造の長さを指すものであるが、ここで規定する必要桁かかり長とは、上部構造が容易には落下しないための対策として、上部構造がこれを支持する下部構造上又は隣接する別の上部構造上に安定して留まるために確保する必要がある長さのことをいう。必要桁かかり長の算定に用いる下部構造間の距離 L は、桁橋では当該支点の次の固定支承又は弾性支承による支点までの距離とすればよい。また、連続橋で一方の端支点のみが固定支承又は弾性支承で、その他の支点が可動支承の場合は、一連の上部構造の端部にある下部構造間の距離とすればよい。なお、端支点以外には支承部を有しないラーメン橋やアーチ橋などの構造の

場合は、当該支点到隣接する固定点までの距離とする。図 - 8.27 はこのような考え方の例を示している。



[道示V] 13.3.5 図-解 13.3.9 より

図 - 8.26 桁かかり長



[道示V] 13.3.5 図-解 13.3.10 より

図 - 8.27 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

8.9.6 落橋防止構造

- (1) 落橋防止構造に作用する水平力は、式(8.9.5)により算出する。
- | | | |
|--|---|----------|
| <p>1) 上下部構造で拘束する形式の落橋防止構造の場合</p> $H_F = P_{LG}$ <p>ただし、$H_F \leq 1.5R_d$</p> <p>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</p> $H_F = 1.5R_d$ | } | 式(8.9.5) |
|--|---|----------|
- ここに、
- H_F ：落橋防止構造に作用する水平力 (kN)
- P_{LG} ：当該支点が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。

[道示V] 13.3.6の規定により定めた。

- (1) 落橋防止構造に作用する水平力は、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耐力に相当する力とされ、落橋防止構造が機能するためには、落橋防止構造本体だけでなく、この取付部やこれを取り付けられる下部構造が下部構造の耐荷力が保持できる範囲で上部構造の応答を拘束する際に生じる力に抵抗するようにする必要がある。下部構造の橋軸方向の水平耐力は、単柱式又は一層式ラーメンの鉄筋コンクリート橋脚の場合には、[道示V] 8.3式(8.3.3)により算出される地震時保有水平耐力と考えることができる。橋台の場合には、[道示IV]の規定に基づいて橋台たて壁の基部に対して求められる降伏曲げモーメントを橋台たて壁の基部から上部構造の慣性力作用位置までの距離で除して算出される水平耐力と[道示IV] 5.2.7の規定に基づいて算出されるせん断耐力のいずれか小さい方とする。
- 2連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造は、それぞれの上部構造の振動特性が類似している場合において、これを連結することであたかも一連の上部構造と同様な挙動とすることができると考えられる場合に有効である。一方で、この形式の落橋防止構造は、隣接する上部構造の形式や規模が著しく異なる橋など、それぞれの上部構造の振動特性が明らかに異なる場合は、一方の上部構造が他方の上部構造を引っ張ることで変位の増大を助長したり、隣接する上部構造が衝突してさらに大きな変位が生じるときにこれを下部構造上に留めることができる構造がないことなどにより、上部構造の落下の可能性を高めることが考えられることから適用しないのがよい。このような懸念があるのは、隣接する上部構造の重量比が2倍以上、又は2つの設計振動単位の固有周期比が1.5倍以上の橋であることがこの判断の目安となる。
- (2) 弾性域に留まるとは、鋼部材及びコンクリート部材の場合ともに、発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超えないこと（曲げ破壊が先行する場合）と考えてよい。

8.9.7 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(8.9.6)により算出する。

$$\left. \begin{array}{l} H_S = P_{TR} \\ \text{ただし、} H_S \leq 3k_h R_d \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{式(8.9.6)}$$

ここに、

H_S ：横変位拘束構造に作用する水平力 (kN)

P_{TR} ：当該支点が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)

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。

[道示V] 13.3.7の規定により定めた。

- (1) 落橋防止構造と同様に、横変位拘束構造が機能するためには、横変位拘束構造を構成する部材（本体構造及び上下部構造への取付部材も含む）や連結される下部構造が、一連の上部構造の応答を拘束する際に生じる力に下部構造の耐荷力が保持できる範囲で抵抗できるようにする必要がある。下部構造の耐力の算出方法は、落橋防止構造と同様に考えることができる。
- (2) 横変位拘束構造は、上部構造の変位の拘束を目的としていることから、これらの構造に要求される耐力が発揮されるまでに大きな変形を要するものは避ける必要がある。なお、弾性域に留まるとは、鋼部材及びコンクリート部材の場合ともに、発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超えないこと（曲げ破壊が先行する場合）と考えてよい。

