

第6章 下部構造

6.1 総則

下部構造とは、橋梁において上部構造の下方にあり、上部構造の重量や車両等の荷重を支え、また、下部構造の自重も含めて上部構造に作用する全ての荷重を地盤に伝える構造物をいう。

下部構造は、躯体と基礎に大別される。躯体には橋台と橋脚があり、橋台は橋梁の端部で盛土等との境界に位置し、上部構造からの反力のほかに、背後からの土圧を背負っている構造物である。

また、橋脚は河川内等、橋梁の中間部に位置し、通常は上部構造からの反力が作用するだけであり、背面からの土圧を背負っていない構造物である。

基礎構造は上部構造及び橋台・橋脚といった下部構造の全ての荷重を地盤に伝達する構造物であり、支持地盤の状況により直接基礎や杭基礎等に使い分けされている。

6.2 設計に関する基本的事項

6.2.1 設計計算についての基本的な考え方

下部構造の設計計算にあたっては、構造物の強度、変形及び安定度が安全となるように設計しなければならない。設計にあたっては、構造物の機能状態及び構造安全性を確保するため、設計供用期間に想定される作用の組合せを用いて、構造物に求める機能状態に対して限界状態1及び2、構造安全性に対して限界状態3を超えないことを耐荷性能に応じた照査を行う。

また、耐荷性能の前提となる耐久性能を確保するため、経年的な劣化による影響に対して内部鋼材の防食やコンクリートの疲労に対する照査を行う。

下部構造の耐荷性能の照査における各限界状態は、下記のように区分する。

限界状態1：下部構造の挙動が可逆性を有し、荷重を支持する能力を低下させる変位及び振動に至らない限界の状態

限界状態2：下部構造に損傷等が生じているものの、耐荷力が想定する範囲で確保できる限界の状態

限界状態3：下部構造に損傷等が生じているものの、それが原因で落橋等の致命的な状態に至ることがない限界の状態

また、下部構造の耐荷性能が設計供用期間末まで確保されることを所要の信頼性で実現するため、経年的な劣化による影響に対して必要な耐久性能を確保する。

設計手順を図6.2.1に示す。

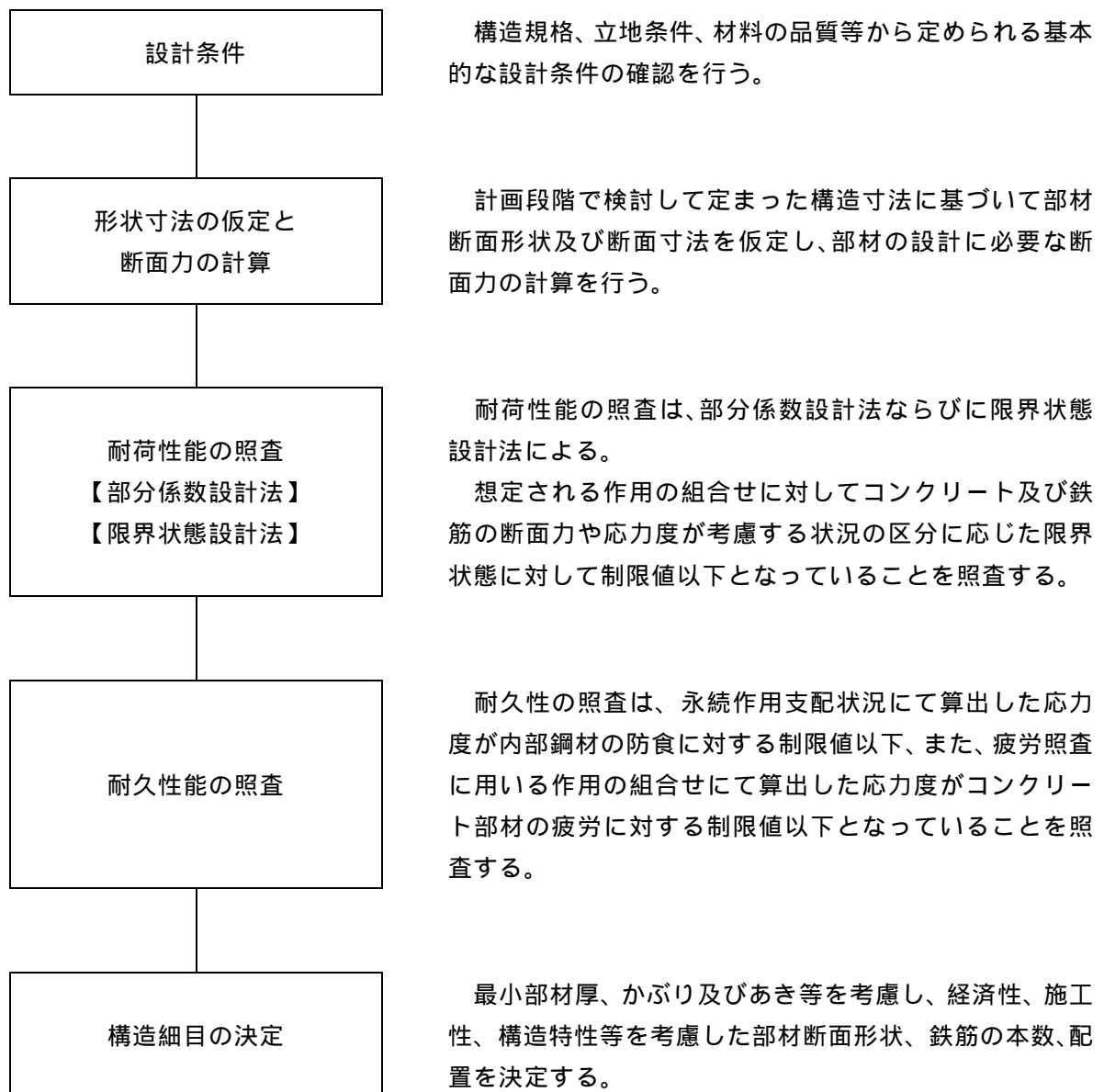


図 6.2.1 設計手順

6.2.2 部材の照査

- (1) 下部構造に対して設計供用期間中に想定される作用の組合せに対して、部材等の耐荷性能に応じて定める部材等の限界状態 1 及び限界状態 3、又は限界状態 2 限界状態 3 を各々に必要な信頼性をもって超えないことを照査しなければならない。

(2) 耐荷性能の確保にあたり、その前提となる経年的な劣化による影響に対する必要な耐久性能が確保されていることを照査しなければならない。
- (1) 設計供用期間に想定される作用の組合せにより部材断面に生じる断面力や応力度を 2 つの限界状態で代表させた制限値以下とすることにより、部材等の力学挙動を適切に制御した設計とすることができる。
- 鉄筋コンクリート構造の下部構造における耐荷性能の照査は、部材等の耐荷性能を満足していることを確認することにより、代表させる。

永続作用支配状況及び変動作用支配状況においては、それぞれの設計状況に対して、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査することが原則となる。また、偶発作用支配状況においては、橋の耐荷性能に応じて、部材等が限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないこと、または限界状態 3 を超えないことを照査することが原則となる。

耐力的な観点からは、部材や接合部の応答が可逆性を有するように制御され、かつ最大耐力に対しても適切な安全余裕をもって限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査するか、部材や接合部等の応答が供用性に支障なく復元力特性を有する程度に制御され、かつ最大耐力に対して適切な余裕をもって限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないことを照査することが必要である。

設計供用期間に想定される作用の組合せにより部材等に生じる曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントといった断面力が、各限界状態に応じた制限値以下であることを照査することとしている。



図 6.2.2 下部構造の部材の耐荷性能の照査についての概念図

図 6.2.2 を算式で示すと下記のように示される。

$$\begin{array}{l} \text{限界状態 1 又は限界状態 2} \quad S_i (p_i \cdot q_i \cdot P_i) \quad 1 \cdot R_s \cdot R_s \\ \text{限界状態 3} \quad S_i (p_i \cdot q_i \cdot P_i) \quad 1 \cdot 2 \cdot R_U \cdot R_U \end{array}$$

ここに、 P_i ：作用の特性値

S_i ：作用の特性値に対して算出される部材等の応答値

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

R_U ：部材等の限界状態 3 に対する部材等の抵抗に係る特性値

p_i ：荷重組合せ係数 q_i ：荷重係数

1 ：調査・解析係数 2 ：部材・構造係数

R_s ：部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数

R_U ：部材等の限界状態 3 に対する部材等の抵抗に係る抵抗係数

(2) 耐荷性能の前提となる耐久性能の確保は経済性、地域防災計画及び関連する道路網計画等との整合性を考慮した構造設計上の配慮を行うとともに、鉄筋コンクリート構造による下部構造ではコンクリート内部に配置される鋼材の防食及びコンクリート部材の疲労に対する耐久性が設計供用期間中に確保されていることを確認する。

コンクリート内部に配置される鋼材の防食は所定のかぶりを確保するとともに、永続作用の影響が支配的な状況における部材等に配置された鉄筋の引張応力度がその制限値を超えていないことを確認する。また、コンクリート部材の疲労は、定められた作用の組合せ及び荷重係数等により算出されるコンクリート及び鉄筋の応力度がその制限値を超えていないことを確認する。

(防食：荷重組合せ係数 p_i ・荷重係数 q_i)

(疲労：荷重組合せ係数・荷重係数：1.00)

作用の特性値 P \longrightarrow 応力度 制限値 \longleftarrow 材料の特性値 R

図 6.2.3 下部構造の部材の耐久性能の照査についての概念図

図 6.2.3 を算式で示すと下記のように示される。

内部鋼材の防食に対する耐久性能 $S_i (p_i \cdot q_i \cdot P_i) \leq R_s$

コンクリート部材の疲労に対する耐久性能 $S_i \cdot P_i \leq R_{c, s}$

ここに、 P_i ：作用の特性値

S_i ：作用の特性値に対して算出される部材等の応答値

p_i ：荷重組合せ係数 q_i ：荷重係数

s ：鋼材の引張応力度の制限値

(本手引き 表 5.4.3、表 5.4.4)

c ：コンクリートの圧縮応力度の制限値

(本手引き 表 5.4.2)

6.2.3 部材設計の基本

鉄筋コンクリート構造による下部構造及び基礎構造における耐荷性能に関する部材設計の基本は、「道示 3章、5章」及び「道示 5章」によるものとする。

また、耐荷性能の前提となる耐久性能に関する部材設計の基本は、「道示 6章」及び「道示 6章、7章」によるものとする。

鉄筋コンクリート構造による下部構造及び基礎構造の設計では、「道示 5章」に規定される構造細目及び「道示 3章」に規定される各限界状態を超えないと見なせる条件を用いて、「道示 3.5」の規定に従って耐荷性能を照査する。

なお、鉄筋コンクリート部材特有の事項のうち、構造細目については「道示 5.2」の規定、限界状態については「道示 5.5、5.7」の規定に従って設計する。

また、耐荷性能の前提となる耐久性能についても、下部構造特有の事項が示されている「道示 6章」及び鉄筋コンクリート部材特有の事項が示されている「道示 6章、7章」に従って照査する。

下部構造及び基礎構造における鉄筋コンクリート部材の耐荷性能に関する最小限度の主な照査項目を表 6.2.1 に示す。

ある一定以上のせん断補強鉄筋を配筋した鉄筋コンクリート部材の場合、コンクリートの斜め圧縮破壊を生じることが予想される。したがって、耐荷性能の照査にあたっては、下部構造を構成する部材は断面に対してせん断補強鉄筋が少ないという特徴を考慮し、前提条件の検討として永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、部材断面に生じるせん断応力度を「道示 式 5.2.1」により算出し、その値が表 6.2.2 に示す制限値を超えないことを照査する。

$$\sigma_m = S_h / b \cdot d \quad (\text{「道示 式 5.2.1」より})$$

ここに、 σ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (N)

b : 部材断面幅 (mm)

d : 部材断面の有効高 (mm)

表 6.2.1 下部構造を構成する鉄筋コンクリート部材の耐荷性能照査に関する主な照査

照 査 項 目		制 限 値	参 照
前提条件の検討	永続作用支配状況・変動作用支配状況： 道示 I 3.3に規定される①～⑩の作用の組合せ	せん断応力度の制限値	道示IV 5.2.7 表-5.2.4
耐荷性能	永続作用支配状況・変動作用支配状況・大規模地震時を考慮した偶発作用支配状況： 道示 I 3.3に規定される①～⑩の作用の組合せ	曲げモーメント等に対する限界状態1： 部材降伏時の曲げモーメント	道示III 5.5.1
		曲げモーメント等に対する限界状態3： 部材破壊時の曲げモーメント	道示III 5.7.1
		せん断力に対する限界状態3： 斜引張破壊時のせん断力、ウェブコンクリート圧壊時のせん断力	道示III 5.7.2の規定を基本とし、係数C _{pt} 及びC _{ds} 、C _{dc} 及び有効高さの変化の扱いについては、道示IV 5.2.7で規定

表 6.2.2 耐荷性能照査の前提条件の検討におけるせん断応力度の制限値

コンクリートの設計基準強度(N/mm ²)	21	24	27	30
永続作用支配状況 (N/mm ²)	1.6	1.7	1.8	1.9
変動作用支配状況 (N/mm ²)	2.4	2.6	2.7	2.9

鉄筋コンクリート構造の下部構造における耐荷性能に関する主な照査項目は、表 6.2.3 に示すとおりである。

表 6.2.3 鉄筋コンクリート部材の耐荷性能に関する照査項目

考慮する状況	永続作用支配状況 変動作用支配状況		偶発作用支配状況 (大規模地震時)		永続作用支配状況 変動作用支配状況		参 照
	耐荷性能 1 限界状態 1	耐荷性能 2 限界状態 2	耐荷性能 1 限界状態 3	耐荷性能 2 限界状態 3	耐荷性能 1・耐荷性能 2 限界状態 3	耐荷性能 1・耐荷性能 2 限界状態 3	
橋の耐荷性能 橋の限界状態	$M_d \leq M_{vd}$ M_{vd} : 道示 III 式 (5.5.1)	-----	-----	-----	$M_d \leq M_{ud}$ M_{ud} : 道示 III 式 (5.8.1)	道示 III 5.5.1、5.7.1、5.8.1	
曲げモーメント 又は軸方向力	$\delta \leq \delta_{vEd}$ δ_{vEd} : 道示 V 式 (8.4.1)	$\delta \leq \delta_{1s2d}$ δ_{1s2d} : 道示 V 式 (8.4.2)	$\delta \leq \delta_{1s3d}$ δ_{1s3d} : 道示 V 式 (8.4.6)	-----	-----	ただし、鉄筋コンクリート橋脚の場合のみ 道示 V 6.2、8.4	
水平変位	-----	$\delta_R \leq h/100$ δ_R : 道示 V 式 (8.4.3)	-----	-----	-----	ただし、鉄筋コンクリート橋脚の場合のみ 道示 V 6.2、8.4	
残留変位	-----	-----	-----	-----	-----	ただし偶発作用支配状況 (大規模地震時) に対する照査は、鉄筋コンクリート橋脚の場合のみ 道示 III 5.7.2、5.8.2 道示 V 6.2、6.2.4、8.4、8.6	
せん断力	限界状態 3と同じ※	$S_d \leq S_{usd}$ S_{usd} : 道示 III 式 (5.8.2)	$S_d \leq S_{usd}$ S_{usd} : 道示 III 式 (5.8.2)	-----	$S_d \leq S_{usd}, S_{ucd}$ S_{usd} : 道示 III 式 (5.8.2) S_{ucd} : 道示 III 式 (5.8.7)	道示 III 5.7.3	
ねじりモーメント	限界状態 3と同じ※	-----	-----	-----	$M_{td} \leq M_{tusd}, M_{tucd}$ M_{tusd} : 道示 III 式 (5.7.3) M_{tucd} : 道示 III 式 (5.7.5)	道示 III 5.7.3	
支圧応力	限界状態 3と同じ※	-----	-----	-----	$\sigma_{bd} \leq \sigma_{b,ud}$ $\sigma_{b,ud}$: 道示 III 式 (5.7.7)	道示 III 5.7.5	

※ ここに、

- Md : 部材に生じる曲げモーメント
- δ : 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位
- δ_R : 鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位
- h : 鉄筋コンクリート橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ
- Sd : 部材に生じるせん断力
- Mtd : 部材に生じるねじりモーメント
- σ_{bd} : コンクリートに生じる支圧応力
- Myd : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値
- Mud : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値
- Susd, Mtusd : 斜引張破壊に対するせん断力、ねじりモーメントの制限値
- Sucd, Mtucd : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力、ねじりモーメントの制限値
- σ_{bad} : コンクリートの支圧破壊に対する支圧応力の制限値

※ 限界状態3を超えないとみなせる条件を満足することで、限界状態1を超えないとみなせる条件も満足するとしてよい。

また、耐荷性能の前提となる耐久性能の照査として、コンクリート内部鋼材の防食及びコンクリート部材の疲労について永続作用支配状況として「道示 3.3」に規定される作用の組合せ及び「道示 6.3.2」に規定される作用の組合せにて部材断面に生じる応力度を算定し、その値が表 6.2.4 に示す制限値を超えていないことを確認する。

なお、水中又は土中に設置される鉄筋コンクリート部材における内部鋼材の防食にあたっては、「道示 5.2.2」に規定されるかぶりを確保する。

表 6.2.4 下部構造を構成する鉄筋コンクリート部材の耐久性能に関する主な照査

照査項目	照査式	制限値	参照	
耐久性能	かぶりによる内部鋼材の防食	永続作用支配状況： 道示 I 3.3 ①の作用の組合せ ^{※1}	鉄筋の引張応力度の制限値 ^{※3} $\sigma_s = 100 \text{ N/mm}^2$	気中：道示 III 6.2.2 水中：道示 IV 表-5.2.1
	コンクリート部材の疲労	道示 III 式 (6.3.1) に規定される作用の組合せ ^{※2}	鉄筋の引張応力度の制限値 ^{※4} $\sigma_s = 180 \text{ N/mm}^2$ (気中) $\sigma_s = 160 \text{ N/mm}^2$ (水中)	気中：道示 III 6.3 水中：道示 IV 6.3
			コンクリートの曲げ圧縮応力度、軸圧縮応力度の制限値 ^{※5} 曲げ圧縮： $\sigma_c = 8.0 \text{ N/mm}^2$ 軸圧縮： $\sigma_c = 6.5 \text{ N/mm}^2$	道示 III 表-6.3.2

※1：1.05D+1.05PS+1.05CR+1.05SH+1.05E+1.05HP+1.05U+1.00TF+1.00SD+1.00WP

※2：1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U)

※3：気中に設置される部材を対象とし、材質はSD345、SD390、SD490とする。

※4：材質はSD345、SD390、SD490とする。

※5：表中の制限値はコンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ の場合を示す

6.2.4 曲げモーメント及び軸方向力が作用する部材の照査*

- (1) 曲げモーメント及び軸方向力が作用する部材の耐荷性能の照査は、設計供用期間中に想定される作用の組合せにより部材断面に生じる曲げモーメントが制限値以下であることを照査する。
- (2) 曲げモーメント及び軸方向力が作用する部材の耐久性能の照査は、内部鋼材の防食及びコンクリート部材の疲労に対して、所定の作用状況に基づき算定される鉄筋の引張応力度が所定の制限値以下であることを照査する。
- (3) 曲げモーメント及び軸方向力が作用する部材の耐荷性能の照査にあたり、設計供用期間中に想定される作用の組合せのうち、偶発作用支配状況として大規模地震時の影響を考慮することが必要な橋脚については、部材断面に生じる水平変位等が制限値以下であることを照査する。

- (1) 耐荷性能の照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況における限界状態 1 及び 3 に対して下部構造の部材断面に生じる曲げモーメントが制限値に達していないことを照査する。

曲げモーメント及び軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材に対する、限界状態 1 における制限値 M_{yd} の算出にあたり、降伏曲げモーメントの特性値 M_{yc} に乗じる調査・解析係数 γ_1 及び抵抗係数 γ_2 の値を表 6.2.5 に示す。

表 6.2.5 調査・解析係数、抵抗係数

	1	y
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で を考慮する場合	1.00	

(出典) 道示 , 表-5.5.1 p.124 , H29.11 .

曲げモーメント及び軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材に対する限界状態 3 に対する制限値 M_{ud} の算出にあたり、破壊抵抗曲げモーメントの特性値 M_{uc} に乗じる調査・解析係数 γ_1 、部材・構造係数 γ_2 及び抵抗係数 γ_u の値を表 6.2.6 に示す。

表 6.2.6 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	1	2	u
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.90	0.80
ii) 3.5(2)3)で を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3)で を考慮する場合	1.00		

(出典) 道示 表-5.8.1 p.150 , H29.11 .

- (2) 耐久性能の照査は気中にある鉄筋コンクリート部材の内部鋼材の防食に対して、永続作用支配状況における部材断面に配置される鉄筋の引張応力度が制限値に達していないことを照査する。

水中又は土中にある鉄筋コンクリート部材の内部鋼材の防食に対しては、下記による。

- ・橋脚、橋台及びフーチング等：「道示 5.2.2」に規定されるかぶりの確保
- ・PHC 杭、場所打ち杭：「道示 10.10.2、10.10.5」に規定される構造細目
- ・ケーソン基礎の側壁：「道示 11.10」に規定される構造細目
- ・地中連続壁基礎：「道示 13.10」に規定される構造細目
- ・深礎基礎：「道示 14.9」に規定される構造細目

また、コンクリート部材の疲労に対しては、下式に示す作用の組合せ及び荷重係数等に基づき算出したコンクリート及び鉄筋の応力度が制限値に達していないことを照査する。

$$1.00 (D + L + PS + CR + SH + E + HP + U) \dots\dots\dots \text{式} (6.2.1)$$

なお、上式における活荷重 L は衝撃の影響を含む必要があり、荷重係数 γ_q を 1.0 とした活荷重に対して衝撃の影響を見込む必要がある。

- (3) 偶発作用支配状況として大規模地震時の影響を考慮することが必要な橋脚は、「道示 8 章及び 9 章」に基づき、橋脚に生じる水平変位が制限値に達していないことを照査する。

橋の耐荷性能 1 とする橋梁の下部構造のうち橋脚において、偶発作用支配状況として大規模地震時の影響を考慮する場合には、橋脚に生じる水平変位が制限値に達していないことを照査する。

また、橋の耐荷性能 2 とする橋梁の下部構造のうち橋脚において、偶発作用支配状況として大規模地震時の影響を考慮する場合には、橋脚に生じる水平変位及び残留変位が制限値に達していないことを照査する。

なお、鉄筋コンクリート橋脚の場合、限界状態 1 においても橋脚に生じる水平変位が制限値に達していないことを照査する。

鉄筋コンクリート構造の下部構造設計の一例として、橋脚における設計の流れを図 6.2.4 に示す。

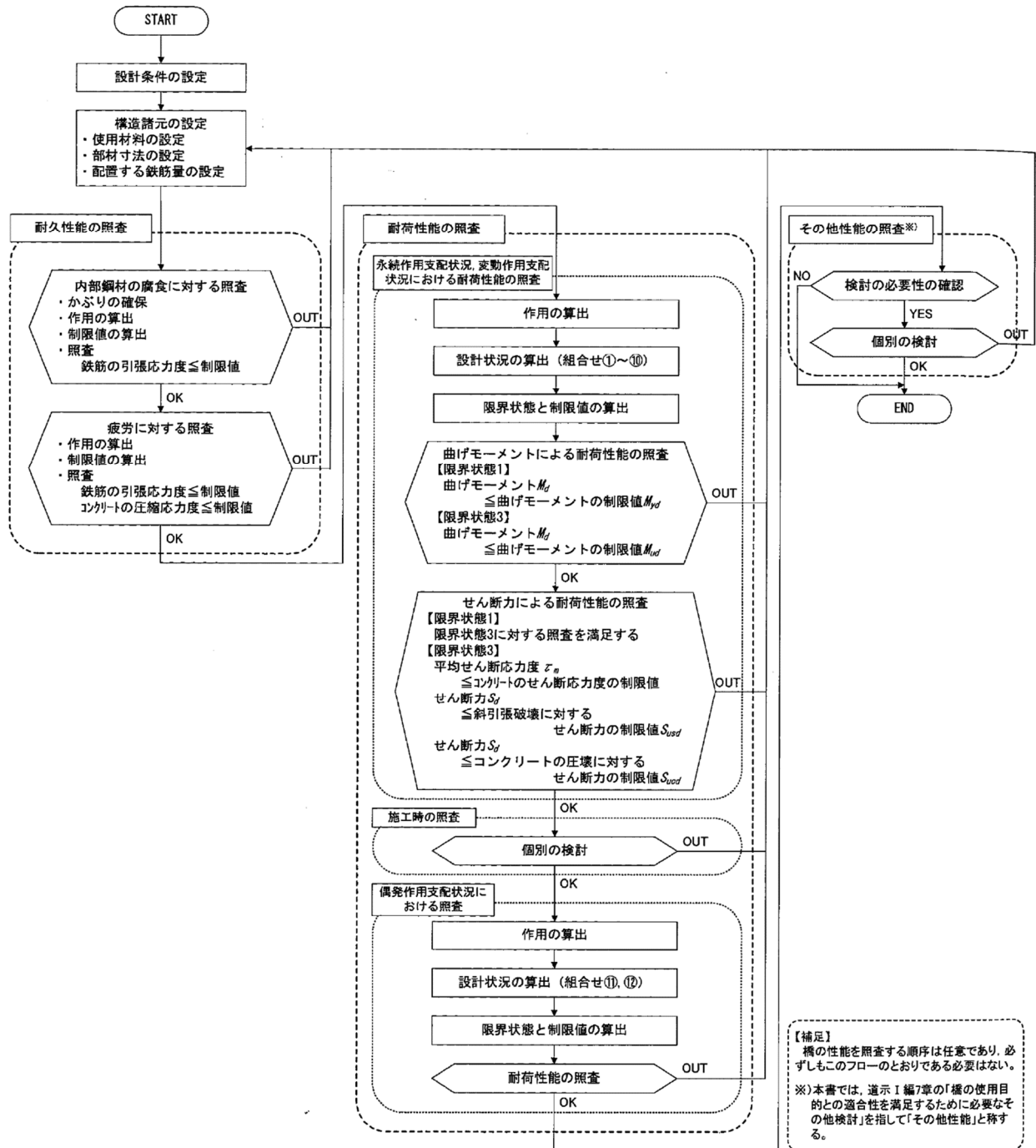


図 6.2.4 T形橋脚の各部の設計の流れ

(出典)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 H29.6.

6.2.5 せん断力が作用する部材の照査*

- (1) せん断力が作用する部材の耐荷性能の照査は、設計供用期間中に想定される作用の組合せにより部材断面に生じるせん断力が制限値以下であることを照査する。
- (2) 部材断面に生じるせん断力は、斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値以下であることを照査する。

耐荷性能の照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況における限界状態 1 及び 3 に対して鉄筋コンクリート部材の部材断面に生じるせん断力が制限値に達していないことを照査する。

なお、鉄筋コンクリート部材では、せん断力が作用する部材は限界状態 3 を超えないと見なせる条件を満足することで、限界状態 1 を超えないと見なせる条件も満足するものとする。

せん断力に対する制限値は、斜引張鋼材が配置された部材では斜めひび割れ発生後にトラス的な耐荷機構へ移行することより、斜引張鋼材の降伏による斜引張破壊及びウェブコンクリートの圧壊が生じないことが確認できる値とする。

せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材に対する限界状態 3 における制限値の算出にあたり、斜引張破壊に関するせん断力の特性値 S_c 、 S_s 、 S_p に乗じる調査・解析係数 α_1 、部材・構造係数 α_2 及び抵抗係数 u_c 、 u_s 、 u_p の値を下表に示す。

表 6.2.7 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	1	2	u_c, u_s
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85	0.65
ii) 3.5(2)3) で を考慮する場合			0.95
iii) 3.5(2)3) で を考慮する場合	1.00		

(出典) 道示 , p.159 , H29.11 .

表 6.2.8 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	1	α_2^{ucw} と u_p の積
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3) で を考慮する場合		0.95
iii) 3.5(2)3) で を考慮する場合	1.00	

(出典) 道示 , p.159 , H29.11 .

せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材に対する限界状態 3 における制限値の算出にあたり、ウェブコンクリートの圧壊に関するせん断力の特性値 S_{ucw} 、 S_p に乗じる調査・解析係数 α_1 、部材・構造係数 α_2 及び抵抗係数 u_{cw} 、 u_p の値を下表に示す。

表 6.2.9 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	1	α_2^{ucw} と u_{cw} の積
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3) で を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で を考慮する場合	1.00	

(出典) 道示 p.162 , H29.11 .

6.2.6 ねじりモーメントが作用する部材の照査*

- (1) ねじりモーメントが作用する部材の耐荷性能の照査は、設計供用期間中に想定される作用の組合せにより部材断面に生じるねじりモーメントが制限値以下であることを照査する。
- (2) 部材断面に生じるねじりモーメントは、斜引張破壊に対するねじりモーメントの制限値及びウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対するねじりモーメントの制限値以下であることを照査する。

耐荷性能の照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況における限界状態 1 及び 3 に対して鉄筋コンクリート部材の部材断面に生じるねじりモーメントが制限値に達していないことを照査する。

なお、鉄筋コンクリート部材において、ねじりモーメントが作用する部材は限界状態 3 を超えないと見なせる条件を満足することで、限界状態 1 を超えないと見なせる条件も満足するものとする。

ねじりモーメントに対する制限値は、斜引張鋼材が配置された部材ではせん断力が作用する部材と同様に、斜引張鋼材の降伏による斜引張破壊及びウェブ又はフランジコンクリートの圧壊が生じないことが確認できる値とする。

ねじりモーメントが作用する鉄筋コンクリート部材に対する限界状態 3 に対する制限値の算出にあたり、斜引張破壊に関するねじり耐力の特性値 M_{tus} に乗じる調査・解析係数 γ_1 、部材・構造係数 γ_2 及び抵抗係数 ϕ_{tus} の値を表 6.2.10 に示す。

表 6.2.10 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	1	γ_2 と ϕ_{tus} の積
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3) で を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で を考慮する場合	1.00	

(出典) 道示 p.142, H29.11.

ねじりモーメントが作用する鉄筋コンクリート部材に対する限界状態 3 に対する制限値の算出にあたり、ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に関するねじり耐力の特性値 M_{tuv} に乗じる調査・解析係数 γ_1 、部材・構造係数 γ_2 及び抵抗係数 ϕ_{tuv} の値を表 6.2.11 に示す。

表 6.2.11 調査・解析係数、部材・構造係数及び抵抗係数

	1	γ_2 と ϕ_{tuv} の積
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3) で を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で を考慮する場合	1.00	

(出典) 道示 p.143, H29.11.

6.2.7 使用材料（コンクリート）

(1) 下部構造及び基礎構造に用いるコンクリートの設計基準強度、その使用区分は原則として下記のとおりとし、コンクリートの圧縮強度の特性値をもって設計基準強度とする。

表6.2.12 コンクリートの設計基準強度と使用区分

設計基準強度	使用区分
$c_k = 18 \text{ N/mm}^2$	重力式橋台、半重力式橋台、均しコンクリート
$c_k = 24 \text{ N/mm}^2$	橋台、橋脚、場所打ち杭、深礎基礎
$c_k = 30 \text{ N/mm}^2$	軸方向鉄筋や杭頭補強鉄筋に SD390 及び SD490 の鉄筋を使用した場合に選定するコンクリート強度
$c_k = 85 \text{ N/mm}^2$	PHC 杭、SC 杭

: 水中で施工される場所打ち杭は、表6.2.13も参照のこと

(出典)東北地方整備局:設計施工マニュアル[道路橋編],p.6-1,H28.3

なお、水中で施工される場所打ち杭や地中連続壁基礎におけるコンクリートの呼び強度と設計基準強度の関係は下記のとおりとする。

表6.2.13 水中で施工する場合の呼び強度とコンクリート設計基準強度の関係

コンクリートの呼び強度 (N/mm ²)	30	36	40
コンクリートの設計基準強度 (N/mm ²)	24	27	30

(出典)道示 表-5.2.2 p.78, H29.11.

(2) コンクリートのヤング係数の値は、下記のとおりとする。

表6.2.14 コンクリート設計基準強度とヤング係数の関係

種 別	ヤング係数 (N/mm ²)	
コンクリートの設計基準強度	$c_k = 18 \text{ N/mm}^2$	2.20×10^4
	$c_k = 24 \text{ N/mm}^2$	2.50×10^4
	$c_k = 30 \text{ N/mm}^2$	2.80×10^4
場所打ち杭 (呼び強度 30N/mm ² の場合)	$c_k = 24 \text{ N/mm}^2$	2.50×10^4
PHC 杭・SC 杭	$c_k = 85 \text{ N/mm}^2$	4.00×10^4

(出典)「道示 表-4.2.3 p.46, H29.11.

道示 p.276, H29.11.」に基づき作成

(1) コンクリートの設計基準強度とその使用区分は、表6.2.12を標準とする。

ただし、半重力式橋台においてパラペット等のように鉄筋コンクリート構造となる部位については、設計基準強度 $c_k = 24 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートを用いる。

また、上部構造の規模、支承条件及び地形条件等により下部構造や基礎構造の形状に制約を受ける場合、構造高が 30 m を超える高橋脚では、設計基準強度 $c_k = 30 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートを使用してもよい。

なお、過密配筋の解消や施工品質の向上を目的に軸方向鉄筋に SD390 や SD490 を使用する場合、設計基準強度 $c_k = 30 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートを使用するのがよい。

水中コンクリートは気中コンクリートと比較して、一般に強度のばらつきが大きく、平均強度も低いことを考慮し、水中コンクリートの呼び強度と設計基準強度の関係を表6.2.13に示した。

(2) コンクリートのヤング係数は、「道示 4.2.3」に示される値とした。

なお、設計基準強度 $f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートにおけるヤング係数は、「道示 4.2.3」に規定されている値を用いて直線補完した値である。

PHC 杭及び SC 杭に用いるコンクリートのヤング係数は、「道示 10.8.3、10.8.4」に示される値とした。

6.2.8 使用材料（鉄筋・鋼材）

(1) 下部構造及び基礎構造に用いる鉄筋の材質は SD345 を標準とし、鉄筋径は下記のとおりとする。

13 mm、16 mm、19 mm、22 mm、25 mm、32 mm、35 mm、38 mm、41 mm、51 mm

ただし、場所打ち杭の軸方向鉄筋には、原則として鉄筋径 38 mm 以上は使用しない。

なお、過密配筋の解消や施工品質の向上を目的として、SD390、SD490 を使用することができる。

(2) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の材質は、SKK400 及び SKK490 を標準とする。

(3) 鋼管矢板基礎に用いる鋼管矢板の材質は、SKY400 及び SKY490 を標準とする。

(4) 鉄筋及び鋼管の特性値は、下記のとおりとする。

表 6.2.15 鉄筋の強度の特性値

鉄筋の材質	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
SD345	345	490
SD390	390	560
SD490	490	620

(出典)道示 表-4.1.1 p.42 ,H29.11 .

表 6.2.16 鋼管に関する特性値

種 別	鋼材の種類		備 考
	SKK400	SKK490	
引張応力度及び圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	140	185	部材等の強度に関する 耐荷性能の照査の前提 となる応力度の制限値
せん断応力度の制限値 (N/mm ²)	80	105	
降伏強度の特性値 (N/mm ²)	235	315	
せん断応力度の制限値 (N/mm ²)	120	160	

(出典)道示 表-10.8.1 ,表-10.8.3 ,表-10.8.4 , p.272-273) , H29.11 .

表 6.2.17 鋼管矢板に関する特性値

種 別	鋼材の種類		備 考
	SKY400	SKY490	
降伏強度の特性値 (N/mm ²)	235	315	
せん断応力度の制限値(N/mm ²)	120	160	

(出典)「道示 12.8.2 , p.400 ,H29.11 .」に基づき作成

(1) コンクリートの設計基準強度を踏まえ、経済性を考慮のうえ鉄筋の材質は SD345 とし、鉄筋径は 51 mm まで使用出来るものとした。

また、場所打ち杭にはコンクリートの充填性等を考慮して 35 mm 以下の鉄筋径の使用を

標準としたが、杭体が鉄筋の発生応力度で決定され杭配置が著しく不合理となる場合には、フーチング下面の鉄筋との取り合いを考慮し、太径鉄筋の使用も可能とする。

なお、SD390 及び SD490 を用いて部材断面の縮小を図ることは、配筋作業時の施工性を悪化させることが懸念され、コンクリートの充填性にも問題がある。したがって、これらの材質の鉄筋は過密配筋の解消や施工品質の向上を目的とした使い方とし、軸方向鉄筋及び杭頭接合部の補強鉄筋にのみ使用可能とする。

(2) 杭体に生じる応力度により杭の板厚が決定され、打撃による座屈の恐れがない場合には SKK490 の採用を検討する。

(4) 鉄筋コンクリート用棒鋼について材料強度の特性値を JIS に定められた規定値の最低値とした場合、その値を強度の特性値とみなすことができる。

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管において現場溶接を用いる場合、適切な施工管理を行うことで十分な施工品質が確保できることから、原則として工場溶接と同じ特性値とする。

6.2.9 設計水位の考え方

(1) 河川区域内の橋台・橋脚の設計に用いる設計水位は、以下に示す水位によるものとする。

1) 常時は、H.W.L (計画高水位) を設計水位とする。

2) 地震時は、M.W.L (平水位) を設計水位とする。

(2) 陸上に設ける橋台・橋脚の設計に用いる設計水位は、地質調査による(孔内水位ではない)地下水位等現場の状況を十分把握した上で、安全側の結果が得られるように適宜設定する。

(1) M.W.L (平水位) の設定は、河川管理者との協議によって設定することを基本とする。

河川管理者との協議において M.W.L (平水位) が不明な場合には、河川状況を十分把握した上で、図 6.2.5 及び図 6.2.6 のように M.W.L (平水位) を決定するのがよい。

1) 単断面の場合……… H.W.L (計画高水位) の水深 (H) の 1/2 を設計水位とする。

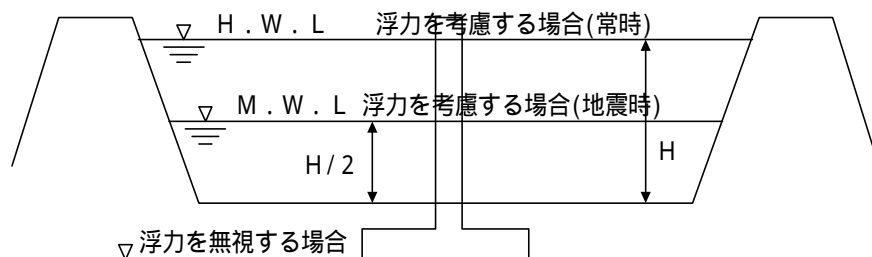


図 6.2.5 単断面の場合

2) 複断面の場合……… H.W.L.(計画高水位)の水深(H)の1/2もしくは高水敷高の
高い方を設計水位とする。

(ただし、計画高水敷高より地盤高が高い時は現状地盤高あるいはH.W.L.(計画
高水位)の水深(H)の1/2の高い方を設計水位とする。)

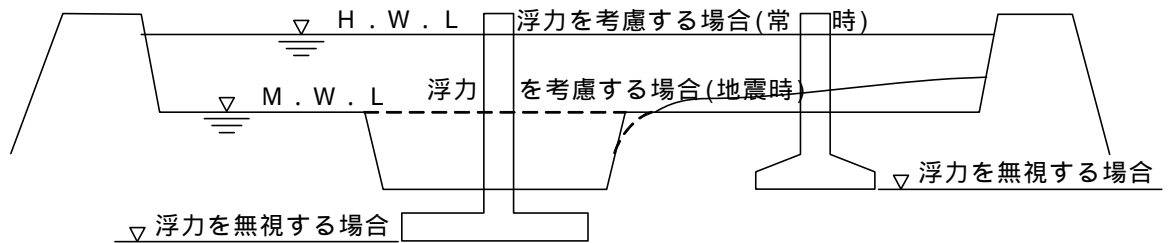


図 6.2.6 複断面の場合

(2) 設計水位を設定する際、上記手法によって設定することを基本とするが、特殊ケースとして、上記手法によって設定した値より、地質調査結果の地下水位の方が高い場合があるので、地下水位の値も勘案して設定するのがよい。この際、地質調査ではボーリング孔内の水位は変動する場合があるため、単に孔内水位と表記されたものを使用しないように注意する。

6.2.10 作用の組合せ

- (1) 下部構造及び基礎構造を設計する際の作用の組合せは、少なくとも「道示 3.3」に示される作用の組合せを考慮する。
- (2) 活荷重の載荷方法は、「道示 3.5」によるものとする。

(1) 下部構造及び基礎構造の安定計算や部材計算において考慮する作用の組合せは、「道示 3.3」に示される 22 項目の作用に基づく 12 通りの作用の組合せを基本とする。

なお、荷重条件や構造条件等により考慮する作用は異なるが、一般的な条件における橋台及び橋脚の安定計算や部材計算に考慮する作用の組合せは、表 6.2.17 を基本とする。

ただし、表 6.2.17 は一般的な作用の組合せであり、各橋梁に想定される作用について十分な検討を行い、安定計算や部材計算に考慮する作用の組合せを決定する。特に、上部構造が連続桁で温度差の影響が大きい場合、その作用の影響を考慮することが必要である。

表 6.2.18 一般的な作用の組合せ

設計状況の区分	橋台の設計	橋脚の設計	
		橋軸方向	橋軸直角方向
永続作用支配状況	D + E	D	D
変動作用支配状況	D + L + E	D + L	D + L
	D + E	D + TH	D + WS
	+ TH + EQ	D + L + TH	D + L
	D + E + EQ	D + TH + EQ	+ WS + WL
		D + EQ	D + TH + EQ
			D + EQ
偶発作用支配状況	-----	D + EQ	D + EQ

ここに、D：死荷重 L：活荷重 E：土圧 TH：温度変化の影響

WS：橋桁に作用する風荷重 WL：活荷重に作用する風荷重 EQ：地震の影響

作用による断面力を算出するにあたっては、荷重組合せ係数 ρ 及び荷重係数 q を荷重の特性値に乘じるものとする。

安定性の照査に関しては、それぞれの照査において基礎や地盤の重量が関係するが、基本的にはそれぞれの照査位置において、死荷重として作用する重量に対して荷重組合せ係数 ρ 及び荷重係数 q を考慮することになる。

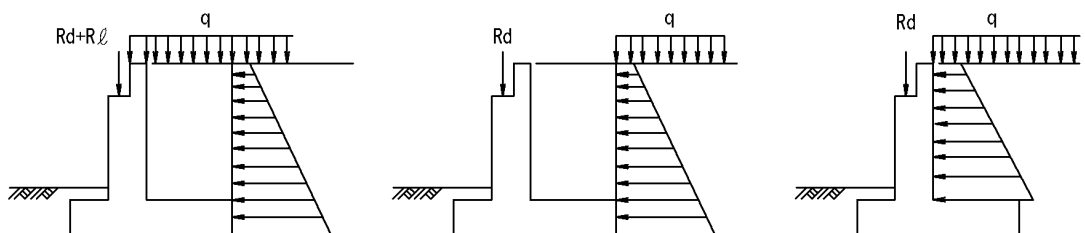
橋台の設計における作用の組合せにあたっての一般的な留意点は下記のとおりである。

- 1) 橋台基礎の前フーチングの上載土砂は、一般に死荷重 D として考慮するが、地震の影響 EQ を考慮する設計状況における慣性力の対象としては考慮しなくともよい。死荷重 D として考慮する場合、土砂重量に死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数を乘じる。
- 2) 橋台基礎の後フーチングの上載土砂は、死荷重 D とし考慮するとともに、地震の影響 EQ を考慮する設計状況における慣性力の対象として考慮する。地震の影響 EQ を考慮する場合、土砂重量に対して死荷重 D の荷重組合せ係数と荷重係数を乘じたうえで、慣性力は地震の影響 EQ に対する荷重組合せ係数と荷重係数を乘じて算出する。
- 3) 橋台豎壁の断面計算において、橋台基礎の後フーチングの上載土砂は、死荷重 D 及び地震の影響 EQ とともに考慮しない。

表 6.2.19 後フーチングの上載土砂の載荷方法

設計区分	後フーチングの上載土砂による荷重	
	死荷重 D	地震の影響 EQ
基礎の安定計算		
豎壁の断面計算	×	×

- 4) コンクリート橋に生じるクリープの影響 CR や乾燥収縮の影響 SH による水平力が発生する場合、これらの影響は永続作用として特性が分類されるため、永続作用支配状況における作用として考慮する。
- 5) 地表面載荷重は図 6.2.7 に示すように、各照査項目において最も不利となるように載荷する。



(a) 支持の検討

(b) 滑動及び転倒の検討

(c) 躯体の設計

図 6.2.7 地表面載荷重の載荷方法の例

(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル[道路橋編]，
図 6-8， p.6-15， H28.3.

橋脚の設計における作用の組合せにあたっての一般的な留意点は下記のとおりである。

- 1) 河川内に位置する橋脚のフーチング上の上載土砂重量は、将来的に洗掘が予想され

る場合には、フーチング上の上載土砂重量を死荷重 D として上載土砂の「あり・なし」の両ケースの照査を行う。

ただし、フーチング上の上載土砂重量を死荷重 D として考慮する場合、地震の影響 EQ としての慣性力は考慮しない。

- 2) 河川内に位置する橋脚のフーチング上の上載土砂重量を考慮するにあたり、現況河床高と計画河床高が大きく異なる場合、各々の上載土砂重量を考慮した照査を行う。
- 3) 河川内に位置する橋脚には地震時動水圧を水圧 HP による作用として考慮する。応答値の算出にあたり、設計水平震度には地震の影響 EQ に対する荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じて地震時動水圧として算出された値に水圧 HP に対する荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じる。
- 4) 温度変化の影響 TH 及び風荷重 WS による水平方向の作用を考慮する場合、「道示 3.3」に示される作用の組合せに基づき、その他の作用との組合せを考慮する。

(2) 下部構造を設計する場合の活荷重 L は、一般に L 荷重を載荷した状況が不利な影響を与えるため、 L 荷重を載荷する。

ただし、支間長が短い場合 (15m 以下) には、 T 荷重を載荷する状況が大きい場合があるので、検討を行う。

活荷重の載荷方法は図 6.2.8 に示す要領で下部構造躯体の形状に従って、考えている部材断面に最大応力を生じさせるように幅員方向に載荷する。

また、橋軸方向については、等分布荷重 p_1 は 1 橋につき 1 組を考えるものとし、支点の左右の支間長により等分布荷重 p_1 の載荷位置で反力が異なるため、等分布荷重 p_1 の反力が最大となるように橋軸方向へ図 6.2.9 に示すように載荷する。

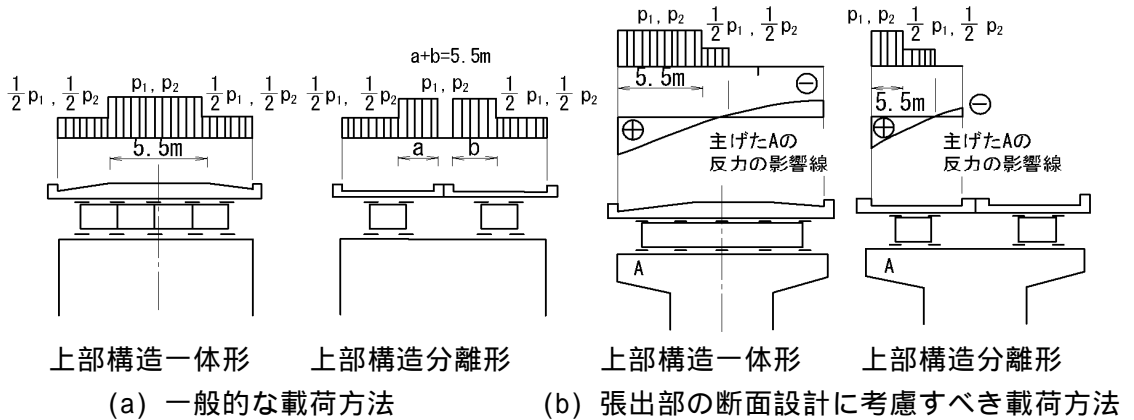


図 6.2.8 活荷重の載荷方法 (幅員方向)

(出典) 道示 3.5, 図-解 3.5.5, p.54, H29.11.

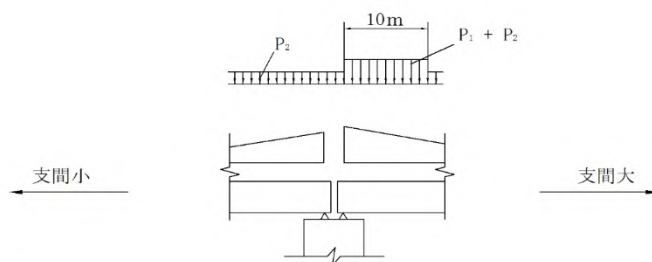


図 6.2.9 橋脚を設計する場合の活荷重の載荷方法の例

(出典) 東北地方整備局: 設計施工マニュアル[道路橋編], 図 6-2, p.6-12, H28.3.

6.2.1.1 風荷重作用時の照査

下部構造に直接作用する風荷重 W_S は、「道示 8.17」によって照査する。

下部構造に直接作用する風荷重 W_S は、橋軸直角方向及び橋軸方向に作用する水平荷重とし、同時に2方向には作用しないものとする。

柱が風向きに対して2本前後に並ぶ場合は、下記のように風荷重 W_S を作用させる。

- ・柱は径の2倍以上離れている場合：単一部材が2本存在すると考え、風下側の部材にも「道示 表-8.17.6」に示される風荷重 W_S を載荷する。
- ・上記以外の場合：風下側の部材に載荷する風荷重 W_S は、「道示 表-8.17.6」に示される値の0.5倍とする。

なお、上部構造へ遮音壁等を設置する橋梁では、遮音壁に作用する風荷重 W_S の影響が下部構造へも及ぶため、このような橋梁においては、風荷重 W_S に対しても構造安全性の照査を行うことが必要である。

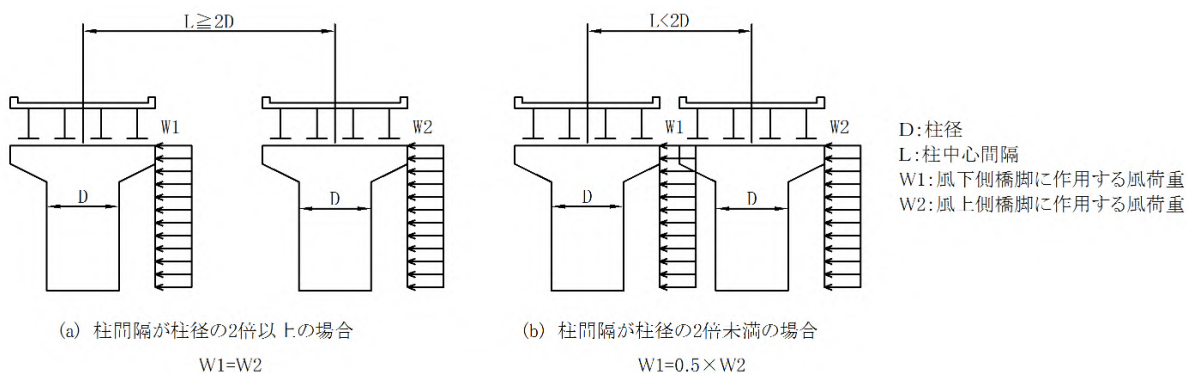


図 6.2.1.0 風向きに対して前後に並ぶ下部構造への風荷重載荷方法

6.3 橋台・橋脚の設計

6.3.1 橋台の設計

6.3.1.1 設計する方向

(1) 橋台の設計は、橋軸方向及び橋軸直角方向の2方向について行うことを基本とする。

(1) 橋台の設計は橋脚と同様に、橋軸方向及び橋軸直角方向の2方向に対する照査を行うことを基本とする。

ただし、橋台背面が通常の土砂で盛土され、かつ、橋軸方向及び橋軸直角方向ともに平坦な地形に設置されるような橋台の場合、橋軸方向の作用が設計上支配的となることより、橋軸方向のみの照査を行い設計してもよい。

また、斜角を有し橋軸方向と橋台背面からの土圧作用方向が一致しない斜め橋台の場合、橋台背面からの土圧方向により構造が決定される可能性があるため、橋軸方向だけではなく橋台背面直角方向についても照査を行うことが必要である。

6.3.1.2 橋台に作用する土圧

(1) 橋台背面に作用する土圧は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮しない状況においては「道示 8.7」、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のうち地震の影響を考慮する状況においては「道示 4.2」の規定による。

(2) 変動作用支配状況のうち活荷重の影響を考慮する状況では、地表面載荷重として 10 kN/m^2 を考慮する。

(3) 土圧の作用面は、原則として下記のとおりとする。

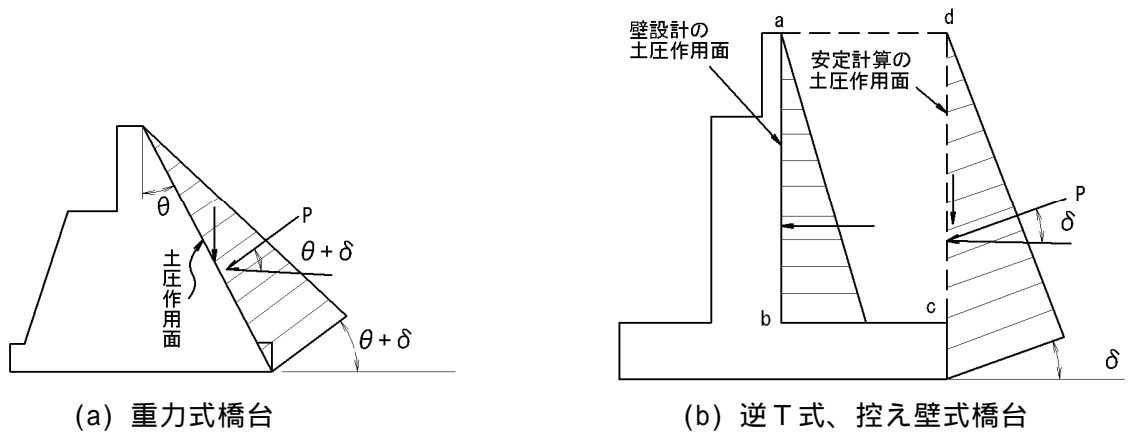
- 1) 重力式橋台のように後フーチング突出長が短い場合には、躯体コンクリート背面とする。
- 2) 逆T式橋台のように後フーチング突出長が長い場合には、安定計算では後フーチング縁端での鉛直な仮想背面、壁の断面計算では躯体コンクリート背面とする。

(4) 土圧の計算に用いる土の単位体積重量 及びせん断抵抗角 は、土質試験を行って決定することが望ましい。

(1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮しない状況とは、「道示 3.3」に示される作用の組合せのうち ~ の組合せを基本とする。また、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のうち地震の影響を考慮する状況とは、「道示 3.3」に示される ~ の組合せを基本とする。

(2) 変動作用支配状況のうち活荷重の影響を考慮する状況とは、「道示 3.3」に示される作用の組合せのうち 及び ~ の組合せを基本とする。

(3) 土圧の作用面は「道示 8.7」に従って図6.3.1のように設定し、土圧作用面の壁面摩擦角は、表6.3.1としてよい。



(a) 重力式橋台

(b) 逆T式、控え壁式橋台

図6.3.1 土圧の作用面
(出典) 道示 8.7, 図-解 8.7.1, 図-解 8.7.2, p.118, H29.11.

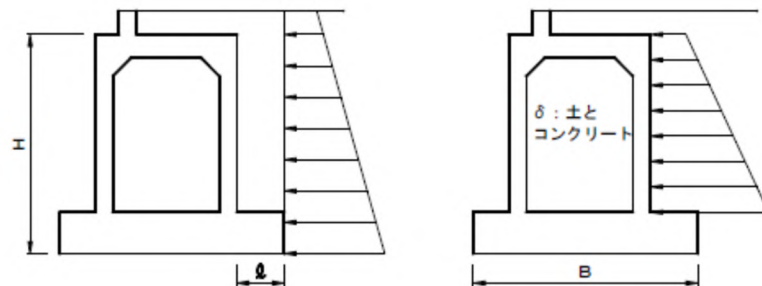
表6.3.1 土圧作用面の壁面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角 (°)	
			永続作用支配状況 変動作用支配状況 (右記以外)	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 半重力式橋台	安定計算 壁の断面計算	土とコンクリート	/3	0
逆T式橋台 控え壁式橋台	安定計算	土と土		/2
	壁の断面計算	土とコンクリート	/3	0

: 土のせん断抵抗角 (°) (出典) 道示 8.7, 表-解 8.7.1, p.118, H29.11.

