

## 6 章 下部構造

### 6.1 設計一般

#### 6.1.1 材料及び材料の特性値

下部構造に用いるコンクリート及び鋼材は、表 - 6.1 を標準とする。

表 - 6.1 下部構造に用いる材料の標準及び材料強度の特性値

部材, 構造物	材 料	材料強度の特性値
橋台 (鉄筋コンクリート) 橋脚 (鉄筋コンクリート)	コンクリート	$\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$
	鉄 筋	SD345 ( $\sigma_y=345 \text{ N/mm}^2$ )
重力式橋台 (無筋コンクリート部分)	コンクリート	$\sigma_{ck}=18 \text{ N/mm}^2$
場所打ち杭	コンクリート	$\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$ (呼び強度 = $30 \text{ N/mm}^2$ )
	鉄 筋	SD345 ( $\sigma_y=345 \text{ N/mm}^2$ )
深礎基礎	コンクリート	$\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$
	鉄 筋	SD345 ( $\sigma_y=345 \text{ N/mm}^2$ )
鋼管杭 鋼管ソイルセメント杭	鋼 管	SKK400 ( $\sigma_y=235 \text{ N/mm}^2$ )
	(JIS A 5525)	SKK490 ( $\sigma_y=315 \text{ N/mm}^2$ )
SC 杭 (JIS A 5361)	コンクリート	$\sigma_{ck}=80 \text{ N/mm}^2$
	鋼 管 (JIS A 5525)	SKK400 ( $\sigma_y=235 \text{ N/mm}^2$ )
		SKK490 ( $\sigma_y=315 \text{ N/mm}^2$ )
PHC 杭 (JIS A 5373)	コンクリート	$\sigma_{ck}=80 \text{ N/mm}^2$
鋼管矢板基礎	鋼管矢板 (JIS A 5530)	SKY400 ( $\sigma_y=235 \text{ N/mm}^2$ )
		SKY490 ( $\sigma_y=315 \text{ N/mm}^2$ )
ケーソン基礎 (基礎本体, 頂版) 鋼管矢板基礎の頂版	コンクリート	$\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$
	鉄 筋	SD345 ( $\sigma_y=345 \text{ N/mm}^2$ )
踏掛版	コンクリート	$\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$
	鉄 筋	SD345 ( $\sigma_y=345 \text{ N/mm}^2$ )
均しコンクリート	コンクリート	$\sigma_{ck}=18 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (圧縮強度の特性値)

$\sigma_y$  : 鋼材の降伏強度の特性値

- 1) 下部構造に用いるコンクリート及び鋼材は、[道示 I] 9 章に規定される材料を用いる。橋台及び橋脚に用いるコンクリートの設計基準強度及び鉄筋の種類、及び重力式橋台の無筋コンクリート部に用いるコンクリートの設計基準強度は、「土木構造物設計マニュアル(案) [土工構造物・橋梁編], 平成 11 年 11 月, 建設省」に従い定めた。その他の部材及び構造物に用いる材料は、他の発注機関の運用や設計施工実績等を参考に定めた。
- [道示 I]には特別な特性の確認を行うことなく標準的に使用できる材料として SD390 と SD490 の鉄筋が規定されている。一方、[道示]の規定の中には、SD345 までの強度の鉄筋のみでしか適用性が確認されていないものが多い。そのため、SD390 や SD490 をコンクリート部材に用いる場合には、規定によっては SD345 により確認された部材としての耐荷性能や耐久性能を満足するための条件が満足されることなど、その適用性について十分検討を行うこと。コンクリート部材に SD390 及び SD490 を使用する場合には、

設計基準強度 30N/mm<sup>2</sup> のコンクリートを選定するのを標準とする。

鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭及び SC 杭において、杭基礎の諸元が杭体の照査で決定する場合には、鋼管に SKK490 を用いた方が経済性に優れる場合があり、近年では SKK490 が使用される事例も多いことから、鋼管の種類として、SKK400 と SKK490 を示した。ただし、杭体の耐力を大きくしすぎると、杭頭補強鉄筋が過密になり、施工が困難となる場合があるので、注意する必要がある。鋼管矢板基礎についても鋼管杭等と同じ趣旨により、SKY400 と SKY490 を示している。

均しコンクリートは構築の際、躯体コンクリートと同様にコンクリートの養生を必要とすることから、積算のため、数量計算書には「養生有り」と記載しておくこと。

- 2) コンクリート及び鋼材の特性値は、[道示Ⅲ] 4 章及び [道示Ⅱ] 4 章の規定に従って設定する。

下部構造に用いられる主な材料のヤング係数は、[道示Ⅲ] 4.2 及び [道示Ⅳ] 10.8 より表 - 6.2 に示すとおりとする。SC 杭のコンクリートのヤング係数は、従来  $3.50 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup> と規定されていたが、平成 29 年 [道示Ⅳ] において  $4.00 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup> に改定された。

表 - 6.2 下部構造に用いられる主な材料のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

		ヤング係数
コンクリート	$\sigma_{ck} = 24$ N/mm <sup>2</sup>	$2.50 \times 10^4$
	$\sigma_{ck} = 27$ N/mm <sup>2</sup>	$2.65 \times 10^4$
	$\sigma_{ck} = 30$ N/mm <sup>2</sup>	$2.80 \times 10^4$
鋼材	鉄筋	$2.00 \times 10^5$
	鋼管杭, 鋼管矢板	$2.00 \times 10^5$
	PC 鋼線, PC 鋼棒	$2.00 \times 10^5$
SC 杭及び PHC 杭のコンクリート		$4.00 \times 10^4$

- 3) 地盤定数の特性値は、[道示Ⅳ] 4.2 の規定に従って設定する。

地盤は複雑で大きなばらつきを有するが、設計に用いる地盤定数の特性値は、基礎に作用する荷重に対して、その地盤条件下で最も高い確率で起こり得る基礎の挙動を推定するものである。したがって、地盤定数の特性値は、計算式の精度や特性を考慮したうえで、当該地盤の平均的な値と考えられるものを求めることが基本となる。

設計に用いる地盤定数の特性値は、設定根拠、一連の設定過程を報告書に記載しておく必要がある。

地盤定数の特性値の設定に関する留意事項は、[道示Ⅳ] 4.2 の解説を参照するとよい。

### 6.1.2 設計に考慮する作用及び作用の組合せ

下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、耐荷性能の照査において考慮する状況を、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する。

[道示Ⅳ] 3.3 の規定に従い定めた。

耐荷性能の照査において考慮する状況は、[道示Ⅳ] 3.2.1 の規定による。また、設計状況は [道示Ⅰ] 3.2 に従い設定する。

下部構造の耐荷性能の照査にあたっては、[道示Ⅰ] 3.1 に示される 22 の作用の種類の中から、

架橋地点の諸条件や構造等に応じて作用する可能性がある荷重を考慮する。従来は、荷重組合せに応じた割増係数を考慮した許容応力度を用いていたことから、暗に照査を省略していた荷重組合せがあった。平成 29 年道示においては、許容応力度の割増係数はないことから、原則として当該構造物に作用すると考えられる荷重又は影響は全て考慮する。作用を考慮しない場合や照査を省略する場合などは、報告書の中にその理由を記載すること。この場合の報告書への記載例として、「平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」のⅢ. 2. 下部構造の設計計算例が参考になる。

下部構造において考慮する一般的な作用（荷重）を表 - 6.3 に示す。作用の組合せと各作用の組合せにおける荷重組合せ係数及び荷重係数は、[道示 I] 3.3 に従う。

[道示 V] 11.2 に規定されるとおり、橋台及び橋台基礎はレベル 1 地震動を考慮する設計状況において、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おいて限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないとみなすことができる。ただし、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やレベル 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には、橋台基礎についてレベル 2 地震動を考慮する設計状況における耐荷性能の照査を行うこと。なお、背面土等がない特殊な形式や橋台背面土に軽量盛土を用いる場合には、橋脚と同様の設計を行うこと。

また、施工時における設計については、施工の過程に対して、橋の完成時に所要の性能が得られるよう [道示 I] 3.1 (3) に従い、施工時において設計で考慮する状況を適切な荷重又は影響により考慮すること。

表 - 6.3 下部構造の設計において考慮する一般的な作用の種類

	橋台及び橋台基礎			橋脚及び橋脚基礎		
	永続作用	変動作用	偶発作用 <sup>※1</sup>	永続作用	変動作用	偶発作用
1) 死荷重 (D)	○			○		
2) 活荷重 (L)		○			○	
3) 衝撃の影響 (I)					○ <sup>※2</sup>	
4) プレストレス力 (PS)	○			○		
5) コンクリートのクリープの影響 (CR)	○			○		
6) コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH)	○			○		
7) 土 圧 (E)	○	○		△	△	
8) 水 圧 (HP)	△	△		△	△	
9) 浮力又は揚圧力 (U) <sup>※3</sup>	△	△		△	△	
10) 温度変化の影響 (TH)		△			△	
11) 温度差の影響 (TF)		△			△	
12) 雪荷重 (SW) <sup>※4</sup>						
13) 風荷重 (WS,WL)		△			○	
14) 地震の影響 (EQ)		○	△		○	○

(凡例) △：必要に応じて考慮する。

※1：背面土等がない場合や背面土に軽量盛土を用いる場合には、橋脚と同様に設計を行う。また、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橋台の場合等には、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における基礎の照査を行う。

※2：下部構造の設計に用いる上部構造反力には、活荷重による衝撃の影響を考慮しない。ただし、橋脚の張出ばりやラーメン橋脚の躯体の設計には活荷重による衝撃の影響を考慮する。

※3：浮力又は揚圧力は基礎の設計において、必要に応じて考慮する。

※4：茨城県においては、雪荷重は考慮しない。

### 6.1.3 橋台に作用する土圧

- (1) 土圧は、構造物の種類、土質条件、構造物の変位や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する。
- (2) 橋台の土圧の作用面は、原則として以下のとおりとする。
  - 1) 重力式橋台の場合は、躯体コンクリート背面とする。
  - 2) 逆T式橋台の場合は、壁の断面計算においては躯体コンクリート背面、安定計算においては、後フーチング縁端での鉛直な仮想背面とする。

[道示 I] 8.7 の規定に従い定めた。

- (1) 土圧の特性値は [道示 I] 8.7 の規定に従って算出する。ただし、地震時土圧は [道示 V] 4.2 の規定に従って算出する。

[道示 V] 4.2 の式 (4.2.2) は、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のいずれに対しても適用可能な修正物部・岡部法に基づいて、一般的な橋台背面土の材料 (表 -6.5 に示す  $\phi_{peak}$ 、 $\phi_{res}$  を仮定)、施工状況、橋台の形状 (土圧作用面が鉛直) 等を考慮して定められた近似式である。したがって、重力式橋台のように土圧作用面が鉛直でない場合は、[道示 V] 4.2 解説を参考に、適切に地震時主働土圧係数を求めること。

地表載荷荷重  $q$  は変動作用支配状況 (地震の影響を含まない) では橋台背面に  $10\text{kN/m}^2$  を考慮する。地表載荷荷重  $q$  は、変動作用要因に起因する自動車の通行や群集の影響分として見込むため、永続作用支配状況及び地震の影響を考慮する変動作用支配状況においては考慮しない。安定計算における地表載荷荷重の載荷方法は、「平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」((公社) 日本道路協会) を参考に、図 -6.1 及び図 -6.2 に示すとおりとする。地表載荷荷重を鉛直荷重として土の重量に加算する場合においては、図 -6.1 に示すように後フーチング上の地表載荷荷重を考慮する状況と考慮しない状況の設計を行う。なお、鉛直荷重として考慮する地表載荷荷重には、死荷重 (D) の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する。

土圧の算出にあたっては、土圧 (E) の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮するが、地震時土圧の算出にあたっては、これに加えて [道示 V] の式 (4.2.2) の設計水平震度に地震の影響 (EQ) の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する。

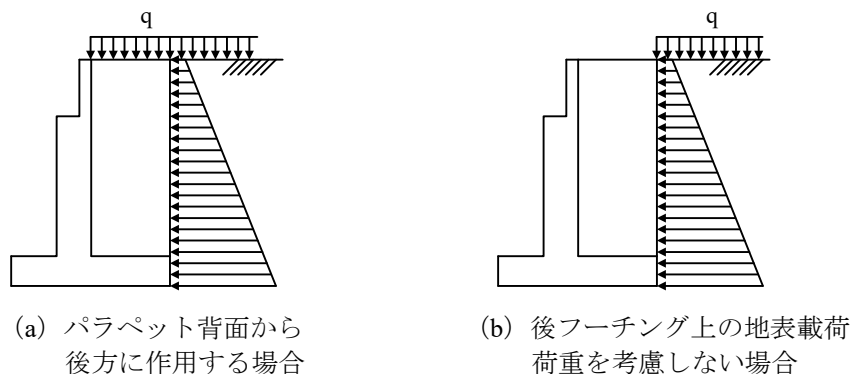


図 - 6.1 変動作用支配状況 (地震の影響を含まない) の場合

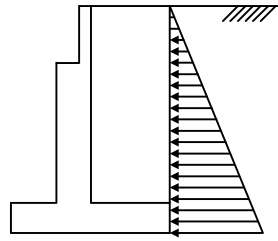


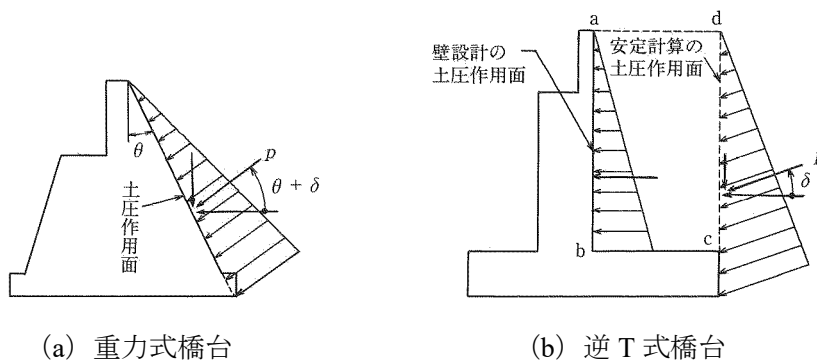
図 - 6.2 変動作用支配状況（地震の影響を含まない）以外の場合

(2) 逆T式橋台は一般に後フーチングの張出し長が長い為、土圧作用面は、安定計算の場合と壁の断面計算の場合で区分されている（図 - 6.3 (b), 図 - 6.4 (a), 図 - 6.5 (a)）。

重力式橋台の場合の土圧は、躯体コンクリート背面に直接作用させる（図 - 6.3 (a)）。これと同様に、箱式橋台やラーメン式橋台などのように後フーチングの張出し長が短い（1m 未満）場合の土圧は、躯体コンクリート背面に直接作用させるのがよい（図 - 6.4 (b)）。ただし、箱式橋台やラーメン式橋台であっても、後フーチングの張出し長が長い（1m 以上）場合の土圧は、逆T式橋台の場合と同様としてよい。

なお、土圧作用面の壁面摩擦角  $\delta$  は、[道示 I] 8.7 より表 - 6.4 の値とする。

箱式橋台及びラーメン式橋台において中詰め土がある場合は、固定壁に囲まれた土の土圧として静止土圧を前壁側のみに考慮する。



(a) 重力式橋台

(b) 逆T式橋台

[道示 I] 図-解 8.7.1, 図-解 8.7.2 より

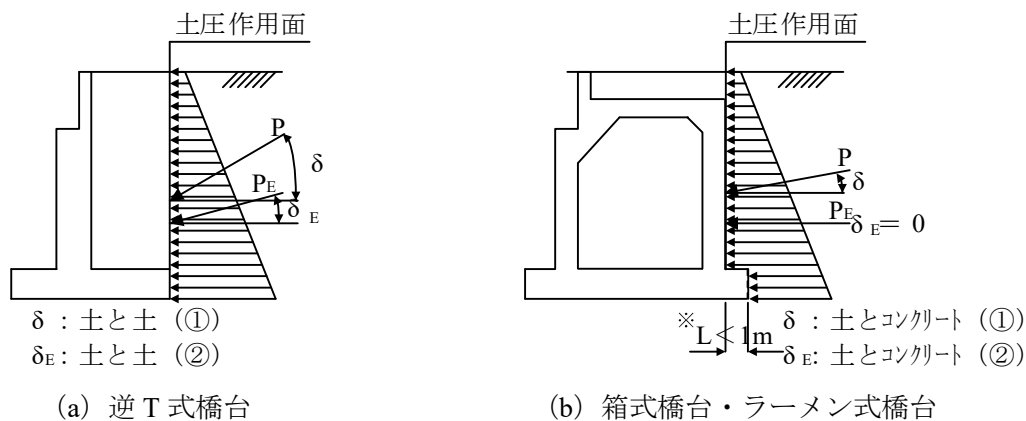
図 - 6.3 土圧の作用面

表 - 6.4 土圧作用面の壁面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角 $\delta$	
			①永続作用支配状況 変動作用支配状況 (右以外)	②変動作用支配状況 偶発作用支配状況 (地震時土圧を算出する場合)
重力式橋台	安定計算 壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi / 3$	0
逆T式橋台	安定計算	土と土	$\phi$	$\phi / 2$
	壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi / 3$	0

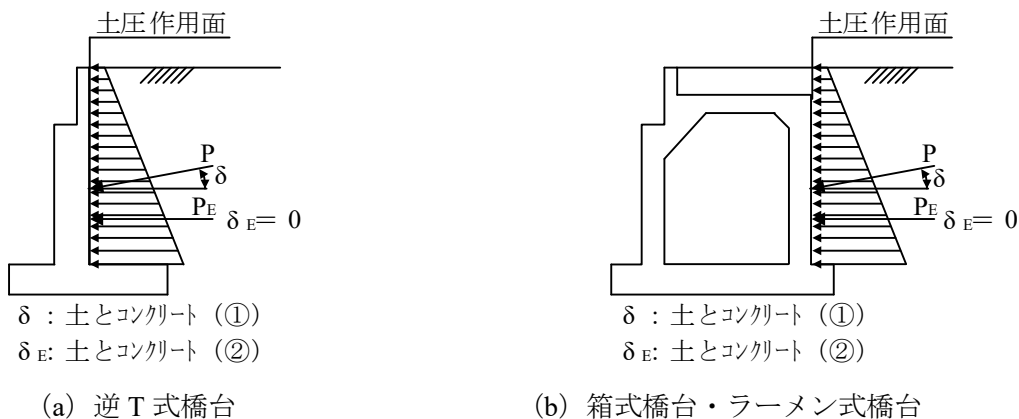
$\phi$  : 土のせん断抵抗角

[道示 I] 表-解 8.7.1 より



( ) 内の丸数字は表 - 6.4 に示す壁面摩擦角を示す。

図 - 6.4 安定計算用の壁面摩擦角



( ) 内の丸数字は表 - 6.4 に示す壁面摩擦角を示す。

図 - 6.5 壁の断面計算用の壁面摩擦角

### 6.1.4 土の諸定数

橋台の背面土及び下部構造のフーチング上の埋戻し土等に用いる土の単位体積重量  $\gamma$  及びせん断抵抗角  $\phi$  は、適切に設定する。

- 1) 橋台の背面土は、良質な材料で密に締固めるため、地盤のせん断抵抗は、ピーク強度を発生した後、残留強度へと低下する。したがって、[道示 I] 8.7 の表一解 8.7.2 及び [道示 V] 4.2 の表一解 4.2.1 を参考に、橋台の背面土は、表 - 6.5 に示す程度の単位体積重量が確保できる砂、砂れき、砂質土で入念に施工されることを前提に、土質に応じて表 - 6.5 に示すせん断抵抗角を用いてよい。

表 - 6.5 橋台の背面土の諸定数

背面土の種類	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗角 (度)		
		土圧	地震時土圧	
			$\phi$	$\phi_{peak}$
砂及び砂れき	20	35	50	35
砂質土	19	30	45	30

ここに、 $\phi_{peak}$  : ピーク強度時のせん断抵抗角,  $\phi_{res}$  : 残留強度時のせん断抵抗角

- 2) 橋台の背面土には原則として、粘性土を使用しない。
- 3) 箱式橋台の中詰め土、ラーメン式橋台内の通路部、および逆 T 式橋台の前フーチング上などの埋戻し土は、国土交通省 東北地方整備局における運用を参考に、表 - 6.6 に示す値を用いてよい。

表 - 6.6 中詰め土及び埋戻し土の諸定数

土の種類	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗角 $\phi$ (度)
中詰め土 [砂質土]	18 (15) *	30
埋戻し土 [砂質土]	18	30

※：直接基礎の場合の基礎底面に生じるせん断地盤反力に対する安定照査を行う場合の箱式橋台の中詰め土の単位体積重量 $\gamma$ は、( )内の値を用いる。

- 4) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、[道示 I] 8.7 の表一解 8.7.2 を参考に表 - 6.5 及び表 - 6.6 の値から 9 kN/m<sup>3</sup> を差し引いた値とする。
- 5) 橋台の背面土の施工においては、設計で設定した背面土の条件を満たすことのできる土を用いることを原則とする。設計の前提条件と整合した施工が確実に行われるように、土の単位体積重量及びせん断抵抗角、施工条件等を設計図面及び数量計算書等に明記すること。

### 6.1.5 設計水位

- (1) 河川区域内に設ける下部構造の設計に用いる水位は、以下を標準とする。
  - 1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況（地震の影響を考慮しない設計状況）においては、H.W.L（計画高水位）を設計水位とする。
  - 2) 地震の影響を考慮する設計状況においては、M.W.L（平水位）を設計水位とする。
- (2) 河川区域外の陸上に設ける下部構造の設計に用いる水位は、地質調査における地下水位等より適切に設定する。なお、地下水位がフーチング上面よりも低い場合には、安全側の配慮からフーチング上面とする。ただし、山間部等で地下水位がフーチング下面より明らかに低いことが確認できる場合は、この限りではない。

- (1) 河川区域内に設ける下部構造の設計に用いる H.W.L（計画高水位）及び M.W.L（平水位）は、原則として河川管理者との協議により設定する。

ただし、M.W.L（平水位）が不明な場合は、河川状況を十分把握した上で、次のように設定してもよい。

- (a) 河川が単断面の場合

M.W.L は河床から H.W.L までの高さ H の 1/2 とする（図 - 6.6 (a)）。

- (b) 河川が複断面の場合

M.W.L は高水敷高とする。ただし、計画高水敷高より現地盤が高い場合は現地盤高とする（図 - 6.6 (b)）。

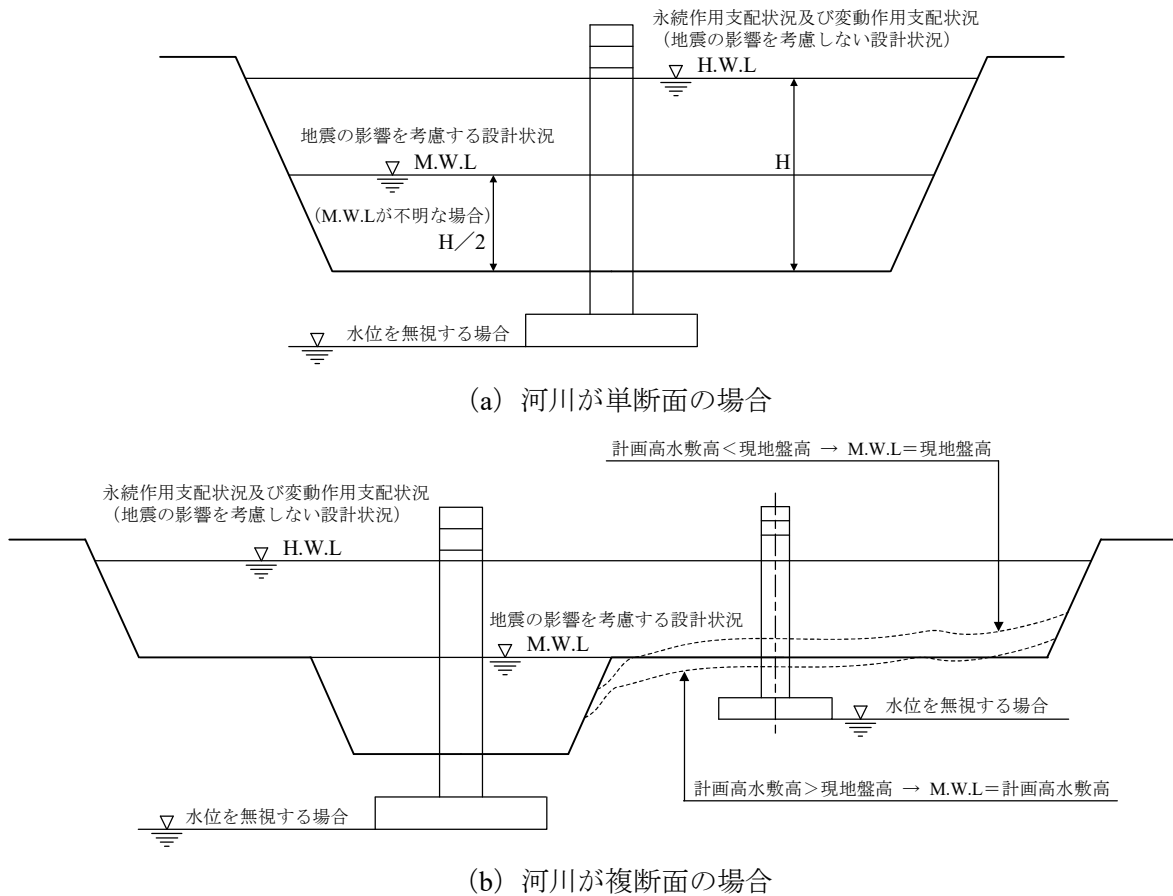


図 - 6.6 河川区域内に設ける下部構造の設計に用いる設計水位の考え方

### 6.1.6 均しコンクリート及び基礎砕石

- (1) 均しコンクリートの厚さは 100mm を標準とする。ただし、河川堤防の堤体内に設置される下部構造の均しコンクリートの厚さは 200mm を標準とする。
- (2) 基礎砕石の厚さは 200mm を標準とする。ただし、フーチングを岩盤に直接支持させる場合や河川堤防の堤体内に設置される下部構造の場合には、基礎砕石は敷設しない。

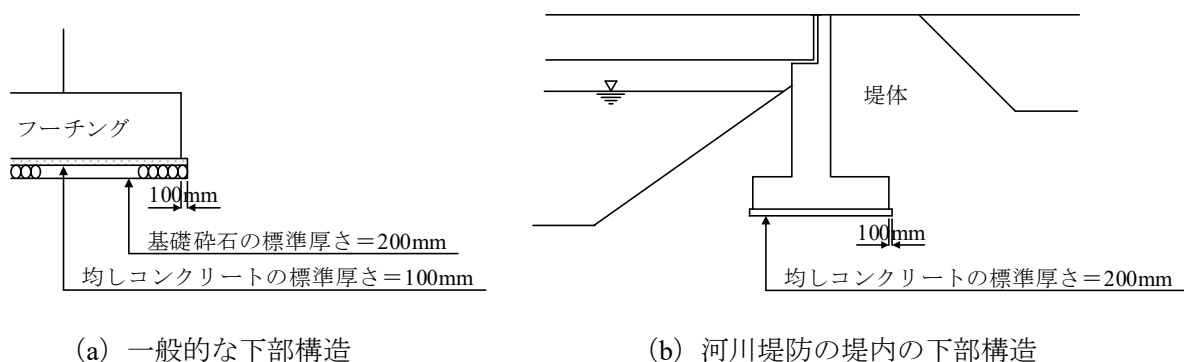


図 - 6.7 均しコンクリート及び基礎砕石の標準厚さ



## 6.2 耐荷性能に関する部材及び接合部の設計

下部構造を構成する部材及び接合部は、耐荷性能を考慮する設計状況に対して、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すること。

[道示Ⅳ] 3.2.3 の規定に従い定めた。

- ・ 下部構造を構成する部材及び接合部の設計に関する一般的・共通的事項は、[道示Ⅳ] 5章の規定による。
- ・ 下部構造を構成する鋼部材の設計は [道示Ⅳ] 7章及び9章から14章の規定に従ったうえで、[道示Ⅱ] 5章の規定による。
- ・ 下部構造を構成する鉄筋コンクリート部材の設計は [道示Ⅳ] 5.2、7章及び9章から14章の規定に従ったうえで、[道示Ⅲ] 5章の規定による。
- ・ 下部構造を構成する部材の接合部の設計は [道示Ⅳ] 7章及び10章から14章の規定に従ったうえで、[道示Ⅱ] 9章及び [道示Ⅲ] 7章の規定による。

平成29年の [道示] の改定では、一般的・共通的な鋼部材・コンクリート部材及び接合部の設計に関する規定は、[道示Ⅱ] 及び [道示Ⅲ] に定められている。このため、下部構造を構成する部材及び接合部は、[道示Ⅳ] 5.2 及び7章から14章に規定される下部構造特有の事項に関する規定を満足したうえで、[道示Ⅱ]、[道示Ⅲ] の規定に従って設計することになる。例えば、下部構造で多く用いられる鉄筋コンクリート部材の構造細目については [道示Ⅲ] 5.2 に、限界状態については [道示Ⅲ] 5.5 及び [道示Ⅲ] 5.7 に一般的な場合の規定が示されている。また、接合部については [道示Ⅲ] 9章や [道示Ⅲ] 7章に定められている。なお、[道示Ⅳ] 3.5 (2) 3) に規定されるように、[道示Ⅰ] 3.3 に規定される作用の組合せ⑩及び⑪を考慮する設計状況における部材及び接合部の設計は [道示Ⅴ] による。