8.9.8 落橋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上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。

[道示V] 13.3.8 の規定により定めた。

落橋防止構造及び横変位拘束構造が、脆性的に破壊し、機能を喪失することを防止するために、落橋防止構造及び横変位拘束構造は、設計で考慮する方向に直交する方向（鉛直方向を含む）への移動にそれぞれ追従できる構造とするとともに、衝撃的な力をできるだけ緩和するため緩衝材を用いて耐衝撃性を高めた構造とする必要がある。また、下部構造又は上部構造と横変位拘束構造との衝突により、下部構造又は上部構造が損傷し、鉛直荷重の支持や桁かかり長部分の損傷等により落橋防止システムとしての機能を喪失することがないように設計する必要がある。

落橋防止構造及び横変位拘束構造は支承部付近に設けられることが多いため、落橋防止構造や横変位拘束構造そのものはもとより、支承部や上下部構造、伸縮装置の点検や修繕の障害とならない構造とすることが望ましい。特に上部構造又は下部構造に突起を設ける構造や、上部構造と下部構造を連結する構造を採用する場合には、支承部や伸縮装置の点検等の維持管理に支障とならないように設置する必要がある。また、塵埃や滞水等により落橋防止構造や横変位拘束構造、さらにこれらを取り付けられている上下部構造に腐食等が生じると、それぞれの構造に求められる機能が適切に発揮されないおそれもあるので、このようなことが生じにくくするような細部構造や配置にも配慮が必要である。

8.9.9 落橋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京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、8.9.2から8.9.4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、8.9.5(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、8.9.4(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、8.9.2の規定による。
 - 2) 橋軸直角方向に対しては、8.9.3の規定による。
 - 3) 回転方向に対しては、8.9.4(3)1)及び2)並びに8.9.5(1)に規定する必要桁かかり長を確保する。

[道示V] 13.3.9の規定により定めた。

- (1) 既往の地震での落橋事例等を踏まえると、上部構造が容易には落下しないと考えられる構造条件があり、落橋防止構造や横変位拘束構造の設置の例外として規定されている。これまで橋の構造的特徴から、橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性を有する橋や、端支点部での鉛直支持が失われても上部構造が落下しない橋、多点支持された支承部の破壊に対する補完性又は代替性が高いと考えられる橋として示されていたものを基本として規定されている。ただし、多点支持された支承部のうち1支承線上の支承数が少ない支点は、支承部の破壊に対する補完性、代替性が低いと考えられるため、これまでの考え方を踏襲し、1支承線上の支承数が1つである支点を除くことが規定されている。落橋防止構造及び横変位拘束構造の設置の例外におけるフローを図-8.28に示した。