箱式橋台やラーメン式橋台で後フーチング突出長は構造高の 1/10 程度とするが、その値が 1.0m 未満となる場合、重力式橋台と同様に土圧の作用面は躯体コンクリート背面とし、1.0m 以上となる場合、逆 T 式橋台と同様に、安定計算においては後フーチング縁端から鉛直な仮想背面、壁の断面計算においては躯体コンクリート背面とする。

$l \approx 0.1H (\geq 1.0\text{m 以上})$



(a) 安定計算

(b) 躯体計算

図6.3.2 後フーチング長を確保した場合の土圧
(出典) 東・中・西日本高速道路(株): 設計要領第2集, p.5-5, H28.8.

(4) 橋台裏込め土の単位体積重量 とせん断抵抗角 は、土質の状況によって様々に変化するため、土質試験を行って定めることが望ましい。これらの値は現場状況によっても様々に変化するため、設計に用いる値としては一般的に、単位体積重量 $\gamma = 18 \sim 20 \text{ kN/m}^3$ 、せん断抵抗角 $\phi = 30 \sim 35^\circ$ の範囲である。

したがって、裏込め土として使用する土の発生箇所を設計段階で特定できない場合、一般的には表 6.3.2 の値が用いられている。

表 6.3.2 橋台裏込め土の土質定数

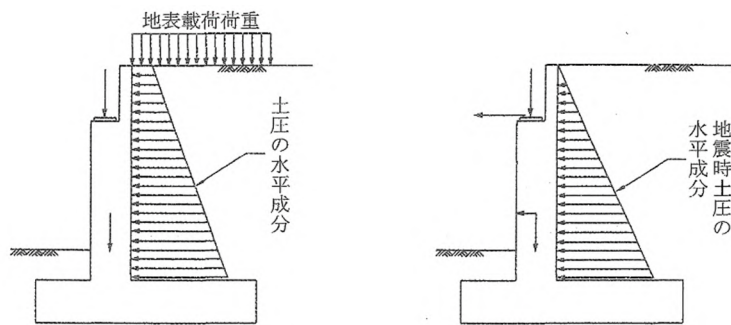
裏込め土の種類	せん断抵抗角 (°)	単位体積重量 (kN/m ³)
砂質土及び砂	30	19

6.3.1.3 逆T式橋台の設計

- (1) 逆T式橋台の縦壁は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ちばりとして設計する。
- (2) 逆T式橋台のフーチングは、縦壁との接合部を固定端とする片持ちばりとして設計する。
- (3) 逆T式橋台の配筋は、「本手引き 6.4.10 逆T式橋台(壁式橋脚)」の配筋を参照する。

(参考：道示 7.4.2, p.100, H29.11.)

- (1) 逆T式橋台の縦壁の断面計算に用いる荷重は、図 6.3.3 に示すとおりである。
 縦壁はこのような荷重に対して、フーチング等との接合部を固定端とする片持ちばりとして設計してよい。



(a) 地震の影響を考慮しない設計状況 (b) 地震の影響を考慮する設計状況

図 6.3.3 縦壁の断面計算における荷重状態

(出典) 道示 7.4.2, 図-解 7.4.1, p.101, H29.11.

縦壁の部材厚は、せん断に対して斜引張鉄筋を配置しなくてもよい厚さを確保することが望ましい。

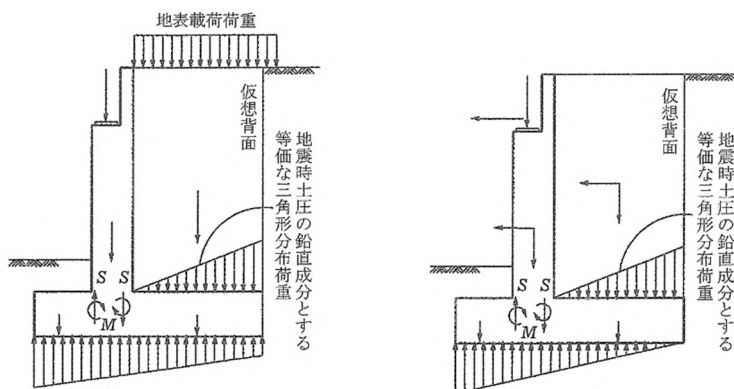
- (2) 逆T式橋台のフーチングの断面計算に用いる荷重は、図 6.3.4 に示すとおりである。
 フーチングはこのような荷重に対して、縦壁との接合部を固定端とする片持ちばりとして設計してよい。

フーチングの部材厚は、せん断力に対してコンクリートのみで抵抗させようとする著しく大きくなる場合があるため、せん断補強鉄筋を配置した設計を行ってもよい。但し、せん断補強鉄筋の配置にあたっては、施工性に配慮するとともに、過度にせん断補強鉄筋に期待した設計とならないようにすることが望ましい。

また、フーチング上面側が引張側となる場合、フーチングの部材厚は配置する主鉄筋は1段配筋となるような厚さとすることが望ましい。

前フーチング上面の土砂等は長期にわたり必ずしも存在するとは限らないため、前フーチングの設計にあたっては、土砂等の上載荷重の影響を無視して設計する。ただし、河川

堤防内へ位置するような橋台のように、前フーチングにおいても土砂等の上載荷重が無視できないほど大きい場合、施工時の状況や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。



(a) 地震の影響を考慮しない設計状況 (b) 地震の影響を考慮する設計状況

図 6.3.4 フーチングの断面計算における荷重状態

(出典): 道示 7.7.1, 図-解 7.7.1, p.123, H29.11.

後フーチングの設計にあたっては、上載土砂の影響が大きくその変動が少ないこと等から、設計荷重として土砂等の上載荷重の影響を考慮して設計する。

この場合、後フーチング上面の土砂等の重量や仮想背面より前面側に位置する地表面載荷重には、死荷重の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する。また、仮想背面での土圧の鉛直成分と等価な分布荷重に対しては、土圧の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する。

なお、後フーチング上面に載荷する仮想背面での土圧の鉛直成分の算定は、土圧の作用高をフーチング下面からの高さであることに留意する。

(3) 配筋については、「本手引き 6.4.10 逆T式橋台(壁式橋脚)」を参照するが、躯体寸法の考え方の一例を以下に示す。

- 1) 橋台全高は、構造中心位置で0.1m単位とする。
- 2) 直接基礎のフーチング幅(橋軸方向幅)は、0.5m単位とする。
- 3) 杭基礎で杭配置の最小間隔(=2.5D,ここに、D:杭径)によりフーチング幅が決定される場合は、0.1m単位とする。
- 4) 橋台全高及びフーチング幅以外の各部材寸法は、0.1m単位とする。

6.3.1.4 斜め橋台の設計*

- (1) 斜め橋台の安定計算及び断面計算は、原則として橋台背面直角方向及び橋軸方向の2方向について行う。
- (2) 橋台背面に作用する土圧は、橋台の幅方向に一様に作用すると考える。
- (3) 地震の影響を考慮する設計状況において、上部構造からの橋台背面直角方向の水平荷重は、地震力が同方向に作用すると考える。
- (4) 斜角が75°未満の橋台のフーチングは、土圧の作用位置と橋台の重心位置の偏心を緩和するような対策を講じる。

(出典) 道示 7.4.3, p.103, H29.11. 道示 8.7, p.193,

- (1) 橋の斜角が小さい場合、橋台基礎の安定性や橋台部材の応力度は橋軸方向よりも橋台背面直角方向の方が厳しくなることがある。このような斜角を有する橋台においては、橋台に関する各種条件より、設計で考慮すべき方向を一律に規定することは困難である。したがって、橋台に関する各種条件を考慮して、設計すべき方向を限定できる場合以外は、橋台背面直角方向及び橋軸方向の2方向について照査を行うのがよい。ただし、通常は橋台背面が盛土により裏込めされ、土圧が橋台背面直角方向に作用するため、橋台背面直角方向のみについて検討すればよいことが多い。
- (2) 斜め橋台においては、橋台背面の地形の状態が一定でない場合が多く、橋台に作用する土圧は橋台の幅方向に一定ではなく、土圧の作用方向と橋軸方向とは一致しないため、立体的な挙動を示す。ただし、橋台基礎の安定性や橋台部材の応力度の照査にあたっては、計算を簡略化し、かつ、十分安全な設計となるように、橋台背面に作用する土圧は図6.3.5に示すように、橋台幅方向に一様に作用するものと考えてよい。

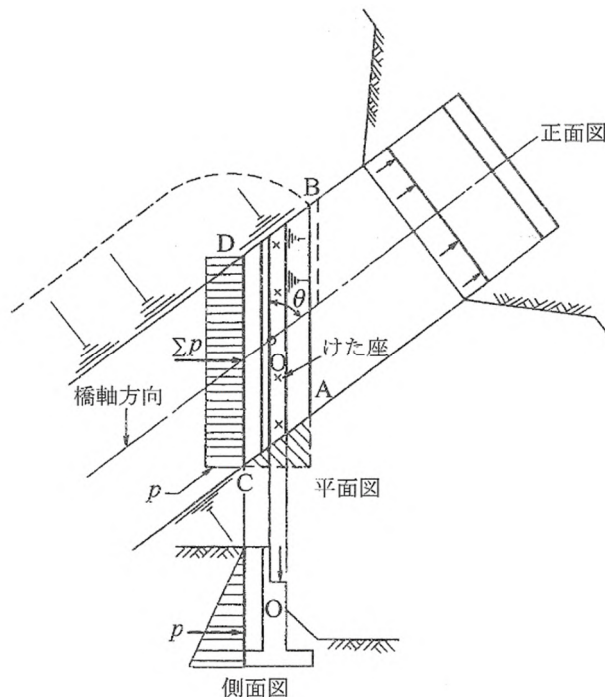


図6.3.5 斜め橋台に作用する土圧

(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル(橋梁編), 図 6-25, p.6-28, H20.12.

- (3) 斜め橋台に地震の影響を考慮する設計状況における、上部構造からの橋台背面直角方向の水平荷重は、地震力と同方向に作用するとして算出する。上部構造からの橋台背面直角方向に作用する水平荷重の算出方法は、「道示 7.4.3」に示されている便宜的な計算方法による。なお、この計算方法で上部構造からの橋台背面直角方向に作用する水平荷重を算出した場合、水平力の作用点は地震力の作用する方向が橋軸方向と一致する場合を除き、上部構造の重心位置であることに留意する。

また、斜角 が 60° 以上、上部構造が単純桁のような場合、斜め橋台の橋台背面直角方向に上部構造からの橋軸方向の水平荷重をそのまま作用させてもよい。

- (4) 斜め橋台に作用する土圧は橋台の幅方向に一定ではなく、土圧の作用方向と橋軸方向は一致しない。このような場合、橋台の重心位置と土圧の合力作用位置が同一鉛直面内にはないため、回転を生じるおそれがある。

斜角 が 75° 以上の場合には、このようなことを考える必要はないが、斜角 が 75° より小さい場合には、土圧の作用位置と橋台の重心位置の偏心を緩和するような対策として、図 6.3.5 に示される AC 部のフーチングを車線部のように 90° まで拡大する。

制約条件等によりフーチングを 90° まで拡大できないような場合や拡大する規模が大きくなり、著しく不経済になるような場合、斜角 を 75° 以上となるように橋梁計画を変更することを基本とする。

ただし、諸条件により橋梁計画の変更が困難な場合、土圧合力の作用により、橋台が回転しないことを検討する。

6.3.1.5 ラーメン式橋台*

- (1) ラーメン式橋台のラーメン部材節点部は、それに接続する部材に断面力が確実に伝達される構造とし、部材節点部の隅角部には、原則としてハンチを設ける。
- (2) ラーメン式橋台に考慮する荷重状態は、土圧及び地震時水平力についてラーメン部材に不利になるように設計する。

ラーメン式橋台を構成する各部材の寸法は、逆 T 式橋台に準じる。

- (1) ラーメン式橋台を構成するラーメン部材の設計については、「道示 15 章」を参照のうえ設計する。また、「道示 15.3」にも記述されているように、ラーメン構造の接合部には、接合部内の複雑な応力を小さくし、かつ、応力伝達を円滑にする効果をもたせるため、原則としてハンチを設ける。

なお、壁基部とフーチングの接合部はラーメン部材の節点部ではないため、ハンチを設けない。(道示 図-解 15.1.1 参照)

ただし、ラーメンボックス内部を通過する交差物件の建築限界とラーメン部材とのクリアランス確保等の問題によりハンチを設けることが困難な場合、隅角部のコンクリートの制限値を $3/4$ 倍程度として設計する。

頂版部材と壁部材の接合部については、「道示 15.3、15.4 及び 15.5」の規定に従い、各限界状態に対する照査を行う。

- (2) ラーメン式橋台の橋台背面側には土圧が作用するため、その影響を適切に考慮することが必要である。

6.3.1.6 箱式橋台*

- (1) 自重、土圧及び上部構造反力等による全体としての曲げモーメント及びせん断力は、前壁の一部を圧縮フランジ、後壁の一部を引張フランジ及び隔壁(側壁)をウェブとして考えた T 形はりによって受け持たれるとし、前壁や後壁等は土圧等を主部材である T 形はりに伝達する部材として設計する。
- (2) 蓋版は自重、上載土砂重量及び活荷重が載荷される橋軸直角方向に連続する 4 辺単純支持の版とみなして設計する。
- (3) 前壁、後壁及び側壁は施工時及び完成時に偏土圧や地震力を受ける版として設計する。
- (4) 橋台内に水が残留することは構造上及び機能上、避けることが必要であり、このため水抜き孔を設ける。
- (5) 施工時には、箱式橋台の内部に施工に必要な足場工や支保工が設置されるため、側壁や隔壁にはこれらの部材を搬出するための開口部を設ける。

直接基礎の場合、中詰土砂は安定計算における支持および滑動の許容値を満足する高さとし、この場合、中詰土砂の単位体積重量は、下記のように設定する。

- ・ 支持に対する安定計算時 = 18 kN/m³
- ・ 滑動安定計算時 = 15 kN/m³ とする。

杭基礎の場合、中詰土砂を入れないのが通常であるが、地下水がある場合はその水位までの地下水による浮力、水圧を考慮する。

各部材の寸法単位は、逆 T 式橋台に準ずる。

- (1) 片持 T 形ばりの圧縮フランジ(前壁)の片側有効幅 b_e は、 $b_e = h/4 + b_s$ とし、T 形ばりとしての主鉄筋は隔壁に両側ハンチを加えた範囲内におさめ、組立筋でこれを取り囲むようにする。

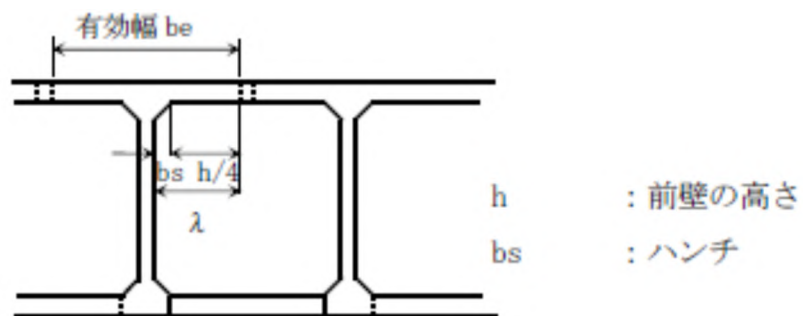


図 6.3.6 T 形はりの考え方

(出典) 東・中・西日本高速道路(株) : 設計要領第二集 p.5-12, H28.8.

- (2) 蓋版の断面力は、次のとおりとする。

- 1) 橋軸直角方向曲げモーメントは、次式により求める。

$$\text{支点最大曲げモーメント } M_x = 1/8 \cdot q \cdot x^2$$

$$\text{支間最大曲げモーメント } M_x = 1/10 \cdot q \cdot x^2$$

ここに、 q : 自重、上載土荷重、活荷重による等分布荷重

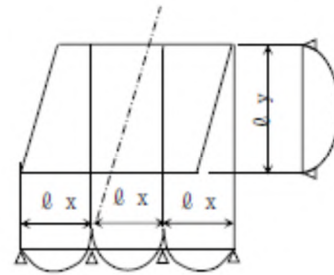
x : 橋軸直角方向支間長

- 2) 橋軸方向曲げモーメントについては、二方向スラブとし表 6.3.1 により求める。

表 6.3.1 2方向スラブに等分布荷重が作用するときの曲げモーメント

ℓ_x/ℓ_y	M_y/M_x	ℓ_x/ℓ_y	M_y/M_x
0.40	0.245	0.75	0.612
0.45	0.286	0.80	0.684
0.50	0.328	0.85	0.757
0.55	0.377	0.90	0.831
0.60	0.435	0.95	0.915
0.65	0.492	1.00	1.000
0.70	0.550		

M_x : 橋軸直角方向曲げモーメント
 M_y : 橋軸方向曲げモーメント
 ℓ_x : 橋軸直角方向支間長
 ℓ_y : 橋軸方向支間長



(出典) 東・中・西日本高速道路(株): 設計要領第二集 p.5-12, H28.8.

(3) 後壁は、隔壁で固定された連続版として設計する。

隔壁は、(1)の片持T形ばりの腹版として設計するものとするが、せん断力を受ける部材であることから、T形ばりの剛性の確保、乾燥収縮によるひびわれ防止のため、十分な壁厚および鉄筋量を有するものとする。また、側壁の面内方向については隔壁と同様に扱う。

フーチングの設計は、自重、中詰土砂、および地盤反力または、杭反力の作用する4辺固定支持の版として設計する。

隔壁は、側壁とフーチング、前壁および後壁にはその結合部に結合鉄筋を配置する。

隔壁、後壁の最小厚さは、70 cm 程度とする。

前壁の厚さは、支承中心線が壁厚内に入るようにし、かつ70 cm 以上とする(図6.3.7参照)。

隔壁は施工性からできるだけ少なくするものとし、原則として2車線の橋台では1箇所、4車線の橋台では2箇所とする。

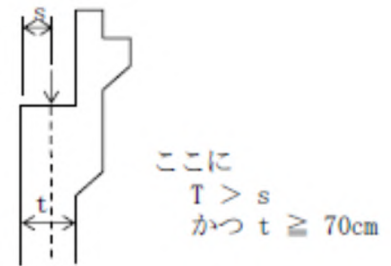


図 6.3.7 前壁の厚さ

(出典) 東北地方整備局: 設計施工マニュアル[道路橋編] 東北地方整備局編 p.6-26, H28.3

6.3.2 橋脚の設計

6.3.2.1 柱式及び壁式橋脚の設計

- (1) 柱及び壁は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとし、軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける部材として設計する。
- (2) フーチングは柱及び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) 張出しばりの設計は、6.3.2.3を参照とする。

(出典) 道示 7.3.2, p.95, H29.11.

(1) 一般に、フーチングは剛性が大きく、柱及び壁の下端であるフーチングの結合部を固定端と仮定することができ、柱及び壁は、片持ちばりとして軸圧縮力と曲げモーメントを受ける部材で設計するものとする。又、柱及び壁は、一般には最大モーメントに対して、最大の軸力及び最小の軸力を組合せて照査すればよい。しかし、曲げモーメントと軸力を同時に受ける柱の耐力は、図6.3.8のように、最大曲げモーメント M_{max} と組合せる軸力

としては、最大の軸力 N_{max} (A点) が必ずしも安全とは限らず、より小さい軸力 N_0 (B点) との組合せにおいて危険となる場合があることに注意しなければならない。

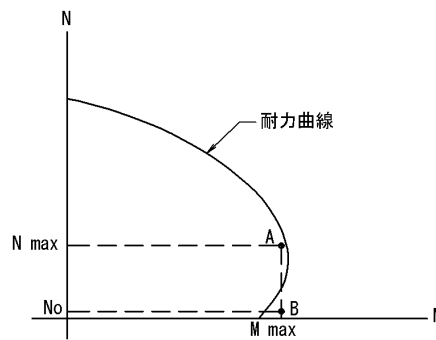
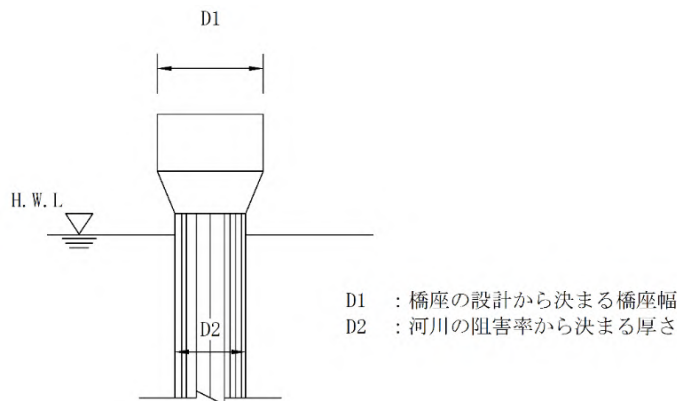


図 6.3.8 曲げモーメントと軸力を同時に受ける柱の耐力

なお、橋脚の柱及び壁は一般には、面内及び面外の2方向の曲げが同時に発生すると仮定した照査を行う必要はない。

曲げモーメントに対して橋脚を設計する場合、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、水平荷重作用方向に直交する方向の鉄筋のみを計算上考慮し、他の鉄筋は無視してよい。

壁厚は原則として張出しばりと等厚とするが、河川橋で河積阻害率より壁厚が制限される場合には、図 6.3.9 に示すように梁部を拡幅する事例もある。



D1 : 橋座の設計から決まる橋座幅
D2 : 河川の阻害率から決まる厚さ

図 6.3.9 橋脚の壁厚

(出典)東北地方整備局:設計施工マニュアル[道路橋編],
図 6-47, p.6-47, H28.3.

6.3.2.2 ラーメン橋脚の設計*

- (1) ラーメン橋脚の設計は、柱及びはりで構成される各部材の形状や不静定構造であることによる影響等を適切に考慮し、上部構造からの荷重を確実に基礎へ伝達できるように設計する。
- (2) 柱とはりの接合部は、接続する各部材相互に断面力が確実に伝達できるように設計する。
- (3) フーチングが連続していないラーメン橋脚では、不同沈下及び相対水平移動を考慮して設計する。
- (4) ラーメン橋脚は、面外荷重に対する柱の荷重分担を適切に評価して設計する。

(出典)道示 7.3.3, p.98, H29.11.

- (1) 一般的なラーメン橋脚は、フーチングと柱を切り離して解析してよいが、深礎基礎のよ

うに杭径の大きな場合には、基礎部材を含めた全体構造系で解析する。

- (2) ラーメン橋脚の柱とはりの接合部は、応力の方向が急変し、応力の伝達機構が複雑であるため、「道示 15.3~15.7」の規定に従って設計する。

柱とはりの接合部にはハンチを設け、設計曲げモーメントの照査における有効部分は、図6.3.10のとおりとする。

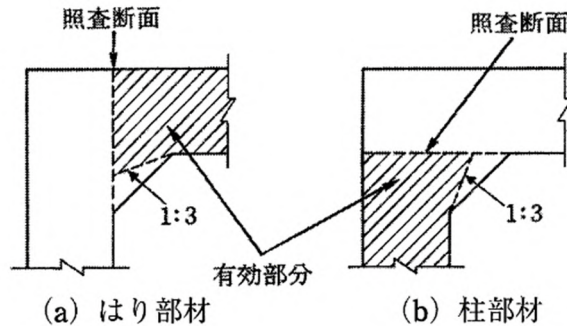


図6.3.10 ハンチの有効部分

柱とはりの接合部における設計曲げモーメントは、図6.3.11のとおりとする。

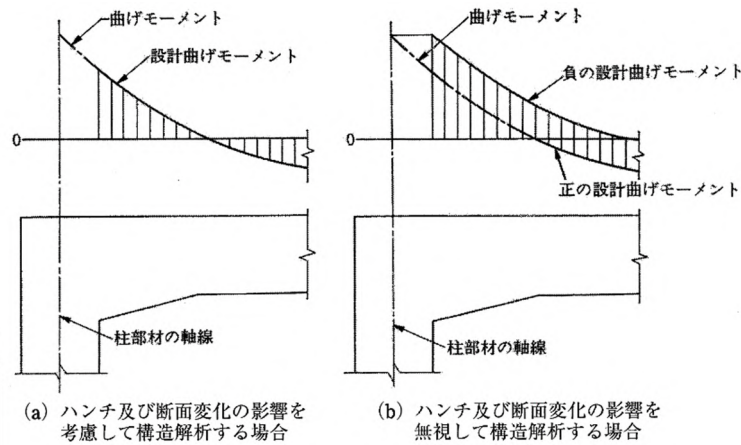


図6.3.11 接合部の設計曲げモーメント

- (3) フーチングが連続していないラーメン橋脚のような外的不静定な構造物では、支点移動に伴い不静定力が増加するため、支点移動による応力度の変化を考慮して設計することが必要である。

特に、地盤沈下の著しい箇所に計画されるラーメン橋脚は、基礎に作用する負の周面摩擦力等の影響により想定以上の変位が生じることもあるため、ラーメン橋脚のフーチングを一体化する等の構造上の配慮が必要である。

- (4) ラーメン橋脚に作用する面外荷重は、各柱に分担させることが必要である。この分担率は柱の断面剛性、高さ、はりの剛性及び上部構造重心位置等によって異なるが、設計計算の簡便性を考慮し、柱の剛度比によって定めてよい。

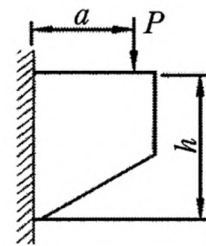
ただし、柱の剛度比と軸力比に差がある場合には、軸力比によっても分担率を求めて算出した荷重と柱の剛度比により求めた荷重のうち、大きい値により安全側とするといった配慮が必要である。

偶発作用支配状況において、レベル2地震動を考慮する設計状況における照査は、柱の降伏剛性の比により分担率を定めてよい。

6.3.2.3 橋脚はりの設計*

- (1) 張出しばりは、上部構造からの荷重を確実に基礎に伝達できるように設計する。
- (2) 張出しばりは、片持ばりとして設計する。
- (3) 片持ばりの張出し長は、柱断面が長方形の場合には柱前面における鉛直断面から、円形の場合は柱外面より柱直径の 1/10 内側へ入った位置からはり先端までの長さとする。また、柱断面が小判形の場合は、断面が半円形から直線になるものとして円形の場合の規定により張出し長を求める。
- (4) 張出しばりは、鉛直方向の荷重のみではなく、橋軸方向及び橋軸直角方向の水平力に対しても設計する。
- (5) 張出しばりの形状は、はり基部における断面力及び支承のアンカーボルト長等を考慮し、柱や壁断面とのバランスにより決定する。

- (2) 張出しばりは、上部構造の死荷重が支配的な荷重となり、常に引張応力が生じる部材である。したがって、鉄筋コンクリート部材としての耐久性を考慮して、「道示 6.2.2」に従い永続作用の影響が支配的な状況における鉄筋の引張応力が 100 N/mm^2 以下となるように照査する必要がある。



また、柱前面より荷重までの距離がはりの高さより小さい場合、はりの応力分布は非線形となるため道示 に規定するコーベルとして設計する。

図 6.3.12 先端付近に荷重を受けるコーベル
(出典)道示 5.1.2, 図-5.1.1, p.62, H29.11.

- (3) 柱の断面が円形の場合には、図 6.3.13 に示すように、柱外面より柱直径の 1/10 内側へ入った断面で応力度等の照査を行う。

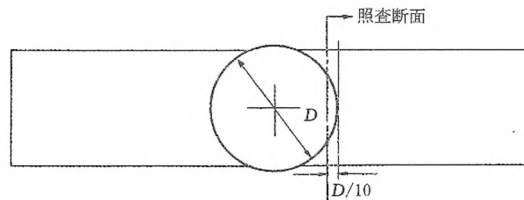


図 6.3.13 円形橋脚の設計断面

(出典)道示 7.3.2, 図-解 7.3.4, p.97, H29.11.

- (4) 橋脚の張出しばりの基部断面には、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。これらの支承反力は死荷重及び地震の影響の荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を乗じて算出する。

ここで、はり自重による水平力を算出する際には、他の慣性力の算出と同様に、死荷重の荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を考慮する。

張出しばりに落橋防止構造や横変位拘束構造が取り付け場合、こうした荷重から作用する荷重についても考慮することが必要である。作用する荷重については、「道示 13.3.6 及び 13.3.7」によるものとし、照査は「道示 5 章及び 7.3」の規定に基づき行う。

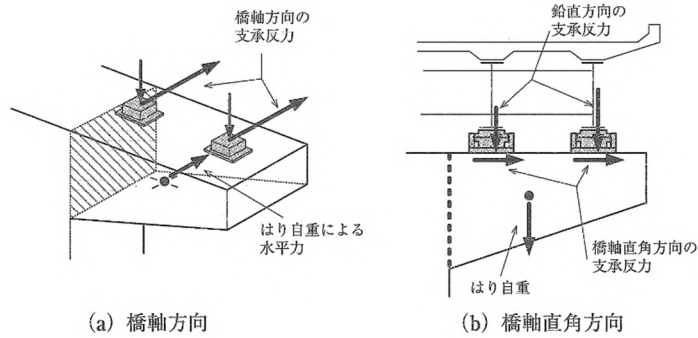


図 6.3.14 地震の影響を考慮する設計状況

(出典) 道示 7.3.1, 図-解 7.3.1, p.94, H29.11.

なお、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には、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が「道示 7章」に規定される橋の仕様目的との適合性を満足させるために必要な性能により生じる作用であるため、荷重組合せ p 及び荷重係数 q を考慮する必要はない。

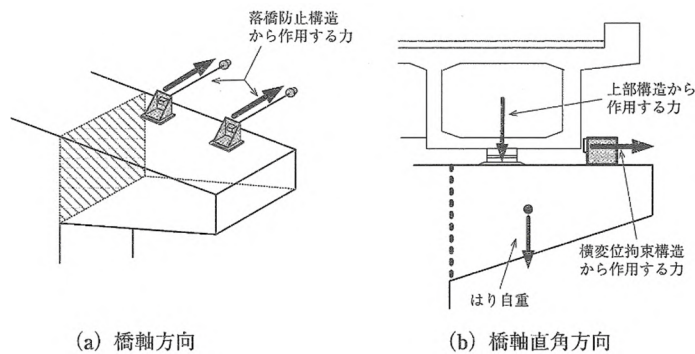


図 6.3.15 落橋防止構造、横変位拘束構造からの作用を受ける場合

(出典) 道示 7.3.1, 図-解 7.3.1 p.94, H29.11.

(5) 一般的な張出しばりを有する柱式及び壁式橋脚の形状寸法は、図 6.3.16 による。

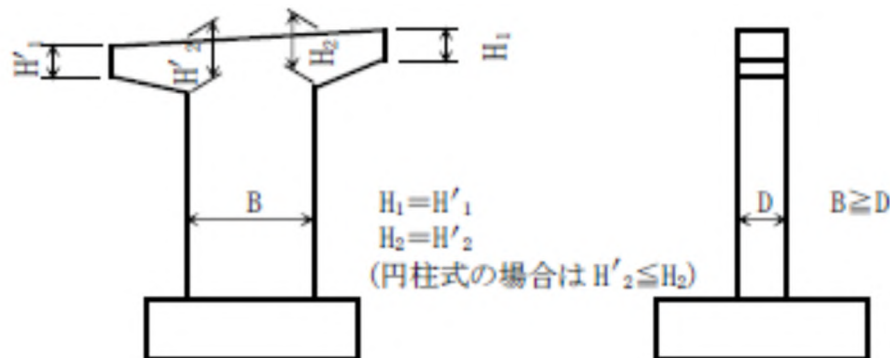


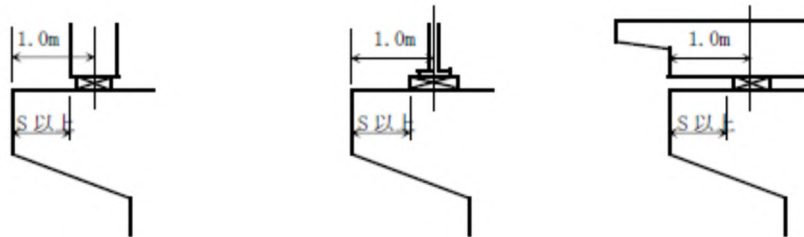
図 6.3.16 橋脚の形状寸法

(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル[道路橋編], 図 6-45, p.6-47, H28.3.

張出しばり先端の高さは、はり長、はり基部の寸法、支承のアンカーボルト長及び橋脚全体の形状を考慮し、1.0m ~ 1.5m程度を目安とする。

また、張出しばりの長さは、柱及び壁断面とのバランス及びはり上面への主鉄筋の配置等により決定されるが、極端に長い張出し長は、耐震上好ましくないため、最大でも 3.0m 程度とするのがよい。

なお、張出しばり先端から外桁ウェブまでの離隔は、橋軸直角方向の桁かかり長を確保するとともに、上部構造の架設や将来のメンテナンス等を考慮し、支承縁端距離 S 及び橋軸直角方向に対する必要桁かかり長 S_{ER} を確保のうえ、1m 程度以上を標準とする。場所打ちコンクリート桁の場合、支承縁端距離 S 及び橋軸直角方向に対する必要桁かかり長 S_{ER} を確保し、原則として主桁幅に合わせる。



(a) PC 桁橋

(b) 鋼桁橋(鋼箱桁橋)

(c) 場所打ち桁橋

図 6.3.17 張出しばり先端から外桁ウェブまでの離れ

(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル[道路橋編]，図 6-46，p.6-47，H28.3.

6.3.3 フーチングの設計

6.3.3.1 フーチングの設計の考え方

- (1) フーチングは自重、土砂等の上載荷重、浮力の有無、地盤反力及び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して設計する。
- (2) フーチングは片持ばり、単純ばり及び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。

- (1) 一般に橋台は偏土圧を受けるが、このような構造物のフーチングを設計する場合、前フーチングと後フーチングでは安全側となる荷重状態が異なる。

また、橋脚の場合には橋脚が設置される箇所により、上載荷重の考慮が危険側にも安全側にもなり得るため、橋台と同様に想定される状況に対して、安全側となる荷重状態で設計する必要がある。

直接基礎のフーチングに発生する断面力は図 6.3.18 に示すように自重、上載荷重、地盤反力及び土圧の鉛直成分等を作らせて求める。

永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対する直接基礎の設計においては、地盤反力度は「道示 8.5」及び「道示 9.6」の規定により算出された地盤反力度分布を用いる。

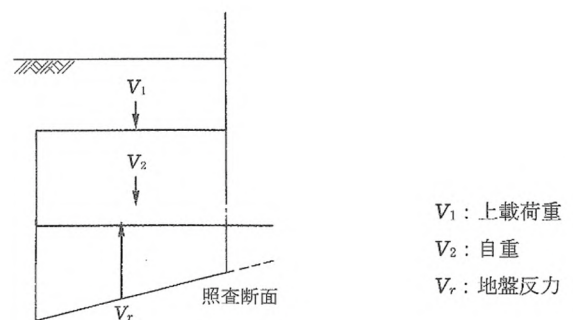


図 6.3.18 直接基礎のフーチング設計における荷重状態

(出典) 道示 7.7.1，図-解 7.7.2，p.124，H29.11.

- (2) フーチングは、一般に照査断面で支持される片持ばりで見なすが、ラーメン橋脚等の連続フーチングにおける柱間のフーチング部は、基本的に連続ばりとして設計してよい。ただし、柱に対するフーチングの剛度比が小さい場合には、柱、はり及び基礎を一体のラーメン構造として設計する必要がある。

フーチングの場合には、版としての挙動や応力の再配分等が考えられるため、フーチングを2方向ばり等に置換えて設計してもよい。

6.3.3.2 フーチングの厚さ

- (1) フーチングの厚さは、構造物全体としてのバランス及び施工性の向上に配慮して決定する。
- (2) フーチングは、部材として必要な厚さを確保しなければならない。
- (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、剛体と見なせる厚さを確保しなければならない。

- (1) フーチングの厚さは、「道示 7.7.2 (解 7.7.3)」に示される値や構造計算上の数値を満足させるのではなく、施工性の向上や構造物全体としてのバランスを重視して決定する。

フーチングの厚さの決定にあたっての留意事項や手順は、下記のとおりである。

- 1) 曲げモーメントに対するフーチングの設計は、有効幅を考慮して行うものとし、施工性の向上を意識して上面側が主鉄筋となる場合には、配筋時の作業性やコンクリートの充填性に配慮し、その配筋が極力2段配筋とされない厚さを確保する。
 - 2) せん断力に対してコンクリートのみで抵抗させた場合、フーチングの厚さが柱厚あるいは壁厚の1.5倍程度を超える場合には、斜引張鉄筋を配置することを考慮する。
 - 3) せん断力に対して斜引張鉄筋を配置する場合には、施工性に十分な配慮を行うものとし、過度にせん断補強鉄筋に期待した設計とならないように、「道示 7.7.4 式(解 7.7.6)」に示されるせん断補強鉄筋比 w が0.3%以下の配置となっていることを確認する。
 - 4) 上記により決定したフーチングの厚さを「道示 7.7.2 式(解 7.7.3)」に示される剛体の判定式を用いて、剛体であることを確認する。
- (2) フーチングは設計計算で求められた曲げモーメント、せん断力及び押抜きせん断力等に対して必要な厚さを確保する。

フーチングの厚さは、剛体として必要な厚さだけで決まるものではなく、(1)に示した考え方及び躯体や基礎杭等の鉄筋の定着長も考慮して確保する必要がある。

なお、フーチングと躯体の接合部では、躯体に配置される軸方向鉄筋を「道示 5.2.7」に示される式により算出される定着長を確保し、かつ、フーチングの下面鉄筋位置までのばし、その端部には「道示 5.2.3」に規定されるフックをつけて定着することで、部材の接合部でない箇所が限界状態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構造とみなしてよい。

ただし、この場合には「道示 7.3.3」に示される細目を満足することは必要ない。

- (3) フーチングが柱や縦壁又は杭との接合部として、各々がフーチングに固定支持されていることを前提に、一般的な安定計算方法が示されており、フーチングは柱や縦壁又は杭に比べて十分な剛度が必要である。

したがって、基礎の安定計算を道示 10.1.1 に示される手法にて行う場合、フーチングは原則として剛体として取扱える厚さを確保する。

フーチングを剛体として取扱えるか否かは、「道示 7.7.2」に示される地盤反力度及び杭反力に及ぼすフーチングの剛性の影響を考慮する手法により判定する。

ただし、硬い地盤上に設置される直接基礎のフーチングに対して、この判定手法を適用した場合には、剛体として見なせるフーチングの厚さが著しく厚くなる傾向がある。

このような場合のフーチングの厚さは、一般的な形状となるフーチングでは、フーチング長辺の 1/5 程度、橋台のような壁フーチングとなるフーチングでは橋軸方向のフーチング幅から壁厚を差引いた値の 1/5 程度としてよく、剛体フーチングと同様の取扱いができると考える。

6.3.3.3 フーチングの構造計算*

- | |
|---|
| <p>(1) 曲げモーメントに対するフーチングの照査は「道示 7.7.3」に基づき、有効幅を考慮した上で、「道示 5章」及び「本手引き 6.2.4」の規定によるものとする。</p> <p>(2) せん断力に対するフーチングの照査は「道示 7.7.4」に基づき、せん断スパン比の影響を考慮した上で、「道示 5章」および「本手引き 6.2.5」の規定によるものとする。</p> <p>(3) 柱及び壁とフーチング端部の距離が 1 m 以下の場合、フーチング端部の割裂やひび割れ等に対して補強鉄筋を配置する。</p> |
|---|

(参考文献)道示 7.7.3 ,p.128 ,H29.11 .道示 7.7.4 ,p.133 ,H29.11 .
道示 5章 , p.54 ~ , p.176 , H29.11 .

- (1) 曲げモーメントに対するフーチングの照査は、フーチングの構造解析をはりに置換えて行うため、「道示 7.7.3」に規定に基づく有効幅を考慮した上で、永続作用支配状況及び変動作用支配状況においては、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。

偶発作用支配状況として、レベル 2 地震動を考慮する設計状況においては、部材の非線形領域におけるモーメントの再配分等を考慮した有効幅を「道示 7.7.3」の規定に基づき考慮し、フーチングは塑性化を期待しない部材として設計を行うことから、部材の限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。

限界状態 1 においては、部材に生じる曲げモーメントが部材降伏に対する曲げモーメントの制限値を超えないことを、限界状態 3 においては、部材に生じる曲げモーメントが部材破壊に対する曲げモーメントの制限値を超えないことを照査する。

なお、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における有効幅の設定にあたっては、モーメントの再配分が確実に行われるように、引張主鉄筋量を釣合い鉄筋量の 1/2 以下とすることが必要である。

- (2) せん断に対するフーチングの照査は、フーチングがせん断スパン比 (=せん断スパン/有効高) の小さい部材であり、アーチ効果によりコンクリートが負担できるせん断力が通常のはりや薄いスラブに比べ大きくなることの影響を考慮したせん断力の特性値を「道示 7.7.4」及び「道示 5章」の規定に従って算出し、永続作用支配状況及び変動作用支配状況においては、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。

偶発作用支配状況として、レベル 2 地震動を考慮する設計状況においても同様に、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。

限界状態 3 においては、部材に生じるせん断応力度又はせん断力が、平均せん断応力度の制限値、斜引張破壊に対するせん断力の制限値及びコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことを照査し、限界状態 3 を超えないと見なせる条件を満足することで、限界状態 1 を超えないと見なせる条件も満足する。

なお、せん断力に対する照査における有効幅は、原則として全幅有効とするが、杭基礎で杭間隔が著しく大きい場合等については、曲げモーメントに対する照査における有効幅に準じる。

また、フーチングのせん断力に対する設計方法は、既往の実験に基づき特有の方法が定められているため、コーベルに類似した形状となる場合でも、道示 の規定による必要はない。

(3) フーチングの断面は、鉛直荷重とこれによる水平軸回りのモーメント荷重により設計されるが、地震時には水平荷重とこれによる鉛直軸回りのモーメント荷重も同時に作用するため、フーチング側面にひび割れ防止鉄筋以上の用心鉄筋を配置することが行われていた。

したがって、柱や壁のようにフーチングに接合される部材からの荷重作用に対して、フーチング縁端部を補強することを考慮し、補強鉄筋を配置することが望ましい。

配置する補強鉄筋としては、D19 以上を 200 mm 以下の間隔で配置するものとするが、主鉄筋の径が D16 の場合は D16 を 200 mm 以下の間隔で配置するのがよい。

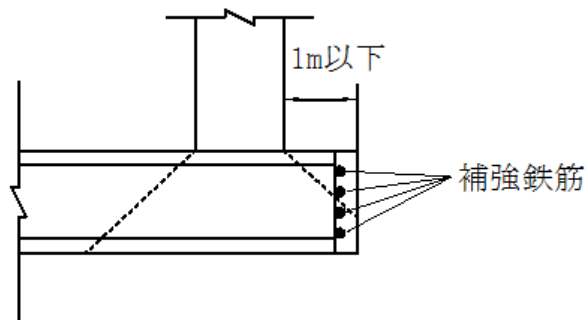


図 6.3.19 フーチング端部の補強鉄筋

(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル[道路橋編]，図 6-57，
p.6-55，H28.3.

6.3.4 橋台背面アプローチ部と踏掛版の設計

6.3.4.1 橋台背面アプローチ部

- (1) 橋台背面アプローチ部は、下記の1)から3)を満足する構造としなければならない。
 - 1) 設計に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は、良質な材料を用いるとともに、下記の1)から3)を考慮する。
 - 1) 基礎地盤の安定
 - 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ことが想定されるため、橋台背面には踏掛版等の設置を行うことを基本とする。

(出典) 道示 7.9, p.156, H29.11.

- (1) 橋に求める性能を確保するためには、設計で考慮する各状況において、橋台背面アプローチ部からどのような作用等が橋台に及ぶと考えられるのかといった作用と抵抗の相互の関係性を明らかにすることが必要である。

橋台背面アプローチ部が通常の土を用いて適切な施工がなされた盛土構造の場合、橋台は背面土からの土圧を作用として受け、「道示 8.7」及び「道示 4.2」に規定される土圧や地震時土圧が作用するものとして道示 の規定に基づき橋台の設計を行うことで橋としての性能が確保される。

したがって、通常の盛土構造でない構造を橋台背面アプローチ部へ用いる場合、設計で考慮する各状況、荷重の大きさや分布、構造特性、基礎地盤の条件及びアプローチ部背面側の盛土の条件等を踏まえたうえで、実験等により検証を行い明らかにした橋台への作用等を設計で考慮することが必要である。

また、橋台背面アプローチ部へ用いる材料に対しては、水等の浸入を防ぐ対策や交換可能な構造等の考慮により、供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法を明らかにしておくことも必要である。

なお、通常の盛土構造でない構造を橋台背面アプローチ部へ用いる場合、地震の影響を考慮する場合を含めた設計で考慮する各状況において考慮する橋台への作用が想定どおりに作用すること、また、路面の連続性を確保するために必要となる設計、施工及び維持管理方法が実験等により検証され事前に明らかになっていることが採用の前提となることに留意する。通常の盛土構造であっても、盛土高が高くなる場合には、地震後等における沈下量が大きくなるため、その適用に対しても注意が必要である。

- (2) 橋台背面アプローチ部の範囲は、橋への影響や路面の連続性を確保するという橋台背面アプローチ部の役割を考慮し、下記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土圧崩壊角を踏まえて、後フーチング長に橋台高の0.6倍を加えた範囲とする。

また、橋台背面の地盤抵抗に期待する橋台では、受働抵抗範囲を考慮して、後フーチン

グ下面端部から受働土圧崩壊角を踏まえて、後フーチング長に橋台高の2.0倍を加えた範囲とする。

橋台背面アプローチ部が踏掛版の長さより短い場合には、踏掛版の長さ以上の範囲とする。

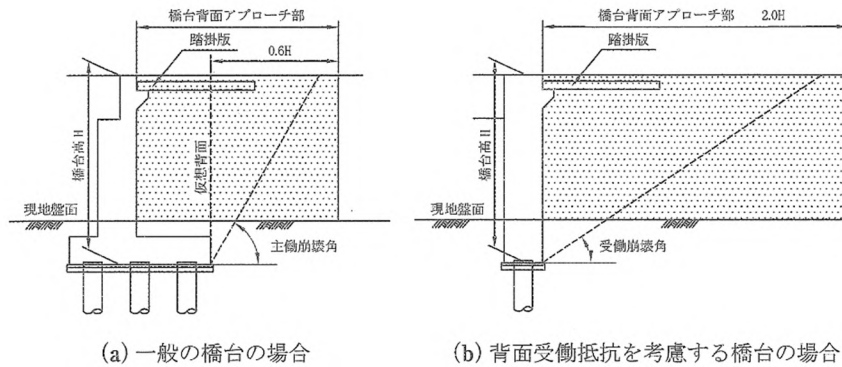


図 6.3.20 橋台背面アプローチ部の範囲

(出典) 道示 7.9, 図-解 7.9.1, p.159, H29.11.

なお、切土部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上図の範囲より短いときには、地山までをその範囲とする。

また、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。

- (3) 橋台背面アプローチ部に用いる材料は、締固めが容易で、非圧縮性、透水性を有し、かつ、水の浸入によっても強度の低下が少ない安定したものをを用いることが基本であり、一般には砂質土を用いる。

ただし、河川堤防内に橋台を設置する場合で砂質土を用いることができず他の材料を用いる場合や、軽量盛土材料や補強土等を用いる場合については、「道示 7.9」の規定の趣旨を踏まえて要件を満足する材料であることを確認のうえ用いることが必要である。

橋台背面アプローチ部に用いる材料及び施工品質の例を表 6.3.3 及び表 6.3.4 に示す。

表 6.3.3 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	100 mm
4,750 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。

(出典) 道示 参考資料 3, p.542, H29.11.

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、大型の締固め機械の使用を前提として、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可能である。

表 6.3.4 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	$D_c >$ 平均 92%, 最小 90%	$D_c >$ 平均 97%, 最小 95%
仕上り厚	200 mm 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: 突き固め方法が C, D, E 法の場合の管理基準値を示す。

(出典) 道示 参考資料 3, p.543, H29.11.

なお、この管理値は表 6.3.3 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。橋台背面アプローチ部に設ける排水工としては、下記のようなものがある。

- 1) 表面排水工: 雨水等の表面水が橋台背面アプローチ部内部への浸透を防ぐために設ける。
- 2) 裏込排水工: 橋台背面アプローチ部内部に侵入した水を速やかに排除するために設ける。
- 3) 地下排水工: 地下水位が浅い場合、橋台背面アプローチ部内部の水が滞水しないように集水し、集水したものを盛土外へ導くために設ける。

図 6.3.2 1 に橋台背面アプローチ部に設ける排水工の構造例を示す。排水工に関する詳細は、「道路土工 盛土工指針 (日本道路協会編, H22.4)」及び「道路土工要綱 (日本道路協会編, H21.6)」に示されている。

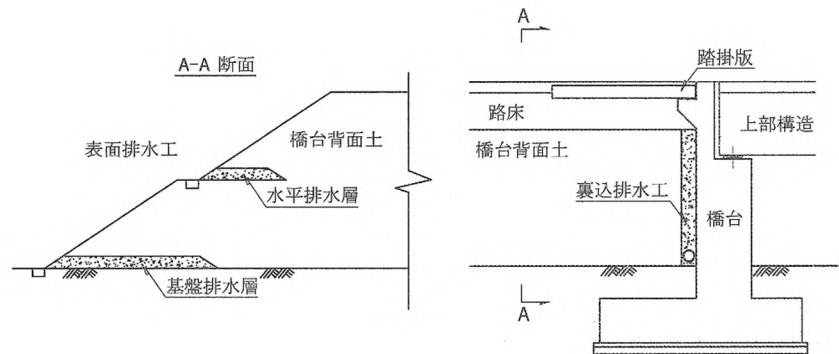


図 6.3.2 1 橋台背面アプローチ部の排水工の構造例

(出典) 道示 参考資料 3 p.544, H29.11.

- (4) 橋台背面アプローチ部は、基礎地盤や橋台背面アプローチ部の盛土等が、軟弱地盤における側方移動や地震動による盛土のゆすり込み等により沈下を生じ、路面に段差を生じる可能性がある。

このような場合でも、地震後における避難路や緊急物資の輸送路としての役割の大きい耐震設計上の橋の重要度が B 種の橋や、社会的影響が大きい路線上に位置する橋では、すぐに通行機能が確保できる構造とすることが望ましい。

このような役割を要求される橋においては、橋台背面アプローチ部の設計を行うことに加え、基礎地盤や橋台背面アプローチ部が沈下した場合でも、橋の通行機能の確保を確かなものとするための配慮として、沈下に追従しつつ橋台との間の路面の連続性を保つこと

を可能とする構造として踏掛版を設置する。

踏掛版を設置する場合には、できる限り路肩部まで含めて設置する等、踏掛版の幅や長さ
に留意する。

踏掛版は、地盤改良等による沈下対策を行った場合でも、不測の沈下に備えて設置する。

なお、埼玉県で管理する橋梁は、耐震設計上の橋の重要度がB種の橋であるため、踏掛版
を設置することを基本とする。

6.3.4.2 踏掛版の設置位置及び形状

- (1) 踏掛版は架橋状況に応じて設置長さを設定するのがよい。一般的な踏掛版の長さは、
地盤の種類が普通地盤の場合には5m、軟弱地盤の場合には8mを標準とする。
- (2) 踏掛版は、基層下面に踏掛版上面を合わせることを標準とし、上層路盤内にアスファ
ルト安定処理層を設ける場合、同層下面位置に踏掛版上面を合わせる。
- (3) 踏掛版の設置幅は車線及び路肩を含む車道幅を標準とする。ただし、エプロンブロッ
クがある場合には、エプロンブロックの車道側端部までの幅とする。
- (4) 踏掛版の設計は、「道示 参考資料, 4.踏掛版の設計法(案)」による。

- (1) 軟弱地盤とは、構造物の基礎地盤として十分な支持力を有しない地盤で、その上に構造
物を構築すると、すべり破壊、構造物の沈下及び周辺地盤の変形、あるいは地震時に液状
化を生じる可能性のある地盤をいう。

一般に有機質土、高有機質土(腐食土)、N値4以下の粘性土及びN値10~15以下の砂
質土は、沈下や液状化の恐れがあるため、軟弱地盤とされる。

斜角を有する橋台の踏掛版は、斜角なりの形状とするのがよい。

なお、斜角が60°未満の場合には鈍角部の配筋等、設計時に注意する必要がある。

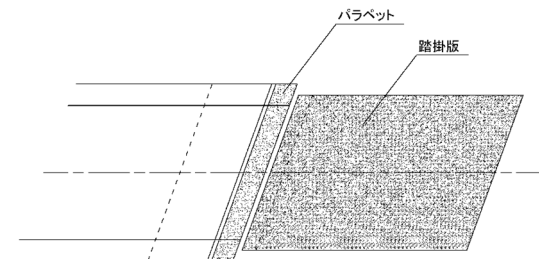


図6.3.2.2 斜橋における踏掛版の形状

(出典)北陸地方整備局:設計要領(道路編), 図9.122 p.9-147 ,H29.4 .

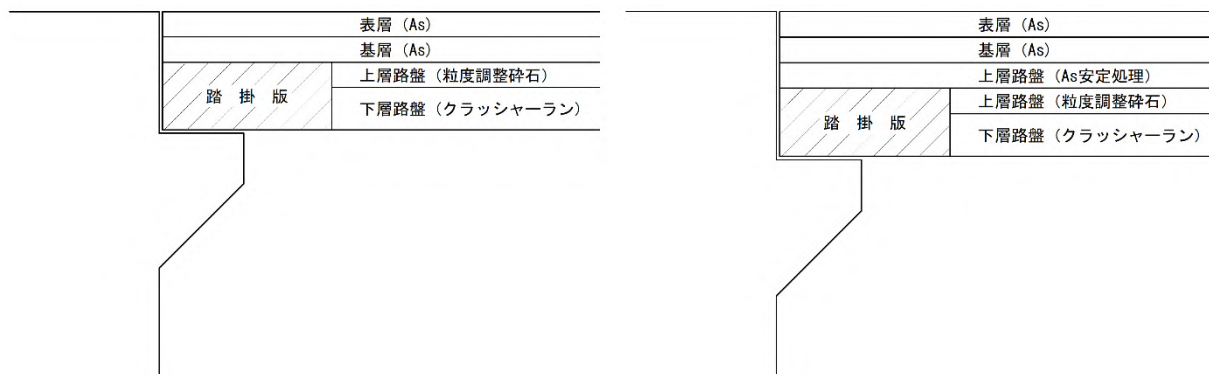
- (2) 踏掛版の設置位置は、「道路土工 盛土工指針」(日本道路協会編, H22.4)により路面下
100mm以深を原則としているため、基層下面に合わせることにした。

舗装計画交通量(大型車交通量)が1000台以上/日・方向の道路において、上層路盤内
にアスファルト安定処理層が敷設される場合、舗装の施工性を考慮して踏掛版上面は上層
路盤内のアスファルト安定処理層下面に合わせることにした。

基層が敷設されない舗装計画交通量(大型車交通量)が250台未満/日・方向の道路では
路面下100mm以上を確保した位置を踏掛版上面とするため、踏掛版上の路盤材は、粗粒度
アスファルトコンクリートに置き換える。

なお、橋梁設計時に舗装構成が決定されていない場合、舗装計画交通量(大型車交通量)
が1000台以上/日・方向の道路では路面下200mm、その他の道路では路面下100mmを踏

踏掛版の上面として設計を行い、舗装構成決定後に設計図書への決定された舗装厚の反映を行うとする考え方もある。



(a) 舗装計画交通量 1 000 台未満/日・方向 (b) 舗装計画交通量 1 000 台以上/日・方向

図 6 . 3 . 2 3 踏掛版の設置深さ

- (3) 地震時に路肩部に段差が生じた場合、緊急車両等の通行に支障をきたすことも想定されるため、踏掛版の設置幅は路肩部を含めた車道幅を標準とした。

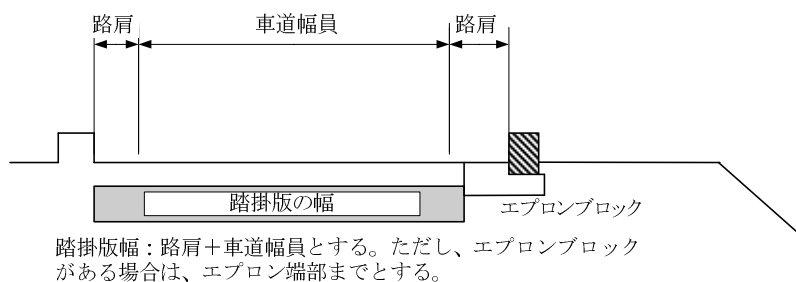


図 6 . 3 . 2 4 踏掛版の設置幅

- (4) 踏掛版の設計は永続作用支配状況及び変動作用支配状況について行い、各状況における限界状態 1 及び限界状態 3 について照査を行う。

なお、断面力の算出にあたっては、死荷重及び活荷重に対する荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を考慮し、「道示 5 章」に従って照査を行う。

6.3.5 橋座部の設計

- (1) 橋座部は、支承部等から作用する荷重を確実に躯体へ伝達できる構造とする。
- (2) 支承部が取付けられる橋座部の部位においては、下記事項を満足させる。
 - 1) 支承部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。
 - 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制限値を超えない。
- (3) 支承部が取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生じないように、鉄筋を配置することにより補強する。
- (4) 橋座部の設計では、下記事項に配慮しなければならない。
 - 1) 塵埃、滞水等による支承部や上部構造への腐食等への対応
 - 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

(出典) 道示 7.6, p.115 ~ 116, H29.11 .