永続作用支配状況及び変動作用支配状況における一般的な下部構造の耐荷性能の照査に関する主な照査項目を表 -6.7 に示す。なお、表中の荷重組合せの丸数字は、[道示Ⅰ] 3.3 に示される作用の組合せ番号を示している。ただし、場所打ち杭の杭体の耐荷性能（曲げモーメント）の照査に用いる調査・解析係数  $\xi_1$  は、地盤の変形係数の推定方法に応じて表 -6.28 による。

表 - 6.7 下部構造 (RC 部材) の耐荷性能の照査に関する主な照査項目

設計状況 作用	永続作用支配状況・変動作用支配状況																													
	限界状態 1	限界状態 3																												
曲げモーメント又は軸力  $M_d \leq M_{yd} = \xi_1 \Phi_y M_{yc}$ $M_{yd}$ : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 $\xi_1$ : 調査・解析係数 ただし、場所打ち杭の杭体は表 - 6.28 による。 $\Phi_y$ : 抵抗係数 $M_{yc}$ : 降伏曲げモーメントの特性値  <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td></td> <td><math>\xi_1</math></td> <td><math>\Phi_y</math></td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ①～⑨</td> <td rowspan="2">0.90</td> <td>0.85</td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ⑩</td> <td rowspan="2">1.00</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ⑪</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">… [道示Ⅲ] 5.5.1(3)</p>		$\xi_1$	$\Phi_y$	荷重組合せ①～⑨	0.90	0.85	荷重組合せ⑩	1.00	1.00	荷重組合せ⑪			$M_d \leq M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc}$ $M_{ud}$ : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 $\xi_1$ : 調査・解析係数 ただし、場所打ち杭の杭体は表 - 6.28 による。 $\xi_2$ : 部材・構造係数 $\Phi_u$ : 抵抗係数 $M_{uc}$ : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値  <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td></td> <td><math>\xi_1</math></td> <td><math>\xi_2</math></td> <td><math>\Phi_u</math></td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ①～⑨</td> <td rowspan="2">0.90</td> <td rowspan="2">0.90</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ⑩</td> <td rowspan="2">1.00</td> <td rowspan="2">1.00</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ⑪</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">… [道示Ⅲ] 5.7.1(3), 5.8.1(3)</p>		$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_u$	荷重組合せ①～⑨	0.90	0.90	0.80	荷重組合せ⑩	1.00	1.00	1.00	荷重組合せ⑪				
	$\xi_1$	$\Phi_y$																												
荷重組合せ①～⑨	0.90	0.85																												
荷重組合せ⑩		1.00	1.00																											
荷重組合せ⑪																														
	$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_u$																											
荷重組合せ①～⑨	0.90	0.90	0.80																											
荷重組合せ⑩			1.00	1.00	1.00																									
荷重組合せ⑪																														
せん断力	[耐荷性能の前提] 平均せん断応力度 $\tau_m \leq$ コンクリートのせん断応力度の制限値  コンクリートのせん断応力度の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td><math>\sigma_{ck}</math></td> <td>24</td> <td>27</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>永続作用支配状況</td> <td>1.7</td> <td>1.8</td> <td>1.9</td> </tr> <tr> <td>変動作用支配状況</td> <td>2.6</td> <td>2.7</td> <td>2.9</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">… [道示Ⅳ] 5.2.7(3)</p>		$\sigma_{ck}$	24	27	30	永続作用支配状況	1.7	1.8	1.9	変動作用支配状況	2.6	2.7	2.9																
$\sigma_{ck}$	24	27	30																											
永続作用支配状況	1.7	1.8	1.9																											
変動作用支配状況	2.6	2.7	2.9																											
限界状態 3 に対する照査を満足すれば、限界状態 1 を超えないとみなせる。  … [道示Ⅲ] 5.5.2(1)	<b>【斜引張破壊】</b> $S_d \leq S_{usd} = \xi_1 \xi_2 (\Phi_{uc} S_c + \Phi_{us} S_s)$ $S_{usd}$ : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 $\xi_1$ : 調査・解析係数 $\xi_2$ : 部材・構造係数 $\Phi_{uc}$ , $\Phi_{us}$ : 抵抗係数 $S_c$ : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 $S_s$ : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の特性値  <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td></td> <td><math>\xi_1</math></td> <td><math>\xi_2</math></td> <td><math>\Phi_{uc}</math> <math>\Phi_{us}</math></td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ①～⑨</td> <td rowspan="2">0.90</td> <td rowspan="2">0.85</td> <td>0.65</td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ⑩</td> <td rowspan="2">1.00</td> <td rowspan="2">1.00</td> <td>0.95</td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ⑪</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">… [道示Ⅲ] 5.7.2(3), 5.8.2(3)</p> <b>【コンクリートの圧壊】</b> $S_d \leq S_{ucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ucw} S_{ucw}$ $S_{ucd}$ : コンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 $\xi_1$ : 調査・解析係数 $\xi_2$ : 部材・構造係数 $\Phi_{ucw}$ : 抵抗係数 $S_{ucw}$ : コンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値  <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td></td> <td><math>\xi_1</math></td> <td><math>\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}</math></td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ①～⑨</td> <td rowspan="2">0.90</td> <td>0.70</td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ⑩</td> <td rowspan="2">1.00</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ⑪</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">… [道示Ⅲ] 5.7.2(4), 5.8.2(4)</p>			$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_{uc}$ $\Phi_{us}$	荷重組合せ①～⑨	0.90	0.85	0.65	荷重組合せ⑩	1.00	1.00	0.95	荷重組合せ⑪					$\xi_1$	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$	荷重組合せ①～⑨	0.90	0.70	荷重組合せ⑩	1.00	1.00	荷重組合せ⑪		
	$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_{uc}$ $\Phi_{us}$																											
荷重組合せ①～⑨	0.90	0.85	0.65																											
荷重組合せ⑩			1.00	1.00	0.95																									
荷重組合せ⑪																														
	$\xi_1$	$\xi_2 \cdot \Phi_{ucw}$																												
荷重組合せ①～⑨	0.90	0.70																												
荷重組合せ⑩		1.00	1.00																											
荷重組合せ⑪																														

せん断力に対する照査に用いるコンクリートが負担できるせん断力の算出については、[道示Ⅳ編] 5.2.7、[道示Ⅲ] 5.8.2 及び [道示Ⅳ] 7.7.4 に従う。ただし、PHC 杭については [道示Ⅳ] 10.8.3] に従う。また、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、塑性化を考慮する場合は [道示Ⅴ] 6.2.4 に従う。

なお、コンクリートが負担できるせん断力の特性値  $S_c$  を算出する際に考慮する補正係数及び割増係数等は、表 - 6.8 を標準とする。

表 - 6.8 コンクリートが負担できるせん断力の特性値を算出する際に考慮する補正係数及び割増係数等

部材の種類	補正係数 割増係数	補正係数又は影響			割増係数 せん断スパン 比の影響 $c_{dc}$
		部材断面の有効 高 $d$ の影響 $c_e$	軸方向引張鉄筋 比 $p_t$ の影響 $c_{pt}$	軸方向圧縮力 の影響	
橋 台	パラペット	○	○	×	×
	たて壁	○	○	×	×
	フーチング	○	○	×	○ <sup>※1</sup>
	ウィング	○	○	×	×
橋 脚	張出ばり	○	○	×	× <sup>※2</sup>
	柱	○	○	×	×
	フーチング	○	○	×	○ <sup>※1</sup>
基 礎	場所打ち杭	○	○	○	×
	PHC 杭 <sup>※3</sup>	□( $k_u$ )	□( $k_p$ )	□	□
	ケツ基礎	○	○	○	×
	深礎基礎	○	○	○	×

(凡例) ○又は□：補正係数又は割増係数等の影響を考慮する。

×：補正係数又は割増係数等の影響を考慮しない

※1)  $c_{dc}$  は、せん断スパン  $a$  がフーチングの有効高  $d$  の 2.5 倍以下の場合にのみ考慮できる。なお、せん断スパン比の影響を考慮する場合には、せん断補強鉄筋が負担するせん断力は、[道示Ⅳ] 式 (7.7.3) により算出される低減係数  $c_{ds}$  を考慮して算出しなければならない。

※2) 橋脚の張出ばりをコーベルとして設計する場合は、コンクリートが負担できるせん断力のみを考慮する。ただし、この場合、[道示Ⅳ] 表-7.7.1 に示されるせん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数  $c_{dc}$  を考慮する。

※3) PHC 杭におけるせん断力の制限値は、[道示Ⅳ] 式 (10.8.2) により算出する。

### 6.3 耐久性に関する部材及び接合部の設計

- (1) 下部構造を構成する部材及び接合部は、経年的な劣化による影響に対し、必要な耐久性を確保すること。
- (2) 下部構造を構成する部材及び接合部の経年的な劣化の影響として、少なくとも鋼材の腐食及び疲労を考慮すること。

[道示Ⅳ] 6.1 の規定に従い定めた。

- ・ 下部構造を構成する部材及び接合部の耐久性の確保は、[道示Ⅳ] 3.8.2 の規定に従い、構造設計上の配慮を行うとともに、[道示Ⅰ] 6.1 の規定に従い部材の耐荷性能を保持するための設計耐久期間を定め、[道示Ⅰ] 6.2 の規定に従う。
- ・ 鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を選定するにあたっては、[道示Ⅰ] 6.2 の規定によるほか、少なくとも架橋地点の環境、橋の部位、規模及び部材の形状を考慮する。
- ・ 鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を設計するにあたっては、補修、更新等、想定される維持管理に配慮すること。
- ・ 下部構造を構成する部材及び接合部の鋼材の腐食は [道示Ⅳ] 6.2 の規定、疲労は [道示Ⅳ] 6.3 の規定による。

鋼部材の腐食及び疲労については〔道示Ⅱ〕6章から8章、コンクリート部材の内部鋼材の腐食及び疲労については〔道示Ⅲ〕6章及び7章に規定されているが、下部構造特有の事項については〔道示Ⅳ〕6章で規定されているため、これに従うこと。

塩害に対する耐久性の検討にあたっては、基本的に〔道示Ⅲ〕6.2.3の規定に従うが、下部構造特有の事項については〔道示Ⅳ〕6.2の規定によること。

鉄筋コンクリートの下部構造の耐久性能の照査に関する主な照査項目を表-6.9に示す。また、鉄筋コンクリートの下部構造の耐荷性能及び耐久性能の確保のためのかぶりを表-6.10に示す。なお、塩害の影響を受ける地域及び塩害の影響度合いに応じた対策区分は、〔道示Ⅲ〕6.2.3により設定する。毎年冬期に路面凍結防止剤を頻繁に散布する地域においては、〔道示Ⅲ〕6.2.3に規定される塩害の影響を受ける地域によらず、周辺の既設下部構造の損傷状況等を十分に把握し、適切な対策区分を設定して必要なかぶりを確保する。

設計対象とする部材を気中にある部材と扱うか、土中にある部材と扱うかの判断は、部材の面に着目して行う。例えば、橋台のパラペットやたて壁の場合には、図-6.8に示すように、前面側は気中にある部材として、背面側は土中にある部材として扱う。なお、これは「平成29年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」のⅢ.2.(1)逆T式橋台の設計計算例を参考にしたものである。

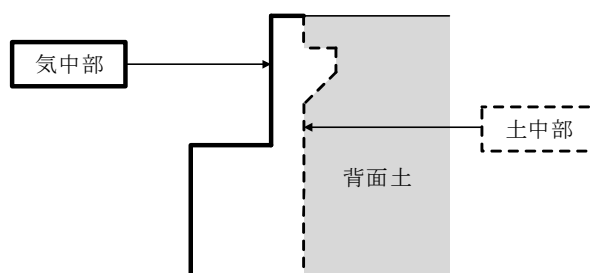


図 - 6.8 部材がおかれる環境の判断（橋台の例）

表 - 6.9 下部構造 (RC 部材) の耐久性能の照査に関する主な照査項目

照査項目 作用	内部鋼材の腐食 (気中にある部材)	疲労																						
	永続作用支配状況	1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)																						
曲げモーメント又は軸力	鉄筋の引張応力度 $\sigma_s$ $\sigma_s \leq$ 鉄筋の引張応力度の制限値  鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>鉄筋の種類</td> <td>SD345 SD390 SD490</td> </tr> <tr> <td>鉄筋の引張応力度の制限値</td> <td>100</td> </tr> </table> … [道示IV] 6.2(2), [道示III] 6.2.2	鉄筋の種類	SD345 SD390 SD490	鉄筋の引張応力度の制限値	100	鉄筋の引張応力度 $\sigma_s$ $\sigma_s \leq$ 鉄筋の引張応力度の制限値  鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>鉄筋の種類</td> <td>SD345 SD390 SD490</td> </tr> <tr> <td>一般の部材</td> <td>180</td> </tr> <tr> <td>水中又は地下水位以下の部材</td> <td>160</td> </tr> </table> コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_c$ $\sigma_c \leq$ コンクリートの圧縮応力度の制限値  コンクリートの圧縮応力度の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td><math>\sigma_{ck}</math></td> <td>24</td> <td>27</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>曲げ圧縮応力度の制限値</td> <td>8.0</td> <td>9.0</td> <td>10.0</td> </tr> <tr> <td>軸圧縮応力度の制限値</td> <td>6.5</td> <td>7.5</td> <td>8.5</td> </tr> </table> … [道示IV] 6.3(2), [道示III] 6.3.2	鉄筋の種類	SD345 SD390 SD490	一般の部材	180	水中又は地下水位以下の部材	160	$\sigma_{ck}$	24	27	30	曲げ圧縮応力度の制限値	8.0	9.0	10.0	軸圧縮応力度の制限値	6.5	7.5	8.5
鉄筋の種類	SD345 SD390 SD490																							
鉄筋の引張応力度の制限値	100																							
鉄筋の種類	SD345 SD390 SD490																							
一般の部材	180																							
水中又は地下水位以下の部材	160																							
$\sigma_{ck}$	24	27	30																					
曲げ圧縮応力度の制限値	8.0	9.0	10.0																					
軸圧縮応力度の制限値	6.5	7.5	8.5																					
せん断力	せん断補強鉄筋の引張応力度 $\sigma_s$ $\sigma_s \leq$ 鉄筋の引張応力度の制限値  鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>鉄筋の種類</td> <td>SD345 SD390 SD490</td> </tr> <tr> <td>鉄筋の引張応力度の制限値</td> <td>100</td> </tr> </table> … [道示III] 6.2.2	鉄筋の種類	SD345 SD390 SD490	鉄筋の引張応力度の制限値	100	せん断補強鉄筋の引張応力度 $\sigma_s$ $\sigma_s \leq$ 鉄筋の引張応力度の制限値  鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>鉄筋の種類</td> <td>SD345 SD390 SD490</td> </tr> <tr> <td>一般の部材</td> <td>180</td> </tr> <tr> <td>水中又は地下水位以下の部材</td> <td>160</td> </tr> </table> … [道示IV] 6.3(2), [道示III] 6.3.2	鉄筋の種類	SD345 SD390 SD490	一般の部材	180	水中又は地下水位以下の部材	160												
鉄筋の種類	SD345 SD390 SD490																							
鉄筋の引張応力度の制限値	100																							
鉄筋の種類	SD345 SD390 SD490																							
一般の部材	180																							
水中又は地下水位以下の部材	160																							

表 - 6.10 下部構造 (RC 部材) の耐荷性能及び耐久性能の確保のためのかぶり

	耐荷性能	耐久性能 (内部鋼材の腐食)										
鉄筋のかぶり	【気中にある場合】 かぶり $\geq$ 鉄筋の直径、かつ (はり) 35mm (柱, 壁) 40mm … [道示IV] 5.2.2(4)	【気中にある場合】 かぶり $\geq$ 35mm … [道示III] 6.2.3(3), 5.2.3(2) ただし、塩害の影響を受ける場合には下表による。 … [道示IV] 6.2(2)1) 塩害の影響を受ける場合 (mm) <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>塩害の影響度合い</td> <td>対策区分</td> <td>かぶり</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">影響を受ける</td> <td>I</td> <td>90</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>70</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>50</td> </tr> </table> ※塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用する。	塩害の影響度合い	対策区分	かぶり	影響を受ける	I	90	II	70	III	50
塩害の影響度合い	対策区分	かぶり										
影響を受ける	I	90										
	II	70										
	III	50										
	【水中又は土中にある場合】 かぶり $\geq$ 鉄筋の直径、かつ (柱, 壁) 70mm (フーチング) 70mm (場所打ち杭) 120mm … [道示IV] 5.2.2(4), 10.10.5(2)2)	【水中又は土中にある場合】 同左 … [道示IV] 6.2(2)2)i)										

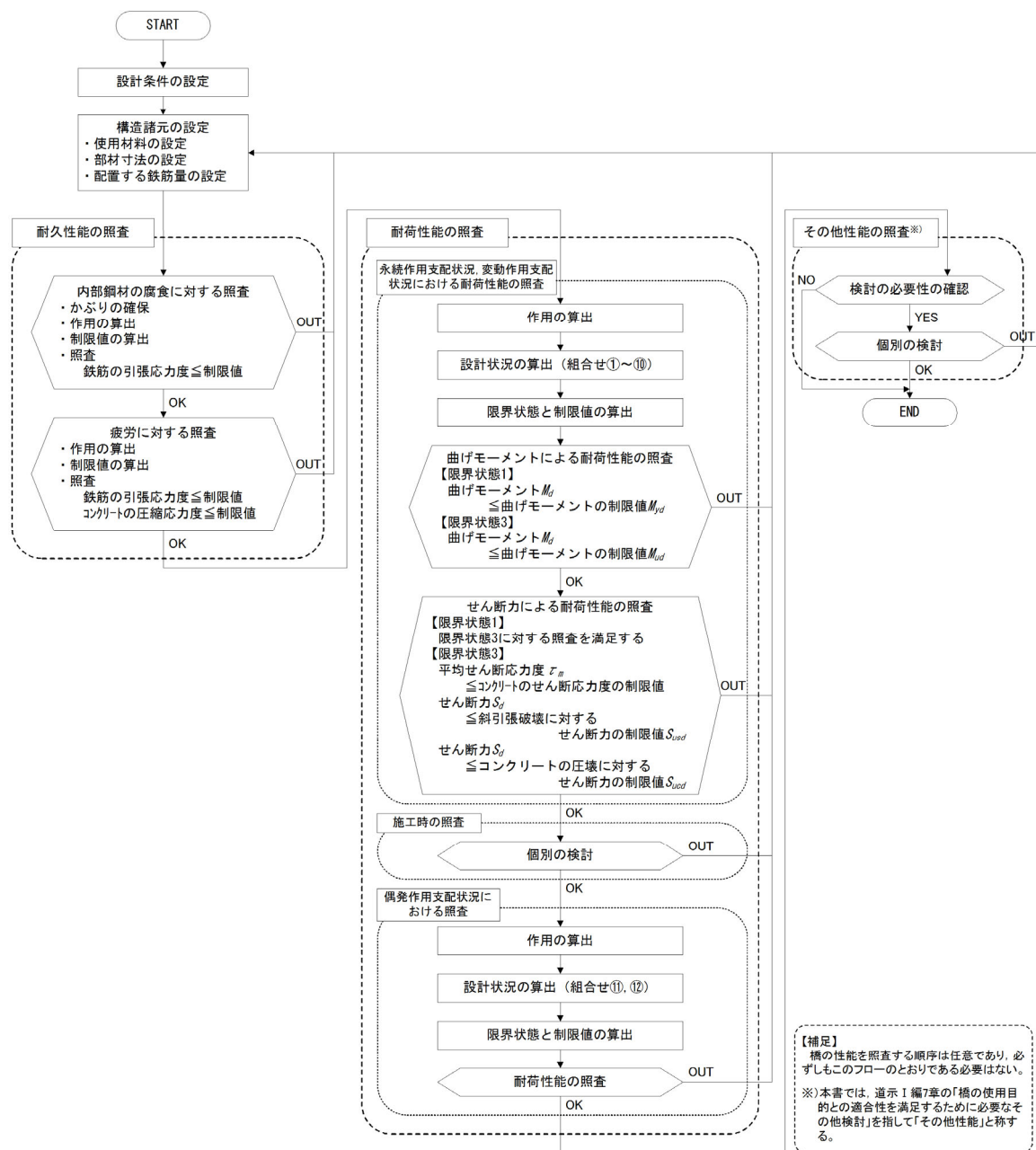
## 6.4 橋台の設計

### 6.4.1 設計一般

- (1) 逆 T 式橋台の設計にあたっては、たて壁の形状や橋台背面から作用する荷重の影響等を適切に考慮する。
- (2) パラペットは、たて壁との接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。
- (3) たて壁は、フーチング等との接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。
- (4) たて壁の設計において、土圧はたて壁背面に直接作用させる。
- (5) フーチングは、たて壁との接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。
- (6) 後フーチングの設計においては、安定計算で作用させた土圧の鉛直力を三角形分布で作用させる。

[道示IV] 7.4 及び 7.7 の規定に従い定めた。

逆 T 式橋台の各部材の設計の流れを図 - 6.9 に示す。



「平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」 p.328, III.2. (1) 図-2.1.1 より

図 - 6.9 逆 T 式橋台の各部材の設計の流れ

## 6.4.2 橋台の形状

- (1) 橋台の構造形式は、控え壁式橋台のような複雑な形式は避け、極力単純な形式とする。
- (2) 橋台（重力式は除く）の壁の形状は、原則として変化させない。
- (3) 橋台のフーチング上面のテーパは、原則として設けない。

「土木構造物設計マニュアル（案）[土工構造物・橋梁編]，平成 11 年 11 月，建設省」（以下、「建設省 土木構造物設計マニュアル」という。）第 2 章 橋梁上部・橋梁下部構造編、IV 橋梁下部構造により定めた。

現場施工の省力化を念頭において、構造上の基本諸元、形状等は極力単純な形式を採用するのがよい（図 - 6.10）。

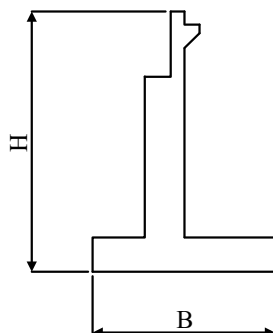


図 - 6.10 一般的な橋台形状（逆 T 式橋台）

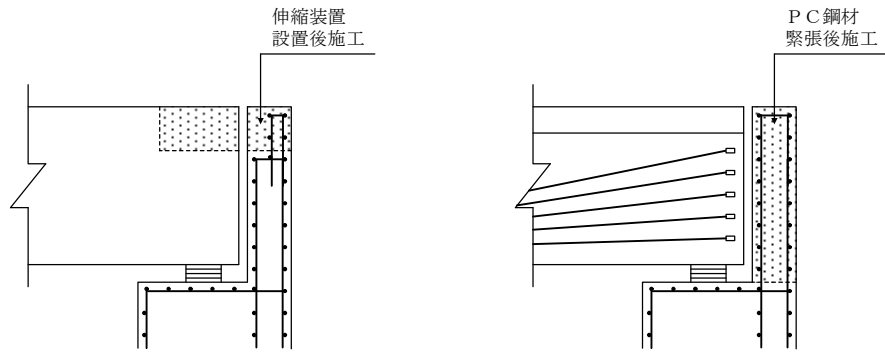
逆 T 式橋台の場合でたて壁が部材の照査上、通常の壁厚では 1 段配筋が不可能な場合は、図 - 6.37 のように壁厚を背面側に増し、1 段配筋となるようにするのが望ましい。ただし、壁厚を過大に増すと、基礎への影響が大きくなりフーチング寸法が大きくなることや、杭本数が増す恐れがあるので、基礎への影響を検討した上で採用の可否を決定するのがよい。

## 6.4.3 パラペット

- (1) パラペットの最小厚は 500mm とする。
- (2) パラペットとウィングの接合部にはハンチを設ける。
- (3) パラペットは、伸縮装置の構造や上部構造の施工方法を考慮した配筋とし、コンクリートを後打ちとする部分を設計図面に明示する。
- (4) 添架物等のためにパラペットに開口部を設ける場合には、開口部付近への応力集中等によるひび割れを防止するため、開口部付近には補強鉄筋を配置すること。

パラペットの設計は、[道示IV] 7.4.4 の規定による。

- (1) パラペットの最小厚は、伸縮装置の据え付けなどを考慮して 500mm とした。
- (3) パラペットのコンクリートは、伸縮装置取付けや P C 鋼材の緊張及び定着のため、部分的に、又は全体的に後打ちにする場合がある。したがって、後打ちとする部分のコンクリートを橋台施工時に打設してしまわないように、後打ちとする部分を設計図面に明示すること（図 - 6.11）。また、パラペット頂部の配筋は、伸縮装置との兼ね合いを考慮の上、その種類に応じた取り合いを明示し、後打ち部鉄筋、補強鉄筋などを定める。



(a) 伸縮装置取付のための後打ち (b) PC 鋼材の端部定着のための後打ち

図 - 6.11 パラペットの後打ち部の図示の例

- (4) 添架物等のためにパラペットに開口部を設けた場合 (図 - 6.12)、開口部付近には応力集中等によってひび割れが生じやすい。

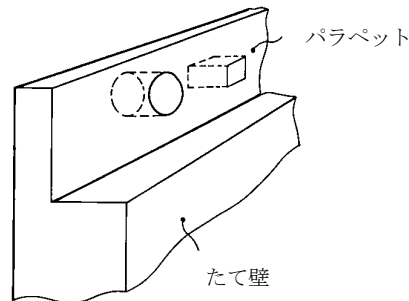
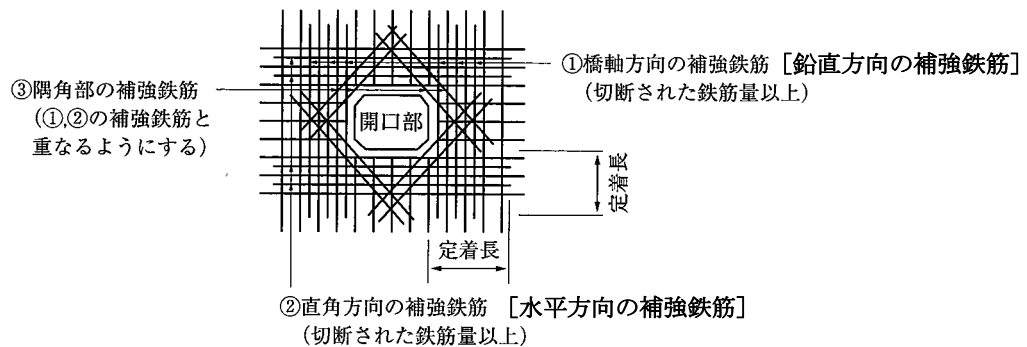


図 - 6.12 パラペットの開口部

このため、[コンクリート道路橋設計便覧] 4.2.7 より、開口部付近は次のように補強を行うことを標準とする。

- ① 開口部を設けることによって切断された鉄筋量以上の補強鉄筋を開口部の両側に配置する。
- ② 補強鉄筋の長さは、開口部の辺長に定着長 (式 (6.3) に示す  $l_a$ ) の 2 倍を加えた長さ以上とする。
- ③ 開口部の隅角部には、補強鉄筋と同じ直径の鉄筋を 2 列以上補強鉄筋と重なるように配置する。



[コンクリート道路橋設計便覧] 図-4.2.24 より

図 - 6.13 開口部付近の補強方法



#### 6.4.4 ウィング

- (1) ウィングの形状は、その規模及び現地の状況を十分に考慮して決定する。
- (2) ウィングは、たて壁に固定された片持版又はたて壁とフーチングに固定された2辺固定版として設計することを標準とする。

- (1) ウィングには、図 - 6.14 に示すような形状があり、(a)、(b) は側壁タイプ、(c) はパラレルタイプと称されている。

ウィングの長さは8m程度以下とするのがよい。また、土中への根入れは1m程度を標準とする(図 - 6.15)。なお、国土交通省 東北地方整備局における運用を参考に、パラレルタイプの場合のウィングの長さは、6m程度以下とするのが望ましい。

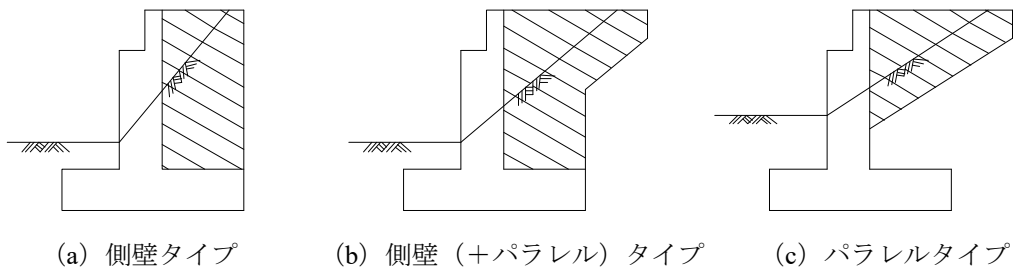


図 - 6.14 ウィングの形状

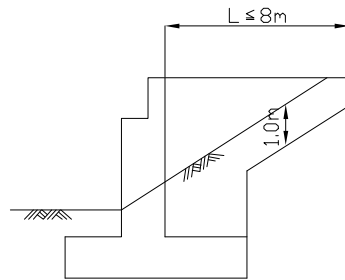


図 - 6.15 ウィングの最大長及び土中への根入れ

- (2) 設計は版構造を基本とし、図 - 6.14 に示す (a)、(b) は2辺固定版、(c) は片持版として設計する。ただし、2辺固定版の解析は煩雑となるので、[道示IV] 7.4.5 解説では、ウィングの長さがあまり長くない場合には、慣用的な方法を用いて設計してよいとされている。慣用的な設計の考え方は[道示IV] 7.4.5 解説に示されている。

