

第4章 下部構造

	ページ
1. 総則	4-1
2. 調査	4-1
3. 設計の基本	4-1
3.1 総則	4-1
4. 材料の特性値	4-2
5. 耐荷性能に関する部材及び接合部の設計	4-3
5.1 設計一般	4-3
5.2 鉄筋コンクリート部材の設計	4-3
5.2.1 鉄筋の構造細目	4-3
6. 耐久性能に関する部材及び接合部の設計	4-12
6.1.1 一般	4-12
6.1.2 塩害に対する検討	4-12
7. 橋脚、橋台、フーチング及び橋台背面アプローチ部の設計	4-13
7.1 適用の範囲	4-13
7.2 一般	4-13
7.3 橋脚の設計	4-16
7.3.1 設計手順	4-16
7.3.2 荷重の組合せ	4-17
7.3.3 T形橋脚	4-18
7.3.4 ラーメン式橋脚	4-18
7.4 橋脚部位の設計	4-19
7.4.1 張出ばり	4-19
7.4.2 柱	4-22
7.5 橋台の設計	4-28
7.5.1 設計手順	4-28
7.5.2 荷重の組合せ	4-29
7.5.3 重力式橋台	4-29
7.5.4 逆T式橋台	4-31
7.5.5 箱式橋台	4-32
7.5.6 控壁式橋台	4-33
7.5.7 ラーメン式橋台	4-33
7.5.8 斜め橋台	4-34
7.5.9 その他の橋台	4-35
7.6 橋台部位の設計	4-35
7.6.1 パラペット	4-35
7.6.2 たて壁	4-37
7.6.3 ウィング	4-41
7.7 躯体と基礎の接合部	4-44
7.8 橋座部の設計	4-44
7.9 フーチングの設計	4-49
7.9.1 橋脚	4-49
7.9.2 橋台	4-50
7.10 橋台部ジョイントレス構造	4-53

7.11 橋台背面アプローチ部	4-53
7.11.1 橋台背面アプローチ部	4-53
7.11.2 踏掛版	4-55
8. 基礎の安定に関する設計	4-57
8.1 一般	4-57
8.2 設計の基本	4-57
9. 直接基礎の設計	4-58
9.1 設計一般	4-58
9.1.1 設計の基本	4-58
9.1.2 支持地盤の選定	4-58
9.1.3 基礎の根入れ深さ	4-59
9.2 安定計算	4-59
9.2.1 安定計算の基本	4-59
9.2.2 基礎底面地盤の極限支持力算出における留意事項	4-60
9.2.3 滑動の照査における留意事項	4-60
9.2.4 斜面上の直接基礎	4-61
9.2.5 形状・寸法の設定	4-63
9.2.6 鉛直方向極限支持力の算出	4-63
9.3 基礎底面の処理	4-64
10. 杭基礎の設計	4-65
10.1 設計一般	4-65
10.1.1 設計の基本	4-65
10.1.2 荷重分担	4-67
10.1.3 杭の配列	4-67
10.1.4 杭の間隔	4-67
10.1.5 杭種・杭径	4-67
10.1.6 支持層の選定	4-68
10.1.7 地盤反力係数及びばね定数	4-69
10.2 杭の許容支持力	4-71
10.2.1 1本の杭の軸方向押込みの制限値	4-71
10.2.2 1本の杭の軸方向引抜き力の制限値	4-72
10.2.3 圧密沈下の影響	4-73
10.2.4 群杭の考慮	4-74
10.3 安定計算	4-74
10.4 杭本体の設計	4-74
10.4.1 杭本体の設計方針	4-74
10.4.2 継手の設計	4-74
10.4.3 杭体の断面変化	4-77
10.5 杭頭部とフーチング結合部の設計	4-84
10.5.1 設計一般	4-84
10.5.2 中詰め補強鉄筋の配置方針	4-84
10.5.3 杭頭結合部の構造	4-85
10.6 レベル2地震時に対する照査	4-89
10.6.1 照査の基本	4-89
10.6.2 断面力、杭頭反力及び変位の計算	4-89
10.6.3 基礎の降伏	4-89
10.6.4 基礎の塑性率の制限値	4-90

10.6.5	基礎の変位	4-90
10.6.6	部材の照査	4-90
10.7	構造細目	4-90
10.7.1	鋼管杭	4-90
10.7.2	PHC杭	4-91
10.7.3	SC杭	4-91
10.7.4	鋼管ソイルセメント杭	4-91
10.7.5	場所打ち杭	4-91
11.	深礎基礎の設計	4-93
11.1	設計一般	4-93
11.1.1	適用の範囲	4-93
11.1.2	設計の基本	4-94
11.1.3	荷重分担	4-95
11.1.4	形状寸法	4-95
11.1.5	深礎基礎の配列	4-96
11.1.6	深礎基礎の間隔	4-97
11.1.7	支持層の選定と根入れ深さ	4-97
11.1.8	設計上の地盤面の選定	4-97
11.2	安定計算	4-98
11.3	常時、暴風時及びレベル1地震時の設計	4-99
11.3.1	一般	4-99
11.3.2	地盤の許容支持力	4-99
11.3.3	地盤反力係数及び地盤反力度の上限値	4-101
11.3.4	断面力、地盤反力度及び変位の計算	4-101
11.4	フーチングとの結合	4-103
11.4.1	組杭深礎基礎	4-103
11.4.2	柱状体深礎基礎	4-103
11.5	レベル2地震時に対する照査	4-104
11.5.1	照査の基本	4-104
11.5.2	断面力、地盤反力度及び変位の計算	4-104
11.5.3	基礎の降伏	4-105
11.5.4	部材の照査	4-106
11.6	構造細目	4-106
11.6.1	使用材料	4-106
11.6.2	鉄筋	4-106
11.7	土留構造	4-108
11.7.1	一般	4-108
11.7.2	土留構造の選定方針	4-108
11.7.3	土留構造の設計	4-109
12.	その他の基礎形式の設計	4-110
12.1	ケーソン基礎	4-110
12.1.1	概要	4-110
12.1.2	特徴	4-110
12.2	鋼管矢板基礎	4-111
12.2.1	概要	4-111
12.2.2	特徴	4-111
12.3	地中連続壁基礎	4-112

12.3.1 概要 4-112
12.3.2 特徴 4-112

END 4-113

第4章 下部構造

1. 総則

設計の前提となる各種の条件、および設計図等に記載すべき事項が道路橋示方書・同解説（以下「道示」という。）IV編1章総則で明示された。H29道示では、部材設計や施工に関する共通的な事項については、道示II編および道示III編によることとなった。これにより例えば鉄筋コンクリート部材の設計などは道示IV編から削除され道示III編に記述されている。道示IV編では下部構造特有の事項に関する規定が示されている。

- (1)道示IV編1.4において設計の前提となる材料の条件が示されている。材料に関しては道示II編1.4、道示III編1.4を参照する必要がある。品質の確保については道示IV編15章の各規定に示されている。
- (2)道示IV編1.5において設計の前提となる施工の条件が示されている。これは道示I編1.8.1(7)に対応したもので、下部構造の場合の具体的方法として道示IV編15章の規定が満足されることを前提とする、となっている。15章の規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない、としている。
- (3)道示IV編1.6において設計の前提となる維持管理の条件が示されている。これは道示I編1.8.1(6)に対応したものである。部材に関する維持管理の条件は、道示II編、道示III編の解説に示されているが、下部構造ではこれらに加えて地盤の変動等に伴う変状や損傷への留意も必要としている。具体には、斜面崩壊、洗掘・浸食、地震による液状化・流動化、軟弱地盤における長期の圧密沈下や側方流動、橋台背面アプローチ部の沈下を挙げている。
- (4)道示IV編1.7において設計図に記載すべき事項が示されている。道示I編1.9で橋に関して規定されているが、ここでは下部構造を対象とした場合の規定となっている。下部構造の場合、施工計画書や構造一般図などで本節と道示IV編1.7(2)に示された事項を記述する必要がある。

2. 調査

道示IV編2章では、下部構造の設計にあたって必要な調査について示している。詳しくは本手引き第2章2.調査で詳しく述べているので、そちらを参照のこと。

3. 設計の基本

3.1 総則

- (1)道示I編1.8に規定する橋の性能、道示I編2.3に規定する橋の耐荷性能あるいは部材等の耐荷性能、道示I編6章に規定する部材などの耐久性能、を有することと規定されている。また、道示I編1.8.2に規定する設計手法のうち、下部構造における構造解析については道示IV編3.7によることとしている。
- (2)耐荷性能の照査については、道示I編2章橋の耐荷性能に関する基本事項、3章設計状況、4章橋の限界状態、5章橋の耐荷性能の照査の各項目が、道示IV編3.2耐荷性能に関する基本事項、3.3作用の組合せ及び荷重係数、3.4限界状態、3.5耐荷性能の照査、に対応している。
- (3)耐久性能の照査については、道示IV編3.6において道示IV編6章の規定によらなければならない、としている。道示IV編6章では、鋼部材の腐食及び疲労、並びにコンクリート部材の内部鋼材の腐食及び疲労については、道示II編6章から8章、道示III編6章及び7章に規定されているが、下部構造特有の事項についてはこの章にしたがう必要があるとしている。
- (4)構造解析については、道示II編3.7、道示III編3.7および道示IV編の各規定にしたがう場合には、本編各

規定の制限値を用いてよい、としている。

- (5)道示Ⅰ編7章に示されている橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他検討に対応する事項として、道示Ⅳ編3.8にその他の必要事項が示されている。具体的な照査項目として、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるよう照査を行うこととし、地盤の抵抗力や基礎の変位などの制限値が道示Ⅳ編9章から14章に示されている。
- (6)道示Ⅰ編1.8.3構造設計上の配慮事項に対応して、道示Ⅳ編3.8.2に下部構造に関連した構造設計上の配慮事項が示されている。

4. 材料の特性値

ここでは地盤定数の特性値について規定されている。鋼材やコンクリートの特性値については、道示Ⅱ編4章及び道示Ⅲ編4章の規定に従うこととなる。

(1) コンクリート

橋台(重力式は除く)及び橋脚のコンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ を標準とする。

重力式橋台のコンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ を標準とする。

なお、下部構造の構造によっては、設計基準強度 24N/mm^2 を超えるコンクリートを使用する場合がある。

このような場合には、十分に検討を行い、事業課と協議の上使用するものとする。

(2) 鉄筋

橋台及び橋脚の鉄筋の材質は、SD345を標準とする。

道示では、SD390、SD490の高強度鉄筋が導入されたが、愛知県における高強度鉄筋の使用は、過密配筋で施工が困難となる場合や、高橋脚で構造上使用せざるを得ない場合等に限り、十分に検討を行い、事業課と協議の上使用するものとする。

表 4.1.1 使用材料の区分

		コンクリート	鉄筋	備考
1	重力式橋台	$\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$	SD345	※
2	逆T式橋台その他	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	SD345, (SD390, SD490)	
3	橋脚	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	SD345, (SD390, SD490)	
4	壁高欄(ウイング上)	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	SD345	
5	踏掛版	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	SD345	
6	均しコンクリート	$\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$	—	
7	置換えコンクリート	$\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$	—	直接基礎の場合に用いる
8	場所打ちコンクリート杭	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	SD345, (SD390, SD490)	水中で施工する部材 (呼び強度 30N/mm^2)

※重力式橋台のコンクリートは、パラペット・ウイング等の部材についても本体と同様のコンクリート材料を用いるものとする。

5. 耐荷性能に関する部材及び接合部の設計

H24 道示Ⅳ編の4章許容応力度, 5章部材の照査, 7章鉄筋コンクリート部材の構造細目に該当する部分が整理され, 5章耐荷性能に関する部材及び接合部の設計として, 5.1 一般, 5.2 鉄筋コンクリート部材の設計となっている。

5.1 設計一般

今回の道示改定では, 一般的・共通的な鋼部材・コンクリート部材及び接合部の設計に関する規定は, 道示Ⅱ編及び道示Ⅲ編に定められている。このため下部構造を構成する部材及び接合部は, 5.2 及び7章から14章に規定される下部構造特有の事項に関する規定を満足したうえで, 道示Ⅱ編, 道示Ⅲ編の規定に従って設計することになる, としている。例えば, 下部構造で多く用いられる鉄筋コンクリート部材の構造細目, 限界状態, 接合部などは道示Ⅲ編に定められており, 地震の影響を含む設計状況では道示Ⅴ編によることとなる。