- (1) 橋座部が支承部等から作用する荷重を確実に躯体へ伝達するため、橋座部が限界状態1及び限界状態3を超えず、かつ、支承や躯体に先行して破壊しないようにするため、適切な設計方法や橋座部における構造設計上の配慮を行うことが必要である。
- (2) 支承部が取付けられる橋座部の部位は、地震時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恐れがあるため、限界状態3を超えないようにする。

橋座部における限界状態3とは、橋座部に対する作用に対する抵抗力が喪失される限界の状態であり、限界状態3を超えない場合には限界状態1を超えないとみなしてよい。

- 1) 支承部縁端と下部構造頂部縁端との間の距離(支承縁端距離)の確保にあたっては、「道示 式(7.6.1)」に従ってその値を算出し、橋軸方向及び橋軸直角方向へ、その値以上を下部構造頂部縁端との最小距離方向に確保する。

$$S = 0.2 + 0.005l$$

ここに、S：支承縁端距離 (m)

l：支間長 (m)

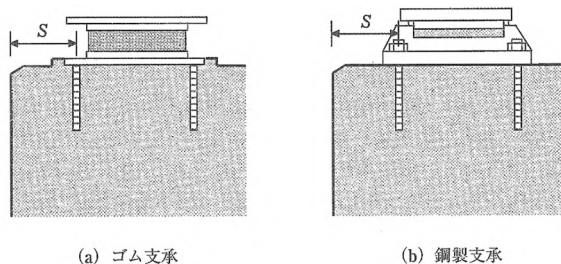


図6.3.2.4 支承縁端距離 S

(出典) 道示 7.6, 図-解 7.6.1, p.118, H29.11 .

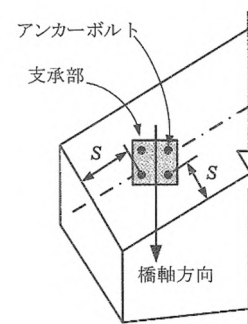


図6.3.2.5 斜橋・曲線橋の

支承縁端距離 S

(出典) 道示 7.6, 図-解 7.6.2, p.118, H29.11 .

- 2) レベル2地震動を考慮する設計状況においては、「道示 13.1.1」に規定する支承部に作用する水平力のうち、レベル2地震動の影響による力が、部材の押抜きせん断耐力を超えない

ことを照査する。橋座部における支承部から作用する水平力に対する制限値は、「道示 式 (7.6.2)、式 (7.6.3) 及び式 (7.6.4)」に従って算出する。

$$P_{bs} = P_c + P_s$$

$$P_c = 0.32 \alpha \sqrt{\sigma_{ck}} A_c$$

$$P_s = \sum \beta (1 - h_i / d_o) \sigma_{sy} A_{si}$$

- ここに、
 P_{bs} : 橋座部における支承部から作用する水平力の制限値 (N)
 P_c : コンクリートの負担する耐力 (N)
 P_s : 補強鉄筋の負担する耐力 (N)
 α : コンクリートの負担分を算出するための係数 (下図による)
 σ_n : 鉛直力による支承下面の支圧応力度 (N/mm²)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)
 β : 補強鉄筋の負担分に関する係数 (= 0.5)
 h_i : i 番目の補強鉄筋の橋座面からの距離 (m)
 d_o : 支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離 (m)
 σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)
 A_{si} : i 番目の補強鉄筋の断面積 (mm²)

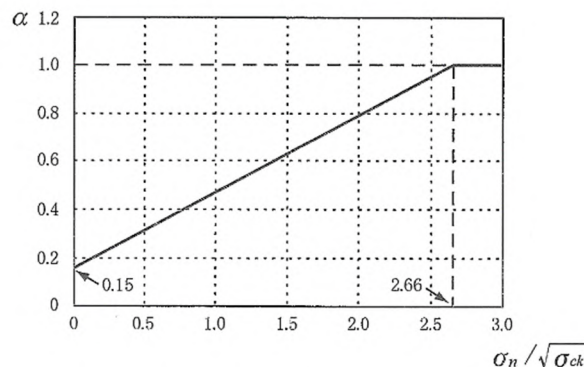


図 6.3.26 コンクリートの負担分を算出するための係数
(出典) 道示 7.6, 図-7.6.1, p.116, H29.11.

なお、支承から作用する水平力や支承に作用する死荷重反力は、荷重組合せ係数 p 及び荷重係数 q を考慮して算出されるものであるため、制限値の算出にあたっては、これらの係数をさらに乗じる必要はない。

また、制限値の算出にあたって考慮する補強鉄筋は、水平に配置された鉄筋のうち、抵抗面にまたがり、十分に定着されている鉄筋を考慮する。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、補強鉄筋とみなしてもよい。

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付け位置と補強鉄筋量を設定することが必要である。

補強鉄筋の配置にあたっては、橋座部が鉄筋やアンカーボルト等が複雑に配置される箇所であるため、これらの取り合いや施工性に十分留意する。

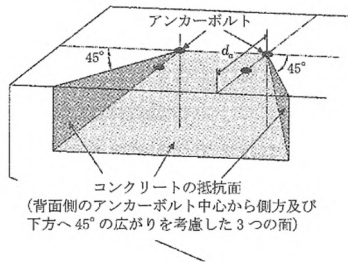


図 6.3.27 コンクリートの抵抗面積 A_c

(出典) 道示 7.6, 図-7.6.3, p.119, H29.11.

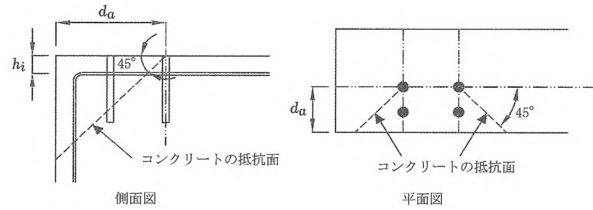
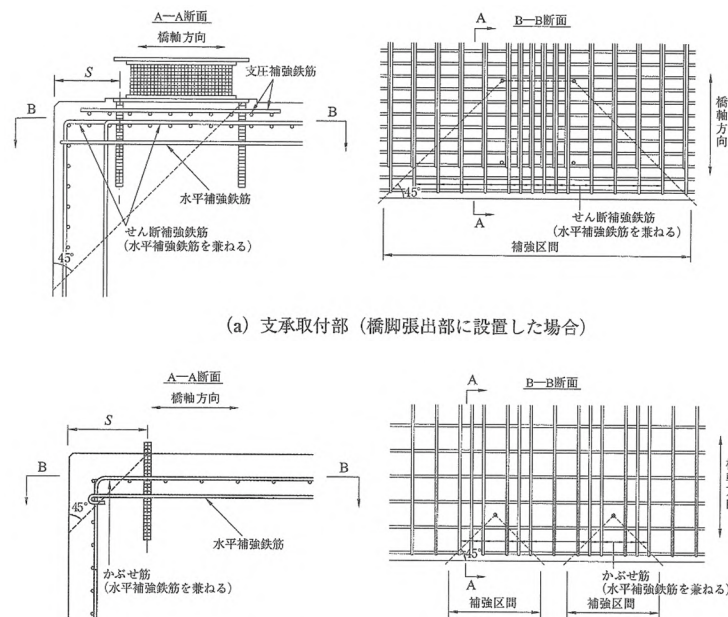


図 6.3.28 h_i と d_o の取り方

(出典) 道示 7.6, 図-7.6.4, p.119, H29.11.

(3) 支承部の取付けにおいて支承面に作用する鉛直力による支圧に対しては、格子状の D16 以上の支圧補強鉄筋を配置し、支承からの水平力に対しては、橋軸方向に水平に補強鉄筋を配置する。

水平力に対する補強鉄筋としては、下部構造頂部に配置されるはりのせん断補強鉄筋のほかに、別の補強鉄筋として、中間帯鉄筋と同等の定着を行った D16 以上の鉄筋とし、はりのせん断補強鉄筋と同間隔で配置する。



(a) 支承受付部 (橋脚張出部に設置した場合)

(b) アンカーバー取付部 (橋台や壁式橋脚に設置した場合)

図 6.3.29 橋座部の配筋例

(出典) 道示 7.6, 図-解 7.6.7, p.121, H29.11.

下部構造の天端上に維持管理等を目的に台座を設ける場合には、台座部分を含めた橋座部の耐荷機構を踏まえて設計する。台座の形状等によっては、台座本体に曲げ破壊やせん断破壊が生じるおそれがあるため、こうした破壊が生じないように適切に設計する。

台座を有する場合には、台座の損傷によって荷重の伝達機能が損なわれないようにするため、補強鉄筋を配置して台座と橋座部が一体となるような構造とする。

特に、台座部へ配置される鉄筋の橋座部への十分な定着長の確保や鉄筋配置にあたっての かぶり、あき等の構造細目に留意する。

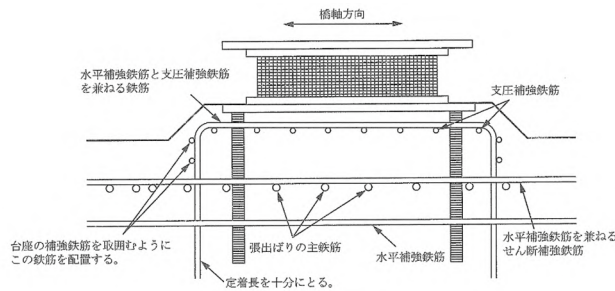


図 6.3.30 台座がある場合の橋座部の配筋例
(出典) 道示 7.6, 図-解 7.6.8, p.122, H29.11.

(4) 橋座部は、構造設計上の配慮及び維持管理の容易性と確実性に配慮した設計を行う。

1) 橋座部は、伸縮装置からの漏水や狭隘な箇所であり湿潤環境となりやすく、上部構造の主桁端部付近に腐食が生じることが多い。

このような環境とならないような構造上の配慮として、橋座面に 3% 程度の排水勾配を設けることを標準とする (図 6.3.31 参照)。

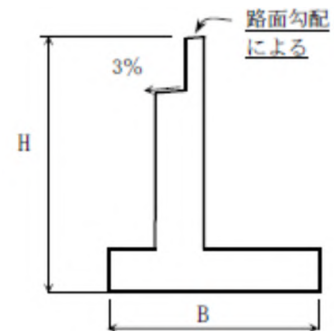


図 6.3.31 橋座部の排水勾配
(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル [道路橋編], 図 6-17, p.6-22, H28.3.

2) 橋座部に設置される支承は、設計供用期間中に交換することが標準とされており、交換が確実かつ容易に行えるように、あらかじめ橋座部の設計時に配慮が必要である。

したがって、設計時の配慮としては、支承交換時の仮受け等を行うことを想定して、局所的な集中荷重が作用したときに破壊しないようにあらかじめ補強しておくことや、交換作業時のために必要な空間を確保しておくことが考えられる。

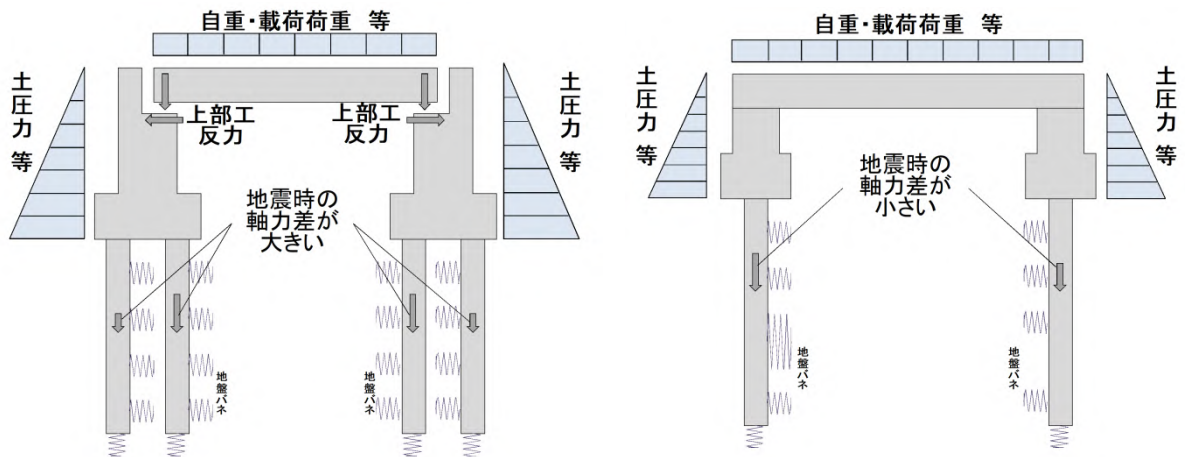
6.3.6 橋台部ジョイントレス構造*

- (1) 橋台部ジョイントレス構造は、構造条件及び地盤条件による影響を適切に考慮して適用性の検討を行う。
- (2) 橋台ジョイントレス構造を用いる場合には、「道示 7.8」に準じて設計する。

「道示 7.8」には橋台部ジョイントレス構造として、門型ラーメン構造とインテグラルアバット構造が規定されている。また、鋼上部構造と鉄筋コンクリート構造である橋台の連結方法として、スタッドを用いた方法が規定されている。

門型ラーメン構造では、構造が全体で水平力に抵抗できる構造となり、一般的には杭基礎本数が減ることが多く、施工性、経済性において有利となる。また、上部構造桁端部付近では伸縮装置を省略化することにより、支承や橋台部に生じる漏水による変状を避けられるため、維持管理の確実性も向上するという利点もある。

ラーメン構造では、上下部構造の接合部が重要であり、接合部の剛結構造には様々な方法があるため、採用に当たっては実績の有無、特殊な条件を伴う際には、必要に応じて検証実験を行うなど、適用条件を確認することが重要である。



(a) 単純桁橋構造モデル

(b) ラーメン橋構造モデル

図 6 . 3 . 3 2 上下部を剛結した場合の計算構造モデルの比較

インテグラルアバット構造は、温度変化等により生じる上部構造の変形を橋台基礎の変形により追従する構造であり、供用後に舗装のひび割れや踏掛版の沈下による段差が生じた事例が報告されている。

したがって、交通量の多い幹線道路等への採用にあたっては、適用する上部構造の伸縮量や維持管理への影響について十分検討を行うことが必要である。

また、門型ラーメン構造及びインテグラルアバット構造の上部構造を鉄骨鉄筋コンクリート構造（SRC 構造）とする、橋台部ジョイントレス構造も採用されている。この構造では、上部構造を鉄骨鉄筋コンクリート構造（SRC 構造）とすることで桁高を抑えることが可能となり、同時に、施工性の向上見込めることに特徴を有する。

6.4 設計要領

6.4.1 下部構造に用いる鉄筋コンクリート部材の構造細目

(1) 下部構造を構成する鉄筋コンクリート部材は、各部材の耐荷性能及び耐久性能を確実に発揮させることを目的とし、規定される構造細目に基づく部材構成とする。

(出典) 道示 5.2, p.68, H29.11, 道示 5.2, P.67, H29.11.

(1) 下部構造及び基礎構造を構成する鉄筋コンクリート部材は、道示 においてその構造細目が規定されるが、土中や水中に設置される部材を有する下部構造及び基礎構造においては、道示 においてもその構造細目が規定される。

したがって、下部構造及び基礎構造に用いる鉄筋コンクリート部材は、下部構造特有の事項が考慮された構造細目に従う。下部構造及び基礎構造を構成する鉄筋コンクリート部材の主な構造細目を表 6.4.1 に示す。

表 6.4.1 鉄筋コンクリート部材の主な構造細目

項目	道示における規定箇所	道示 あるいは道示 に規定する理由
最小鉄筋量・最大鉄筋量	道示 5.2.1	一般に低鉄筋・大断面構造となる下部構造の特徴を考慮するため。
鉄筋のかぶり	道示 5.2.2	地中部等における鋼材の腐食の影響等を考慮するため。
鉄筋のあき	道示 5.2.4	上部構造及び下部構造に関わらずコンクリート部材共通の事項であるため。
鉄筋の定着	道示 5.2.5	
鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状	「道示 5.2.6」の規定を基本として、曲げ加工の端部からまっすぐに伸ばす値を「道示 5.2.3」で規定	曲げ加工の端部からまっすぐ伸ばす値は、地震の影響に対する構造設計上の配慮として道示 の規定よりも長く設定。
鉄筋の継手	「道示 5.2.7」の規定を基本として、水中で施工する部材の付着応力度については「道示 5.2.6」で規定	水中コンクリートについては、下部構造でのみ使用されるため、道示 にて規定。
軸方向鉄筋の配置	道示 5.2.4	下部構造の構造特性や従来の設計実績等を踏まえ、道示 にて規定。
せん断補強鉄筋の配置	道示 5.2.5	

6.4.2 最小鉄筋量・最大鉄筋量*

- (1) 曲げを受ける部材では、コンクリートのひび割れと共に耐力が減ることによる急激な破壊を防ぐため、必要な量の軸方向引張鉄筋を配置する。
- (2) 軸方向力が支配的な部材では、極端な偏心荷重の作用時における部材の脆性的な破壊を防ぐこと及びコンクリートの局所的な弱点に対して応力を分散させるため、必要な量の軸方向鉄筋を配置する。
また、コンクリートの充填不足を生じさせないため、軸方向鉄筋量を抑える。
- (3) 乾燥収縮や温度勾配等により、耐荷性能及び耐久性能の前提を満足しなくなるひび割れを生じさせないため、必要な量の鉄筋を配置する。
- (4) 曲げを受ける部材では、コンクリートの破壊が鉄筋の降伏に先行させないように、軸方向鉄筋量を抑える。

(出典) 道示 5.2.1, p.67, H29.11.

- (1) 部材の急激な破壊を防ぐために部材の軸方向鉄筋は、部材の最大抵抗曲げモーメント M_u がひび割れモーメント M_c 以上となるように配置する。
ただし、設計荷重に対して余裕のある断面を有する部材では、部材に生じる曲げモーメント M の 1.7 倍がひび割れモーメント M_c 以下となる場合、設計上で必要となる鉄筋量を配置する。
ひび割れモーメント M_c は、「道示 式(解 5.2.1)」により算出する。算出に用いる軸方向力 N は、荷重組合せ係数 ρ 及び荷重係数 q が考慮された各設計状況における断面力である。
- (2) 軸方向力が支配的な部材では、計算上必要なコンクリート断面積 A' の 0.8 %以上の軸方向鉄筋量 A_s を配置する。
また、軸方向力を受ける部材でコンクリート打設等の施工性が低下する過密配筋となるような断面の場合、軸方向鉄筋量は部材の全断面積 A の 6%程度以下とする。
$$0.008 \cdot A' \leq A_s \leq 0.06 \cdot A$$

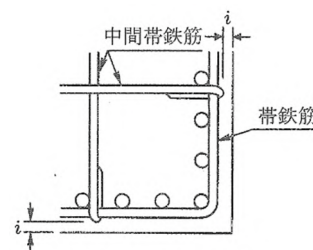
計算上必要なコンクリートの断面積 A' は、「道示 式(解 5.2.2)」により算出する。算出に用いる軸方向力 N は、荷重組合せ係数 ρ 及び荷重係数 q が考慮された各設計状況における断面力である。
- (3) 乾燥収縮や温度勾配等によるひび割れの発生に対して、鉄筋コンクリート部材の表面に沿う長さ 1m あたり 300 mm 以下の間隔で、鉄筋断面積の合計が 500 mm² 以上となるように鉄筋を配置する。
- (4) 軸方向引張鉄筋量が多い場合、下部構造の抵抗特性として避けるべき破壊形態である鉄筋の降伏に先行してコンクリートに脆性的な破壊が生じることが想定される。
したがって、軸方向引張鉄筋量 A_{st} は部材の有効断面積の 2%以下とし、軸方向引張鉄筋量が釣合い鉄筋量以下となるように配置する。
($A_{st} \leq 0.02 \cdot b \cdot d$ ここに、 b : 部材断面幅、 d : 部材有効高)

6.4.3 鉄筋のかぶり*

- (1) コンクリートと鉄筋の付着の確保、鉄筋の防食及び鉄筋の保護等のため、必要なかぶりを確保しなければならない。
- (2) 供用時に水中又は土中となる部材では、維持管理の困難さも考慮して、必要なかぶりを確保しなければならない。
- (3) 水中で施工するコンクリート部材では、コンクリートの品質、締固めの困難さ及び施工精度等を考慮し、必要なかぶりを確保しなければならない。
- (4) 冬季に路面凍結防止剤を散布することが予想される橋やこれに隣接する橋等では、鉄筋の防食等、耐久性能の観点より必要なかぶりを確保しなければならない。

(出典) 道示 5.2.2, p.71, H29.11, 道示 6.2, p.85, H29.11.

鉄筋のかぶりとは、図6.4.1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。



ここに、 i : かぶり

図6.4.1 鉄筋のかぶり

(出典) 道示 5.2.2, 図-5.2.1, p.71, H29.11.

- (2) 鉄筋のかぶりは、鉄筋の直径以上、かつ、表6.4.2に示す値以上を確保する。
ただし、鉄筋のかぶりを厚くしすぎると表面ひび割れや剥落等の原因となるため、施工条件及び施工誤差等を考慮して適切なかぶりの値とする。
なお、かぶりに施工誤差等による余裕寸法を見込む場合、余裕寸法の値としては必要に応じて+10 mmとする。(参考：NEXCO 設計要領第二集, P.2-16, H27.7.)

表6.4.2 鉄筋の最小かぶり

部材の種類 供用時の環境条件	はり	柱・壁	フーチング
	大気中の場合	35 mm	40 mm
水中及び土中の場合	-	70 mm	70 mm

(出典) 道示 5.2.2, 表-5.2.1, p.71, H29.11.

支承部のような狭隘な箇所では、やむを得ずかぶりコンクリートの内へ鉄筋を配置することが必要な場合、塗装鉄筋等の防食・防錆処理された鉄筋を用いる。

- (3) 水中に直接コンクリートを打設する場所打ち杭及び地中連続壁基礎における鉄筋のかぶりは、「道示 10.10.5 及び 13.10.4」の規定による。
- (4) 路面凍結防止剤を散布が予想される箇所の下部構造では、鉄筋コンクリート部材の耐久性能を維持するため、海洋から飛来する塩分により鋼材に腐食を生じさせないための最小かぶりにおける、対策区分 相当の最小かぶり 90 mm を確保する。
(参考：道示 表-6.2.1, P.86, H29.11.)

6.4.4 鉄筋のあき*

- (1) 鉄筋の周囲にコンクリートが十分に行きわたり、かつ、確実にコンクリートが締固められるように鉄筋のあきを確保する。
- (2) コンクリートと鉄筋が十分に付着し、両者が一体となって挙動するために必要な鉄筋のあきを確保する。

(出典) 道示 5.2.4, p.73, H29.11.

- (1) 現場打ちコンクリートとなる下部構造では、締固め時に流動化したコンクリートが十分に行きわたるよう、最大粗骨材寸法より大きなあきを確保するため、鉄筋のあきとして40mm以上、かつ、粗骨材の最大寸法の4/3倍以上を確保する。
(参考: 道示 5.2.4, P.73, H29.11.)
- (2) コンクリートと鉄筋に十分な付着強度を得るためには、鉄筋径程度のあきが必要である。使用する鉄筋が凹凸を有する異形棒鋼であることを考慮し、鉄筋のあきとして鉄筋直径の1.5倍以上を確保する。(参考: 道示 5.2.3, P.71, H29.11.)

6.4.5 鉄筋の定着*

- (1) 鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって挙動するように定着するものとし、次のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。
 - 1) 鉄筋の定着は、鉄筋の端部をコンクリート中へ埋込み、鉄筋とコンクリートの付着により行う。
 - 2) 鉄筋の定着は、鉄筋の端部をコンクリート中へ埋込み、フックを設けて行う。
 - 3) 鉄筋の定着は、定着板等を取り付けて機械的に行う。

(出典) 道示 5.2.5, p.76, H29.11.

- (1) 鉄筋の定着方法は、下記の事項がこれまでの実績や実験等により検証されていることが必要である。
 - ・定着機構が明らかである。
 - ・定着機構が所要の性能を発揮するための適用条件が明らかである。
 - ・定着機構が所要の性能を発揮する定着部の構造各部位について形状、寸法、強度等が明らかである。
 - ・定着機構が所要の性能を発揮するための定着部周辺コンクリートの強度、補強方法等が明らかである。
 - ・定着部の定着力が鉄筋の引張強度以上と期待できる。
 - 1) 鉄筋とコンクリートの付着により定着する場合、引張鉄筋における定着長は「道示 5.2.7 式(5.2.1)」により算出される鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とし、圧縮鉄筋における定着は、その80%以上、かつ鉄筋径の20倍以上とする。
なお、引張鉄筋の定着では、定着側部材の形状により曲げモーメントをシフトする考えがあるので(橋脚張出部主筋等)注意を要する。
 - 2) フックを設けて定着する場合、引張鉄筋における定着長は上記1)項で求めた定着長の2/3以上の長さとし、圧縮鉄筋はフックの効果を考慮せずに上記1)項で求めた長さ以上とする。
 - 3) 鉄筋に別途定着体を取付けて機械的な定着効果を期待する構造を用いた定着では、個々の定着体の構造詳細によりそれぞれ定着効果が異なるため、定着長はその性能が検

証された範囲で必要な長さを確保する。定着板等を取付けて機械的に定着を行う場合の定着長の取り方を図 6.4.2 に示す。

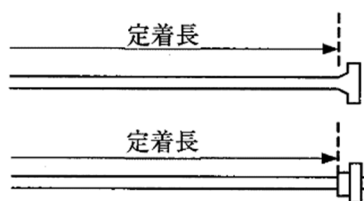


図 6.4.2 機械式定着工法における定着長

(出典) 道示 5.2.5, 図-解 5.2.5, p.79, H29.11.

定着板等を取付けて機械的に定着を行う場合、「機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドライン(機械式鉄筋定着工法技術検討委員会編,平成28年7月)」が参考となる。

表 6.4.3 機械式鉄筋定着工法一覧表(平成28年7月1日現在)

No.	工法名	審査名称	審査番号	審査年月	鉄筋仕様	固定材材質	適用鉄筋径	コンクリート強度 (N/mm ²)	定着体種別
				(更新)					
1	Tヘッド工法	土木研究センター	建技審証第0314号	2013.11 (内容変更・更新)	SD295 ~ SD490	—	D10 ~ D51	24 以上	加熱成形
2	Head - Bar		建技審証第0408号	2015.11 (内容変更)	SD295 ~ SD490	SM490, S45C	D13 ~ D51	21 以上	摩擦圧接工法
3	プレートフック工法		建技審証第0511号	2015.11 (更新)	SD295 ~ SD345	FCAD1200-2	D13 ~ D51	21 以上	螺合グラウト固定
4	フリッパー		建技審証第0903号	2014.04 (内容変更・更新)	SD295A ~ SD490	非調質鋼	D13 ~ D51	24 ~ 60	摩擦圧接工法
5	TPナット工法		建技審証第1010号	2016.02 (内容変更・更新)	SD295 ~ SD490	JIS G4051	D13 ~ D35	21 以上	ネジ接合
6	タフナット		建技審証第1301号	2013.04	SD295A ~ SD490	S45C熱処理品 または鍛造品	D13 ~ D51	24 ~ 60	螺合、嵌合鋼線 貫入による固定

(出典) 機械式鉄筋継手工法技術検討委員会: 機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドライン, 表-解 1-2-1 P.7, H28.7.

6.4.6 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状*

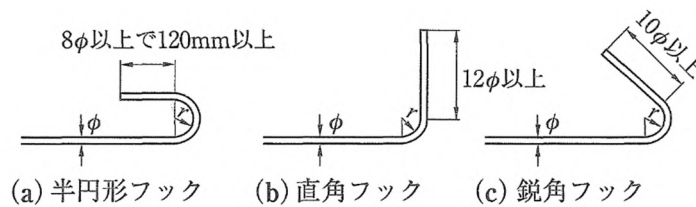
- (1) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、想定する鉄筋の挙動が担保されるような形状とし、加工が容易にでき、かつ、加工により鉄筋の材質を傷めない形状とする。
- (2) 鉄筋のフックは、半円形フック、直角フック又は鋭角フックのいずれかを用い、曲げ加工する端部からまっすぐに伸ばす。
- (3) 鉄筋の曲げ形状は、コンクリートとの確実な定着を考慮した曲げ半径とする。

(出典) 道示 5.2.3, p.72, H29.11.

道示 5.2.6, p.82, H29.11.

- (2) 下部構造を構成する部材では、耐震設計において塑性化を考慮する部材があること及び構造上の補完性又は代替性の観点より、万一塑性化が生じた場合にも直ちに重大な損傷となることを回避するため、フックの定着長にコンクリートの拘束効果を期待している。

図 6.4.3 に各フックにおけるフックの曲げ形状を示す。



ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)

r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図 6.4.3 鉄筋のフックの曲げ形状

(出典) 道示 5.2.3, 図-5.2.2, p.73, H29.11.

なお、鉄筋材質 SD490 の場合、鉄筋のフック形状は曲げ角度が 90° までであるため、直角フックのみとなる。

(3) フックに適用する鉄筋の曲げ半径は、コンクリートとの確実な定着を考慮した表 6.4.4 に示す値とする。

スターラップに適用する鉄筋の曲げ半径は、施工性を考慮した表 6.4.4 に示す値とする。

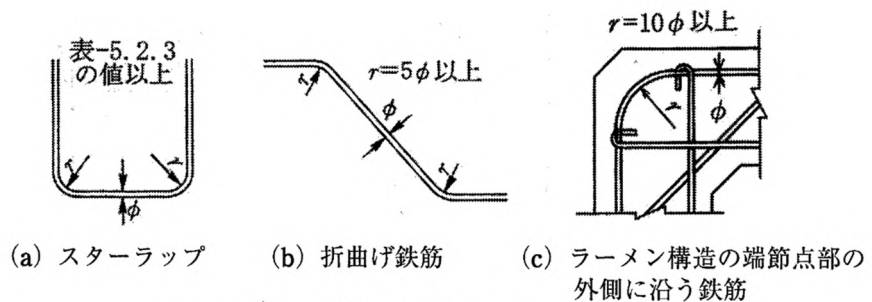
表 6.4.4 鉄筋の内曲げ半径

種類	記号	曲げ内半径	
		フック	スターラップ
異形棒鋼	SD345	2.5 mm	2.0 mm
	SD390	3.0 mm	2.5 mm
	SD490	3.5 mm	3.0 mm

ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)

(出典) 道示 5.2.6, 表-5.2.3, p.83, H29.11.

鉄筋の曲げ形状を図 6.4.4 に示す。



ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)

r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図 6.4.4 鉄筋の曲げ形状

(出典) 道示 5.2.6, 図-5.2.4, p.83, H29.11.

6.4.7 鉄筋の継手*

- (1) 鉄筋の継手は、継手周辺のコンクリートと鉄筋の荷重伝達機構が明確であり、継手周辺の性能が母材と著しく異ならず、施工品質が確保できる方法とする。
- (2) 鉄筋の継手は、継手の存在により部材の荷重支持機能が低下しないように配置し、一断面に集中させない。

(出典) 道示 5.2.7, p.84, H29.11.

(1) 鉄筋の継手には、重ね継手、機械式継手及びガス圧接継手等があり、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置や施工性等により適切な継手方法とする。

一般的な施工条件における鉄筋径別の継手方法を表6.4.5に示す。D29以上の鉄筋では、施工性等の理由により一般に重ね継手は用いられず、ガス圧接継手あるいは機械式継手が用いられている。また、D38以上の鉄筋の場合には、施工品質の確保の容易さ等を理由に、機械式継手が用いられている。

表6.4.5 一般的な施工条件における鉄筋の継手

継手の種類	～ D16	D19 ～ D25	D29 ～ D35	D38 ～ D51
重ね継手			-	-
ガス圧接継手	-			
機械式継手	-			

ここに、 \square : 比較的多用されている継手、 \square : 用いられている継手

(出典) 道示 参考資料 3, p.607, H24.3.

表6.4.5より、鉄筋の継手は、鉄筋径D25までは重ね継手、D29～D35まではガス圧接継手、D38～D51までを機械式継手とする。

鉄筋の継手として重ね継手とする場合、重ね継手長は「道示 5.2.7 式(5.2.1)」により算出される値以上、かつ、鉄筋径の20倍以上とする。

重ね継手長の算出にあたり必要となる、鉄筋の引張応力度の基本値及びコンクリートの付着応力度の基本値を表6.4.6及び表6.4.7に示す。

表6.4.6 鉄筋の引張応力度の基本値

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 N/mm ²	230 N/mm ²	290 N/mm ²

(出典) 道示 5.2.7, 表-5.2.4, p.85, H29.11.

表6.4.7 コンクリートの付着応力度の基本値

コンクリート設計基準強度	21 N/mm ²	24 N/mm ²	27 N/mm ²	30 N/mm ²
応力度の種類				
付着応力度	1.40	1.60	1.70	1.80

(出典) 道示 5.2.7, 表-5.2.5, p.85, H29.11.

機械式継手の適用にあたっては、継手部における必要なかぶりやあきの過不足に留意し、継手の外径が鉄筋径の2倍以下となり、適用箇所に応じて継手長の短い継手を選定する等の配慮を行う。

表6.4.8に機械式継手を配置した部分のあきを示し、表中に示す値以下の径の機械式継手を採用することで、必要な鉄筋のあきを確保できる。

表 6.4.8 機械式継手部の鉄筋のあき

① 鉄筋径	鉄筋の芯間隔			② 最大値	③ 最小鉄筋間隔	④=③-② (あきの余裕)	⑤=①+④×2 あきを確保できる 機械継手の径
	鉄筋径の1.5倍 (芯間隔は鉄筋径 を加えた3.5倍)	40mm以上かつ粗骨材最大寸法 の4/3倍 (芯間隔は鉄筋径を加えた値)					
		25mm	40mm				
D38	95.0	71.3	91.3	95.0	125	30.0	98mm 以下
D41	102.5	74.3	94.3	102.5		22.5	86mm 以下
D51	127.5	84.3	104.3	127.5		22.5	96mm 以下

(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル[道路橋編], 表 6-24, p.6-71, H28.3.

表 6.4.9 に機械式継手の外径とカプラー延長の一覧及び設計時に考慮する寸法を参考として示す。

表 6.4.9 機械式継手工法一覧

継手方式	D51+D51継手		D41+D41継手		D38+D38継手	
	カプラー外径 (mm)	カプラー延長 (mm)	カプラー外径 (mm)	カプラー延長 (mm)	カプラー外径 (mm)	カプラー延長 (mm)
モルタル充填	92	710	76	550	71	490
	89.1	630	75	480	68.9	440
ねじふし鉄筋	82.6	270	67	240	62	225
	82.6	255	67	233	62	218
	82.6	255	67	233	62	218
	90.1	320	73.9	287	68.1	252
	95.8	268	78.5	243	71.6	233
	84	320	67.3	280	62	275
	84	240	67.3	220	62	215
	84	520	67.3	400	62	380
	88.9	240	72.7	245	67	240
	91.2	210	73.9	192	65.8	192
スリーブ圧着ネジ	79	360	64	318	59	309
	83	486	65	390	61	374
摩擦圧接ネジ	83.1	139	67	114	62.4	105
平均値	86.1	348	69.9	295	64.5	278
採用値	90	400	75	350	70	350

なお、上表における着色部は機械式鉄筋継手工法資材として一般的に流通し、採用されているものを示している。

鉄筋の継手に機械式鉄筋継手を用いる場合、「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」(機械式鉄筋継手工法技術検討委員会編, H29.3.)を参考とする。

- (2) 鉄筋の継手を一断面に集中させると、その位置の部材が強度の弱点となる恐れがあり、特に重ね継手が一断面に集中するとコンクリートの打設にあたって問題となることが想定されるため、鉄筋の継手を一断面に集中させないように、継手の端部どうしを互いにずらす。この場合、その互いにずらす離隔は継手の種類によらず、継手の端部どうしを鉄筋直径の25倍以上ずらすこととする(図6.4.5参照)。

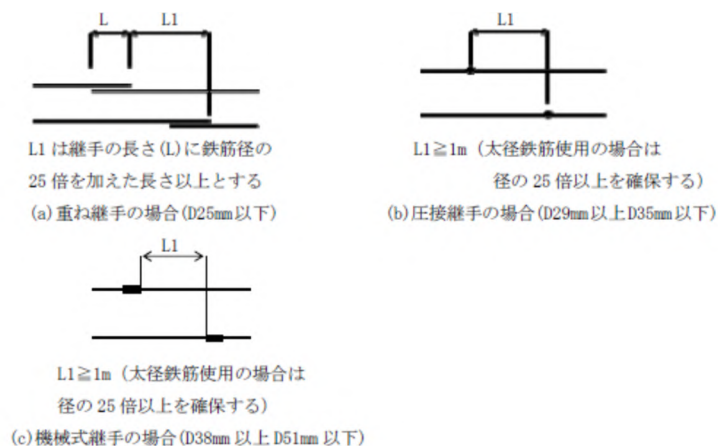


図 6.4.5 鉄筋の継手位置

(出典)設計施工マニュアル[道路橋編], 図 6-74, p.6-71, H28.3.

6.4.8 軸方向鉄筋の配置*

- (1) 軸方向鉄筋に用いる鉄筋の材質は、SD345 を基本とし、鉄筋の直径は 16 mm 以上かつ 51 mm 以下とする。
- (2) 軸方向鉄筋の配置は、基本間隔を 125 mm 又は 150 mm、段数を 2 段以下とするが、鉄筋のあきを考慮して決定する。
- (3) 上記(1)及び(2)で決定した軸方向鉄筋の配置が過密配筋となる場合、施工の合理性や確実性を考慮した軸方向鉄筋の配置を検討する。

(出典)道示 5.2.4, p.73, H29.11.

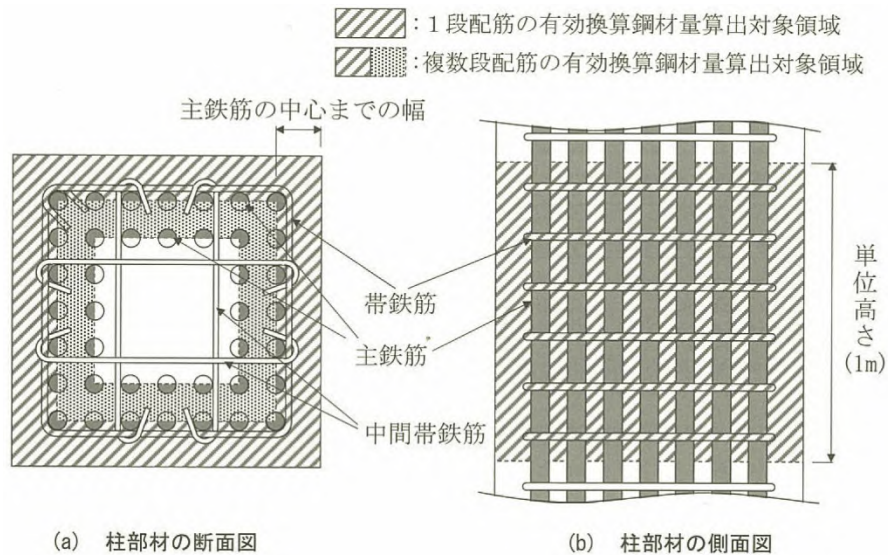
- (1) 軸方向鉄筋に用いる鉄筋の材質及び鉄筋の直径は、「本手引き 6.2.8 使用材料(鉄筋・鋼材)」に示すとおりであるが、軸方向鉄筋であることを考慮し、直径 16 mm からとした。

なお、下部構造においては地震の影響を考慮する設計状況における耐荷性能の確保等の観点より、太径の鉄筋を用いる傾向にあるが、施工性や乾燥収縮等に配慮して出来るだけ細径の鉄筋を用いる。

- (2) コンクリート打設や締固め等の施工の確実性に配慮した鉄筋の配置間隔及び配置段数とした。配置にあたっては、「本手引き 6.5.4 鉄筋のあき」を参考にする。
- (3) 軸方向鉄筋の配置が過密配筋となる状況の場合、鉄筋配筋作業の煩雑化の解消及びコンクリート打設や締固め等の施工の確実性に配慮した軸方向鉄筋の配置を検討する。

道示 では高強度鉄筋である SD390 及び SD490 も示されており、高強度鉄筋の使用によって過密配筋の解消による施工の合理性や確実性が見込める場合には、高強度鉄筋を軸方向鉄筋として用いることも考えられる。過密配筋状況については、「施工性能にもとづくコンクリートの配合設計・施工指針(2016年版)」(土木学会編, H28.6)に示される有効換算鋼材量(kg/m³)を目安としてもよい。

有効換算鋼材量の概念を図 6.4.6 に示す。



有効換算鋼材量：主鉄筋中心からコンクリート表面までの最短距離で囲まれる範囲を対象とし、単位高さに含まれる鉄筋（主鉄筋・帯鉄筋）重量とコンクリート体積の比率

図 6.4.6 有効換算鋼材量の概念

（出典）「土木学会：コンクリートライブラリー145 施工性能にもとづくコンクリートの配合設計・施工指針[2016年版] 図 5.5.1, p.97, H28.6.」に加筆

下記に過密配筋となり高強度鉄筋の使用が想定される橋脚柱及びフーチングについて、過密配筋解消の考え方の一例を示す。

【橋脚柱を対象とした検討手順事例】

標準的な使用材料（コンクリートの設計基準強度 $c_k = 24 \text{ N/mm}^2$ 、鉄筋の材質 SD345）を用い、基礎構造の規模を含めた諸条件を満足する柱の断面寸法及び配筋を決定する。

上記にて決定した配筋状況で軸方向鉄筋が D35ctc125-2 段を超える場合、部材断面寸法を変えずに、軸方向鉄筋へ用いる鉄筋材質へ高強度鉄筋を適用し、鉄筋径ではなく配置段数の低減（2 段から 1 段など）を優先的に過密配筋の軽減を図る。なお、帯鉄筋の配置は「道示 8.9.2」に規定される配置間隔の上限値を基本とする。

【フーチングを対象とした検討手順事例】

杭頭補強鉄筋とフーチング下面鉄筋の干渉が懸念される場合、高強度鉄筋を用い鉄筋配置間隔を広げることにより施工の確実性を図る。

小判形壁や円形柱における円弧部軸方向鉄筋とフーチング上面鉄筋の干渉が懸念される場合、高強度鉄筋を用い鉄筋配置間隔を広げることにより施工の確実性を図る。

フーチング上面鉄筋が 2 段配筋となり施工性に問題が生じる場合、高強度鉄筋を用い鉄筋配置段数を 1 段とすることにより施工性の向上を図る。

なお、高強度鉄筋と組合せるコンクリートの設計基準強度は、 $c_k = 30 \text{ N/mm}^2$ とする。

6.4.9 せん断補強鉄筋の配置*

- (1) せん断補強鉄筋に用いる鉄筋の直径は 13 mm 以上とし、部材全体にわたって配置する。
- (2) 橋脚柱・壁に配置するせん断補強鉄筋のうち帯鉄筋に用いる鉄筋の材質は SD345 とし、鉄筋の直径を 13 mm 以上とする。
- (3) 帯鉄筋は部材の全長にわたり配置し、配置間隔を 300 mm 以下とし、軸方向鉄筋を取囲むように配置し、その端部にはフックを設けて断面内部のコンクリートへ定着する。
- (4) 橋脚柱・壁に配置するせん断補強鉄筋のうち中間帯鉄筋は、帯鉄筋と共同してせん断力に抵抗するため、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とする。
- (5) 中間帯鉄筋は帯鉄筋が配置される範囲に配置し、配置間隔を鉛直方向に部材の有効高の 1/2 以内、水平方向に 1 m 以内とし、帯鉄筋にフック又は定着体をかけて定着する。

(出典) 道示 5.2.5, p.74, H29.11.
道示 8.9.2, p.210, H29.11.

- (1) せん断補強鉄筋の直径は、軸方向鉄筋とのバランス、施工性及びひび割れの分散性等を考慮して決定し、その配置間隔や定着方法は「道示 5.2.5」の規定による。
- (2) 橋脚柱・壁に配置するせん断補強鉄筋のうち帯鉄筋の材質は、「道示 8.5」に規定される適用条件より SD345 とする。帯鉄筋に用いる鉄筋の直径は「道示 6.2.5」の規定より、軸方向鉄筋の直径より小さくする。
- (3) 帯鉄筋の間隔は「道示 6.2.5」の規定により、配置間隔を 300 mm 以下とするが、偶発作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況において、橋脚柱・壁に塑性化を考慮する領域に配置する帯鉄筋は、その直径に応じて表 6.4.10 に示す値以上かつ、断面高さの 0.2 倍以下とする。

表 6.4.10 帯鉄筋配置間隔の上限値

帯鉄筋の直径 (mm)	13 < 20	20 < 25	25 < 30	30
帯鉄筋間隔の上限値 (mm)	150	200	250	300

(出典) 道示 8.9.2, 表-解 8.9.1, p.210, H29.11.

帯鉄筋の配置間隔を高さ方向に変化させる場合、その間隔を徐々に変化させ、変化領域を柱・壁断面の短辺長あるいは直径に相当する範囲以上とし、図 6.4.7 に示すように帯鉄筋間隔は 200 mm 及び 250 mm の区間を設けて擦り付ける。

なお、塑性化を考慮する領域とは、塑性ヒンジが柱・壁基部にのみ生じる場合では、基部より上部構造慣性力作用位置までの距離の 0.4 倍の区間としてよいが、動的解析等により解析を行う必要のある橋脚では 0.4 倍までの区間あるいは降伏しない位置までの高い位置とする。

- (4) 中間帯鉄筋に用いる鉄筋の材質及び直径は、中間帯鉄筋によって分割されたコンクリート部分に対して、均一な横拘束効果が得られるように、帯鉄筋と同じ材質及び直径とする。

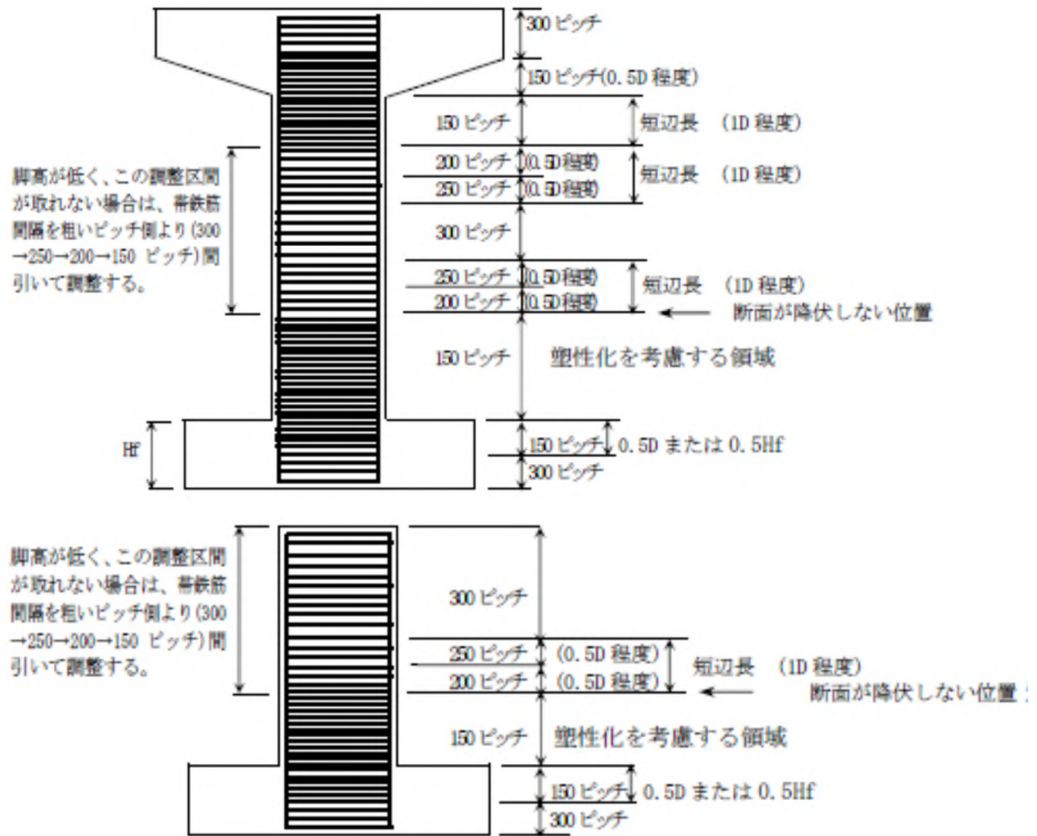


図 6.4.7 帯鉄筋配置間隔の摺り付け例

(出典)東北地方整備局:設計施工マニュアル[道路橋編], 図 6-75, p.6-73, H28.3.

- (5) 塑性化を考慮する領域における中間帯鉄筋の配置は、塑性化が進展しても軸方向鉄筋のはらみだしが抑制できるように適切に設定する。

中間帯鉄筋の定着をフックにより行う場合、コンクリートを確実に拘束するため、帯鉄筋にかける側の端部に半円形フック又は鋭角フックあるいは機械式鉄筋定着工法による定着体を設けて内部コンクリートに定着する。

なお、断面寸法等の関係により、やむを得ず直角フックを用いる場合、十分な横拘束効果が見込めないことより、設計においては有効長を 1.5 倍した値を用いる。

中間帯鉄筋の両端に半円形フックあるいは鋭角フックをとした場合、1 本の中間帯鉄筋では施工が困難となるため、2 組の鉄筋を継いだ中間帯鉄筋とするか、または一方の端部を直角フックとした中間帯鉄筋とする。

2 組の鉄筋を継いだ中間帯鉄筋の場合、その継手構造としては重ね継手または機械式継手を用いることとし、重ね継手長は「道示 5.2.5(2)3」項より中間帯鉄筋の鉄筋径の 40 倍 (コンクリート設計基準強度 $c_k = 24 \text{ N/mm}^2$ 、鉄筋材質 SD345 の場合)とし、その端部にはフックを設ける。

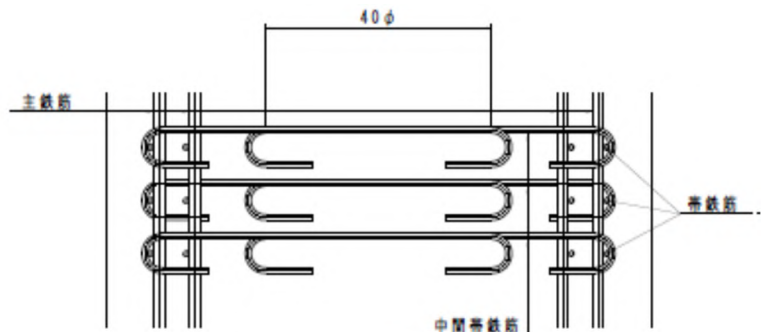


図 6.4.8 中間帯鉄筋の配筋例

「中間帯鉄筋の組み方について」

帯鉄筋及び中間帯鉄筋は、これらの鉄筋が一体的な構造となってコンクリートを横方向から拘束することにより、構造物の保有する靱(じん)性を向上させること等を目的として配置します。

中間帯鉄筋は、その両端部を外側の帯鉄筋にかけて配置する必要があり、図6.4.15に中間帯鉄筋の正しい施工例と誤った施工例を示します。(1)の工事では、中間帯鉄筋の端部の一方を外側の主鉄筋にかけ、他方はいずれの鉄筋にもかけないまま施工しています。(2)の工事では、中間帯鉄筋を外側の主鉄筋にかけることができる長さ加工し、両端を主鉄筋にかけて施工しています。

このように、両工事において中間帯鉄筋は、その両端部を外側の帯鉄筋にかけて配置されずに施工されています。

このようにいずれの工事も、帯鉄筋と中間帯鉄筋とが一体となっておらず、橋脚が大きな地震力を受けた際、帯鉄筋のはらみだし等に対する中間帯鉄筋の抑制効果が期待できないこととなります。この結果、帯鉄筋と中間帯鉄筋が一体的な構造となってコンクリートを横方向から拘束する効果が低下することとなり、ひいては、構造物の保有する靱(じん)性を低下させることとなりますので、注意が必要です。

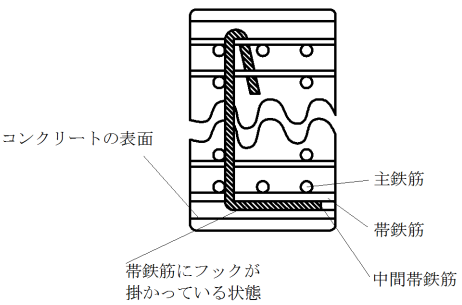
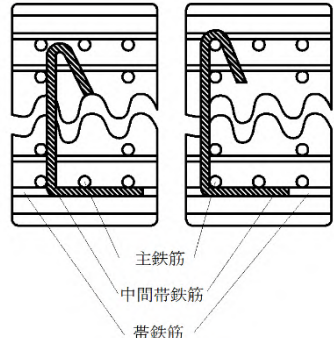
中間帯鉄筋の長さが正しく表示されていた場合の設計	誤った長さの表示に基づいた本件工事の施工
<p>(中間帯鉄筋の長さが正しく表示されていた場合の設計)</p>  <p>(出典) 会計検査院：平成11年度決算検査報告，H12.11.</p>	<p>(誤った長さの表示に基づいた本件工事の施工)</p> <p>(1)の工事 (2)の工事</p>  <p>(出典) 会計検査院：平成11年度決算検査報告，H12.11.</p> <p style="text-align: center;">×</p>

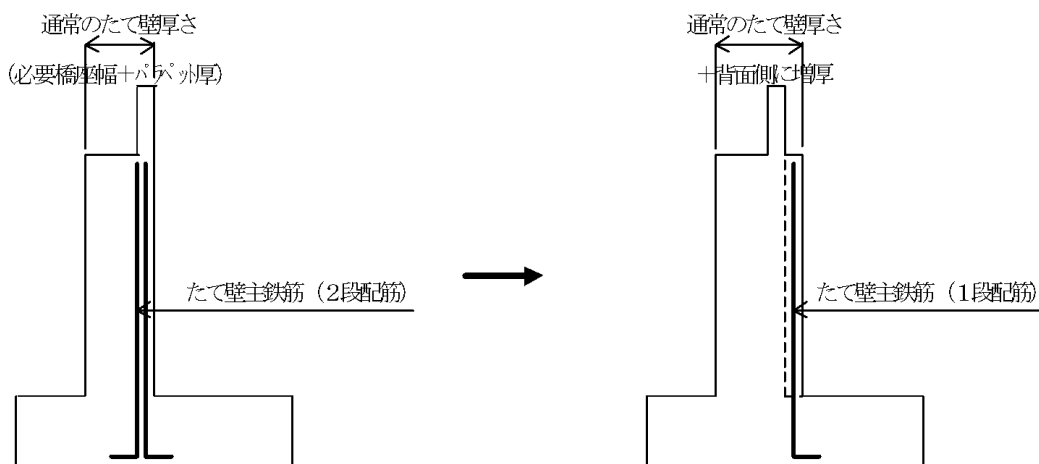
図6.4.15 中間帯鉄筋の配筋概念図

6.4.10 逆T式橋台（壁式橋脚）の配筋*

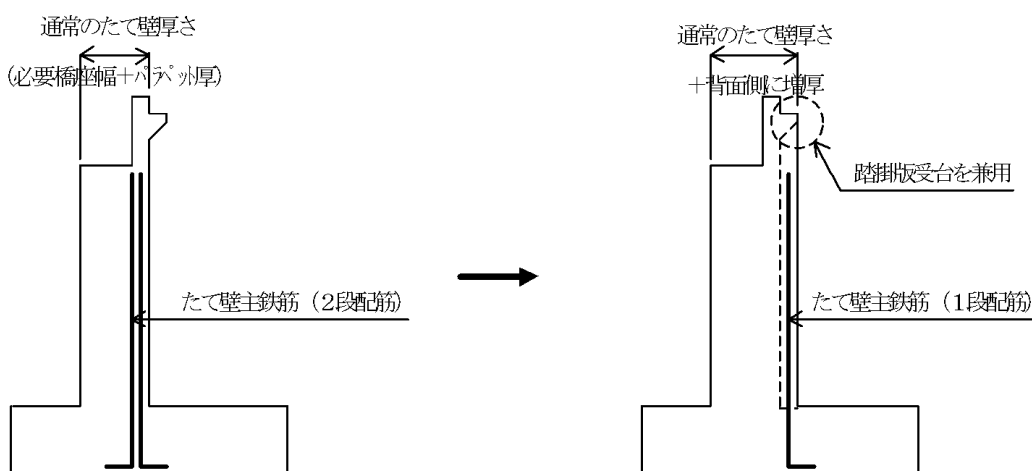
- (1) 橋台壁の鉛直方向鉄筋の段落としは行わないものとする。
- (2) 前面側の鉛直方向鉄筋は、背面側の鉛直方向鉄筋の1/2以上の鉄筋を配置する。
ただし、永続作用支配状況において側方移動を起こす恐れのある橋台又は地震の影響を考慮する設計状況において橋に影響を及ぼす液状化が生じ、「道示 7.3」の規定により土質定数の低減係数 D_E が1未満となる土層を有する地盤上にある橋台においては、背面側の鉛直方向鉄筋と同程度を配置する。
- (3) 配力鉄筋は直径13 mm以上の異形棒鋼とし、橋台壁の前面側及び背面側それぞれ鉛直方向鉄筋の1/3以上の鉄筋を鉛直方向鉄筋の外側に300 mm以下の間隔で水平方向に配置する。また、その端部は、半円形フック又は鋭角フックにより橋台内部のコンクリートに定着する。
- (4) 中間帯鉄筋は配力鉄筋と同材質、同径の鉄筋とし、その配置は、鉛直方向600 mm以内、水平方向1 m以内とする。また、フックまたは定着体を配力鉄筋にかけて定着する。
- (5) 橋台及び橋脚における各部材の主鉄筋は、応力度に支障のない限り、配筋間隔を250 mmとするのがよい。
- (6) パラペットの主鉄筋は、原則として前面と背面の鉄筋を同一径、同一間隔とする。
- (7) 橋台の豎壁は、1段配筋とするのが望ましい。

(参考)建設省:土木構造物設計マニュアル(案) p.38 H11.11.