ウィングの長さが8m以上になると、2辺固定版として解析した場合と慣用的な方法の結果の差が大きくなり、慣用的な方法では不経済な設計になりやすいので、やむを得ずウィングの長さを8m以上とする場合は2辺固定版として設計することが望ましい。

ウィングは、主働土圧により設計することを基本とするが、次の条件を全て満たすウィングについては、静止土圧により設計すること。

- ① 踏掛版が設置されていない。
- ② 歩道等が設けられていない。
- ③ 橋台のたて壁とウィングとの角度が90°未満である。
- ④ ウィングの形状が側壁タイプである。

ここで歩道等とは、歩道のほかに、通常、自動車荷重が載荷されない部分、例えば路肩等も含むものとする。また、歩道等が設けられていないとは、歩道等の幅が概ね1m未満の場合と考えてよい。

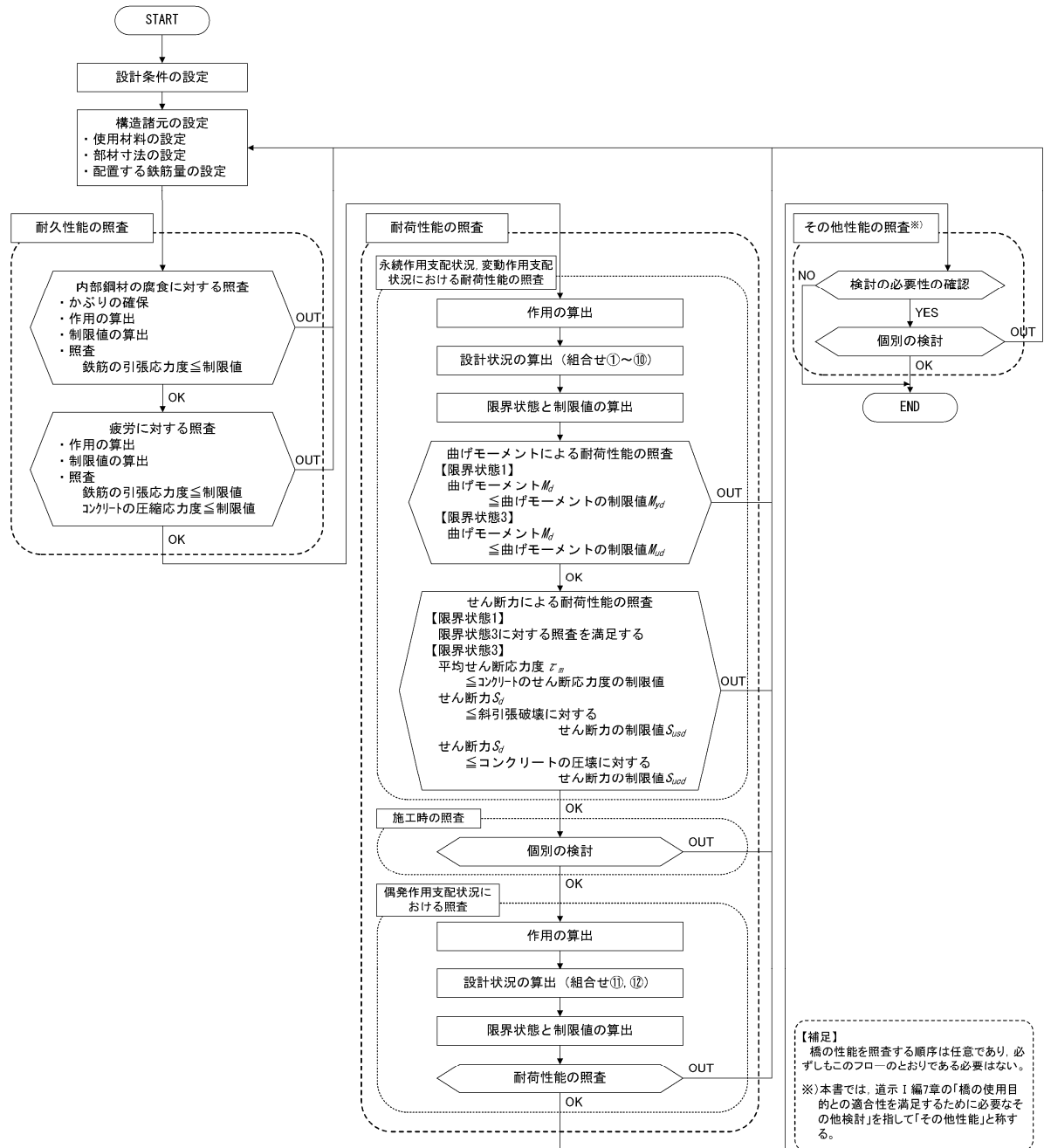
## 6.5 橋脚の設計

### 6.5.1 設計一般

- (1) 橋脚の設計にあたっては、柱及びはりで構成される部材の形状の影響等を適切に考慮する。また、ラーメン橋脚の場合には不静定構造であることの影響等も適切に考慮する。
- (2) 単柱式橋脚の柱は、フーチング等との接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。
- (3) 柱の設計にあたっては、最も不利となる軸力及び曲げモーメントの組合せを荷重として用いる。

[道示IV] 7.3 の規定に従い定めた。

橋脚の各部材の設計の流れを図 - 6.16 に示す。



「平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」 p.409, III.2. (2) 図-2.1.1 より

図 - 6.16 橋脚の各部材の設計の流れ

## 6.5.2 T形橋脚

- (1) 張出ばりは、柱の前面における鉛直断面を固定端とする片持ばりとして設計する。ただし、柱断面が円形又は小判形の場合には、柱外面より柱直径の 1/10 内側へ入った位置を固定端とする。
- (2) 片持ばりとなる棒部材に対し、張出し長さ  $l$  とはりの高さ  $h$  の比 ( $l/h$ ) が 1.0 未満となる場合には、コーベルとして扱う。ただし、図 - 6.17 に示すような作用荷重が主として集中荷重  $P$  となる場合には、張出し部固定端より荷重作用位置までの距離  $a$  を張出し長さ  $l$  とする。

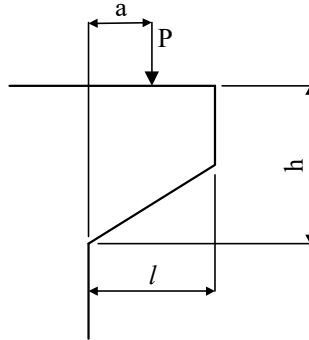


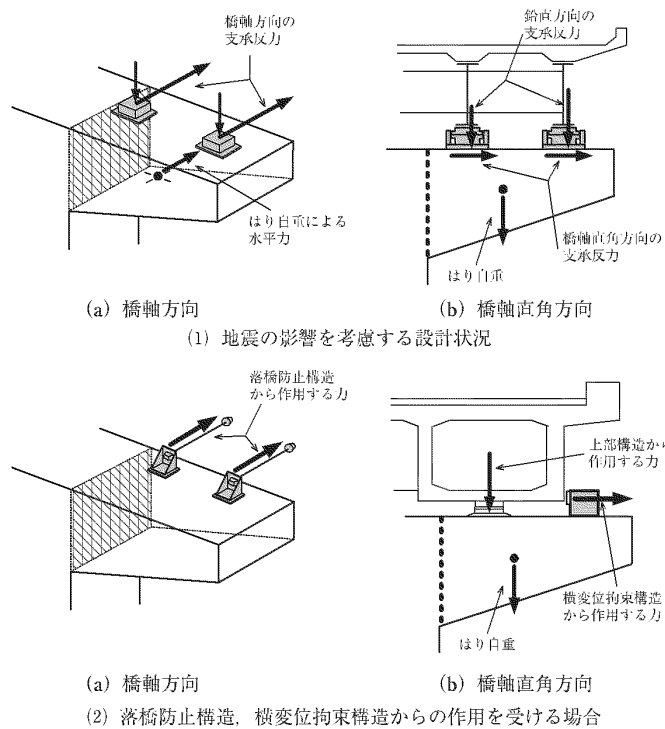
図 - 6.17 先端付近に荷重を受けるコーベル

[道示Ⅳ] 7.3.2 及び [道示Ⅲ] 5.1.2 の規定に従い定めた。

- (1) 橋脚の張出ばりの根元断面 (図 - 6.18) には、地震の影響を考慮する設計状況において、固定支承又は弾性支承では支承水平反力、可動支承では摩擦によって生じる水平力のほか、上部構造の水平方向の慣性力により生じる鉛直方向の支承反力も作用として考慮する。また、地震の影響の他にも温度変化の影響 (一般には橋軸方向) により支承に水平力が生じる場合や風荷重 (一般には橋軸直角方向) によっても同様に支承からの荷重が張出ばりに作用するため、これらの荷重も張出ばりの設計に考慮する。

張出ばりに落橋防止構造や横変位拘束構造が取り付く場合には、こうした構造から作用する荷重についても考慮する。このときの荷重については [道示Ⅴ] 13.3.6 及び 13.3.7 による。なお、[道示Ⅴ編] 13.3.6 及び 13.3.7 に解説されるように、落橋防止構造や横変位拘束構造からの荷重を考慮する場合は、落橋防止構造や横変位拘束構造から作用する力はもとより、上部構造の死荷重等により生じる力に対しても荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する必要はない。

張出ばりを一方向にのみ張出す場合には、[道示Ⅲ] 15.3 から 15.5 に規定される端接合部として設計する。



[道示Ⅳ] 7.3.1, 図-解 7.3.1 より

図 - 6.18 橋脚の張出ばりに作用する荷重の例

- (2) 張出ばりをコーベルとして設計する場合の耐久性能の照査のための軸方向鉄筋の引張応力度は、「[道示Ⅲ] 質問と回答, (公社) 日本道路協会: <http://www.road.or.jp/books/faq/index.html>] No. III-6-1 より、[道示Ⅲ] 5.4.1 の規定によらず、コーベルとして耐荷機構を仮定し、上面鉄筋に発生する応力度を算出する。張出ばりの両側面には、張出ばりの主鉄筋量の 40% (片面 20%) 以上の用心鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置すること。用心鉄筋は U 字閉合形とし、曲げ下げた張出ばりの主鉄筋を取り囲んで配置することを標準とする (図 - 6.19)。

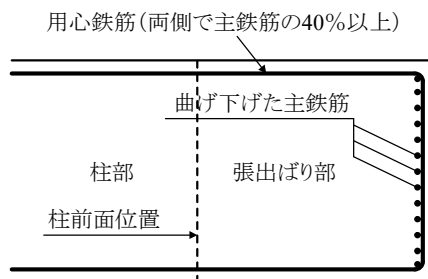


図 - 6.19 コーベルの用心鉄筋

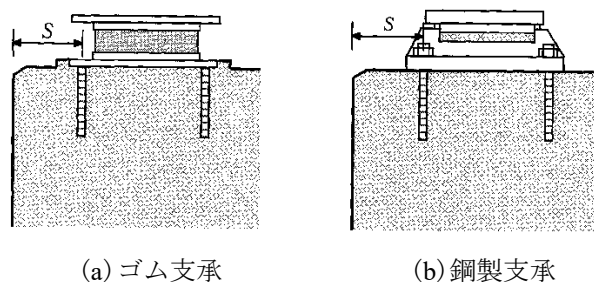
また、張出ばりをコーベルとして設計する場合は、せん断力はコンクリートのみで負担する ([道示Ⅳ] 5.2.7 解説)。ただし、コンクリートが負担するせん断力の算出にあたっては、せん断スパン比によるコンクリートが負担するせん断力の割増係数  $c_{dc}$  を考慮できる。せん断補強鉄筋はせん断力の制限値の算出には見込まないものの、局所的な応力集中が生じないようにするための配慮として、[道示Ⅲ] 式 (5.2.4) の規定 ( $A_w \geq 0.002b \cdot a \cdot \sin \theta$ ) を満足するように配置すること。

## 6.6 橋座部の設計

- (1) 支承部が取り付けられる橋座部の部位において、1) 及び 2) を満足する場合には、支承部からの水平力に対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなすことができる。
- 1) 下式に従い支承部の縁端と下部構造頂部縁端との間の距離（支承縁端距離）を確保する。
- $$S \geq 0.2 + 0.005l \dots\dots\dots (6.1)$$
- ここに、
- S : 支承縁端距離 (m)
- l : 支間長 (m)
- 2) レベル 2 地震動を考慮する設計状況において支承部から作用する水平力が、橋座部における支承部から作用する水平力の制限値を超えない。
- (2) 支承部が取り付けられる橋座部の部位において、(1) を満足する場合には、支承部からの水平力に対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなすことができる。
- (3) 支承部が取り付けられる橋座部の部位は、集中荷重による局所的な影響が部材に生じないように、鉄筋を配置することにより適切に補強する。
- (4) 橋座部の設計にあたっては、1) 及び 2) に配慮する。
- 1) 塵埃、滞水等による支承部や上部構造の腐食等への対応。
- 2) 支承部等の点検、交換及び損傷への対応が確実かつ容易に行えること。

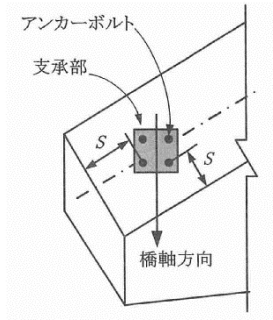
[道示IV] 7.6 の規定に従い定めた。

- (1) 支承部が取り付けられる橋座部の部位は、慣性力など支承部から作用する水平力により水平押抜きせん断破壊が生じ、桁の沈下や落橋が生じるおそれがある。こうした破壊を防ぐため、1) 及び 2) に従って限界状態 3 を超えないようにすること。
- 1) 橋座部は式 (6.1) の条件を満たすように支承縁端距離 S を確保する必要がある (図 - 6.20)。斜橋又は曲線橋の場合の支承縁端距離 S は、図 - 6.21 に示す下部構造頂部縁端との最小距離の方向に確保する。なお、直橋の橋軸直角方向の場合にも橋軸方向と同様に、式 (6.1) の条件を満たすように支承縁端距離 S を確保する必要があるので注意すること。



[道示IV] 7.6, 図-解 7.6.1 より

図 - 6.20 支承縁端距離 S



[道示IV] 7.6, 図-解 7.6.2 より

図 - 6.21 斜橋、曲線橋の支承縁端距離 S

3) 橋座部における支承部から作用する水平力の制限値は、[道示IV] 式 (7.6.2) により算出する。

橋座部の補強鉄筋としては、水平に配筋された鉄筋のうち、抵抗面にまたがり、十分に定着したものを考慮する。はりのせん断補強鉄筋においても、この条件を満たす場合には、補強鉄筋とみなすことができる。ただし、補強鉄筋の負担分が橋座部の耐力の 5 割程度以下となるようにアンカーボルト取り付け位置と補強鉄筋の量を設定するのがよい。

- (4) 橋台及び橋脚の橋座部は、滞水させない構造とする。橋座部の排水対策としては、図 - 6.22 に示すように橋軸方向に 2%の排水勾配を設けることを標準とする。

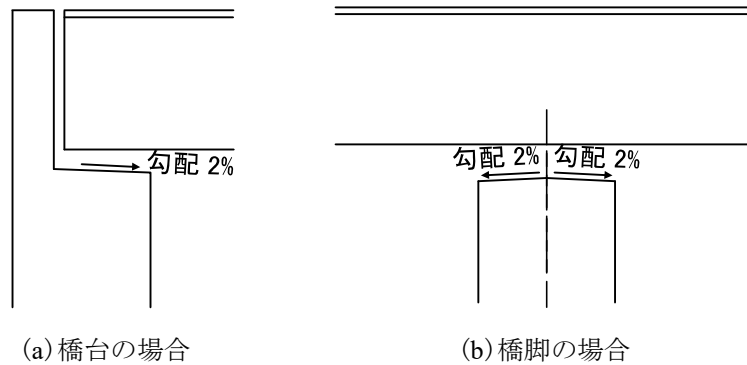
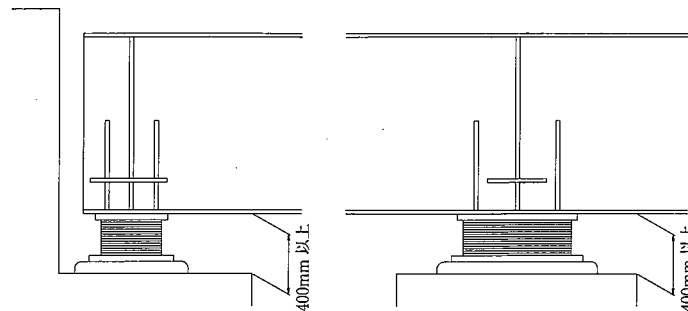


図 - 6.22 橋座部の排水対策

支承前面における桁下空間は、架設時や維持管理を考慮して決定する。[支承便覧] より、支承前面における桁下空間は 400mm 以上確保するのを標準とする (図 - 6.23)。



[支承便覧] 図-4.5.55 より

図 - 6.23 桁下空間の確保

## 6.7 フーチングの設計

- (1) フーチングの設計にあたっては、フーチング自重、土砂等の上載荷重、浮力の有無、地盤反力、基礎からの反力等により、設計上最も不利となる荷重状態を考慮する。
- (2) フーチングは、片持ばり、単純ばり、連続ばり等のはり部材として設計することを標準とする。ただし、必要に応じて、版としての挙動を考慮する。
- (3) フーチングは、基礎の安定計算の前提として剛体と仮定する場合には、剛体とみなせる厚さを確保する。

[道示IV] 7.7の規定に従い定めた。

- (1) 橋台の前フーチングの場合、フーチング上の埋戻し土が長期にわたり必ずしも存在するとは限らず、また、埋戻し土の影響を考慮しても鉛直荷重、曲げモーメント等の増減は、一般に僅かであるから、フーチングの設計に際しては土砂等の上載荷重は無視し、フーチング自重及び地盤反力、杭反力及び浮力の有無を考慮して設計するのがよい。ただし、河川堤防内等のように、前フーチングでも土砂の上載荷重が無視し得ないほど大きい場合は、施工時の状況、完成後の状態等を十分考慮のうえ、安全側となる荷重状態を想定して設計するのがよい。

レベル2地震動を考慮する設計状況では、直接基礎のフーチングにはレベル1地震動を考慮する設計状況を上回る浮上りが生じ、地盤反力がフーチング端部付近に集中することにより、フーチングにはより大きな断面力が発生する。そこで、橋脚の直接基礎については、レベル2地震動を考慮する設計状況の地盤反力度分布に対して、フーチングの設計を行うこと。

- (2) 1) 曲げモーメントに対するフーチングの設計は、[道示IV] 7.7.3の規定による。

単独フーチングの曲げモーメントに対する設計における照査断面は、長方形断面の柱又は壁の場合にはその前面、円形断面の柱の場合には柱外面より柱直径の 1/10 内側へ入った位置における鉛直断面とする。なお、これはレベル2地震動を考慮する設計状況における杭基礎フーチングの設計の場合でも同じである。しかし、連続フーチングの支間中央等、耐荷機構が単独フーチングと異なる構造となる場合には、その構造の耐荷機構を踏まえて引張応力の分布を適切に仮定して、照査断面を追加するなどの検討を行う。

フーチングは断面内でモーメントの再配分が確実に行われるように、引張主鉄筋量は釣合い鉄筋量の 1/2 以下とする。

- (2) せん断力に対するフーチングの設計は、[道示IV] 7.7.4の規定による。

フーチングのせん断力に対する設計において、[道示IV] 7.7.4 (3) 3) に規定されるせん断スパンがフーチングの有効高の 2.5 倍以下の場合には、せん断スパン比がせん断耐力に与える影響を考慮する。ただし、せん断スパン比の影響を考慮する場合には、部材の有効高の変化に伴うせん断力の変化の影響は考慮しない。

なお、部材が塑性化し、繰返し荷重の影響を受ける場合には、せん断スパン比の影響を考慮できないことに注意が必要である。

せん断補強鉄筋は、施工性の観点も考慮してその鉄筋量を決めるのがよく、式 (6.2) により算出されるせん断補強鉄筋比  $\rho_w$  が 0.3%以下となるように配置するのが望ましい。

$$\rho_w = \frac{100A_w}{c_1 c_2} \dots\dots\dots (6.2)$$

ここに、

- $\rho_w$  : せん断補強鉄筋比 (%)
- $A_w$  : せん断補強鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $c_1$  : せん断補強鉄筋のフーチング軸線方向の配置間隔 (mm)
- $c_2$  : せん断補強鉄筋のフーチング軸線直角方向の配置間隔 (mm)

フーチングのせん断補強鉄筋の最大量としては、以下を目安としてよい。

- せん断補強鉄筋の鉄筋径 : D22 ( $A_w=387.1\text{mm}^2$ )
- せん断補強鉄筋のフーチング軸線方向の配置間隔 : 250mm (図 - 6.24)
- せん断補強鉄筋のフーチング軸線直角方向の配置間隔 : 500mm (図 - 6.24)

$$\text{せん断補強鉄筋比} : \rho_w = \frac{100 \times 387.1}{250 \times 500} = 0.31\%$$

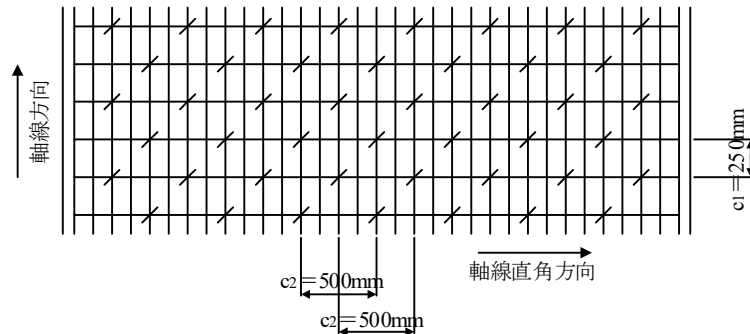


図 - 6.24 フーチングのせん断補強鉄筋の最大量を目安

- (3) フーチングを剛体として扱えるか否かは、[道示IV] 7.7.2 の式 (解 7.7.3) を用いて判定することができる。

## 6.8 橋台背面アプローチ部

### 6.8.1 設計一般

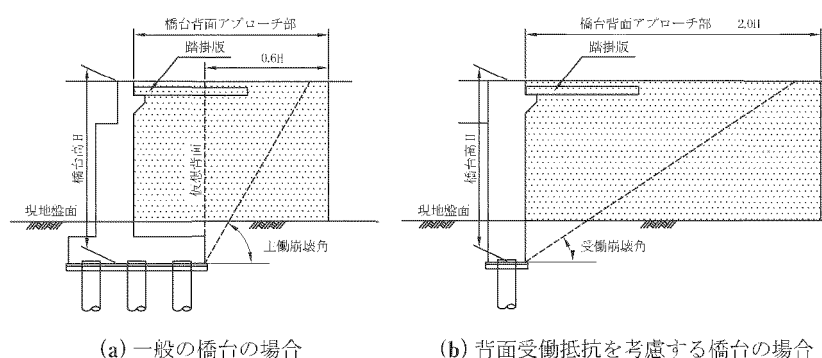
- (1) 橋台背面アプローチ部は、以下の 1) から 3) を満足する構造とする。
  - 1) 設計において考慮する各状況における橋台背面アプローチ部から橋台への作用等が明らかであること。
  - 2) 経年的な変化への対処方法が明らかであること。
  - 3) 1) 及び 2) を満足するための設計、施工及び維持管理の方法が明らかであること。
- (2) 橋台背面アプローチ部の範囲は、橋台の構造条件、地形及び地質条件等を考慮して設定する。
- (3) 橋台背面アプローチ部の設計にあたっては、良質な材料を用いるとともに、以下の 1) から 3) を考慮する。
  - 1) 基礎地盤の安定性
  - 2) 橋台背面アプローチ部の安定性
  - 3) 降雨等に対する排水性
- (4) 地盤変位や地震の影響等の原因により橋台背面に著しい沈下が生じる場合においても通行機能の確保が必要な橋においては、沈下が生じた際に直ちに通行機能が大きく低下することがないようにするため、踏掛版の設置等適切な対策を講じることを標準とする。

[道示IV] 7.9 の規定により定めた。



- (2) [道示IV] 7.9 解説より、橋台背面アプローチ部の範囲は、一般には次の範囲を目安として設定する。

橋軸方向に関して、一般の橋台では、背面からの主働土圧を考慮し、後フーチング下面端部からの主働崩壊角を踏まえて、後フーチング長に橋台高の 0.6 倍を加えた範囲を考慮すればよいとされている (図 - 6.25 (a))。一方、インテグラルアバット構造のように橋台背面の地盤抵抗に期待する場合は、受働抵抗範囲を考慮して、後フーチング下面端部からの受働崩壊角を踏まえて、橋台高の 2.0 倍の範囲を考慮するのがよいとされている (図 - 6.25 (b))。ただし、踏掛版を設置する場合で、前述のとおり設定した橋台背面アプローチ部が踏掛版の長さよりも短い場合には、踏掛版の長さ以上の範囲とする。なお、切土における埋戻し等の場合で、橋台背面から地山までの距離が前述のとおり設定した橋台背面アプローチ部の範囲より短いときは、地山までの範囲となる。橋軸直角方向に関しては、ウィングも含めた橋本体への影響や、その範囲の土の安定等を考慮して適切に設定する。



[道示IV] 7.9, 図-解 7.9.1 より

図 - 6.25 橋台背面アプローチ部の範囲

- (3) 橋台背面アプローチ部には、締固めが容易で、非圧縮性、透水性があり、かつ、水の浸入によっても強度の低下が少ない安定した材料を用いるのがよい。このような材料の仕様例を [道示IV] 表-参 3.1 より表 - 6.11 に示す。また、このような良質な材料を多く使用することが困難な場合は、大型の締固め機械の使用することを前提として、入手可能な材料から粒度分布のよい材料を用いることも考えられる。これらの詳細な留意点等については、「盛土工指針」4-6 盛土材料に示されている。また、橋台背面アプローチ部に現地発生土の利用を検討する場合においては、表 - 6.11 及び「盛土工指針」解表 4-6-3 道路盛土等（土木構造物の裏込め）の適用用途標準を目安とするとよい。

表 - 6.11 橋台背面アプローチ部に用いることが適切な材料の仕様例

項目	範囲
最大粒径	100mm
4750 μm ふるい通過百分率	25 ~ 100 %
75 μm ふるい通過百分率	0 ~ 25 %
塑性指数 $I_p$ (425 μm ふるい通過分について)	10 以下

※：有機質土、火山灰質の細粒土を含む材料を除く。

[道示IV] 表-参 3.1 より

締固め管理値の例を〔道示IV〕表-参 3.2 より表 - 6.12 に示す。この管理値は、表 - 6.11 に示すような材料以外の場合も含めて適用が可能である。

表 - 6.12 橋台背面の締固め管理値の例

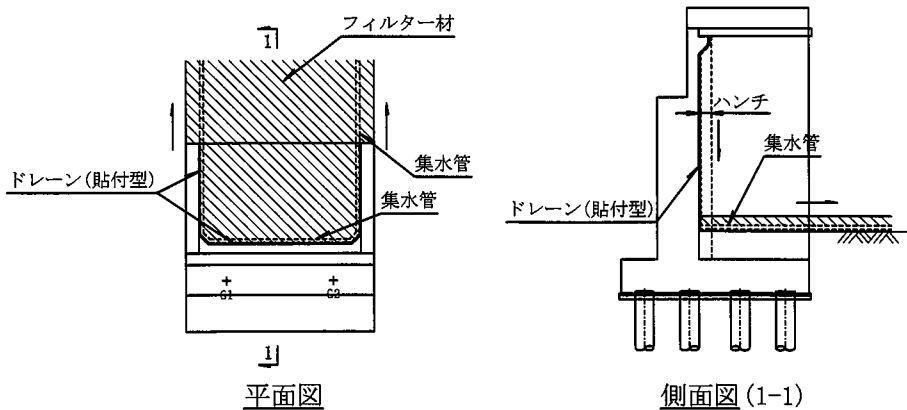
橋台のタイプ	一般の橋台背面	インテグラルアバット構造の橋台背面
締固め度 $D_c$ ※1,2	$D_c >$ 平均 92%, 最小 90%	$D_c >$ 平均 97%, 最小 95%
仕上り厚	200mm 以下	

※1：土砂区分が砂質土の場合に適用。締固め度は、施工管理高ごとに測定し、その平均値及び最小値で照査する。測定点数は、施工面積に応じて設定する。

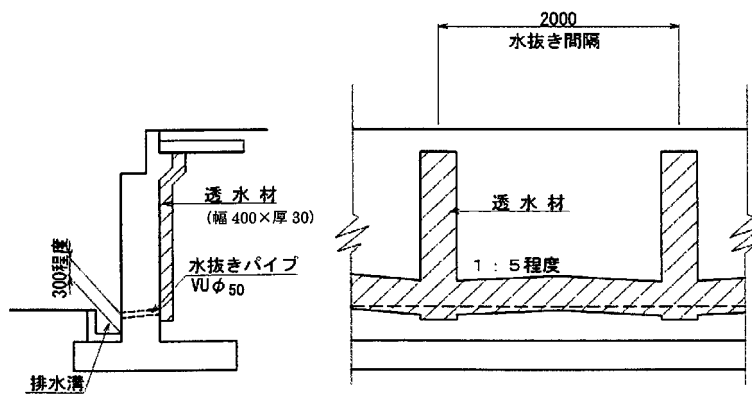
※2：突固め方法が C, D, E 法の場合の管理基準値を示す。

〔道示IV〕表-参 3.2 より

〔道示IV〕7.9 (3) 3) 及び参考資料「3. 橋台背面アプローチ部の材料の仕様及び締固め管理値並びに排水工の例」に示されるように、橋台背面アプローチ部に設ける排水工には、表面排水工、裏込排水工及び地下排水工がある。橋台背面排水の例を図 - 6.26 に示す。