鉄筋コンクリート部材の主な構造細目, 主な照査が, 道示Ⅳ編表-解 5.1.1, 表-解 5.1.2 に示されている。

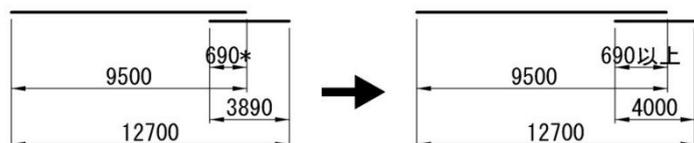
5.2 鉄筋コンクリート部材の設計

5.1 に示されているとおり, 特性値と照査に関しては道示Ⅱ編及び道示Ⅲ編に従うこととしており, 具体の記述は無い。主に, 構造細目に関する事項が示されている。

5.2.1 鉄筋の構造細目

(1) 配筋における基本事項

- 1) 鉄筋はすべて異形棒鋼を使用するものとし, 最小径はD13, 最大径はD51を原則とする。主鉄筋はD16以上を使用する。
- 2) 鉄筋の間隔は最小100mm最大300mmとし, 125, 150, 250, 300の中から選定する。ただし, 円形断面の配筋については25mmピッチとしなくてもよい。鉄筋径の選択基準を表5.2.1に示す。
- 3) 配力鉄筋は, 原則として主鉄筋の外側に配置する。
- 4) 部材に使用する最大鉄筋の目安は以下のとおりとする。ただし, 支承アンカーボルトや杭頭鉄筋等を避けるため, 不規則ピッチとなるのはやむを得ない。
 - ・はり部材 D32@125mmの2.5段までを基本とする。
 - ・柱及び壁部材 D35@150mmの2段までを基本とする。
 - ・フーチング D35@150mmの2段までを基本とする。
- 5) 配筋に際しては, 「土木構造物設計ガイドライン 土木構造物設計マニュアル(案)[土工構造物・橋梁編], 第2章IV4, H11.11, 全日本建設技術協会」により, 重ね継手長や定着長で調整できる鉄筋は, 原則として定尺鉄筋(50cmピッチ)を使用する。重ね継手長は, 10mm単位に切り上げた値(表5.2.4参照)とし, 重ね継手長の調整を行う場合は, 鉄筋の組立て作業の省略化のため, 設計図面上は図5.2.1のように規定重ね継手長以上と表すのがよい。



* 規定重ね継手長 686mm を 10mm 単位に切り上げた値 (鉄筋径 D22 の場合)
重ね継手長については, 表 5.2.3 を参照のこと。

図 5.2.1 定尺鉄筋の図示例 (鉄筋径 D22)

6) 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、鉄筋径を太くして鉄筋間隔を広くするのがよい。ただし、橋台のパラペットを後打ちする場合、施工性を考慮し細径鉄筋を採用してもよい。主鉄筋本数を低減した例を図5.2.2に示す。

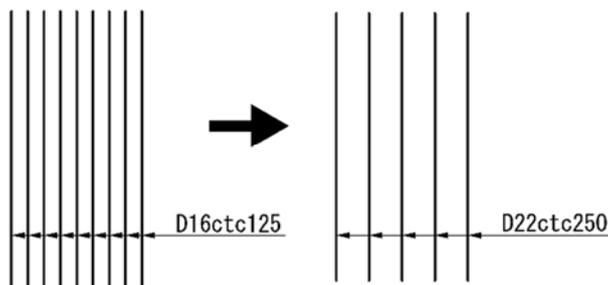


図 5.2.2 主鉄筋本数の低減

7) 主鉄筋決定順序は表 5.2.1 によることを標準とする。

表 5.2.1 鉄筋量の選択優先順位表

優先順位	配筋	段数	m 当り本数	鉄筋量 mm ² /m	備考
1	D16@250	1	4	794	
2	D19@250	1	4	1146	
3	D22@250	1	4	1548	
4	D25@250	1	4	2027	
5	D29@250	1	4	2570	
6	D32@250	1	4	3177	
7	D29@150	1	6.667	4283	
8	D32@150	1	6.667	5295	
9	D35@150	1	6.667	6378	
10	D32@150	1.5	10	7942	
11	D29@150	2	13.333	8565	
12	D35@150	1.5	10	9566	
13	D32@150	2	13.333	10589	
14	D38@150	1.5	10	11400	
15	D35@150	2	13.333	12754	
16	D38@150	2	13.333	15200	
17	D32@125	2.5	20	15884	橋脚はりにのみ使用
18	D51@150	1.5	10	20270	
19	D51@150	2	13.333	27026	

8) はりのせん断補強鉄筋においても配筋間隔（最大 300mm）を広げて本数を減じるのがよい。

9) 現場での加工作業を考慮し、せん断補強鉄筋・帯鉄筋・中間帯鉄筋の鉄筋径は最大 D22 までとするのが望ましい。やむを得ない場合は、D25 まで可とする。

10) 中間帯鉄筋の端部は半円形フックとすることを標準とする。

(2) 鉄筋のかぶり、あき（道示IV編, 5.2.2 及び道示III編, 5.2.4）

図 5.2.3 に示す鉄筋のかぶりは、表 5.2.1 の値以上とし、かつ鉄筋の直径以上としなければならない。

ただし、波浪、土石流、塩害等の影響を受ける橋脚や橋台では、別途考慮するものとする。

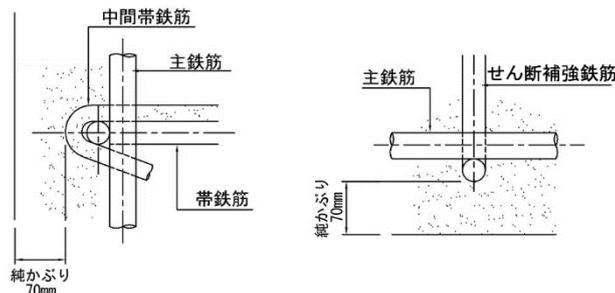


図 5.2.3 鉄筋かぶり

表 5.2.2 最小かぶり (mm) (道示IV編, 表-5.2.1)

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

主鉄筋のあきは、40mm 以上かつ粗骨材最大寸法の 4/3 倍以上（粗骨材 25mm のとき 33mm）かつ鉄筋の直径の 1.5 倍以上としなければならない。

塩害の影響を考慮する場合には、**本章 6.1.2** により、かぶりを確保するものとする。

(3) 鉄筋の最大長さ

鉄筋の最大長さは 12m を原則とする。ただし、加工鉄筋を搬入する場合には輸送等の施工条件を考慮しなければならない。

(4) 最小鉄筋量 (道示IV編, 5.2.1 解説)

1) 鉄筋コンクリート部材の引張主鉄筋は、次の条件をいずれも満たす量を配筋しなければならない。

- ・部材の軸方向引張主鉄筋は、その部材の最大曲げモーメントがコンクリートのひびわれ曲げモーメント以上となるように配筋しなければならない。ただし、その部材の設計曲げモーメントの 1.7 倍がひびわれ曲げモーメント以下の場合にはこの規定によらなくてよい。
- ・柱や壁のように軸方向力を受ける部材の軸方向鉄筋量は、軸方向力に対して計算上必要なコンクリート断面積の 0.8% 以上とする。

2) 乾燥収縮や温度勾配等による有害なひびわれが発生しないように、鉄筋を配置しなければならない。

(5) 最大鉄筋量 (道示IV編, 5.2.1 解説)

- 1) 部材の軸方向引張主鉄筋量は、部材の有効断面積の 2% 以下とする。
- 2) 柱や壁のように軸方向力を受ける部材の軸方向鉄筋量は、部材の全断面積の 6% 以下とする。

(6) 鉄筋の定着 (道示III編, 5.2.5)

1) 鉄筋の端部は、次のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。

- ・コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。
- ・コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。
- ・コンクリート中に埋込み、定着板等の定着体を取付けて機械的に定着する。

- 2) 鉄筋とコンクリートの付着により定着する場合は、(7)に規定する鉄筋の重ね継手長以上とする。
- 3) フックをつけて引張鉄筋を定着する場合は、2)に規定する定着長の2/3倍以上とする。又、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合は、2)の規定によるものとし、フックの効果を考慮しない。
- 4) 片持ばりの固定部における鉄筋の定着は、図5.2.4のとおりとする。



(a) 上下から拘束されていない場合

(b) 上下から拘束されている場合

図 5.2.4 片持ばりの固定部における鉄筋の定着長 (道示Ⅲ編, 図-7.3.1)

- 5) 定着体を取付けて機械的に定着した場合の定着長については、個々の定着体の構造詳細によって定着効果が異なるため、検証された範囲において適切に確保するよう定めるものとする。なお、定着長は、図5.2.5に示すとおり定着体を除き定着に必要とされる鉄筋の長さとする。



図 5.2.5 鉄筋に定着体を取付けた場合の定着長の取り方 (道示Ⅲ編, 図-解 5.2.5)

(7) 鉄筋の継手 (道示Ⅲ編, 5.2.7)

- 1) 鉄筋を継ぐ場合は、重ね継手、機械式継手、ガス圧接継手などから、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置、施工性、継手機構の明確さ、環境条件が品質に及ぼす影響等を考慮して、適切な継手を選ばなければならない。又、鉄筋の継手位置及び継手方法は、設計図に明示すものとする。

機械式継手を用いる場合は以下の内容を適用する。

- ・現場打ちコンクリート構造物に適用する機械式継手工法ガイドラインを遵守すること。
- ・橋梁では、D38以上を原則使用し、SA級機械式継手を採用すること。D38未満で使用する場合は、設計に特に留意し、必ず事業課と調整すること。

ただし、継手等級については、継手工法、メーカー製品ごとに異なるため、工法選定時には検証等が必要である。

なお、機械式継手は、カップラー、スリーブ等の継手部が鉄筋径よりも太いため、必要なかぶり厚さやあきが不足することが懸念されるため留意すること。また、軸方向鉄筋に機械式継手を用いる場合などは、帯鉄筋の加工寸法など留意が必要である。

- 2) 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合の継手長は以下の式(5.2.1)により算出し、表の値以上によることを標準とする。ただし、圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、計算値の80%以上、かつ、鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる。

$$L_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}}\phi \quad \dots\dots\dots \text{式 (5.2.1)}$$

ここに、

L_a : 付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の引張応力度の基本値

τ_{oa} : コンクリートの付着応力度の基本値

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

表 5.2.3 鉄筋の重ね継手長 ($\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD345 の場合)

鉄筋径	L_a	採用重ね継手長	
		引張側	圧縮側
D13	406.9	410	330
D16	500.8	510	410
D19	594.7	600	480
D22	686.6	690	550
D25	782.5	790	630

なお、以下の場合、上記の重ね継手長を使用しないため注意をすること。

- ・コンクリートの拘束効果を期待して配置する橋脚柱のせん断補強鉄筋のうち帯鉄筋で、矩形断面の隅角部以外で帯鉄筋を継ぐ場合においては、帯鉄筋の直径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせることを標準とする（本章 7.4.2 及び道示V編, 6.2.5 (2)）。
- ・橋台たて壁において、2組の中間帯鉄筋を橋台断面内部で重ねて継ぐ場合においては、中間帯鉄筋の直径の40倍以上重ね、その端部にはフックを設ける（本章 7.6.2 及び道示IV編, 7.4.2）

3) 鉄筋の継手位置は、原則として一断面に集中させてはならない。又、応力が大きい位置では、鉄筋の継手を設けないのが望ましい。配力筋を継ぐ場合も、一断面に集中させないことが望ましい。鉄筋継手位置をずらす場合は、図 5.2.6 によることとする。

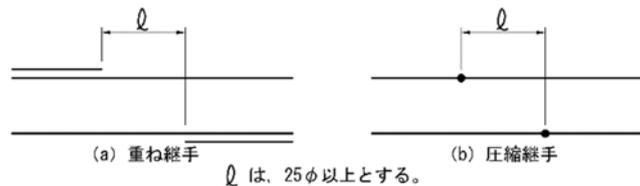


図 5.2.6 鉄筋の継手位置

引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は上記継手長を確保し、重ね継手部には、継ぐ鉄筋1本の断面積の1/3以上の断面積を持つ横方向鉄筋を配置して補強する。なお、この部分に配置されたせん断補強鉄筋や帯鉄筋は、横方向鉄筋とみなしてよい。

例) 軸方向鉄筋に D25 を用いる場合

軸方向鉄筋 D25 $A_s = 506.7\text{mm}^2$

必要横方向鉄筋量 $A_{s'} = 506.7/3 = 168.9\text{mm}^2$

使用横方向鉄筋 D16 を用いるとすれば、 $198.6\text{mm}^2 \geq A_{s'} = 168.9 \text{mm}^2$

(8)鉄筋の加工 (道示IV編, 5. 2. 3)

- 1)鉄筋のフック及び曲げ形状は、鉄筋に生じる引張力によって鉄筋の端部が滑らず、コンクリートに大きな支圧応力を発生させない形状としなければならない。
- 2)鉄筋のフック及び曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、加工により鉄筋の材質が傷まない形状としなければならない。
- 3)次による場合においては、1)及び2)を満たすものとみなす。

①鉄筋のフック

- i)異形棒鋼のフックには、半円形フック、直角フック又は鋭角フックを用いる。
- ii)鉄筋のフックは、**図 5. 2. 6** に基づき、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐのばす。又、フックの曲げ内半径は②の規定による。
 - ・半円形フック：鉄筋の直径の8倍又は120mmのうち、いずれか大きい値
 - ・直角フック：鉄筋の直径の12倍
 - ・鋭角フック：鉄筋の直径の10倍