- (1) 通常の逆T式橋台の高さでは一般に施工上において問題となることが少ないことから、鉛直方向鉄筋の段落としは行わないものとした。
- (2) 逆T式橋台は背面側から土圧が作用し、通常前面側が圧縮側、背面側が引張側となるため、背面側に引張鉄筋を配置する。
側方移動や液状化が生じた場合、偏荷重により橋台が前方へ移動し、上部構造とパラペットが接触することに伴う荷重等により、豎壁の前面側に引張力が発生するおそれがあるため、豎壁の前面側に背面側と同じ鉄筋量を配置する。
- (3) 配力鉄筋は、中間帯鉄筋と共同して、横拘束効果を期待するものである。中間帯鉄筋は、じん性の確保を目的に配置するものである。
- (4) 橋台の豎壁においてもある程度のじん性、せん断耐力を確保することが望ましいことから、配力鉄筋、中間帯鉄筋の配置について規定したものである。
荷重の分配や耐久性の確保を目的として配置するため、配力鉄筋は、鉛直軸方向鉄筋の外側に配置するものとした。
- (5) 鉄筋の加工・組み立て作業の省力化を目的に、配筋間隔を250 mmとして鉄筋本数の低減を図るのが望ましい。
また、スターラップにおいても配筋間隔を広げて鉄筋本数を低減するのがよいが、鉄筋加工作業を考慮すると鉄筋径は直径22 mm以下が望ましい。
- (6) 鉄筋の加工・組み立て作業の省力化を目的に、橋台パラペットの主鉄筋は、踏掛版の有無にかかわらず前面と背面の鉄筋を同一条件とすることとした。
- (7) 橋台の豎壁の背面側は、一般に制約条件等が伴わないので、鉄筋の加工・組み立て作業を考慮すると、橋台の豎壁は1段配筋が望ましい。



(a) 踏掛版を設けない場合



(b) 踏掛版を設ける場合

図 6.4.9 壁厚さを背面側に増す場合の例

(出典) 国土交通省：土木構造物設計マニュアル(案), 図-解 4.8, p.42, H11.11.

6.4.1.1 フーチングの配筋*

- (1) フーチングの主鉄筋は、フーチングが版として機能するように二方向配筋を原則とし、基礎構造が杭基礎の場合、配筋方向は杭配置を考慮するものとする。
- (2) 設計上フーチング上面側に引張が生じない場合にも、設計で考慮しない上載荷重が作用する場合等に脆性的な破壊が生じないように上面鉄筋を配置する。一般には、下面主鉄筋の 1/3 以上の鉄筋を配置する。橋台フーチングの場合においては、引張主鉄筋の 1/2 以上の鉄筋を前フーチングの上面及び後フーチングの下面に配置する。
- (3) フーチング上面もしくは下面において、曲げモーメントに対して全段面が有効に機能するように鉄筋を配置する。ここに、各方向の鉄筋は直交する鉄筋の 1/3 以上配置するものとする。

(出典) 道示 7.7.5, p.142, H29.11.

国土交通省：土木構造物設計マニュアル(案) p.38, H11.11.

- (1) 橋台におけるフーチング下面の主鉄筋は、応力度に支障のない限り、前フーチングと後フーチングの主鉄筋を統一し、原則として断面変化を行わない方がよい。

鉄筋の加工・組み立て作業の省力化を目的として、橋台におけるフーチング下面のつま先とかかとの主鉄筋は統一し、1本物の鉄筋となるようにした方がよい。ただし、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ため、1本物の鉄筋は用いないのがよい。

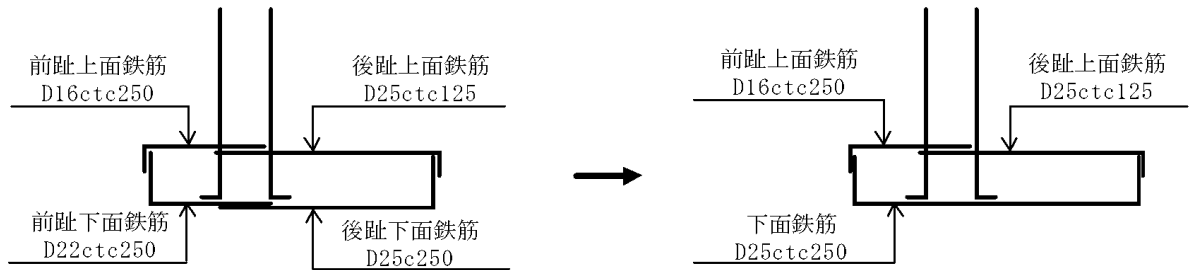
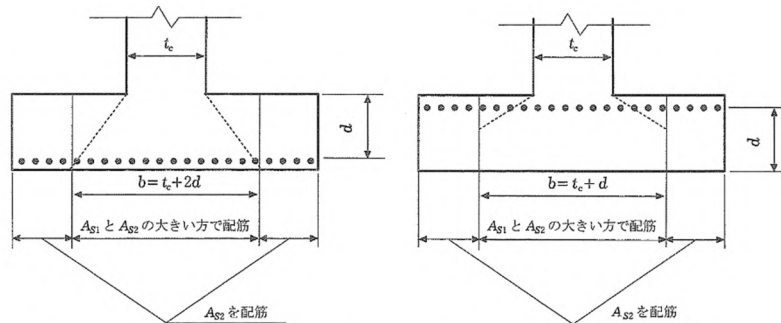


図 6.4.10 フーチング下面鉄筋の配筋例

(出典)国土交通省:土木構造物設計マニュアル(案),図-解4.7, p.41, H11.11,

- (2) 橋台フーチングの場合は、橋台背面側に慣性力が作用すること等を考慮したものである。
- (3) フーチング上面もしくは下面において、互いに直交する鉄筋量の差が著しい場合に、柱や壁から離れた位置での主鉄筋が有効に機能せず、曲げモーメントに対して全断面有効とはなり得ない可能性があることに対応するものである。



(a) フーチング下面側が引張りになる場合

(b) フーチング上面側が引張りになる場合

As1: 永続作用支配状況、変動作用支配状況における風の影響及び地震の影響を考慮する設計状況における照査結果による必要鉄筋量

As2: 偶発作用支配状況における地震の影響を考慮する設計状況における照査結果による必要鉄筋量

図 6.4.11 鉄筋の配置

(出典)道示 7.7.5, 図-7.7.3, p.143, H29.11.

「添架物による胸壁部開口部周辺の補強例」

橋梁には、電気、電話、上水道、ガス等の公共物が添架されることある。この場合、胸壁には添架物に対し図6.4.12に示すような開口部を設けなければならないが、開口部の周辺には、応力集中その他によってひびわれが生じやすい。したがって、図6.4.13～図6.4.14のように開口部を設けたために配置できなくなった鉄筋断面積に見合う補強筋を、開口部の周辺に配置するのが望ましい。

なお、図6.4.13に対する補強筋は次のようにして決定すればよい。

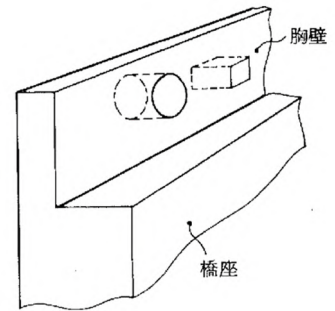


図6.4.12 胸壁部開口部

切断される P1 鉄筋の断面積

$$A_s = D19 - 9本 = 2578.5mm^2$$

補強鉄筋 P8 の有効断面積 (D19 - 8本)

$$A_{s1} = A_{s1} \cdot \cos = 2292.0 \times \cos 45^\circ = 1620.7mm^2$$

補強鉄筋 P7 の断面積 (D19 - 4本)

$$A_{s2} = 1146.0mm^2$$

$$A_s = 2578.5mm^2 < A_s = A_{s1} + A_{s2} = 2766.7mm^2$$

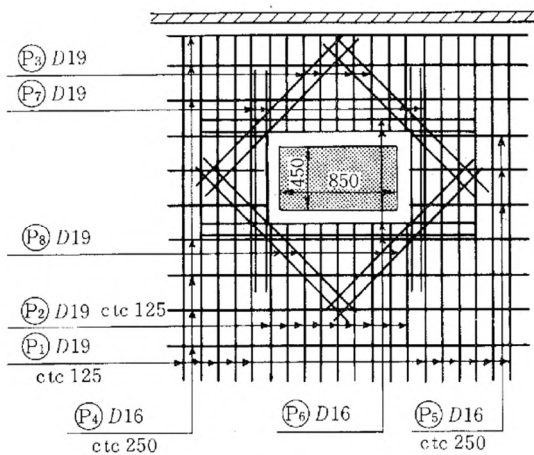


図6.4.13 鉄筋の配置例(1)

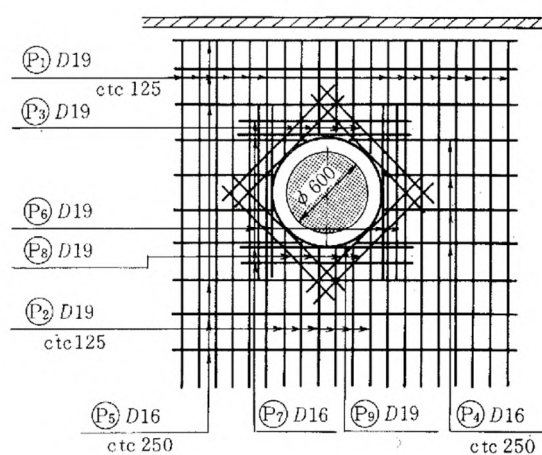


図6.4.14 鉄筋の配置例(2)

6.5 基礎構造の設計

6.5.1 基礎構造の設計に関する基本事項

- (1) 基礎構造は永続作用支配状況において、基礎の変位を橋の機能に影響を与えないと見なせる範囲に留まっていることを確認する。
- (2) 基礎構造は永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、基礎構造に作用する鉛直荷重、水平荷重及び転倒モーメントに対する照査として限界状態1及び限界状態3を超えないことを確認する。
- (3) 橋脚の基礎構造は偶発作用支配状況のうち、レベル2地震動を考慮する設計状況において、基礎全体系の照査として限界状態1及び限界状態3 限界状態1及び限界状態3あるいは、限界状態2及び限界状態3を超えないことを確認する。
- (4) 橋台の基礎構造は偶発作用支配状況のうち、レベル2地震動を考慮する設計状況において、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある場合、基礎全体系の照査として限界状態2及び限界状態3を超えないことを照査する。
- (5) 軟弱地盤の基礎で、永続的な偏荷重による側方流動の影響により側方移動が生じることが想定される場合、その影響について検討を行い、側方流動が生じる場合には適切な対策方法を定める。

(出典) 道示 8.2, p.167, H29.11.

道示 8.6, p.190, H29.11

道示 10.4, P.239, H29.11

道示 11.4, P.249, H29.11

- (1) 基礎構造の支持力等が十分な耐荷性能を有していた場合においても、沈下や水平変位等が過大になった状況では、上部構造や下部構造躯体に内的な応力が生じることで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すことが想定される。

したがって、基礎構造に生じる変位が橋の機能に影響を与えないと見なせる範囲に留まるように照査を行う。

基礎の変位制限に関する照査に用いる作用の組合せとしては、永続作用支配状況における耐荷性能の照査に用いる作用の組合せを準用し、「道示 3.3」に規定される の作用の組合せ及び「道示 8.2」に規定される下式に示す作用の組合せとする。

$$1.05(D + PS + CR + SH + E + HP + (U)) + 1.00(TF + GD + SD + WP)$$

$$1.00(D + L + PS + CR + SH + E + HP + (U))$$

ここに、D:死荷重 L:活荷重 PS:プレストレス力

CR:コンクリートのクリープの影響

SH:コンクリートの乾燥収縮の影響 E:土圧 HP:水圧

U:浮力又は揚圧力 TF:温度差の影響 GD:地盤変動の影響

SD:支点移動の影響 WP:波圧

なお、照査に用いる制限値は、従来の設計で用いられていた許容値が基本とするが、具体的な値については、各基礎構造における項にて示す。

また、構造条件によっては不要となる照査項目もあることに留意する。

表 6.5.1 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構造形式の変位制限照査項目

照査項目	変位の制限の照査		
作用の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・「道示 3.3」に規定される の作用の組合せ ・「道示 8.2(3)2」に規定される作用の組合せ 		
基礎構造及び荷重の種別	鉛直荷重	水平荷重	転倒モーメント
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			-
深礎基礎			-

杭基礎及び鋼管矢板基礎については、押込み力及び引抜き力に対して照査する。

- (2) 基礎の耐荷性能に関する照査に用いる作用の組合せとしては、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において「道示 3.3」に規定される から の作用の組合せとし、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを確認する。

表 6.5.2 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構造形式の耐荷性能照査項目

照査項目	耐荷性能の照査		
作用の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・「道示 3.3」に規定される ~ の作用の組合せ 		
基礎構造及び荷重の種別	鉛直荷重	水平荷重	転倒モーメント
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			-
深礎基礎			-

杭基礎及び鋼管矢板基礎については、押込み力及び引抜き力に対して照査する。

なお、照査に用いる制限値は、基礎の変位制限に関する照査と同様に、従来の設計で用いられていた許容値が基本とするが、具体的な値については、各基礎構造における項にて示す。

また、構造条件によっては不要となる照査項目もあることに留意する。

- (3) 橋脚の基礎構造に対して、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における照査は、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は異なり、基礎構造全体系に対して定められ、基礎構造の降伏変位の制限値を限界状態 1、基礎構造の塑性率の制限値及び変位の制限値が限界状態 2 として位置づけ、下記の観点を考慮して定められる。

- ・ 基礎構造が最大強度を発揮している状態を超えないこと。
- ・ 地震中の繰返し荷重に対して基礎構造の復元力が安定して得られること。
- ・ 基礎構造本体の損傷が過大でないこと。
- ・ 地震後の基礎構造の沈下や傾斜が過大でないこと。

なお、損傷の把握が困難で確認が容易でない基礎構造のような部位に対しては、機能回復が速やかに実施可能なように、修復が不要となる範囲に留めるように塑性化の程度を制限する等、制約条件を踏まえて部材の限界状態を適切に設定することにより、限界状態 1 を満足するように照査するか、あるいは、限界状態 2 を満足するように照査するかを決定する。

ただし、直接基礎の場合、浮上りによるエネルギー吸収が期待できることより、永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定照査を満足させることで、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。深礎基礎については、塑性化後の基礎構造の挙動について不確実な点が多いため、基礎構造の塑性化を考慮した限界状態は定められず、限界状態 1 を満足させることが必要である。

表 6.5.3 レベル 2 地震動を考慮する設計状況における橋脚基礎の限界状態

基礎構造形式	塑性率の制限値	変位の制限値
直接基礎	永続作用支配状況及び変動作用支配状況を満足させる	
杭基礎	一般的な場合：4 斜杭を用いた場合：3 場所打ち杭の軸方向鉄筋に SD390 又は SD490 を用いた場合：2	基礎天端において、回転角 0.02 rad 程度を目安
ケーソン基礎	「道示 式(解 11.9.3)」により算出される値	
鋼管矢板基礎	4	
地中連続壁基礎	「道示 式(解 11.9.3)」により算出される値	
深礎基礎	基礎が降伏しない範囲に留める	

- (4) 橋台の基礎構造に対して、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における照査は、「道示 11.2」の規定に基づき液状化が生じると判断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のみに照査を行う。

表 6.5.4 レベル 2 地震動を考慮する設計状況における橋台基礎の限界状態

基礎構造形式	塑性率の制限値	変位の制限値
直接基礎	永続作用支配状況及び変動作用支配状況を満足させる	
杭基礎	橋脚基礎の塑性率の制限値より 1 を減じた値 場所打ち杭の軸方向鉄筋に SD390 又は SD490 を用いた場合： 塑性化させない	-
ケーソン基礎	3 を目安	
鋼管矢板基礎		
地中連続壁基礎		
深礎基礎	基礎が降伏しない範囲に留める	

(5) 橋台のように盛土荷重により永続的に偏荷重を受ける抗土圧構造物を軟弱地盤上に設けた場合、基礎に側方移動が生じるおそれがあるため、下式により算定される側方移動判定値（I 値）を用いた判定を行う。

側方移動の検討は標準貫入試験の N 値が 6 以下又は一軸圧縮強度が 120 kN/m²以下の粘性土層が存在する場合には、次頁の算式により行うものとする。

$$I = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \dots \cdot h / c$$

ここに、I：側方移動判定値 μ_1 ：軟弱層厚に関する補正係数（=D/L）

μ_2 ：基礎の抵抗幅に関する補正係数（=b/B）

μ_3 ：橋台の長さに関する補正係数（=D/A 3.0）

：盛土材料の単位体積重量（kN/m³）

h：下図に示す地盤高の高低差（m）

C：軟弱層の粘着力の平均値（kN/m²） D：軟弱層の厚さ（m）

A：橋台長（m） B：橋台幅（m） b：基礎幅の総和（m）

L：基礎根入れ長（m）

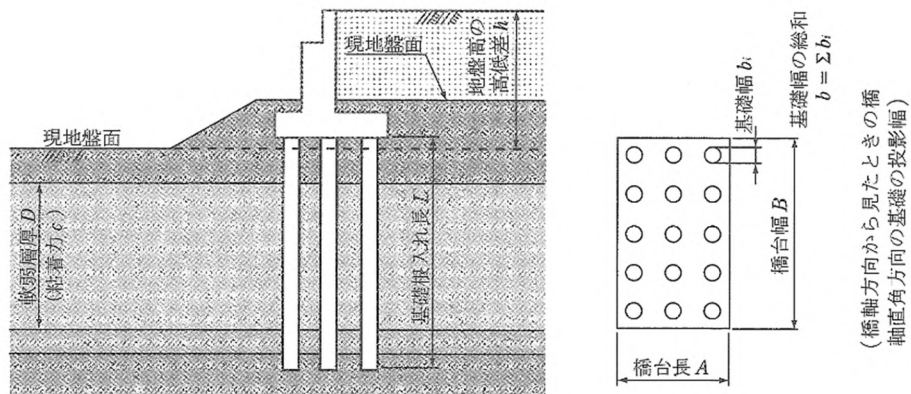


図 6.5.1 側方移動の判定

（出典）道示 8.6，図-解 8.6.1，p.193，H29.11.

上図において、フーチング底面が橋台前面地盤より高い場合、地盤高の高低差 h と軟弱層厚 D が重複する状況も生じるが、このような場合には重複部を軟弱層として考慮し、地盤高の高低差 h から差引くものとする。

なお、上式は側方移動に関する判定式であり、耐荷性能の照査ではないため、盛土材料の死荷重に対する荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する必要はない。

また、複雑な地層構成及び大きく傾斜した支持層等のような地盤状況では、上式の適用が難しいため、円弧すべりによる判定など他の手法を適用したり、同種の条件の事例を参考としたりするなど、総合的に評価するのがよい。

6.5.2 設計上の地盤面

- (1) 永続作用支配状況及び地震の影響を考慮する設計状況を除く変動作用支配状況における設計上の地盤面は、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ものとする。
- (2) 変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況における耐震設計上の地盤面は、永続作用支配状況及び地震の影響を考慮する設計状況を除く変動作用支配状況における設計上の地盤面とする。ただし、フーチングを有する基礎において常時における設計上の地盤面がフーチング下面より上方にある場合は、耐震設計上の地盤面はフーチング下面とする。また、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況において地盤反力が期待できない土層がある場合は、その影響を考慮して適切に耐震設計上の地盤面を設定するものとする。

(出典) 道示 8.5.2, p.184, H29.11. 道示 3.5, p.66, H29.11.

- (1) 永続作用支配状況及び地震の影響を考慮する設計状況を除く変動作用支配状況において、長期にわたり安定して存在し、水平抵抗が期待できる地盤面は、下記の影響を考慮して設定しなければならない。

- ・ 斜面崩壊等：山間部に位置し斜面上やその近傍に基礎構造が設置される場合
- ・ 洗掘、侵食：河川の湾曲部、水衝部、狭隘部等に基礎構造が設置される場合
- ・ 圧密沈下：沖積世の粘性土層が存在する軟弱地盤上に基礎構造が設置される場合
- ・ 施工による地盤の乱れ：基礎構造周辺地盤を掘削等により基礎構造が施工される場合
- ・ 凍結融解：凍結融解や乾湿繰返し等により性質が変化する地盤に基礎構造が設置される場合

なお、施工による地盤の乱れを考慮するにあたっては、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構造では、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ため、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する。

また、直接基礎や杭基礎ではフーチング構築にあたって、その周辺地盤を掘削することにより、地盤の乱れが生じることがあるため、設計上の地盤面はフーチング下面位置とし、フーチング前面の地盤抵抗を考慮しない。

- (2) 変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況における耐震設計上の地盤面は、「本手引き 8.1.7項」に基づくものとする。

また、変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況において地盤反力が期待できない土層とは、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値や最大周面摩擦力度をゼロとする土層であり、具体的には下記のとおりである。

- ・ 液状化が生じると判定された土層のうち、耐震設計上の土質定数をゼロとする土層
- ・ 地表面から 3m以内の深さにある粘性土層であり、試験により確認された一軸圧縮強度が 20 kN/m²以下の土層

6.5.3 設計に関する調査及び地盤定数

- (1) 地盤調査は、現地の状況を系統的かつ効率的に知るために、設計の進捗に合わせて計画的に実施する。
- (2) 地盤調査は、架橋位置の地盤を構成する地層の性状の概要を把握し、予備設計における基礎構造形式の選定等に必要となる資料を得るために行う予備調査と基礎構造の詳細設計等を行うために必要な地層構成、地盤定数及び施工条件等を明らかにするために行う本調査に区分して行う。なお、本調査は各下部構造位置で実施することとし、地盤条件や構造条件に応じて適切に調査箇所数を設定して行う。
- (3) 軟弱地盤、液状化が生じる地盤、斜面崩壊等の発生が想定される地形・地質及び活断層に該当することが考えられる場合には、特に留意して調査を行う。
- (4) 基礎の設計に用いる地盤定数は、地盤調査及び土質試験の結果から橋梁全体で総合的に設定する。

(出典) 道示 2.4, p.13, H29.11.

杭基礎設計便覧 1-3, 1-4, p.48, p.63, H27.3.

斜面上の深礎基礎設計施工便覧 1-3-1, 1-3-2, p.24, p.31, H24.4.

- (1) 地盤調査と橋梁設計は密接な関係にあり、調査計画の立案にあたっては、現地の状況や地質、想定する橋梁の形式及び設計計算手法等について十分に検討を行う。

地盤調査の実施は、現地の状況を系統的かつ、効率的に把握することを目的とし、予備設計や詳細設計といった設計の進捗に合わせて必要な情報を得られるような地盤調査を行う。

- (2) 予備調査は、主として地盤の構成を知ることが目的として行い、予備調査後の詳細調査や設計にあたり、予備調査で十分に明らかにすることが出来なかった事項について取りまとめ、引継いでいくことが重要である。予備調査は現地状況等を踏まえ、「道示 2.4.2」、「杭基礎設計便覧, 1-3」及び「斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 1-3-1」項を参考とし各項に示される調査等を行い、路線全般にわたる地盤構成や土質の総括的な性状等、地盤に関する情報を大まかに把握し、橋梁形式決定の基礎データを得ることを目的とする。

ボーリング調査は、資料調査により得た既存の地盤調査資料や現地踏査による地表踏査結果に基づき、地質の概要が把握できる程度の内容とする。

予備調査におけるボーリング調査の実施にあたっては、下記事項等に留意する。

- 1) ボーリング調査の孔数は、橋梁架橋地点の橋台計画位置に各1孔、橋脚設置の計画がある場合には、その中間地点に1孔~2孔程度とし、その配置は道路幅員内で千鳥配置とする。ただし、道路横断方向に支持層の変化が大きいと判断される地形においては、支持層深度が確認できるよう別途考慮する。
- 2) ボーリングの調査深度は、支持層となり得る厚さを確認できるまでの深さとする。ここに、支持層とは砂質土でN 30、粘性土でN 20の層で厚さ5 m以上とする。
- 3) 予備調査であっても調査の二重手間を防ぐため、詳細調査において必要な原位試験や室内試験を併せて行う。

現地踏査は、架橋位置周辺を特に綿密に行い、資料調査により得た既存の調査資料と合わせて、その箇所の地層状態が把握できる程度の内容とする。

本調査は、予備調査結果より決定された橋梁構造形式等に基づき、現地状況等を踏まえ、「道示 2.4.3」及び「杭基礎設計便覧, 1-4」を参考とし各項に示される調査等を行い、下部構造位置で設計に対する判断を下すに有効な調査を行い、予備調査の調査項目と関連

付けて必要な物理試験及び力学試験等の各種試験を実施し、地盤の地層構成及び地盤の特性を十分に把握できるデータを得ることを目的とする。

本調査の目的とする地盤の特性を十分に把握できるデータとは、少なくとも下記の内容である。

- ・地盤成層状態
- ・支持力特性及び圧密沈下特性
- ・地下水及び被圧地下水の有無
- ・地盤の変形特性

本調査におけるボーリング調査の実施にあたっては、下記事項等に留意する。

- 1) ボーリング調査の孔数は予備調査の結果と関連付け、各下部構造位置で確認した支持層の深度や地盤定数等を設計・施工に反映することで設計どおりの施工が可能となること、または供用中に設計で想定しない挙動や不具合が生じることを避けるため、調査孔数は表6.5.5を参考とし、橋台及び橋脚の各位置で行う。

表6.5.5 ボーリング調査孔数

条件			基礎構造形式		
			直接基礎	杭基礎	柱状体基礎 ¹
地盤 条件	支持層の予想 される状態	不連続性の互層	A	A	A
		不整合・傾斜	B	B	B
[備考] A：橋台、橋脚1基につき少なくとも1孔 B：橋台、橋脚1基につき少なくとも上下流又は左右2孔					

1：深礎基礎を除く柱状体基礎（ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎）

（出典）東北地方整備局：設計施工マニュアル [道路橋編]，表4-1，p.1-11，H28.3.

- 2) 山岳橋梁等の場合で基礎構造形式が深礎基礎となる場合、下記に示す調査箇所とする。

- ・深礎杭が2本以上となる場合、フーチングの四隅においてボーリングを実施する。
- ・プラット式橋台（ラーメン式橋台）の場合、各深礎杭の位置でボーリングを実施する。
- ・複数個所の調査孔において岩盤層の確認を行うと共に、N値や孔内水平載荷試験等の原位置試験を行い、残りの調査孔においては、岩盤層の深度確認とする。

- (3) 軟弱地盤、液状化が生じる地盤、斜面崩壊等の発生が想定される地形・地質及び活断層等に関する調査は、「道示 2.4.1(5)」を参考にする。

軟弱地盤では、圧密沈下及び側方流動等に対して適切な設計を行うために必要となる調査を行う。

液状化の生じる地盤では、「道示 7章」に規定されている液状化の判定に必要な情報を得るための調査を行う。

斜面崩壊等の発生が想定される地形・地質では、斜面崩壊等のパターンを念頭に置き、「道路土工-切土工・斜面安定工指針」等を参考に調査の実施範囲や調査の内容を決定して行う。

活断層に関する調査では、既存資料による調査を基本とし、予備調査時に行われる地形判読や現地踏査において活断層に留意した調査を行う。既存資料としては、「道示 2章」の参考文献のうち、5)～12)が該当する。

- (4) 設計に用いる地盤定数は、原位置試験や地盤調査により得られた試料等を用いた室内試験による土質試験結果に基づき、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を基本とする。したがって、原位置土質試験及び室内土質試験は統計的な処理が可能な程度の試料数や箇所数で実施し、得られた試験値を単純に平均するのではなく、試験方法等の精度や土質ごとの適用性及び各種誤差の混入要因等を考慮し、特性値として適切な地盤定数を設定する。

地盤調査は各下部構造位置、あるいは一定の間隔で実施されるため、調査地点ごとに異なったデータが得られることが一般的であり、その地盤定数にばらつきが生じることになる。このような場合、事前に試験データや計測データを吟味して異常値を除去し、必要な場合には補正を行い、試験データや計測データを整理し橋梁区間における全体的な地層構成を検討のうえ、一定区間及び各層ごとにバランスの取れた地盤定数を設定する。

設計に用いる地盤定数の設定は、現行の道示 において明瞭に記述されていないため、「杭基礎設計便覧，2.設計における地盤定数の求め方と留意点」や「斜面上の深礎基礎設計施工便覧，3.設計に用いる地盤定数の評価」等を参考に設定を行う。

ただし、砂のせん断抵抗角については、「道示 参考資料，1.標準貫入試験のN値から砂のせん断抵抗角 を推定する場合の参考式(案)」を参考にする。

地盤定数の設定にあたり、特に留意すべき事項を下記に示す。

1) 粘性土の粘着力 C

標準貫入試験のN値が5未満であるような軟弱な粘性土の場合、N値からせん断強度(粘性土の粘着力 C_u)を推定することは適当でないため、乱れの少ない試料による室内試験(三軸圧縮試験)や原位置での他の試験から粘着力 C_u を求める。

なお、軟らかい粘性土の非排水せん断強度においては、乱れの少ない試料による一軸圧縮試験から一軸圧縮強度 q_u を求め、粘着力 $C_u = q_u / 2$ としてもよい。

2) 砂のせん断抵抗角

砂のせん断抵抗角は、信頼できるサンプリング試料による三軸圧縮試験等により求められる。また、砂の相対密度 D_r が標準貫入試験N値と相関することに基づき、砂のせん断抵抗角を推定することが行われており、「道示 参考資料，1.標準貫入試験のN値から砂のせん断抵抗角 を推定する場合の参考式(案)」に有効上載圧の影響を考慮した相関式が示されている。

3) 砂れきの粘着力 C 及びせん断抵抗角

よく締まって洪積世の砂れき層において固結している砂れきの場合、せん断抵抗角の他に、ある程度の粘着力 C を有することがある。したがって、これら定数が設計において必要となることが想定される場合、三軸圧縮試験等の実施により、これら定数を推定する。

一般に固結が進んでいない沖積世の新しい砂れき層では、せん断抵抗角 のみを地盤定数として考慮する。

砂れき層のせん断抵抗角 は、標準貫入試験時にれきを叩くことによりN値が過大に評価される傾向にあるため、標準貫入試験のN値からせん断抵抗角 を推定する場合、打撃回数と貫入量の関係を検討し、N値を補正する等の処理が必要である。

4) 岩盤の粘着力 C 及びせん断抵抗角

岩盤は亀裂や割れ目等が存在し、一般に土砂地盤と比べ不均質であり、岩盤の粘着力 C やせん断抵抗角 の強度定数を推定することは困難である。したがって、岩盤の強度定数は試験結果に基づき、類似する地盤の試験結果等を含めて評価を行い決

定する。

5) 風化軟岩の粘着力 C 及びせん断抵抗角

現地でのコア採取が困難な場合、風化軟岩における粘着力 C 及びせん断抵抗角 は、既往データに基づく換算 N 値と地山の物性値から提案されている地盤定数の推定方法により算定し、当該地盤における調査結果等と併用して評価を行い決定する。

表 6.5.6 に亀裂を含む試料による室内試験結果より、岩種による強度特性の差やそれに起因する基礎寸法への影響の程度の差に着目して、岩種を大きく 3 つに分類して得られた換算 N 値と強度定数 C、 の関係を示す。

表 6.5.6 換算 N 値と強度定数 (C、)

項目	砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備考
粘着力 C (kN/m ²)	$15.2 \cdot N^{0.327}$	$25.3 \cdot N^{0.334}$	$16.2 \cdot N^{0.606}$	
せん断抵抗角 (°)	$5.10 \cdot \text{Log}N$ + 29.3	$6.82 \cdot \text{Log}N$ + 21.5	$0.888 \cdot \text{Log}N$ + 19.3	Log の 底は 10

N : 換算 N 値 = 50 回 × 300 (mm) / 50 回打撃回数時の貫入量 (mm) 300

(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧 表-参.6.1 p.216 H24.4 .

6) 土の変形係数

土の変形係数は、下記の手法により得られた試験値により推定する。

- ・ 直径 0.3 m の剛体円板による原位置平板載荷試験
- ・ 原位置における孔内水平載荷試験
- ・ 室内での一軸又は三軸圧縮試験
- ・ 標準貫入試験 (N 値)

ただし、N 値が 5 未満である場合、N 値から変形係数を推定することは適切でないため、乱れの少ない試料による室内土質試験や原位置での孔内水平載荷試験により変形係数を求める。

7) 岩盤の変形係数

岩盤の変形係数は風化や亀裂の影響を考慮し、室内試験や原位置での孔内水平載荷試験等により求めることを基本とする。なお、換算 N 値 300 回までの軟岩の変形係数は、岩種別に換算 N 値との相関関係が整理されているので参考にすることが出来る。(「本手引き 6.5.7 深礎基礎の設計」を参照)

6.5.4 直接基礎の設計

6.5.4.1 設計の基本

- (1) 柱状体基礎も含め、基礎の有効根入れ深さ L_e と基礎の短辺幅 B の比 L_e/B が $1/2$ 以下となる基礎は、直接基礎として設計する。
- (2) 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安定に関する照査では、基礎の変位の制限が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まり、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、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。
- (3) 偶発作用支配状況のうち、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、上記 (2) を満足する直接基礎は、安定に関する限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないとみなしてよいが、部材としての耐荷性能の照査を行うことが必要である。
- (4) 直接基礎に作用する鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させる。
- (5) 直接基礎に作用する水平荷重は、基礎底面地盤のせん断抵抗力のみで抵抗させることを原則とする。

(出典) 道示 9.2, p.196, H29.11.
道示 9.3, p.200, H29.11.

- (1) 直接基礎は地盤を比較的広く浅く掘削してフーチングを構築し、上部構造からの荷重を直接良質な支持層へ伝達する基礎構造形式である。ここで、「比較的広く浅く」とは、一般的に有効根入れ深さ L_e と基礎の短辺幅 B の比較 L_e/B が $1/2$ 以下であることを指しており、柱状体基礎であるケーソン基礎、地中連続壁基礎及び柱状体深礎基礎においても L_e/B が $1/2$ 以下となる場合には、直接基礎として設計する。

- (2) 直接基礎の耐荷性能を満足させるための前提として、永続作用支配状況においては、橋の機能に影響を与えない程度に変位を制限することが求められており、基礎の変位の制限について照査を行う。

鉛直荷重に対する照査では鉛直力、水平力及び転倒モーメントを考慮した合力が地盤の降伏支持力に基づく制限値を越えない場合、支持に対する限界状態 1 を超えないとみなされる。また、降伏支持力は、地盤の極限支持力に基づき算出されるため、限界状態 1 を超えないとみなすことができれば、限界状態 3 を超えないとみなすことができる。

水平荷重に対する照査では、基礎底面のせん断抵抗力で水平荷重に抵抗することを基本に、従来と同様の方法により限界状態 3 が規定されており、限界状態 3 を超えないとみなすことができれば、限界状態 1 を超えないとみなすことができる。

転倒モーメントに対する照査では、従来と同様に地震時等での合力作用位置に相当する制限値を限界状態 1 として規定され、限界状態 1 を超えないとみなすことができれば、限界状態 3 を超えないとみなすことができる。

- (3) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における照査を満足する直接基礎は、良質な支持層に支持されることで支持力に対する余裕があり、基礎の浮上りによってエネルギー吸収が期待でき、また、このような非線形挙動を示す場合には、地盤にも過度な損傷が生じないため、偶発作用支配状況におけるレベル 2 地震動を考慮する設計状況における安定照査は必要ない。

ただし、レベル 2 地震動を考慮する設計状況では、基礎の浮上りによりレベル 1 地震動を考慮する設計状況より大きな断面力はフーチングに作用するため、部材としての照査を「道示 7.7」に基づき行うことが必要である。

下記、表 6.5.7 に直接基礎の安定照査の概要及び図 6.5.5 に直接基礎の設計計算フローを示す。

表 6.5.7 直接基礎の安定照査の概要

照査 ¹		作用力等 ⁴			
		鉛直荷重	水平荷重	転倒モーメント	
永続作用支配状況における変位の制限	照査に用いる工学的指標	基礎底面の鉛直地盤反力度	基礎底面地盤のせん断力 ⁵	偏心した鉛直力の作用位置	
	照査意図	沈下の抑制	水平変位の抑制	不同沈下の抑制等	
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における耐荷性能	限界状態 1	照査に用いる工学的指標	基礎底面地盤の支持力(降伏支持力)等	- ²	
		照査意図	鉛直地盤抵抗の塑性化の抑制(基礎の応答の可逆性の確保)等	水平地盤抵抗の塑性化の抑制(基礎の応答の可逆性の確保)等	
	限界状態 3	照査に用いる工学的指標	- ³	基礎底面地盤のせん断力 ⁵	- ³
		照査意図	地盤の支持力の喪失等	地盤の水平抵抗力の喪失等	転倒防止

1: 部材照査(耐荷性能の照査、耐久性能の照査)は別途実施

2: 限界状態 3 で担保

3: 限界状態 1 で担保

4: 上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その照査も実施

5: 根入れ部分の地盤抵抗を考慮する場合には、その水平抵抗力も指標となる。

(出典) 道示 9.2, 表-解 9.2.1, p.200, H29.11.

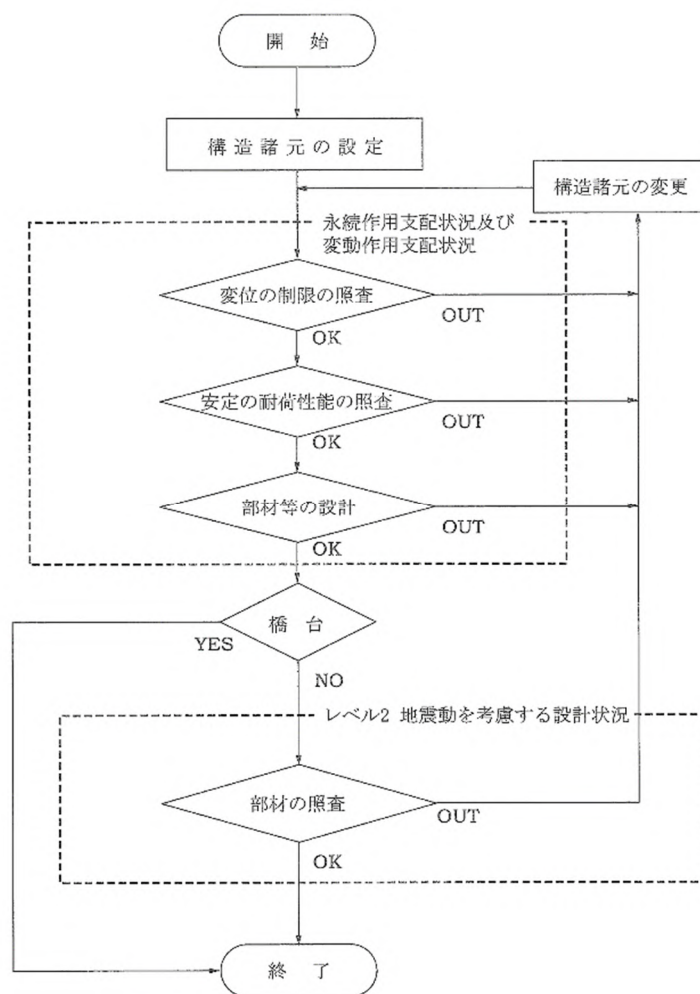


図 6.5.2 直接基礎の設計計算フロー

(出典) 道示 9.2, 図-解 9.2.1, p.199, H29.11.

- (5) 長期的に安定している層にフーチング全体が根入れされ、かつ、周辺の埋戻し土をフーチング上面まで十分締固める場合、設計上の地盤面をフーチング上面とし、根入れ部分に水平力を「道示 9.6.1」に示される荷重分担の方法に基づき、分担させてもよい。

6.5.4.2 直接基礎の変位の制限*

- (1) 永続作用支配状況における直接基礎に対して、鉛直荷重によって生じる沈下、水平荷重によって生じる変位及び転倒モーメントによって生じる不同沈下を抑制するため、基礎の変位の制限の照査を行う。ただし、上部構造から決まる変位が定められる場合には、その照査も行う。
- (2) 鉛直荷重に対しては、基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が鉛直地盤反力度の制限値を超えないことを照査する。
- (3) 水平荷重に対しては、基礎底面に生じるせん断地盤反力が基礎底面のせん断地盤反力の制限値を超えないことを照査する。
- (4) 転倒モーメントに対しては、転倒モーメントにより偏心した鉛直荷重の作用位置が基礎底面の中心から制限値を超えていないことを照査する。

(出典) 道示 9.5.1, p.201, H29.11.

- (1) 直接基礎の変位の制限に対する照査は、永続作用支配状況について行うものとし、照査にあたっての作用の組合せは、「本手引き 6.5.1 基礎構造の設計に関する基本事項 (1)」項に示す作用の組合せによる。

また、上部構造における設計の前提との関係から変位の制限値が別途定められる場合、その制限値を超えないことも照査する。

- (2) 地盤の極限支持力は沈下量と関係付けられたものではないため、鉛直荷重による基礎の過大な沈下を避けることを目的に、鉛直支持力の耐荷性能の照査とは別に制限値を設けて照査を行うことが必要である。

鉛直荷重に対する照査にあたっての制限値は地盤反力度を基本とし、基礎の沈下量及び設計の実状を考慮して、支持層が粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤の場合、支持層が岩盤の場合に分けて下記のとおりとする。

表 6.5.8 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (土砂)

地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)
粘性土	200
砂	400
砂れき	700

表 6.5.9 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (岩盤)

岩盤の種類		基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)	目安とする値 (出典：道示 表-解 10.3.2, H24.3)	
			一軸圧縮強度 (MN/m ²)	孔内水平載荷試験による変形係数 (MN/m ²)
硬岩	亀裂が少ない	2,500	10 以上	500 以上
	亀裂が多い	1,000		500 未満
軟岩		600	1 以上	

- (3) 水平荷重に対する照査にあたっての制限値は、下式により算出されるせん断抵抗力の特性値 (H_{dp}) とする。

$$H_{dp} = b \cdot H_u$$

ここに、H_{dp}：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度の制限値 (kN)

b：水平変位を抑制するための係数 (= 0.65)

H_u：基礎底面と地盤の間に働くせん断抵抗力の特性値 kN

なお、上式における基礎底面と地盤の間に働くせん断抵抗力の特性値 H_{dp} は、「道示 9.5.5」に示される式 (9.5.7) により算出する。

- (4) 転倒モーメントに対する照査にあたっての制限値は、基礎底面が全域にわたって支持地盤に密着し、浮上りを生じさせずに不同沈下等の発生を避けることを目的に、偏心した鉛直荷重の作用位置を基礎底面の中心から底面幅の 1/6 にあることとする。

6.5.4.3 鉛直荷重に対する支持の照査*

- (1) 鉛直荷重の支持に対する照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において(3)項及び(4)項を満足することで、鉛直荷重に対する限界状態1を超えないものとみなす。
- (2) 直接基礎が鉛直荷重の支持に対する限界状態1を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する限界状態3を超えないものとみなす。
- (3) 粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする直接基礎は、基礎底面に作用する合力が、基礎底面地盤の支持力の制限値を超えないことを照査する。
- (4) 岩盤を支持層とする直接基礎は、基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が、鉛直地盤反力度の制限値をこえないことを照査する。

(出典)道示 9.5.2, p.204, H29.11.
道示 9.5.3, p.212, H29.11.

- (2) 限界状態1の特性値である基礎底面地盤の降伏鉛直支持力 Q_y は、限界状態3の特性値である基礎底面地盤の極限鉛直支持力の約0.65倍という一定の関係にあるとみなせるため、限界状態1に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる場合、限界状態3に対しても所要の信頼性をもって超えないとみなすことができるため、限界状態1の照査を行うことで限界状態3の状態を担保する。
- (3) 粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする直接基礎の場合、基礎底面に作用する合力 F_r は鉛直力、水平力及び転倒モーメントを組合せることにより各荷重の連成効果が考慮される、「道示 9.5.2 式(9.5.3)」に基づき算出する。

また、基礎底面地盤の支持力の制限値 Q_{yd} は、「道示 9.5.2 式(9.5.5)」により算出する基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値 Q_u を0.65倍して算出される基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値 Q_y により、「道示 9.5.2 式(9.5.4)」に基づき算出する。

ここに、基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値 Q_y は、鉛直荷重による支持の照査が合力による照査となったため、偏心傾斜を考慮しない中心鉛直載荷の状態を想定していることに留意する。

また、基礎底面地盤の支持力の制限値 Q_{yd} の算出にあたり考慮する調査・解析係数 α_1 及び抵抗係数 α_y は、地盤調査方法の違いを評価できるだけの知見がないことや平板載荷試験と計算値の不確実性を考慮して下表のとおりとする。

表6.5.10 調査解析係数及び抵抗係数

調査・解析係数 α_1	抵抗係数 α_y
0.90	0.90

なお、「道示 9.5.2 式(9.5.5)」に基づき基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値 Q_u 算出にあたり、上載荷重として考慮する基礎の有効根入れ深さ D_f 、基礎地盤のすべり破壊を抑える上載荷重の算定に大きく影響する。そのため、その設定はすべり線の影響範囲を踏まえ、適切に行うことが必要である。河川橋のように、前面地表面に傾斜がある場合における基礎の有効根入れ深さ D_f 、図6.5.3のように考える。

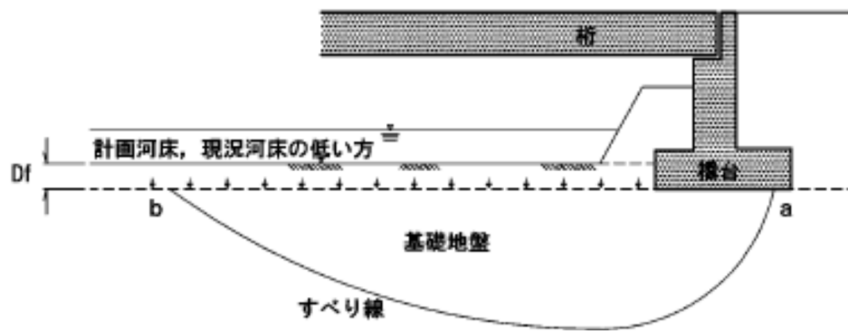


図 6.5.3 河川橋における基礎の有効根入れ深さ D_f

(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル [道路橋編]，図 7-2，p.7-10，H28.3.

- (4) 岩盤を支持層とする直接基礎の場合、岩盤の極限支持力が亀裂・割れ目等により左右されるため、地盤定数の評価には不確実な要素が多く、支持力推定により極限支持力を推定することが困難であることより、下表に示す岩盤の種類に応じた鉛直地盤反力度を制限値とする。

表 6.5.1.1 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (岩盤)

岩盤の種類		基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)	目安とする値 (出典：道示 表-解 10.3.2，H24.3)	
			一軸圧縮強度 (MN/m ²)	孔内水平載荷試験による変形係数 (MN/m ²)
硬岩	亀裂が少ない	3,750	10 以上	500 以上
	亀裂が多い	1,500		500 未満
軟岩		900	1 以上	

6.5.4.4 水平荷重に対する抵抗の照査*

- (1) 直接基礎が水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗に対する限界状態 1 を超えないものとみなす。
- (2) 水平荷重の抵抗に対する照査において、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において (3) 項を満足することで、水平荷重の抵抗に対する限界状態 3 を超えないものとみなす。
- (3) 基礎底面に生じるせん断地盤反力が、基礎底面のせん断地盤反力の制限値を超えないことを照査する。

(出典) 道示 9.5.4，p.212，H29.11.

道示 9.5.5，p.212，H29.11.

- (1) 直接基礎の水平抵抗力については、限界状態 3 を満足することで水平抵抗の可逆性が確保されるため、限界状態 3 の照査を行うことで限界状態 1 の状態を担保する。
- (2) 直接基礎の根入れ部分の地盤抵抗を期待する場合、地盤の受働土圧強度に基づく制限値

を超えないことも照査する。

- (3) 基礎底面におけるせん断地盤反力の制限値 H_d 、「道示 9.5.5 式(9.5.7)」により算出する基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 H_u より、「道示 9.5.5 式(9.5.6)」に基づき算出する。

基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 H_u 算出にあたり、基礎底面と地盤との間の付着力 C_B 及び基礎底面と地盤との間の摩擦角 δ_B 、基礎下面と地盤との条件により下表のとおりとする。

表 6.5.12 摩擦角と付着力

基礎下面と地盤の条件	摩擦角 δ_B (摩擦係数 $\tan \delta_B$)	付着力 C_B
土とコンクリート	$\delta_B = 2/3$	$C_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石又は碎石を敷く場合	$\tan \delta_B = 0.6$ または $\delta_B =$ の小さい方	$C_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \delta_B = 0.6$	$C_B = 0$
土と土、又は岩と岩	$\delta_B =$	$C_B = C$

δ_B : 支持地盤のせん断抵抗角 ($^\circ$)、 C_B : 支持地盤の粘着力 (kN/m^2)

(出典)道示 表-9.5.7, P.214, H29.11.

基礎底面のせん断地盤反力の制限値 H_d 算出にあたっては、基礎底面と地盤の間に働くせん断抵抗力の特性値 H_u に乗じる調査・解析係数 α_1 、部材・構造係数 α_2 及び抵抗係数 α_y は、地盤調査方法の違いを評価できるだけの知見がないことや不確実性を定量的に評価できるだけのデータがないことを考慮して下表のとおりとする。

表 6.5.13 調査解析係数及び抵抗係数

調査・解析係数 α_1	部材・構造係数 α_2 と抵抗係数 α_y の積
0.90	0.95

なお、「道示 9.5.5」に示される式(9.5.7)における基礎底面に作用する鉛直力 V は、作用する荷重の特性値の設計状況に応じた荷重組合せ係数 ρ_p 及び荷重係数 ρ_q を考慮して求める。

また、基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との強度で水平荷重を分担させる場合には、「道示 9.5.5(3)」項に準じる。

6.5.4.5 転倒モーメントに対する抵抗の照査*

- (1) 転倒モーメントに対する抵抗の照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において(3)項を満足することで、転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1を超えないものとみなす。
- (2) 直接基礎が転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において転倒モーメントに対する限界状態3を超えないものとみなす。
- (3) 転倒モーメントにより偏心した鉛直荷重の作用位置が、基礎底面の中心からの制限値を超えていないことを照査する。

(出典)道示 9.5.6, p.218, H29.11.

道示 9.5.7, p.218, H29.11.

- (1) 転倒モーメントに対する抵抗の照査については、鉛直荷重の偏心量を基礎底面の中心から所定の制限値に留めることで、基礎の塑性化を抑制し、基礎の応答の可逆性が確保されるため、この制限値を超えない場合、限界状態 1 を超えないものとみなす。
- (2) 転倒そのものを防止する限界状態 3 と限界状態 1 として規定される鉛直荷重の偏心量には、一定の関係があるため、限界状態 1 の照査を行うことで限界状態 3 の状態を担保する。
- (3) 転倒モーメントに対する抵抗の照査は、地盤の塑性化を抑制し、基礎の応答の可逆性が確保される状況として、その制限値を基礎底面の中心から底面幅の 1/3 を超えないものとして照査する。

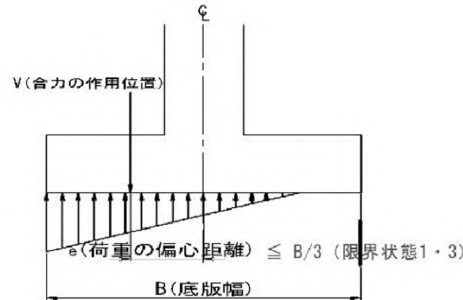


図 6.5.4 鉛直荷重の作用位置

なお、ラーメン橋やアーチ橋の橋軸方向のように構造上、転倒モーメントに対する安定性が確保される場合には、この照査を省略できる。

6.5.4.6. 地盤反力度及び変位の計算*

- (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底面における地盤反力度及び変位は、荷重分担、地盤条件、構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出する。
- (2) 剛体とみなせる厚さが確保されたフーチングを有する直接基礎について、地盤反力度及び変位を算出する場合、基礎本体を剛体として扱い、地盤抵抗は地盤反力係数を用いて評価する。

(出典) 道示 9.6, p.219, H29.11.

- (2) 直接基礎のフーチングは通常十分に厚く、その弾性変形量は設計上無視できるので、地盤反力度はフーチングを剛体として算出してよい。ただし、「道示 7.7.2」の規定を満たさない場合には、フーチングを弾性体として地盤反力度を算出する必要がある。

なお、地盤反力度及び基礎の弾性変位量の算出は、「道示 9.6.1」の規定による。
また、地盤抵抗に関係する地盤反力係数の算出は、「道示 9.6.2」の規定による。

6.5.4.7 斜面上の直接基礎*

- (1) 斜面上に直接基礎を設ける場合、斜面や支持地盤を十分に把握し、岩盤の節理や亀裂等の十分な調査に基づき設計すると共に、地山や永久法面をいたずらに乱さないように設計上留意する。
- (2) 斜面上の直接基礎の底面は、岩盤の支持層へ確実に支持させた平坦面を基本とするが、斜面の状況等により段切り基礎とする場合、段差フーチング形式とする。
- (3) 段差フーチングの段差高さ、段差数及び各段平面部の幅は、現地の状況や地層の傾斜状況等に十分配慮して決定する。
- (4) 斜面上の直接基礎の安定照査は、斜面の影響やフーチング形状等を考慮して行う。

(出典) NEXCO 設計要領第二集, 第 4 章 3-4, p.4-19, H27.7.

- (1) 斜面上の直接基礎とは、支持地盤が 10° 以上傾斜した箇所に設ける直接基礎であり、そ

の設置にあたっては、斜面の崩壊・浸食等による支持特性への影響を考慮し、支持層や基礎形式・形状に留意した設計を行う。

また、斜面上へ基礎構造物を設置するため、施工時の構造物掘削による地山の過度な掘削や大規模な永久法面の発生等、構造物周辺の地山への影響にも留意した設計を行う。

なお、斜面上に直接基礎を設置する場合、長期的に安定した地盤面から図6.5.5に示す基礎前面余裕幅を目安として確保すると共に、図6.5.6に示すように基礎に作用する荷重の基礎底面からの荷重分散角を45°と仮定した荷重分散線が斜面と交わらない位置へ基礎構造物を設置する。

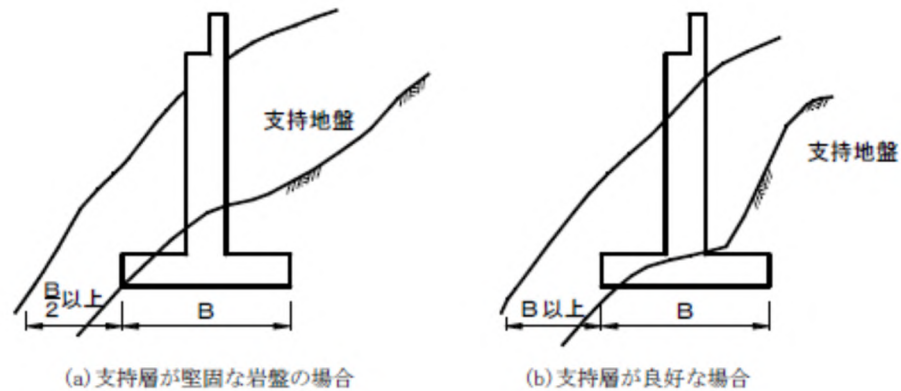
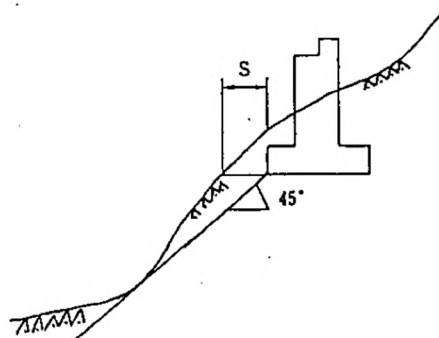


図6.5.5 斜面上の直接基礎設置の例(その1)

(出典) 東・中・西日本高速道路(株): 設計要領第二集, 図4-3-8, p.4-20, H28.8.