(a) 東北地方整備局の例



水抜きパイプ：VUφ50mm (2000mm 間隔)  
透 水 材：幅 400mm×厚さ 30mm×必要長さ

(b) 中国地方整備局の例

図 - 6.26 橋台背面排水の例

## 6.8.2 踏掛版の設計

- (1) 橋台背面には、踏掛版を設けることを標準とする。ただし、橋台高さが6m未満で橋台背面アプローチ部に締固めによって細粒化しない材料を用いる場合には、協議の上設置しなくてもよい。
- (2) アスファルト舗装の場合の踏掛版の長さは、表 - 6.13 による。

表 - 6.13 踏掛版の長さ (m)

橋台の形式	橋台高さ h	右記以外の区域にある橋台		連絡等施設内もしくはその前後各500m及びトンネルの前後各500m内の区域にある橋台	
		普通地盤			軟弱地盤
		切込砂利、岩盤など締固めによって細粒化しないもの	左記以外の材料		全ての材料
下記以外の形式	$h < 6\text{ m}$	設置しない	5 (5)	8 (8)	8 (8)
	$6\text{ m} \leq h < 12\text{ m}$	5 (5)	5 (5)	8 (8)	8 (8)
	$12\text{ m} \leq h$	5 (8)	5 (8)	8 (8)	8 (8)
中抜き・盛こぼし	$h < 6\text{ m}$	5 (5)	5 (5)	8 (8)	8 (8)
	$6\text{ m} \leq h$	5 (8)	5 (8)	8 (8)	8 (8)

※ ( ) 内は、設計速度 80 km/h 以上の場合に適用する。

- (3) 踏掛版の設置位置及び設置幅は、次を標準とする。
- ・踏掛版の上面は、上層路盤の上面と同一面とする。
  - ・踏掛版の設置幅は、車道及び路肩を含む幅とする。

踏掛版の設計は、[道示IV] 参考資料「4. 踏掛版の設計法 (案)」に従って行う。

斜角が  $90^\circ$  の場合の踏掛版の配筋例を表 - 6.14 に示す。なお、表中の配筋は舗装厚を 100mm ( $\gamma = 22.5\text{ kN/mm}^3$ ) と仮定し、圧縮鉄筋を考慮した複鉄筋断面として試設計した結果によるものである。コンクリート縁から主鉄筋中心までの距離は 100mm とし、配力鉄筋はその内側に配筋することを想定している。また、組立筋は D13 の鉄筋を主鉄筋にフックをかけることを想定している。

なお、表 - 6.14 は配筋例を示したものであり、配筋仕様の標準を示したものではない。踏掛版の設計は、設置条件 (踏掛版上の舗装厚、踏掛版の長さ、斜角等) に応じて必ず行う必要がある。

表 - 6.14 踏掛版の配筋例

踏掛版の長さ L (m)	踏掛版の厚さ H (mm)	引張側主鉄筋 As1 (mm)	引張側配力鉄筋 As2 (mm)	圧縮側主鉄筋 As3 (mm)	圧縮側配力鉄筋 As4 (mm)
5	400	D22@150	D16@150	D19@300	D16@300
8	500	D25@150	D16@150	D22@300	D16@300

※使用材料：表 - 6.1 より

コンクリートの設計基準強度： $\sigma_{ck} = 24\text{ N/mm}^2$

鉄筋の種類：SD345

- (3) 踏掛版の構造例を図 - 6.27 に、設置例を図 - 6.28 に示す。

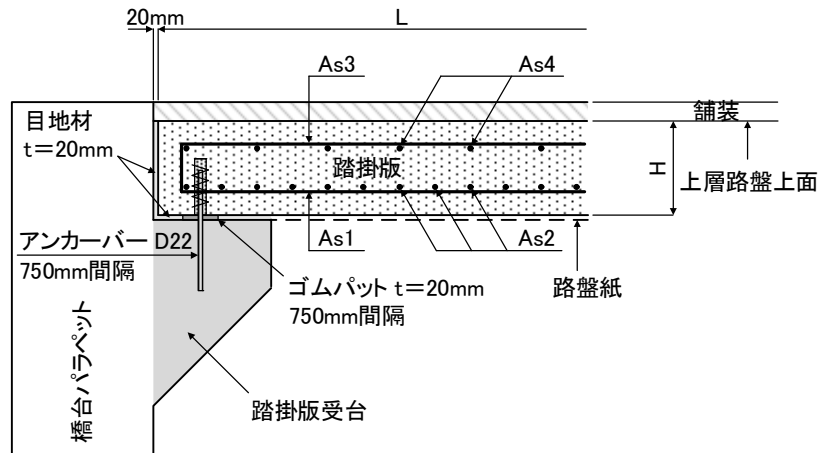


図 - 6.27 踏掛版の構造例

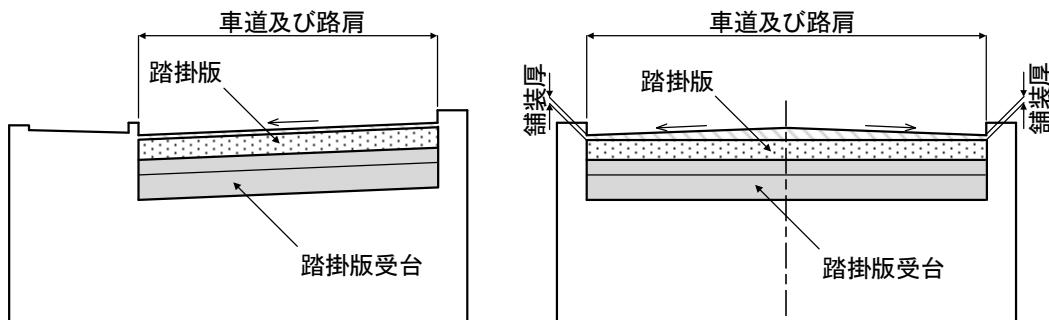


図 - 6.28 踏掛版の設置例

### 6.8.3 橋台背面アプローチ部への補強土壁の適用

橋台背面アプローチ部に補強土壁の採用を検討する場合には、次の事項に十分留意し、慎重に検討すること。

- ・ 基礎地盤が軟弱な場合には、置換基礎や地盤改良等の対策を行い、堅固な地盤を確保すること。
- ・ 路面からの水を侵入させない排水計画とすること。又、水が浸入した場合でも速やかな排水層への誘導及び排水が可能な構造であること。
- ・ 壁面材のクラックや割れに対して修復が可能であること。
- ・ 橋台のウィングと補強土壁の接続部は、地震等の作用により接続部が開き、背面土が流出しないような対策を行うこと。

[道示IV] 7.9 解説において、通常の盛土構造でない構造を橋台背面アプローチ部に用いる場合には、設計で考慮する各状況、荷重の大きさや分布、構造特性、基礎地盤の条件、アプローチ部背面側の盛土の条件等を踏まえた上で、実験等により検証して明らかにした橋台への作用等を設計で考慮しなければならないとされているが、これまでの採用実績や被災事例等を踏まえ、橋台背面アプローチ部に補強土壁を採用する場合の留意事項を示した。なお、ここで示した補強土壁は、壁面を橋軸方向と平行に設ける構造を対象としており、壁面を橋台のたて壁と平行とし、橋台に土圧を作用させないようにする構造は対象としていない。

## 6.9 橋台及び橋脚における構造細目

### 6.9.1 最小鉄筋量及び最大鉄筋量

#### (1) 最小鉄筋量

##### 1) 曲げを受ける部材

$$M_u \geq M_c \quad (\text{ただし、} 1.7M \leq M_c \text{ の場合にはこれによらなくてよい。})$$

ここに、

$M_u$  : 部材の最大抵抗曲げモーメント (kN・m)

$M_c$  : 部材のひび割れ曲げモーメント (kN・m)

$M$  : 部材に発生する曲げモーメント (kN・m)

##### 2) 柱や壁のように軸方向力を受ける部材

$$A_s \geq 0.008A'$$

ここに、

$A_s$  : 軸方向鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A'$  : 軸方向力に対して計算上必要なコンクリート断面積 (mm<sup>2</sup>) であり、下式により算出される  $A'_1$ 、 $A'_2$  のうち大きい値とする。

$$A'_1 = \frac{N_a}{0.008\sigma_{sa} + \sigma_{ca}}$$

$$A'_2 = \frac{N_u}{0.008\sigma_{sy} + 0.85\sigma_{ck}}$$

ここに、

$N_a$  : 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における軸方向圧縮力 (N)

$N_u$  : レベル 2 地震動を考慮する設計状況における軸方向圧縮力 (N)

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の圧縮応力度の制限値で [道示IV] 表-解 5.2.1 による。

$\sigma_{ca}$  : コンクリートの軸圧縮応力度の制限値で [道示IV] 表-解 5.2.2 による。

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)

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

##### 3) 部材表面の鉄筋量

部材表面の鉄筋の断面積  $\geq$  幅 1m 当たり 500mm<sup>2</sup>

鉄筋の中心間隔  $\leq$  300mm

#### (2) 最大鉄筋量

##### 1) 曲げを受ける部材

軸方向引張鉄筋の断面積  $\leq$  釣合い鉄筋量

##### 2) 柱や壁のように軸方向力を受ける部材

$$A_s \leq 0.06A$$

ここに、

$A_s$  : 軸方向鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A$  : 部材の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

[道示IV] 5.2.1 の規定により定めた。

- (2) 軸方向引張鉄筋量が多くなると鉄筋の降伏よりもコンクリートの破壊が先行し、脆性的な破壊が生じるおそれがあり、このような破壊形態はさせるべきであることから、軸方向引張鉄筋は、その鉄筋量が釣合い鉄筋量以下となるように配置する。一般には部材の軸方向引張鉄筋量を部材の有効断面積の 2%以下とすればよい。ここで、釣合い鉄筋量とは、軸方向引張鉄筋が降伏点に達すると同時にコンクリート縁の圧縮ひずみが終局ひずみに達するよう

な引張鉄筋量である。釣合い鉄筋量は〔道示Ⅲ〕式（解 5.8.4）に示される釣合い鋼材比を用いて算出できる。

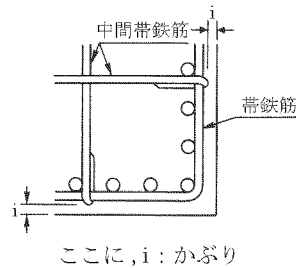
ただし、フーチングについては、レベル2地震動を考慮する設計状況において、部材の非線形域におけるモーメントの再配分が確実に行われるように、軸方向引張鉄筋量は釣合い鉄筋量の1/2以下とすることが〔道示Ⅳ〕7.7.3（5）2）に規定されているので、注意する必要がある。

### 6.9.2 鉄筋の配置

下部構造における鉄筋コンクリート部材は、耐荷性能及び耐久性能の確保のため、適切に鉄筋を配置すること。

- 1) 鉄筋のかぶりは、〔道示Ⅳ〕5.2.2、6.2 及び〔道示Ⅲ〕5.2.3、6.2.3 の規定による。

鉄筋のかぶりとは、図 - 6.29 に示すように、コンクリート中に配置されている鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離のことである。鉄筋のかぶりの規定は、耐荷性能の観点と耐久性能の観点があり、表 - 6.10 に示したとおりである。



〔道示Ⅳ〕図-5.2.1 より

図 - 6.29 鉄筋のかぶり

- 2) 鉄筋のあきは、〔道示Ⅲ〕5.2.4 の規定による。

鉄筋のあきとは、図 - 6.30 に示すように、鉄筋の外面間の距離のことである。

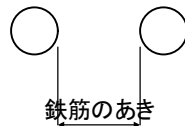


図 - 6.30 鉄筋のあき

鉄筋を組立てた後にガス圧接継手を行う場合の自動ガス圧接用の器具が挿入可能な鉄筋中心間隔は、一般に表 - 6.15 に示すとおりである。ガス圧接継手を用いる場合には、これを踏まえて鉄筋の配置間隔を決定するのが望ましい。

表 - 6.15 圧接器具挿入に必要な鉄筋中心間隔 (mm)

鉄筋径	D51	D41	D38~D35	D32	D29~D25
継手					
相互にずらした場合	145	120	115	100	95
同一断面上の場合	165	135	130	110	105

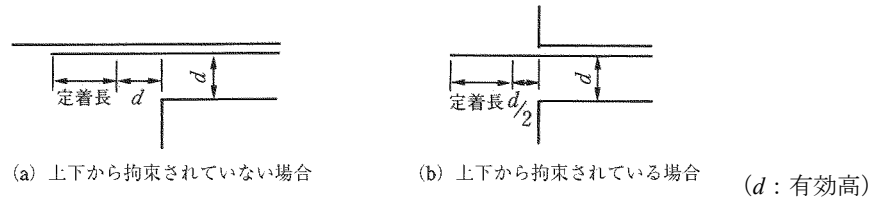
〔コンクリート道路橋設計便覧〕表-4.2.3 より

- 3) 鉄筋の定着は、〔道示Ⅲ〕5.2.5 の規定による。

鉄筋の端部は次のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。

- ① コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。
- ② コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。
- ③ 定着板等を取り付けて機械的に定着する。

部材端部を他の部材へ連結する場合は、[道示Ⅲ] 7.3.3 の規定より、接合部のコンクリートに引張応力が生じることも想定し、連結する部材の主鉄筋は十分にのばし、フックをつける等により接合部に確実に定着する。部材端部を他の部材に固定するときの鉄筋の定着の例を図 - 6.31 に示す。



[道示Ⅲ] 図-7.3.1 より

図 - 6.31 部材端部を他の部材に固定するときの鉄筋の定着の例

定着体を取り付けて機械的に定着する方法（以下、「機械式鉄筋定着工法」という。）は、種々の構造が開発されているが、それぞれについて上記の項目の検証がなされていることを確認したうえで適用する。特に、ねじりモーメントが卓越する部材や主たる塑性化を考慮する部材におけるせん断補強鉄筋への適用などについては、所要のせん断補強効果等が発揮できるか十分に検証を行い、適用性を判断すること。

機械式鉄筋定着工法の採用を検討する場合には、「機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドライン、平成 28 年 7 月、機械式鉄筋定着工法技術検討委員会」や各工法の建設技術審査報告書等を参照し、使用する部材への適用性を確認の上、工法を選定すること。

- 4) 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状は、[道示Ⅲ] 5.2.6 の規定による。ただし、鉄筋のフックの曲げ加工する部分の端部からまっすぐにのばす値は、[道示Ⅲ] 5.2.6 (3) 2) によらず、[道示Ⅳ] 5.2.3 (4) の規定による。
- 5) 鉄筋の継手は、[道示Ⅲ] 5.2.7 の規定による。ただし、場所打ち杭等の水中で施工する鉄筋コンクリートの重ね継手長を算出する際に用いるコンクリートの付着応力度は、[道示Ⅲ] 表-5.2.5 によらず、[道示Ⅳ] 表-5.2.2 による。

茨城県における橋台及び橋脚に用いる鉄筋の継手方法は表 - 6.16 を標準とする。これは、[道示Ⅳ (H24)] 参考資料「3. 鉄筋の継手の選定に関する参考資料」を参考に、茨城県の実状を踏まえて定めたものである。ガス圧接継手は、鉄筋どうしの接合部に圧力を加えながら加熱し、両者を一体化させる工法であるため、太径鉄筋になるほど施工の難易度が高くなる。その要因のひとつには施工時における熱管理があり、太径鉄筋の場合、十分な加熱が必要となることから加熱時間が長くなり、加熱時間が不足すれば圧接不良、長すぎれば焼き割れが生じる可能性が高くなることである。このため、D38 以上の鉄筋は機械式継手を標準とした。

表 - 6.16 橋台及び橋脚に用いる鉄筋の標準的な継手方法

	～D16	D19～D25	D29～D35	D38～D51
重ね継手	◎	◎		
ガス圧接継手		○	◎	○
機械式継手		○	○	◎

◎：標準的な継手方法，○：用いられている継手方法

引張鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式(6.3)により算出する重ね継手長以上を重ね合わせる。なお、[コンクリート道路橋設計便覧] 4.2.6 (2) 2) より、異なる径の鉄筋を重ね継手で継ぐ場合は、細い方の鉄筋径により定まる重ね継手長とするのが基本となる。同様に、強度の異なる鉄筋を継ぐ場合にも、小さい強度により定まる重ね継手長とするのが基本となる。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \cdot \phi \geq 20\phi \dots\dots\dots (6.3)$$

ここに、

$l_a$  : 付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の引張応力度の基本値 (N/mm<sup>2</sup>) で、表 - 6.17 による。

$\tau_{0a}$  : コンクリートの付着応力度の基本値 (N/mm<sup>2</sup>) で、表 - 6.18 による。

ただし、エポキシ樹脂塗装鉄筋は、無塗装鉄筋（普通鉄筋）に比べてコンクリートとの付着強度が低下する。このため、エポキシ樹脂塗装鉄筋とコンクリートの付着応力度の基本値は、土木学会規準「エポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規格 (JSCE-E 102-2003)」より、表 - 6.18 に示されるコンクリートの付着応力度の基本値に 0.85 を乗じた値とする。

$\phi$  : 鉄筋の直径 (mm)

表 - 6.17 鉄筋の引張応力度の基本値 (N/mm<sup>2</sup>)

作用・部材の条件	鉄筋の種類		
	SD345	SD390	SD490
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度	200	230	290

[道示Ⅲ] 表-5.2.4 より

表 - 6.18 コンクリートの付着応力度の基本値 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計 基準強度	24	27	30
構造物の種類			
橋台及び橋脚	1.60	1.70	1.80
水中で施工する場所打ち杭等	1.20	1.30	1.40

[道示Ⅲ] 表-5.2.5, [道示Ⅳ] 表-5.2.2 より

鉄筋の継手箇所では、継手の大きさや配置によって継手周辺のコンクリートの充てん性が低下する可能性がある。重ね継手が打継目と重なる場合には構造上の弱点となるため、これらは打継目から必要定着長程度以上離すことが望ましい。

また、継手を一断面に集中させると、その位置の部材の弱点となるおそれがあるため、鉄筋の継手位置は互いにずらして設け、一断面に集中しないようにすること。なお、互いにずらすとは、重ね継手、ガス圧接継手の種類に関わらず継手の端部どうしを、鉄筋の直径の 25



倍以上とすることをいう。なお、やむを得ず一断面に集中させる場合には、継手が確実に施工でき、継手付近のコンクリートが確実に充てんされ、また、継手としての性能が確実に達成されるよう、継手の種類や間隔、位置を検討すること。

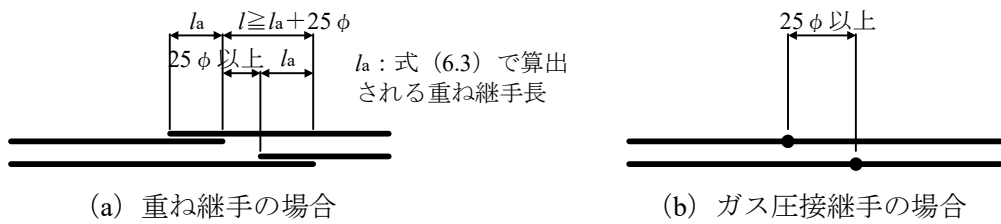


図 - 6.32 鉄筋の継手位置

機械式継手については様々な種類のもが開発されているが、機械式継手の採用を検討する場合には、「現場打ちコンクリート構造物に適用する機械式鉄筋継手工法ガイドライン、平成 29 年 3 月、機械式鉄筋継手工法技術検討委員会」等を参照し、使用する部材又は部位に応じて、設計で要求される性能を満足する継手工法を選定すること。

部材の塑性化を考慮する領域においては、軸方向鉄筋の継手を設けることはできるだけ避けるのがよい。ただし、施工上の事由等により、やむを得ず塑性化を考慮する領域で軸方向鉄筋の継手を設ける場合には、[道示Ⅲ] 5.2.7 の規定に基づき、機械式継手、ガス圧接継手などから、適切な継手を選定すること。ただし、重ね継手は用いてはならない。([道示Ⅴ] 8.9.2 (1) の解説より)

やむを得ず塑性化を考慮する領域で軸方向鉄筋に機械式継手を用いる場合には、継手単体の性能が SA 級以上の機械式継手を用いる。なお、塑性化を考慮しない領域では、継手単体の性能が A 級以上の機械式継手を用いる。「土木研究所資料第 4143 号 鉄筋コンクリート構造物の施工性を考慮した構造細目の検討 (平成 21 年 6 月) 独立行政法人土木研究所」表-4.8 より)

- 6) 軸方向鉄筋の配置は、[道示Ⅳ] 5.2.4 の規定による。
- 7) せん断補強鉄筋の配置は、[道示Ⅳ] 5.2.5 の規定による。  
橋脚の張出ばりのせん断補強鉄筋は、[道示Ⅳ] 5.2.5 の規定によるほか、[道示Ⅲ] 式(5.2.4) の規定 ( $A_w \geq 0.002b \cdot a \cdot \sin \theta$ ) を満足するように配置すること。

### 6.9.3 橋台及び橋脚の配筋

橋台及び橋脚の配筋は道示の規定による他、「建設省 土木構造物設計マニュアル」に示される下部構造の配筋仕様に従い、鉄筋の加工・組立の省力化を図る。

- 1) 橋台のたて壁の配筋は、[道示Ⅳ] 7.4.2 (4) の規定による。
- 2) 橋脚の柱の配筋は、[道示Ⅴ] 6.2.5、8.9、8.10 の規定による。
- 3) フーチングの配筋は、[道示Ⅳ] 7.7.5 の規定による。
- 4) ウィングは水平主鉄筋をパラペットの配力鉄筋 (水平鉄筋) 方向に定着させなければならないので、パラペットの水平方向の耐力がウィングの耐力より小さい場合 (パラペットの壁厚や水平鉄筋量がウィングより小さい場合など) には、パラペットに補強鉄筋を配置し、パラペットの水平方向はウィングの水平方向と同程度以上の耐力を有するようにすること。その際のパラペットの補強鉄筋区間は図 -6.33 に示すように 3m 程度としてよい。なお、これ

は図 - 6.14 に示したウイング形状のタイプによらない。

ウイング上にガードレール等を取り付ける場合は、構造図に箱抜き位置を、配筋図に補強鉄筋を明記すること。

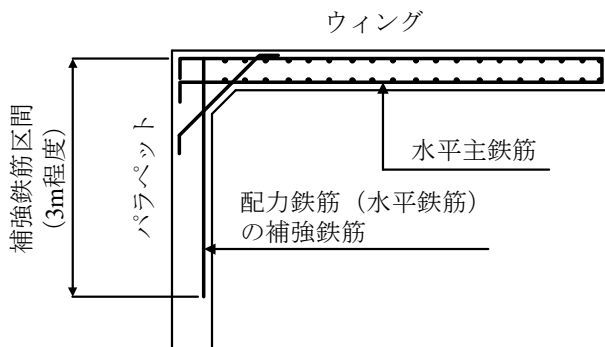


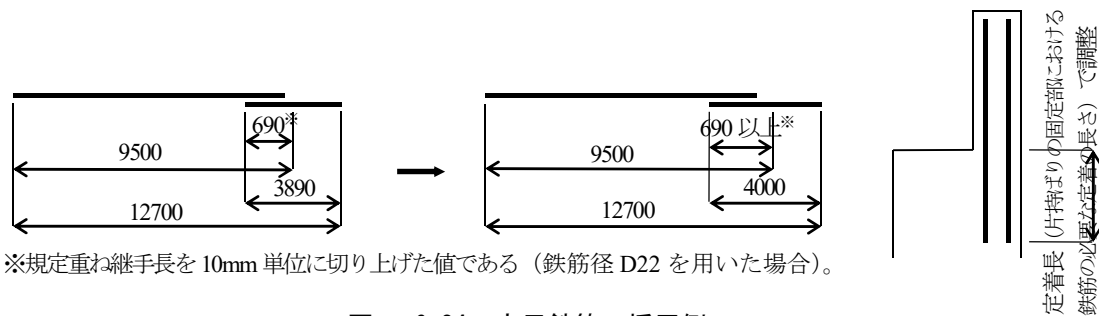
図 - 6.33 パラペットの補強

5) 「建設省 土木構造物設計マニュアル」に示される下部構造の配筋仕様としては、以下の事項がある。

- ① 配筋に際しては、鉄筋の切断作業の省力化を目的に、重ね継手長や定着長で調整できる鉄筋は、原則として定尺鉄筋 (50cm ピッチ) を使用する。ただし、鉄筋のフック長による調整は、鉄筋の加工作業を煩雑にさせるため、行わないのがよい。

重ね継手長の調整により行う場合は、鉄筋の組立作業の省力化のため、設計図面上は図 - 6.34 に示すように式 (6.3) で算出される規定の重ね継手長以上と表すのがよい。

橋台のたて壁の軸方向鉄筋 (主鉄筋) は図 - 6.35 に示すように、パラペットの背面側の軸方向鉄筋 (主鉄筋) 又は橋座部の補強鉄筋との調整を行ったうえで、定尺鉄筋を用いるのが望ましい。



※規定重ね継手長を 10mm 単位に切り上げた値である (鉄筋径 D22 を用いた場合)。

図 - 6.34 定尺鉄筋の採用例

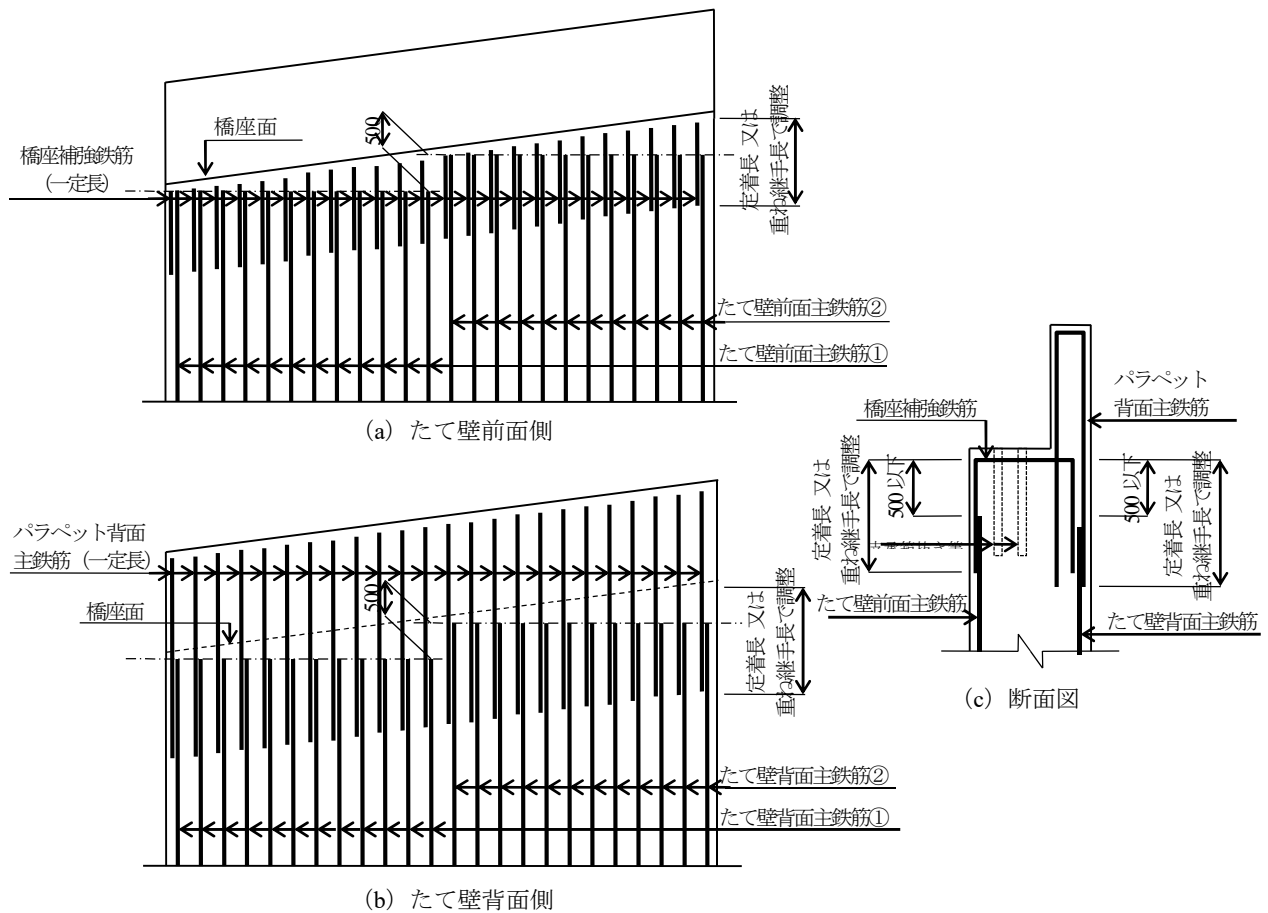


図 - 6.35 たて壁の軸方向鉄筋（主鉄筋）の定尺鉄筋の採用例

- ② 橋台のパラペットの軸方向鉄筋（主鉄筋）は、鉄筋の加工・組立作業の省力化を目的に、原則として前面と背面の鉄筋を同一（径、間隔）とする。ただし、パラペットに落橋防止構造を取り付ける場合で、背面側主鉄筋の間隔が 125mm となる場合の前面側主鉄筋の間隔は、部材の照査に支障のない限り 250mm としてもよい。これは、この規定の目的が鉄筋の加工・組立作業の省力化であるので、背面側と前面側で必要とする主鉄筋量が著しく異なる場合は、本来の目的を損なわない範囲で、鉄筋量の低減を図ったものである。
- ③ 橋台及び橋脚における各部材の軸方向鉄筋は、鉄筋の加工・組立作業の省力化を目的に、部材の照査に支障のない限り、配筋間隔を 250mm として鉄筋本数の低減を図るのが望ましい（表 -6.19）。ただし、橋台のパラペットのように上部構造の施工工程により鉄筋本数が増しても細径の方が望ましい場合などは、これによらなくてもよい。