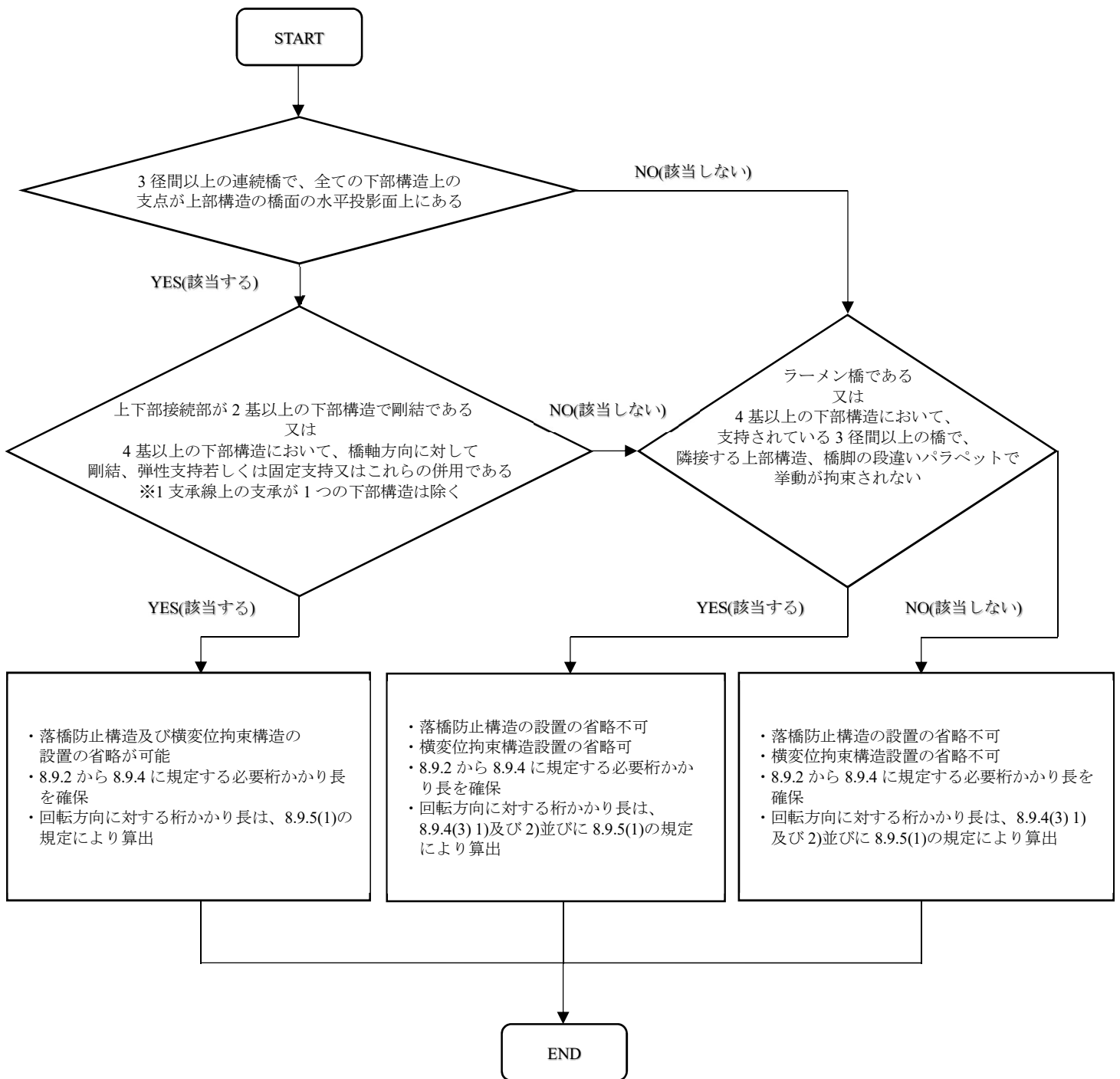


図 - 8.28 落橋防止構造及び横変位拘束構造の設置の例外に関するフロー

8.10 免震橋

8.10.1 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、それぞれの限界状態を適切に設定すること。
- (2) 以下の 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ない。
 - 1) 基礎周辺の地盤が、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
 - 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
- (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ること。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すること。
- (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期待してはならない。

[道示V] 14.2 により定めた。

- (1) 上部構造、下部構造及び免震支承の限界状態は、[道示V] 14.2(1)の規定に従うものとする。
- (2) 2) もともと固有周期の長い橋とは、橋の規模にもよるが、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することができる。このため、これより長い固有周期を有する橋を免震橋として設計する場合には、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。
- 3) 地盤と橋の共振の可能性については、地震の影響を考慮する設計状況における地盤の固有周期と橋の固有周期が近いかどうかを検討することにより評価できる。なお、地盤の固有周期としては、地震の影響を考慮する設計状況において地盤に生じるひずみに相当する地盤の剛性を考慮したうえで [道示V] 3.6.2 式(3.6.1)により算出される地盤の基本固有周期を目安とすることができる。
- (3) 上部構造端部には、原則として [道示V] 13.2.1 に規定する遊間を設ける必要がある。
- (4) 免震支承を地震時水平力分散構造に用いる場合で、動的解析により照査を行う場合には、支承部は線形ばねとしてモデル化し、その減衰定数としてはエネルギー吸収を期待しないゴム支承の減衰定数を用いる必要がある。

8.10.2 免震橋における下部構造の限界状態

下部構造の限界状態を超えないような制限値を適切に設定する必要がある。

[道示V] 14.3 の規定に従う場合には、免震橋における下部構造の限界の状態を超えないとみなしてよい。