S: 岩盤の風化度、亀裂の状況等によって2~3m程度の余裕幅を確保するとよい。

図6.5.6 斜面上の直接基礎設置の例(その2)

(出典) 国土開発技術研究センター, 道路設計マニュアルその2, 図7-12-4, p.95, H6.3.

ただし、支持層とした岩盤に亀裂や風化が確認される場合、亀裂の方向、風化の範囲及び地下水位等により支持力特性が大きく影響を受けるため、十分な調査や試験を行い、支持層の安全性を確認する。

- (2) 斜面上の直接基礎の種類を図6.5.7に示す。斜面上に直接基礎を設ける場合においても、基礎底面を平坦面とする段差なしフーチングを基本とするが、基礎設置による周辺地山への影響が大きくなる場合には、その影響を極力少なくするために段切り基礎として設計する。

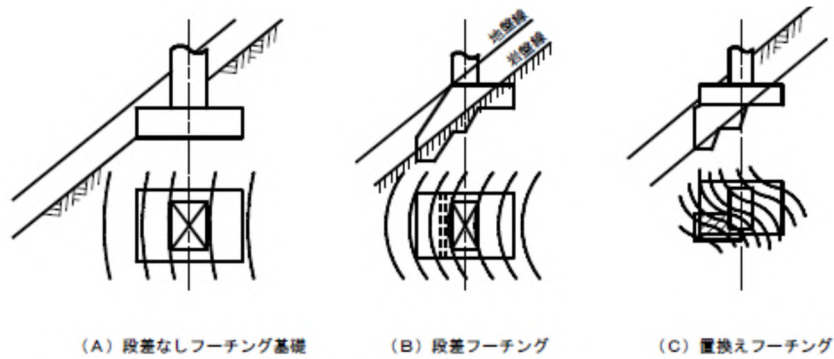


図 6.5.7 斜面上の直接基礎の種類

(出典) 東・中・西日本高速道路(株): 設計要領第二集, 図 4-3-6, p.4-19, H28.8.

なお、段切り基礎とする場合、段切り部分と基礎本体部分が一体となる段差フーチング基礎とする。

ただし、施工時にて掘削底面の一部に支持地盤になり得ない不良地盤が確認された場合、当該箇所を貧配合のコンクリートで置換えて支持地盤としての機能を持たせた置換えフーチング基礎としてもよい。

(3) 段差フーチングの形状は、下記及び図 6.5.8 を基本とする。

- ・ 段差方向：1 方向
- ・ 段差高さ：1 段あたり 3.0 m 以下
- ・ 段差段数：最大 2 段
- ・ 最下端段差幅：フーチング全幅の 1/3 程度

また、下部構造躯体に配置される軸方向鉄筋のフーチングへの定着は、フーチングコンクリートの打止め位置を考慮して、フーチング下面まで伸ばす。

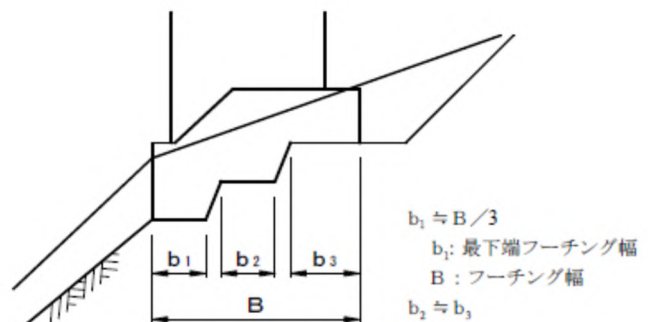


図 6.5.8 段差フーチングの形状

(出典) 東・中・西日本高速道路(株): 設計要領第二集, 図 4-3-7, p.4-20, H28.8.

(4) 斜面上の直接基礎の安定照査方法は、道示 (H29.11) に記述がないため、現時点においては当面の間「NEXCO 設計要領第二集」等を参考にすが、実際の計画や設計にあたっては、その時点において関連する最新の技術基準等を参考にし行う。

6.5.5 杭基礎の設計

6.5.5.1 設計の基本

- (1) 杭基礎に作用する荷重に対する抵抗要素とその力学特性が実験等により適切に検証され、また、基礎の施工管理方法が確立されており、剛体とみなせるフーチングへ杭基礎の頭部を剛結とした基礎構造は、杭基礎として設計する。
- (2) 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安定に関する照査では、基礎の変位の制限が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まり、杭の軸方向押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、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。
- (3) 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する抵抗に関して、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。
- (4) 偶発作用支配状況のうち、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、杭基礎に生じる降伏時の応答変位、応答塑性率及び応答変位に関して、限界状態 1 及び限界状態 2 を超えないことを照査し、限界状態 3 を超えないことを照査する。
- (5) 杭基礎に作用する鉛直荷重及び水平荷重は、杭のみで抵抗させる。
- (6) 杭の配列は、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決め、永続作用支配状況において引抜き力が生じないように配置するとともに、群杭の影響が生じないように杭間隔を杭径の 2.5 倍以上とする。
- (7) 杭基礎は良質な支持層に支持される支持杭を基本とする。

(出典) 道示 10.2, p.227, H29.11 . 道示 10.3, p.232, H29.11 .
道示 10.4, p.233, H29.11 . 道示 10.9, p.289, H29.11 .

- (1) 杭種や杭施工方法については様々なものが開発されているが、下記に示すような杭基礎に作用する荷重に対する力学特性が明らかであり、杭基礎の施工方法についてその管理手法が確立されている杭基礎を基本とする。

- 1) 実地盤における鉛直載荷試験及び水平載荷試験の結果から支持力特性が明らかである。
- 2) 杭と地盤の間に緩みが無く、変位の小さな段階から地盤抵抗が確保できる。
- 3) 繰返し曲げ載荷に対する塑性変形能、曲げ耐力やせん断耐力の算定方法が載荷実験結果等より明らかである。
- 4) 工法の施工管理方法や杭製作時の管理方法が明らかであり、所定の方法により所定の諸元の杭が構築され、上記 1) 、 2) 及び 3) が確実に発揮できる。

- (2) 杭基礎の耐荷性能を満足させるための前提として、永続作用支配状況においては、橋の機能に影響を与えない程度に変位を制限することが求められており、基礎の変位の制限について照査を行う。

杭の軸方向押込み力に対する照査では、地盤抵抗の塑性化を抑制して基礎の応答の可逆性を確保することを目的とし、杭の降伏支持力に基づく制限値を超えない場合には、支持に関する限界状態 1 を超えないとみなされる。ただし、杭の軸方向引抜き力に対する照査では、引抜き力を一定程度に抑える観点より限界状態 1 に対応した制限値が規定される。また、降伏支持力及び降伏引抜き抵抗力は地盤の極限支持力及び極限引抜き抵抗力に基づき算定されるため、限界状態 1 を超えないとみなすことができれば、限界状態 3 を超えないとみなすことができる。

杭の水平荷重に対する照査では、従来の設計と同様に水平変位を指標とし、地盤抵抗の塑性化を抑制して基礎の応答の可逆性を確保することを目的とし、地盤から決まる杭の降伏水平変位に基づく制限値を超えない場合には、水平変位に関する限界状態 1 を超えないとみなされる。

また、杭の水平変位が大きくなるほど抵抗力の増加割合が低下し、降伏点と終局点の関係も一定であるとみなせるため、限界状態 1 を超えないとみなすことができれば、限界状態 3 を超えないとみなすことができる。

(3) 杭基礎の部材の照査については軸力、曲げモーメント及びせん断力に対する照査を行う。

軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査は、限界状態 1 を超えないように部材の降伏曲げモーメント等に対して行い、限界状態 1 を超えないとみなすことができれば、限界状態 3 を超えないとみなすことができる。ただし、場所打ち杭及び SC 杭については、限界状態 3 を超えないように部材の終局曲げモーメントに対する照査を行う。また、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭及び SC 杭については、耐荷性能の前提として応力度の制限値に対する照査を行う。

せん断力に対しては、限界状態 3 を超えないようにせん断耐力等に対して行う。ただし、PHC 杭に対しては、限界状態 3 に加えて限界状態 1 に対する照査も行う。

なお、場所打ち杭及び PHC 杭に対しては、耐荷性能の前提となる、疲労に対する耐久性に関する照査を行う。

(4) 偶発作用支配状況のうち、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態は、基礎と地盤を一体とした基礎全体系に対して定められ、安定照査と部材照査を区分せずに基礎と地盤をひとつの照査単位とし、照査単位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た照査を行う。

ただし、せん断力による杭の破壊については、基礎全体系の応答値の算出において考慮されないため、せん断破壊に対する照査を行う。

基礎に塑性化を考慮しない場合には、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査し、基礎に塑性化を考慮する場合には、限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。また、限界状態 1 及び限界状態 2 を超えない場合には、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 3 を超えないとみなすことができる。

橋脚の杭基礎は上記に基づき設計を行うものとし、橋台の杭基礎は下記に該当する場合において、偶発作用支配状況のうち、レベル 2 地震動を考慮する設計状況を考慮する。

- 1) 橋台の杭基礎が、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。
- 2) 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

なお、フーチング及び杭とフーチングの接合部についても、「道示 7.7、10.8.7 及び 10.9.1」に基づき設計を行う。

下記、表 6.5.14 に杭基礎の耐荷性能の照査の概要及び杭基礎を有する橋脚の標準的な設計計算フローを示す。

表 6.5.1.4 耐荷性能の照査

(a) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定照査

照 査		作用力等 ²	
		軸方向押し込み力・引抜き力	水平荷重
永続作用支配状況における変位の制限	照査に用いる工学的指標	地盤から決まる杭の支持力及び引抜き抵抗力	設計上の地盤面又はフーチング下面における水平変位
	照査意図	沈下及び引抜き力の抑制	水平変位の抑制
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における耐荷性能	限界状態 1	照査に用いる工学的指標	設計上の地盤面又はフーチング下面における水平変位 (地盤から決まる杭の降伏水平変位)
		照査意図	鉛直地盤抵抗(押し込み・引抜き)の塑性化の抑制(基礎の応答の可逆性の確保)等
	限界状態 3	照査に用いる工学的指標	- 1
		照査意図	地盤の支持力・抵抗力の喪失防止等

1：限界状態 1 の照査で担保

2：上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合にはその照査も実施

(出典)「道示 表-解 10.2.1, p.231, H29.11 .」に加筆修正

(b) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における部材照査

照 査		作用力 ¹						
		軸力・曲げモーメント			せん断力			
		鋼管杭 鋼管ソイル セメント杭 SC杭	場所打ち 杭	PHC杭	鋼管杭 鋼管ソイル セメント杭 SC杭	場所打ち 杭	PHC杭	
永続作用支配 状況における 耐荷性能の前提	照査に 用いる 工学的 指標	鋼材の圧縮・引張 応力度	-	-	鋼材のせん断 応力度	コンクリートのせん断 応力度 ⁴		
	照査意 図	耐荷性能の前提と なる構造の確保	-	-	耐荷性能の前提と なる構造の確保	耐荷性能の前提とな る構造の確保		
永続作用支配 状況及び変動 作用支配にお ける耐荷性能	限界状態 1	照査に 用いる 工学的 指標	鋼材の応 力度（降 伏強度）	曲げモー メント （降伏曲 げモー メント）	コンクリ ートの圧 縮・引張 応力度	- ²	- ²	コンクリ ートの斜 引張応力 度
		照査意 図	部材抵抗の可逆性の確保					
	限界状態 3	照査に 用いる 工学的 指標	- ³	- ³	曲げモー メント （破壊抵 抗曲げモー メント）	鋼材のせん断 応力度	せん断力	
		照査意 図	部材抵抗の喪失防止					

1：必要に応じてねじりモーメント等の照査

2：限界状態3の照査で担保

3：限界状態1の照査で担保

4：「道示 5.2.7」に従い、変動作用支配状況に対しても実施

（出典）「道示 表-解 10.2.1 , p.231 , H29.11」に加筆修正

(c) レベル2地震動を考慮する設計状況における照査

照 査		基礎全体系の照査 ¹	
限界状態 1	杭基礎に塑性化を考慮しない	照査に用いる工学的指標	上部構造の慣性力作用位置における水平変位（基礎の降伏変位）
		照査意図	基礎全体系の挙動の可逆性の確保
限界状態 2	杭基礎に塑性化を考慮する	照査に用いる工学的指標	基礎の塑性率及びフーチング底面位置の回転角 ²
		照査意図	基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まる等
限界状態3		照査に用いる工学的指標	- ³

1：杭体のせん断力等の部材照査を別途実施

2：目安として提示

3：限界状態1又は限界状態2の照査で担保

(出典)「道示 表-解 10.2.1, p.232, H29.11.」に加筆修正

(d) 耐久性能の照査

照 査		作用力				
		軸力・曲げモーメント			せん断力	
		SC 杭	場所打ち杭	PHC 杭	場所打ち杭	PHC 杭
疲労・腐食	照査に用いる工学的指標	コンクリートの圧縮応力度	コンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力度	コンクリートの圧縮応力度及び引張応力度並びにPC鋼材の引張応力度	鉄筋の引張応力度	斜引張応力度
	照査意図	疲労損傷の防止等				

：「道示 6.3.2(2)」に規定する作用の組合せに対する耐久性能に対する照査
疲労のほか、鋼材の腐食に対しても照査

(出典)「道示 表-解 10.2.1, p.232, H29.11.」に加筆修正

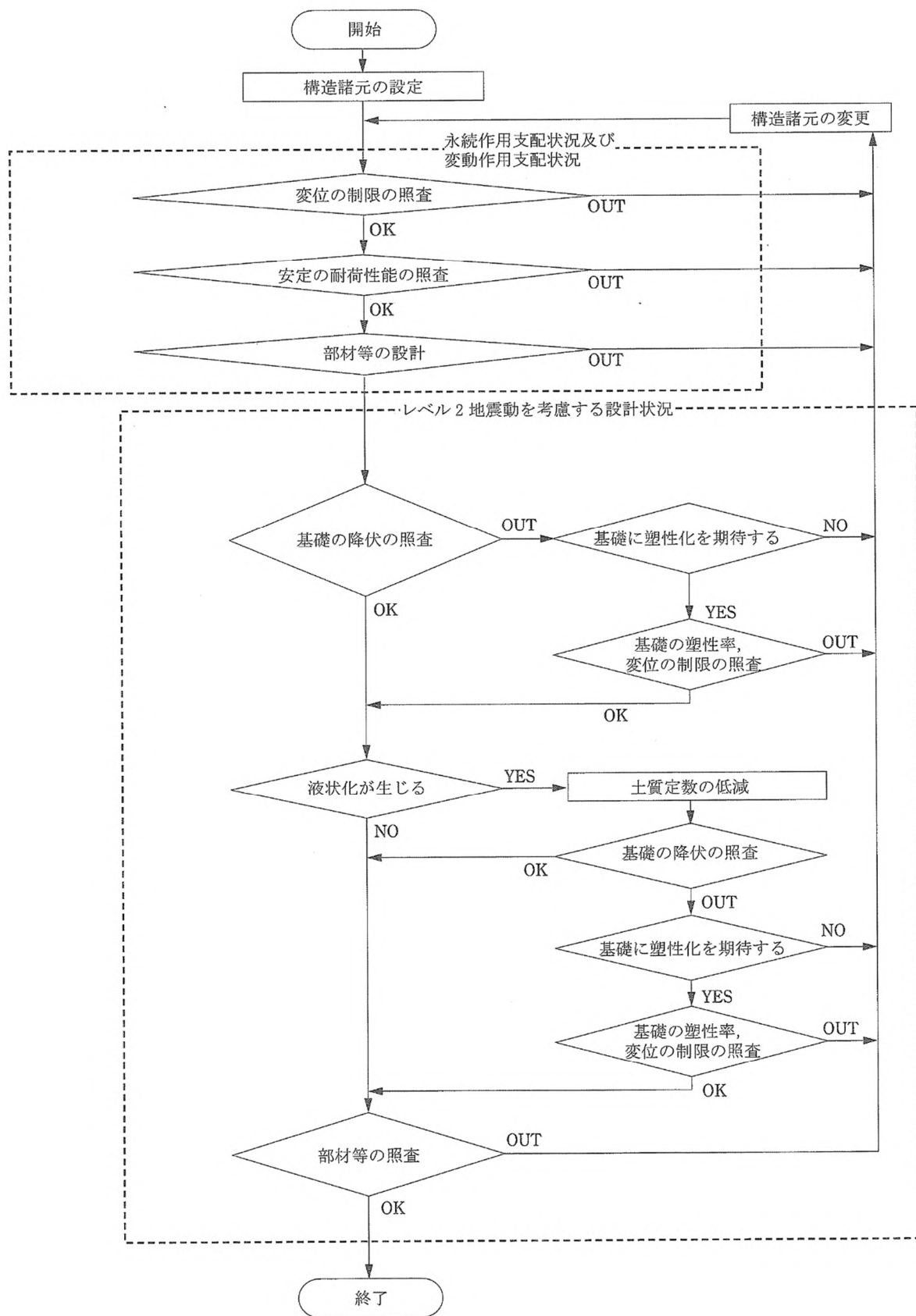


図 6.5.9 橋脚の杭基礎の設計計算フロー
 (出典) 道示 10.2, 図-解 10.2.1, p.230, H29.11.

(5) 杭の沈下と地盤の沈下は、しばしば一致しないことがあるため、鉛直荷重は杭のみで支持させることを原則とする。

水平荷重に対しても、原則として杭のみで支持させることとする。

ただし、長期的に安定している層にフーチング全体が根入れされ、かつ、周辺の埋戻し土をフーチング上面まで十分に締め固める場合には、設計上の地盤面をフーチング上面として、根入れ部分の地盤抵抗を考慮した設計も可能である。

(6) 杭の配列は下部構造躯体の形状や寸法、杭径や本数、群杭の影響、施工条件及び斜杭の適用等を考慮することが必要である。また、載荷試験によって求める杭の沈下では、長期間の沈下を予測することが困難である。

したがって、良質な地盤に施工される杭の場合においても、長期の持続的な荷重に対して出来る限り均等に荷重を受けるような杭配置とする。

また、長期の引抜き抵抗力については、過去の試験データがほとんどないこと等を勘案し、長期的な持続荷重に対して引抜き力が生じないような杭配置とする。

杭の中心間隔が小さくなると群杭としての影響が著しくなり、杭の押し込み支持力、水平方向地盤反力係数等を単杭の場合より低減して考慮することが必要であるが、杭径の2.5倍以上であるとその影響が比較的小さく、施工性についても大きな問題はないことから、杭間隔は杭径の2.5倍以上とする。

ただし、回転杭については群杭の影響を考慮しない杭間隔として、羽根外径が杭径の1.5倍径の場合には杭径の2.5倍以上、2.0倍径の場合には杭径の3.0倍以上とし、杭先端部での羽根どうしの純間隔を杭径の1.0倍以上とする。

なお、フーチング端部の杭については、フーチングとの縁端距離として杭径の1.0倍を確保することで、杭頭部に押抜きせん断破壊や支圧に対する変状等が生じないことが確認されているため、フーチングとの縁端距離は杭径の1.0倍以上とする。

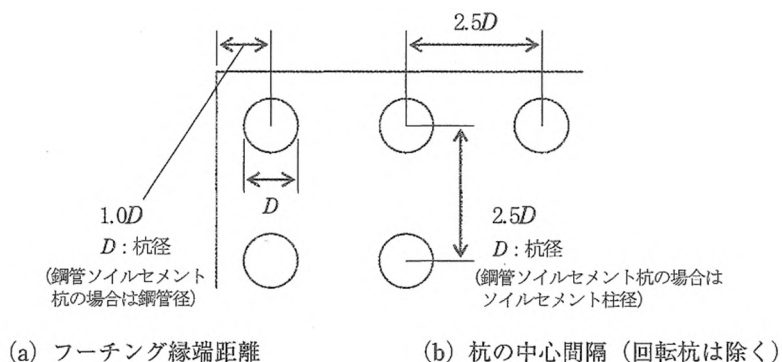


図6.5.10 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離
(出典) 道示 10.8.7, 図-解 10.8.8, p.289, H29.11.

杭の配列は上記を基本とするが、下部構造及び基礎構造の設置条件により偏心の大きな構造とせざるを得ない状況では、永続作用に対して引抜き力が生じる場合も考えられる。このような場合には、事項に示す基礎の変位の制限に関する照査を満足する中で、できるだけ引抜き力が抑制されるような設計を行う。

(7) 上部構造への連続桁構造等の採用が多くなっていることより、基礎構造の不等沈下等による上部構造への影響を考慮し、杭基礎は良質な支持層に支持させる支持杭基礎とする。

なお、良質な支持層の深度が深く、摩擦杭基礎の採用が有利となることが想定される場合、摩擦杭基礎についても検討を行い、その採用を考慮する。

ただし、摩擦杭基礎を検討・採用する場合においても、下記条件に当てはまる支持杭基礎と同等の安全性を有する摩擦杭基礎とする。

著しい地盤沈下が生じないこと及び将来とも予想されないこと

杭の根入れ長が杭径の 25 倍程度以上であること

粘性土地盤においては、杭の根入れ長の 1/3 以上が過圧密地盤に根入れされていること

6.5.5.2 杭基礎の変位の制限*

- (1) 永続作用支配状況における杭基礎に対して、杭頭部に作用する軸方向押込み力によって生じる沈下、軸方向引抜き力によって生じる変位及び水平荷重によって生じる水平変位を抑制するため、基礎の変位の制限の照査を行う。ただし、上部構造から決まる変位が定められる場合には、その照査も行う。
- (2) 杭の軸方向押込み力に対しては、全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押込み力が杭の軸方向押込み力の制限値を超えないことを照査する。
- (3) 杭の軸方向引抜き力に対しては、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ことを照査する。
- (4) 杭に作用する水平荷重に対しては、全ての杭において、杭に生じる水平変位が下記に示す杭の水平変位の制限値を超えないことを照査する。
橋脚基礎の場合、杭径の 1% に相当する値とし、最大 50 mm、最小 15 mm とする。橋台基礎の場合、杭径によらず 15 mm とする。

(出典) 道示 10.5.1, p.235, H29.11.

- (1) 杭基礎の変位の制限に対する照査は、永続作用支配状況について行うものとし、照査にあたっての作用の組合せは、「本手引き 6.5.1 基礎構造の設計に関する基本事項(1)」項に示す作用の組合せによる。

また、上部構造における設計の前提との関係から変位の制限値が別途定められる場合、その制限値を超えないことを照査する。

- (2) 杭の軸方向押込み力により杭に生じる過大な沈下を避けることを目的に、全ての杭について杭頭部に作用する軸方向押込み力に対する耐荷性能の照査とは別に制限値を設けて照査を行うことが必要である。

杭の軸方向押込み力に対する照査にあたっての制限値は、「道示 10.5.1 式(10.5.1)」に基づき算出する。算出にあたって関係する沈下量を抑制するための係数 s 及び支持形式の違いを考慮する係数 f は、下表に示すとおりとする。

表 6.5.15 制限値算出にあたっての係数 $s \cdot f$

区 分	支持杭	摩擦杭	
		摩擦杭	支持杭と同等の安全性を有する摩擦杭
沈下量を抑制するための係数 s	0.55		
支持形式の違いを考慮する係数 f	1.00	0.70	1.00

なお、式(10.5.1)中の土の重量 W_s や杭及び杭内部土の有効重量 W は、抵抗力の算出にあたっての要素であること及び杭頭部より下方の重量であり照査位置に荷重として作用しないため、死荷重の荷重組合せ係数 γ_1 及び荷重係数 γ_2 を考慮する必要はない。

杭の軸方向押込み力に対する照査にあたっての制限値である杭の軸方向押込み力の制限値 R_{dp} は、地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値 R_y により上記の係数等を考慮して算出される。

ここで、杭の降伏支持力の特性値 R_y は、支持力推定式を用いて算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 R_u を 0.65 倍することで算出される。

ただし、支持力推定式により算出される杭の極限支持力の特性値 R_u は信頼性解析の結果より、一般に期待される安全性レベルと同等以上であることが確認されているが、杭の極限支持力は支持層への根入れ及び中間層の状況等により極端に大きな値となることがある。このような場合、施工時における中間層の打抜きや掘進の可否、杭本体の損傷及び極限支持力の発現等の問題も生じる。

したがって、極端に大きな杭の極限支持力の値が算出された場合、下記に示す事項に留意し、表 6.5.16 に示す杭の極限支持力の目安値を参考に、適切な杭の極限支持力の値を設定する。

中間層の地質調査の信頼性
打込み時や掘進時の施工の妥当性及び確実性
杭各部構造の照査、杭種、杭径及び杭配列等の妥当性

表 6.5.16 杭の軸方向押込み力における極限支持力 (R_u) の目安

杭種	杭径 (mm)	極限支持力 (R_u) の目安 (kN)
鋼管杭 (打込み工法)	600	2,700 ± 900
	PHC 杭 (打込み工法)	800
場所打ち杭	1,000	6,000 ± 2,000
	1,200	6,600 ± 2,100
	1,500	9,900 ± 3,000
	2,000	15,000 ± 4,500
	26,000 ± 8,000	

(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル[道路橋編]，表 7-11，p.7-29，H28.3.

- (3) 杭の軸方向押込み力と同様の理由により、杭の引抜き力に対しても耐荷性能の照査とは別に制限値を設けて照査を行う。

杭の軸方向引抜き力に対する照査にあたっての制限値は、「道示 10.5.1 式(10.5.2)」に基づき算出する。

表 6.5.17 制限値算出にあたっての係数 ρ

区分	値
引抜き変位を抑制するための係数 ρ	0.25

なお、式(10.5.2)中の杭内部土の有効重量 W は、抵抗力の算出にあたっての要素であること及び杭頭部より下方の重量であり照査位置に荷重として作用するものではないため、死荷重の荷重組合せ係数 (γ_1) 及び荷重係数 γ_2 を考慮する必要はない。

- (4) 杭に作用する水平荷重により杭に生じる過大な水平変位を避けることを目的に、全ての杭について杭頭部に作用する水平荷重に対する耐荷性能の照査とは別に制限値を設けて照査を行うことが必要である。

杭の水平変位に関する照査位置は、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方の場合には杭頭位置であるフーチング下面とする。

表 6.5.18 水平変位の制限値

種 別	制限値 (mm)	適用
橋脚基礎杭	杭径の 1% に相当する値	最小値 15 mm、最大値 50 mm
橋台基礎杭	15	-

なお、橋台基礎杭については、橋台が抗土圧構造物であり地盤のクリープ変形や背面土の沈下等の影響により変位が増加することを防ぐため、橋脚基礎杭と同等あるいは厳しい値としている。

6.5.5.3 杭の軸方向押込み力に対する支持の照査*

- (1) 杭の軸方向押込み力に対する照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において(3)項を満足することで、杭の軸方向押込み力に対する限界状態1を超えないものとみなす。
- (2) 杭の軸方向押込み力に対する限界状態1を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の軸方向押込み力に対する限界状態3を超えないものとみなす。
- (3) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押込み力が、軸方向押込み力の制限値を超えないことを照査する。

(出典) 道示 10.5.2, p.237, H29.11.
道示 10.5.3, p.250, H29.11.

(2) 限界状態1の特性値である、地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値 R_y と限界状態3の特性値である、地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (R_u) との間には、概ね0.65倍となる定量的な関係が認められるため、限界状態1に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる場合、限界状態3に対しても所要の信頼性をもって超えないとみなすことができるため、限界状態1の照査を行うことで限界状態3の状態を担保する。

(3) 杭頭部に作用する軸方向押込み力の制限値 R_d は、「道示 10.5.2 式(10.5.4)」により算出する地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 R_u を0.65倍して算出される地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値 R_y に対して、調査・解析係数 α_1 、抵抗係数 α_y 、支持形式の違いを考慮する係数 α_f 及び杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数 α_n を考慮し、「道示 10.5.2 式(10.5.3)」に基づき算出する。

なお、「道示 10.5.2 式(10.5.3)」における杭で置き換えられる部分の土の有効重量 W_s 、及び杭や杭内部の土の有効重量 W については、荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。

各係数については、表 6.5.19 のとおりとする。

表 6.5.19 調査・解析係数及び抵抗係数

地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値の推定方法	調査・解析係数 α_1	抵抗係数 α_y		
		打込み杭工法、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、回転杭工法	
			支持杭	摩擦杭
支持力推定式から求める場合	0.90	0.80	0.90	0.80
載荷試験から求める場合	0.95	1.00		

表 6.5.20 支持形式の違いを考慮する係数及び杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数

係数名称	支持杭	摩擦杭	
		摩擦杭	支持杭と同等の安全性を有する摩擦杭
支持形式の違いを考慮する係数 f	1.00	0.70	1.00
杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数 n	1.00		

なお、地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 R_u を支持力推定式から求める場合、「本手引き 6.5.5.2 (2) 項 表 6.5.16」に示す杭の軸方向押し込み力における極限支持力 R_u の目安値も参考に決定する。

また、地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 R_u を支持力推定式から求める場合、杭先端の極限支持力度の特性値 q_d は標準貫入試験による N 値により算定されるが、評価に用いる N 値及び先端地盤の種別は、杭体先端から杭径の 3 倍下方までの範囲の平均値とする。また、 N 値に基づく杭先端の極限支持力度 q_d は、杭の載荷試験結果に基づき規定されているため、杭工法に応じた支持地盤に対する杭先端における条件を満足することが必要である。

各杭工法における杭先端部の条件は、表 6.5.21 のとおりである。

表 6.5.21 杭工法による支持層への根入れ

杭工法	支持層への設計根入れ	
打込み杭工法	杭径の 2 倍程度以上	
場所打ち杭工法	適切な施工を前提とし、杭径程度以上	
中掘り杭工法	セメントミルク噴出攪拌方式	設計径を杭径とし、杭径程度以上
	最終打撃方式	設計径を杭径とし、杭径の 2 倍程度以上
プレボーリング杭工法 (図 6.5.11 参照)	設計径を杭径とし、杭径程度以上 根固部への杭の貫入深さは、杭径の 1.5 倍程度以上 杭先端位置から根固部底面までの深さは、杭径の 1.5 倍程度以上 杭周固定部及び根固部の径は、杭径に 100 mm を加えたもの、杭外周のソイルセメント柱の片側かぶり は 50 mm を標準	
鋼管ソイルセメント杭工法 (図 6.5.12 参照)	杭先端部は、ソイルセメント柱径 D_{sc} 程度以上 杭先端固化部への鋼管貫入深さは、鋼管径 D_{sp} の 1.5 倍程度以上 杭先端位置から鋼管杭 D_{sp} の 1.25 倍程度以上の範囲の鋼管内面にはリブ又は付着金物を設置 杭先端位置から杭先端固化部底面までの深さは、ソイルセメント柱径の 0.5 倍程度以上	
回転杭工法	杭径 D_p 程度以上	

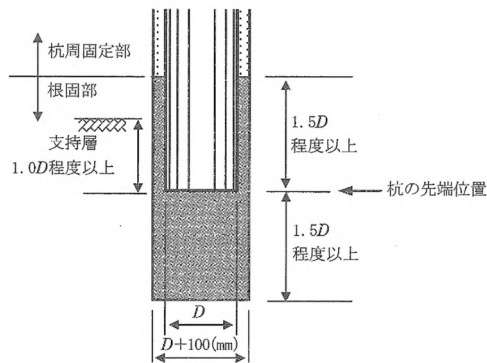


図 6.5.1.1 プレボーリング杭工法の
場合

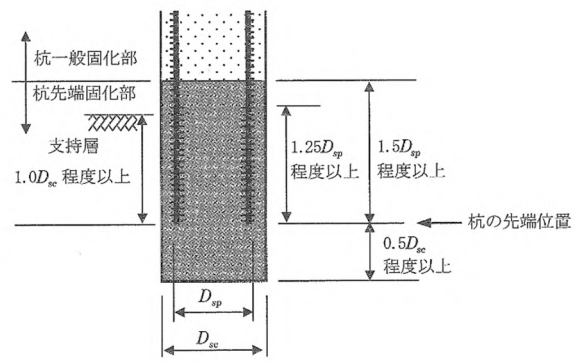


図 6.5.1.2 鋼管ソイルセメント杭工法
の場合

(出典) 道示 10.5.2, 図-解 10.5.2, p.247, H29.11.
道示 10.5.2, 図-解 10.5.3, p.248, H29.11.

支持層への根入れは、地盤調査結果に基づき設定される支持層深度が地盤調査の頻度及び地盤の不陸等による誤差が含まれることを考慮し、基礎杭の全てが支持層へ確実に根入れられることを意図して杭径程度以上としたものである。ただし、打込み杭工法や最終打撃方式による中掘り杭工法においては、杭先端部の閉塞効果が得られる支持層への設計根入れ長として杭径の2倍程度以上としたものである。

また、杭周面に働く最大周面摩擦力度 f_i の特性値は、杭の载荷試験結果より粘着力 C あるいは N 値により求める。但し、 N 値が5未満の軟弱層では粘着力 C を N 値により推定することは適当ではないため、土質試験を実施して粘着力 C を求め、この結果に基づき最大周面摩擦力度 f_i を推定する。各杭工法における杭の周面摩擦力度を考慮できる範囲を表 6.5.2.2 に示す。

表 6.5.2.2 杭工法による周面摩擦力度を考慮する範囲

杭工法		フーチング下面から周面摩擦力度を考慮する範囲
打込み杭工法		杭先端から杭径の2倍分だけ上方の位置まで
場所打ち杭工法		杭先端から杭径分だけ上方の位置まで
中掘り杭工法	セメントミルク噴出攪拌方式	杭先端から杭径分だけ上方の位置まで
	最終打撃方式	杭先端から杭径の2倍分だけ上方の位置まで
プレボーリング杭工法 (図 6.5.1.1 参照)		杭先端から杭径分だけ上方の位置まで
鋼管ソイルセメント杭工法 (図 6.5.1.2 参照)		杭先端からソイルセメント柱径分だけ上方の位置まで
回転杭工法		支持層の上面位置又は鋼管先端から羽根外径分だけ上方の位置までのいずれか浅い方

なお、岩盤に対する杭の支持力については、標準的な支持力推定式が示されていないため、鉛直载荷試験等を実施して評価をすることが望ましいが、軟岩を支持層とする場合、「道示 参考資料 5. 軟岩を支持層とする打込み鋼管杭の軸方向押込み力の推定方法(案)」や「杭基礎設計便覧, 参考資料, 岩盤を支持層とする杭の鉛直载荷試験の分析と適用検討時の留意点」等を参考にする。

杭の軸方向押込み力の制限値 R_d の算出にあたり、抵抗係数 α_R は載荷試験の分析結果に基づき、支持力推定式の杭工法ごとの精度の違い等を考慮した値である。

また、調査・解析係数 α_1 は従来の設計と同等の安全余裕が確保されるものとして標準値である 0.90 とする。

支持形式の違いを考慮する補正係数 α_f において、支持杭と同等の安全性を有する摩擦杭とは、「本手引き 6.5.5.1 設計の基本(7)項」の解説に示す条件を満足する摩擦杭とする。

なお、これら条件を満足する摩擦杭においても、抵抗係数 α_R は摩擦杭としての値である 0.80 とする。

6.5.5.4 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の照査

- (1) 杭の軸方向引抜き力に対する照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において(3)項を満足することで、杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態1を超えないものとみなす。
- (2) 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態1を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態3を超えないものとみなす。
- (3) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が、軸方向引抜き力の制限値を超えないことを照査する。

(出典) 道示 10.5.4, p.250, H29.11.

道示 10.5.5, P.254, H29.11.

(2) 杭の軸方向押込み力と同様に、杭の軸方向引抜き力についても限界状態1の特性値である、地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値 P_y と限界状態3の特性値である、地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 P_u との間には、概ね0.65倍となる定量的な関係が認められるため、限界状態1に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる場合、限界状態3に対しても所要の信頼性をもって超えないとみなすことができるため、限界状態1の照査を行うことで限界状態3の状態を担保する。

(3) 杭頭部に作用する軸方向引抜き力の制限値は、「道示 10.5.4 式(10.5.6)」により算出する地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値 P_u を0.65倍して算出される地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値 P_y により、調査・解析係数 α_1 、抵抗係数 α_y 及び杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数 α_n を考慮し、式(10.5.5)に基づき算出する。

ただし、回転杭工法の場合、他の杭工法とは異なり、杭に作用する引抜き力に対して杭周面の摩擦力による抵抗のほかに杭先端に設けた羽根のアンカー効果による抵抗力が見込まれるため、地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値 P_u は、「道示 10.5.4 式(10.5.7)」により算出する。

表 6.5.23 調査・解析係数、抵抗係数及び杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数

地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法	調査・解析係数 α_1	抵抗係数 α_y	杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数 α_n
支持力推定式から求める場合	0.90	0.55	1.00
載荷試験から求める場合	0.95	0.65	

なお、「道示 10.5.4 式(10.5.5)」における杭の有効重量 W については、荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。同様に、式(10.5.7)における土の有効単位体積重量 ρ 、 q についても荷重組合せ係数 ρ 及び荷重係数 q を考慮しない。

6.5.5.5 水平荷重に対する抵抗の照査*

- (1) 杭に作用する水平荷重に対する照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において(3)項を満足することで、杭に作用する水平荷重に対する抵抗の限界状態1を超えないものとみなす。
- (2) 杭に作用する水平荷重に対する抵抗の限界状態1を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の水平荷重に対する抵抗の限界状態3を超えないものとみなす。
- (3) 全ての杭において、設計上の地盤面位置において杭に生じる水平変位が、水平変位の制限値を超えないことを照査する。

(出典) 道示 10.5.6, p.254, H29.11.
道示 10.5.7, p.256, H29.11.

- (1) 杭の水平荷重に対する抵抗については、設計上の地盤面位置での水平変位を工学的指標としたうえで、設定された杭の降伏水平変位以下とすることで、地盤抵抗の塑性化を抑制し、基礎の応答の可逆性が確保されるものとする。
- (2) 杭の水平載荷試験では、水平変位の増加とともに水平抵抗力が増加するが、変位が大きくなるほど抵抗力の増加割合は低下し、この関係は降伏点と終局点との関係も一定であるとみなせることから、限界状態1に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる場合、限界状態3に対しても所要の信頼性をもって超えないとみなすことができるため、限界状態1の照査を行うことで限界状態3の状態を担保する。
- (3) 橋脚基礎の場合、杭の水平荷重に対する水平変位の制限値 d_d は、地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値 d_y により、調査・解析係数 α_1 及び抵抗係数 α_y を考慮し、「道示 10.5.6 式(10.5.8)」により算出する。

なお、調査・解析係数 α_1 は、地盤調査方法の推定精度等の違いが水平変位の大きさに影響することから、地盤調査方法や地盤条件に応じた値を設定する。

各係数については、表6.5.24のとおりとする。

表6.5.24 調査・解析係数及び抵抗係数

地盤の変形係数の推定方法		調査・解析係数 α_1	抵抗係数 α_y
杭水平載荷試験により求める場合		0.95	0.80
標準貫入試験に加えて室内土質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

ここに、表中の標準貫入試験に加え室内土質試験又は孔内水平載荷試験を行い求める場合とは、室内試験結果のみから単純に地盤の変形係数を算出するのではなく、必要に応じて

標準貫入試験等の結果を踏まえたうえで、当該地盤に対して適切な変形係数を設定する。

また、地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値 d_y は、杭の応答の可逆性が担保される範囲として基礎形式、施工方法及び地盤条件によらず一律に杭径の5%とする。ただし、鋼管ソイルセメント杭はソイルセメント柱径の5%とする。

橋台基礎の場合、杭の水平荷重に対する水平変位の制限値 d_d は、偏土圧による過度な変位を抑制するため、最小15 mm、最大50 mmの範囲で杭径の1%とする。ただし、鋼管ソイルセメント杭はソイルセメント柱径の1%（最小15 mm、最大50 mm）とする。

水平変位の照査位置は、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。

6.5.5.6 杭反力、変位及び杭体断面力の計算*

- (1) 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杭反力、変位及び杭体断面力は、フーチングを剛体、杭及び地盤を線形弾性体とし、フーチングと杭が剛結されたラーメン構造としてモデル化により算出する。
- (2) 地盤抵抗は、「道示 10.6.2」に規定する地盤反力係数及び「道示 10.6.3」に規定する杭の軸方向ばね定数を用いて評価する。
- (3) 杭が設計上の地盤面より上に突出する場合、突出部の杭体に作用する水圧及び突出部の杭体の地震時慣性力等を適切に考慮する。

(出典) 道示 10.6.1, p.257, p.259-260, H29.11.

- (1) 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に生じる杭反力、変位及び杭体断面力は、下記のような計算上の仮定に基づき、地層条件に応じて精度よく計算することが出来るラーメン構造モデルによる。

杭基礎は二次元構造物としてモデル化することを標準とする。(図6.5.13参照)

杭は押し込み、引抜き及び曲げともに線形弾性的であるとし、杭頭部の軸方向ばね定数及び水平方向地盤反力係数は、地盤抵抗を線形弾性的であると仮定して定める。

杭頭部の軸方向ばね定数及び水平方向地盤反力係数は、押し込み及び引抜きとも同じ値とする。

なお、杭頭部とフーチングの接合条件は、杭頭接合部が「道示 10.8」の規定に従って設計されることを前提に、剛結のみとする。

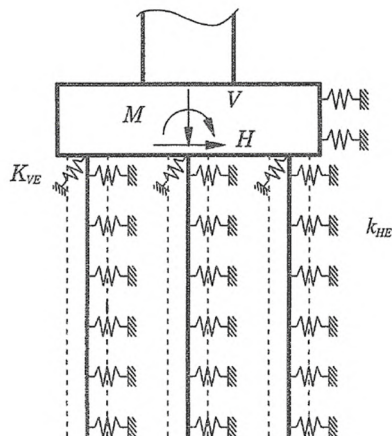


図6.5.13 杭基礎の解析に用いるモデル

(出典) 道示 10.6.1, 図-解 10.6.1, p.258, H29.11.

(2) 杭基礎における杭前面の水平地盤反力係数 k_H 及び杭の軸方向ばね定数 K_v の算出に用いる杭先端の鉛直方向地盤反力係数 k_v を「道示 8.5.3 式(8.5.2)」により求める。この場合、基礎の施工方法の影響を考慮する係数 α 及び換算載荷幅 B' は表 6.5.25 に示す値とする。

表 6.5.25 基礎の施工方法の影響を考慮する係数 α 及び換算載荷幅 (B')

地盤反力係数の種類	施工方法の影響を考慮する係数	換算載荷幅 B'
水平地盤反力係数 k_H	1.0	$\sqrt{D/\beta}$
鉛直方向地盤反力係数 k_v	1.0	D

ここに、 β : 基礎の特性値 (m^{-1}) ($= \sqrt[4]{k_H \cdot D/4E \cdot I}$)

D : 杭の直径 (m)

ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径とする。

なお、橋脚基礎の水平変位の制限値 d_d が杭径の 1% 以上となる場合、杭前面の水平方向地盤反力係数は、「道示 10.6.2 式(10.6.2)」により、水平変位に応じた補正を行う。

支持杭の場合、杭の軸方向ばね定数 K_v は、周面摩擦力による杭体変形と杭先端変位の各々を考慮することによる、「道示 10.6.3 式(10.6.3)」により算出することを基本とする。

また、杭の軸方向ばね定数 K_v は、押し込み及び引抜きともに同じ値とする。

なお、式(10.6.3)の適用にあたり、杭の断面積 A は上杭の断面積 A を適用し、PHC 杭の上杭として SC 杭を用いる場合にも上杭である SC 杭の諸元を適用し、先端伝達率算出のための補正係数 y_u 、杭体収縮量に関する補正係数 e 。及び杭の先端変位量に関する補正係数 d は表 6.5.26 に示される値とする。

表 6.5.26 先端伝達率算出のための補正係数 y_u 、杭体収縮量に関する補正係数 e 。及び杭の先端変位量に関する補正係数 d

杭工法	先端伝達率算出のための補正係数 y_u	杭体収縮量に関する補正係数 e	杭の先端変位量に関する補正係数 d
打込み杭工法	0.76	0.22	0.25
場所打ち杭工法	0.48	0.30	0.99
中掘り杭工法	0.66	0.07	0.42
プレボーリング杭工法	0.58	0.04	0.16
鋼管ソイルセメント杭工法	0.71	0.42	0.48
回転杭工法	0.84	0.25	0.58

摩擦杭の場合、杭の軸方向ばね定数 K_v は、支持杭の先端地盤に比べて地盤抵抗が小さくなり、支持杭と傾向がことなることから、「道示 10.6.3」に示される式(10.6.6)及び式(10.6.7)により算出する。

6.5.5.7 特殊な条件における杭基礎の照査*

- (1) 群杭の影響を考慮して設計する場合、杭と杭間の地盤が一体として挙動することによる支持力及び沈下量への影響並びに杭どうしの干渉による水平変位への影響を考慮する。
- (2) 圧密沈下が生じることが想定される地盤中に杭を打設する場合、杭の支持力、杭体応力度及び杭頭部の沈下量について、負の周面摩擦力等による影響を考慮する。
- (3) 斜面上に杭基礎を設置する場合、設計にあたっては斜面の影響を考慮する。
- (4) 軟弱地盤で杭基礎に生じる水平変位が大きくなるような条件では、斜杭を用いることを考慮する。
- (5) 薄層に支持される杭の軸方向押し込み力は、支持力及び沈下量に対する影響を考慮する。

(出典) 道示 10.7, p.264, H29.11.

- (1) 群杭の軸方向押し込み支持力は、杭中心間隔が広い場合には、単杭の支持力の本数倍とみなせるが、杭中心間隔がある程度より密になった場合には、杭と杭間の地盤が一体となり、杭1本あたりの支持力が低下する。

この限界となる杭中心間隔は地盤の性質及び杭の配列によって異なり、一律に規定できないため、杭基礎を仮想ケーソン基礎として考慮し、ケーソン基礎の極限支持力等も参考にして群杭としての軸方向押し込み支持力を求め、「道示 10.2」に従って永続作用支配状況及び変動作用支配状況における押し込み支持力に対する検討を行う。

群杭が水平力を受ける場合、杭相互の干渉により、各杭の荷重分担が相違し、全体としての効率も単杭の場合に比べて低下するが、杭の最小中心間隔である $2.5D$ (D : 杭径) 以上であれば、その影響は小さいものとして扱っている。

したがって、やむを得ず杭中心間隔を最小中心間隔 $2.5D$ (D : 杭径) より小さくする場合、設計上の水平地盤反力係数 k^H を「道示 10.7.1 式(解 10.7.1)」により低減することが必要である。

- (2) 圧密沈下が生じることが想定される地盤を貫いて打設される杭基礎では、圧密沈下する層及びその上層に働く負の周面摩擦力の和となる、杭周面に下向きに作用する負の周面摩擦力を考慮する。

負の周面摩擦力に対する検討の対象とする荷重は死荷重 D とし、地震の影響を考慮する設計状況における照査においては、負の周面摩擦力は考慮しない。

なお、負の周面摩擦力に対する検討は耐荷性能の照査ではないため、計算で考慮する死荷重及びその他の荷重に対しては、荷重組合せ係数 ρ 及び荷重係数 q は考慮しない。

負の周面摩擦力に対する検討は鉛直支持力の検討、杭体応力度の検討及び杭頭部沈下量の検討について「道示 10.7.2」に示される手順及び式(解 10.7.2)及び式(解 10.7.3)で行う。

なお、支持杭における杭頭部の弾性沈下量は、一般にその量が小さいため無視しても影響が少ない場合が多い。

- (3) 斜面上に杭基礎を設置する場合、設計上の地盤面より浅い領域の背面土による荷重効果及び設計上の地盤面より下の杭前面地盤の水平抵抗を適切に考慮する。
- (4) 軟弱地盤で杭基礎に生じる変位が大きくなり、斜杭を用いることで合理的な構造となる場合、全杭本数の $1/3$ 以上の直杭と組み合わせて用いる。

また、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を考慮して、10度程度までとする。

圧密沈下の生じる地盤中には斜杭を用いないことを基本とするが、やむを得ず用いる場合には、圧密層表層の沈下量が層厚の5%以下及び1m以下の地盤を対象とし、「道示 参考資料 7. 圧密沈下が生じる地盤中での斜杭の照査」を参考とする。

斜杭を用いる杭種は既製杭を用いた打込み杭工法、中掘り杭工法又は回転杭工法によるものを基本するが、既製コンクリート杭は継手なしとし、鋼管杭では現場継手を1箇所とする。場所打ち杭は、斜杭としては用いない。

斜角75°未満となる斜め橋台では、常時不均衡な杭反力が生じることから、斜杭は用いない。

- (5) 薄層に支持される杭の軸方向押し込み力は、「道示 (10.7.2 4)」項及び「杭基礎設計便覧, 参考資料, 2. 薄層に支持された杭の先端支持力の評価」を参考とする。

中間層に十分締まった洪積の砂礫地盤や砂地盤が薄層として存在し、下位の粘性土層の一軸圧縮強度 q_u 100 kN/m² かつ H/D 1.0 以上となる場合には、薄層支持杭として杭先端の極限支持力を算定する。

なお、「杭基礎設計便覧, 参考資料」に示される評価方法は、場所打ち杭工法、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)及び鋼管ソイルセメント杭工法を対象としたものであり、他の杭工法の場合には別途検討を要する。

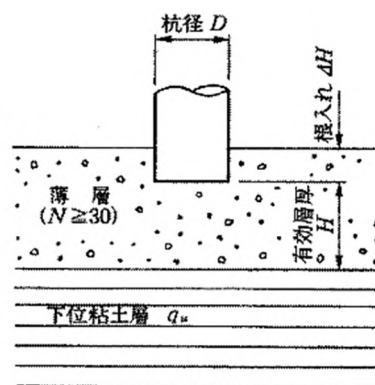
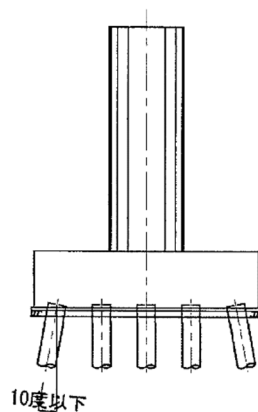


図6.5.14 薄層支持概念図
(出典) 杭基礎設計便覧, 図-参 2.1, p.433, H27.3.

一般的に、直杭では杭頭に作用する水平力に対して杭体の曲げ剛性で抵抗するが、斜杭では杭の軸心が斜角を有することから、水平力に対して杭体の軸剛性も抵抗要素として加わることとなります。このため、軟弱地盤において水平力が支配的な条件では、斜杭を用いることにより合理的な設計ができる可能性があります。

ただし、斜杭を用いる場合、最大となる水平力は大きくなるものの、水平力が安定して保持される変位の領域が小さくなることなどから、当面は全杭本数のうち1 / 3以上は直杭とする必要があります。また、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です。



圧密沈下が生じる地盤における斜杭の場合には、地盤の沈下により杭体の杭軸直角方向にも荷重が作用することを考慮して照査を行う必要があります。

レベル2地震時に対する照査においては、斜杭の割合が増加すると、最大となる水平力は大きくなるものの、水平力が安定して保持される変位の領域が小さくなることから、一般的な直杭基礎の許容塑性率に対して1小さい値（橋脚については3、橋台については2）となります。

構造細目については、「道示 10.8.7（本手引き 図6.5.2.2）」によるものとします。

6.5.5.8 杭体部材及び杭とフーチングの接合部の照査*

- (1) 杭基礎の杭体部材及び杭とフーチングの接合部は、完成後に橋脚柱又は橋台縦壁から作用する荷重を確実に地盤へ伝達できる構造とすると共に、施工時に作用する荷重を適切に考慮する。
- (2) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭体部材の照査は、「道示 10.8.2」の規定により耐荷性能及び疲労に対する耐久性能について照査を行う。
- (3) PHC 杭の杭体部材照査は、「道示 10.8.3」の規定により耐荷性能及び疲労に対する耐久性能について照査を行う。
- (4) SC 杭の杭体部材照査は、「道示 10.8.4」の規定により耐荷性能及び疲労に対する耐久性能について照査を行う。
- (5) 場所打ち杭の杭体部材の照査は、「道示 10.8.5」の規定により耐荷性能及び疲労に対する耐久性能について照査を行う。
- (6) 杭とフーチングの接合部は剛結とみなせる構造とし、杭が限界状態 3 に達したときの断面力も含め、部材相互の断面力を確実に伝達できる構造とする。

(出典) 道示 10.8, p.271 ~ P.289, H29.11.

- (2) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭は耐荷性能の前提として、永続的に作用する荷重によって生じるひずみを抑制するため、永続作用支配状況において鋼管に生じる引張応力度、圧縮応力度及びせん断応力度を表 6.5.27 に示す応力度の制限値を超えないものとする。

表 6.5.27 耐荷性能の前提となる応力度の制限値

応力度の制限値	鋼材の種類	
	SKK400	SKK490
引張応力度及び圧縮応力度 (N/mm ²)	140	185
せん断応力度 (N/mm ²)	80	105

なお、耐荷性能の前提となる応力度の照査における作用の組合せとしては、「道示 3.3」に示される耐荷性能の照査に用いる永続作用支配状況に加え、「道示 8.2(3)2)」に規定される作用の組合せも考慮する。

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭における軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査は、「道示 10.8.2 式(10.8.1)」により算出される引張応力度及び圧縮応力度の制限値 σ_d を超えない場合、限界状態 1 を超えないものとする。

なお、引張応力度及び圧縮応力度の制限値 σ_d の算出にあたり、調査・解析係数 α_1 、抵抗係数 γ 及び鋼管の降伏強度の特性値 σ_y は表 6.5.28 ~ 表 6.5.30 に示す値とする。

表 6.5.28 調査・解析係数 ₁

地盤の変形係数の推定方法		調査・解析係数 ₁	
		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	0.70	

ここに、「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 6.5.15 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となる場合を正とする。

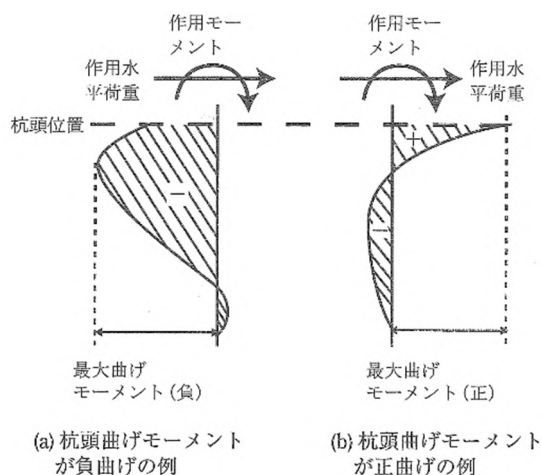


図 6.5.15 発生曲げモーメントの分布と符号の関係

(出典) 道示 10.8.21, 図-解 10.8.1, p.275, H29.11.