表 - 6.19 軸方向鉄筋の鉄筋径と配筋間隔の組合せ

配筋間隔 \ 径	D16	D19	D22	D25	D29	D32
125mm				○	○	○
250mm	○	○	○	○	○	○

- ④ 橋台におけるフーチング下面の軸方向鉄筋は、鉄筋の加工・組立作業の省力化を目的として、部材の照査に支障のない限り、前フーチングと後フーチングの鉄筋を統一し、1 本物の鉄筋とするのが望ましい。ここで、下面鉄筋のみとされているのは、上面鉄筋はたて壁

主鉄筋との組立順序から1本物の鉄筋を使用すると、逆に作業効率が低下する恐れがあるからである。ただし、フーチング幅が小さく前フーチングと後フーチングの上面鉄筋が同一径となる場合は、1本物の鉄筋を用いてもよい。また、下面鉄筋においてフーチング幅が8mを超えるような場合は、鉄筋のハンドリングが悪くなり、作業効率や作業時の安全性を低下させる恐れがあるため、1本物の鉄筋は用いないのがよいとされている。

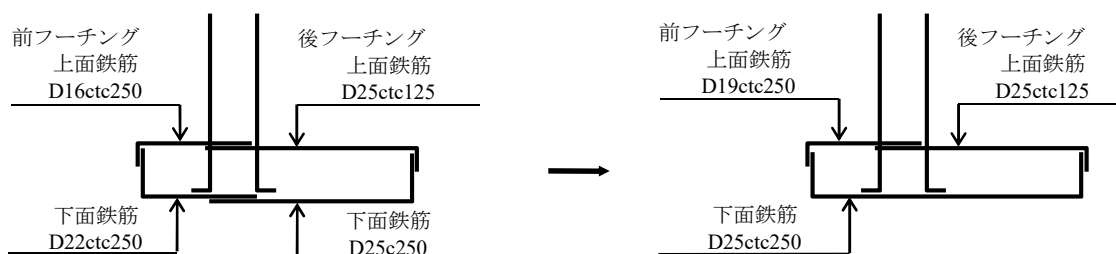


図 - 6.36 フーチング下面鉄筋の配筋例

- ⑤ 橋台のたて壁の背面側の軸方向鉄筋は、一般に制約条件等が伴わないので、鉄筋の加工・組立作業を考慮すると、1段配筋が望ましい。たて壁が部材の照査上、通常のたて壁厚さで1段配筋が不可能な場合、図 - 6.37 のようにたて壁厚さを背面側に増し、1段配筋となるようにするのが望ましい。したがって、踏掛版を設置する場合は、踏掛版受台を兼ねた形状とすることにより、踏掛版受台の鉄筋の加工・組立作業や型枠の製作・設置作業の省力化となる。なお、たて壁上部において計算上不要な部材厚さとなっても、鉄筋、型枠、足場等の施工性を考慮すると、たて壁背面側に勾配を設けるのは好ましくない。

ただし、たて壁厚さを過大に増すと、基礎への影響が大きくなりフーチング寸法が大きくなったり、杭本数が増す恐れがあるので、たて壁厚さを増す場合には、基礎への影響を検討すること。

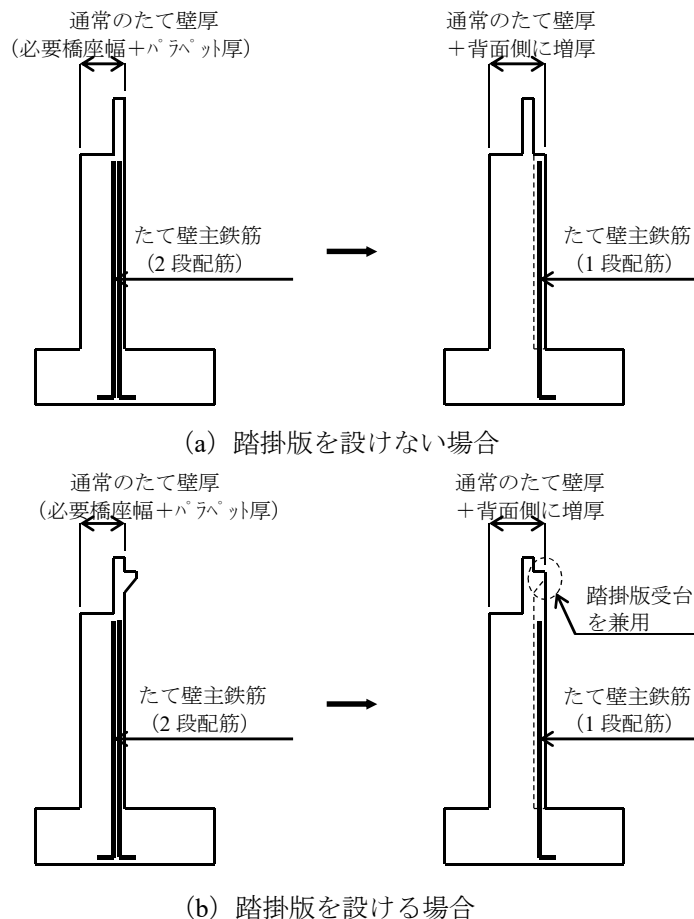


図 - 6.37 逆T式橋台の壁厚を背面側に増す場合の例

#### 6.9.4 幅の大きい躯体の設計

幅の大きい躯体の設計にあたっては、温度変化、乾燥収縮、上部構造の死荷重等による鉛直亀裂、横方向における不同沈下等を考慮する。

[道示IV] 7.2.2 の規定により定めた。

通常、橋台の場合は、擁壁と同様に壁の背面と前面では温度変化や乾燥収縮量に差があり、鉛直方向のひび割れ発生の原因となることから、躯体の表面近くに鉄筋を配置してこれを防止する。また、躯体幅が 15m 程度以上になる場合には、躯体表面の鉛直方向に継目やひび割れを誘発する目地を設けるのがよい。

- 1) 橋台の躯体幅が 15m 程度以上になる場合は、ひび割れを誘発する目地を設置するのを標準とする (図 -6.38)。ただし、鉄筋は切ってならない。目地部は、鉄筋の腐食防止、かぶりの確保、充てん材の選定について配慮する。目地は、従来の V 形の切れ目 (V カット) に加えて製品化されたひび割れ誘発目地を採用してもよい。
- 2) 4 車線以上等で上部構造が上下線独立構造の場合は、躯体部に伸縮目地を設置するのを標準とする (図 -6.39)。ただし、フーチングは一体構造とし目地は設けないこと。伸縮目地部の止水板は、伸縮装置との取り合いに留意したうえで、パラペット上端部まで設置する。

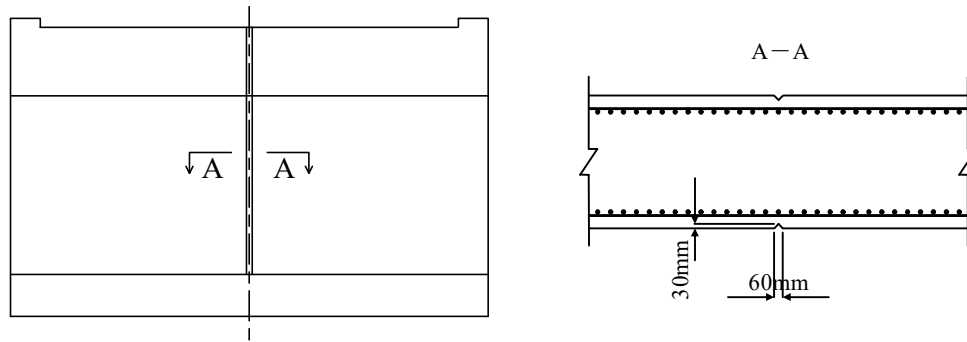


図 - 6.38 橋台のVカットの例

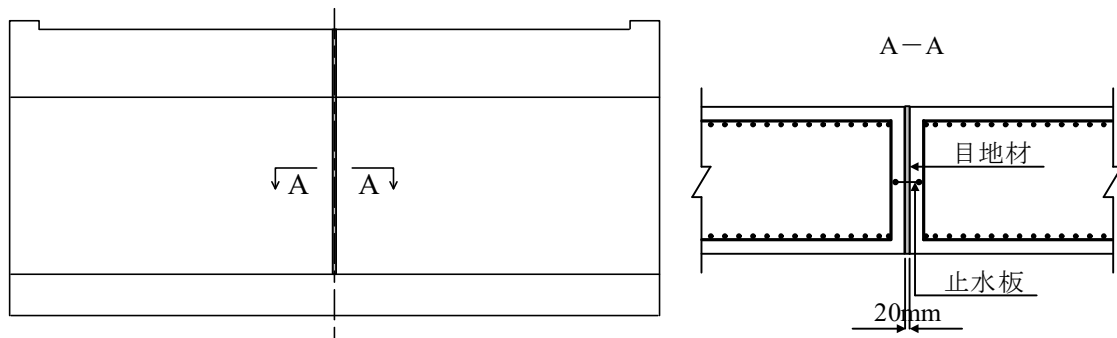


図 - 6.39 橋台の伸縮目地の例

## 6.10 基礎の設計

### 6.10.1 設計の基本

- (1) 基礎は、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎又は深礎基礎に形式を区分して設計する。なお、杭基礎は支持杭基礎又は摩擦杭基礎に区分して設計する。
- (2) 基礎の設計にあたっては、基礎の変位を橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留めるために、[道示Ⅰ] 3.3 に規定される作用の組合せ及び荷重係数等に加えて、永続作用支配状況として、以下の作用の組合せ及び荷重係数等を考慮する。  
1.00 ( D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U) )
- (3) 地盤変動等による影響を受けると考えられる場合には、地盤変動等が基礎の安定等に及ぼす影響を適切に考慮する。
- (4) 基礎は、長期的に安定して存在し、確実な地盤抵抗が得られる地層により支持させなければならない。

[道示Ⅳ] 8.1 及び 8.2 の規定により定めた。

基礎の荷重に対する抵抗機構は、基礎の施工方法、基礎の深さ、基礎と地盤の相対剛性によって異なるため、安定照査においては、抵抗機構を十分考慮した計算モデル及び照査項目を設定すること。[道示Ⅳ] では、①永続作用支配状況及び変動作用支配状況における照査と、②レベル2地震動を考慮する設計状況における照査に分けて、基礎の安定に関する照査の考え方が示されている。

- ① 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における照査

従来の設計法における常時・レベル1地震時の安定に関する照査は、支持・転倒・滑動及び変位に着目して行われていた。平成29年の道示改定では、近年の研究成果に基づき、従来行われていた各照査の位置づけが明確化され、次の2つに区分して規定された。

- ・耐荷性能の照査
- ・変位の制限に関する照査

耐荷性能については、鉛直荷重、水平荷重及び転倒モーメントに対して基礎の支持力や抵抗力に関する限界状態が設定され、[道示IV] 3.5の規定に基づき限界状態を超えないことを照査する。この照査には[道示I]編3.3に規定される①～⑩の作用の組合せを用いる。

一方、基礎の支持力等の耐荷性能が十分であっても、沈下や水平変位等が過大になると、上部構造や下部構造躯体に内的な応力が生じて健全性に影響を及ぼしたり、段差等により通行機能に影響を及ぼしたりするおそれがある。このため、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるよう照査を行う。照査の位置づけとしては、[道示IV] 3.5ではなく[道示IV] 3.8.1の規定によることとなる。照査に用いる作用の組合せとしては、耐荷性能の照査に用いる永続作用支配状況を準用する。ここで、永続作用支配状況としては、[道示I] 3.3に規定される①の作用の組合せに加えて、(2)に示した作用の組合せを用いる。

基礎の抵抗特性は構造条件や施工方法等によって異なるため、[道示IV]では原則として基礎を直接基礎、杭基礎（支持杭基礎、摩擦杭基礎）、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に区分し、それぞれの特性に応じて定められた設計法により設計することとされている。設計法の区分は主に構造形式及び施工法による基礎形式の区分によるものとし、基礎と地盤の相対的な剛性を評価する $\beta L_e$ については、表-6.20のように示されている。

表 - 6.20 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における各基礎の安定照査の基本と設計法の適用範囲の目安

基礎形式	照 査 内 容					基礎の剛性評価	設計法の適用範囲を表す $\beta L_e$ の目安			
	転倒モーメント 照査項目	鉛 直 荷 重 照査位置	照査項目	水 平 荷 重 照査位置	照査項目		1	2	3	4
直接基礎	偏心した鉛直力の作用位置	底 面	地盤反力度	底 面	せん断抵抗 [受働抵抗力]	剛 体				
杭基礎	-	設計上の地盤面 又は杭頭	支持力 引抜き抵抗力	設計上の地盤面 又は杭頭	水平変位	弾性体	←			
ケーソン基礎	-	底 面	地盤反力度	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←	→		
鋼管矢板基礎	-	設計上の地盤面	支持力 引抜き抵抗力	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←	→		
地中連続壁基礎	-	底 面	地盤反力度	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←	→		
深礎基礎	-	底 面	地盤反力度	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←	→		

[ ] : 前面地盤の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査を行う。

$L_e$  : 基礎の有効根入れ長さ (m)

$$\beta : \text{基礎の特性値 (m}^{-1}\text{)}, \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$D$  : 基礎の幅又は直径 (m)

$k_H$  : 基礎の水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>) ( $\beta L_e$ の判定には地震の影響を含まない場合の $k_H$ を用いる。)

[道示IV] 表-解 8.2.2 より

## ② レベル2地震動を考慮する設計状況における照査

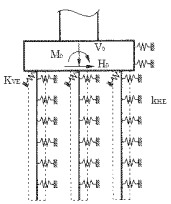
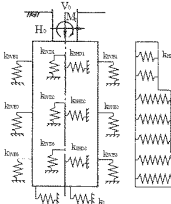


レベル2地震動を考慮する設計状況における基礎の照査の基本的な考え方は[道示V] 10章及び11章に規定されているが、各基礎形式における限界状態や応答値の計算方法については

[道示IV] に規定されている。レベル2地震動を考慮する設計状況における各基礎形式における設計計算モデル及び限界状態を表 - 6.21 に示す。

直接基礎については、浮上りによるエネルギー吸収が期待できることなどから、永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定の照査を満足すれば、レベル2地震動を考慮する設計状況に対する照査を行う必要はない。ただし、フーチングについては、変動作用支配状況等と比べて大きな断面力が生じるため、レベル2地震動を考慮する設計状況における部材の照査が必要となる。

なお、橋台基礎については、[道示V] 11.2 の規定に従い、液状化が生じると判定される地盤上にある場合やレベル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にのみ、レベル2地震動を考慮する設計状況における照査を行う。

表 - 6.21 レベル2地震動を考慮する設計状況における設計計算モデル及び限界状態

	設計計算モデル	降伏及びその目安	塑性率の制限値	変位の制限値
基本方針	地盤抵抗及び基礎本体の塑性化、必要に応じて基礎の浮上りを考慮する。	基礎全体系として、可逆性を確保する。	橋としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷に留める。	
基礎形式	 <ul style="list-style-type: none"> <li>杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造</li> <li>杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型</li> <li>杭体の <math>M-\phi</math> 関係バイリニア型又はトリリニア型</li> </ul>	上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。 [目安] ・全ての杭で杭体が塑性化する。 ・一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。	橋脚基礎の場合の目安： 一般的な場合は4 斜杭を用いた場合は3 場所打ち杭の軸方向鉄筋にSD390又はSD490を用いた場合は2 橋台基礎の場合の目安： 橋脚基礎の塑性率の制限値から1減じた値	橋脚基礎において塑性化を考慮する場合には、基礎天端において、回転角0.02rad程度を目安としてよい。
	 <ul style="list-style-type: none"> <li>基礎本体の <math>M-\phi</math> 関係は線形（塑性化を考慮する場合はバイリニア型又はトリリニア型）</li> <li>6種類の地盤抵抗要素バイリニア</li> </ul>	上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。 [目安] ・基礎本体が塑性化する。 ・基礎前面地盤の60%が塑性化する。 ・基礎底面の60%が浮上る。	橋脚基礎の場合は式（解11.9.3）による。 橋台基礎の場合は3が目安。	
	 <ul style="list-style-type: none"> <li>1/4の鋼管矢板が塑性化する。</li> <li>1/4の鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達する。</li> <li>鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達したものと浮上りを生じたものの合計が60%に達する。</li> </ul>	上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。 [目安] ・1/4の鋼管矢板が塑性化する。 ・1/4の鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達したものと浮上りを生じたものの合計が60%に達する。	橋脚基礎の場合は4、橋台基礎の場合は3が目安。	
		上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。	橋脚基礎の場合は式（解11.9.3）による。 橋台基礎の場合は3が目安。	
		上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。	(基礎が降伏しない範囲に留める。)	

[道示IV] 表-解 8.2.3 より

直接基礎とケーソン基礎・地中連続壁基礎・柱状体深礎基礎の設計法は、施工法によらず根入れ深さと基礎幅の比に応じ、表 - 6.22 のように区分できる。ただし、 $1/2 < L_e/B < 1$  の根入れ深さの浅いケーソン基礎等のうち、根入れ部前面の抵抗が期待できない場合やレベル2地震動を考慮する設計状況において、基礎底面の浮上りや前面地盤の降伏により [道示IV] 11.9.2 に規定される基礎の降伏を超える場合には、直接基礎の挙動に類似することから、直接基礎として安定に関する設計を行うのがよい。



表 - 6.22 直接基礎とケーソン基礎・地中連続壁基礎・柱状体深礎基礎の区分

基礎形式	$L_e/B$	0	1/2	1
直接基礎			←	
ケーソン基礎・地中連続壁基礎・柱状体深礎基礎			→	

ここに、 $L_e$ ：基礎の有効根入れ深さ (m)

$B$ ：基礎の短辺幅 (m)

[道示IV] 表-解 8.2.4 より

- (3) 地盤変動等による影響のうち、軟弱地盤における圧密沈下に対しては、基礎形式に応じて [道示IV] 10.7.2、11.7、12.7 又は 13.7 の規定に従って設計する。軟弱地盤における側方流動に対しては、[道示IV] 8.6 の規定に従って設計する。

橋台のように盛土荷重によって永続的に偏荷重を受ける構造物を軟弱地盤に設ける場合には、基礎が側方移動するおそれがある。側方移動により基礎が移動・傾斜することで、伸縮装置が壊れたり、橋台のパラペットと上部構造が接触して変状が生じたり、また、支承が破損したりすることがある。このような条件で橋台の設置を計画する場合には、[道示IV] 8.6 の規定により検討を行い、側方移動が生じると考えられる場合には適切に対策を行う必要がある。側方移動を起こす基礎と側方移動を起こさない基礎は、[道示IV] 式 (解 8.6.1) によって算定される側方移動判定値 (I 値) を用いて概ね区分することができる。算定の結果、I 値が 1.2 以上の場合は側方移動が生じると考えてよいとされている。

[道示IV] 8.6 の解説によれば、過去の側方移動事例等を考慮して、標準貫入試験の N 値が 6 以下又は一軸圧縮強度が 120 kN/m<sup>2</sup> 以下である粘性土層が存在する場合に、[道示IV] 式 (解 8.6.1) により側方移動に関する検討を行う必要があるとされている。

側方移動に関する検討については、[杭基礎設計便覧]「4.2 軟弱地盤における側方流動の影響を受ける基礎」も参考にするとよい。

- (4) 基礎は、6.10.2 に示す支持層に支持させる。ただし、杭基礎において摩擦杭基礎とする場合は除く。

基礎の根入れ深さは、[道示IV] 8.4 の規定に従って設定する。

### 6.10.2 支持層の選定

支持層は、1) 及び 2) の条件を満足するように選定する。

- 1) 長期的に安定して存在すること。
- 2) 基礎を支持するための十分な地盤抵抗が得られること。

[道示IV] 8.3 の規定により定めた。

[道示IV] 8.3 では、支持層の条件の一つである長期的に安定して存在するという観点から、少なくとも斜面崩壊等により不安定とならないこと、洗掘・侵食の影響を受けないこと、液状化により地震時に不安定とならないこと及び圧密沈下の影響を受けないとみなせることが規定されている。詳細については、[道示IV] 8.3 解説を参照すること。

支持層は、基礎を支持できるだけの十分な強度及び剛性を有する層を選定する。このため、深度の浅い沖積層は一般に支持層とはなりえない。[道示IV] 8.3 解説において、一般的な支持層の目安は表 - 2.3 とされている。ただし、砂れき層ではれきをたたいて N 値が過大に出る傾向があ

るので、支持層の決定においては十分注意が必要である。

表 - 2.3 (再掲) 一般的な支持層の目安

地盤の種類	支持層の目安
粘性土層	N 値 $\geq 20$ 程度 (一軸圧縮強度 $\geq 0.4 \text{ N/mm}^2$ 程度)
砂層、砂れき層	N 値 $\geq 30$ 程度

### 6.10.3 設計上の地盤面

設計上の地盤面は、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ことを考慮して設定する。

[道示IV] 8.5.2 の規定により定めた。

設計上の地盤面を定めるには、長期にわたり安定して存在し、水平抵抗が期待できるか否かの判断が必要であり、その場合に考慮すべき事項は、[道示IV] 8.5.2 (2) に規定されている。

一般に、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び柱状体深礎基礎のような柱状体基礎では、その頂版（柱状体深礎基礎では躯体接合部）が基礎の一部として周辺地盤を掘削せずに施工されることを考慮し、頂版周辺の地盤面が長期にわたり安定して存在する場合には、設計上の地盤面は頂版上面位置とし、設計において頂版周面の地盤抵抗を考慮してよい。

一方、直接基礎や杭基礎の場合は、フーチング構築にあたってその周辺地盤を掘削し、施工による地盤の乱れが生じることがある。そのため、一般に設計上の地盤面はフーチング下面位置とし、設計においてフーチング前面の地盤抵抗を考慮しない。しかし、既設の杭基礎のレベル2地震動を考慮する設計状況における照査においては、フーチング周辺の埋戻しが十分に行われ、地盤面が長期にわたり安定して存在する場合には、フーチング前面の地盤抵抗を抵抗要素として考慮する場合もある。

## 6.11 直接基礎の設計

### 6.11.1 設計一般

- (1) 直接基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1) 及び 2) を満足させる。
  - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる（変位の制限の照査）。
  - 2) 鉛直荷重に対する支持、水平荷重及び転倒モーメントに対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する（安定の耐荷性能の照査）。
- (2) (1) の照査を満足する直接基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況において、安定に関する限界状態1及び限界状態3を超えないとみなすことができる。
- (3) 直接基礎の部材等の強度に関する照査では、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、フーチングの照査を満足させる必要がある（部材の照査）。

[道示IV] 9.2 の規定により定めた。

直接基礎の設計計算フローを図 - 6.40 に示す。

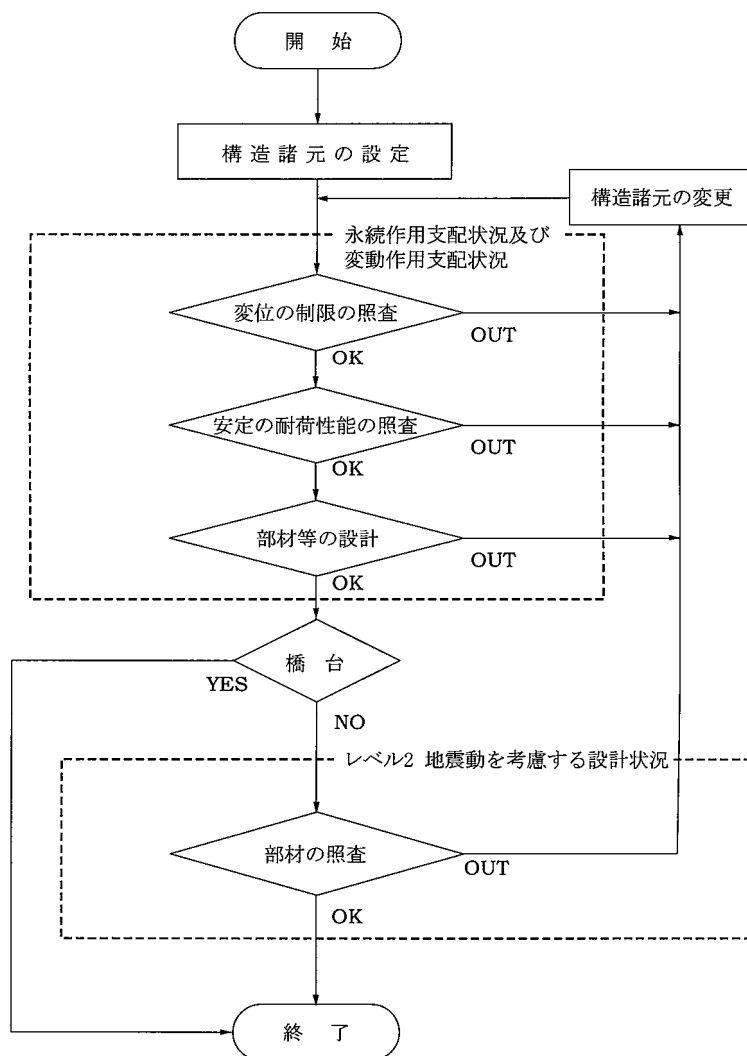
- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における直接基礎の主な安定照査項目を表 -

6.23 に示す。

表 - 6.23 に示す基礎の変位を抑制するための照査においては、6.10.1 (2) に示したとおり、永続作用支配状況として 1.00 ( D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U) ) の作用の組合せ及び荷重係数等についても考慮する。

表 - 6.23 に示す粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする場合の鉛直荷重に対する耐荷性能の照査において、基礎底面に作用する合力  $F_r$  を [道示IV] 式 (9.5.3) により算出する際、式 (9.5.3) の分母が負となる場合がある。そのような場合は、「[道示IV] 質問と回答、(公社) 日本道路協会 : <http://www.road.or.jp/books/faq/index.html>」 No. IV-9-3 より、鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなすことはできないので、注意する必要がある。

基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値  $Q_u$  ([道示IV] 式 (9.5.5)) の算出に用いる上載荷重の特性値  $q$  は、設計上の地盤面から長期的に安定している地盤面まで根入れ深さ  $D_f$  (図 - 6.41 参照) 及び単位体積重量  $\gamma_2$  により算出する。



[道示IV] 図-解 9.2.1 より

図 - 6.40 直接基礎の設計計算フロー

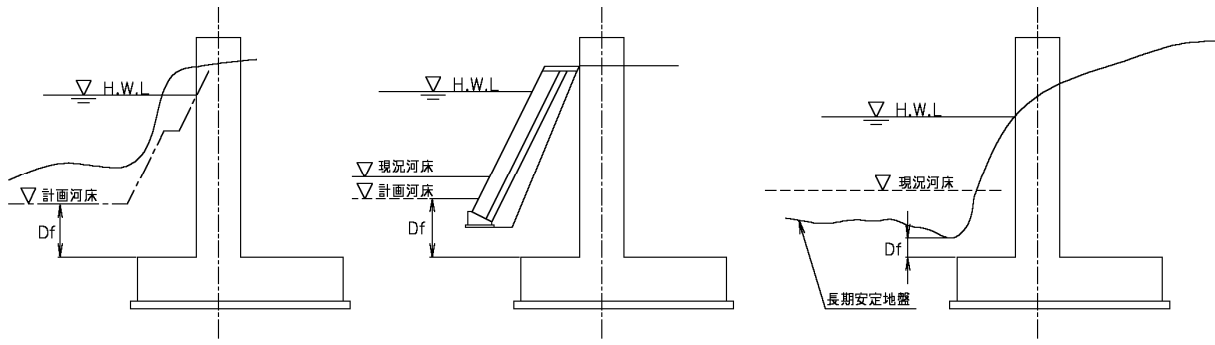
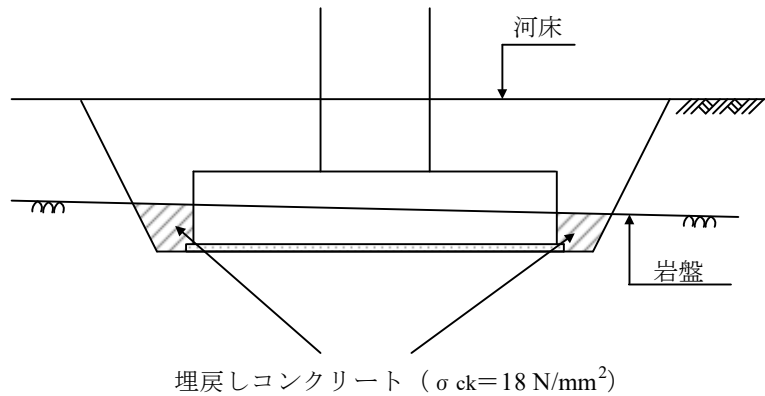