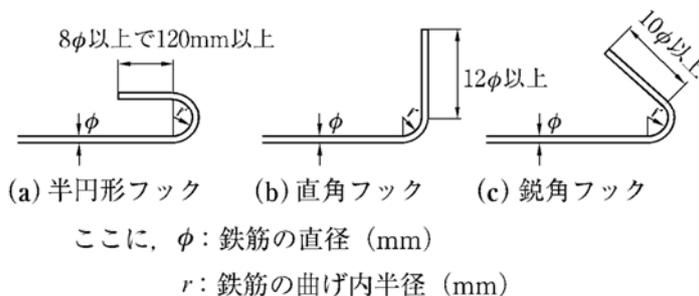


図 5. 2. 6 鉄筋のフックの曲げ形状 (道示IV編, 図 5. 2. 2)

②鉄筋の曲げ形状 (道示III編, 5. 2. 6)

鉄筋の曲げ内半径は、**図 5. 2. 7** に基づき、次による。なお、曲げ内半径は、曲げ加工される鉄筋の内側の半径とする。

- i) 鉄筋のフックの曲げ内半径は、**表 5. 2. 4** の値以上とする。
- ii) スターラップの曲げ内半径は、**表 5. 2. 4** の値以上とする。
- iii) 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の5倍以上とする。ただし、コンクリート部材の側面から鉄筋の直径の2倍に20mmを加えた距離以内の鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合においては、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の7.5倍以上とする。
- iv) ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の10倍以上とする。

表 5. 2. 4 異形棒鋼の曲げ内半径 (mm) (道示III編, 表 5. 2. 3)

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 ϕ	2.0 ϕ
	SD390	3.0 ϕ	2.5 ϕ
	SD490	3.5 ϕ	3.0 ϕ

ここに ϕ ：鉄筋の直径 (mm)

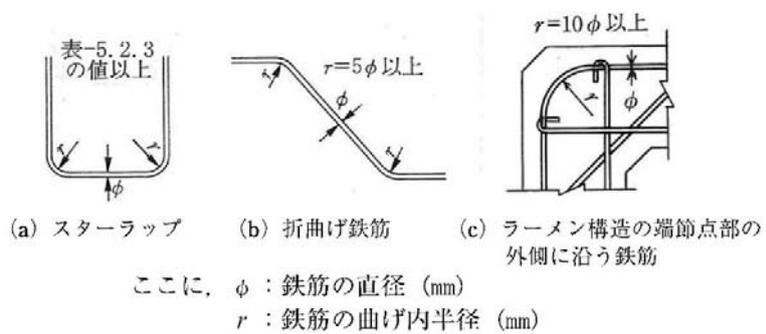
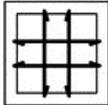


図 5.2.7 鉄筋の曲げ内半径 (道示Ⅲ編, 図 5.2.4)

表 5.2.5 鉄筋の半円形フックの鉄筋加工寸法 (mm)

	R	R1	a	b	L	摘 要
D 13	32.5	39	122	120	242	柱部の中間帯鉄筋など 
D 16	40	48	151	128	279	
D 19	47.5	57	179	152	331	
D 22	55	66	207	176	383	
D 25	62.5	75	236	200	436	
D 29	72.5	87	273	232	505	
D 32	80	96	301	256	557	
D 35	87.5	105	330	280	610	
D 38	95	114	358	304	662	
D 51	127.5	153	480	408	888	

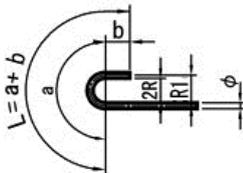
 <p>(加工)</p>	 <p>(図面表示)</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. $R = 2.5\phi$ 2. $R1 = R + \phi / 2$ 3. $a = \pi \cdot R1$ (四捨五入してmm単位とする) $\pi = 3.14$ 4. $b = 8\phi$ かつ 120mm以上 5. $L = a + b$
---	---	---

表 5.2.6 柱下端定着部の鉄筋加工寸法 (mm)

	R	R1	a	b	L	摘 要
D 13	32.5	39	61	156	195	柱下端主鉄筋 
D 16	40	48	75	192	240	
D 19	47.5	57	89	228	285	
D 22	55	66	104	264	330	
D 25	62.5	75	118	300	375	
D 29	72.5	87	137	348	435	
D 32	80	96	151	384	480	
D 35	87.5	105	165	420	525	
D 38	95	114	179	456	570	
D 51	127.5	153	240	612	765	

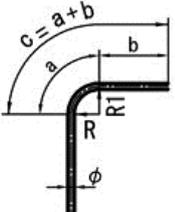
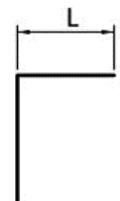
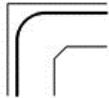
 <p>(加工)</p>	 <p>(図面表示)</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. $R = 2.5\phi$ 2. $R1 = R + \phi / 2$ 3. $a = \pi / 2 \times R1$ (四捨五入してmm単位とする) $\pi = 3.14$ 4. $b = 12\phi$ 5. $L = b + R1$
---	---	---

表 5.2.7 ラーメン隅角部の鉄筋加工寸法 (mm)

	R	R1	a	b	L	摘 要
D 1 3	130	136.5	214	260	474	ラーメン隅角部主鉄筋 
D 1 6	160	168	264	320	584	
D 1 9	190	199.5	313	380	693	
D 2 2	220	231	363	440	803	
D 2 5	250	262.5	412	500	912	
D 2 9	290	304.5	478	580	1058	
D 3 2	320	336	528	640	1168	
D 3 5	350	367.5	577	700	1277	
D 3 8	380	399	626	760	1386	
D 5 1	510	535.5	841	1020	1861	

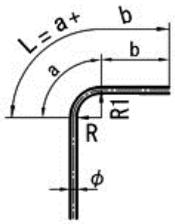
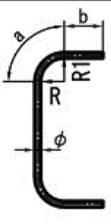
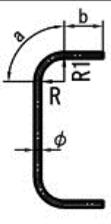
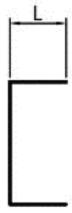
 <p>(加工)</p>	 <p>(図面表示)</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. $R = 10\phi$ 2. $R1 = R + \phi / 2$ 3. $a = \pi / 2 \times R1$ (四捨五入してmm単位とする) $\pi = 3.14$ 4. $b = 20\phi$ 5. $L = a + b$
---	---	---

表 5.2.8 組立筋の鉄筋加工寸法 (mm)

	R	R1	a	b	L	摘 要
D 1 3	26	32.5	51	78	111	梁の組立て筋等 
D 1 6	32	40	63	96	136	
D 1 9	38	47.5	75	114	162	
D 2 2	44	55	86	132	187	

 <p>(加工)</p>	 <p>(図面表示)</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. $R = 2.0\phi$ 2. $R1 = R + \phi / 2$ 3. $a = \pi / 2 \times R1$ (四捨五入してmm単位とする) $\pi = 3.14$ 4. $b = 6\phi$ 5. $L = b + R1$ (四捨五入してmm単位とする)
---	---	--

6. 耐久性能に関する部材及び接合部の設計

5. と同じく、設計に関する規定は、道示Ⅱ編及び道示Ⅲ編に定められている。

鉄筋コンクリート部材の主な照査が道示Ⅳ編表-解 6.1.1 に示されている。

鋼材の防食に関してエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用する場合は、道示Ⅲ編 6.2.1 の解説のとおり「エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計施工指針[改訂版], 2003. 11, 土木学会」に従い定着長（重ね継手長）を算出する。

なお、道示以外の規定で構造設計上の配慮を行うべき事項としては、「橋梁の長寿命化に向けた設計の手引き(案), H25. 3, 中部地方整備局道路部」を参考にすること。

6.1 一般

- (1) 下部構造の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮しなければならない。特に、鉄筋コンクリート部材におけるコンクリートの劣化、鉄筋の腐食等に伴う損傷により、所要の耐荷性能が損なわれないうように耐久性の検討を行う必要がある。
- (2) 海岸部の近くなど、塩分の影響を受けやすい地域に建設する場合には、鉄筋コンクリートの設計・施工に十分留意する必要がある。
- (3) 大気中の炭酸ガス濃度が高い等の厳しい環境下においては、中性化による損傷が発生しないよう、防食・防せいされた鉄筋の使用やコンクリート表面の防護等を検討するのが望ましい。
- (4) 架橋地点が温泉地域等に近接する場合には、化学的腐食に対する対策として、コンクリートが腐食し断面が減少しても耐荷性能上必要な断面が確保できるように腐食しろを見込んでかぶりを増やしたり、コンクリート表面の防護等を行うことが望ましい。
- (5) 河川、港湾等のような流水中に設置される下部構造や、海岸近くなどの波浪等の作用の影響により摩耗が生じる位置に設置される下部構造においては、砂粒を含む流水、砂れきを含む波浪等による摩耗等の作用を受けることがある。このような事象が懸念される場合には、波浪等の影響を受けない位置に下部構造を設置することが望ましい。やむを得ず摩耗等の作用を受ける位置に設置する場合には、流水の速度、底面地盤の状況等を考慮して防護対策を行い、定期的な点検等を通じて適切に維持管理を行うことがよい。
- (6) 既設橋では、路面からの排水処理の不具合による支承部等の腐食が維持管理上の課題となっている。排水計画を適切に行うとともに、橋座部に排水勾配を付ける等の水が滞らない構造となるよう設計で配慮するのがよい。

6.2 塩害に対する検討

- (1) 下部構造の鉄筋コンクリート部材は、塩害により所要の耐久性能が損なわれないうにしなければならない。
- (2) 塩害の影響を考慮する地域では表 6.2.1 に示すかぶりを確保する。ただし、水中又は土中にある部材は、表 6.2.1 規定による。

表 6.2.1 塩害の影響による最小かぶり (mm)

海岸線からの距離	部材の種類		はり, 柱, 壁
	塩害の影響度合い	対策区分	
海上部及び海岸線から 20m まで	影響を受ける	S	90 ※
20m を超えて 50m まで		I	90
50m を超えて 100m まで		II	70
100m を超えて 200m まで		III	50

※塗装鉄筋, コンクリート塗装等を併用

(3)海岸線の位置は、基本的に図 6.2.1 に示す位置としてよい。ただし、護岸構造物等が無く海岸線が明確でない場合は、「道示Ⅲ編 6.2.3 解説」により「海岸施設設計便覧, H12.1, 土木学会」の定義による海岸保全区域の陸側境界線を海岸線とみなしてよい。

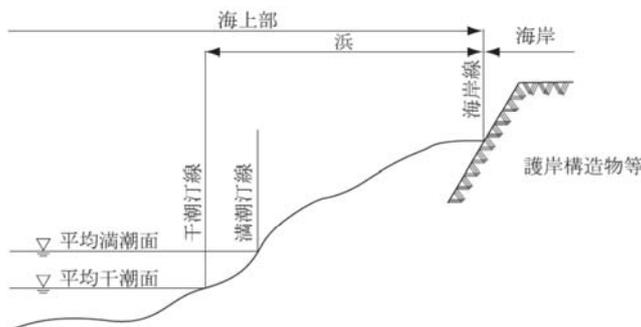


図 6.2.1 海岸線の位置 (道示Ⅲ編, 図-解 6.2.1)

7. 橋脚、橋台、フーチング及び橋台背面アプローチ部の設計

7.1 適用の範囲

この章は主として下部構造として一般的に用いられる鉄筋コンクリート構造の橋脚、橋台及びフーチングの設計に特有の事項について規定されている。鋼構造やプレストレストコンクリート構造の橋脚及び橋台について、この章に規定されていない事項は5章、さらには道示Ⅱ編、道示Ⅲ編による必要がある。

7.2 一般

躯体形状の計画は、「土木構造物設計ガイドライン 土木構造物設計マニュアル(案) [土工構造物・橋梁編] 第2章 IV, H11.11, 全日本建設技術協会」に基づき、以下を参考に決定する。