表 6.5.29 抵抗係数 _y

作用の組合せ	抵抗係数 _y
: 下記 の作用の組合せ及び「道示 3.5(2)3)」で を考慮する場合以外	0.85
: 「道示 3.5(2)3)」で を考慮する場合	1.00

ここに、
 : 変動作用支配状況における地震の影響 EQ を考慮する場合 (レベル 1 地震動作用時) 以外及び偶発作用支配状況における地震の影響 EQ を考慮する場合 (レベル 2 地震動作用時) 以外
 : 変動作用支配状況における地震の影響 EQ を考慮する場合 (レベル 1 地震動作用時)

表 6.5.30 鋼管の降伏強度の特性値 _y

種別	鋼管の降伏強度の特性値 _y	
鋼管の材質	SKK400	SKK490
鋼管の降伏強度の特性値 (N/mm ²)	235	315

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭では、軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査において、限界状態 1 に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる状況の場合、鋼管が地中部に存在して地盤からの拘束が期待できる状況であり、座屈の影響を受けない

ことにより、軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査における限界状態 3 に対しても所要の信頼性を持って超えないものとみなことができるため、限界状態 1 の照査を行うことで限界状態 3 の状態を担保する。

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭におけるせん断力に対する耐荷性能の照査は、表 6.5.3.1 に示す鋼管のせん断応力度の制限値 σ_d を超えない場合、限界状態 3 を超えないものとする。

なお、鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭では、せん断力に対する耐荷性能の照査において、限界状態 3 に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる状況の場合、せん断力に対する耐荷性能の照査における限界状態 1 に対しても所要の信頼性をもって超えないものとみなせるため、限界状態 3 の照査を行うことで限界状態 1 の状態を担保する。

表 6.5.3.1 鋼管のせん断応力度の制限値 σ_d

種別	鋼管のせん断応力度の制限値 σ_d	
	鋼管の材質	SKK400
鋼管のせん断応力度の制限値 (N/mm ²)	120	160

- (3) PHC 杭に用いるコンクリートの設計基準強度は 80 N/mm² とし、ヤング係数は 4.0×10^4 N/mm² とする。PC 鋼材には細径異形 PC 鋼棒 D 種 1 号を用いるものとし、材料強度の特性値は表 6.5.3.2 に示すとおりとする。

表 6.5.3.2 細径異形 PC 鋼棒 D 種 1 号 材料強度の特性値

種別	材料強度の特性値 (N/mm ²)	
	降伏強度	引張強度
細径異形 PC 鋼棒 D 種 1 号	1,275	1,420

PHC 杭における軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査は、「道示 5.6.1」に規定されるプレストレストコンクリート構造に対する圧縮応力度及び引張応力度の制限値を超えない場合、限界状態 1 を超えないものとする。ただし、曲げ引張応力度の制限値は、表 6.5.3.3 に示される値とする。

表 6.5.3.3 PHC 杭に対する圧縮応力度及び引張応力度の制限値

種別		圧縮応力度及び引張応力度の制限値 (N/mm ²)
軸圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)		33.0
曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)		40.5
曲げ引張応力度の制限値 (N/mm ²)	有効プレストレス (N/mm ²) 3.9 $\sigma_{ce} < 7.8$	3.0
	有効プレストレス (N/mm ²) 7.8 σ_{ce}	5.0

PHC 杭における軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査は、「道示 5.8.1 式 (5.8.1)」により算出するプレストレストコンクリート構造に対する部材破壊に対する曲げモーメント M_{ud} を超えない場合、限界状態 3 を超えないものとする。

ただし、「道示 5.8.1 式 (5.8.1)」により部材破壊に対する曲げモーメント M_{ud} の

算出にあたり、調査・解析係数 α_1 は地盤調査方法等の違いによる発生間曲げモーメントの不確実性を考慮し、「道示 10.8.2 表-10.8.2(b)」（「本手引き 表 6.5.2 8」）の値とする。

PHC 杭におけるせん断力に対する耐荷性能の照査は、「道示 10.8.3 式 (10.8.2)」により算出する PHC 杭におけるせん断力の制限値 S_d を超えない場合、限界状態 3 を超えないものとする。

ただし、JIS 規格の PHC 杭においては、式 (10.8.2) におけるせん断補強鉄筋が負担できるせん断応力度の特性値は、帯鉄筋の効果が十分に検証されていないことより、 α_2 の項を 0 としてせん断耐力を算出する。

なお、「道示 10.8.3」に基づき PHC 杭におけるせん断力の制限値 S_d を求めるにあたり、調査・解析係数 α_1 、部材・構造係数 α_2 及び抵抗係数 α_u は、表 6.5.3 4 に示す値とする。

表 6.5.3 4 調査・解析係数 α_1 、部材・構造係数 α_2 及び抵抗係数 α_u

種別	調査・解析係数 α_1	部材・構造係数 α_2	抵抗係数 α_u
: 及び 以外の作用の 組合せを考慮する場合	0.90	0.85	0.80
: 「道示 3.5(2)3)」で を考慮する場合			1.00
: 「道示 3.5(2)3)」で を考慮する場合	1.00		1.00

PHC 杭が「道示 6.3.2(3)」に示されるプレストレストコンクリート部材のコンクリート及び鋼材に生じる応力度が下記を満足する場合、疲労に対して部材の耐久性を確保しているとみなす。

- 1) コンクリートの圧縮応力度の制限値を超えない。
- 2) コンクリートの引張応力度の制限値を超えない。
- 3) コンクリートの押抜きせん断応力度の制限値を超えない。
- 4) PC 鋼材の引張応力度の制限値を超えない。

PHC 杭部材における制限値は、表 6.5.3 5 に示す値とする。

表 6.5.3 5 疲労に対する制限値

種別		制限値
コンクリート	軸圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	22.0
	曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	27.0
	曲げ引張応力度の制限値 (N/mm ²)	0.0
	押抜きせん断応力度の制限値 (N/mm ²)	1.50
PC 鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm ²)		0.60 p_u 又は 0.75 p_y のうち小さい方の値

p_u : PC 鋼材の引張強度の特性値 (N/mm²)
 p_y : PC 鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)

(4) SC 杭に用いるコンクリートの設計基準強度は 80 N/mm^2 とし、ヤング係数は $4.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ とする。

SC 杭は耐荷性能の前提として、永続的に作用する荷重によって生じるひずみを抑制するため、永続作用支配状況において鋼管に生じる引張応力度、圧縮応力度及びせん断応力度を表 6.5.27 に示す応力度の制限値を超えないものとする。

なお、耐荷性能の前提となる応力度の照査における作用の組合せとしては、「道示 3.3」に示される耐荷性能の照査に用いる永続作用支配状況に加え、「道示 8.2(3)2)」項に規定される作用の組合せも考慮する。

SC 杭における軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査は、「道示 10.8.2 式(10.8.1)」により算出される引張応力度及び圧縮応力度の制限値 σ_d を超えず、軸力及び曲げモーメントによってコンクリートに生じる圧縮応力度が表 6.5.36 に示す SC 杭のコンクリート部分の圧縮応力度の制限値を超えない場合、限界状態 1 を超えないものとする。

なお、引張応力度及び圧縮応力度の制限値 σ_d の算出にあたり、調査・解析係数 α_1 、抵抗係数 γ_y 及び鋼管の降伏強度の特性値 σ_y は表 6.5.28 ~ 表 6.5.30 に示す値とする。

表 6.5.36 SC 杭のコンクリート部分の圧縮応力度の制限値

応力度の種類	SC 杭のコンクリート部分の圧縮応力度の制限値
曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm^2)	40
軸圧縮応力度の制限値 (N/mm^2)	33

SC 杭では軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査において、限界状態 1 に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる状況の場合、軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査における限界状態 3 に対しても所要の信頼性をもって超えないものとみなすることができるため、限界状態 1 の照査を行うことで限界状態 3 の状態を担保する。

SC 杭におけるせん断力に対する耐荷性能の照査は、(2) 項に示す表 6.5.31 に示す鋼管のせん断応力度の制限値 σ_d を超えない場合、限界状態 3 を超えないものとする。

なお、SC 杭では、せん断力に対する耐荷性能の照査において、限界状態 3 に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる状況の場合、せん断力に対する耐荷性能の照査における限界状態 1 に対しても所要の信頼性をもって超えないものとみなせるため、限界状態 3 の照査を行うことで限界状態 1 の状態を担保する。

SC 杭が「道示 6.3.2(2)」の規定を満足する場合、SC 杭のコンクリート部分における耐久性能を確保しているとみなす。

ただし、SC 杭のコンクリートは PHC 杭のコンクリートと同様に扱えるものとみなしているため、SC 杭の耐久性に配慮した場合のコンクリートの圧縮応力度の制限値は、表 6.5.36 に示すコンクリートの軸圧縮応力度及び曲げ圧縮応力度の制限値と同じ値とする。

(5) 場所打ち杭における軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査は、「道示 5.5.1 式(5.5.1)」により算出される、軸力及び曲げモーメントが作用する鉄筋コンクリート構造における部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{yd} を超えない場合、限界状態 1 を超えないものとする。

ただし、部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{yd} の算出にあたり調査・解析係数 γ_1 は、地盤調査方法等の違いによる発生間曲げモーメントの不確実性を考慮し、「道示 10.8.2」に示される表-10.8.2(b) (本手引き 表 6.5.28) の値とする。

また、「道示 5.7.1 式 (5.8.1)」により算出される、軸力及び曲げモーメントが作用する鉄筋コンクリート構造における部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} を超えない場合、限界状態 3 を超えないものとする。

なお、部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} の算出にあたり調査・解析係数 γ_1 は、部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{yd} の算出と同様である。

場所打ち杭におけるせん断力に対する照査は「道示 5.5.2 及び 5.7.2」に従って行い、限界状態 3 に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる状況の場合、せん断力に対する耐荷性能の照査における限界状態 1 に対しても所要の信頼性をもって超えないものとみなせるため、限界状態 3 の照査を行うことで限界状態 1 の状態を担保する。

また、せん断力の特性値の算出にあたっては、部材断面幅 b は等積正方形の一辺とし、有効高さ d は引張側 1/4 部分の鉄筋図心から等積正方形の圧縮縁までの距離とする。

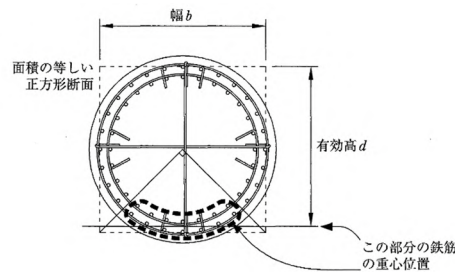


図 6.5.16 有効高 d と幅 b の関係

(出典) 道示 8.6, 図-解 8.6.2, p.200, H29.11.

なお、疲労に対する耐久性能の照査は、「道示 6.3」の規定に従って行い、鉄筋の引張応力度の制限値は、表 6.5.37 に示す値とする。照査に用いる作用の組合せは、「道示 6.3.2 式 (6.3.1)」による。

表 6.5.37 疲労の影響を考慮した場合の鉄筋の引張応力度の制限値

部材の種類	SD345	SD390	SD490
水中又は地下水位以下に設ける 鉄筋コンクリート部材の制限値 (N/mm^2)	160		

(6) 杭とフーチングの接合部の構造は設計上、水平変位に対して有利であること及び耐震上の安全性が高いことより剛構造とする。

杭とフーチングの接合方法は、フーチング内への杭の埋込み長を最小限度 (= 100 mm) に留め、配置する補強鉄筋により杭頭曲げモーメントに抵抗させる。

杭とフーチングの接合部における設計の基本は、杭頭部に作用する軸力及び曲げモーメントに対して断面の照査を行い、鉛直方向及び水平方向の押抜きせん断や支圧に対する照査は、剛体として扱える厚さを有するフーチングに「道示 10.8.7 図-解 10.8.8」(「本手引き 図 6.5.10」) に示した標準的な縁端距離を確保する場合には省略する。

既製杭の場合、杭頭接合部のフーチング内部に仮定した鉄筋コンクリート断面である仮想鉄筋コンクリート断面に対して「道示 5 章」並びに「道示 5.5 及び 5.7」に規定される限界状態 1 及び限界状態 3 に対する耐荷性能の照査を行うと共に、「道示 6 章」に規定される疲労に対する照査を行う。

ただし、疲労の照査のうち、コンクリートの応力度についてはフーチング内部であり杭頭部の挙動に影響を及ぼさないことから、照査を省略できる。

なお、仮想鉄筋コンクリート断面の直径は、杭径 D (鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径: mm) に $0.25 \cdot D + 100$ (mm) (最大 400 mm) を加えた径とする。

仮想鉄筋コンクリート断面に配置する補強鉄筋のフーチング内への定着長は、地震時の繰返し载荷の影響に対する必要定着長への余裕を見込み、フーチング下側主鉄筋の中心位置から下式で求まる長さとする。

$$\text{補強鉄筋のフーチング内への定着長} = L_{of} + 10 \cdot$$

ここに、 L_{of} : フーチングコンクリートの付着応力度等をから算定される定着長

(「道示 5.2.7 式(5.2.1)」により算定する)

: 補強鉄筋の直径

既製杭における杭体内への補強鉄筋の定着長は、フーチング内への定着長と同様な長さを確保する。

また、フーチング下側主鉄筋のかぶり厚は 70 mm 以上を確保すると共に、フーチングへの杭の埋込み長さ、下面鉄筋と杭との干渉や施工性等を考慮して適切な厚さとし、200 mm 程度を確保する。

鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の接合方法及び構造細目を図 6.5.17 及び図 6.5.18 に示す。

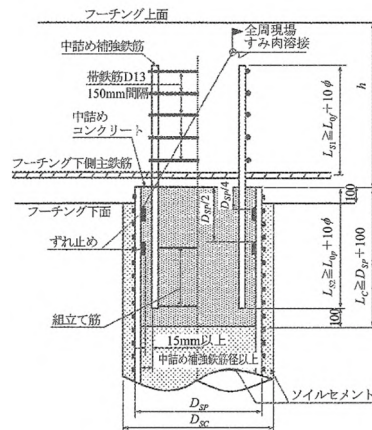
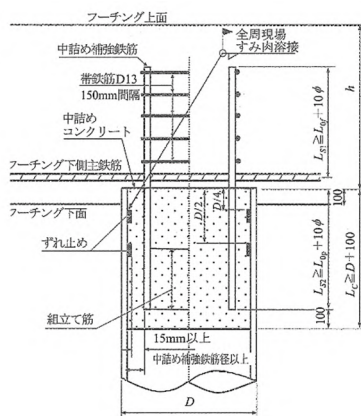


図 6.5.17 鋼管杭の接合方法 図 6.5.18 鋼管ソイルセメント杭の接合方法
(出典) 道示 10.8.7, 図-解 10.8.2, p.286, 図-解 10.8.3, P.286, H29.11.

鋼管杭を斜杭として用いる場合の接合方法を図 6.5.19 に示す。

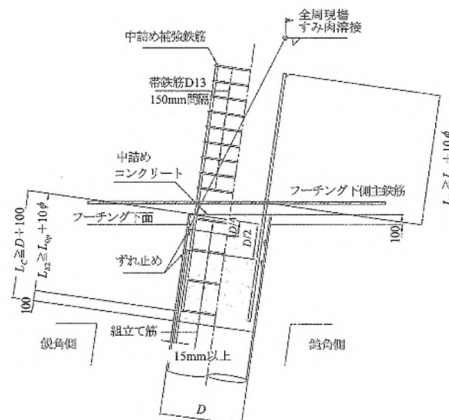


図 6.5.19 鋼管杭を斜杭として用いるときの接合方法
(出典) 道示 10.8.7, 図-解 10.8.4, p.287, H29.11.

杭体内のずれ止めは2段取り付け、板厚を表6.5.38に示す。ずれ止めの幅は、板厚の2倍以上とし、ずれ止めの現場溶接は、ずれ止め上面の全周すみ肉溶接とする。

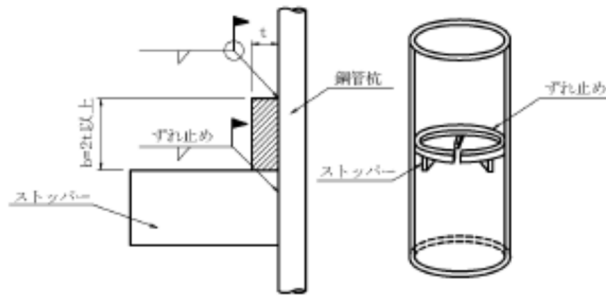


表6.5.38 杭体内ずれ止めの肉厚

杭径 (mm)	ずれ止め厚さ (mm)
800 未満	9
800 以上 ~ 1,200 未満	12
1,200 以上 ~ 1,500 未満	16

図6.5.20 ずれ止め取り付け構造の例
(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル
[道路橋編]，図7-29，p.7-34，H28.3.

なお、仮想鉄筋コンクリート断面に配置する補強鉄筋の材質をSD345とした場合、その配置が困難となることも想定される。このような場合、補強鉄筋の材質はSD390あるいはSD490とし、コンクリートの設計基準強度を30 N/mm²とする。

PHC杭及びSC杭の接合方法及び構造細目を図6.5.21及び図6.5.22に示す。

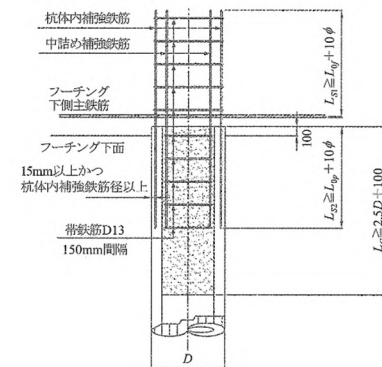
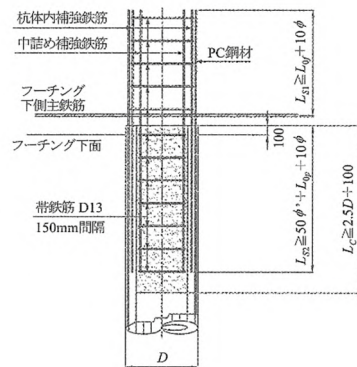


図6.5.21 PHC杭の接合方法

図6.5.22 SC杭の接合方法

(出典) 道示 10.8.7，図-解10.8.5，p.287，図-解10.8.6，p.287，H29.11.

PHC杭において、仮想鉄筋コンクリート断面の照査を行う場合、杭体内に配置されているPC鋼材は無視し、補強鉄筋の定着長は鋼管杭と同様の接合方法とする。

SC杭において、杭頭部の補強は鋼管杭と同様の接合方法とする。

場所打ち杭の接合方法及び構造細目を図6.5.23に示す。

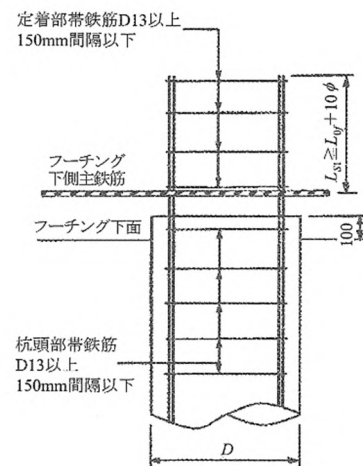


図6.5.23 場所打ち杭の接合方法
(出典) 道示 10.8.7，図-解10.8.7，p.288，H29.11.

6.5.5.9 レベル2地震動を考慮する設計状況における設計

- (1) レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態は、杭基礎と地盤を一体とした基礎全体系に対して、杭体及び地盤の非線形性を考慮して限界状態を定める。
ただし、せん断力に対する照査は基礎全体系の応答値の算出では考慮されないため、せん断破壊に対する照査を行う。
- (2) 杭体及び地盤の非線形性を考慮して算出される杭基礎の応答変位が、杭基礎の降伏変位の制限値を超えない場合、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態1を超えないものとみなす。
- (3) 杭体及び地盤の非線形性を考慮して算出される杭基礎の応答塑性率及び応答変位が、塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態2を超えないものとみなす。
- (4) 上記(2)及び(3)に示す限界状態1及び限界状態2を満足する場合、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態3を超えないとみなす。
- (5) 杭基礎の杭反力、変位及び杭体断面力は、杭体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出する。

(参考) 道示 10.9.1, p.289-301, H29.11.

- (1) レベル2地震動を考慮する設計状況では、基礎と地盤を合わせて一つの照査単位とし、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する。
せん断力に対しては、杭体に生じるせん断力が杭体のせん断耐力の制限値を超えないことを照査する。橋脚基礎については「道示 10.3」、橋台基礎については「道示 11.3」に規定される力が作用した場合に杭体に生じるせん断力に対して照査する。
また、基礎の応答塑性率の照査を行う場合、「道示 10.4 及び 11.4」の規定により算出される応答塑性率又は応答変位の状態において杭体に生じるせん断力に対して照査する。ただし、算出される基礎の応答変位が基礎の降伏変位以下の場合、「道示 式(4.1.1)」における減衰定数別補正係数 C_b を 1.0 として算出した応答変位又は基礎の降伏変位のうち、小さい方の変位の状態に対してせん断力を照査する。
なお、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭及びSC杭においては、杭体の塑性化に対して曲げモーメントが支配的であるため、せん断力に対する照査は省略する。PHC杭のせん断力の制限値は、「道示 10.8.3 式(10.8.2)」により算出する。場所打ち杭のせん断力の制限値は「道示 5.2.7」により、レベル2地震動を考慮する設計状況における荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した死荷重による杭頭での軸力に応じて、コンクリートが負担できるせん断力の特性値を割増して算出する。
- (2) 杭基礎に塑性化を考慮しない場合、限界状態1及び限界状態3を超えないように設計する。
「道示 10.9.4」に規定される方法により算出される杭基礎の応答変位が、「道示 10.9.2」に規定される杭基礎の降伏変位 y_0 に基づき、杭本数の違いによる杭基礎の降伏後の挙動を考慮した「道示 10.9.1 式(10.9.1)」により算出される杭基礎の降伏変位の制限値 y を超えない場合、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態1を超えないものとする。
- (3) 杭基礎に塑性化を考慮する場合、限界状態2及び限界状態3を超えないように設計する。
「道示 10.9.4」に規定される方法により算出される杭基礎の応答塑性率及び応答変位が、杭基礎の応答塑性率及び応答変位が「道示 10.9.3」に規定される塑性率の制限値

及びフーチング底面位置における回転角である変位の制限値を超えない場合、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態2を超えないものとする。

表6.5.39に塑性率の制限値及びフーチング底面位置における回転角である変位の制限値の目安を示す。

表6.5.39 塑性率の制限値及びフーチング底面位置における変位の制限値の目安

種別		制限値の目安	
橋脚	塑性率	既製杭・場所打ち杭	4 程度
		補強鉄筋に SD390 又は SD490 を用いた既製杭	4 程度
		軸方向鉄筋に SD390 又は SD490 を用いた場所打ち杭	2 程度
		斜杭とした鋼管杭	3 程度
	変位 (回転角)	既製杭・場所打ち杭	0.02 rad 程度
橋台	塑性率	既製杭・場所打ち杭	3 程度
		補強鉄筋に SD390 又は SD490 を用いた既製杭	3 程度
		軸方向鉄筋に SD390 又は SD490 を用いた場所打ち杭	-----
		斜杭とした鋼管杭	2 程度

(4) レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態1または限界状態2を超えない場合、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態3を超えないものとみなす。

「道示 10.9.1」に示される限界状態を表6.5.40にレベル2地震動を考慮する設計状況における杭基礎の照査項目としてを示す。

表6.5.40 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項目

杭基礎全体系の限界状態1 (基礎に塑性化を考慮しない設計)	杭基礎全体系の限界状態2 (基礎に塑性化を考慮する設計)	杭基礎全体系の限界状態3
【杭基礎全体系】 ・杭基礎の応答変位 $F \delta_y = y_0 \cdot n$ ・基礎の降伏に至らない (下記、のいずれか) 全杭塑性化 一列が押込み力の上限 (R_u)に達する 【杭とフーチング接合部】 ・杭頭曲げモーメント M_t 仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント M_{yvr}	【杭基礎全体系】 ・杭基礎の応答塑性率(橋脚基礎) $\mu_{Fr} \quad 4 \text{ 程度}$ (塑性率の制限値) ・杭基礎の応答変位 (フーチング底面位置での回転角) $F_0 \quad 0.02 \text{ rad}$ 【杭とフーチング接合部】 ・杭頭降伏曲げモーメント M_y 仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント M_{yvr}	【杭基礎全体系】 ・限界状態1もしくは限界状態2を超えないことで限界状態3を担保 【杭とフーチング接合部】 ・限界状態1もしくは限界状態2を超えないことで限界状態3を担保

(5) 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場合のように、杭基礎の耐力や大変形時の挙動を算定する場合、地盤抵抗の非線形性や杭体の曲げ剛性の変化の影響が無視できなくなる。また、地盤と杭体の剛性差や杭配置等によって、杭基礎の

降伏にいたる要因や塑性化の程度が異なってくることが考えられる。

したがって、杭基礎の杭反力、変位及び杭体断面力の算出は荷重分担、地盤条件、構造条件及び施工条件等を考慮するだけではなく、地盤抵抗や杭体の曲げ剛性の非線形性を考慮し、「道示 10.9.4」に基づき計算を行う。

杭体及び地盤の非線形性における杭体の曲げモーメント-曲率の関係 $M-\phi$ は、場所打ち杭、PHC 杭及び SC 杭では、図 6.5.24 に示すトリリニア型でモデル化する。また、鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭では、図 6.5.25 に示す全塑性モーメントを上限とするバイリニア型でモデル化する。

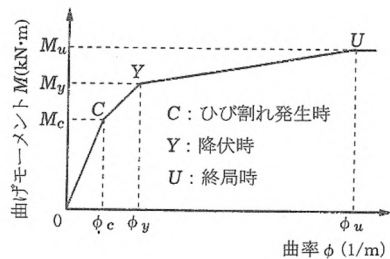


図 6.5.24 場所打ち杭・PHC 杭・SC 杭の杭体の $M-\phi$

(出典) 道示 10.9.4, 図-解 10.9.4, p.301, H29.11.

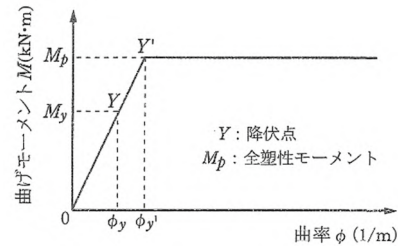


図 6.5.25 鋼管杭・鋼管ソイルセメント杭の杭体の $M-\phi$

(出典) 道示 10.9.4, 図-解 10.9.2, p.301, H29.11.

杭体及び地盤の非線形性における杭の軸方向の抵抗特性は、杭の軸方向ばね定数 K_{VE} を初期勾配とし、押し込み支持力の上限値 P_V 及び引抜き力の上限値 P_{TV} を上限とする図 6.5.26 に示すバイリニア型とする。杭軸直角方向の抵抗特性は、水平方向地盤反力係数 K_{HE} を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 P_{HU} を上限とする図 6.5.27 に示すバイリニア型とする。

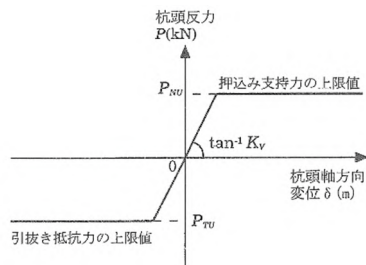


図 6.5.26 杭軸方向の抵抗特性

(出典) 道示 10.9.4, 図-解 10.9.1, p.298, H29.11.

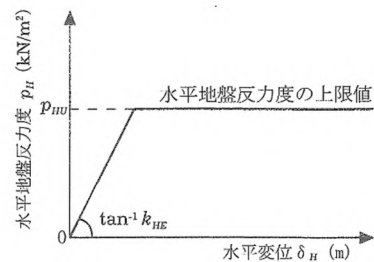


図 6.5.27 杭軸直角方向の抵抗特性

(出典) 道示 10.9.4, 図-解 10.9.1, p.298, H29.11.

6.5.5.10 構造細目*

本手引きにおいては構造細目として、適用事例の多い鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭及び場所打ち杭に関する構造細目を記述する。

なお、PHC杭及びSC杭については、「道示 10.10.2及び10.10.3」に示される規定に示される構造細目に準じる。

【 鋼管杭 】

- (1) 鋼管杭の杭径は、600 mm、800 mm 及び 1,000 mm を基本とする。
- (2) 鋼管杭の板厚は、最小板厚を 9 mm とし、設計上の必要厚さに腐食による減厚を考慮する。
- (3) 鋼管杭の断面は、断面力を考慮して適切に断面変化を行うものとし、断面変化箇所での板厚差は最大 7 mm とする。
- (4) 鋼管杭の継手は、板厚及び材質が異なる場合には工場継手とし、同厚で同材質の場合には現場継手とする。

(出典) 道示 10.10.1, p.302, H29.11.

- (2) 鋼管杭は管の直径に比べ板厚が薄いことから、施工中の過大な打撃力や偏心打撃による局部的損傷及び鋼管杭保管時や重機等を使用する際のハンドリング中の変形を考慮し、杭径に対する板厚は表 6.5.4 1 のとおりとする。

表 6.5.4 1 鋼管杭径と板厚の範囲

杭径 (mm)	板厚の範囲 (mm)
600	9 ~ 16
800	9 ~ 16
1 000	12 ~ 19

鋼管杭の腐食による減厚は、1 mm を基本とする。ただし、海水や鋼材の腐食を促進する工場排水等の影響を受ける部分及び常時乾湿を繰り返す部分には、十分な防食処理を考慮する。

- (3) 鋼管杭の断面変化位置は、「道示 参考資料, 9.杭の断面変化位置の設定例」を参考に決定する。

断面変化位置の決定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曲げモーメントに対する照査における、曲げ応力度の制限値に対する発生応力度の比率が最大となる作用の組合せとする。

第 1 断面変化位置は、下記条件のうち深い位置とする。

最大曲げモーメント M_{max} の 1/2 となる深さ (1/2 M_{max} 位置)

地中部最大曲げモーメントの深さ l_{mf} に 1.2 を乗じた深さ (1.2 l_{mf} 位置)

第 2 断面変化位置は、下記条件を満足する位置とする。

最小板厚 t_{min} にて応力度を満足する位置

断面変化位置における極端な板厚変化は、応力集中等が懸念されることから、板厚変化は最大で 7 mm とする。

偶発作用支配状況におけるレベル 2 地震動を考慮する設計状況において、橋脚基礎に塑性化を期待する設計を行った場合、地中部の深い位置に塑性化が生じることは損傷の発見

や確認が難しいため、杭体の塑性化する位置は第1断面変化位置となるような断面変化位置とする。

(4) 設計計算上、断面変化位置での板厚変化が7mm以内で可能な場合、工場継手は原則1箇所とし、その際に用いる素管の長さは2m以上とする。

また、単管の長さは、6m以上12m以下で0.5mきざみとする。

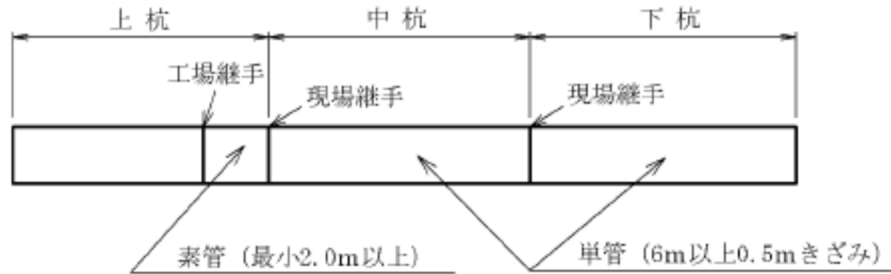


図6.5.28 鋼管杭の継手位置

(出典)東北地方整備局：設計施工マニュアル[道路橋編]図7-37, p.7-41, H28.3.

現場継手部の制限値は、「道示 10.8.2」によるものとし、工場溶接部と同様の値とする。

現場継手部の構造に関する詳細の例を図6.5.29～図6.5.31及び表6.5.42～表6.5.44に示す。

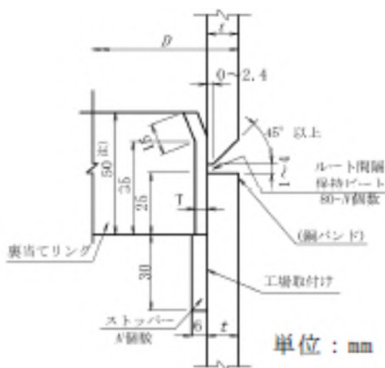


図6.5.29 現場継手の形状

(出典)「杭基礎設計便覧, 図- 7.3, p.393, H27.3.」に注釈を加筆

表6.5.42 ストッパー及びルート間隔保持ピート個数

外径D (mm)	N (個)
600以下	4
600をこえ1 000以下	6
1 000をこえるもの	8

(出典)「杭基礎設計便覧, 表- 7.6, p.394, H27.3.」に一部修正加筆

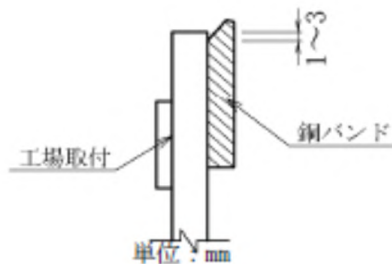


図6.5.30 銅バンド形状

(出典)杭基礎設計便覧図- 7.4, p.393, H27.3.

表6.5.43 銅バンド寸法表

外径D (mm)	厚さ (mm)	幅 (mm)
600以下	10	50
600をこえ1 000以下	12	50
1 000をこえるもの	12	75

(出典)「杭基礎設計便覧, 表- 7.4, p.394, H27.3.」に加筆修正

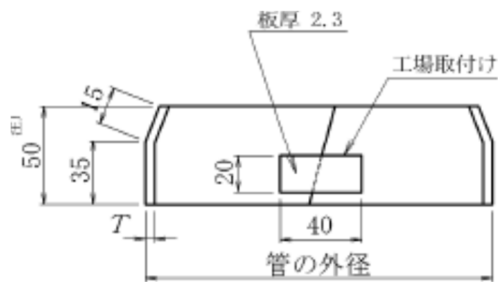


図 6.5.3.1 裏当てリング形状

(出典)「杭基礎設計便覧, 図- 7.5, p.394, H27.3 .」に加筆修正

表 6.5.4.4 裏当てリング厚さ

外径D (mm)	T (mm)
1 000以下	4.5
1 000をこえるもの	6.0

(出典)「杭基礎設計便覧, 表- 7.5, p.394, H27.3 .」に加筆修正

【 鋼管ソイルセメント杭 】

- (1) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管径は、800 mm、1,000 mm 及び 1,200 mm を基本とする。
- (2) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管厚は、最小板厚を 9 mm とし、設計上の必要厚さに腐食による減厚を考慮する。
- (3) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の断面は、断面力を考慮して適切に断面変化を行うものとし、断面変化箇所での板厚差は最大 7 mm とする。
- (4) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の継手は、板厚及び材質が異なる場合には工場継手とし、同厚で同材質の場合には現場継手とする。
- (5) 鋼管ソイルセメント杭に用いるソイルセメントは、所要の強度及び剛性を確保する。

(出典) 道示 10.10.4, p.309, H29.11 .

- (1) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管は、外面に突起を有するものを標準とする。突起の形状は、高さ 2.5 mm、間隔 30 mm 以上 40 mm 以下、また、管軸直角方向に対する突起の角度は 40° 以下を標準とする。

なお、鋼管先端部は先端支持力を伝達させるため、鋼管とソイルセメント柱との付着力を高めることが必要であり、「杭基礎設計便覧, 7-3-2」項を参考として鋼管先端部の内面に付着金物を設けるか、内面にも突起を有する鋼管を用いる。

- (2) 鋼管ソイルセメント杭ではソイルセメント柱が未固化の状態

で鋼管を沈設することから、打撃工法のように過大な打撃力により圧縮座屈や偏心打撃による鋼管の局部損傷が生じることはないが、鋼管のハンドリング中や保管時の変形防止を考慮し、最小板厚は 9 mm 以上または鋼管径の 1% のいずれか大きな値以上とする。

また、鋼管の腐食による減厚は、鋼管外面に 1 mm を腐食しろとして考慮する。

鋼管ソイルセメント杭に用いる外面突起付き鋼管の標準的な製造範囲を表 6.5.4.6 に示す。

表 6.5.4.5 突起形状及び寸法

項目	標準値
外面突起(リブ)高さ	2.5mm 以上
外面突起(リブ)間隔	L: 30mm 以上, 40mm 以下 L': 230mm 以下
外面突起方向確度	40° 以下

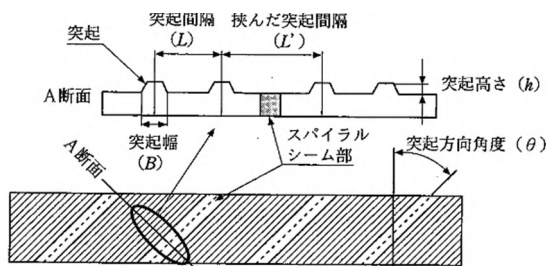


図 6.5.3.2 外面突起付き鋼管図

(出典) 杭基礎設計便覧, 表- 6.5, 図- 6.2, p.40, H27.3 .

表 6.5.46 外面突起付き鋼管の標準的な製造範囲

外径		板厚													
	(mm)	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
鋼管径	800	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	□
	900	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	□
	1000		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	□
	1100			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	□
	1200				○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	1300					○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

注) ○印は SKK400 および SKK490 製造可能
□印は SKK400 製造可能

(出典) 杭基礎設計便覧, 表- 7.10, p.403, H27.3.

- (3) 鋼管ソイルセメント杭における鋼管の断面変化は、鋼管杭と同様であり、「本手引き 鋼管杭 (3)」項を参考とする。
- (4) 鋼管ソイルセメント杭における鋼管の継手は、鋼管杭と同様であり、「本手引き 鋼管杭 (4)」項を参考とする。
ただし、鋼管接合部近傍においては、鋼管外面の突起を切削して取り除く。
- (5) ソイルセメントの強度は、杭一般固化部においては、ソイルセメント柱と外面に突起を有する鋼管との付着力がソイルセメント柱と外地盤との摩擦力を上回るように、また、杭先端固化部においては、鋼管の押抜きに対するソイルセメントの抵抗力が杭先端地盤の極限支持力より大きくなるように表 6.5.47 を参考に決定する。

表 6.5.47 ソイルセメント柱の一軸圧縮強度 q_u

(q_u : 材齢 28 日強度)

杭の部位	地盤	q_u (N/mm ²)
杭一般固化部	砂質土	1.0
	粘性土	0.75
杭先端固化部	砂層, 砂れき層	15

(出典) 道示 10.10.4, 表-解 10.10.2, p.310, H29.11.

【 場所打ち杭 】

- (1) 場所打ち杭の設計径は公称径とし、1,000 mm、1,200 mm、1,500 mm 及び 2,000 mm を基本とする。
- (2) 場所打ち杭の鉄筋のかぶり、工法、使用機械、地山の凹凸、鉄筋かごの建込み及び耐久性等を考慮し、120 mm 以上を確保する。
- (3) 場所打ち杭に配筋する軸方向鉄筋及び帯鉄筋は、施工性を考慮したうえで有効に機能するように配置し、軸方向鉄筋はフックを設けず一重配筋とし、継手を設ける場合には重ね継手とする。また、帯鉄筋を重ね継手により継ぐ場合には、端部に半円形フック又は鋭角フックを設け、帯鉄筋径の 40 倍以上重ね合わせる。
- (4) 場所打ち杭の断面は、断面力を考慮して適切に断面変化を行い、断面変化の箇所数は最大で 2 断面とする。

(出典)「道示 10.10.5, p.311, H29.11 .」に一部追記

(1) 場所打ち杭の設計径は、近年の施工実績等を考慮して上記を基本とした。

また、場所打ち杭での実際の掘削における掘削径は、杭工法、掘削機械及び地盤状態等により公称径との差が生じるが、定量的な評価が困難であるため、各工法の設計径は公称径とする。

ただし、アースドリル工法で掘削時に安定液を使用する場合、サイドカッターの外径を設計径とし、公称径から 50 mm を差引いた値を設計径とする。

(2) 場所打ち杭の鉄筋のかぶりは、コンクリートと鉄筋の付着確保、鉄筋の防食・保護等の基本的なかぶりとして 40 mm、地中部であるための維持管理の困難さを考慮した 30 mm 及びコンクリートの締固めの困難さ等の施工性や施工精度を考慮した 50 mm を加えた値として 120 mm を確保する。

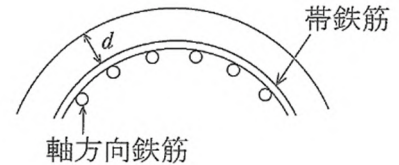


図 6.5.33 鉄筋のかぶり

(出典) 道示 10.10.5, 図-10.10.1, p.310, H29.11.

なお、鉄筋のかぶりとして 120 mm 以上を確保した場合、内部鋼材の腐食に対する部材の耐久性を確保しているものとみなす。

(3) 場所打ち杭に配筋する軸方向鉄筋は異形鉄筋を使用するものとし、その寸法及び間隔等の細目は、表 6.5.48 に示す。

表 6.5.48 軸方向鉄筋

項目	最大	最小
鉄筋量	6 %	0.4 %
鉄筋径	一般には 35 mm 程度	22 mm
純間隔	300 mm 程度 : 鉄筋の中心間隔を示す。	鉄筋径の 2 倍、または粗骨材 最大寸法の 2 倍の大きい方
鉄筋本数	-	6 本
鉄筋長	12.0 m	3.5 m

(出典) 「道示 10.10.5, 表 10-10-1, p.311, H29.11」,

「杭基礎設計便覧 表- 7.14、P.409、H27.3」に加筆

なお、軸方向鉄筋の配筋にあたっては、定尺ものの鉄筋の使用を基本とし、端数調整は最下端の鉄筋で行う。場所打ち杭に配筋する帯鉄筋は異形鉄筋を使用するものとし、鉄筋径は 13 mm 以上、中心間隔 300 mm 以下とし、最大鉄筋径は鉄筋の加工性より D22 とする。

ただし、フーチング底面より杭径の 2 倍の範囲内では、帯鉄筋の中心間隔を 150 mm 以下、かつ、鉄筋量を側断面積の 0.2% 以上を配筋する。

なお、側断面積の 0.2% 以上の鉄筋量を満たすために必要な帯鉄筋の断面積は、「道示 10.10.5 式 (解 10.10.1)」により求める。表 6.5.49 に杭頭付近の帯鉄筋径の目安及び図 6.5.34 に帯鉄筋の配置を示す。

表 6.5.49 杭頭付近の帯鉄筋径の目安

杭径 (mm)	帯鉄筋の径 (mm)
1,000	D16
1,200	D16
1,500	D19
2,000	D22

(出典) 杭基礎設計便覧, 表- 7.15, p.410, H27.3.

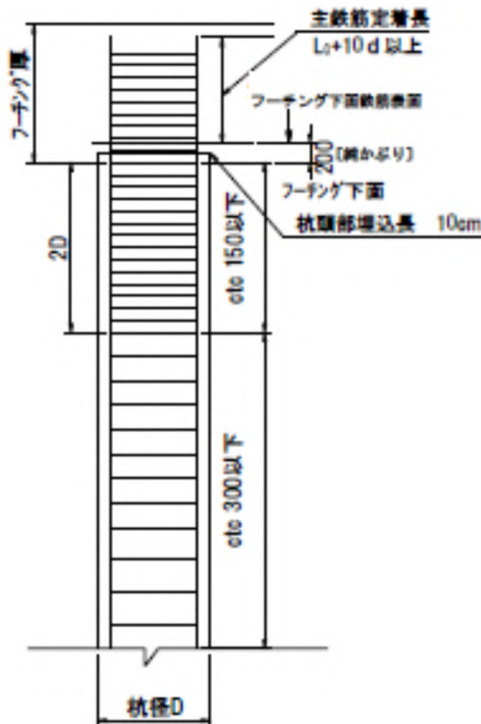


図 6.5.3.4 帯鉄筋の配置
 (出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル[道路橋編]，
 図 7-43，P.7-45，H28.3.

帯鉄筋の定着方法は、図 6.5.3.5 に示すように行うが、杭径が 1,000 mm の場合、帯鉄筋のフックとトレミー管が干渉することが懸念されるため、帯鉄筋のフック形状やトレミー管の選定に留意する。

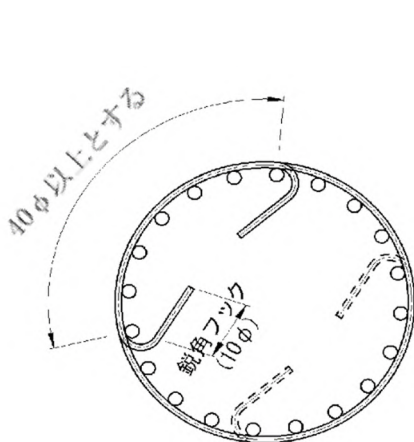


図 6.5.3.5 帯鉄筋定着方法

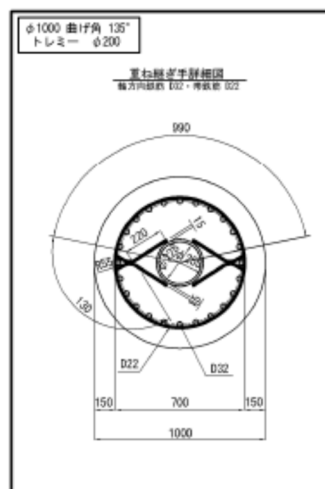
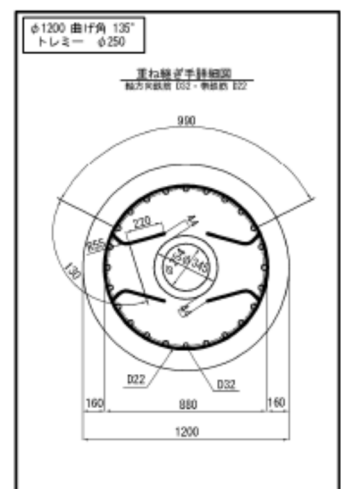


図 6.5.3.6 帯鉄筋とトレミー管の離隔



(出典) 東北地方整備局：設計施工マニュアル[道路橋編]，図 7-44，p.7-46，H28.3.
 図 7-44，図 7-45，p.7-46，H28.3.

なお、軸方向鉄筋及び帯鉄筋は構造計算上考慮する鉄筋に該当するため、場所打ち杭の鉄筋かごの組立て時には、これらの鉄筋に対して溶接による仮止めを用いてはならない。したがって、場所打ち杭の鉄筋かごの組立て時の形状保持材料は、無溶接工法による補強リングを用いる組立てを基本とし、軸方向鉄筋と補強リングの固定はUボルトの使用を

基本とする。

なお、場所打ち杭の鉄筋かご組立て時における無溶接工法については、「場所打ちコンクリート杭の鉄筋かご無溶接工法設計・施工に関するガイドライン(一般社団法人 日本基礎建設協会編 平成 26 年 12 月)」を参考として計画及び設計を行う。

- (5) 場所打ち杭の断面変化位置は、「道示 参考資料 9.杭の断面変化位置の設定例」を参考に決定する。

断面変化位置の決定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曲げモーメントに対する照査における、曲げ応力度の制限値に対する発生応力度の比率が最大となる作用の組合せとする。

第 1 断面変化位置は、下記条件のうち深い位置とする。

最大曲げモーメント M_{max} の 1/2 となる深さ (1/2 M_{max} 位置)

地中部最大曲げモーメントの深さ l_{mf} に 1.2 を乗じた深さ (1.2 l_{mf} 位置)

$1/2A_s$ にて曲げモーメントによる応力度照査を満足する深さ

第 2 断面変化位置は、下記条件を満足する位置とする。

「道示 10.10.5」に規定される最小鉄筋量 A_{smin} にて応力度を満足する深さ

なお、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、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。また、異なる径の鉄筋を重ね継手で継ぐ場合、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。

偶発作用支配状況におけるレベル 2 地震動を考慮する設計状況において、橋脚基礎に塑性化を期待する設計を行った場合、地中部の深い位置に塑性化が生じることは損傷の発見や確認が難しいため、杭体の塑性化する位置は第 1 断面変化位置となるような断面変化位置とする。

断面変化位置における軸方向鉄筋の重ね継手長は、「道示 5.2.7 式(5.2.1)」により算出される長さ以上を確保し、重ね継手端部どうしを 25 (:鉄筋径)以上ずらす。

6.5.6 柱状体基礎の設計

ここでは基礎構造物の天端付近に頂版を設け、頂版上面に下部構造躯体を設けたケーソン基礎、鋼管矢板基礎及び地中連続壁基礎について柱状体基礎として一括して記述する。

6.5.6.1 設計の基本

- (1) 基礎において、基礎の有効根入れ深さ L_e と基礎の短辺幅 B の比 L_e/B が $1/2$ 以上となる基礎は、柱状体基礎として設計する。
- (2) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における柱状体基礎の安定に関する照査では、基礎の変位の制限が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まり、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、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。
- (3) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における柱状体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する抵抗に関して、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないことを照査する。
- (4) 偶発作用支配状況のうち、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、柱状体基礎に生じる降伏時の応答変位、応答塑性率及び応答変位に関して、限界状態 1 及び限界状態 2 を超えないことを照査し、限界状態 3 を超えないことを照査する。
- (5) 柱状体基礎の荷重分担は、鉛直荷重を基礎底面地盤の鉛直地盤反力で負担し、水平荷重を基礎底面の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直地盤反力で負担する。
- (6) 柱状体基礎の形状寸法は、基礎上の下部構造躯体形状や寸法、基礎の安定並びに各部に発生する応力のほか、施工条件を考慮して決定する。

(出典) 道示 11.2, 11.3, 11.4, p.317, p.322, p.323, H29.11.
道示 12.2, 12.3, 12.4, p.379, p.384, p.385, H29.11.
道示 13.2, 13.3, 13.4, p.413, p.417, p.418, H29.11.

- (2) 柱状体基礎の耐荷性能を満足させるための前提として、永続作用支配状況においては、橋の機能に影響を与えない程度に変位を制限することが求められており、基礎の変位の制限について照査を行う。

柱状体基礎の鉛直荷重に対する照査では、地盤抵抗の塑性化を抑制して基礎の応答の可逆性を確保することを目的とし、柱状体基礎の降伏支持力に基づく制限値を超えない場合には、支持に関する限界状態 1 を超えないとみなされる。また、降伏支持力及び降伏引抜き抵抗力は地盤の極限支持力及び極限引抜き抵抗力に基づき算定されるため、限界状態 1 を超えないとみなすことができれば、限界状態 3 を超えないとみなすことができる。

柱状体基礎の水平荷重に対する照査では、従来の設計と同様に水平変位を指標とし、地盤抵抗の塑性化を抑制して基礎の応答の可逆性を確保することを目的とし、地盤から決まる杭の降伏水平変位に基づく制限値を超えない場合には、水平変位に関する限界状態 1 を超えないとみなされる。また、柱状体基礎の水平変位が大きくなるほど抵抗力の増加割合が低下し、降伏点と終局点の関係も一定であるとみなせるため、限界状態 1 を超えないとみなすことができれば、限界状態 3 を超えないとみなすことができる。

- (3) 柱状体基礎の部材の照査については軸力、曲げモーメント及びせん断力に対する照査を行う。

軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査は、限界状態1を超えないように部材の降伏曲げモーメント等に対して行い、限界状態1を超えないとみなすことができれば、限界状態3を超えないとみなすことができる。

せん断力に対しては、限界状態3を超えないようにせん断耐力等に対して行う。

なお、柱状体基礎のうち鉄筋コンクリート構造となるケーソン基礎及び連続地中壁基礎に対しては、耐荷性能の前提となる、疲労に対する耐久性能に関する照査を行う。

- (4) 偶発作用支配状況のうち、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態は、基礎と地盤を一体とした基礎全体系に対して定められ、安定照査と部材照査を区分せずに基礎と地盤をひとつの照査単位とし、照査単位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た照査を行う。

ただし、せん断力による杭の破壊については、基礎全体系の応答値の算出において考慮されないため、せん断破壊に対する照査を行う。

基礎に塑性化を考慮しない場合には、限界状態1及び限界状態3を超えないことを照査し、基礎に塑性化を考慮する場合には、限界状態2及び限界状態3を超えないことを照査する。また、限界状態1及び限界状態2を超えない場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態3を超えないとみなすことができる。

橋脚の杭基礎は上記に基づき設計を行うものとし、橋台の杭基礎は下記に該当する場合において、偶発作用支配状況のうち、レベル2地震動を考慮する設計状況を考慮する。

- 1) 橋台の杭基礎が、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。
- 2) 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

表6.5.5.0に柱状体基礎の耐荷性能の照査の概要及び柱状体基礎を有する橋脚の標準的な設計計算フローを図6.5.3.7に示す。

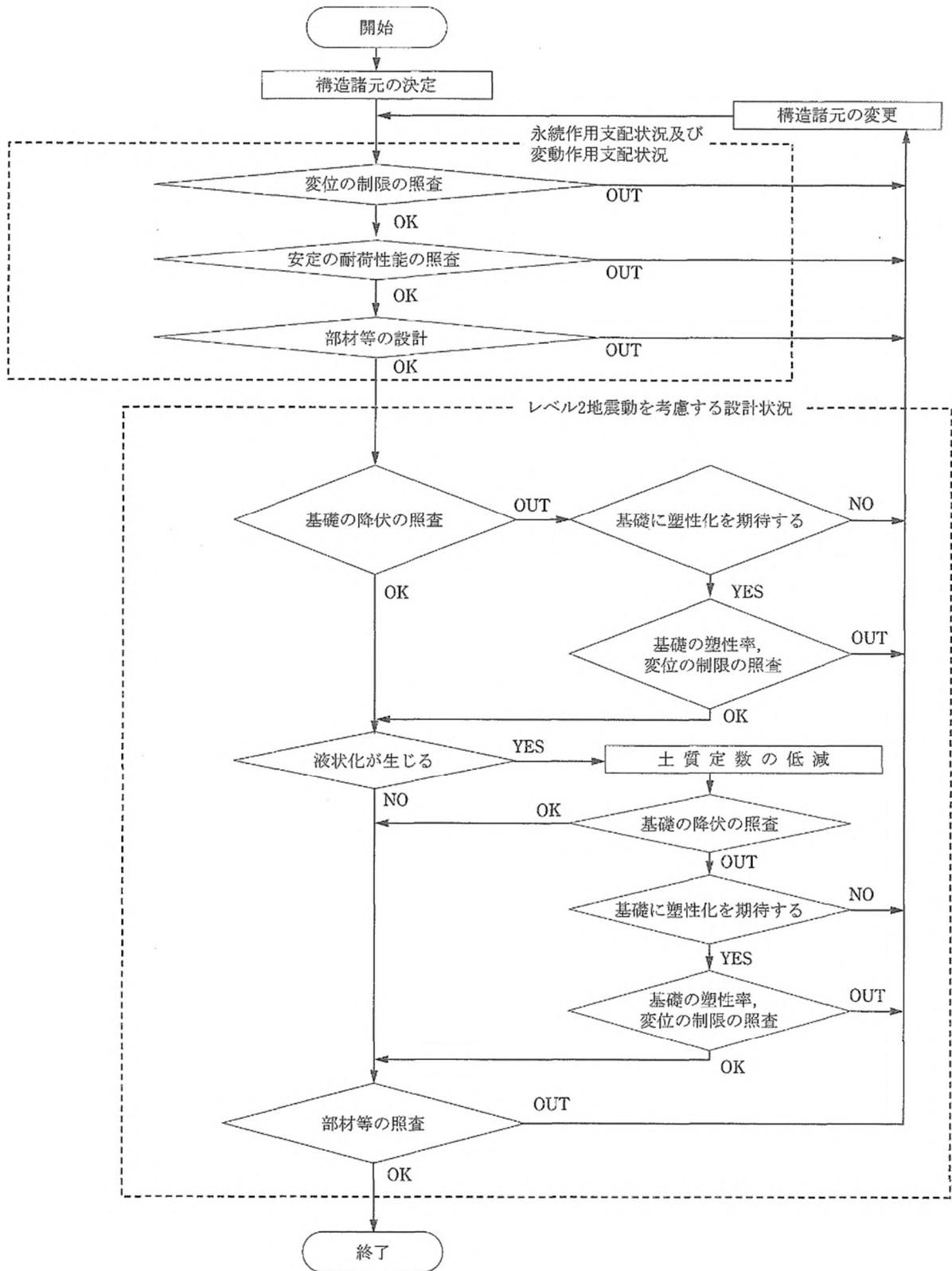


図 6.5.37 柱状体基礎の標準的な設計フロー
 (出典) 道示 11.2, 図-解 11.2.1, P.319, H29.11.