図 - 6.41 上載荷重として考慮する基礎の根入れ深さ  $D_f$

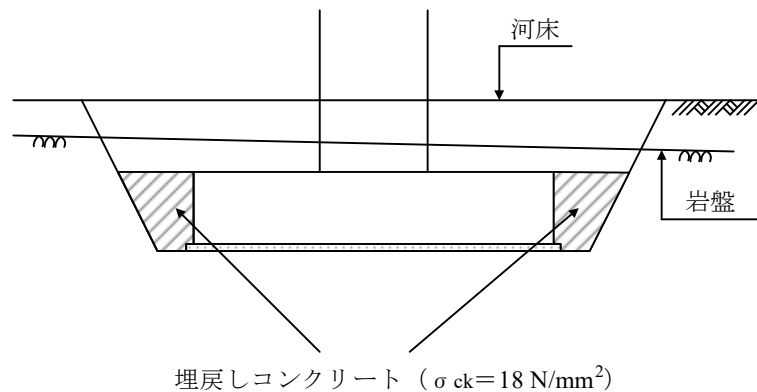
表 - 6.23 直接基礎の主な安定照査項目

設計状況 作用	基礎の変位の制限 (永続作用支配状況)	耐荷性能 (永続作用・変動作用支配状況)																							
		限界状態 1	限界状態 3																						
鉛直荷重	<p>鉛直地盤反力度 <math>q_{max}</math>  <math>\leq</math> 鉛直地盤反力度の制限値</p> <p>鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>地盤の種類</th> <th>制限値</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>粘性土</td> <td>200</td> </tr> <tr> <td>砂</td> <td>400</td> </tr> <tr> <td>砂れき</td> <td>700</td> </tr> <tr> <td>軟岩</td> <td>600</td> </tr> <tr> <td>硬岩：亀裂多い</td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td>硬岩：亀裂少ない</td> <td>2,500</td> </tr> </tbody> </table> <p>… [道示IV] 9.5.1(2)</p>	地盤の種類	制限値	粘性土	200	砂	400	砂れき	700	軟岩	600	硬岩：亀裂多い	1,000	硬岩：亀裂少ない	2,500	<p>【粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする場合】</p> $F_r \leq Q_{yd}$ $= \xi_1 \Phi_Y Q_Y$ <p><math>F_r</math>：基礎底面に作用する合力で、[道示IV]式(9.5.3)により算出する。  <math>Q_{yd}</math>：基礎底面地盤の支持力の制限値  <math>\xi_1</math>：調査・解析係数で0.90  <math>\Phi_Y</math>：抵抗係数で0.90  <math>Q_Y</math>：基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値で、極限鉛直支持力の特性値 <math>Q_u</math> の0.65倍  <math>Q_u</math>：基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値で、[道示IV]式(9.5.5)により算出する。</p> <p>… [道示IV] 9.5.2(2)</p> <p>【岩盤を支持層とする場合】</p> <p>鉛直地盤反力度 <math>q_{max}</math>  <math>\leq</math> 鉛直地盤反力度の制限値</p> <p>鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>岩盤の種類</th> <th>制限値</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>軟岩</td> <td>900</td> </tr> <tr> <td>硬岩：亀裂多い</td> <td>1,500</td> </tr> <tr> <td>硬岩：亀裂少ない</td> <td>3,750</td> </tr> </tbody> </table> <p>…IV編 9.5.2(3)</p>	岩盤の種類	制限値	軟岩	900	硬岩：亀裂多い	1,500	硬岩：亀裂少ない	3,750	<p>限界状態 1 に対する照査を満足すれば、限界状態 3 を超えないとみなせる。</p> <p>… [道示IV] 9.5.3</p>
地盤の種類	制限値																								
粘性土	200																								
砂	400																								
砂れき	700																								
軟岩	600																								
硬岩：亀裂多い	1,000																								
硬岩：亀裂少ない	2,500																								
岩盤の種類	制限値																								
軟岩	900																								
硬岩：亀裂多い	1,500																								
硬岩：亀裂少ない	3,750																								
水平荷重	$H \leq H_{dp} = \lambda_b H_u$ <p><math>H</math>：基礎底面に生じるせん断地盤反力  <math>H_{dp}</math>：基礎の変位を抑制するための基礎底面のせん断地盤反力の制限値  <math>\lambda_b</math>：水平変位を抑制するための係数で0.65  <math>H_u</math>：基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値で、[道示IV]式(9.5.7)により求める。</p> <p>… [道示IV] 9.5.1(3)</p>	<p>限界状態 3 に対する照査を満足すれば、限界状態 1 を超えないとみなせる。</p> <p>… [道示IV] 9.5.4</p>	$H \leq H_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_U H_u$ <p><math>H</math>：基礎底面に生じるせん断地盤反力  <math>H_d</math>：基礎底面のせん断地盤反力の制限値  <math>\xi_1</math>：調査・解析係数で0.90  <math>\xi_2</math>：部材・構造係数  <math>\Phi_U</math>：抵抗係数で <math>\xi_2</math> と <math>\Phi_U</math> の積は0.95  <math>H_u</math>：基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値で、[道示IV]式(9.5.7)により求める。</p> <p>… [道示IV] 9.5.5(2)</p>																						
転倒モーメント	$e \leq B / 6$ <p><math>e</math>：基礎底面の中心から転倒モーメントにより偏心した鉛直力の作用位置までの距離  <math>B</math>：基礎の底面幅</p> <p>… [道示IV] 9.5.1(4)</p>	$e \leq B / 3$ <p><math>e</math>：基礎底面の中心から転倒モーメントにより偏心した鉛直力の作用位置までの距離  <math>B</math>：基礎の底面幅</p> <p>… [道示IV] 9.5.6</p>	<p>限界状態 1 に対する照査を満足すれば、限界状態 3 を超えないとみなせる。</p> <p>… [道示IV] 9.5.7</p>																						

オープン掘削の場合の河川内に設置する岩盤を支持層とする直接基礎の埋戻し材は、洗掘防止を目的として岩盤線までの埋戻しには  $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$  のコンクリートを用いることを標準とする（図 - 6.42 (a)）。ただし、岩盤線がフーチング上面よりも高い場合には、橋脚の柱の変形を拘束しないように、コンクリートによる埋戻しはフーチング上面までを標準とする（図 - 6.42 (b)）。なお、仮締切工を用いて掘削を行う場合は、埋戻し材にコンクリートを用いると土留め壁が抜けなくなることから、これによらない。



(a) 岩盤線がフーチング上面より低い場合



(b) 岩盤線がフーチング上面より高い場合

図 - 6.42 河川内に設置する岩盤を支持層とする直接基礎の埋戻し材

### 6.11.2 斜面上の直接基礎の設計

- (1) 斜面上の直接基礎は事前に斜面や支持地盤をよく把握し、岩盤の節理、亀裂などを十分調査のうえ設計を行う。
- (2) 斜面上の直接基礎は段差なしフーチングが望ましいが、地山の掘削量が多くなる場合は段切り基礎を用いる。
- (3) 段切り基礎の場合は原則として段差フーチングとするが、やむを得ない場合は置換え基礎を用いてもよい。
- (4) 置換え基礎を用いる場合は、全体の安定性について十分検討する。
- (5) 斜面上の直接基礎の軸方向押込み力の制限値は、荷重の偏心傾斜及び斜面上の基礎の天端余裕幅を考慮して算出する。
- (6) 斜面上に基礎を設ける場合には、斜面の安定についても検討すること。

斜面上の直接基礎とは、基礎地盤が  $10^\circ$  以上傾斜した箇所における段差なしフーチング基礎と

段切り基礎をいい、段切り基礎は段差フーチング基礎と置換え基礎に分類される(図 - 6.43 参照)。なお、斜面上の直接基礎の設計方法は、道路橋示方書に規定されていないことから、一般には「NEXCO 設計要領第二集 橋梁建設編」に示される方法が用いられている。

「NEXCO 設計要領第二集 橋梁建設編」より、置換え基礎は不良地盤に代わるコンクリート基礎であることから、置換えコンクリートの強度は基礎地盤の強度と同程度とするのが望ましい。

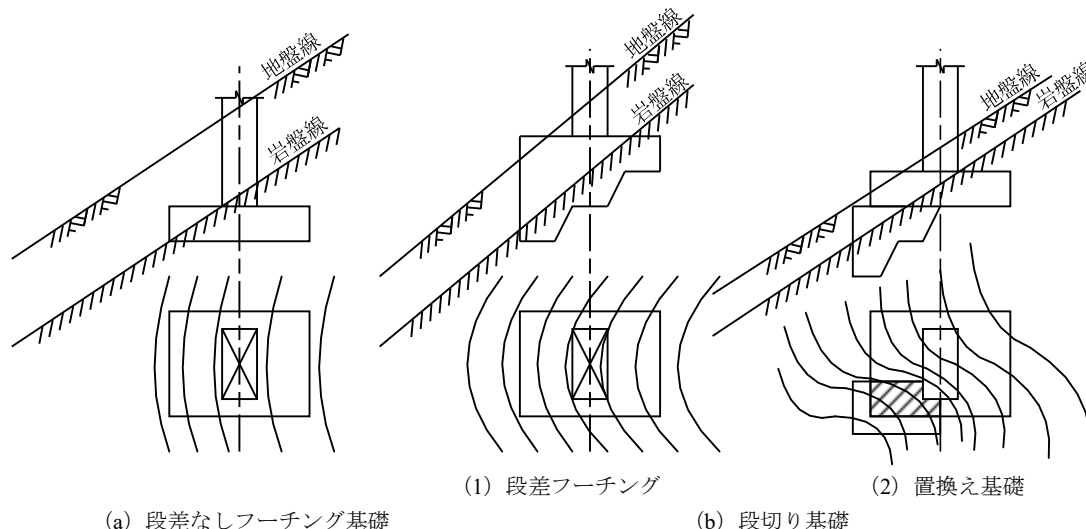


図 - 6.43 斜面上の直接基礎のタイプ

## 6.12 杭基礎の設計

### 6.12.1 設計一般

- (1) 杭基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1) 及び 2) を満足させる。
  - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる(変位の制限の照査)。
  - 2) 杭の軸方向押し込み力に対する支持及び引抜き力に対する抵抗並びに水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する(安定の耐荷性能の照査)。
- (2) 杭基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、6.12.5 及び 6.12.6 に示す事項を満足させる(部材等の照査)。
- (3) 杭基礎は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、6.12.7 に示す事項を満足させる。

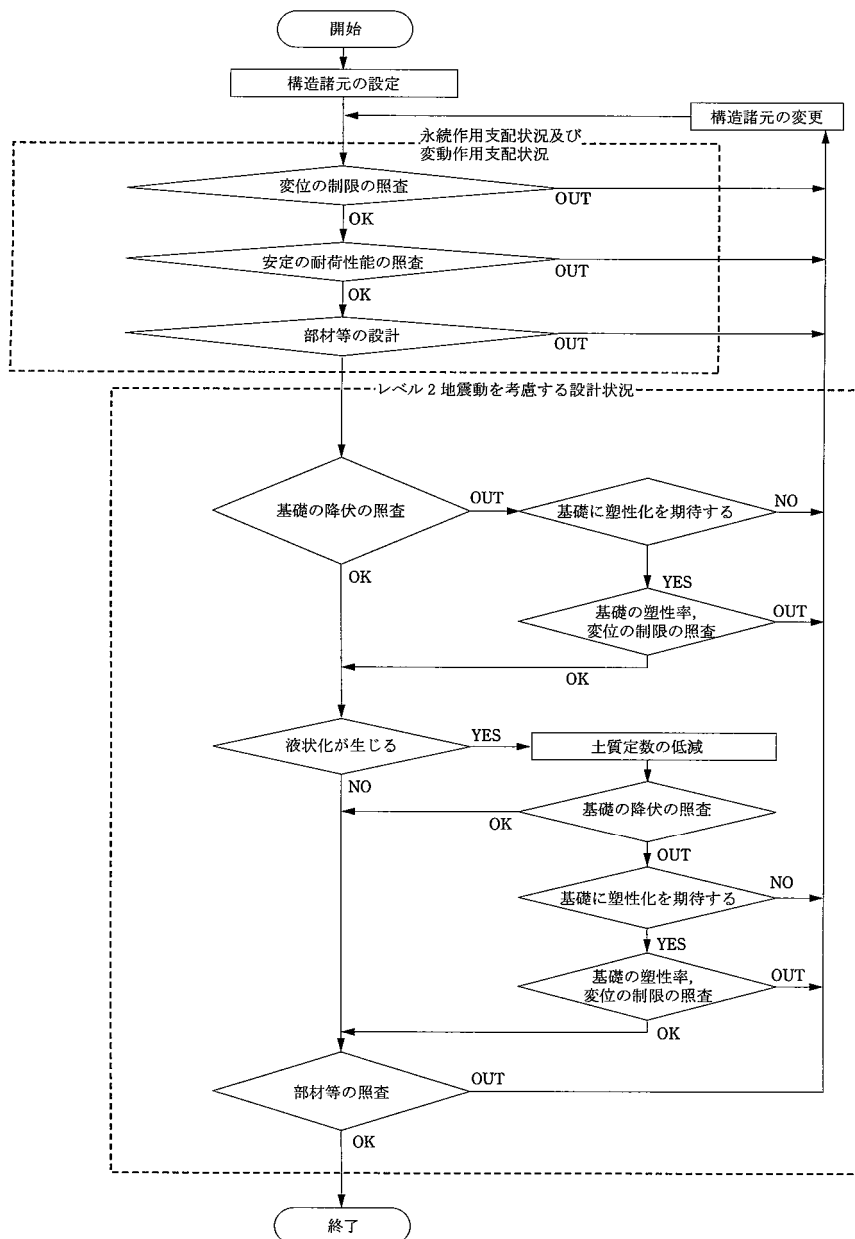
[道示IV] 10.2 の規定により定めた。

杭基礎の設計については、[道示IV] 10 章による他、平成 29 年の道示改定を踏まえて[杭基礎設計便覧]も改訂されているので、これも併せて参照すること。

橋脚の杭基礎の設計計算フローを図 - 6.44 に示す。

[道示IV] 10.2 (3) 解説より、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において基礎の塑性化を考慮する橋にプレボーリング杭工法を用いる場合には、あらかじめレベル 2 地震後にソイルセメント柱が有効でなくなった場合も想定して、永続作用支配状況及び変動作用支配状況の安定照査及び部材照査を行う。ここで、ソイルセメント柱が有効でなくなる範囲としては、杭頭から  $1/\beta$  程度(基礎の特性値  $\beta$  を算定する際の水平方向地盤反力係数  $k_H$  は、[杭基礎設計便覧] III.3.2 (2)

より、作用の組合せに地震の影響を含む場合の値とする。) とすればよいとされている。ソイルセメント柱が有効でなくなる範囲を考慮して鉛直支持力の特性値を設定する場合は、この範囲の摩擦抵抗を無視する。



[道示IV] 表-解 10.2.1 より

図 - 6.44 橋脚の杭基礎の設計計算フロー

### 6.12.2 杭の配列

杭の配列は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、杭の寸法及び本数、群杭の影響、施工条件並びに斜杭の適用等を考慮し、永続作用に対して過度に特定の杭に荷重が集中せず、できる限り均等に荷重を受けるように定める。

[道示IV] 10.4 の規定により定めた。

- 1) [道示IV] 10.4 (2) の規定より、杭は永続作用支配状況において引抜きが生じないように配列することを標準とする。
- 2) 地盤が軟弱で基礎に生じる水平変位が大きくなるような条件では、斜杭を用いることによ

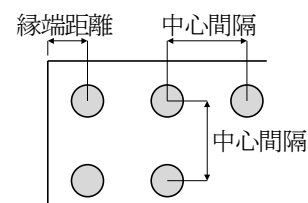


り合理的な構造となる可能性がある。斜杭を用いる場合、全杭本数のうち 1/3 以上は直杭とするのがよい。なお、斜杭の傾斜角は、施工実績や斜杭の傾斜角が大きい場合のフーチングとの接合部の応力状態について不明な点が多いことなどを考慮して 10 度程度までとするのがよいとされている。なお、斜杭の設計については、[杭基礎設計便覧] III.「4.5 斜杭」を参照するとよい。

- 3) 杭の中心間隔及び最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離（縁端距離）は、[道示IV] 10.4 及び 10.8.7 (3) 2) より、原則として表 -6.24 に示すとおりとする。施工場所の制約条件等によりやむを得ず、杭の中心間隔を杭径の 2.5 倍未満とする場合には、[道示IV] 10.7.1 の規定に従って群杭としての影響を考慮しなければならない。

表 - 6.24 杭の中心間隔及び縁端距離

杭工法	杭の中心間隔	最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離（縁端距離）
打込み杭工法	2.5D 以上	1.0D 以上
場所打ち杭工法		
中掘り杭工法		
プレボーリング杭工法		
鋼管ソイルセメント杭工法	2.5D <sub>sc</sub> 以上	1.0D <sub>p</sub> 以上
回転杭工法（羽根外径 1.5 倍径）	2.5D <sub>p</sub> 以上	
回転杭工法（羽根外径 2.0 倍径）	3.0D <sub>p</sub> 以上	



※D：杭径，D<sub>p</sub>：鋼管径，D<sub>sc</sub>：ソイルセメント柱径

### 6.12.3 地盤反力係数及び杭の軸方向ばね定数

杭基礎の設計に用いる地盤抵抗は、地盤反力係数及び杭の軸方向ばね定数とする。

[道示IV] 10.6.1 の規定により定めた。

- 1) 地盤反力係数は [道示IV] 8.5.3 及び 10.6.2 の規定に従い算出する。

[道示IV] 10.6.2 (3) の規定により、杭の水平変位が杭径（鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径）の 1% を超え、かつ 15mm よりも大きくなる場合には、杭前面の水平方向地盤反力係数は [道示IV] 式 (10.6.2) に従って水平変位に応じた補正を行う。ここに示す杭の水平変位は、[道示IV] 10.5.6 (3) で規定される水平変位の照査位置での値である。なお、地盤の非線形性を考慮するレベル 2 地震動を考慮する設計状況における水平方向地盤反力係数を算出する場合には、この規定は適用しない。

[道示IV] 8.5.3 及び 10.6.2 に示される推定法により、地盤反力係数を求める際に用いる鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭、SC 杭の基礎の換算載荷幅や杭体の曲げ剛性 EI は、[杭基礎設計便覧] III.3.5.2 (2) より、腐食しろを差し引かない断面、PHC 杭はコンクリートの全断面を有効として求める。

- 2) 杭の軸方向ばね定数は [道示IV] 10.6.3 の規定に従い算出する。

従来の杭の軸方向ばね定数 K<sub>v</sub> の推定式は、杭体の軸剛性と根入れ比の関数とされており、短い杭や軸剛性が高い場合など杭先端の地盤抵抗の影響が大きい場合に推定精度が低かったことから、平成 29 年道示改定において支持杭については、杭体の変形や杭先端変位等を考慮した推定式に見直された。摩擦杭については、従来の設計で用いられていた K<sub>v</sub> の推定

式は、摩擦杭の載荷試験結果に対して比較的精度よく推定できることが確認されたことから、従来と同様の推定式である〔道示Ⅳ〕式(10.6.6)及び(10.6.7)を用いることとされている。

〔道示Ⅳ〕10.6.3に示される $K_v$ の推定式の適用にあたっては、杭の断面積 $A$ 及び杭のヤング係数 $E$ は杭頭での値を用いる。したがって、例えばPHC杭の上杭としてSC杭を用いる場合には、 $A$ 及び $E$ はSC杭の値を使用する。

〔道示Ⅳ〕10.6.3に示される推定法により、杭の軸方向ばね定数を求める際に用いる鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭、SC杭の鋼管の断面積 $A$ は、〔杭基礎設計便覧〕Ⅲ.3.5.3(2)より、腐食しろを差し引かない断面、PHC杭はコンクリートの全断面とする。

プレボーリング杭工法でレベル2地震動を考慮する設計状況において基礎の塑性化を期待した設計を行う際に、地震後にソイルセメント柱が有効でなくなった場合を想定した永続作用支配状況及び変動作用支配状況の照査で用いる $K_v$ は、〔杭基礎設計便覧〕Ⅲ.3.5.3(2)より、ソイルセメント柱が有効であると想定した場合と同じ値を用いる。

#### 6.12.4 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定の設計

- |  |
|--|
| <p>(1) 杭基礎が、永続作用支配状況において1)から3)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなすことができる。</p> <ol style="list-style-type: none"><li>1) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押し込み力が杭の軸方向押し込み力の制限値を超えない。</li><li>2) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が杭の軸方向引抜き力の制限値を超えない。</li><li>3) 全ての杭において、杭の水平変位が杭の水平変位の制限値を超えない。</li></ol> <p>(2) 杭基礎が、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において1)から3)を満足する場合には、それぞれの抵抗の限界状態1を超えないとみなすことができる。</p> <ol style="list-style-type: none"><li>1) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押し込み力が限界状態1の杭の軸方向押し込み力の制限値を超えない。</li><li>2) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が限界状態1の杭の軸方向引抜き力の制限値を超えない。</li><li>3) 全ての杭において、杭の水平変位が限界状態1の杭の水平変位の制限値を超えない。</li></ol> <p>(3) 杭基礎が、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において(2)を満足する場合には、それぞれの抵抗の限界状態3を超えないとみなすことができる。</p> |
|--|

〔道示Ⅳ〕10.5の規定により定めた。

永続作用支配状況及び変動作用支配状況における杭基礎の主な安定照査項目を表-6.25に示す。

- (1) 表-6.25に示す基礎の変位を抑制するための照査においては、6.10.1(2)に示したとおり、永続作用支配状況として1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))の作用の組合せ及び荷重係数等についても考慮する。
- (2) 1) 〔道示Ⅳ〕10.5.2(4)解説より、杭先端の極限支持力度の特性値は、〔道示Ⅳ〕表-10.5.2から定める際、評価に用いる $N$ 値は、杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲の平均値としてよい。また、先端地盤の種別は、杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲の支配的な地盤としてよい。

打込み杭工法の先端支持力度については、従来、支持層への換算根入れ深さの関数とされ

ていたが、平成 29 年 [道示Ⅳ] により他の杭と同様に N 値のみの関数となった。なお、[道示Ⅳ] 表-10.5.2 に示される打込み杭工法の先端支持力度の特性値は、支持層への設計根入れ長が杭径の 2 倍程度以上であることが前提となっているので、注意する必要がある。

- 3) 杭の水平変位の照査位置は [道示Ⅳ] 10.5.1 (4) 3) 及び 10.5.6 (3) より、設計上の地盤面がフーチング下面以下の場合には設計上の地盤面、設計上の地盤面がフーチング下面より上の場合にはフーチング下面すなわち杭頭位置とする。なお、プレボーリング杭工法で、レベル 2 地震動を受けた後にソイルセメント柱が有効でなくなった場合を想定した永続作用支配状況及び変動作用支配状況の照査を行う場合の杭の水平変位の照査位置は、杭頭から  $1/\beta$  下方の位置である。

表 - 6.26 に示す橋脚基礎の杭の水平変位の制限値の算出に用いる調査・解析係数  $\xi_1$  は、地盤の変形係数の推定方法に応じて設定する。 $\xi_1$  の区分は、杭頭から杭径の 5 倍程度の範囲における推定方法が目安となる。なお、地盤の変形係数の推定方法の「杭の水平載荷試験により求める場合」とは、原位置において実際の杭の水平載荷試験を行い、その水平荷重－水平変位関係から杭径の 1% に相当する基準変位に対する水平方向地盤反力係数  $k_H$  を求める場合のことであり、地盤調査における孔内水平載荷試験のことではないので、注意すること。

表 - 6.25 杭基礎の主な安定照査項目

設計状況 作用	基礎の変位の制限 (永続作用支配状況)	耐荷性能 (永続作用・変動作用支配状況)																	
		限界状態 1		限界状態 3															
軸方向押込み力	$P \leq R_{dp}$ $= \lambda_s \lambda_f (R_y - W_s) + W_s - W$ P: 杭頭部に作用する軸方向押込み力 R <sub>dp</sub> : 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向押込み力の制限値 λ <sub>s</sub> : 沈下量を抑制するための係数で 0.55 λ <sub>f</sub> : 支持形式の違いを考慮する係数で、支持杭基礎の場合は 1.00、摩擦杭基礎の場合は 0.70。ただし、支持杭基礎と同等の安全性を有する摩擦杭基礎の場合は 1.00。 R <sub>y</sub> : 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値で、地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 R <sub>u</sub> の 0.65 倍 R <sub>u</sub> : 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値で、[道示IV] 式 (10.5.4) により算出する。 W <sub>s</sub> : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量 W: 杭及び杭内部の土の有効重量 …… [道示IV] 10.5.1(2)	$P \leq R_d$ $= \xi_1 \Phi_Y \lambda_f \lambda_n (R_y - W_s) + W_s - W$ P: 杭頭部に作用する軸方向押込み力 R <sub>d</sub> : 杭の軸方向押込み力の制限値 ξ <sub>1</sub> : 調査・解析係数 Φ <sub>Y</sub> : 抵抗係数 λ <sub>f</sub> : 支持形式の違いを考慮する係数で左に同じ λ <sub>n</sub> : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で 1.00 R <sub>y</sub> : 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値で左に同じ W <sub>s</sub> : 杭で置き換えられる部分の土の有効重量 W: 杭及び杭内部の土の有効重量	限界状態 1 に対する照査を満足すれば、限界状態 3 を超えないとみなせる。 …… [道示IV] 10.5.3																
			<table border="1"> <tr> <td rowspan="2">地盤から決まる降伏支持力の特性値の推定方法</td> <td rowspan="2">ξ<sub>1</sub></td> <td colspan="2">Φ<sub>Y</sub></td> </tr> <tr> <td>打込み杭工法, 場所打ち杭工法, 中掘り杭工法</td> <td>プレボルト・ロック杭工法, 鋼管ソイルメント杭工法, 回転杭工法</td> </tr> <tr> <td>推定式から求める場合</td> <td>0.90</td> <td>0.80</td> <td>0.90*</td> </tr> <tr> <td>載荷試験から求める場合</td> <td>0.95</td> <td colspan="2">1.00</td> </tr> </table>	地盤から決まる降伏支持力の特性値の推定方法	ξ <sub>1</sub>	Φ <sub>Y</sub>		打込み杭工法, 場所打ち杭工法, 中掘り杭工法	プレボルト・ロック杭工法, 鋼管ソイルメント杭工法, 回転杭工法	推定式から求める場合	0.90	0.80	0.90*	載荷試験から求める場合	0.95	1.00			
			地盤から決まる降伏支持力の特性値の推定方法			ξ <sub>1</sub>	Φ <sub>Y</sub>												
				打込み杭工法, 場所打ち杭工法, 中掘り杭工法	プレボルト・ロック杭工法, 鋼管ソイルメント杭工法, 回転杭工法														
推定式から求める場合	0.90	0.80	0.90*																
載荷試験から求める場合	0.95	1.00																	
※ただし、摩擦杭基礎の場合には 0.80																			
		…… [道示IV] 10.5.2(2)																	
軸方向引抜き力	$P \leq P_{dp} = \lambda_p P_y + W$ P: 杭頭部に作用する軸方向引抜き力 P <sub>dp</sub> : 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向引抜き力の制限値 λ <sub>p</sub> : 引抜き変位を抑制するための係数で 0.25 P <sub>y</sub> : 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値で、地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値 P <sub>u</sub> の 0.65 倍 P <sub>u</sub> : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値で、[道示IV] 式 (10.5.6) により算出する。ただし、回転杭工法の場合は式 (10.5.7) により算出する。 W: 杭の有効重量 …… [道示IV] 10.5.1(3)	$P \leq P_d$ $= \xi_1 \Phi_Y \lambda_n P_y + W$ P: 杭頭部に作用する軸方向引抜き力 P <sub>d</sub> : 杭の軸方向引抜き力の制限値 ξ <sub>1</sub> : 調査・解析係数 Φ <sub>Y</sub> : 抵抗係数 λ <sub>n</sub> : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で 1.00 P <sub>y</sub> : 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値で左に同じ W: 杭の有効重量	限界状態 1 に対する照査を満足すれば、限界状態 3 を超えないとみなせる。 …… [道示IV] 10.5.5																
			<table border="1"> <tr> <td>地盤から決まる降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法</td> <td>ξ<sub>1</sub></td> <td>Φ<sub>Y</sub></td> </tr> <tr> <td>推定式から求める場合</td> <td>0.90</td> <td>0.55</td> </tr> <tr> <td>載荷試験から求める場合</td> <td>0.95</td> <td>0.65</td> </tr> </table>	地盤から決まる降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法	ξ <sub>1</sub>	Φ <sub>Y</sub>	推定式から求める場合	0.90	0.55	載荷試験から求める場合	0.95	0.65							
			地盤から決まる降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法	ξ <sub>1</sub>	Φ <sub>Y</sub>														
			推定式から求める場合	0.90	0.55														
載荷試験から求める場合	0.95	0.65																	
…… [道示IV] 10.5.4(2)																			
		…… [道示IV] 10.5.4(2)																	
水平荷重 (水平変位)	$d \leq d_a$ (橋脚基礎の場合) d <sub>a</sub> = 杭径の 1% ただし、15mm ≤ d <sub>a</sub> ≤ 50mm (橋台基礎の場合) d <sub>a</sub> = 15mm d: 設計上の地盤面における杭の水平変位 d <sub>a</sub> : 杭の水平変位の制限値 …… [道示IV] 10.5.1(4)	$d \leq d_a$ (橋脚基礎の場合) d <sub>a</sub> = ξ <sub>1</sub> Φ <sub>Y</sub> d <sub>y</sub> ただし、15mm ≤ d <sub>a</sub> ≤ 50mm (橋台基礎の場合) d <sub>a</sub> = 杭径の 1% ただし、15mm ≤ d <sub>a</sub> ≤ 50mm d: 杭の水平変位の照査位置 ([道示IV] 10.5.6(3)参照) における水平変位 d <sub>a</sub> : 杭の水平変位の制限値 ξ <sub>1</sub> : 調査・解析係数で表 - 6.26 による。 Φ <sub>Y</sub> : 抵抗係数で 0.80 d <sub>y</sub> : 地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値で杭径の 5% (鋼管ソイルメント杭工法の場合はソイルメント柱の 5%) …… [道示IV] 10.5.6(2)	限界状態 1 に対する照査を満足すれば、限界状態 3 を超えないとみなせる。 …… [道示IV] 10.5.7																