(1) 橋脚

1) 躯体形状

① T形橋脚

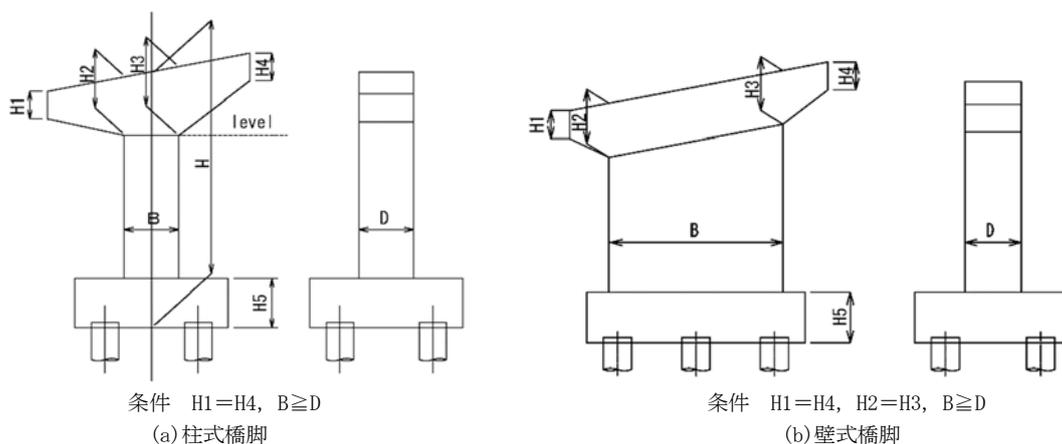
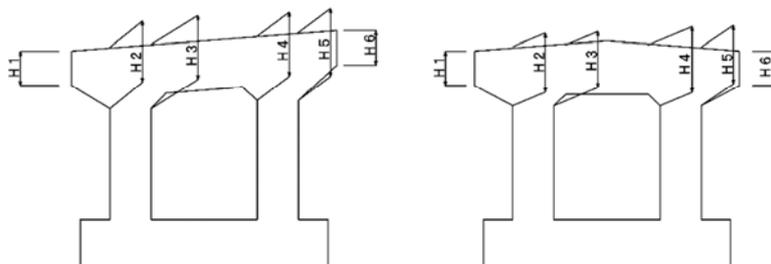


図 7.2.1 橋脚の形状寸法

- ・ 躯体の全高 H (構造物中心上) は、10cm 単位で丸めるものとする。
- ・ 各部の寸法は 10cm 単位に丸める。直接基礎のフーチング幅は 50cm 単位程度に丸める。
杭基礎のフーチング幅は 10cm 単位程度に丸める。
- ・ 柱式橋脚の場合は、柱上面を水平とし、壁式橋脚の場合は、柱上面をはり勾配と平行にする。

- ・円形断面の柱の直径は50cmきざみとする。
- ・フーチング上面にテーパは原則として付けないこととする。
- ・円形柱の橋脚などで、柱径が必要な沓座幅（橋軸方向のはり幅）よりも著しく大きくなる場合は、はり幅を柱幅に合わせない方がよい。

②ラーメン式橋脚



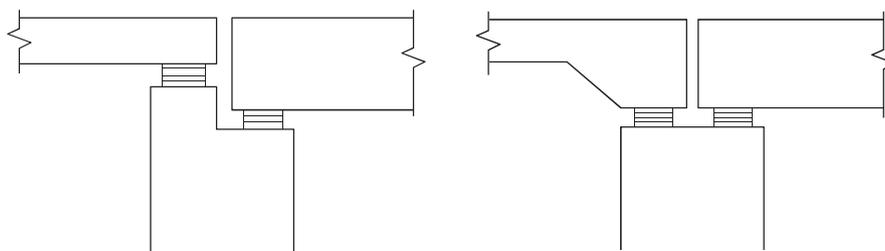
$H1 = H6$
 $H2 = H3 = H4 = H5$ (a) 橋面が片勾配の場合
 $H1 = H6$
 $H2 = H5, H3 = H4$ (b) 橋面が両勾配の場合

図 7.2.2 ラーメン橋脚の形状

- ・片勾配の場合には、はり上面とはり下面が平行となるように形状を決定する。
- ・両勾配の場合には、はり上面を両勾配とし、柱間部のはり下面をレベルとする。

2) 段違い部を有する橋脚頂部の形状

基本は段違い部を有しない構造とする。構造形式等により、段違い部を設ける場合は、上部構造と橋脚段違い部は、地震の影響を考慮する設計状況において、衝突しないように必要な遊間を設けることを原則とする。



(a) 段違い部を有する橋脚の場合
 (b) 橋脚頂部の高さをそろえた場合
 図 7.2.3 段違い部を有する橋脚への配慮（道示V編, 図-解 13.2.1）

(2) 橋台

1) 重力式橋台

重力式橋台の形状寸法決定にあたっては、表 7.2.1 を参考に決定する。

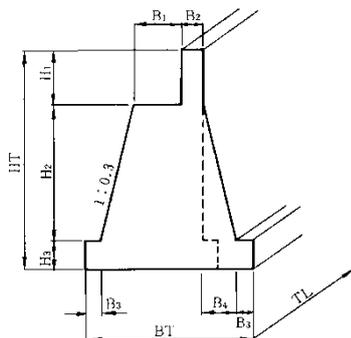


図 7.2.4 重力式橋台の形状寸法

重力式橋台の道路中心線上での躯体高さ (HT) は、通常 10cm 単位で丸めるものとする。なお、道路中心線が都合悪い場合には、構造物中心でもよい。

2) 逆 T 式橋台

逆 T 式橋台の形状寸法決定にあたっては、表 7.2.2 を参考に決定する。

表 7.2.1 構造寸法の範囲 (m)

記号	最小	最大	備考
B1	0.6	—	0.1m ピッチ
B2	0.4	—	0.1m ピッチ
B3	0.2	0.2	固定
B4	0.0	—	0.5m ピッチ
BT	2.0	—	0.5m ピッチ
H1	0.5	—	0.01m ピッチ
H2	1.5	—	0.01m ピッチ
H3	0.5	—	固定
HT	3.0	—	0.1m ピッチ

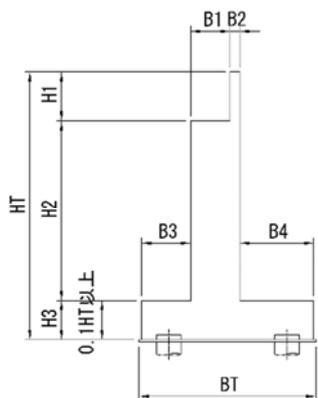


図 7.2.5 T 式橋台の形状寸法

表 7.2.2 構造寸法の範囲 (m)

記号	最小	最大	備考
B1	0.6	—	0.1m ピッチ
B2	0.4	—	0.1m ピッチ
B3	—	—	0.1BT~0.5BT 0.1m ピッチ
B4	—	—	—
BT	—	—	0.5HT~1.0HT 0.5m ピッチ ※1
H1	0.5	—	0.01m ピッチ
H2	—	—	0.01m ピッチ
H3	—	—	0.1HT 以上 0.1m ピッチ ※2
HT	3.0	15.0 程度	0.1m ピッチ ※3

- ※1 杭基礎の場合は 10cm 単位程度に丸める。
- ※2 フーチング上面にテーパは付けないことを標準とする。
- ※3 逆 T 式橋台の道路中心線上での躯体高さ (HT) は、通常 10cm 単位で丸めるものとする。なお、道路中心線が都合悪い場合には、構造物中心でもよい。

7.3 橋脚の設計

7.3.1 設計手順

(1) 橋脚は、死荷重、活荷重、土圧、地震（レベル1, 2地震動）による荷重等の外力に対して安定し、かつ、躯体各部材及び基礎構造部材の応力度もそれぞれの制限値の範囲内でなければならない。橋脚の設計手順は図7.3.1のとおりとする。

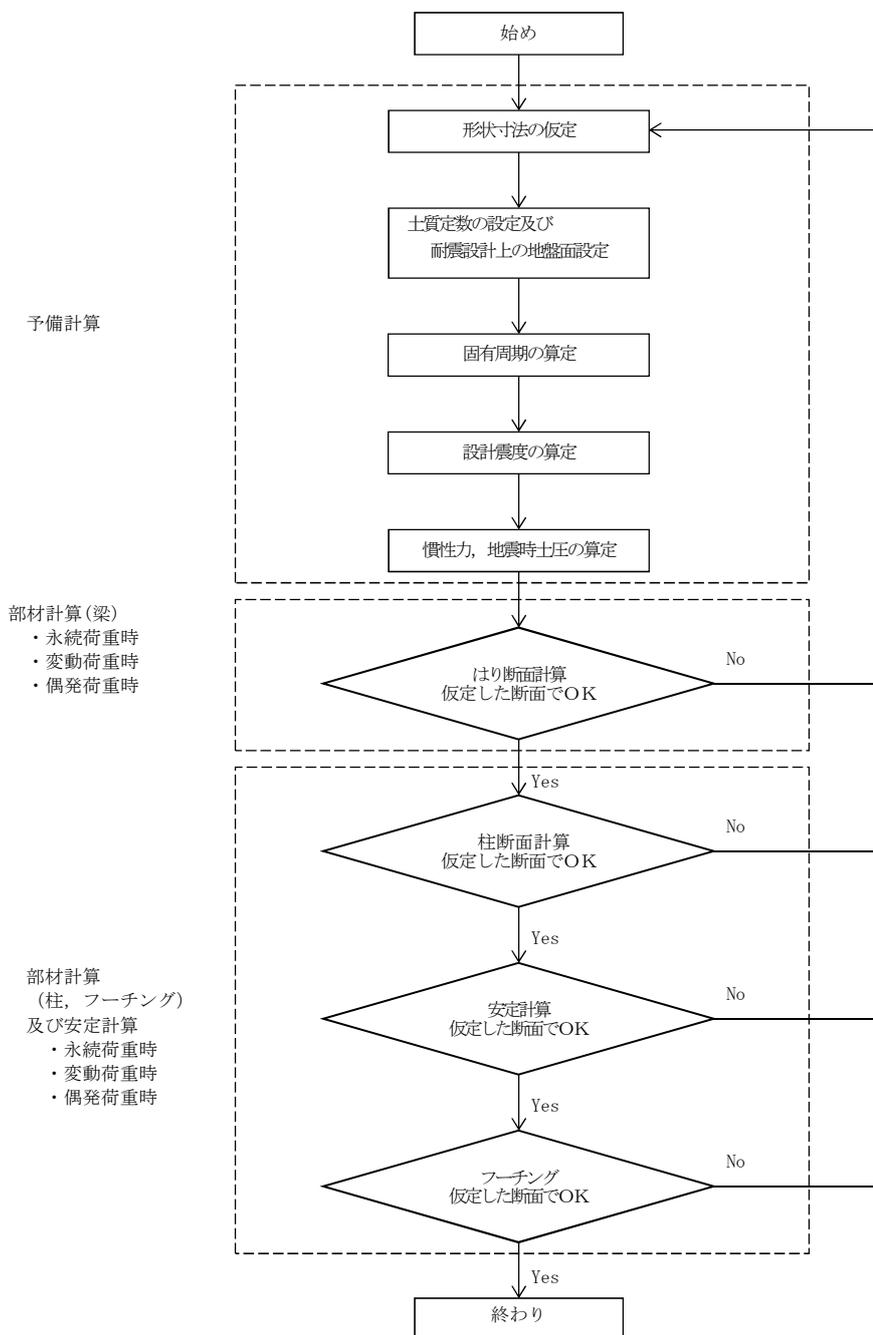


図 7.3.1 橋脚の設計手順

(2) 橋脚は、常時及びレベル1, 2地震時に対する設計を行う。

レベル2地震動に対する耐震設計では、部材の耐力や変形性能を考慮して行うものとする。

レベル2地震動に対する橋脚躯体の設計手順を図7.3.2に示す。

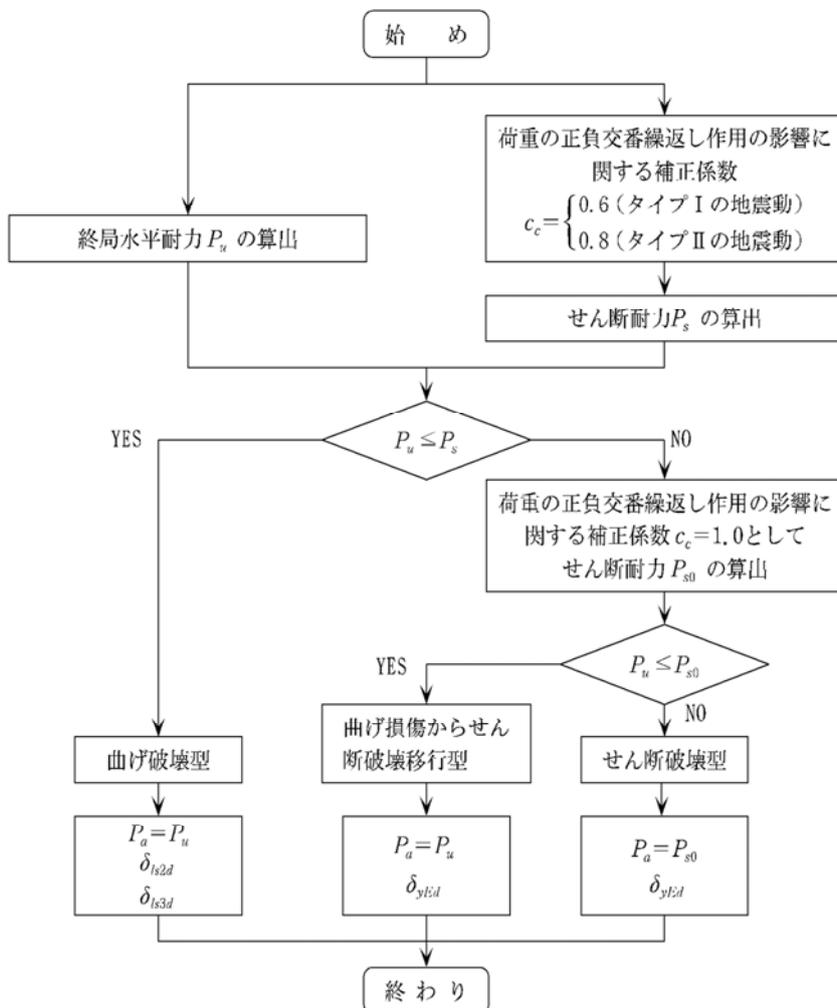


図 7.3.2 地震時保有水平耐力法による橋脚の設計手順 (道示V編, 図-解 8.3.2)