表 6.5.50 柱状体基礎の耐荷照査の概要
(a) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定照査

照査 1		作用力等 3、4		
		鉛直荷重 [軸方向押し込み力及び引抜き力]	水平荷重	
永続作用 支配状況 における 変位の制 限	照査に用いる 工学的指標	基礎底面の地盤反力度 [地盤から決まる鋼管矢板の支持 力及び引抜き抵抗力]	設計上の地盤面位置における 水平変位	
	照査意図	沈下の抑制 [沈下及び引抜きの抑制]	水平変位の抑制	
永続作用 支配状況 及び変動 作用支配 状況にお ける耐 荷性能	限界状態 1	照査に用 いる工学 的指標	基礎底面地盤の鉛直支持力度(降 伏鉛直支持力度)等 [地盤から決まる鋼管矢板の支持 力及び引抜き抵抗力(降伏支持力 及び降伏引抜き抵抗力)]	設計上の地盤面における水平 変位 (基礎の降伏水平変位)
		照査意図	鉛直地盤抵抗(押し込み・引抜き) の塑性化の抑制(基礎の応答の可 逆性の確保)等	水平地盤抵抗の塑性化の抑制 (基礎の応答の可逆性の確 保)等
	限界状態 3	照査に用 いる工学 的指標	- 2	- 2
		照査意図	地盤の支持力・抵抗力の喪失防止 等	地盤の水平抵抗力の喪失防止 等

1：部材照査（耐荷性能の照査、耐久性能の照査）は別途実施

2：限界状態 1 の照査で担保

3：上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その照査も実施

4：[]内は鋼管矢板基礎のみが該当

(b) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における部材照査

照 査		作用力 ¹				
		軸力・曲げモーメント		せん断力		
		鋼管矢板 基礎	ケーソン基礎 連続地中壁基礎	鋼管矢板 基礎	ケーソン基礎 連続地中壁基礎	
永続作用 支配状況 における 耐荷性能 の前提	照査に用いる 工学的指標	鋼材の圧縮・引張 応力度	-	鋼材のせん断 応力度	コンクリートの せん断応力度 ⁴	
	照査意図	耐荷性能の 前提となる 構造の確保	-	耐荷性能の 前提となる 構造の確保	耐荷性能の前提 となる構造の確保	
永続作用 支配状況 及び変動 作用支配 状況における 耐荷性能	限界状態 1	照査に用 いる工学的 指標	鋼材の応 力度（降 伏強度）	曲げモーメント （降伏曲げモー メント）	- ²	- ²
		照査意図	部材抵抗の可逆性の確保			
	限界状態 3	照査に用 いる工学的 指標	- ³	- ³	鋼材のせん断 応力度	せん断力
		照査意図	部材抵抗の喪失防止			

1：必要に応じてねじりモーメント等の照査

2：限界状態3の照査で担保

3：限界状態1の照査で担保

4：「道示 5.2.7」に従い、変動作用支配状況に対しても実施

(c) レベル2地震動を考慮する設計状況における照査

照 査		基礎全体系の照査 ¹	
限界状態 1	杭基礎に塑 性化を考慮 しない	照査に用いる工 学的指標	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 （基礎の降伏変位）
		照査意図	基礎全体系の挙動の可逆性の確保
限界状態 2	杭基礎に塑 性化を考慮 する	照査に用いる工 学的指標	基礎の塑性率及び基礎天端の回転角 ²
		照査意図	基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容 易に行い得る程度に留まる等
限界状態3		照査に用いる工 学的指標	- ³
		照査意図	基礎の抵抗力の喪失防止

1：杭体のせん断力等の部材照査を別途実施

2：目安として提示

3：限界状態1又は限界状態2の照査で担保

(d) 耐久性能の照査

照 査		作用力	
		軸力・曲げモーメント	せん断力
		ケーソン基礎・地中連続壁基礎	
疲労	照査に用いる工学的指標	コンクリートの圧縮応力度 及び鉄筋の引張応力度	鉄筋の引張応力度
	照査意図	疲労損傷の防止等	

：「道示 6.3.2(2)」に規定する作用の組合せに対する耐久性能に対する照査疲労のほか、鋼材の腐食に対しても照査

- (5) 柱状体基礎に作用する鉛直荷重は、基礎底面の鉛直地盤反力で抵抗させる。
 なお、ケーソン基礎を除く鋼管矢板基礎及び地中連続壁基礎は、基礎底面の鉛直地盤反力の他、基礎外周面及び内周面の地盤の鉛直せん断地盤反力及でも抵抗させる。
 ただし、ケーソン基礎において周面地盤が良好で沈設による乱れも少ない場合には、完成後の鉛直荷重に対して、基礎周面の鉛直せん断地盤反力の抵抗を考慮できる。
 柱状体基礎に作用する水平荷重は、基礎底面の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直地盤反力で抵抗させる。
 なお、ケーソン基礎を除く鋼管矢板基礎及び地中連続壁基礎は、基礎内周面の鉛直地盤反力でも抵抗させる。
- (6) ケーソン基礎の形状寸法は、荷重条件、地盤条件及び施工条件等を考慮して矩形、円形及び小判形とし、「道示 11.4」に基づき決定する。

ケーソン基礎の設計にあたっては、断面寸法と根入れ長の関係に注意する必要がある。断面を大きくして根入れを浅くする方が経済的となる場合もあるので、橋脚から決まる最小断面のみにとらわれず、根入れ長と断面寸法の両面から経済的な設計となるよう検討するものとする。橋脚躯体と、相似形に近い形から選択すると、断面を小さくできる。

ケーソン基礎は、沈下方法によりオープンケーソンとニューマチックケーソンに分別される。また、ニューマチックケーソンは橋脚躯体の施工法の違いにより、止水壁ケーソン方式とピアケーソン方式に分類される。止水壁ケーソン方式は、ケーソン構築時に止水壁を立て、沈下終了後に頂版と橋脚躯体を構築する工法である。ピアケーソン方式は、ケーソン構築時に橋脚躯体も同時に構築してケーソンと一体に沈設させる工法である。

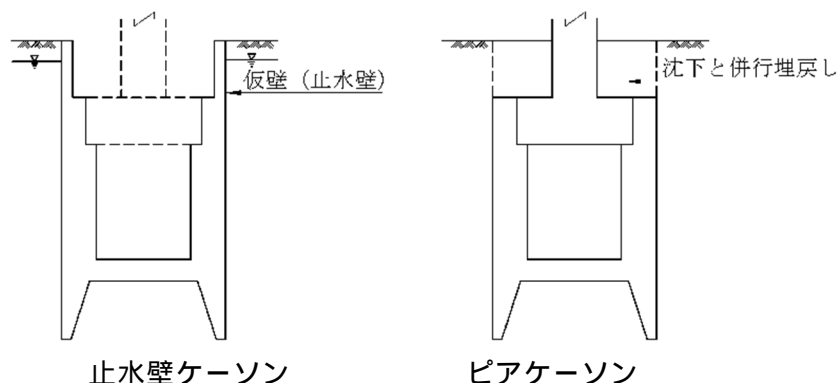


図6.5.38 ニューマチックケーソン基礎概要図

オープンケーソンの平面寸法は、施工の確実性、容易性、安全性を考慮して 20 m 程度とし、これを超える時には特別な配慮をすることが望ましい。

ニューマチックケーソンの内寸法はシャフトの寸法、作業性を考慮して 2.5m 程度以上とするのが望ましい。内寸法が 2.5 m 程度となるのは矩形断面や小判形断面でシャフトを直列に 2 本設置した場合等が考えられる。ケーソン頂版と躯体のとりあい部、止水壁と躯体の間等において施工上余裕を必要とする場合には、ケーソンを大きくする等の配慮が必要である。

幅員の広い橋梁で上下線を一体としたケーソン断面とするか、分離するかは、一般に図 6.5.3.9 に示すフローチャートにより決定するとよい。

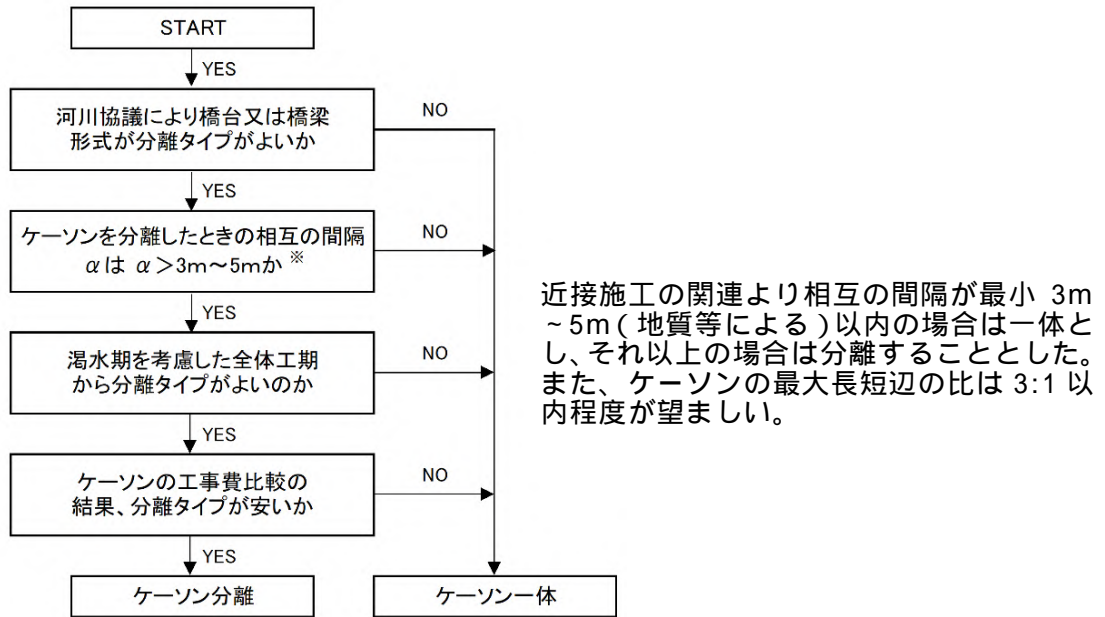


図 6.5.3.9 ケーソン断面の選定フロー

(出典)北陸地方整備局：設計要領(道路編), p.212, 表 9.195, H29.4.

止水壁ケーソンの場合は、沈設時に止水壁と橋脚躯体との間に足場、型枠設置のスペースが必要となり、橋脚躯体等より 1.0 m ~ 1.5 m 以上の余裕を持たせることがよい。ピアケーソンの場合は 0.5 m 程度の余裕を持たせることが望ましい。

なお、ケーソン基礎の施工にあたっては、下記の点に主として注意する必要がある。

1) 沈下のため

- ・ 沈下時の摩擦抵抗の大きさを想定して、大きい沈下重量を必要としないように、また、極端に速く沈下しないように、形状、寸法及び側壁の厚さを決定する。
- ・ 地質が軟弱に近く、沈下が容易であれば、四角形もよいが、普通は小判形、円形の順で摩擦が少なく掘削も容易である。オープンケーソンの場合なるべく隅角部をつくらない方がよい。
- ・ 円形のもの寸法が小さいと、鉛直な沈下が困難なことがある。長方形あるいは小判形のように長手が長いと曲がりには少ないと思われるが、隅角部の周辺摩擦力が大きくなって沈下の障害になりやすい。一般に長、短辺の比は 3 : 1 より大きくしないのがよい。
- ・ 締まっていない砂等の崩壊性地盤では、周面摩擦力があまり減らず、むしろ地山をゆるめる恐れがあるので、フリクションカットがない方がよい。

2) 型枠の製作、組立の難易についての検討をする。

- 3) ニューマチックケーソンの作業室内空高さは、刃口下端から 1.8 m 以上とし、2.0 m とするのが標準である。極めて軟弱な地盤の場合とかケーソンの底面積が非常に大きく、機械掘削等を行う場合は、内空高さを 2.3 m 以上とった方がよい。
- 4) ケーソン内部は、土砂により中詰めを行うことを標準とする。

鋼管矢板基礎の形状寸法は、荷重条件、地盤条件及び施工条件等を考慮して円形、小判形及び矩形とし、「道示 12.4」に基づき決定する。

鋼管矢板基礎の平面形状が大きくなる場合には、基礎の形状を保持するために隔壁鋼管矢板を用いたり、中打ち単独杭を用いることによって井筒部と頂版の接合部に生じる応力集中を軽減することができる。また、矩形の場合、隅角部のコネクタの施工性を向上させるため、隅切り矩形を用いることもある。

鋼管矢板基礎の寸法は、十分な安定性を確保するとともに、鋼管矢板基礎が支える構造物の形状や寸法に対して余裕を有する必要がある。

なお、仮締切兼用鋼管矢板では、橋脚完成後に鋼管矢板を撤去するため、橋脚梁等の干渉に留意する必要がある。

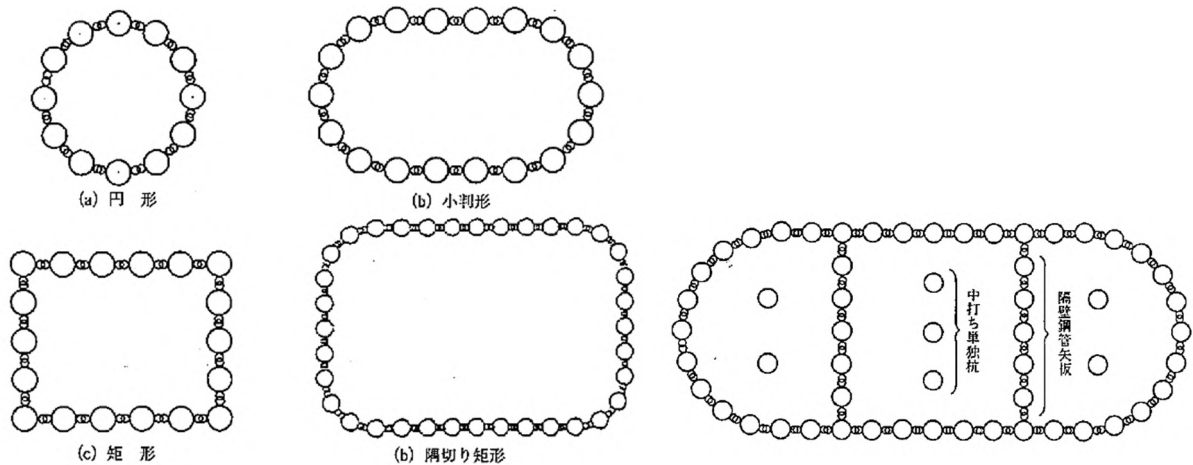


図 6.5.40 鋼管矢板基礎の平面形状

(出典)鋼管矢板基礎設計施工便覧,図-1.4.2, p.20, 図-1.5.1, p.25, H9.12.

連続地中壁基礎は矩形を基本とし、場所打ち杭の施工法が基本となる地中連続壁基礎施工上の特徴を理解したうえで形状寸法を「道示 13.4」に基づき決定する。

地中連続壁基礎の形状寸法の決定にあたっては、部材寸法を考慮する必要がある。部材厚さとしての壁厚は最も重要で基本的な部材寸法である。地中連続壁の壁厚は、構造部材としての強度、施工性、地盤条件、継手構造やその位置及び基礎の平面形状を考慮して決定する必要がある。

地中連続壁基礎は、5~10 mの単位エレメントごとに平面的に分割して施工し、それぞれのエレメント間を継手で連結することにより、全体としての剛性の大きな基礎となっている。このエレメント間の継手は、位置によっては地中連続壁の掘削機械を限定したり、施工が不可能になる場合等もあるので、継手位置を決めるにあたっては十分な検討が必要である。

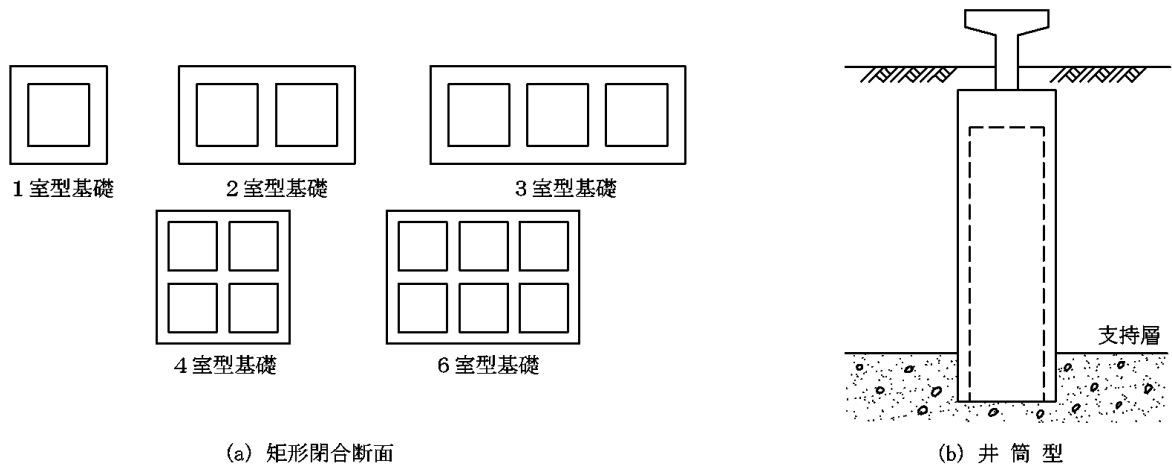


図 6.5.4.1 連続地中壁基礎の形状
 (出典) 連続地中壁基礎設計施工指針・同解説, p.7, H3.7.

6.5.6.2 柱状体基礎の変位の制限*

- (1) 永続作用支配状況における柱状体基礎に対して、基礎頂部に作用する鉛直荷重によって生じる沈下及び水平荷重によって生じる水平変位を抑制するため、柱状体基礎の変位の制限の照査を行う。ただし、上部構造から決まる変位が定められる場合には、その照査も行う。
- (2) 柱状体基礎に作用する鉛直荷重に対しては、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎においては、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ことを照査し、鋼管矢板基礎においては、基礎頭部に作用する軸方向押し込み力が基礎の軸方向押し込み力の制限値を超えないことを照査する。
- (3) 柱状体基礎に作用する水平荷重に対しては、設計上の地盤面位置における基礎の水平変位が基礎の水平変位の制限値を超えないことを照査する。

(出典) 道示 11.5.1, p.325, H29.11 . 道示 12.5.1, p.386, H29.11 .
 道示 13.5.1, p.419, H29.11 .

- (1) 柱状体基礎の変位の制限に対する照査は、永続作用支配状況について行うものとし、照査にあたっての作用の組合せは、「本手引き 6.5.1 基礎構造の設計に関する基本事項 (1)」項に示す作用の組合せによる。
 また、上部構造における設計の前提との関係から変位の制限値が別途定められる場合、その制限値を超えないことを照査する。
- (2) 柱状体基礎の場合、基礎平面形状が大きく、地盤の極限支持力度は沈下量と関係づけられないため、基礎の過大な沈下を避けることを目的として、支持力照査とは別に制限値を設定して照査を行うことが必要である。
 ケーソン基礎の場合、「道示 11.5.1 (2)」項に基づき、支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には、表-11.5.1 及び支持層が岩盤の場合には、表-11.5.2 に示される基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値により照査する。

表 6.5.5 1 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値

施工法	地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)	備考
オープンケーソン工法	砂	$48 \cdot D_f$ (1,000)	ここに、 D_f :有効根入れ深さ(m)
	砂れき	$48 \cdot D_f + 300$ (1,500)	
ニューマチックケーソン工法	砂	$48 \cdot D_f + 400$ (2,000)	
	砂れき	$48 \cdot D_f + 700$ (2,500)	

表 6.5.5 2 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値

岩盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)
軟岩	2,000
硬岩	2,500

鋼管矢板基礎の場合、「道示 12.5.1」に基づき、鋼管矢板頂部に作用する軸方向押込み力に対しては、「道示 10.5.1 式(10.5.1)」で算出される制限値により、また、軸方向引抜き力に対しては、「道示 10.5.1 式(10.5.2)」で算出される制限値により照査する。ただし、地盤から決まる鋼管矢板基礎の極限支持力や極限引抜き力は、「道示 12.5.2 及び 12.5.4」の規定に基づき算出する。

地中連続壁基礎の場合、「道示 13.5.1 式(13.5.1)」で算出される制限値により照査する。なお、式(13.5.1)の適用にあたり、基礎で置き換えられる部分の土の有効重量 W_s については、荷重組合せ係数 ρ 及び荷重係数 q は考慮しない。

- (3) 柱状体基礎に作用する水平荷重により基礎に生じる過大な水平変位を避けることを目的に、基礎頂部に作用する水平荷重に対する耐荷性能の照査とは別に制限値を設けて照査を行うことが必要である。

柱状体基礎の水平変位に関する照査位置は設計上の地盤面位置とし、水平荷重に対する制限値は、柱状体基礎の水平変位を指標として下表にその値を示す。

表 6.5.5 3 水平変位の制限値

種 別	制限値 (mm)	備考
橋脚基礎	載荷方向幅の1%に相当する値	最小値 15 mm、最大値 50 mm
橋台基礎	15	-

なお、橋台基礎杭については、橋台が抗土圧構造物であり地盤のクリープ変形や背面土の沈下等の影響により変位が増加することを防ぐため、橋脚基礎杭と同等あるいは厳しい値としている。

6.5.6.3 鉛直荷重に対する支持の照査*

- (1) ケーソン基礎及び連続地中壁基礎の鉛直荷重に対する照査、並びに鋼管矢板基礎の軸方向押込み力に対する照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において(3)項を満足することで、ケーソン基礎及び連続地中壁基礎の鉛直荷重、並びに鋼管矢板基礎の軸方向押込み力に対する限界状態1を超えないものとみなす。
- (2) ケーソン基礎及び地中連続壁基礎の鉛直荷重、並びに鋼管矢板基礎の軸方向押込み力に対する限界状態1を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、ケーソン基礎及び地中連続壁基礎の鉛直荷重、並びに鋼管矢板基礎の軸方向押込み力に対する限界状態3を超えないものとみなす。
- (3) ケーソン基礎及び連続地中壁基礎の基礎底面の鉛直地盤反力度、並びに鋼管矢板基礎の軸方向押込み力が、ケーソン基礎及び連続地中壁基礎の基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値、並びに鋼管矢板基礎の軸方向押込み力の制限値を超えないことを照査する。

(出典) 道示 11.5.2, 11.5.3, p.328, p.331, H29.11.
 道示 12.5.2, 12.5.3, p.386, p.388, H29.11.
 道示 13.5.2, 13.5.3, p.420, p.421, H29.11.

- (2) 限界状態1の特性値である地盤から決まる降伏鉛直支持力度及び降伏支持力の特性値 q_y 、 R_y と限界状態3の特性値である地盤から決まる極限鉛直支持力度及び極限支持力の特性値 q_u 、 R_u との間には、概ね0.65倍となる定量的な関係が認められるため、限界状態1に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる場合、限界状態3に対しても所要の信頼性をもって超えないとみなすことができるため、限界状態1の照査を行うことで限界状態3の状態を担保する。
- (3) ケーソン基礎で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支持力度の制限値 q_{yd} は、「道示 11.5.2 式(11.5.2)」により算出する地盤から決まる基礎底面地盤の鉛直地盤支持力度の特性値 q_d を0.65倍して算出される地盤から決まる基礎底面の降伏鉛直地盤支持力度の特性値 q_y に対して、調査・解析係数 α_1 及び抵抗係数 β_y を考慮し、「道示 11.5.2 式(11.5.1)」に基づき算出する。
 ケーソン基礎で岩盤を支持層とする場合、基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 q_{yd} は、「道示 11.5.2」に示される表-11.5.4に示される値とする。

表6.5.5.4 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値

岩盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)
軟岩	3,000
硬岩	3,750

鋼管矢板基礎の場合、鋼管矢板頭部に作用する軸方向押込み力の制限値 R_d は、「道示 12.5.2 式(12.5.1)」により算出する地盤から決まる鋼管矢板の極限支持力の特性値 R_u を0.65倍して算出される地盤から決まる鋼管矢板の降伏支持力の特性値 R_y に対して、調査・解析係数 α_1 、抵抗係数 β_y 、支持形式の違いを考慮する係数 α_2 及び鋼管矢板本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数 α_n を考慮し、「道示 10.5.2 式(10.5.3)」に基づき算出する。

なお、「道示 10.5.2 式(10.5.3)」における杭で置き換えられる部分の土の有効重量 W_s 及び杭や杭内部の土の有効重量 W については、荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。

連続地中壁基礎の場合、基礎底面の鉛直地盤支持力度の制限値 q_{yd} は、「道示 13.5.2 式 (13.5.2)」により算出する地盤から決まる基礎底面地盤の鉛直地盤支持力度の特性値 q_d を 0.65 倍して算出される地盤から決まる基礎底面の降伏鉛直地盤支持力度の特性値 q_y に対して、調査・解析係数 α_1 及び抵抗係数 α_y を考慮し、「道示 13.5.2 式 (13.5.1)」に基づき算出する。

なお、基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値は、標準貫入試験による N 値より表 6.5.5.5 により求める。

表 6.5.5.5 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値

地盤の種類	極限鉛直支持力度の制限値 (kN/m ²)
粘性土	110・N (3 300)
砂	
砂れき	200・N (10 000)

N：標準貫入試験の N 値

各係数については、表 6.5.5.6 のとおりとする。

表 6.5.5.6 調査・解析係数及び抵抗係数

基礎構造形式		調査・解析係数 α_1	抵抗係数 α_y
ケーソン基礎 (「道示 表-11.5.3」より)		0.90	0.90
連続地中壁基礎 (「道示 表-13.5.1」より)			
鋼管矢板基礎 (「道示 表 -10.5.1」よ り)	支持力度推定式により鋼管矢板の降伏 支持力度の特性値を求める場合	0.90	0.80
	載荷試験により鋼管矢板の降伏支持 力の特性値を求める場合	0.95	1.00

表 6.5.5.7 支持形式の違いを考慮する係数及び杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数 (鋼管矢板基礎)

係数名称	支持杭	摩擦杭	
		摩擦杭	支持杭と同等の 安全性を有する 摩擦杭
支持形式の違いを考慮する係数 α_f	1.00	0.70	1.00
杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する 係数 α_n	1.00		

6.5.6.4 軸方向引抜き力に対する抵抗の照査*

- (1) 鋼管矢板基礎の軸方向引抜き力に対する照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において(3)項を満足することで、鋼管矢板基礎の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態1を超えないものとみなす。
- (2) 鋼管矢板基礎の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態1を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鋼管矢板基礎の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態3を超えないものとみなす。
- (3) 鋼管矢板基礎に作用する軸方向引抜き力が、軸方向引抜き力の制限値を超えないことを照査する。

(出典)道示 12.5.4, p.389, H29.11.
道示 12.5.5, p.390, H29.11.

- (2) 鋼管矢板基礎の軸方向押し込み力と同様に、鋼管矢板基礎の軸方向引抜き力についても限界状態1の特性値である、地盤から決まる鋼管矢板基礎の降伏引抜き抵抗力の特性値 P_y と限界状態3の特性値である地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 P_u との間には、概ね0.65倍となる定量的な関係が認められるため、限界状態1に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる場合、限界状態3に対しても所要の信頼性をもって超えないとみなすことができるため、限界状態1の照査を行うことで限界状態3の状態を担保する。
- (3) 鋼管矢板基礎に作用する軸方向引抜き力の制限値は、「道示 12.5.4 式(12.5.2)」により算出する地盤から決まる鋼管矢板の極限引抜き抵抗力の特性値 P_u を0.65倍して算出される地盤から決まる鋼管矢板の降伏引抜き抵抗力の特性値 P_y により、調査・解析係数 α_1 、抵抗係数 α_y 及び杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数 α_n を考慮し、「道示 10.5.4 式(10.5.5)」に基づき算出する。

表6.5.5.8 調査・解析係数、抵抗係数及び杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数

地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法	調査・解析係数 α_1	抵抗係数 α_y	杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数 α_n
支持力推定式から求める場合	0.90	0.55	1.00
載荷試験から求める場合	0.95	0.65	

(出典)「道示 表-10.5.4, P.251, H29.11.」に基づき作成

なお、「道示 10.5.4」に示される式(10.5.5)における杭の有効重量 W については、荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。

同様に、式(10.5.7)における土の有効単位体積重量 γ_i 、 $\gamma_{i'}$ についても荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。

6.5.6.5 水平荷重に対する抵抗の照査*

- (1) 柱状体基礎に作用する水平荷重に対する照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において(3)項を満足することで、柱状体基礎に作用する水平荷重に対する抵抗の限界状態1を超えないものとみなす。
- (2) 柱状体基礎に作用する水平荷重に対する抵抗の限界状態1を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、柱状体基礎の水平荷重に対する抵抗の限界状態3を超えないものとみなす。
- (3) 柱状体基礎において、設計上の地盤面位置において杭に生じる水平変位が、水平変位の制限値を超えないことを照査する。

(出典) 道示 11.5.4, 11.5.5, p.332, p.334, H29.11.

道示 12.5.6, 12.5.7, p.390, H29.11.

道示 13.5.4, 13.5.5, p.421, p.422, H29.11.

- (1) 柱状体基礎の水平荷重に対する抵抗については、設計上の地盤面位置での水平変位を工学的指標としたうえで、設定された柱状体基礎の降伏変位以下とすることで、地盤抵抗の塑性化を抑制し、基礎の応答の可逆性が確保されるものとする。
- (2) 柱状体基礎の水平載荷試験では、水平変位の増加とともに水平抵抗力が増加するが、変位が大きくなるほど抵抗力の増加割合は低下し、この関係は降伏点と終局点との関係も一定であるとみなせることから、限界状態1に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる場合、限界状態3に対しても所要の信頼性をもって超えないとみなすことができるため、限界状態1の照査を行うことで限界状態3の状態を担保する。
- (3) 橋脚基礎の場合、柱状体基礎の水平荷重に対する水平変位の制限値 d_d は、構造条件及び施工方法を考慮したうえで、基礎の応答の可逆性が担保される範囲で設定される柱状体基礎の降伏水平変位の特性値 d_y により、調査・解析係数 γ_1 及び抵抗係数 γ_y を考慮し、「道示 10.5.6 式(10.5.8)」により算出する。

なお、調査・解析係数 γ_1 は、地盤調査方法の推定精度等の違いが水平変位の大きさに影響することから、地盤調査方法や地盤条件に応じた値を設定する。

各係数については、「本手引き 表6.5.24」のとおりとする。

ここに、表中の標準貫入試験に加え室内土質試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合とは、室内試験結果のみから単純に地盤の変形係数を算出するのではなく、必要に応じて標準貫入試験等の結果を踏まえたうえで、当該地盤に対して適切な変形係数を設定する。

また、柱状体基礎の降伏水平変位の特性値 d_y は、柱状体基礎の応答の可逆性が担保される範囲として基礎形式、施工方法及び地盤条件によらず一律に基礎幅の5%とする。

橋台基礎の場合、柱状体基礎の水平荷重に対する水平変位の制限値 d_d は、偏土圧による過度な変位を抑制するため、最小15 mm、最大50 mmの範囲で基礎幅の1%とする。

水平変位の照査位置は、設計上の地盤面が基礎天端以下の場合には設計上の地盤面、設計上の地盤面が基礎天端より上の場合には、基礎天端位置とする。

6.5.6.6 地盤反力度、変位及び断面力の計算*

- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における柱状体基礎の地盤反力度、変位及び断面力は、荷重分担、地盤条件、構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出する。
 なお、鋼管矢板基礎の場合、構造条件として鋼管矢板継手部の影響を考慮する。
- (2) ケーソン基礎の場合、基礎本体を弾性体とし、地盤抵抗を「道示 11.6.2」に規定する地盤反力係数及び「道示 11.6.3」に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価を行い、地盤反力度、変位及び断面力を算出する。
- (3) 鋼管矢板基礎の場合、基礎本体を構造部位に分けて頂版を剛体、鋼管矢板を弾性体とし、頂版と鋼管矢板を剛結とし、かつ、鋼管矢板相互のせん断ずれに対する継手部の剛性を考慮し、地盤抵抗を「道示 12.6.2」に規定する地盤反力係数及び「道示 12.6.3」に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価を行い、地盤反力度、変位及び断面力を算出する。
- (4) 連続地中壁基礎の場合、基礎本体を弾性体とし、地盤抵抗を「道示 13.6.2」に規定する地盤反力係数及び「道示 13.6.3」に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価を行い、地盤反力度、変位及び断面力を算出する。

(出典) 道示 11.6.1, p.334, 道示 12.6.1, p.391, H29.11 .
 道示 13.6.1, p.422, H29.11 .

- (1) 柱状体基礎のうち、鋼管矢板基礎はケーソン基礎及び連続地中壁基礎と異なり、鋼管矢板を継手部で接合して井筒状の基礎を構築するため、継手管部にはずれ変形が生じることから、このずれ変形を適切に考慮できる方法により、地盤反力度、変位及び断面力の算出を行う。
- (2) ケーソン基礎の場合、「道示 11.6」の規定に基づき地盤反力度、変位及び各部材の断面力を算出する。

地盤反力度、変位及び各部材の断面力は、基礎の耐力や大変形時の挙動を算出にあたっては、地盤抵抗及び基礎の非線形性の影響が無視できなくなるため、1本の柱状体としてモデル化を行い、地盤抵抗としては表6.5.60に示される6種類の要素を考慮する。

なお、基礎底面の鉛直地盤抵抗については、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において弾性範囲内に留めることから、レベル2地震動とは異なり地盤抵抗は線形とする。図6.5.42に解析モデル図、表6.5.59に設計計算モデルの概要を示す。

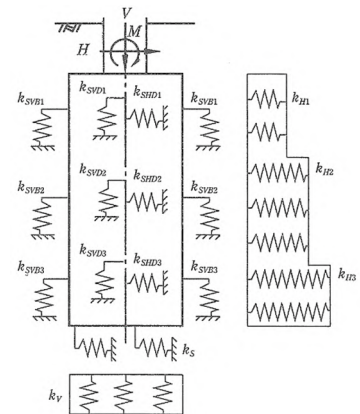


図6.5.42 ケーソン基礎の解析モデル

(出典) 道示 11.3, 図-解 11.3.1, p.322, H29.11 .

表 6.5.5.9 ケーソン基礎の設計計算モデルの概要

		永続作用支配状況及び変動作用支配状況	レベル2地震動を考慮する設計状況
基礎本体（剛体）		・線形	・曲げ剛性の低下を考慮
地盤抵抗要素	基礎底面	鉛直方向地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大鉛直支持力による。
		水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大せん断抵抗力による。
	基礎前面	水平方向地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は抵抗領域の3次元的な広がりを考慮した基礎前面地盤の受働土圧強度による。
	基礎前背面	鉛直方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。
	基礎側面	水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。
鉛直方向せん断地盤抵抗		・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。	

（出典）道示 11.6.1, 表-解 11.6.1, p.335, H29.11.

（3） 鋼管矢板基礎の場合、「道示 12.6」の規定に基づき地盤反力度、変位及び各部材の断面力を算出する。

地盤反力度、変位及び各部材の断面力は、継手部のずれを考慮した仮想井筒ばりモデルとし、ケーソン基礎と同様に1本の柱状体としてモデル化を行い、地盤抵抗としては表6.5.6.1に示される6種類の要素を考慮する。

図6.5.4.3に解析モデル図、表6.5.6.0に設計計算モデルの概要を示す。

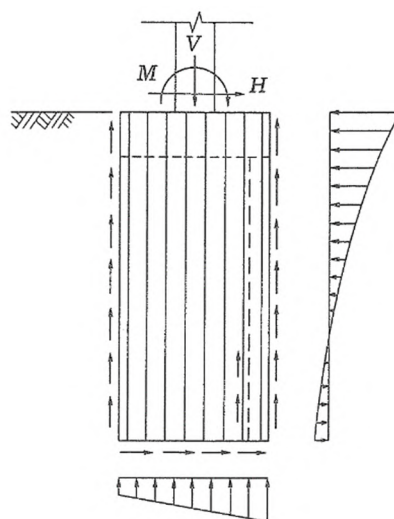


図 6.5.4.3 解析モデル図

（出典）道示 12.3, 図-解 12.3.1, p.384, H29.11.

表 6.5.6 0 鋼管矢板基礎の設計計算モデルの概要

		永続作用支配状況及び変動作用支配状況	レベル 2 地震動を考慮する設計状況
基礎本体 (剛体)		鋼管矢板	・線形
		継手部のせん断抵抗	・バイリニア型
地盤抵抗要素	基礎底面	鉛直方向地盤抵抗	・線形 ・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大鉛直支持力による。
		水平方向せん断地盤抵抗	・線形
	基礎前面	水平方向地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は抵抗領域の 3 次元的な広がりを考慮した基礎前面地盤の受働土圧強度による。
	基礎前背面	鉛直方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。
	基礎側面	水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は地盤間のせん断抵抗力による。
		鉛直方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。

「道示 12.10.4 解説」にあるように、鋼管矢板の塑性化により基礎の降伏が決定される場合、基礎の降伏変位以降の二次剛性を無視する。

(出典) 道示 12.6.1, 表-解 12.6.1, p.395, H29.11 .

(4) 地中連続壁基礎の場合、「道示 13.6」の規定に基づき地盤反力度、変位及び各部材の断面力を算出する。

地盤反力度、変位及び各部材の断面力は、基礎の耐力や大変形時の挙動を算出にあたっては、地盤抵抗及び基礎の非線形性の影響が無視できなくなるため、1本の柱状体としてモデル化を行い、地盤抵抗としては表 6.5.6 2 に示される 6 種類の要素を考慮する。

なお、基礎底面の鉛直地盤抵抗については、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において弾性範囲内に留めることから、レベル 2 地震動とは異なり地盤抵抗は線形とする。

図 6.5.4 4 に解析モデル図、表 6.5.6 1 に設計計算モデルの概要を示す。

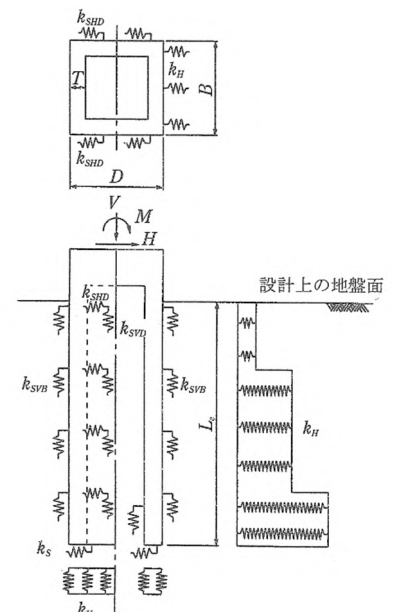


図 6.5.4 4 解析モデル図

(出典) 道示 13.3, 図-解 13.3.1, p.418, H29.11 .

表 6.5.6.1 地中連続壁基礎の設計計算モデルの概要

			永続作用支配状況及び 変動作用支配状況	レベル 2 地震動を考慮 する設計状況
基礎本体（剛体）			・線形	・曲げ剛性の低下を考 慮
地盤抵抗要素	基礎底面	鉛直方向地盤抵抗	・線形	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の 最大鉛直支持力によ る。
		水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大せん断抵抗力によ る。	
	基礎前面	水平方向地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は抵抗領域の 3 次元的な広がりを考慮 した基礎前面地盤の受働土圧強度による。	
	基礎前背面	鉛直方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。	
	基礎側面	水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。	
		鉛直方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。	

（出典）道示 13.6.1, 表-解 13.6.1, p.423, H29.11.

6.5.6.7 レベル 2 地震動を考慮する設計状況における設計

<p>(1) レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態は、柱状体基礎と地盤を一体とした基礎全体系に対して、基礎本体及び地盤の非線形性を考慮して限界状態を定める。</p> <p>(2) 基礎本体及び地盤の非線形性を考慮して算出される柱状体基礎の応答変位が、基礎本体の降伏変位の制限値を超えない場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないものとみなす。</p> <p>(3) 基礎本体及び地盤の非線形性を考慮して算出される柱状体基礎の応答塑性率及び応答変位が、塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないものとみなす。</p> <p>(4) 上記(2)及び(3)に示す限界状態 1 及び限界状態 2 を満足する場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 3 を超えないとみなす。</p> <p>(5) 地盤反力度、変位及び基礎本体断面力は、基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出する。</p>
--

（出典）道示 11.9.1, p.369, H29.11.

道示 12.10.1, p.406, H29.11.

道示 13.9.1, p.431, H29.11.

- (1) レベル 2 地震動を考慮する設計状況では、柱状体基礎と地盤を合わせて一つの照査単位とし、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す

る。

(2) 基礎に塑性化を考慮しない場合、限界状態 1 及び限界状態 3 を超えないように設計する。

ケーソン基礎の場合、「道示 11.9.4」に規定される方法により算出される基礎の応答変位が、「道示 11.9.2」の規定により算出する基礎の降伏変位の制限値 y を超えない場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないものとする。

なお、降伏変位の制限値は、基礎の塑性化、地盤の塑性化または基礎の浮上りにより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ときの値とする。

鋼管矢板基礎の場合、「道示 12.10.4」に規定される方法により算出される基礎の応答変位が、「道示 12.10.2」の規定により算出する基礎の降伏変位の制限値 y を超えない場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないものとする。

なお、降伏変位の制限値は、鋼管矢板の塑性化または鋼管矢板の鉛直反力が上限値に達することにより、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ときの値とする。

連続地中壁基礎の場合、「道示 13.9.4」に規定される方法により算出される基礎の応答変位が、「道示 13.9.2」の規定により算出する基礎の降伏変位の制限値 y を超えない場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないものとする。

なお、降伏変位の制限値は、基礎の塑性化、地盤の塑性化または基礎の浮上りにより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ときの値とする。

(3) 基礎に塑性化を考慮する場合、限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないように設計する。

ケーソン基礎の場合、「道示 11.9.4」に規定される方法により算出される基礎の応答塑性率及び応答変位が、基礎の応答塑性率及び応答変位が「道示 11.9.3」に規定される塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないものとする。

鋼管矢板基礎の場合、「道示 12.10.4」に規定される方法により算出される基礎の応答塑性率及び応答変位が、基礎の応答塑性率及び応答変位が「道示 12.10.3」に規定される塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないものとする。

地中連続壁基礎の場合、「道示 13.9.4」に規定される方法により算出される基礎の応答塑性率及び応答変位が、基礎の応答塑性率及び応答変位が「道示 13.9.3」に規定される塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないものとする。

表 6.5.6.2 に塑性率の制限値及び変位の制限値を示す。

表 6.5.6.2 塑性率の制限値及び変位の制限値の目安

種別		制限値の目安
橋脚	塑性率	道示 式(解 11.9.3)により求まる値
	変位	0.02 rad 程度
橋台	塑性率	3 程度

(4) レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 または限界状態 2 を超えない場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 3 を超えないものとみなす。

表 6.5.6.3 にレベル 2 地震動を考慮する設計状況における柱状体基礎の照査項目を示す。

表 6.5.6.3 レベル 2 地震動を考慮する設計状況における柱状体基礎の照査項目

基礎全体系の限界状態 1 (基礎に塑性化を考慮しない設計)	基礎全体系の限界状態 2 (基礎に塑性化を考慮する設計)	基礎全体系の限界状態 3
<p>【柱状体基礎全体系】</p> <ul style="list-style-type: none"> 柱状体基礎の応答変位 F_y 基礎の降伏に至らない (下記、F_y、F_0のいずれか) 基礎本体の塑性化 基礎前面地盤の塑性化 (前面地盤の塑性領域率が 60%以上) 基礎底面の浮上り (基礎底面の浮上り面積率が 60%以上) 	<p>【柱状体基礎全体系】</p> <ul style="list-style-type: none"> 柱状体基礎の応答塑性率 (橋脚基礎) μ_{Fr} 「道示式(解 11.9.3)」により求まる値(塑性率の制限値) 柱状体基礎の応答変位 (基礎天端位置での回転角) $F_0 \leq 0.02 \text{ rad}$ 	<p>【柱状体基礎全体系】</p> <ul style="list-style-type: none"> 限界状態 1 もしくは限界状態 2 を超えないことで限界状態 3 を担保

(5) ケーソン基礎の場合、基礎本体及び地盤の非線形性は、「道示 11.9.4」の規定に基づき考慮する。基礎本体の曲げモーメント-曲率の関係 $M-\theta$ 及び材料の応力-ひずみ関係は、場所打ち杭に準じてモデル化する。

ただし、水平方向断面の曲げモーメントに対する照査を行う際に用いる曲げモーメント-曲率の関係 $M-\theta$ 、応力-ひずみの関係及び終局ひずみは、場所打ち杭に準じるのではなく、「道示 5.5.1」の規定に基づき定める。

また、基礎底面の地盤反力度の上限値は、「道示 11.5.2」に示される式(11.5.2)を用いて設定するが、支持層が岩盤の場合には、「道示 11.5.2」に示される表-11.5.4に示す鉛直地盤反力度の制限値を 2 倍した値を上限値とする。

鋼管矢板基礎の場合、基礎本体、継手管部及び地盤の非線形性は、「道示 12.10.4」の規定に基づき考慮する。設計計算は鋼管矢板の非線形性を考慮し、立体骨組解析が望ましいが、鋼管矢板の挙動は鋼管矢板 1 本ごとの曲げ剛性より井筒全体の剛性に支配されるため、仮想井筒ばりモデルにより行う。

ただし、仮想井筒ばりモデルを用いた場合、鋼管矢板の塑性化により基礎の降伏が決定される場合には、基礎の降伏以降の二次剛性は無視する。

なお、仮締切り兼用の鋼管矢板基礎の場合、仮締切り時の残留応力は無視する。

連続地中壁基礎の場合、基礎本体及び地盤の非線形性は、「道示 13.9.4」の規定に基づき考慮する。設計における基本的な考え方は、ケーソン基礎に準じて行う。

ただし、エレメント間の継手における曲げモーメント及びせん断力の制限値は、規定される値の 80%とするのがよい。

構造解析において、鉄筋の軸力と伸びの関係のように、降伏点を境に剛性が変化する非線形性の材料を取り扱う場合、バイリニアモデルが用いられます。

バイリニアモデルでは、図に示すように、原点から剛性の変化点(鉄筋の場合は降伏点)までの直線と、剛性の変化点以後の勾配が小さくなった直線の2本の線によって、構造物の荷重と変位の関係を表します。2本(バイ)の直線(リニア)で表現するため、「バイリニア」と呼ばれます。

バイリニアモデルは材料の非線形性を表すモデルとしてもっとも単純なものであるため、橋の部材では鉄筋コンクリート橋脚や鋼製橋脚、免震支承等のモデル化に使われています。これらのモデルを用いて、大地震の際に橋脚の降伏後の挙動や、免震支承による地震エネルギーの吸収効果が解析されます。

また、鉄筋コンクリート橋脚については、道示ではバイリニアモデルを使用することを基本としていますが、NEXCO 等ではさらにコンクリートのひび割れ点を剛性変化点として加え、3本の直線で表現した「トリリニアモデル」が使用されている場合もあります。

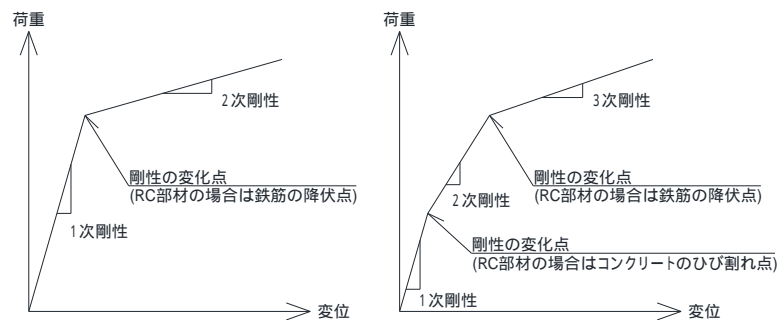


図 6.5.45 バイリニアモデル(左)・トリリニアモデル(右)

6.5.7 深礎基礎の設計

6.5.7.1 設計の基本

- (1) 地表面の傾斜が 10° 以上の斜面上において深礎工法により施工され、有効根入れ深さが基礎径に比較して大きな基礎構造物は、深礎基礎として設計する。
- (2) 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安定に関する照査では、基礎の変位の制限が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まり、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、限界状態1及び限界状態3を超えないことを照査する。
- (3) 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等の強度に関する照査では、地盤の特性を考慮して算出した断面力に対する抵抗に関して、限界状態1及び限界状態3を超えないことを照査する。
- (4) 偶発作用支配状況のうち、レベル2地震動を考慮する設計状況において、深礎基礎に生じる応答変位に関して、限界状態1及び限界状態3を超えないことを照査する。
- (5) 深礎基礎の荷重分担は、鉛直荷重を基礎底面の鉛直地盤反力で負担し、水平荷重を基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力で負担する。
- (6) 深礎基礎の形状寸法は、基礎上の下部構造躯体形状や寸法、基礎の安定並びに各部に発生する応力のほか、斜面の影響及び施工条件等を考慮して決定し、組杭深礎基礎の配列は、永続作用支配状況において過度に特定の深礎杭へ荷重が集中せず、出来る限り均等に荷重を受けると決定する。
- (7) 深礎基礎は、基礎底面を所要の支持力が得られる良質な支持層に根入れすると共に、水平方向には長期的に安定して存在し、かつ水平抵抗が期待できる設計上の地盤面に根入れする。

(出典) 道示 14.1, p.438, H29.11 . 道示 14.2, p.439, H29.11 .
道示 14.3, p.442, H29.11 . 道示 14.4, p.444, H29.11 .
道示 14.8, p.461, H29.11 .

- (1) 深礎工法とは、地下水位が低い比較的堅固な地盤において土留めを用いて地盤を掘削し、支持層の状況を目視等で直接確認し、気中と同様の施工条件及び施工管理にて鉄筋コンクリート構造の基礎を構築する工法である。土留め構造には、自立性が低い、または湧水のある地盤等で適用されるライナープレート等の土留め材を用いる場合と、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。深礎基礎には、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深礎基礎があり、本編では両者を対象とする。

なお、地表面が 10° 未満の斜面や水平地盤に設ける深礎基礎は、ケーソン基礎等の設計方法も参考とし、斜面上に設ける深礎基礎と同等の性能を確保する。

- (2) 深礎基礎の耐荷性能を満足させるための前提として、永続作用支配状況においては、橋の機能に影響を与えない程度に変位を制限することが求められており、基礎の変位の制限について照査を行う。

深礎基礎の鉛直荷重に対する照査では、地盤抵抗の塑性化を抑制して基礎の応答の可逆性を確保することを目的とし、深礎基礎の降伏支持力に基づく制限値を超えない場合には、支持に関する限界状態1を超えないとみなされる。また、降伏支持力は斜面の影響を考慮した地盤の極限支持力に基づき算定されるため、限界状態1を超えないとみなすことができれば、限界状態3を超えないとみなすことができる。

深礎基礎の水平荷重に対する照査では、従来の設計と同様に水平変位を指標とし、地盤抵抗の塑性化を抑制して基礎の応答の可逆性を確保することを目的とし、地盤から決まる杭の降伏水平変位に基づく制限値を超えない場合には、水平変位に関する限界状態1を超えないとみなされる。また、深礎基礎の水平変位が大きくなるほど抵抗力の増加割合が低下し、降伏点と終局点の関係も一定であるとみなせるため、限界状態1を超えないとみなすことが出来れば、限界状態3を超えないとみなすことが出来る。

- (3) 深礎基礎の部材照査については軸力、曲げモーメント及びせん断力に対する照査を行う。

軸力及び曲げモーメントに対する耐荷性能の照査は、限界状態1を超えないように部材の降伏曲げモーメント等に対して行い、限界状態1を超えないとみなすことができれば、限界状態3を超えないとみなすことができる。

せん断力に対しては、限界状態3を超えないようにせん断耐力等に対して行う。

なお、深礎基礎は鉄筋コンクリート構造であるため、耐荷性能の前提となる、疲労に対する耐久性能に関する照査を行う。

- (4) 偶発作用支配状況のうち、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態は、基礎と地盤を一体とした基礎全体系に対して定められ、安定照査と部材照査を区分せずに基礎と地盤をひとつの照査単位とし、照査単位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た照査を行う。

ただし、せん断力による杭の破壊については、基礎全体系の応答値の算出において考慮されないため、せん断破壊に対する照査を行う。

なお、深礎基礎は基礎に塑性化を考慮しないため、限界状態1及び限界状態3を超えないことを照査する。

図6.5.4.6に深礎基礎を有する橋脚の標準的な設計計算フローを、表6.5.6.4から表6.5.6.7に深礎基礎における照査の概要及びを示す。

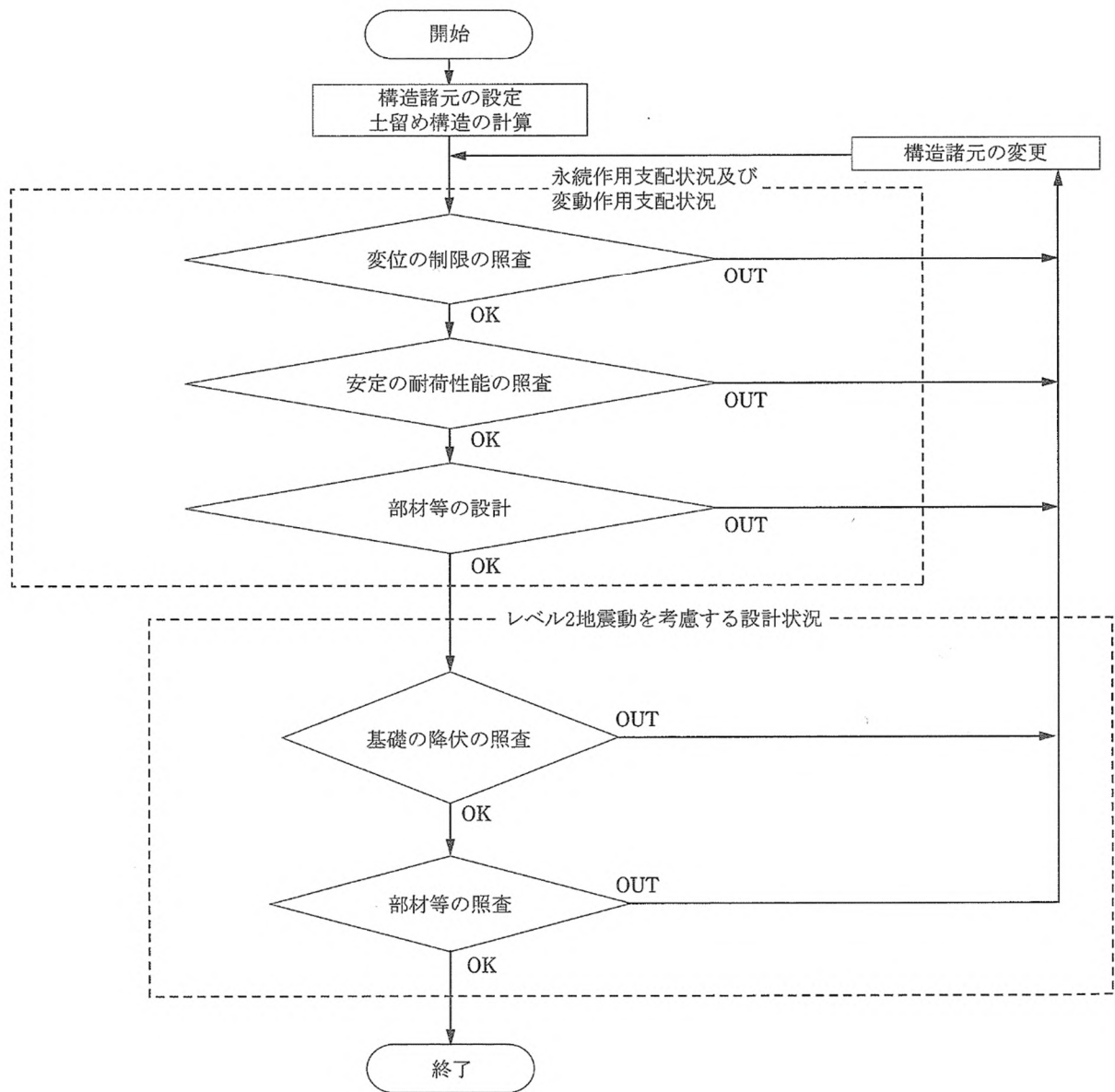


図 6.5.46 橋脚の深礎基礎の設計計算フロー
 (出典) 道示 14.2, 図-解 14.2.1, p.440, H29.11.