表 - 6.26 橋脚基礎の杭の水平変位の制限値の算出に用いる調査・解析係数  $\xi_1$

地盤の変形係数の推定方法		正曲げ	負曲げ
杭の水平載荷試験により求める場合		0.95	0.90
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合		0.90	
標準貫入試験のみから求める場合	N 値が 5 以上の砂質土	0.85	
	N 値が 5 以上の粘性土	0.80	
	N 値が 5 未満	0.75	

[道示IV] 表-10.5.5 (b) より

### 6.12.5 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における杭体の設計

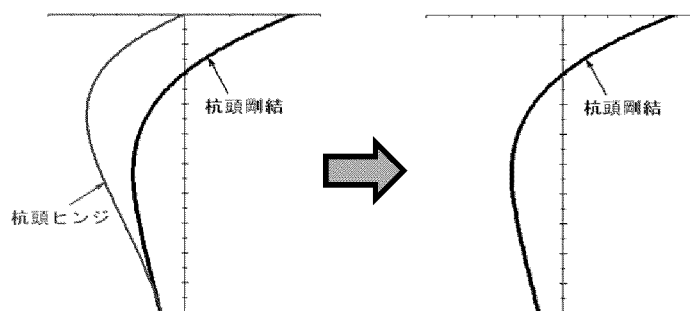
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における杭体の設計は、杭体に生じる軸力、曲げモーメント及びせん断力に対して部材等の強度に関する耐荷性能の照査を行う。また、杭種に応じて、部材等の強度に関する耐荷性能の照査の前提及び耐久性能の照査も行う。

[道示IV] 10.8.1 から 10.8.6 の規定により定めた。

- 1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における既製杭の杭体の主な照査項目を表 - 6.27 に示す。なお、表中の荷重組合せの丸数字は、[道示 I] 3.3 に示される作用の組合せ番号を示している。場所打ち杭の杭体の主な照査項目については、6.2 及び 6.3 を参照のこと。

耐荷性能の照査の前提を照査する際に用いる作用の組合せは、耐荷性能の照査に用いる永続作用支配状況に加え、6.10.1 (2) に示した作用の組合せも準用することに注意する。

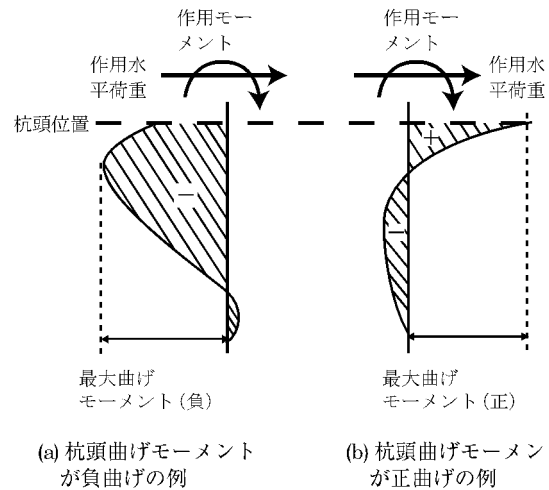
- 2) 従来、杭頭剛結であっても、杭頭剛結条件に加えて杭頭ヒンジ条件での計算も行い、地中部では両者の曲げモーメント計算値の大きい方を用いて、杭体の曲げモーメントに対する設計が行われていた (図 - 6.45)。平成 29 年道示の改定においては、実構造に整合した杭頭剛結とした計算モデルから得られる曲げモーメントのみを用いて、杭体の曲げモーメントに対する設計を行うこととなった。杭体の曲げモーメントの照査は正の曲げモーメント (正曲げ) と、負の曲げモーメント (負曲げ)、それぞれに対して表 - 6.28 に示す調査・解析係数  $\xi_1$  を用いて曲げモーメントに対する設計を行う。なお、表 - 6.28 に示す地盤の変形係数の推定方法に応じた調査・解析係数  $\xi_1$  の適用の考え方については、6.12.4 の解説 4) に示している。



(a) 従来 (H24 道示以前) の設計 (b) H29 道示の設計

図 - 6.45 杭体の曲げモーメントに対する設計に用いる曲げモーメント

ここで、「正曲げ」及び「負曲げ」とは曲げモーメントの符号を表しており、図 - 6.46 に示すとおり、杭頭に外力として任意の向きの単位モーメントが作用したとき、杭体に生じる曲げモーメントが同一方向になるときを正とする。



[道示IV] 図- 解 10.8.1 より

図 - 6.46 発生曲げモーメントの分布と符号の関係

- 3) 杭体の断面変化位置についても、従来は図 -6.45 (a) の曲げモーメント分布に基づき決定していたが、今回の改定により図 -6.45 (b) の曲げモーメント分布に基づき決定すると、従来の断面変化位置よりも浅い位置になる可能性があることから、従来と同等の位置とするように、[道示IV] 参考資料9 及び [杭基礎設計便覧] III.5.1.6 (2) より、表 -6.29 に示す方法によること。なお、高止まり等が想定される場合はその影響を考慮して 0.5 ~1.0m 程度の余裕をもって設定するのがよい。
- 4) 場所打ち杭において断面変化を行う場合は、施工時における鉄筋かごの座屈や変形等が生じないように配慮して、各断面 1 回の断面変化における鉄筋量は、1/2 程度以上の鉄筋量を確保するのが望ましい。さらに、異なる径の鉄筋を重ね継手で継ぐ場合は、継ぐ位置において必要となる鉄筋の直径をもとに継手長を算出する ([杭基礎設計便覧] III.5.1.6 (2) より)。

表 - 6.27 既製杭の杭体の主な照査項目

設計状況 作用	耐荷性能 (永続作用・変動作用支配状況)		耐久性能 (疲労) 又は耐荷性能の照査の前提 (永続作用支配状況)																	
	限界状態 1	限界状態 3																		
鋼管杭・鋼管ソイルセメント杭	<p>曲げモーメント又は軸力</p> $\sigma \leq \sigma_d = \xi_1 \Phi_Y \sigma_y$ $\sigma$ : 鋼管に生じる引張応力度及び圧縮応力度 $\sigma_d$ : 引張応力度及び圧縮応力度の制限値 $\xi_1$ : 調査・解析係数 $\Phi_Y$ : 抵抗係数 $\sigma_y$ : 鋼管の降伏強度の特性値 <table border="1"> <tr> <td></td> <td><math>\xi_1</math></td> <td><math>\Phi_Y</math></td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ①～⑨</td> <td>表 - 6.28</td> <td>0.85</td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ⑩</td> <td></td> <td>1.00</td> </tr> </table> <p>鋼管の降伏強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <tr> <td>SKK400</td> <td>SKK490</td> </tr> <tr> <td>235</td> <td>315</td> </tr> </table> <p>… [道示IV] 10.8.1(2)</p>		$\xi_1$	$\Phi_Y$	荷重組合せ①～⑨	表 - 6.28	0.85	荷重組合せ⑩		1.00	SKK400	SKK490	235	315	<p>限界状態 1 に対する照査を満足すれば、限界状態 3 を超えないとみなせる。</p> <p>…IV編 10.8.2(4)</p>	<p>【耐荷性能の照査の前提】</p> $\sigma \leq$ 引張応力度及び圧縮応力度の制限値 $\sigma$ : 鋼管に生じる引張応力度及び圧縮応力度 <p>引張応力度及び圧縮応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <tr> <td>SKK400</td> <td>SKK490</td> </tr> <tr> <td>140</td> <td>185</td> </tr> </table> <p>… [道示IV] 10.8.2(1)</p>	SKK400	SKK490	140	185
		$\xi_1$	$\Phi_Y$																	
荷重組合せ①～⑨	表 - 6.28	0.85																		
荷重組合せ⑩		1.00																		
SKK400	SKK490																			
235	315																			
SKK400	SKK490																			
140	185																			
せん断力	<p>限界状態 3 に対する照査を満足すれば、限界状態 1 を超えないとみなせる。</p> <p>… [道示IV] 10.8.2(3)</p>	<p><math>\tau \leq</math> せん断応力度の制限値  <math>\tau</math>: 鋼管に生じるせん断応力度</p> <p>せん断応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <tr> <td>SKK400</td> <td>SKK490</td> </tr> <tr> <td>120</td> <td>160</td> </tr> </table> <p>… [道示IV] 10.8.2(5)</p>	SKK400	SKK490	120	160	<p>【耐荷性能の照査の前提】</p> $\tau \leq$ せん断応力度の制限値 $\tau$ : 鋼管に生じるせん断応力度 <p>せん断応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <tr> <td>SKK400</td> <td>SKK490</td> </tr> <tr> <td>80</td> <td>105</td> </tr> </table> <p>… [道示IV] 10.8.2(1)</p>	SKK400	SKK490	80	105									
SKK400	SKK490																			
120	160																			
SKK400	SKK490																			
80	105																			
PHC杭	<p>曲げモーメント又は軸力</p> $\sigma_c \leq$ コンクリートの曲げ圧縮応力度の制限値 $\sigma_c' \leq$ コンクリートの曲げ引張応力度の制限値 $\sigma_c$ : PHC 杭に生じる曲げ圧縮応力度 <sup>*1</sup> $\sigma_c'$ : PHC 杭に生じる曲げ引張応力度 <sup>*1</sup> <p>曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <tr> <td><math>\sigma_{ck}</math></td> <td>80</td> </tr> <tr> <td>制限値</td> <td>40.5</td> </tr> </table> <p>[道示III] 表-5.6.2 より</p>	$\sigma_{ck}$	80	制限値	40.5	<p><math>M_d \leq M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc}</math></p> <p><math>M_{uc}</math>: 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値  <math>\xi_1</math>: 調査・解析係数  <math>\xi_2</math>: 部材・構造係数  <math>\Phi_u</math>: 抵抗係数  <math>M_{uc}</math>: 破壊抵抗曲げモーメントの特性値</p>	<p>【疲労】</p> $\sigma_c \leq$ 曲げ圧縮応力度の制限値 $\sigma_c' \leq 0.0$ N/mm <sup>2</sup> <p>曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <tr> <td><math>\sigma_{ck}</math></td> <td>80</td> </tr> <tr> <td>制限値</td> <td>27</td> </tr> </table> <p>[道示III] 表-6.3.5, 1)より</p> <p>…IV編 10.8.3(6)          …III編 6.3.2(3)</p>	$\sigma_{ck}$	80	制限値	27									
	$\sigma_{ck}$	80																		
制限値	40.5																			
$\sigma_{ck}$	80																			
制限値	27																			
		<p><math>M_d \leq M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc}</math></p> <table border="1"> <tr> <td></td> <td><math>\xi_1</math></td> <td><math>\xi_2</math></td> <td><math>\Phi_Y</math></td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ①～⑨</td> <td>表 - 6.28</td> <td>0.90</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>荷重組合せ⑩</td> <td></td> <td></td> <td>1.00</td> </tr> </table> <p>… [道示IV] 10.8.3(4)          … [道示III] 5.7.1(3), 5.8.1(3)</p>		$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_Y$	荷重組合せ①～⑨	表 - 6.28	0.90	0.80	荷重組合せ⑩			1.00						
	$\xi_1$	$\xi_2$	$\Phi_Y$																	
荷重組合せ①～⑨	表 - 6.28	0.90	0.80																	
荷重組合せ⑩			1.00																	
	<p>曲げ引張応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)</p> <table border="1"> <tr> <td>有効プレストレス <math>\sigma_{ce}</math></td> <td><math>3.9 \leq \sigma_{ce} &lt; 7.8</math></td> <td><math>7.8 \leq \sigma_{ce}</math></td> </tr> <tr> <td>曲げ引張応力度の制限値</td> <td>3.0</td> <td>5.0</td> </tr> </table> <p>[道示IV] 表-10.8.6 より</p> <p>… [道示IV] 10.8.3(3)          … [道示III] 5.6.1(3)</p>	有効プレストレス $\sigma_{ce}$	$3.9 \leq \sigma_{ce} < 7.8$	$7.8 \leq \sigma_{ce}$	曲げ引張応力度の制限値	3.0	5.0													
有効プレストレス $\sigma_{ce}$	$3.9 \leq \sigma_{ce} < 7.8$	$7.8 \leq \sigma_{ce}$																		
曲げ引張応力度の制限値	3.0	5.0																		

設計状況 作用		耐荷性能（永続作用・変動作用支配状況）		耐久性能（疲労）又は耐荷性能の 照査の前提（永続作用支配状況）										
		限界状態 1	限界状態 3											
P H C 杭	せん断力	$\sigma \leq$ 斜引張応力度の 制限値 $\sigma$ : PHC 杭に生じる斜引 張応力度 <sup>※2</sup>  斜引張応力度の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1"> <tr><td><math>\sigma_{ck}</math></td><td>80</td></tr> <tr><td>制限値</td><td>3.0</td></tr> </table> [道示Ⅲ] 表-5.6.3 より  … [道示Ⅲ] 5.6.2(3)	$\sigma_{ck}$	80	制限値	3.0	$S \leq S_d$ $= \xi_1 \xi_2 \Phi_u (\tau_1 + \tau_2 + \tau_3) b_e j$ $S_d$ : PHC 杭におけるせん 断力の制限値 [道示Ⅳ] 式(10.8.2)を参照  … [道示Ⅳ] 10.8.3(5)	<b>【疲労】</b> $\sigma \leq$ 斜引張応力度の制限値 $\sigma$ : PHC 杭に生じる斜引張応力度 <sup>※2</sup>  斜引張応力度の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1"> <tr><td><math>\sigma_{ck}</math></td><td>80</td></tr> <tr><td>制限値</td><td>2.5</td></tr> </table> [道示Ⅲ] 表-6.3.6, 2)より  … [道示Ⅳ] 10.8.3(6) … [道示Ⅲ] 6.3.2(3)	$\sigma_{ck}$	80	制限値	2.5		
	$\sigma_{ck}$	80												
制限値	3.0													
$\sigma_{ck}$	80													
制限値	2.5													
S C 杭	曲げモー メント又 は軸力	$\sigma \leq \sigma_d = \xi_1 \Phi_Y \sigma_y$ $\sigma$ : 鋼管に生じる引張応 力度及び圧縮応力度 $\sigma_d$ : 引張応力度及び圧縮 応力度の制限値 $\xi_1$ : 調査・解析係数 $\Phi_Y$ : 抵抗係数 ( $\xi_1, \Phi_Y$ は鋼管杭参照) $\sigma_y$ : 鋼管の降伏強度の特 性値  $\sigma \leq$ 圧縮応力度の制限値 $\sigma$ : コンクリートに生じる圧縮応力度  圧縮応力度の制限値(N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1"> <tr><td>コンクリートの設計基準強度</td><td>80</td></tr> <tr><td>曲げ圧縮応力度の制限値</td><td>40</td></tr> <tr><td>軸圧縮応力度の制限値</td><td>33</td></tr> </table> [道示Ⅳ] 表-10.8.8 より  … [道示Ⅳ] 10.8.4(3), 10.8.2 (2)	コンクリートの設計基準強度	80	曲げ圧縮応力度の制限値	40	軸圧縮応力度の制限値	33	限界状態 1 に対する 照査を満足すれば、 限界状態 3 を超えな いとみなせる。  … [道示Ⅳ] 10.8.4(5)	<b>【耐荷性能の照査の前提】</b> $\sigma \leq$ 引張応力度及び圧縮応力度の 制限値 $\sigma$ : 鋼管に生じる引張応力度及び圧縮応 力度  引張応力度及び圧縮応力度 の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1"> <tr><td>SKK400</td><td>SKK490</td></tr> <tr><td>140</td><td>185</td></tr> </table> … [道示Ⅳ] 10.8.4(2), 10.8.2(1)	SKK400	SKK490	140	185
	コンクリートの設計基準強度	80												
曲げ圧縮応力度の制限値	40													
軸圧縮応力度の制限値	33													
SKK400	SKK490													
140	185													
	せん断力	限界状態 3 に対する 照査を満足すれば、 限界状態 1 を超えな いとみなせる。  …IV編 10.8.4(4)	$\tau \leq$ せん断応力度の 制限値 $\tau$ : 鋼管に生じるせん断 応力度  せん断応力度の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1"> <tr><td>SKK400</td><td>SKK490</td></tr> <tr><td>120</td><td>160</td></tr> </table> …IV編 10.8.4(6), 10.8.2(5)	SKK400	SKK490	120	160	<b>【耐荷性能の照査の前提】</b> $\tau \leq$ せん断応力度の制限値 $\tau$ : 鋼管に生じるせん断応力度  せん断応力度の制限値 (N/mm <sup>2</sup> ) <table border="1"> <tr><td>SKK400</td><td>SKK490</td></tr> <tr><td>80</td><td>105</td></tr> </table> …IV編 10.8.4(2), IV編 10.8.2(1)	SKK400	SKK490	80	105		
SKK400	SKK490													
120	160													
SKK400	SKK490													
80	105													

※1) PHC 杭に生じる断面応力度は、[杭基礎設計便覧] 式 (Ⅲ. 5.3) 及び式 (Ⅲ. 5.4) により算出する。

※2) PHC 杭に生じる斜引張応力度は、[道示Ⅲ] 式 (5.4.5) により算出する。

表 - 6.28 杭体の耐荷性能（曲げモーメント）の照査に用いる調査・解析係数  $\xi_1$

地盤の変形係数の推定方法		正曲げ	負曲げ
杭の水平載荷試験により求める場合		0.95	0.90
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷 載荷試験を行って求める場合		0.90	
標準貫入試験のみか ら求める場合	N 値が 5 以上の砂質土	0.85	
	N 値が 5 以上の粘性土	0.80	
	N 値が 5 未満	0.75	

[道示Ⅳ] 表-10.8.2 (b) より



表 - 6.29 杭頭剛結の計算結果に基づいて杭の断面変化位置を定める方法の例

	場所打ち杭	鋼管杭, 鋼管ソイル セメント杭	PHC 杭	
第1断面変化	断面変化後の杭諸元	杭頭部の軸方向鉄筋量 $A_S$ の $1/2$ ( $1/2 A_S$ )	$1/2 M_{max}$ に対して満足する諸元 ただし、杭頭部の肉厚との差は最大7mm まで	$1/2 M_{max}$ に対して満足する諸元
	断面変化の決定方法	①から③のうち最も深い位置 ①最大曲げモーメント $M_{max}$ の $1/2$ となる位置 ( $1/2 M_{max}$ 位置) ②地中部最大曲げモーメントの深さ $l_{mF}$ に $1.2$ を乗じた位置 ( $1.2 l_{mF}$ ) ③ $1/2 A_S$ にて [道示 IV] 10.8.5 に規定される杭体の曲げモーメントによる照査を行い、その照査を満足する位置	①, ②のうち深い位置 ① $1/2 M_{max}$ 位置 ② $1.2 l_{mF}$	①, ②のうち深い位置 ① $1/2 M_{max}$ 位置 ② $1.2 l_{mF}$
第2断面変化	断面変化後の杭諸元	第2断面変化前から鉄筋本数を変えずに、鉄筋径の変更により最小鉄筋量 (0.4%) を満足する鉄筋量 $A_{S, min}$	最小肉厚 $t_{min}$	A 種の PHC 杭
	断面変化の決定方法	$A_{S, min}$ にて [道示 IV] 10.8.5 に規定される杭体の曲げモーメントによる照査を行い、その照査を満足する位置	$t_{min}$ にて [道示 IV] 10.8.2 に規定される杭体の曲げモーメントによる照査を行い、その照査を満足する位置	A 種の PHC 杭にて [道示 IV] 10.8.3 に規定される杭体の曲げモーメントによる照査を行い、その照査を満足する位置

[杭基礎設計便覧] 表-III.5.1 より

### 6.12.6 杭とフーチングの接合部

杭とフーチングの接合部は、杭が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにすること。

[道示IV] 10.8.7 の規定により定めた。

- 1) 杭とフーチングの接合部 (以下、「杭頭接合部」という。) の接合条件は、一般に剛結する場合とヒンジとする場合が考えられるが、[道示IV] 10.6.1 (2) に規定されるモデル化と関連して、杭頭接合部は剛結とみなせる構造としなければならない。[道示IV] 10.8.7 (3) 解説に示される杭頭接合部の構造細目を満たすことにより、杭頭接合部は剛結とみなすことができる。
- 2) せん断を受ける杭頭接合部の照査

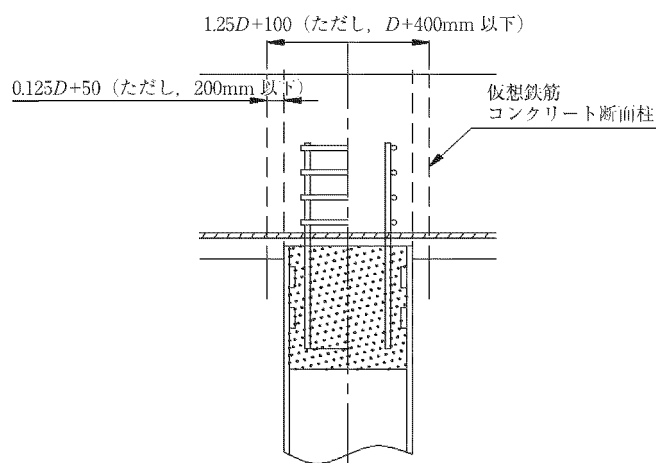
杭頭接合部は、[道示] に規定される使用材料を用いることを前提として、[道示IV] 7.7.2 に規定される剛体と仮定できる厚さを有するフーチングに対して、表 -6.24 に示した標準的な縁端距離を確保した場合には、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において基礎の塑性化を期待した設計を行う場合も含めて、せん断を受ける杭頭接合部の照査 (フーチングの鉛直方向及び水平方向の押抜きせん断に対する照査) を省略できる。詳しくは [杭基礎設計便覧]

Ⅲ.5.3.3 に示されているので参照するとよい。

### 3) 曲げを受ける杭頭接合部の照査

既製杭においては、曲げを受ける杭頭接合部の照査として、仮想鉄筋コンクリート断面の照査を行う。

仮想鉄筋コンクリート断面の取り方は、[道示Ⅳ] 10.8.7 解説より、仮想鉄筋コンクリート断面の図心は杭断面の図心と一致するものとし、仮想鉄筋コンクリート断面の直径(有効径)は、杭径  $D$  (ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径: mm) に  $0.25D+100$  (mm) (ただし、最大 400 mm) を加えた径とする。杭頭補強鉄筋としては、中詰め補強鉄筋や PHC 杭及び SC 杭の場合のみ使用可能な杭体内補強鉄筋を考慮するものとし、PHC 杭の PC 鋼材は無視する。なお、杭径が小さい既製杭を用いる場合は、杭中心から杭径の 1.0 倍よりも仮想鉄筋コンクリート断面の径が大きくなることから、縁端距離はこの仮想鉄筋コンクリート断面の寸法を確保したうえで設定する必要があるので注意すること。



[杭基礎設計便覧] 図-Ⅲ.5.30 より

図 - 6.47 仮想鉄筋コンクリート断面

既製杭における仮想鉄筋コンクリート断面の照査手順を図 -6.48 に示す。レベル 2 地震動を考慮する設計状況においては、基礎に塑性化を期待する設計を行うかどうかにより照査に用いる杭頭接合部における曲げモーメントが異なるので注意する必要がある。

図 -6.48 には、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における照査まで示しているが、液状化が生じない地盤上にある橋台のように、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における照査を行わずとも基礎の限界状態 2 を超えないとみなすことができる杭基礎については、仮想鉄筋コンクリート断面の照査に用いる曲げモーメントは、永続作用支配状況及び変動作用支配状況における杭体の杭頭部(杭頭から表 -6.29 に示した第 1 断面変化位置までの範囲)の設計に用いる曲げモーメントとする([杭基礎設計便覧] Ⅲ.5.3.3 (2) より)。

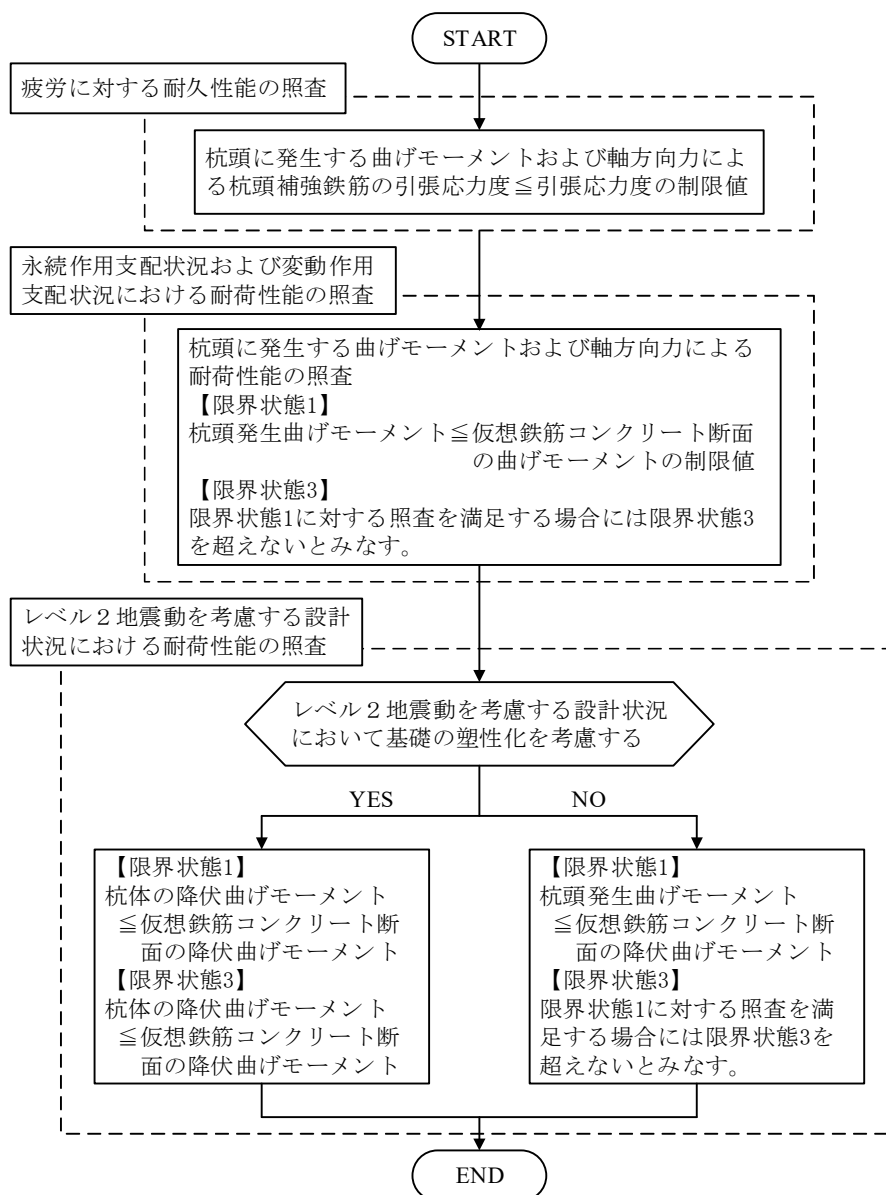
### 4) 杭頭接合部の構造細目

杭頭接合部の構造細目は [道示Ⅳ] 10.8.7 (3) 及び [杭基礎設計便覧] Ⅲ.5.3.3 (4) による。

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の場合においては、施工品質の確保が困難な鋼管に鉄筋を溶接する補強方法は用いないこととし、SD345 の中詰め補強鉄筋では設計が困難な場合には、SD390 や SD490 を用いる。

PHC 杭及び SC 杭の場合においては、SD345 の中詰め補強鉄筋だけで設計が困難な場合は、SD390 又は SD490 の使用や杭体内補強鉄筋の配置を検討する。杭体内補強鉄筋を配置する場合には、杭頭をカットオフして杭体内補強鉄筋をフーチング内に定着する。PHC 杭の杭頭をカットオフする場合、プレストレスの損失を考慮した設計を行う必要があるため、PHC 杭の特質を活かした設計ができない場合がある。このため、PHC 杭において SD345 の中詰め補強鉄筋だけで設計が困難な場合は、まず、SD390 又は SD490 の使用を検討し、次に杭体内補強鉄筋の配置を検討するのがよい。

中詰め補強鉄筋や杭体内補強鉄筋に SD390 又は SD490 を用いた場合には、[道示IV]10.8.7 解説より、フーチングコンクリート及び杭頭部の中詰めコンクリートの設計基準強度を 30 N/mm<sup>2</sup> とする。



[杭基礎設計便覧] 図-III.5.31 より

図 - 6.48 既製杭における仮想鉄筋コンクリート断面の照査手順

## 6.12.7 レベル2地震動を考慮する設計状況における設計

レベル2地震動を考慮する設計状況における杭基礎の設計においては、基礎を構成する部材と地盤を合わせて一つの照査単位をみなし、これに対して地盤の塑性化や杭体の塑性化を考慮して限界状態を定めて照査を行う。