7.3.2 荷重の組合せ

(1) 橋脚の耐荷性能の照査において考慮する作用の組合せ

橋の耐荷性能の照査は、「道示 I 編, 3.3」に示す作用の組合せを用いて適切に設定しなければならない。

(2) 部材の安全性の照査及び基礎の安定性の照査において考慮する荷重の組合せ

1) 橋脚の設計を行う場合、常時に対しては「死荷重+活荷重」の変動作用支配状況で決定される場合が多い。ただし、橋の維持管理上や耐震性の観点から多径間連続橋などを用いる場合には「温度変化の影響」を組合せた場合に対しても設計しておく必要がある。

2) 温度変化の影響によって基礎は不安定にはならないと考えられることから、一般には基礎本体部材の安全性の照査のみ行えばよい場合が多いが、次のような条件の場合は、基礎の安定性に影響がないか留意する必要がある。

- ①連続する径間数が多く、基礎に変状が生じるような過大な変位が生じる可能性がある場合
- ②斜面上の基礎のように、基礎前面地盤の受働抵抗が平坦地盤に比べて相対的に小さい場合
- ③常時の状態で基礎に著しい偏心が生じている場合

④曲線橋や斜橋のように基礎に作用する荷重の方向が複雑な場合

3) 橋脚高の高い場合や遮音壁を取付けた場合等では、風荷重により下部構造の安全性に影響を及ぼす場合があるので、このような場合は、「暴風時」として部材の安全性の照査及び基礎の安定性の照査を行う必要がある。なお、部材の安全性の照査において、風荷重による水平方向の荷重を考慮する場合には、活荷重を組合せる⑥についても検討する必要がある。

(3)温度変化の影響

温度変化の影響とは、ラーメン橋等不静定構造に作用するものと地震時水平力分散構造を用いた多径間の上部構造の温度伸縮により支承に生じる水平力のことを指す。

7.3.3 T形橋脚

以下にT形橋脚の設計における留意点を示す。

- (1)張出ばりは、柱付け根を固定端とする片持ばりとして設計する。柱及び壁は、フーチングを固定端とする片持ばりとして設計する。フーチングは、柱付け根を固定とする片持ばりとして設計する。
- (2)張出ばり及びフーチングは、曲げモーメントを受ける部材として設計する。柱及び壁は、軸圧縮力と曲げモーメントを受ける部材として設計する。
- (3) T形橋脚の柱及び張出ばりには、支承部や落橋防止構造等を介して上部構造からの荷重が作用するため、これらを基礎に確実に伝達できるよう設計しなければならない。特に地震時に作用する荷重に対して柱又ははりが著しく損傷すると、上部構造を安全に支持できず地震後の速やかな機能の回復が困難となるだけでなく桁の落下等に至るおそれもある。又、取付部の破壊に伴う落橋防止構造やダンパー等の制振装置の落下等により第三者被害が生じる可能性もある。このため、このような損傷が生じないよう取付けられる部材の照査を行う必要がある。
- (4) T形橋脚の計画上の留意点を以下に示す。
 - 1) 張出ばりの長さ、はり先端高さ及びはり付根高さは、応力上だけからではなく、はりと柱及び壁のプロポジションに問題ないか検討して決定する必要がある。
 - 2) 柱及び壁の橋軸方向の厚さは、橋座の寸法から決定される場合が多い。計算上必要となる柱及び壁の水平断面に著しく余裕ができる場合には、柱及び壁幅をはり幅よりもせまくすることもできるが、施工性を十分考慮して慎重に検討する必要がある。
 - 3) 柱の水平断面に円形や小判形を採用すると柱鉄筋とフーチング鉄筋が干渉するため鉄筋組立が煩雑となることが予想される。景観などの理由から、柱断面に工夫をこらす場合にもフーチングとの結合部の鉄筋詳細図を描いて鉄筋の組立に支障しないことを確認する必要がある。

7.3.4 ラーメン式橋脚

以下に、ラーメン式橋脚の設計における留意点を示す。

- (1)各部材の節点が剛結された構造として、フーチング上面を固定端としたラーメン構造に対して平面骨組解析（面内、面外）を行う。
- (2)ラーメン部材の隅角部には、ハンチを設けるのを原則とする。
- (3)ラーメン部材の断面力は、部材接合部及びハンチに剛域を設定して計算することを原則とする。
- (4)ラーメンの軸線は、各部材の断面図心にあるものとして各部材の剛比を計算する。
- (5)ラーメンの面外方向（通常橋軸方向）は、柱として計算する。なお、荷重状態が対称でない場合は、荷重分配を考えて設計しなければならない。
- (6)一般的なラーメン式橋脚やラーメン式橋台は、フーチングと切り離して解析してよいが、深礎杭など杭

径が大きい場合は杭を含めた全体構造系で解析するのがよい(図7.3.3)(設計要領 第二集 橋梁建設編, 5章 4-2, H24. 7, NEXCO 総研)。

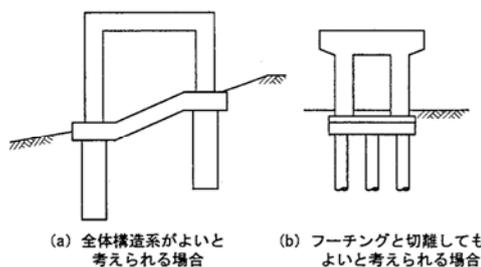


図 7.3.3 ラーメン橋脚と解析モデル

7.4 橋脚部位の設計

7.4.1 張出ばり

(1) 設計上の留意点

- 1) T形橋脚の柱及び張出ばりは、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しなければならない。
- 2) 張出ばりは、片持ばりとして設計するのが原則とする。このとき、最も不利となる軸力及び曲げモーメントの組合せを用いる。
- 3) 張出長は、「道示IV編 7.3.1」によるものとする。
- 4) 張出ばりの側面には、橋軸方向水平力に対して必要な鉄筋量を配置するものとし、少なくとも主鉄筋はD16以上を使用し、間隔は250mm以下とするのがよい。
- 5) 支承反力によるはりのせん断力に対しては、集中荷重に対する設計を行うものとし、コンクリートのみで負担できない場合には、せん断補強鉄筋を配置する。
- 6) 反力がはりの中心軸に対して対称に作用せず、ねじりモーメントが生じる場合は、これに対しても断面を照査しなければならない。
- 7) 張出長 L が短く、はり高さ H と張出し長さ L の比(H/L)が1.0以上となる場合には、コーベルとして設計する。コーベルの設計は「道示III編 5.2.12」により行う。

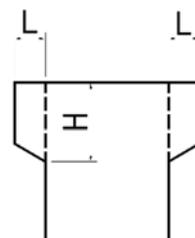


図 7.4.1 短スパンの張出ばり

- 8) 橋脚の張出ばりの根元断面は、常時の鉛直荷重等に対して設計するほか、地震の作用を考慮して設計を行う。地震時には、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考慮する必要がある。これら支承反力の算出については「道示V編 13.1.1」の規定による。

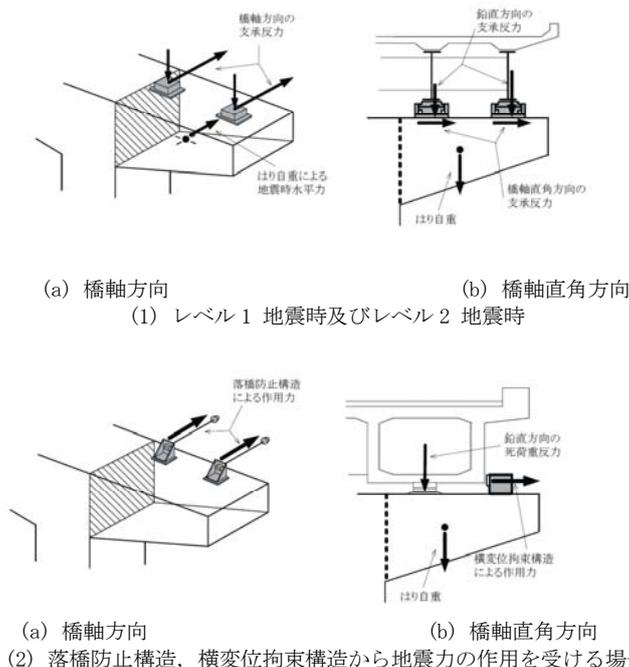


図 7.4.2 橋脚の張出ばりに作用する荷重の例 (道示IV編, 図-解 7.3.1)

9) 張出ばりに落橋防止構造や横変位拘束構造が取付く場合には、これらの構造から作用する荷重についても考慮する必要がある。このときの荷重については「道示V編 13.3.6 及び 13.3.7」によるものとし、照査は「道示IV編 5章及び7章」の規定に準じて行えばよい。

(2)配筋要領

張出ばりの配筋は、以下による。図 7.4.4 に配筋例を示す。

1)鉄筋のかぶり

①純かぶり (道示IV編, 5.2.2)

鉄筋のかぶりは、35mm 以上かつ鉄筋の直径以上とする。
 又、塩害の影響を考慮する場合には、純かぶり 35mm を表 6.1.1 による値に読みかえて使用する。

②張出ばり上面のかぶり

上面主鉄筋中心までのかぶりは、図 7.4.3 による。

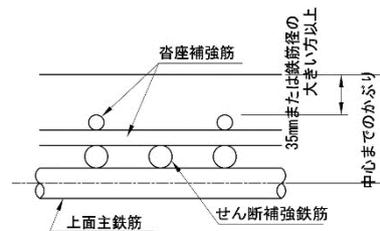


図 7.4.3 はり上面主鉄筋のかぶり

2)せん断補強鉄筋

①せん断補強鉄筋の形状は、引張側の鉄筋を取り囲むような形状とするとともに、水平方向のせん断耐力の向上のために、図 7.4.4 のように、下面圧縮側の鉄筋にフックをつけてはり全体を取り囲む形状とする。又、圧縮鉄筋がある場合においては、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。

②せん断補強鉄筋は、部材全体にわたって配置する。せん断補強鉄筋の配置区間は、矩形断面では、はり高さ h の $1/2$ 又は下面圧縮鉄筋の定着長 $0.8L_a$ の長い方とする。円形断面での配置区間は、はり高さ h の $1/2 +$ 柱の半径 b , 又は、はり下面圧縮鉄筋の定着位置 ($b + 0.8L_a$) までの長い方とする。

③計算上せん断補強鉄筋を配置する必要がある場合、せん断補強鉄筋の間隔は、はりの有効高の $1/2$ 以下かつ 300mm 以下とする。又、計算上せん断補強鉄筋を必要としない場合でも、はりの有効高以

下の間隔に配置する。

3) 水平補強筋

- ① 水平補強筋は、両側半円形フックとし、はりのせん断補強鉄筋にかけるのがよい。
- ② 水平補強筋は、中間帯鉄筋と同等の定着を行った D16 以上の鉄筋を補強区間においてせん断補強鉄筋と同間隔に配置し、計算で不要な場合でも間隔 300mm 以下で配置するのが望ましい。