表 6.5.6 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照査

照査 ¹		作用力等			
		鉛直荷重	水平荷重	上部構造から決まる変位 ³	
永続作用支配状況における変位の制限	照査に用いる工学的指標	基礎底面の鉛直地盤反力度	設計上の地盤面位置における水平変位	適切な位置における変位	
	照査意図	沈下の抑制	水平変位の抑制	上部構造に影響を与える変位の抑制	
永続作用支配状況及び変動荷重作用状況における耐荷性能	限界状態 1	照査に用いる工学的指標	基礎底面地盤の鉛直支持力度(降伏鉛直支持力度)等	設計上の地盤面位置における水平変位(基礎の降伏水平変位)	-
		照査意図	鉛直地盤抵抗の塑性化の抑制(基礎の応答の可逆性の確保)等	水平地盤抵抗の塑性化の抑制(基礎の応答の可逆性の確保)等	-
	限界状態 2	照査に用いる工学的指標	- ²	- ²	-
		照査意図	地盤の支持力の喪失防止	地盤の水平抵抗力の喪失防止等	

1: 部材照査(耐荷性能の照査、耐久性能の照査等)は別途実施

2: 限界状態 1 の照査で担保

3: 上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合に実施

表 6.5.6 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照査

照査		作用力 ¹		
		軸力・曲げモーメント	せん断力	
永続作用支配状況における変位の制限	照査に用いる工学的指標	-	コンクリートのせん断応力度 ⁴	
	照査意図	-	耐荷性能の前提となる構造の確保	
永続作用支配状況及び変動荷重作用状況における耐荷性能	限界状態 1	照査に用いる工学的指標	曲げモーメント (降伏曲げモーメント)	
		照査意図	部材抵抗の可逆性の確保	
	限界状態 3	照査に用いる工学的指標	- ³	せん断力
		照査意図	部材抵抗の喪失防止	

1：必要に応じてねじりモーメント等の照査

2：限界状態 3 の照査で担保

3：限界状態 1 の照査で担保

4：「道示 5.2.7」に従い、変動作用支配状況に対しても照査

表 6.5.6 6 レベル 2 地震動を考慮する設計状況における照査

照査		基礎全体系の照査 ¹	
レベル 2 地震動を考慮する設計状況における耐震性能の照査	限界状態 1	照査に用いる工学的指標	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (基礎の降伏変位)
		照査意図	基礎全体系の挙動の可逆性の確保
	限界状態 3	照査に用いる工学的指標	- ²
		照査意図	基礎の抵抗力の喪失防止

1：深礎基礎本体のせん断力等の部材照査を別途実施

2：限界状態 1 の照査で担保

表 6.5.67 耐久性能の照査

照査		作用力	
		軸力・曲げモーメント	せん断力
疲労	照査に用いる工学的指標	コンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力度	鉄筋の引張応力度
	照査意図	疲労損傷の防止等	

：「道示 6.3.2(2)」に規定する作用の組合せに対する耐久性能に対する照査
疲労のほか、鋼材の腐食に対しても照査

- (5) 深礎基礎の土留め構造としてライナープレート等の土留め材を用いる場合、深礎基礎に作用する鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させ、水平荷重は基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力及び(7)項に示す設計上の地盤面から下方における前面地盤の水平地盤反力で抵抗させる。

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による土留め構造を用いる場合、これらの土留め構造が地山と密着した一定以上の厚さを有する円環として構築されるため、基礎側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力を考慮する。

ただし、基礎周面地盤のせん断地盤反力を期待するような土留め構造を採用にあたっては、基礎周面地盤の自立性の評価が重要であることに留意する。

- (6) 深礎基礎の基礎径は、柱状体深礎基礎の場合には、下部構造躯体の剛性に対して十分な大きさを有することが必要であるため、5 m 以上とする。また、組杭深礎基礎の場合には、施工時の安全性及び施工効率の向上を考慮して 2.5 m 以上とするが、荷重規模が小さい場合等、基礎径を 2.5 m とすると著しく合理性に欠ける場合には、基礎径を 2.0 m としてもよい。

なお、深礎基礎の設計径は土留め構造により異なり、図 6.5.50 のとおりとする。また、設計計算にあたっては、土留め構造内側の基礎径を安定計算及び断面計算に用いる設計径とする。

ただし、ライナープレートを土留め材に用いる場合、安定計算ではライナープレートの軸線に対する径である公称径を設計径とする。

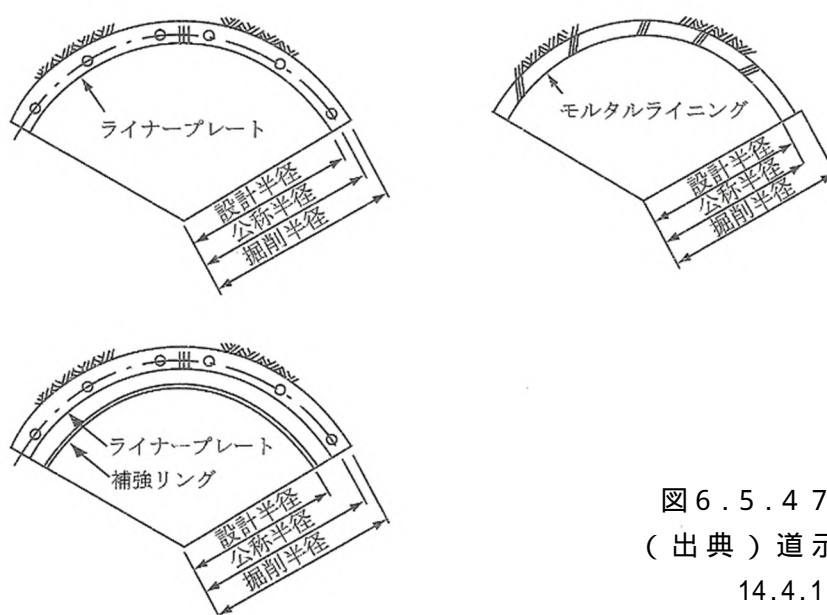


図 6.5.47 深礎基礎の設計径
(出典) 道示 14.4, 図 - 解
14.4.1, p.444, H29.11.

深礎基礎本体の断面形状は、設計計算モデルや掘削時の土留め構造の構造性等を考慮した円形とする。

深礎基礎の有効根入れ深さは、基礎本体の曲げ剛性や地盤抵抗等、安定計算の前提を満足させるため、基礎径と同程度以上とする。

ただし、有効根入れ深さは施工時の安全性を考慮して決定することが必要であり、施工実績では 30m 程度までである。

深礎基礎の配列にあたり、複数の深礎杭をフーチングで剛結とした組杭深礎基礎の場合、周辺地盤からの作用を受けた場合の抵抗力や変位の抑制に優れていることが確認されているため、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。

ただし、橋脚の基礎構造に柱状体深礎基礎を採用する場合、複数列の組杭構造以上の抵抗力等を有していることが確認されているため、組杭構造として複数列化する必要はない。

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場合、深礎杭の最小間隔は隣接する基礎を斜面で施工することを考慮し、杭径の 2 倍程度とする。

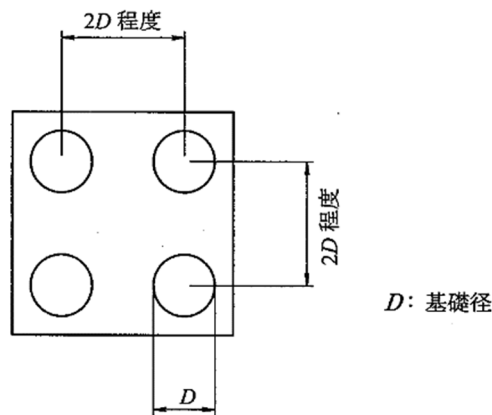


図 6.5.48 組杭深礎基礎の深礎杭の最小中心間隔

(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図- .1.4, p.73, H24.4 .

また、深礎杭の中心からフーチング縁端までの距離は、「道示 10.8.7」の規定に準じ、図 6.5.49 に示すとおり杭径の 1 倍とする。

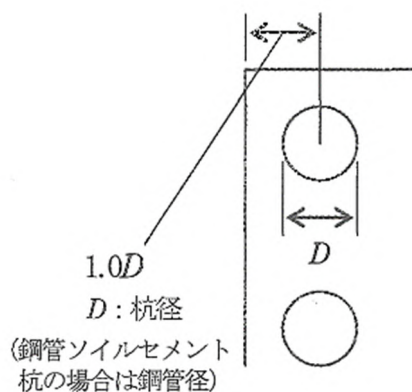


図 6.5.49 組杭深礎基礎の深礎杭のフーチング縁端距離

(出典)「道示 10.8.7, 図-解 10.8.8, p.289, H29.11 .」を修正

なお、深礎基礎は、孔口部周辺を孔口コンクリート等で固定して施工し、杭位置の施工誤差が小さく、フーチング縁端距離も確実にとれるため、掘削量を少なくすること等を考慮して、深礎杭とフーチング縁端までの距離を縮小する場合もある。このような場合には、深礎杭とフーチングの接合部の照査を行うことが必要である。

組杭深礎基礎を用いた段差フーチングの場合、深礎杭に生じる押込み力によるフーチングの抵抗範囲を考慮し、深礎杭の縁端距離はフーチング外側面に対して確保することを基本とし、フーチング形状は図6.5.50による。

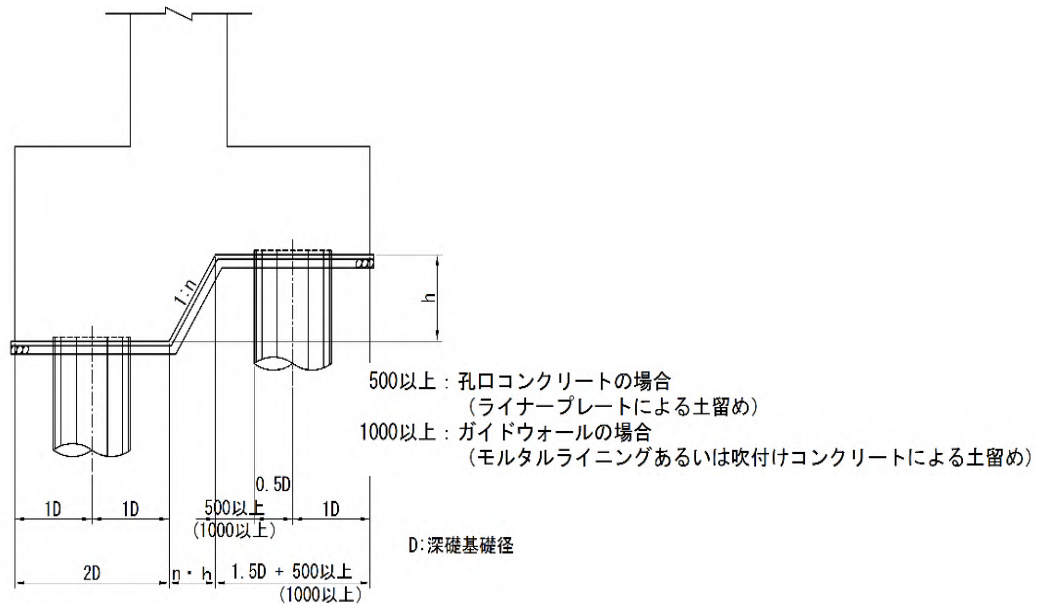


図6.5.50 組杭深礎基礎を用いた段差フーチングの基礎配置

- (7) 斜面上の深礎基礎は、基礎底面を所要の支持力を得ることのできる良質な支持層に支持することで、鉛直荷重に対して抵抗する。また、水平方向については基礎前面の地盤抵抗を期待するが、斜面上であることを考慮し、長期的に安定した地盤に根入れすることが必要であるが、岩盤中に基礎を設置するような場合も含め、過度に水平抵抗に依存することは避ける。

支持層は傾斜等の地層構造や地盤特性を調査により十分把握して決定する。また、支持層は岩盤であることが想定されるが、岩盤は土砂に比べて、塑性化後のせん断強度等の性状が複雑であるため、岩の調査を十分に行い、慎重に地盤条件を設定する。

斜面上の深礎基礎の設計においては、設計上の地盤面をどの位置に設定するかによって、その結果が大きく異なるため、十分な検討が必要である。

設計上の地盤面の決定は、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、下記に示す方法による。

表層土の強度及び地盤構成、周辺地帯での崩壊の有無、地下水位の状況等について調査を行い、十分に安定していると判断される層を設計上の地盤面として設定する。

地盤調査結果等に基づく地盤定数を用いた斜面の安定計算を行い、必要な安全率を確保できる地盤面を設計上の地盤面として設定する。この安全率 F_s としては、永続作用支配状況及び変動作用支配状況のうち、地震の影響を考慮しない設計状況において $F_s = 1.5$ 、変動作用支配状況のうち、地震の影響を考慮する設計状況において $F_s = 1.2$ とする。

この際の設計水平震度は、「道示」で規定するレベル1地震動の地盤面における設計水平震度 k_{hg} とする。また、偶発作用支配状況のうち、レベル2地震動を考慮する設計状況における設計地盤面は、レベル1地震動において安定性が担保される地盤面と同じとする。

設計上の地盤面以浅の土砂に起因して深礎基礎に作用する土圧は、荷重として作用するものとして、基礎径の3倍を作用幅とする主動土圧を考慮する。

なお、組杭深礎基礎において隣接する深礎杭の中心間隔が基礎径の3倍以下の場合には、深礎杭間隔とする。

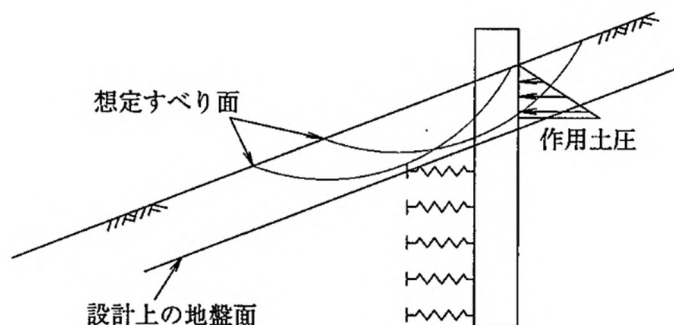


図6.5.5.1 設計上の地盤面

(出典)斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図- .1.5 ,p.75 ,H24.4 .

6.5.7.2 地盤反力係数

- (1) 設計に用いる地盤反力係数は、室内あるいは原位置での試験を行って求めた基本値に対して、斜面の傾斜や隣接基礎の影響を考慮して求める。
- (2) 設計に用いる地盤反力係数をその他の地盤調査の結果より推定する場合、類似の地盤での試験結果等を参考とし、総合的な判断を行う。

- (1) 斜面上の深礎基礎が対象とする地盤は、一般的に岩盤がその対象となる。設計に用いる地盤反力係数の基本となる岩盤の変形係数は、風化や亀裂等の影響を受け易いため、室内試験や原位置での孔内水平載荷試験の実施により求める。

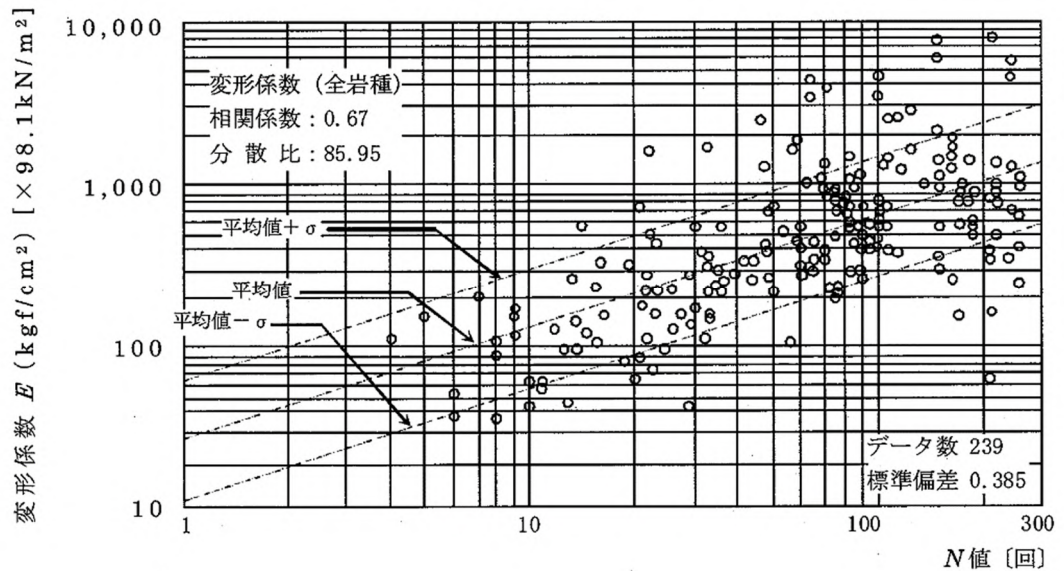
求めた変形係数に対して、斜面の傾斜や隣接基礎の影響を「斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 2-3 地盤反力係数及び地盤反力係数の上限値」を参考に考慮する。

- (2) やむを得ず岩盤の変形係数を推定により求める場合、換算 N 値 300 回程度までの軟岩は、図 6.5.5.5 に示される換算 N 値(= 50 回 × 300(mm) / 50 回打撃回数時の貫入量(mm) 300) との相関関係に基づき推定を行う。

なお、図 6.5.5.2 により変形係数を推定した場合、地盤反力係数の補正值 の値は、下記のとおりとする。

- ・作用の組合せに地震の影響を含まない場合 : = 4
- ・作用の組合せに地震の影響を含む場合 : = 8

その他の岩盤の場合、「斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 参考資料, 6. 岩盤の地盤定数の測定例」に示される「表-参.6.3 変形係数の測定例」を参考値として扱うことを前提に変形係数を求める。



$$\text{変形係数 } E (\text{平均値}) = 27.1 \cdot N^{0.69} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1 \text{ kN/m}^2]$$

図 6.5.5 2 岩の変形係数の測定例

(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図-参.6.4, p.221, H24.4.

6.5.7.3 深礎基礎の変位の制限*

- (1) 永続作用支配状況における深礎基礎に対して、基礎頂部に作用する鉛直荷重によって生じる沈下及び水平荷重によって生じる水平変位を抑制するため、深礎基礎の変位の制限の照査を行う。ただし、上部構造から決まる変位が定められる場合には、その照査も行う。
- (2) 深礎基礎に作用する鉛直荷重に対しては、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ことを照査する。
- (3) 深礎基礎に作用する水平荷重に対しては、設計上の地盤面位置における基礎の水平変位が基礎の水平変位の制限値を超えないことを照査する。

(出典) 道示 14.5.1, p.445, H29.11.

- (1) 深礎基礎の変位の制限に対する照査は、永続作用支配状況について行うものとし、照査にあたっての作用の組合せは、「本手引き 6.5.1 基礎構造の設計に関する基本事項 (1)」項に示す作用の組合せによる。

また、上部構造における設計の前提との関係から変位の制限値が別途定められる場合、その制限値を超えないことを照査する。

- (2) 深礎基礎の場合、ケーソン基礎等の柱状体基礎と同様に基礎平面形状が大きく、地盤の極限支持力度は沈下量と関係づけられないため、基礎の過大な沈下を避けることを目的として、支持力照査とは別に制限値を設定して照査を行うことが必要である。

深礎基礎に作用する鉛直荷重に対する照査は、ニューマチックケーソン基礎と同様の考えに基づき「道示 11.5.1 (2)」項により、支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には「表-11.5.1」、支持層が岩盤の場合には「表-11.5.2」に示される基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値により照査する。

表 6.5.6 8 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値

地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)	備考
砂	48 · D _f + 400 (2,000)	D _f : 基礎の有効根入れ
砂れき	48 · D _f + 700 (2,500)	

(出典) 道示 表-11.5.1, P.326, H29.11 .

表 6.5.6 9 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値

岩盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)
軟岩	2,000
硬岩	2,500

(出典) 道示 表-11.5.2, P.326, H29.11 .

- (3) 深礎基礎に作用する水平荷重により基礎に生じる過大な水平変位を避けることを目的に、基礎頂部に作用する水平荷重に対する耐荷性能の照査とは別に制限値を設けて照査を行うことが必要である。

柱状体基礎の水平変位に関する照査位置は設計上の地盤面位置とし、水平荷重に対する制限値は、柱状体基礎の水平変位を指標として、表 6.5.5 3 にその値を示す。

なお、橋台基礎杭については、橋台が抗土圧構造物であり地盤のクリープ変形や背面土の沈下等の影響により変位が増加することを防ぐため、橋脚基礎杭と同等あるいは厳しい値としている。

6.5.7.4 鉛直荷重に対する支持の照査*

- (1) 深礎基礎の鉛直荷重に対する照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において (3) 項を満足することで、深礎基礎の鉛直荷重に対する限界状態 1 を超えないものとみなす。
- (2) 深礎基礎の鉛直荷重に対する限界状態 1 を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、深礎基礎の鉛直荷重に対する限界状態 3 を超えないものとみなす。
- (3) 深礎基礎の基礎底面の鉛直地盤反力度が、深礎基礎の基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値の制限値を超えないことを照査する。

(出典) 道示 14.5.2, p.446, H29.11 .

道示 14.5.3, p.449, H29.11 .

- (2) 限界状態 1 の特性値である、地盤から決まる降伏鉛直支持力度の特性値 q_y と限界状態 3 の特性値である、地盤から決まる極限鉛直支持力度の特性値 q_u との間には、概ね 0.65 倍となる定量的な関係が認められるため、限界状態 1 に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる場合、限界状態 3 に対しても所要の信頼性をもって超えないとみなすことができるため、限界状態 1 の照査を行うことで限界状態 3 の状態を担保する。

- (3) 深礎基礎において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支持力度の制限値 q_{yd} は、「道示 11.5.2」に示される式 (11.5.2) により算出する地盤から決まる基礎底面地盤の鉛直地盤支持力度の特性値 q_d に斜面の影響等を低減係数 β により考慮した基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値 q_{sd} に 0.65 を乗じて算出され

る特性値 q_y に対して、調査・解析係数 α_1 及び抵抗係数 α_y を考慮し、「道示 11.5.2」に示される式 (11.5.1) に基づき算出する。

各係数については、表 6.5.10 のとおりとする。

なお、斜面の影響等は基礎径が 2 m ~ 15 m 程度で有効根入れ深さが基礎径以上の深礎基礎で、地表面の傾斜角 50° 以下の支持層となりうる斜面上に位置する場合、基礎前面での設計上の地盤面の傾斜角 α から下図により低減係数 α_B を求める。

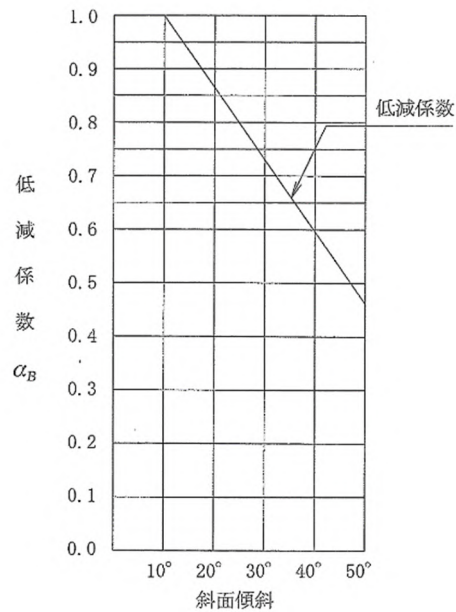


図 6.5.53 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の低減係数

(出典) 道示 14.5.2, 図-14.5.1, p.447, H29.11.

深礎基礎において岩盤を支持層とする場合、基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 q_{yd} は、「道示 14.5.2」に示される表-14.5.1 に示される値とする。

表 6.5.70 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値

岩盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)
軟岩	3,000
硬岩	3,750

6.5.7.5 水平荷重に対する抵抗の照査*

- (1) 深礎基礎に作用する水平荷重に対する照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において(3)項を満足することで、深礎基礎に作用する水平荷重に対する抵抗の限界状態1を超えないものとみなす。
- (2) 深礎基礎に作用する水平荷重に対する抵抗の限界状態1を超えないとみなせる状況の場合、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、深礎基礎の水平荷重に対する抵抗の限界状態3を超えないものとみなす。
- (3) 深礎基礎において、設計上の地盤面位置において杭に生じる水平変位が、水平変位の制限値を超えないことを照査する。

(出典) 道示 14.5.4, 11.5.5, p.449, H29.11.

- (1) 深礎基礎の水平荷重に対する抵抗については、設計上の地盤面位置での水平変位を工学

的指標としたうえで、設定された深礎基礎の降伏変位以下とすることで、地盤抵抗の塑性化を抑制し、基礎の応答の可逆性が確保されるものとする。

- (2) 深礎基礎の水平載荷試験では、水平変位の増加とともに水平抵抗力が増加するが、変位が大きくなるほど抵抗力の増加割合は低下し、この関係は降伏点と終局点との関係も一定であるとみなせることから、限界状態1に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる場合、限界状態3に対しても所要の信頼性をもって超えないとみなすことができるため、限界状態1の照査を行うことで限界状態3の状態を担保する。
- (3) 橋脚基礎の場合、深礎基礎の水平荷重に対する水平変位の制限値 d_d は、構造条件及び施工方法等を考慮したうえで、基礎の応答の可逆性が担保される範囲で設定される深礎基礎の降伏水平変位の特性値 d_y により、調査・解析係数 α_1 及び抵抗係数 α_y を考慮し、「道示 10.5.6 式(10.5.8)」により算出する。

なお、調査・解析係数 α_1 は、地盤調査方法の推定精度等の違いが水平変位の大きさに影響することから、地盤調査方法や地盤条件に応じた値を設定する。

各係数については、「道示 表-解 10.5.5」に示される値とし、表 6.5.24 のとおりとする。

ここに、表中の標準貫入試験に加え室内土質試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合とは、室内試験結果のみから単純に地盤の変形係数を算出するのではなく、必要に応じて標準貫入試験等の結果を踏まえたうえで、当該地盤に対して適切な変形係数を設定する。

また、深礎基礎の降伏水平変位の特性値 d_y は、柱状体基礎の応答の可逆性が担保される範囲として基礎形式、施工方法及び地盤条件によらず一律に基礎幅の5%とする。

橋台基礎の場合、深礎基礎の水平荷重に対する水平変位の制限値 d_d は、偏土圧による過度な変位を抑制するため、最小 15 mm、最大 50 mm の範囲で基礎幅の1%とする。

水平変位の照査位置は、設計上の地盤面が基礎天端以下の場合には設計上の地盤面、設計上の地盤面が基礎天端より上の場合には、基礎天端位置とする。

6.5.7.6 地盤反力度、変位及び断面力の計算*

- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における柱状体基礎の地盤反力度、変位及び断面力は、荷重分担、斜面の影響も含めた地盤条件、構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出する。
- (2) 組杭深礎基礎及び柱状体深礎基礎の場合、基礎本体を弾性体とし、地盤抵抗を「道示 14.6.2」に規定する地盤反力係数及び「道示 14.6.3」に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価を行い、地盤反力度、変位及び断面力を算出する。
- なお、組杭深礎基礎の場合、深礎杭とフーチングが剛結されたラーメン構造としてモデル化する。

(出典) 道示 14.6.1, p.450, H29.11.

- (1) 柱状体深礎基礎の設計計算は、斜面の影響を考慮したうえでケーソン基礎に準じてモデル化を行い、組杭深礎基礎の設計計算は、深礎杭を柱状体深礎基礎と同様にモデル化し、フーチングにより接合したラーメンモデルとしてモデル化とする。

ただし、基礎の回転により基礎底面での浮上りや引抜きが生じた場合、浮上り部では鉛直地盤反力及びせん断地盤反力を考慮できない。

また、斜面との位置関係や深礎杭長の違いにより、荷重分担等において著しくバランス

に欠ける基礎となることも想定される。このような場合、過度の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設計を行うことが必要であるため、各杭列が負担する荷重を基礎に作用する全荷重を杭列数で除した平均値を下限値とする等の配慮を行う。

(2) 深礎基礎の場合、「道示 14.6」の規定に基づき地盤反力度、変位及び各部材の断面力を算出する。

地盤反力度、変位及び各部材の断面力は、基礎の耐力や大変形時の挙動を算出にあたっては、地盤抵抗及び基礎の非線形性の影響が無視できなくなるため、組杭深礎基礎も含めて1本の柱状体としてモデル化を行い、地盤抵抗としては6種類の要素を考慮する。

なお、基礎底面の鉛直地盤抵抗については、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において弾性範囲内に留めることから、レベル2地震動とは異なり地盤抵抗は線形とする。

表6.5.7.1に設計計算モデルの概要、図6.5.5.4に解析モデル図を示す。

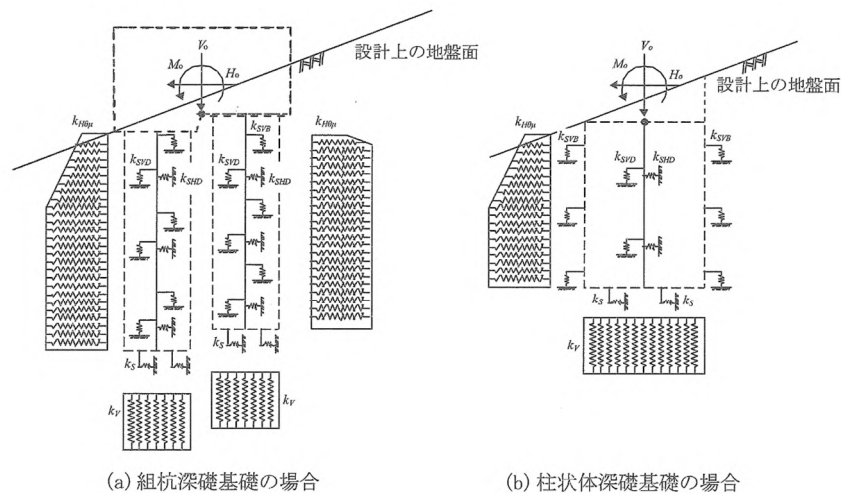
表6.5.7.1 深礎基礎の設計計算モデルの概要

			永続作用支配状況及び変動作用支配状況	レベル2地震動を考慮する設計状況
基礎本体(剛体)			・線形	・曲げ剛性の低下を考慮
地盤抵抗要素	基礎底面	鉛直方向地盤抵抗	・線形	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大鉛直支持力による。
		水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大せん断抵抗力による。	
	基礎前面	水平方向地盤抵抗	・バイリニア型 ¹ ・上限値は抵抗領域の3次元的な広がりを考慮した基礎前面地盤の受働土圧強度による。	
	基礎前背面	鉛直方向せん断地盤抵抗 ²	・バイリニア型 ¹ ・上限値は最大周面摩擦力による。	
	基礎側面	水平方向せん断地盤抵抗 ²	・バイリニア型 ¹ ・上限値は最大周面摩擦力による。	
		鉛直方向せん断地盤抵抗 ²	・バイリニア型 ¹ ・上限値は最大周面摩擦力による。	

1: 硬岩の場合、岩のピークせん断強度とピーク強度に達した後の強度低下の影響を考慮できるモデルとする。

2: モルタルライニングや吹付けコンクリートのように基礎周辺地盤のせん断抵抗を期待できる土留め構造を用いる場合に考慮することができる。

(出典) 道示 14.6.1, 表-解 14.6.1, p.451, H29.11.



k_{H0u} : 基礎前面の水平方向地盤反力係数
 k_S : 基礎底面のせん断地盤反力係数
 k_V : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数

k_{SYB} : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数
 k_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数
 k_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数

図 6.5.5.4 深礎基礎の解析モデル

(出典) 道示 14.3, 図-解 14.3.1, p.443, H29.11.

6.5.7.7 部材及び接合部の設計*

- (1) 深礎基礎の部材及び接合部は、完成後に橋脚柱又は橋台豎壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造とする。
- (2) 深礎基礎本体の杭体部材の照査は、鉄筋コンクリート構造部材として耐荷性能及び疲労に対する耐久性能について照査を行う。
- (3) 組杭深礎基礎における深礎杭とフーチングとの接合部は剛結とみなせる構造とし、一方の部材が限界状態 3 に達したときの断面力も含め、部材相互の断面力を確実に伝達できる構造とする。
- (4) 柱状体深礎基礎における橋脚柱又は橋台豎壁との接合部は、下部構造躯体からの荷重を深礎基礎本体へ確実に伝達できるような構造とする。

(出典) 道示 14.7, p.458, H29.11.

- (2) 深礎基礎本体の杭体部に作用する軸力と曲げモーメントに対する照査は、「道示 5.5.1 式(5.5.1)」により算出される、軸力及び曲げモーメントが作用する鉄筋コンクリート構造における部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 M_{yd} を超えない場合、限界状態 1 を超えないものとする。

曲げモーメント及び軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材に対する、限界状態 1 における制限値の算出にあたり、降伏曲げモーメントの特性値 M_{yc} に乗じる調査・解析係数 γ_1 及び抵抗係数 γ_y の値を表 6.2.5 に示す。

また、「道示 5.7.1 式(5.8.1)」により算出される、軸力及び曲げモーメントが作用する鉄筋コンクリート構造における部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 M_{ud} を超えない場合、限界状態 3 を超えないものとする。

曲げモーメント及び軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材に対する限界状態 3 に対する制限値の算出にあたり、破壊抵抗曲げモーメントの特性値 M_{uc} に乗じる調査・解析係数 γ_1 、部材・構造係数 γ_2 及び抵抗係数 γ_u の値を表 6.2.6 に示す。

深礎基礎本体の杭体部に作用するせん断力に対する照査は「道示 5.5.2 及び 5.7.2」に従って行い、限界状態 3 に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる状況の場合、せん断力に対する耐荷性能の照査における限界状態 1 に対しても所要の信頼性をもって超えないものとみなせるため、限界状態 3 の照査を行うことで限界状態 1 の状態を担保する。

なお、疲労に対する耐久性能の照査は地下水位以浅の場合、「道示 表-6.3.1」の規定に従い、また、地下水位以深の場合、「道示 6.3」の規定に従うものとして、地下水位の位置に応じた鉄筋の引張応力度の制限値は、表 6.5.7.2 に示す値とする。照査に用いる作用の組合せは、「道示 6.3.2 式 (6.3.1)」による。

なお、深礎基礎の断面計算は、「本手引き 6.5.7.1 設計の基本」に示した設計径により行う。

表 6.5.7.2 疲労の影響を考慮した場合の鉄筋の引張応力度の制限値

部材の種類	SD345	SD390	SD490
水中又は地下水位以浅に設ける鉄筋コンクリート部材の制限値 (N/mm ²)	180		
水中又は地下水位以深に設ける鉄筋コンクリート部材の制限値 (N/mm ²)	160		

(出典) 道示 6.3, 表-6.3.1, p.88, H29.11.

- (3) 組杭深礎基礎のフーチングは、段差フーチングのような複雑な形状となることがあり、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立しないことも考えられる。

したがって、実構造物の構造条件を考慮した深礎杭とフーチングをはり部材としたラーメン構造モデルにより設計する。また、斜面との位置関係や杭長の相違等により深礎杭の荷重分担が異なる場合には、立体ラーメン構造モデルで解析等を行い、適切に断面力を算出する。

組杭深礎基礎の深礎杭とフーチングの接合部は、深礎杭頭部に作用する押込み力、引抜き力、水平力及び曲げモーメントに対して安全であることを照査するが、深礎杭とフーチングをラーメン構造でモデル化した場合、フーチング端部に配置される最外縁の深礎杭に対する鉛直及び水平方向の押抜きせん断力について検討することによりよい。

また、組杭深礎基礎の深礎杭の軸方向鉄筋のフーチングへの定着は、鉄筋コンクリート部材どうしの接合となることから、必要となる長さ (基礎径/2 + 定着長) 以上をフーチング下面から確保する。

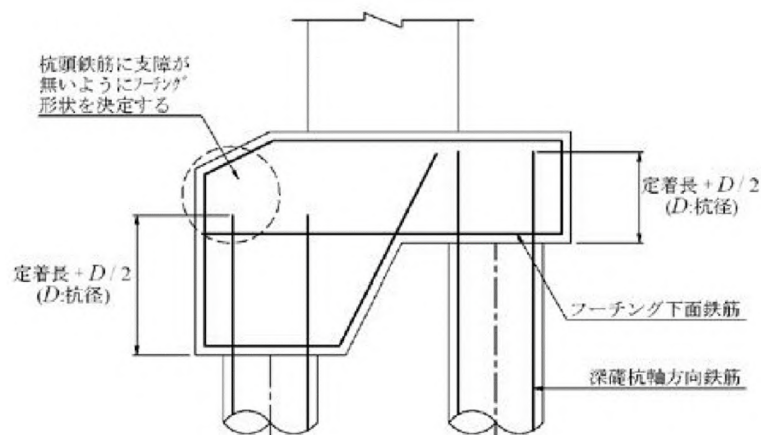


図 6.5.5.5 組杭深礎杭のフーチングへの定着

(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図- 2.30, p.127, H24.4.

(4) 柱状体深礎基礎と下部構造躯体との接合部の構造概念図を図 6.5.5.6 に示す。

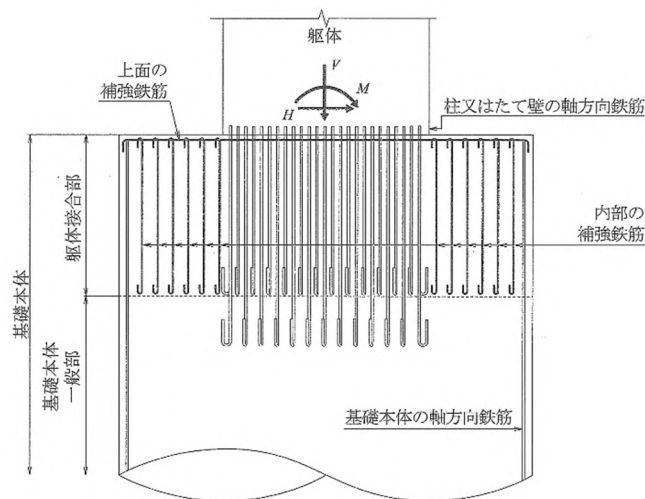


図 6.5.5.6 柱状体深礎基礎と下部構造躯体との接合部

(出典) 道示 14.7.3, 図-解 14.7.1, p.460, H29.11.

躯体接合部の厚さは、「道示 14.7.3 式(解 14.7.1)」に示されるように、下部構造躯体の軸方向鉄筋に対して所定の定着長を確保すると共に、基礎本体の軸方向鉄筋に対しても所定の定着長を確保するように決定する。

なお、躯体接合部に対する下部構造躯体の軸方向鉄筋の定着長は、「道示 5.2.7」に規定される式(5.2.1)による鉄筋の定着長に下部構造躯体の短辺方向長さの 1/2 を加えた値以上とする。基礎本体の軸方向鉄筋の定着長は、「道示 5.2.7 式(5.2.1)」による鉄筋の定着長以上とする。

躯体接合部の配筋は、躯体軸方向鉄筋の周辺コンクリートに生じるひび割れやせん断破壊の防止を目的とした補強鉄筋を配置する。接合部補強鉄筋は表 6.5.7.9 及び図 6.5.5.7 に示すように、接合部内部へ躯体直下を除く深礎基礎本体断面積の 0.2%程度の鉛直補強鉄筋を配置し、接合部上面へ 1 m²あたり 500mm²程度の補強鉄筋、一般には D16

@300mm 程度を配置する。

なお、上記の補強鉄筋配置は、軸方向鉄筋として材質 SD345 の鉄筋を D51@150mm 2 段配筋での解析に基づいており、この解析条件までの軸方向鉄筋量や鉄筋材質には適用可能である。

ただし、躯体軸方向鉄筋へ降伏点の高い鉄筋を用いる場合には、個別に解析等を行い、補強鉄筋量等を決定することも考慮する。

表 6.5.7.3 接合部に配置する補強鉄筋

補強箇所	配筋例
接合部内部	基礎本体の断面積の 0.2 %
接合部上面	1 m ² あたり 500 mm ²

躯体直下の部分を除く

(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧 ,

表 - .2.18, p.131, H24.4.

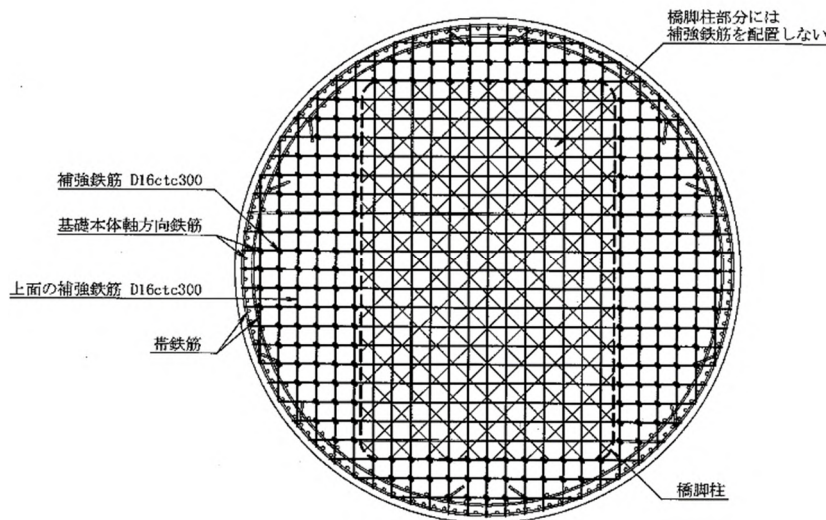


図 6.5.5.7 躯体接合部補強鉄筋の平面配置例

(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧 , 図 - .2.35, P.131, H24.4

躯体軸方向鉄筋の定着構造は、躯体の軸方向鉄筋の定着位置が一断面に集中しないように、軸方向鉄筋を 1 本おきに長さを変えて、鉄筋端部を高さ方向に千鳥状に配置し、その端部の高さ方向の間隔を 1m 程度以上あるいは鉄筋径の 25 倍以上離して配筋する。

配置する躯体軸方向鉄筋端部のフック形状は、躯体接合部のコンクリートの充填性に留意し、半円形フックとする。

ただし、躯体軸方向鉄筋に SD490 を用いた場合、半円形フックが使用できないため、直角フックとしたうえで、鉄筋の組立て方法を工夫してコンクリートの充填性に配慮する

6.5.7.8 レベル2地震動を考慮する設計状況における設計

- (1) レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態は、柱状体基礎と地盤を一体とした基礎全体系に対して、基礎本体及び地盤の非線形性を考慮して限界状態を定める。
- (2) 基礎本体及び地盤の非線形性を考慮して算出される柱状体基礎の応答変位が、基礎本体の降伏変位の制限値を超えない場合、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態1を超えないものとみなす。
- (3) 上記(2)に示す限界状態1を満足する場合、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態3を超えないとみなす。
- (4) 地盤反力度、変位及び基礎本体断面力は、基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出する。

(出典) 道示 14.8.1, p.461, H29.11.

- (1) レベル2地震動を考慮する設計状況では、深礎基礎と地盤を合わせて一つの照査単位とし、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する。
照査にあたっては、「道示 14.8」に示される規定の他、「斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 3.レベル2地震動に対する照査」を参考に行う。
- (2) 深礎基礎は、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等、塑性化後の挙動について不確実な事項が多いため、基礎の降伏までの状態に留めるように限界状態1及び限界状態3を超えないように設計する。
深礎基礎の場合、「道示 14.8.2」に規定される方法により算出される基礎の応答変位が、「道示 14.8.2」の規定される基礎の降伏変位の制限値 y を超えない場合、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態1を超えないものとする。
なお、降伏変位の制限値は、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作用位置での水平変位が急増し始めるときの値とする。
- (3) レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態1を超えない場合、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態3を超えないものとみなす。

表6.5.7.4にレベル2地震動を考慮する設計状況における杭基礎の照査項目を示す。

表6.5.7.4 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項目

基礎全体系の限界状態1 (基礎に塑性化を考慮しない設計)	基礎全体系の限界状態3
<p>【深礎基礎全体系】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・深礎基礎の応答変位 F_y ・基礎の降伏に至らない (下記、σ、τのいずれか) 基礎本体の塑性化 基礎前面地盤の塑性化 (前面地盤の塑性領域率が60%以上) 基礎底面の浮上り (基礎底面の浮上り面積率が60%以上) 	<p>【深礎基礎全体系】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・限界状態1を超えないことで限界状態3を担保

(4) 基礎本体及び地盤の非線形性は、「道示 11.9.4」の規定に基づき考慮する。基礎本体の曲げモーメント-曲率の関係 $M-\theta$ 及び材料の応力-ひずみ関係は、場所打ち杭に準じてモデル化する。

ただし、水平方向断面の曲げモーメントに対する照査を行う際に用いる曲げモーメント-曲率の関係 $M-\theta$ 、応力-ひずみの関係及び終局ひずみは、場所打ち杭に準じるのではなく、「道示 5.5.1」の規定に基づき定める。

また、基礎底面の地盤反力度の上限値は、「道示 11.5.2 式(11.5.2)」を用いて設定するが、支持層が岩盤の場合には、「道示 11.5.2」に示される表-11.5.4 に示す鉛直地盤反力度の制限値を2倍した値を上限値とする。

6.5.7.9 構造細目*

(1) 深礎基礎へ配筋する軸方向鉄筋及びせん断補強鉄筋は、土留め構造、地山の凹凸及び鉄筋の組立て等を考慮し、施工性に配慮したうえで有効に機能するように配置する。

(出典) 道示 14.9, p.463, H29.11.

(1) 深礎基礎は孔内で鉄筋を組み立てるため、下部構造躯体等とは異なり最外縁に配置する鉄筋から組み立てるため、深礎基礎の鉄筋配置にあたっては、完成後における鉄筋配置だけでなく、施工時の鉄筋組立てに必要な構造や配置に配慮する。

表 6.5.7.5 軸方向鉄筋の配筋

項目	最大	最小	備考
鉄筋径	D51	D22	鉄筋かごの剛性を要求される場所打ち杭とは異なるため、場所打ち杭の最小鉄筋量の規定は適用しない。
鉄筋間隔	鉄筋の中心間隔として 300 mm	鉄筋の純間隔として、鉄筋径の 2 倍又は最大粗骨材寸法の 2 倍の大きい方の値	最小間隔はコンクリートの締固め等、施工の確実性を考慮
鉄筋配置	2 重配筋	-	施工上、可能な範囲で太径鉄筋を複数配置することで合理的な構造とする。
鉄筋長さ	12m	3.5m	
かぶり	<ul style="list-style-type: none"> 設計径の外周から最外縁鉄筋まで 70 mm 以上を確保 軸方向鉄筋の継手に機械式継手を用いた場合、最外縁に配置される帯鉄筋のかぶりとして 70 mm 以上を確保 ライナープレートに補強リングを用いた場合、補強リングの内側で鉄筋のかぶりを 70 mm 以上確保 <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-end;"> <div style="text-align: center;"> <p>(a) 機械式継手の場合</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>(b) 補強リングの場合</p> </div> </div> <p>(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図-4.1, p.145, H24.4.</p>		

(出典)「東北地方整備局編：設計施工マニュアル[道路橋編], 表 7-32, p.7-64, H28.3」に加筆

なお、軸方向鉄筋の継手は、鉄筋径及び作業空間等を考慮し、その径によらず機械式継手とする。

軸方向鉄筋は、最大曲げモーメント位置から基礎頭部まで変化させない。

また、軸方向鉄筋の段落しは、二重配筋の内側鉄筋の全てを段落しした場合、施工中の外側鉄筋の全重量を組立て用鋼材で負担することになり安全面で問題があるため、図6.5.58に示すように二重配筋の内・外の両方の鉄筋を段落しする。

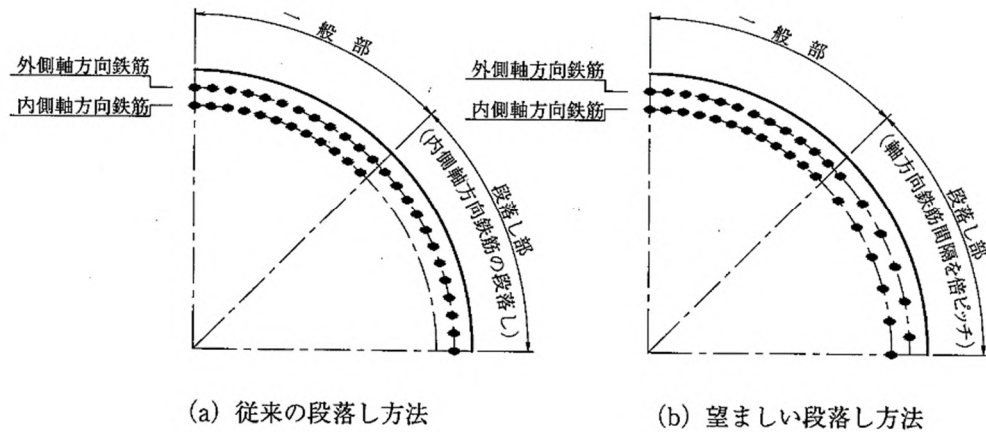


図6.5.58 軸方向鉄筋の段落し方法

(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図- .4.2, p.147, H24.4 .

表6.5.76 帯鉄筋の配筋

基礎の種別	最小鉄筋量	配置範囲
組杭深礎基礎	帯鉄筋の直径は 13 mm 以上 中心間隔は 300 mm 以下	下記以外の範囲
	側断面積の 0.2% 中心間隔は 150 mm 以下	フーチング下面から深礎基礎径の 2 倍の範囲
柱状体深礎基礎	軸方向鉄筋の 1/4 以上	深礎基礎本体全長

(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 表- .4.2, p.148, H24.4 .

せん断補強鉄筋として帯鉄筋を配置する場合、計算上必要な区間に加えて、その区間の両端にそれぞれ深礎基礎本体の有効高さに等しい長さを加えた区間に配置する。

深礎基礎孔内で組立てる帯鉄筋は、施工性の観点より深礎基礎径に関わらず 2 分割以上とし、帯鉄筋径の 40 倍以上の重ね継手で、継手位置を各々 90° ずらして配置し、半円形フックあるいは鋭角フックにより軸方向鉄筋に定着する。



図 6.5.59 深礎基礎の帯鉄筋

(出典) 東北地方整備局編：設計施工マニュアル[道路橋編]，
図 7-59，p.7-65，H28.3.

せん断補強鉄筋が必要な場合、過度に外周部の帯鉄筋のみに依存することを避け、深礎基礎断面内部にせん断補強鉄筋としての中間帯鉄筋を配置する。中間帯鉄筋は、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とし、軸方向鉄筋にフックをかけて定着する。

また、軸方向鉄筋にかける中間帯鉄筋は、両端にフックあるいは機械式定着工法に準じる定着体を設けた 2 組の鉄筋を鉄筋径の 40 倍以上を重ね合わせて配置する。

なお、配置する中間帯鉄筋の本数は、軸方向鉄筋にフックをつけて定着することを考慮し、最大で 5 本程度を目安とする。

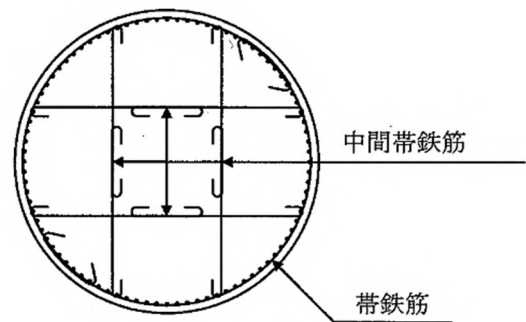


図 6.5.60 中間帯鉄筋の配置例

(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧，
図- .3.6，p.142，H24.4.

6.5.7.10 土留め構造*

- (1) 深礎基礎の土留め構造は、安全かつ確実な施工を行うため、地盤の状態に応じて適切に選定する。
- (2) 深礎基礎の土留め構造の設計は、施工時の荷重を適切に考慮すると共に、完成後には深礎基礎の支持機構が確実に発揮されなければならない。

(出典) 道示 14.10，p.464，H29.11.

- (1) 土留め構造の選定は、地山の強度や自立性、地下水や湧水の状態を十分に考慮すると共に、せん断抵抗を期待することによる基礎諸元への効果や影響についても把握して行う。

ライナープレートによる土留めは、従来用いられている構造であり、崩壊性の高い崖錘やある程度の湧水がある状態でも土留め構造として機能する。

モルタルライニングや吹付けコンクリートによる土留めは、施工に支障となる湧水等が存在しないことが条件であり、湧水等が存在しない自立性の高い D 級軟岩以上の地山を対象を目安とする。

対象とする地層の一部に崖錘等の崩壊性の高い地盤や湧水が存在し、それ以外には自立性の高い地層である場合、ライナープレートによる土留め構造とモルタルライニングや吹付けコンクリートによる土留め構造を併用することも考えられる。

なお、モルタルライニングによる土留め構造は、施工機械の汎用性より深礎基礎径 2.5m

以上の深礎杭に適用することを基本とする。吹付けコンクリートによる土留め構造は、深礎基礎孔内での施工環境を考慮して深礎基礎径 3.5 m 以上に適用する。

基礎径の大きな柱状体深礎基礎では土留め構造に高い強度が要求されるため、上記に示した土留め構造では土留めとしての安全性が確保できないおそれがある場合、土留め構造として、吹付けコンクリートとロックボルトを併用した土留め構造の採用が選定される。

また、土留め構造の天端には、土留め構造の位置決めと安定性の増加を目的として、図 6.5.6 1 に示すような孔口コンクリート又はガイドウォールと呼ばれるコンクリートを打設する。

孔口コンクリートは組杭深礎基礎の土留め構造としてライナープレートを用いる場合、ガイドウォールは、土留め構造としてモルタルライニング又は吹付けコンクリートを用いる場合又は、柱状体深礎基礎の土留め構造にライナープレートを用いた場合に設置する。

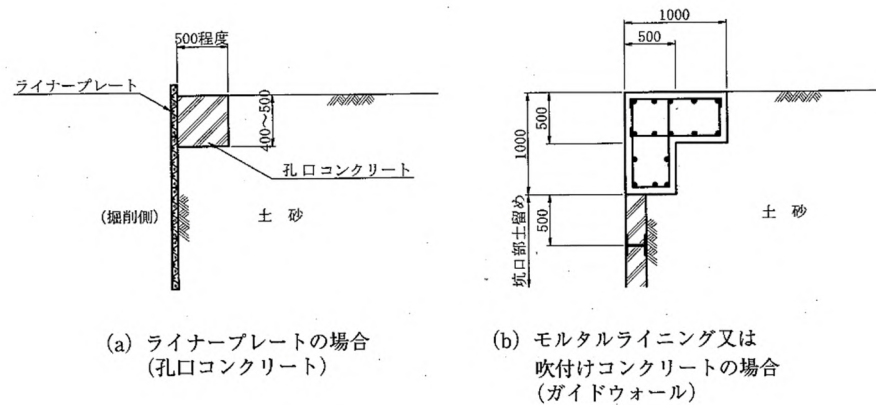


図 6.5.6 1 孔口部構造の例

(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図- .5.1, p.152, H24.4 .

(2) ライナープレートを用いた土留め構造は、静止土圧に対して安全であるように設計する。この場合、静止土圧強度の分布は、地表面より 15 m までを三角形分布、それ以深を 15 m の深さにおける静止土圧強度と同じ値とする。

モルタルライニングや吹付けコンクリートを用いた土留め構造は、ライナープレートを用いた土留め構造に対する設計手法に準じ、モルタルや吹付けコンクリートの固化強度を仮定して安全性を照査している事例が多い。

なお、モルタルライニングや吹付けコンクリートの厚さは、完成後の確実な地盤抵抗を発揮させるため、最小 100 mm、最大 200 mm 程度とし、その強度は深礎基礎本体と同等以上の強度となるように配合等を決定する。

また、柱状体深礎基礎において基礎径が大きく、吹付けコンクリートとロックボルトを併用した土留め構造の場合、山岳トンネルで用いられるロックボルトや鋼製支保工を組合せ、表 6.5.7 7 に示す NATM 工法による支保パターンを参考に土留め構造を決定している事例が多い。

深礎基礎における各土留め構造の設計計算は、「斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 参考資料, 8. 深礎基礎の土留め設計例」を参考とする。

表 6.5.77 岩盤部土留めパターンの例

岩級 区分	地表面 傾斜	設計径 (5.0m ~ 10.0m)				設計径 (10.0m ~ 15.0m)				設計径 (15.0m 以上)			
		ロックボルト			吹付け コンク リート 厚さ (mm)	ロックボルト			吹付け コンク リート 厚さ (mm)	ロックボルト			吹付け コンク リート 厚さ (mm)
		長さ (m)	間隔 (m)			長さ (m)	間隔 (m)			長さ (m)	間隔 (m)		
			深さ 方向	断面方向			深さ 方向	断面方向			深さ 方向	断面方向	
C_H	0 ~ 10°	3.0	2.0	2.0	(補強材 無し) 50	3.0	2.0	2.0	(補強材 無し) 50	3.0	1.5	1.5	100
	10 ~ 45°	3.0	2.0	2.0	(補強材 無し) 50	3.0	2.0	山側:1.5 他:2.0	(補強材 無し) 50	3.0	1.2	山側:1.2 他:1.5	100
	45° 以上	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
C_M	0 ~ 10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10 ~ 45°	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	4.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	100
	45° 以上	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
C_L	0 ~ 10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10 ~ 45°	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	100	4.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	100
	45° 以上	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
D	0 ~ 10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	150	4.0	1.5	1.5	150
	10 ~ 45°	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	4.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
	45° 以上	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	200

吹付けコンクリート厚が 100mm 以上の場合は、 $\phi 3 \sim 5$ mm の溶接金網を用いている場合が多い。

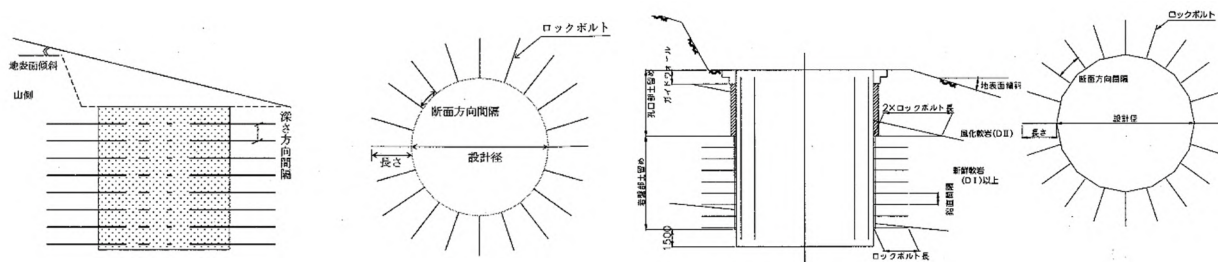


図 6.5.6.2 岩盤部土留めの概要
(出典) 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 表-参.8.6, 図-参.8.6, p.236, p.237, H24.4.