[道示IV] 10.9の規定により定めた。

- 1) レベル2地震動を考慮する設計状況における杭基礎の照査の基本的な考え方は、[道示V] 6章の規定、及び橋脚基礎は[道示V] 10章、橋台基礎は[道示V] 11章の規定による。杭基礎における限界状態や断面力及び変位の計算法は、[道示IV] 10.9の規定による。
- 2) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における設計では、安定照査と部材照査に分け、安定照査については鉛直荷重に対する地盤抵抗と水平荷重に対する地盤抵抗を区分し、それぞれについて限界状態を定めていた。しかし、レベル2地震動を考慮する設計状況においてはこのような区分を行わず、基礎を構成する部材と地盤を合わせて一つの照査単位とみなした照査を行うこととされている。

ただし、せん断力による杭の破壊やフーチングの塑性化等については、上記の基礎全体系の応答値の算出において考慮しないため、下記に対する照査を別途行うこと。

- ① せん断力を受ける杭体に対する照査
  - ② フーチングに対する照査
  - ③ 杭とフーチングの接合部の照査
- 3) [道示IV] 10.9.2の条文では、「杭基礎の降伏変位は、杭体の塑性化又は杭頭反力が上限値に達することにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときの値とする。」と規定されているが、一般には次のいずれかの状態に最初に達するときを目安としてよいと解説に示されている。
    - ① 全ての杭において杭体が塑性化する。
    - ② 一列の杭頭反力が押し込み支持力の上限値に達する。
  - 4) 基礎に塑性化を期待する場合、基礎本体及び地盤に変形が生じることでエネルギー吸収を図ることになるものの、基礎の損傷は発見が難しく、その修復も大がかりなものとなる場合が一般的である。そのため、一般には基礎に塑性化が生じにくくなるように設計されることとなる。基礎を塑性化させることが合理的かどうかを検討するにあたっては、総合的な判断が必要となる（[道示V] 2.4.5解説より）。
  - 5) 橋脚基礎に塑性化を期待する設計を行うかどうかを判断する際、これまでの示方書では橋脚が設計水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合、又は免震支承によりエネルギー吸収を図る構造系以外の場合で、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に基礎が設置される場合が指標とされていた。[道示V] 2.4.5では橋脚が設計水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合の1つの目安として、式(6.4)を満たしている場合と考えてよいとされている。

$$P \geq 1.5k_{hc}W \dots\dots\dots (6.4) \quad [\text{道示V}] \text{式(解2.4.1)より}$$

ここに、

P：基礎が支持する橋脚の水平耐力（N）で、鉄筋コンクリートの場合は[道示V]式(8.3.3)により算出する地震時保有水平耐力、鋼製橋脚の場合は[道示V]式(9.4.15)により算出する水平耐力

$k_{hc}$ ：橋脚に許容される塑性化の程度に応じて、設計上必要とされる最低限の地震時保

有水平耐力に相当する水平震度で、「[道示V] 質問と回答, (公社) 日本道路協会: <http://www.road.or.jp/books/faq/index.html>] No. V-2-1 より、下式により算出する。

$$k_{hc} = \frac{1}{\sqrt{\{2(\delta_{lsd} / \delta_{yE}) - 1\}}} \cdot k_{IIh} \geq 0.4 c_{2z}$$

ここに、

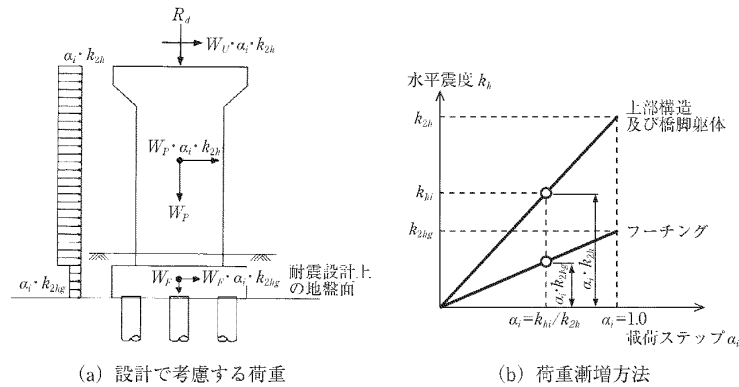
$\delta_{lsd}$  : 橋脚の各限界状態に対応する水平変位の制限値

$\delta_{yE}$  : 橋脚の限界状態 1 に相当する水平変位の特性値

$k_{IIh}$  : [道示V] 4.1.6 に規定されるレベル 2 地震動の設計水平震度

W : 等価重量 (N) で、[道示V] 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 [道示V] 8.3 に規定されるせん断破壊型と判定された場合には、[道示V] 8.4 (2) 3) に規定される  $c_p$  を 1.0 とする。

- 6) 橋脚基礎の塑性化を期待する設計で考慮する荷重は、[杭基礎設計便覧] 6.1.1 (2) より、上部構造及び橋脚躯体の慣性力は [道示V] 4.1.6 に規定されるレベル 2 地震動の設計水平震度  $k_{2h}$  ( $k_{Ih}$  又は  $k_{IIh}$ ) を、フーチングの慣性力は [道示V] 4.1.6 に規定されるレベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度  $k_{2hg}$  ( $k_{Ihg}$  又は  $k_{IIhg}$ ) を用いて算出する (図 - 6.49)。なお、橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位は、[道示V] 10.4 の規定に基づき算出する。



[杭基礎設計便覧] 図-III.6.2 より

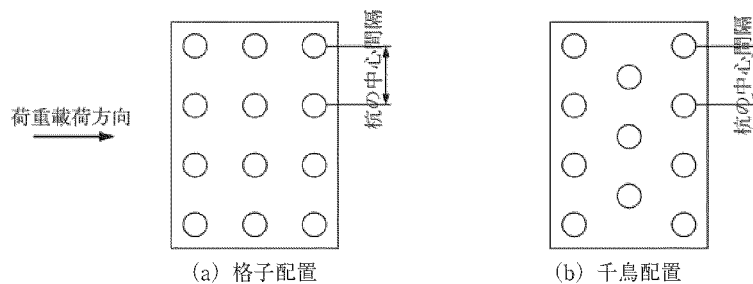
図 - 6.49 橋脚基礎の塑性化を期待する設計で考慮する荷重と荷重漸増方法

- 7) [道示V] 10.2 解説によれば、「塑性化を期待する部材として橋脚基礎を選定する場合には、塑性化が橋脚基礎にのみ生じるようにするために、[道示V] 図-解 10.2.1 (b) に示すように、基礎の降伏耐力が橋脚の終局水平耐力又は橋脚基部に生じる断面力を上回らないことも確認する必要がある。」とされている。すなわち、橋脚基礎の塑性化を期待する設計を行う場合、塑性化が橋脚基礎のみに生じるようにするために、橋脚基礎の降伏水平震度  $k_{hyF}$  が、[道示V] 式 (10.3.2) により算出される  $k_{hN}$  (橋脚の終局水平震度) 又は橋脚基部に生じる断面力を上回らないことを確認すること。
- 8) [道示V] 2.5 (13) に規定されるとおり、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させること。
- 9) 基礎の塑性化を期待する設計を行う場合の基礎の塑性率及び変位の制限値は、表 - 6.21 に示したとおりである。
- 10) PHC 杭の杭頭をカットオフする場合には、カットオフした位置から  $50\phi'$  ( $\phi'$  は PC 鋼材の径) の区間についてカットオフの影響を考慮した場合の設計と、カットオフの影響を考

慮しない場合の設計を行うこと（〔杭基礎設計便覧〕Ⅲ.6.4.1（4）より）。

PHC 杭の杭頭をカットオフする場合には、プレストレスの損失を考慮して、杭頭部は杭体の円環断面に配筋される杭体内補強鉄筋と PC 鋼材による鉄筋コンクリート断面として扱う。このため、杭頭をカットオフした PHC 杭の杭体内補強鉄筋に SD390 又は SD490 を使用する場合の塑性率の制限値としては、場所打ち杭の軸方向鉄筋に SD390 又は SD490 を用いた場合の制限値の目安に準じた扱いができると考えられる（〔杭基礎設計便覧〕Ⅲ.6.4.1（2）より）。

- 11) レベル 2 地震動を考慮する設計状況における杭の軸方向の抵抗特性について、杭の引抜き抵抗力の上限値  $P_{TU}$  は、〔道示Ⅳ〕式（10.9.4）により算出する。ただし、〔杭基礎設計便覧〕Ⅲ.6.5.2（1）3）より、既製杭（PHC 杭、SC 杭、鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭）の場合には、既製杭の杭体から決まる杭の引抜き抵抗力の特性値よりも、既製杭の杭頭接合部の補強鉄筋から決まる杭の引抜き抵抗力の特性値の方が小さい場合には、杭体から決まる引抜き抵抗力の特性値  $P_{PU}$  には後者を用いる。
- 12) レベル 2 地震動を考慮する設計状況における杭の水平方向の抵抗特性について、杭前面の水平地盤反力度の上限値  $p_{HU}$  は、〔道示Ⅳ〕式（10.9.7）～式（10.9.9）により算出する。ここで、〔道示Ⅳ〕式（10.9.9）において砂質土地盤の場合における杭の中心間隔は、〔杭基礎設計便覧〕Ⅲ.6.5.2（2）2）より、図 - 6.50 に示すように荷重載荷方向に対して最前列の杭の荷重載荷直角方向の杭の中心間隔とする。



〔杭基礎設計便覧〕図-Ⅲ.6.13 より

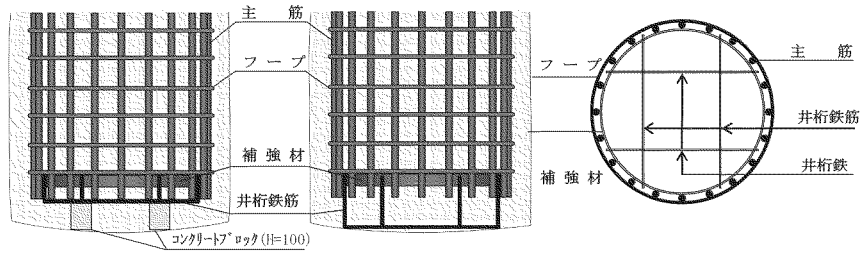
図 - 6.50 砂質土地盤の補正係数  $\eta_p \alpha_p$  における杭の中心間隔

### 6.12.8 構造細目

杭基礎に用いる杭は、杭種に応じて〔道示Ⅳ〕10.10 に規定される構造細目を満たすこと。

杭基礎に用いる杭の構造細目は、〔道示Ⅳ〕10.10 の規定の他〔杭基礎設計便覧〕Ⅲ.第 7 章も参考にすること。

〔道示Ⅳ〕10.10.5 に規定される場所打ち杭の鉄筋のかぶりは、鉄筋の外周面から設計径の外周及び杭先端のコンクリート表面までの距離である。従来は、場所打ち杭の杭先端はかぶりを確保していない事例が多かったが、平成 29 年道示の改定により、杭先端においてもかぶりを確保すると規定された。杭先端のかぶりの確保の例として、〔杭基礎施工便覧〕においては、図 - 6.51 が示されている。杭先端のかぶりは、図 - 6.51 に示すようにオールケーシング工法では、先端の井桁筋を下方に伸ばし、リバース工法、アースドリル工法では先端にコンクリートブロックやスペーサーを取り付けて確保する。



[杭基礎施工便覧] 図-Ⅱ.2.26 より

図 - 6.51 場所打ち杭の先端かぶり確保の例

## 6.13 斜面上の深礎基礎の設計

### 6.13.1 設計一般

- (1) 深礎基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1) 及び 2) を満足させる。
  - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる（変位の制限の照査）。
  - 2) 鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する（安定の耐荷性能の照査）。
- (2) 深礎基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、6.13.4 及び 6.13.5 に示す事項を満足させる（部材等の照査）。
- (3) 深礎基礎は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、6.13.6 に示す事項を満足させる。

[道示Ⅳ] 14.2 の規定により定めた。

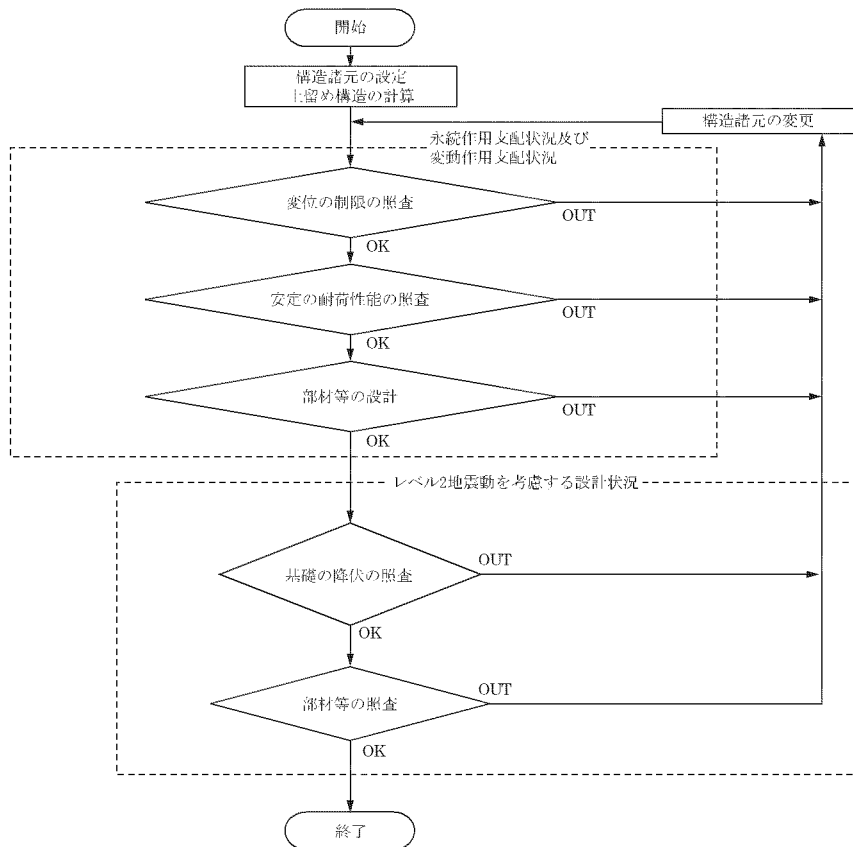
この節は、地表面の傾斜が 10 度以上の斜面上において深礎工法により施工され、一般に有効根入れ深さが基礎幅に比較して大きい深礎基礎を対象とする。

また、設計の考え方等については、[深礎基礎設計施工便覧] も併せて参考にすること。

橋脚の深礎基礎の設計計算フローを図 - 6.52 に示す。

深礎工法における土留構造には、自立性の低い又は湧水のある地盤などで適用されるライナープレート等の土留材を用いる場合と、自立性の高い地盤で適用されるモルタルライニングや吹付けコンクリートを用いる場合があるが、前者と後者では基礎周面のせん断地盤抵抗等の考え方が異なるため、設計の際には基礎周囲の地盤状況を考慮して適切に土留構造を選定することが求められる。

深礎基礎には、ケーソン基礎や地中連続壁基礎と同様に単体の柱状体構造とする柱状体深礎基礎と、複数の深礎杭をフーチングで剛結した組杭構造とする組杭深礎基礎とがあり、ここでは両者を対象としている。



[道示IV] 図-解 14.2.1 より

図 - 6.52 橋脚の深礎基礎の設計計算フロー

### 6.13.2 荷重分担

深礎基礎の荷重分担は、土留構造に応じて設定する。

深礎基礎の荷重分担は、[道示IV] 14.3 の規定による。

土留構造としてライナープレート等の土留材を用いる場合の荷重分担の考え方は、[道示IV] 14.3 (1) (2) による。自立性の高い地山で、モルタルライニングや吹付けコンクリートのように地山の緩みが抑えられ地山と基礎の一体化が図られる土留構造を採用する場合の荷重分担の考え方は、[道示IV] 14.3 (3) による。

### 6.13.3 形状寸法及び配列

- (1) 深礎基礎の形状寸法は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定、斜面の影響並びに各部に発生する応力のほか、施工条件も考慮して定める。
- (2) 組杭深礎基礎の配列は、深礎杭の寸法や本数、斜面の影響及び施工条件等を考慮し、永続作用に対して過度に特定の深礎杭に荷重が集中せず、できる限り均等に荷重を受けるように定める。

[道示IV] 14.4 の規定により定めた。

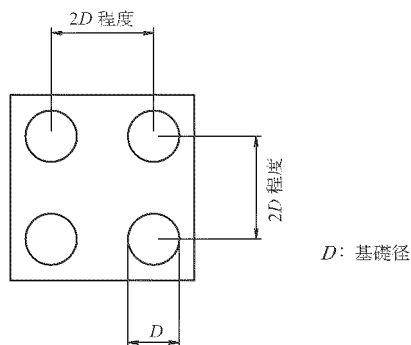
- (1) 柱状体深礎基礎の場合には、下部構造躯体の軸方向鉄筋が確実に定着できるような寸法であることや躯体の剛性に比して十分な大きさを有することが必要であり、これまでの実績も考慮して5m以上を目安とする。また、組杭深礎基礎の場合には、掘削や支持層状況の確認、基礎本体の構築を孔内で行うため、安全性や施工性を考慮する必要があり、実績として2m



以上が用いられている。

- (2) 斜面安定対策で想定する斜面崩壊等の範囲に係るような条件において組杭深礎基礎を適用する場合には、抵抗特性の優れた形状とする設計上の配慮として、橋軸方向・橋軸直角方向のどちらにも複数列となる組杭構造とするのがよい。

深礎杭の最小中心間隔は、基礎を隣接して施工する際の地山の緩みによる地盤抵抗の減少や深礎杭が建設される斜面の不安定化への影響などに配慮し、一般には杭径の 2 倍程度とするのがよい (図 - 6.53)。



[深礎基礎設計施工便覧] 図-III.1.4 より

図 - 6.53 組杭深礎基礎の深礎杭の最小中心間隔

#### 6.13.4 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定設計

- (1) 深礎基礎が、永続作用支配状況において 1) 及び 2) を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなすことができる。
- 1) 基礎底面の鉛直地盤反力度が基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値を超えない。
  - 2) 設計上の地盤面位置における深礎基礎の水平変位が深礎基礎の水平変位の制限値を超えない。
- (2) 深礎基礎が、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において 1) から 2) を満足する場合には、それぞれの抵抗の限界状態 1 を超えないとみなすことができる。
- 1) 基礎底面の鉛直地盤反力度が基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値を超えない。
  - 2) 設計上の地盤面位置における深礎基礎の水平変位が深礎基礎の水平変位の制限値を超えない。
- (3) 深礎基礎が、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において (2) を満足する場合には、それぞれの抵抗の限界状態 3 を超えないとみなすことができる。

[道示IV] 14.5 の規定により定めた。

永続作用支配状況及び変動作用支配状況における深礎基礎の主な安定照査項目を表 - 6.30 に示す。

組杭深礎基礎の場合は斜面上に設置されることから、水平地盤上の杭基礎とは異なり、橋軸方向や橋軸直角方向に対して段差フーチングを採用する場合や、支持層の傾斜によって基礎長が異なる場合が少なくないため、設計にあたっては杭毎の荷重分担を適切に評価すること。この荷重分担の算出方法については、[深礎基礎設計施工便覧] III.2-4-2 を参考にすること。

表 - 6.30 深礎基礎の主な安定照査項目

設計状況 作用	基礎の変位の制限 (永続作用支配状況)	耐荷性能 (永続作用・変動作用支配状況)																	
		限界状態 1	限界状態 3																
鉛直荷重	基礎底面の鉛直地盤反力度 $q_{\max}$ $\leq$ 鉛直地盤反力度の制限値  鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m <sup>2</sup> ) <table border="1"> <thead> <tr> <th>地盤の種類</th> <th>制限値</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>砂</td> <td>48D<sub>f</sub>+400 (<math>\leq 2,000</math>)</td> </tr> <tr> <td>砂れき</td> <td>48D<sub>f</sub>+700 (<math>\leq 2,500</math>)</td> </tr> <tr> <td>軟岩</td> <td>2,000</td> </tr> <tr> <td>硬岩</td> <td>2,500</td> </tr> </tbody> </table> ここに、D <sub>f</sub> : 有効根入れ深さ (m)  … [道示IV] 14.5.1(2), 11.5.1(2)	地盤の種類	制限値	砂	48D <sub>f</sub> +400 ( $\leq 2,000$ )	砂れき	48D <sub>f</sub> +700 ( $\leq 2,500$ )	軟岩	2,000	硬岩	2,500	【砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする場合】 基礎底面の鉛直地盤反力度 $q_{\max}$ $\leq q_{yd} = \xi_1 \Phi_Y q_Y$ $q_{yd}$ : 基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値 $\xi_1$ : 調査・解析係数で 0.90 $\Phi_Y$ : 抵抗係数で 0.90 $q_Y$ : 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力度の特性値で、極限鉛直支持力度の特性値 $q_{sd}$ の 0.65 倍 $q_{sd}$ : 斜面の影響を考慮した基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値で、[道示IV] 式 (14.5.1) により算出する。  … [道示IV] 14.5.2(2), 11.5.2(2)  【岩盤を支持層とする場合】 基礎底面の鉛直地盤反力度 $q_{\max}$ $\leq$ 鉛直地盤反力度の制限値  鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m <sup>2</sup> ) <table border="1"> <thead> <tr> <th>岩盤の種類</th> <th>制限値</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>軟岩</td> <td>3,000</td> </tr> <tr> <td>硬岩</td> <td>3,750</td> </tr> </tbody> </table> … IV編 14.5.2(3), 11.5.2(3)	岩盤の種類	制限値	軟岩	3,000	硬岩	3,750	限界状態 1 に対する照査を満足すれば、限界状態 3 を超えないとみなせる。  … [道示IV] 14.5.3
地盤の種類	制限値																		
砂	48D <sub>f</sub> +400 ( $\leq 2,000$ )																		
砂れき	48D <sub>f</sub> +700 ( $\leq 2,500$ )																		
軟岩	2,000																		
硬岩	2,500																		
岩盤の種類	制限値																		
軟岩	3,000																		
硬岩	3,750																		
水平荷重 (水平変位)	$d \leq d_d$ (橋脚基礎の場合) $d_d =$ 基礎の載荷方向幅の 1% ただし、15mm $\leq d_d \leq$ 50mm (橋台基礎の場合) $d_d = 15$ mm $d$ : 設計上の地盤面における深礎基礎の水平変位 $d_d$ : 深礎基礎の水平変位の制限値  … [道示IV] 14.5.1(3), 11.5.1(3)	$d \leq d_d$ (橋脚基礎の場合) $d_d = \xi_1 \Phi_Y d_y$ ただし、15mm $\leq d_d \leq$ 50mm (橋台基礎の場合) $d_d =$ 基礎幅の 1% ただし、15mm $\leq d_d \leq$ 50mm $d$ : 設計上の地盤面における水平変位 $d_d$ : 深礎基礎の水平変位の制限値 $\xi_1$ : 調査・解析係数で表 -6.31 による。 $\Phi_Y$ : 抵抗係数で 0.80 $d_y$ : 基礎の降伏水平変位の特性値で基礎の載荷方向幅の 5%  … [道示IV] 14.5.4, 11.5.4	限界状態 1 に対する照査を満足すれば、限界状態 3 を超えないとみなせる。  … [道示IV] 14.5.5																

表 - 6.31 橋脚基礎の深礎基礎の水平変位の制限値の算出に用いる調査・解析係数  $\xi_1$

地盤の変形係数の推定方法		$\xi_1$
基礎の水平載荷試験により求める場合		0.95
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合		0.90
標準貫入試験のみから求める場合	N 値が 5 以上の砂質土	0.85
	N 値が 5 以上の粘性土	0.80
	N 値が 5 未満	0.75

[道示IV] 表-11.5.5 (b) より

- (1) 表 -6.30 に示す基礎の変位を抑制するための照査においては、6.10.1 (2) に示したとおり、永続作用支配状況として 1.00 ( D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U) ) の作用の組合せ及び荷重係数等についても考慮する。
- (2) 橋脚基礎の場合の水平変位の制限値を算出するための調査・解析係数 $\xi_1$  は、地盤の変形係数の推定方法に応じて異なる値が定められているが、基礎幅が 2m 以上であれば、橋脚基礎の場合の永続作用支配状況及び変動作用支配状況における水平変位の限界状態 1 に対応する制限値は、変形係数の推定方法によらず上限値の 50mm となる。

### 6.13.5 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における部材及び接合部の設計

- |   |
|---|
| <ol style="list-style-type: none"> <li>(1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における深礎基礎の部材の設計は、部材に生じる軸力、曲げモーメント及びせん断力に対して部材等の強度に関する耐荷性能の照査を行う。また、部材等の強度に関する耐荷性能の照査の前提及び耐久性能の照査も行う。</li> <li>(2) 組杭深礎基礎における深礎杭とフーチングの接合部は、一方の部材が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにすること。</li> <li>(3) 柱状体深礎基礎と橋脚柱又は橋台たて壁の接合部は、橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に基礎本体に伝達できる構造とすること。</li> </ol> |
|---|
- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における深礎基礎の部材の主な照査項目については、6.2 及び 6.3 を参照のこと。  
組杭深礎基礎のフーチングは、水平地盤上の杭基礎とは異なり、段差フーチングのような複雑な形状をとることが少なくなく、また、深礎杭の剛性との相対的な関係において、剛体としての仮定が成り立たない場合も考えられることから、フーチングの設計は深礎杭とフーチングからなるラーメン構造（ラーメンモデル）のはり部材として設計する。ただし、ラーメンモデルにより求めたフーチングの断面力は、杭頭曲げモーメントや杭頭せん断力の作用により、水平地盤上の杭基礎のように鉛直力のみを考慮して求めた断面力に対して、部位によっては小さい値となり、水平地盤上の杭基礎のフーチングと同等の性能にならない可能性が考えられる。このため、[深礎基礎設計施工便覧] III.2-5-1 (2) では、水平地盤上の杭基礎のフーチングの設計法に準じて、橋脚柱又は橋台壁に支持された片持ばりとして得られた断面力に対しても安全性を満たすように設計するのがよいとされている。
  - (2) 組杭深礎基礎における深礎杭とフーチングの接合部の設計は、[道示Ⅳ] 14.7.2 (2) の規定により行う。
  - (3) 柱状体深礎基礎における橋脚柱又は橋台たて壁の接合部の設計は、[道示Ⅳ] 14.7.3 (2) の規定により行う。

### 6.13.6 レベル 2 地震動を考慮する設計状況における設計

<p>レベル 2 地震動を考慮する設計状況における深礎基礎の設計においては、基礎を構成する部材と地盤を合わせて一つの照査単位をみなし、これに対して地盤の塑性化や杭体の塑性化を考慮して限界状態を定めて照査を行う。</p>
---

[道示Ⅳ] 10.9 の規定により定めた。

- 1) レベル 2 地震動を考慮する設計状況における深礎基礎の照査の基本的な考え方は、[道示Ⅴ] 6 章の規定、及び橋脚基礎は [道示Ⅴ] 10 章、橋台基礎は [道示Ⅴ] 11 章の規定による。

深礎基礎における限界状態や断面力及び変位の計算法は、[道示Ⅳ] 14.8の規定による。

- 2) 杭基礎と同様、レベル2地震動を考慮する設計状況においては、基礎本体と地盤を合わせて一つの照査単位とみなし、これに対して地盤の塑性化や基礎本体の塑性化を考慮して限界状態を定めて照査を行うこととされている。

杭基礎と同様、せん断力による基礎本体の破壊については、上記の基礎全体系の応答値の算出において考慮しないため、せん断破壊が生じないか別途照査する。また、組杭深礎基礎の場合のフーチングについても、別途照査する。

- 3) 深礎基礎の場合には、岩盤における塑性化後のせん断強度の低下や地震時の斜面の不安定化など、塑性化後の挙動について不確実な点が多いことから、[道示Ⅳ] 14.8 では基礎の降伏までの状態に留めるよう限界状態1に対する照査のみが定められている。

- 4) 深礎基礎の降伏変位について、[道示Ⅳ] 14.8.2 では「深礎基礎の降伏変位は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときの値とする。」と規定されている。深礎基礎においては、深礎基礎の変位が急増する要因として、基礎本体の塑性化、前面地盤の塑性化及び基礎底面の浮上りが考えられ、これらは周辺地盤の抵抗特性等に応じて基礎の降伏が著しく変わることから、杭基礎のような基礎の降伏の目安が示されていない。このため、設計荷重よりも大きな荷重を基礎に作用させて、基礎の全体挙動における荷重－変位関係を計算し、 $\log P - \log S$  法等の降伏判定手法を用いて基礎の降伏を決定し、降伏変位を定めること。ただし、[深礎基礎設計施工便覧] Ⅲ.3-2 より、基礎本体に著しい損傷が生じることを回避するため、水平変位が急増し始めるより前に次の状態に達した場合には、その状態に達したときを基礎の降伏と判定するのがよい。

- ・組杭深礎基礎の場合には、全ての杭体が降伏曲げモーメントに達する状態。
- ・柱状体深礎基礎の場合には、基礎本体が降伏曲げモーメントに達する状態。

### 6.13.7 構造細目

深礎基礎の部材は、[道示Ⅳ] 14.9に規定される構造細目を満たすこと。

深礎基礎の構造細目は、[道示Ⅳ] 14.9の規定の他 [深礎基礎設計施工便覧] Ⅲ.4.も参考にすること。

### 6.13.8 土留構造の設計

- (1) 深礎基礎の土留構造は、安全かつ確実に施工が行えるように地盤の状態に応じて適切に選定する。
- (2) 深礎基礎の土留構造の設計にあたっては、施工時の荷重を適切に考慮するとともに、完成後には深礎基礎の支持機構が確実に発揮できるようにすること。

深礎基礎の土留構造の設計は、[道示Ⅳ] 14.10の規定による。また、この他 [深礎基礎設計施工便覧] Ⅲ.5.も参考にすること。