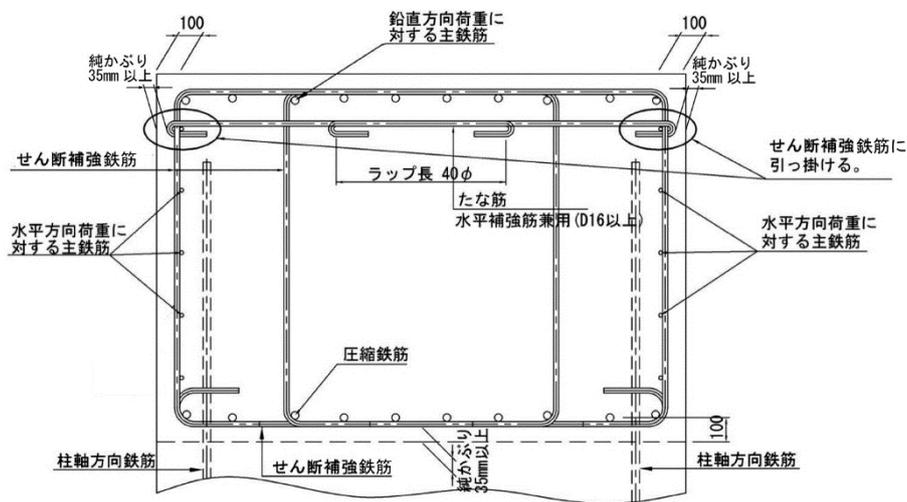


図 7.4.4 橋脚はり断面の配筋例

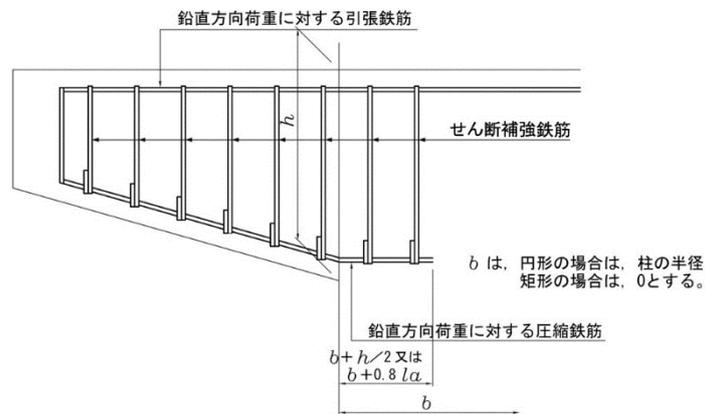


図 7.4.5 橋脚はりのせん断補強鉄筋配置区間

7.4.2 柱

(1) 設計上の留意点

- 1) 柱は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとして設計してよい。
- 2) 柱は、地震時保有水平耐力法の設計においてエネルギー吸収性能を期待しており、その破壊形態及び変形性能はそれ自体の断面構成のみならず、基礎等の部位の設計に影響を及ぼす。
- 3) 円形断面においては、設計上中間帯鉄筋による横拘束効果は考慮できないが、せん断補強筋として中間帯鉄筋を配筋するものとする。
- 4) 頂部と比べて基部の断面を絞った逆台形型橋脚や壁式橋脚、小判形橋脚等のうち幅に比べて支承数が少なく、上部構造の死荷重が比較的大きなものについては、橋脚躯体の天端中央付近等に鉛直荷重に起因する鉛直方向のひびわれを生じることがある。このような橋脚は、鉛直方向のひびわれに配慮して配筋するのがよい。例えば、張出部の設計で上側に引張鉄筋を配置する場合には、その鉄筋を全幅を通して配置するのが望ましい（道示IV編 7.2.2）。

(2) 配筋要領

柱の配筋は、以下による。図 7.4.15 に配筋例を示す。

1) 軸方向鉄筋

- ① 軸方向鉄筋は直径 16mm 以上の異形棒鋼とする。太径鉄筋を用いる場合、ひびわれ制御、応力分散等の面で不利となるため、一般には 32mm 以下の鉄筋を用いるのがよい。やむを得ない場合は、直径 51mm までの使用を可能とする（道示IV編, 5.2.4）。
- ② 軸方向鉄筋を数段に配置すると、コンクリートの打込みや締固めが困難となるため、2 段以下に配置するのが望ましい（道示IV編, 5.2.4）。
- ③ 軸方向鉄筋は、フーチングや頂版の下側主鉄筋位置までのばすものとし、鉄筋の端部はフックをつけて定着する（道示IV編, 7.5 解説）。
- ④ 軸方向鉄筋の段落しは原則として行わない。橋脚高さが高い橋脚の場合等、やむを得ず段落しを行う場合は、以下の点によらなければならない（道示V編, 8.10）。なお、橋脚高さが高い橋脚とは、高さが 30m を超えるような橋脚が 1 つの目安となる（道示V編 5.1 解説）。

・軸方向鉄筋の段落しは、塑性化を考慮する領域では行ってはならない（道示V編, 8.10）。

H24 道示で変更となった「塑性化を考慮する領域」は、曲げ破壊型の単柱式の鉄筋コンクリート橋脚で、塑性ヒンジが橋脚基部にしか形成され得ないような場合、一般に図 7.4.6 に示すように、橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 h の 0.4 倍の長さに対応する領域と考えてよい（道示V編, 8.9.1）。

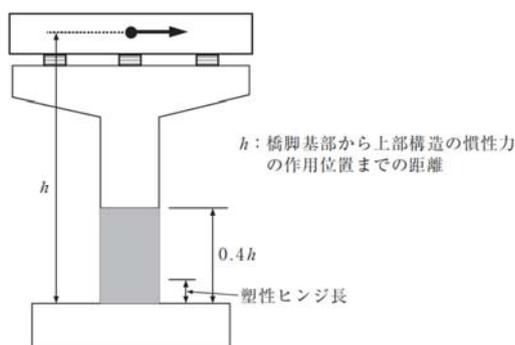


図 7.4.6 塑性化を考慮する領域（道示V編, 図-解 8.9.1）

- ・1つの段落し位置において軸方向鉄筋量の低減をする割合は原則として1/3以下とする。ただし、橋軸方向及び橋軸直角方向に異なった高さで段落しする場合には、それぞれの面において低減をする割合を定める（道示V編, 8.10）。
 - ・段落し位置においては、これより上下それぞれに橋脚断面の短辺方向の長さ又は直径の1.5倍に相当する領域では、帯鉄筋間隔を150mm以下とする。又、「道示V編 8.9.2(2)2)」に従い帯鉄筋間隔は急変させてはならない（道示V編, 8.10(5)）。
- ⑤ 塑性化を考慮する領域においては、軸方向鉄筋の継手を設けることはできるだけ避けるのがよい。ただし、施工上の事由等により、やむを得ず塑性化を考慮する領域で軸方向鉄筋の継手を設ける場合には、「道示IV編 7.8」の規定に基づかなければならない。又、重ね継手はかぶりコンクリートが剥落するとその機能が失われるため、塑性化を考慮する領域には用いることができない「道示III編, 5.2.7(道示V編, 8.9.2 解説(1))」。

2) 鉄筋のかぶり

① 純かぶり（道示IV編, 5.2.2）

鉄筋のかぶりは、70mm以上かつ鉄筋の直径以上とする。
 なお、塩害の影響を考慮する場合には、**図7.4.7**の純かぶり70mmを**本章6.1.2**に示す**表6.1.1**による値に読みかえて使用する。

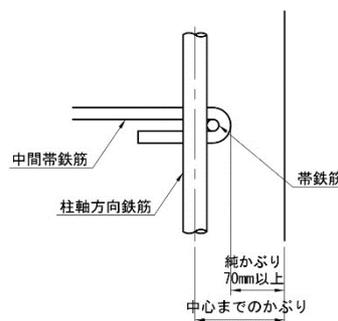


図7.4.7 柱の軸方向鉄筋のかぶり

② 軸方向主鉄筋中心までの距離

軸方向主鉄筋中心までのかぶりは**図7.4.7**による。

3) せん断補強鉄筋

① せん断補強鉄筋のうち、「帯鉄筋」は以下により配置する（道示IV編, 5.2.5(6)）。

i) 帯鉄筋の配置区間は、以下の通りとする（**図7.4.8**参照）。

・柱部材

柱状の部材の全長にわたって配置し、その間隔は300mm以下とする。

・はり内部

柱の短辺長の1/2以上とする。

・フーチングの内部

柱短辺長の1/2以上又は、フーチング厚の1/2以上のいずれが大きい方とする（道示IV編, 7.5 解説(2)）。

・帯鉄筋配置区間外

帯鉄筋配置区間外（**図7.4.8**のフーチング下端側及び梁上端側）には、組立筋として帯鉄筋の倍ピッチで配筋を行う（道路設計要領-設計編, 第5章 参6, H20.12, 中部地方整備局）。

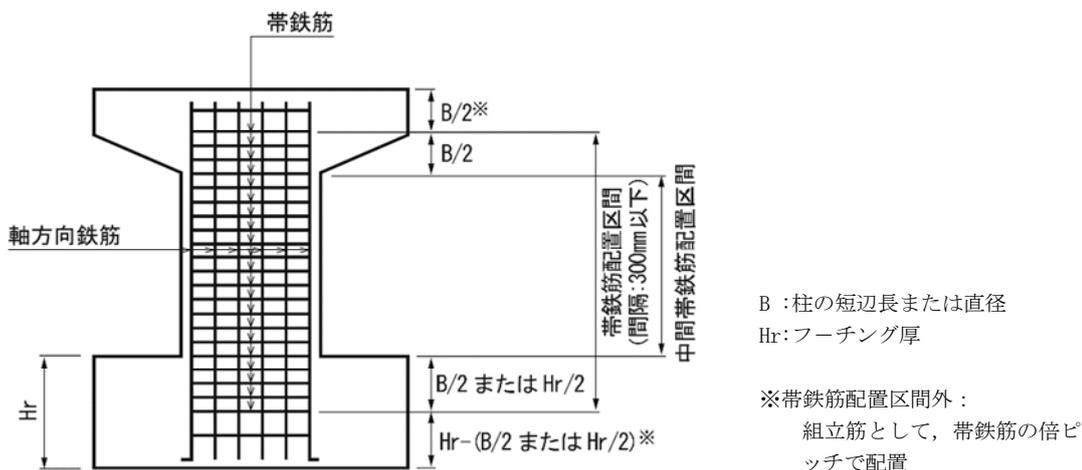


図 7.4.8 帯鉄筋の配置区間

- ii) 軸方向鉄筋を取囲むように配置し、端部はフックをつけて断面内部のコンクリートに定着することを標準とし、フックのない重ね継手は原則として用いてはならない。なお、帯鉄筋を継いで配置する場合には、その継手部は高さ方向に千鳥状に配置する。
 - iii) 高さ方向に対して帯鉄筋の間隔を変化させる場合には、その間隔は徐々に変化させるものとし、急変させてはならない。
 - iv) 橋脚柱の軸方向鉄筋を段落しする場合、段落し位置においては、これより上下それぞれに橋脚断面の短辺長又は直径の1.5倍に相当する断面領域では、帯鉄筋の間隔を150mm以下とする。
- ② せん断補強鉄筋のうち、「中間帯鉄筋」は以下により配置する（道示IV編, 5.2.5(6)）。
- i) 帯鉄筋と共同してせん断力に抵抗させる場合には、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とする。
 - ii) 計算上せん断補強が必要な区間に加えて、その区間の両端にそれぞれ部材断面の有効高に等しい長さを加えた区間に配置する。ただし、この区間の一部又は全体がフーチング内部やはり内部に入る場合には、フーチング内部やはり内部にはせん断補強のための中間帯鉄筋を配置する必要はない。
 - iii) 配置間隔は、鉛直方向は部材の有効高の1/2以内、水平方向は1m以内とする。
 - iv) 原則として帯鉄筋にフック又は定着体をかけて定着する。なお、軸方向鉄筋が2段配筋の場合においては、最も外側に配置される帯鉄筋にフック又は定着体をかけて定着すればよい。
- フックを用いて定着する場合、フック形状は施工性を重視して両側半円形フックを柱内で重ね、鉄筋の両端を半円形フックにて、矩形断面の場合（図7.4.15参照）は断面周長方向に配筋される帯鉄筋に、円形断面の場合は軸方向鉄筋、又は帯鉄筋にフックをかけることを原則とする（図7.4.9参照）。
- フックの形状について、両側半円形フックとすることが困難な場合は、図7.4.11を参考にフック形状を決定するものとし、一方のフックを直角フックとしてよいが、矩形断面の場合には直角フックの位置が千鳥状になるように配置する（道示IV編, 5.2.5 解説）（図7.4.10参照）。ここで、塑性化を考慮する領域において直角フックを用いる場合には、横拘束鉄筋の有効長としては、「道示V編, 8.5」に規定する塑性ヒンジ長を算出するための有効長 d' 及び「道示V編, 6.2.3」に規定するコンクリートの横拘束効果を考慮するための有効長 d の1.5倍の値を用いるのがよい（道示V編, 6.2.5 解説）。

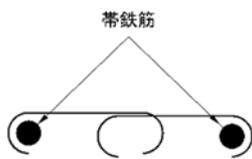


図 7.4.9 中間帯鉄筋の形状（原則形状）

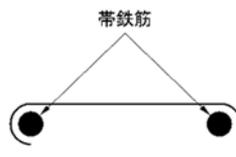


図 7.4.10 中間帯鉄筋の形状（直角フックの使用）

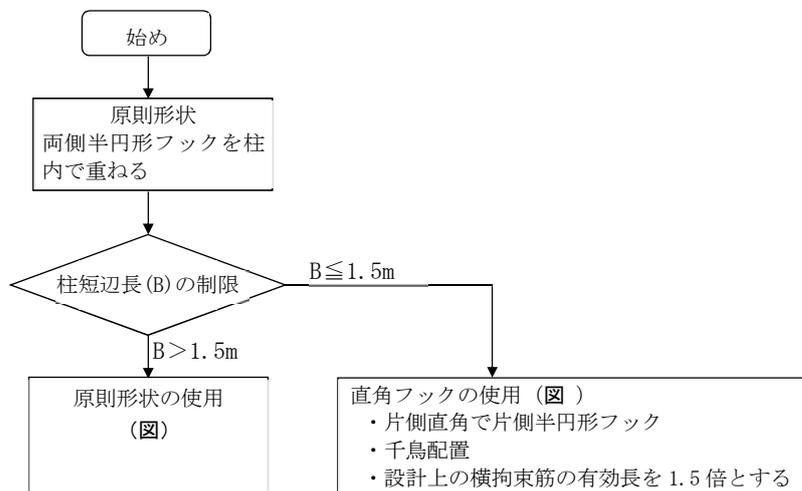


図 7.4.11 中間帯鉄筋の使用区分

v) 1本の連続した鉄筋，又は部材断面内部に継手を有する2組の鉄筋により部材断面を貫通させることを標準とする。ただし，部材断面内部において継手を設ける場合は，中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手を選定する（図 7.4.12 及び図 7.4.13 参照）。

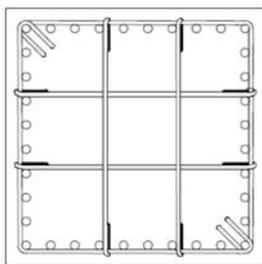


図 7.4.12 中間帯鉄筋の配筋例（道示IV編，図-解 5.2.1）

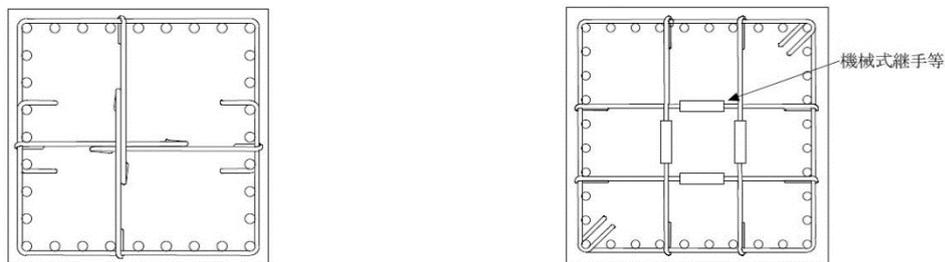


図 7.4.13 継手を用いた中間帯鉄筋の配筋例（道示編，IV図-解 5.2.2）

③ コンクリートの拘束効果を期待して配置する場合には以下の点にも注意する（道示V編, 8.9.2）。

- i) 帯鉄筋には異形棒鋼を用い、その直径は13mm以上、かつ、軸方向鉄筋の直径よりも小さくする。塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて表7.4.1に示す値以下、かつ、断面高さの0.2倍以下とする。この場合、断面高さは、矩形断面の場合においては短辺の長さ、又、円形断面の場合においては直径とする。

表 7.4.1 帯鉄筋間隔の上限値 (mm) (道示V編, 表-8.9.1)

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

- ii) 帯鉄筋にフックとして直角フックを用いる場合においては、かぶりコンクリートが剥離してもフックがはずれないような構造とする（図7.4.14参照）。鉄筋の種類に応じたフックの曲げ形状とフックの曲げ内半径は、「道示IV編, 5.2.3」の規定による。フックは、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐにのばす。

- ・半円形フック：帯鉄筋の直径の8倍又は120mmのうち大きい値
- ・鋭角フック：帯鉄筋の直径の10倍
- ・直角フック：帯鉄筋の直径の12倍

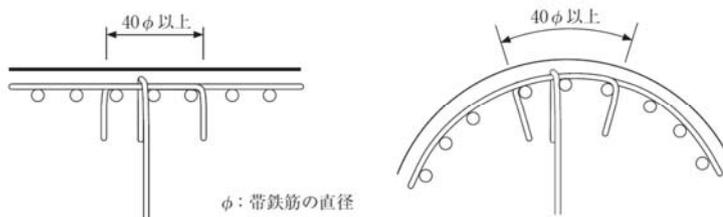


図7.4.14 直角フックを有する帯鉄筋の定着例 (道示V編, 図-解6.2.6)

- iii) 矩形断面の隅角部以外で帯鉄筋を継ぐ場合においては、帯鉄筋の直径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、さらにii)に規定するフックを設けることを標準とする。
- iv) 中間帯鉄筋の断面内配置間隔は、原則として1m以内とする。
- v) 中間帯鉄筋は、帯鉄筋の配置される全ての断面で配筋する。
- vi) 中間帯鉄筋は、施工性を重視して両側半円形フックを柱内で重ね、鉄筋の両端を半円形フックにて、矩形断面の場合（図7.4.15参照）は断面周長方向に配筋される帯鉄筋に、円形断面の場合は軸方向鉄筋、又は帯鉄筋にフックをかけることを原則とする（図7.4.9参照）。フックの形状について、やむを得ない場合は、一方のフックを直角フックとしてよい（図7.4.10参照）。ただし、この場合には、直角フックの位置が千鳥状になるように配筋するとともに、コンクリートの応力度一ひずみ曲線の算定において横拘束筋の有効長は「道示V編, 6.2.3」に規定する値の1.5倍とする。ここでやむを得ない場合とは橋脚柱の軸方向幅が1.5m以下の場合が想定される。

なお、軸方向鉄筋を2段以上配筋する場合においては、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかければよい。

- vii) 中間帯鉄筋は、1本の連続した鉄筋、又は、橋脚断面内部に継手を有する2組の鉄筋により橋脚

断面を貫通させることを標準とする。ただし、橋脚断面内部において継手を設ける場合においては、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手構造を選定する。

- viii) ラーメン橋脚の柱部材とはり部材の節点部においては、塑性ヒンジが形成されないように配筋しなければならない。
- ix) 中空断面を有する鉄筋コンクリート橋脚においては、中空断面の特性を踏まえて、塑性変形能

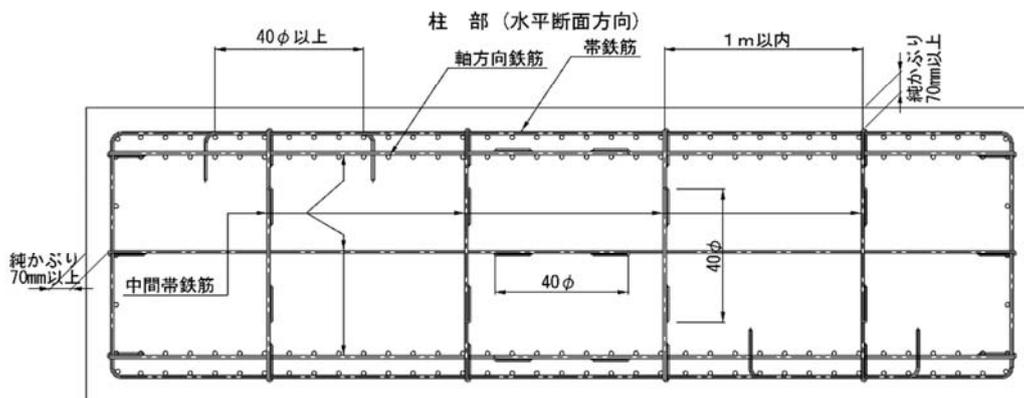


図 7.4.15 橋脚柱の断面

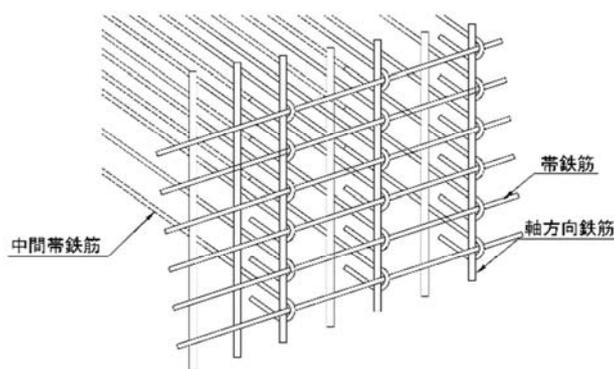


図 7.4.16 配筋立体図

7.5 橋台の設計

7.5.1 設計手順

橋台は、死荷重、活荷重、土圧、地震（レベル1、2地震時）による荷重等の外力に対して安定し、かつ、躯体各部材及び基礎構造部材の応力度がそれぞれの許容応力度の範囲内でなければならない。橋台の設計手順は図 7.5.1 のとおりとする。

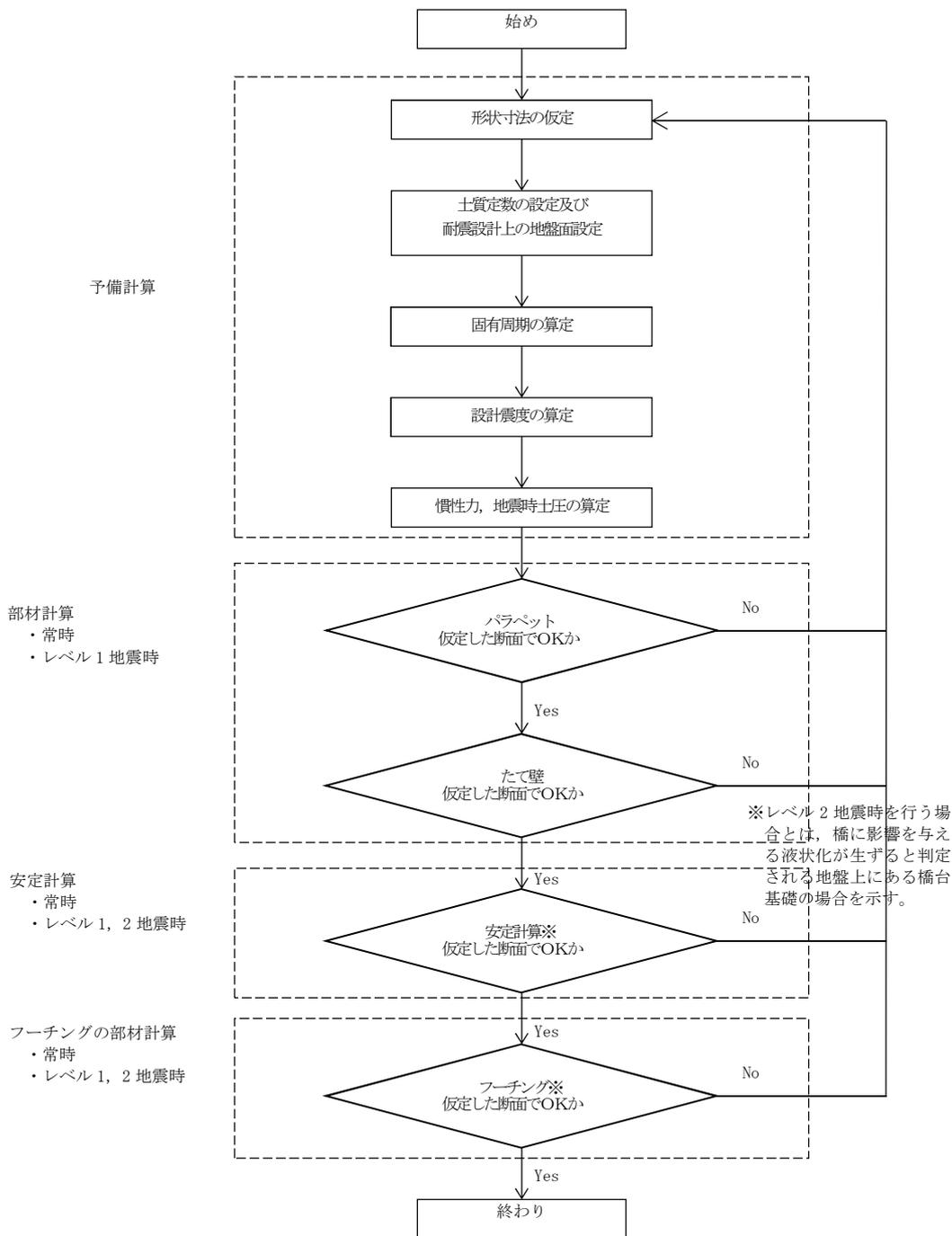


図 7.5.1 橋台の設計手順

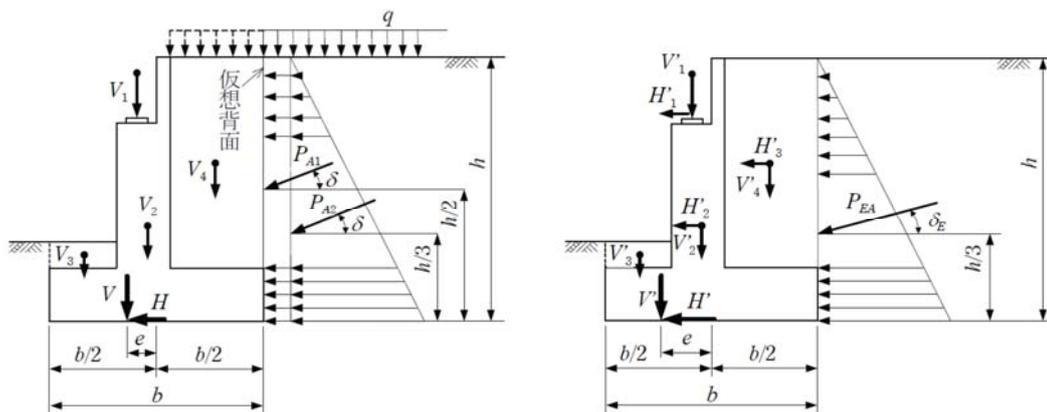
7.5.2 荷重の組合せ

(1) 荷重の組合せ

1) 橋台の耐荷性能の照査において考慮する作用の組合せ

橋台の耐荷性能の照査は、「道示I編,3.3」に示す作用の組合せを用いて適切に設定しなければならない。

2) 橋台基礎の安定照査における荷重状態の例を図7.5.2に示す。



(a) 橋台基礎の永続作用支配状況及び変動作用支配状況
(地震の影響を含まない作用の組合せ)の安定照査に
おける荷重状態の例

(b) 橋台基礎の変動作用支配状況
(地震の影響を含む作用の組合せ)の
安定照査における荷重状態の例

図7.5.2 橋台基礎の安定性照査における荷重状態 (道示IV編, 図-解 3.5.3 及び図-解 3.5.4)

(2) フーチング上載土砂の影響 (道示IV編, 3.5 解説)

安定性の照査においては、前フーチング上載土砂の影響は死荷重としては考慮するが、地震の影響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てよい。ただし、後フーチングの上載土砂は慣性力の対象として考慮する必要がある。なお、地下水位の位置によってその重量が変わる場合、又は将来洗掘のおそれが考えられる場合などにおいては、その影響を考慮する必要がある。

(3) 浮力又は揚圧力の影響 (道示IV編, 3.5 解説)

浮力又は揚圧力の影響は、水位の変動が大きく高水位と低水位の差が相当ある場合に、構造物の安定性に不利になるように考慮する。設計においては、浮力ありと浮力なしの2ケースを行う。

(4) 地表載荷荷重の影響 (道示I編, 8.7 解説)

橋台に対する地表面載荷荷重としては、一般に $q=10\text{kN/m}^2$ としてよい。

(5) 検討方向 (道示IV編, 3.5(4)3 解説)

一般に橋台の設計は橋軸方向のみ照査しておけばよい場合が多い。ただし、橋台の場合でも、橋台背面アプローチ部が軽量盛土等で構成される場合や橋軸直角方向に地盤が傾斜している場合など、橋軸直角方向の照査により構造が定まる可能性がある橋台については、橋軸直角方向の照査を省略できない。

7.5.3 重力式橋台

(1) 重力式橋台の設計については、「建設省制定土木構造物標準設計第6~12巻の手引き, S57, 全日本建設技術協会」を参考にするとよい。

- (2)前壁とフーチングは、各々に作用する荷重に抵抗する片持ばりとして設計する。
- (3)土圧は壁に直接作用（図 7.5.4 参照）させる。

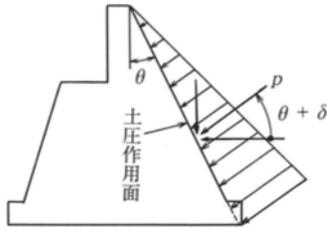
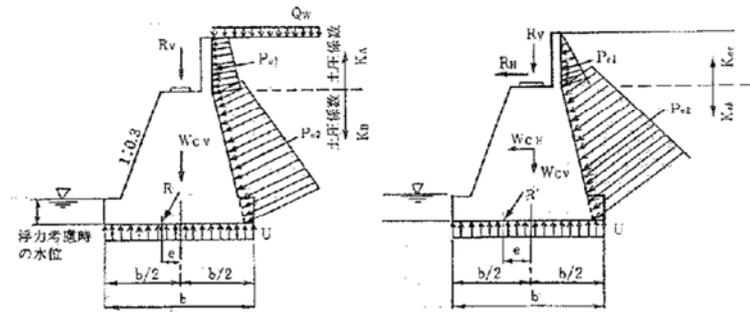


図 7.5.3 重力式橋台の土圧作用面
(道示 I 編, 図-解 8.7.1)



(a) 常時のフーチングの設計 (b) 地震時のフーチングの設計

図 7.5.4 重力式橋台の作用荷重

(建設省制定土木構造物標準設計第 6~12 巻の手引き, 6.2.2.2. S57 年, 全日本建設技術協会)

- (4)躯体の設計は軸力 (N) , 曲げモーメント (M) が作用する無筋コンクリート断面として行う。

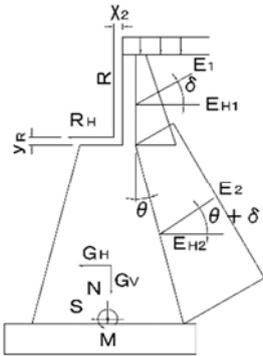


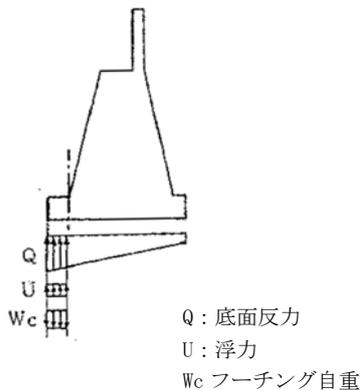
図 7.5.5 作用荷重

$$\left. \begin{matrix} \sigma_c \\ \sigma_t \end{matrix} \right\} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \dots \dots \dots \text{式 (7.5.1)}$$

ここに σ_c : コンクリート断面の縁圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_t : コンクリート断面の縁引張応力度 (N/mm²)
 A : コンクリート全断面積 (mm²)
 W : コンクリートの断面係数 (mm³)
 N : 設計軸方向力 (N)
 M : 設計モーメント (N・mm)

- (5)フーチングの設計は危険側となる前フーチングについて検討する。

フーチングの設計は曲げモーメント (M) が作用する無筋コンクリート断面として行う。



Q : 底面反力
 U : 浮力
 Wc フーチング自重

図 7.5.6
前フーチングの作用荷重
(建設省制定土木構造物標準設計
第 6~12 巻の手引き 6.2.2.5.

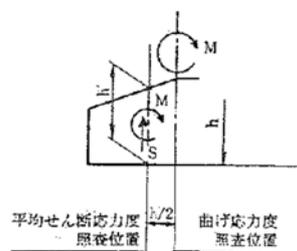


図 7.5.7 前フーチングの応力度の照査位置
(建設省制定土木構造物標準設計
第 6~12 巻の手引き 6.2.2.5.
S57 年, 全日本建設技術協会)

$$\left. \begin{matrix} \sigma_c \\ \sigma_t \end{matrix} \right\} = \pm \frac{M}{W} \dots \dots \dots \text{式 (7.5.2)}$$

ここに,
 σ_c : コンクリート圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_t : コンクリート引張応力度 (N/mm²)
 W : コンクリートの断面係数 (mm³)

- (6)フーチングのせん断応力度の照査は、「道示IV編, 7.7.4」によるものとする。

7.5.4 逆T式橋台

- (1) 橋台は、上部構造等から作用する荷重を確実に基礎に伝達するとともに、橋台背面から作用する荷重に抵抗できる構造としなければならない。(道示IV編, 7.4.1)。
 - (2) 逆T式橋台のたて壁は、フーチング等との接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。(道示IV編, 7.4.2)。
 - (3) フーチングは、片持ばり、単純ばり、連続ばり等のはり部材として設計することを標準とする。ただし、必要に応じて、版としての挙動を考慮する。(道示IV編, 7.7.1)。
 - (4) 橋台たて壁と基礎の接合部は、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しなければならない(道示IV編, 7.5)。
 - (5) 土圧は、たて壁設計時には壁に直接作用させるものとし、安定計算時には仮想背面に作用させるものとする(図7.5.8参照)。又、フーチングの設計では、安定計算で作用させた土圧の鉛直土圧成分と等価な三角形分布荷重として作用させるものとする(図7.5.9参照)(道示IV編, 7.7.1解説)。
- 又、水位を考慮する場合の常時土圧の考え方は、図7.5.10に示すとおりである。

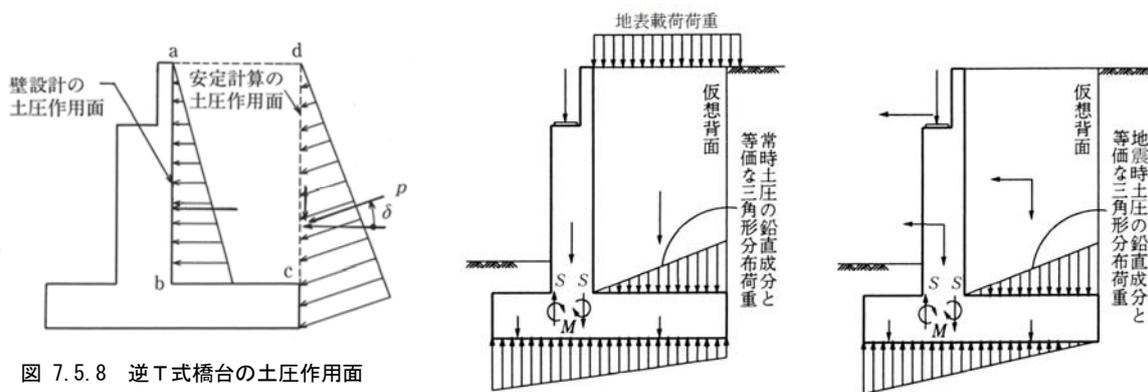


図 7.5.8 逆T式橋台の土圧作用面
(道示I編, 図-解 8.7.2)

(a) 常時のフーチングの設計 (b) 地震時のフーチングの設計

図 7.5.9 逆T式橋台フーチングの設計における荷重状態の例
(道示IV編, 図-解 7.7.1)

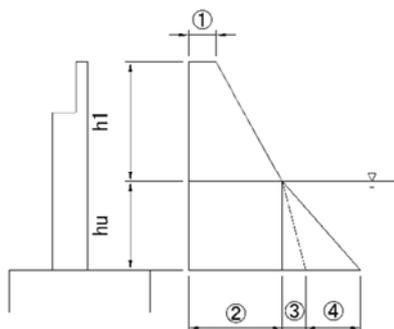


図 7.5.10 水位下の土圧

- ここに、
- ① : 地表面載荷重による土圧強度
 - ② : 水位より上の土圧強度
 - ③ : 水位より下の土圧強度
 - ④ : 水圧

- (6) 杭基礎の場合には、前フーチングの出幅によって杭本数や杭の断面力も大きく異なることから、出幅の決定について検討を行う。又、杭本数や配置によっては、フーチングを橋軸直角方向に拡幅することも検討する。このときには、土圧の作用幅は、たて壁幅で変化しないことに注意する。

7.5.5 箱式橋台

箱式橋台は、全体を多室箱形形状とし、その上面全体に蓋版をのせたものであり、設計は以下の考え方によることができる。

- (1) 上部構造反力、自重及び土圧等による全体としての曲げモーメント及びせん断力は、図 7.5.11 に示すように前壁の一部を圧縮フランジ、後壁の一部を引張りフランジ、隔壁（又は側壁）をウェブと考えた T 形ばりによって受け持つと考える。又、図 7.5.11 のハッチングをした以外の前壁や後壁部分は、土圧等を主部材部である T 形ばりに伝達する部材とみなして設計する。

この場合、T 形ばりの圧縮フランジ（前壁）の片側有効幅（ λ ）は、 $\lambda = h/4 + bs$ とする。

h : 前壁の高さ
 bs : ハンチ幅とする。

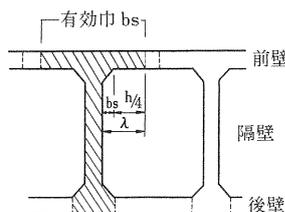


図 7.5.11 T 形ばりの考え方（平面図）

又、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、組立筋でこれを取囲むようにする。荷重の扱い方は控え壁式橋台に準ずる。

- (2) 蓋版は、自重、上載土重量及び活荷重を受ける連続版が全辺単純支持されるとみなして設計する。

蓋版の橋軸直角方向断面力は、上記の等分布荷重に対して l_x を支間として次式により求めてよい。

支点最大曲げモーメント $M_x = w \cdot l_x^2 \times 1/8$ …… 式 (7.5.3)

支間最大曲げモーメント $M_x = w \cdot l_x^2 \times 1/10$ …… 式 (7.5.4)

橋軸方向断面力については、二方向スラブとして求めてよい。

表 7.5.1 4 辺単純支持スラブに等分布荷重が作用するときの曲げモーメント

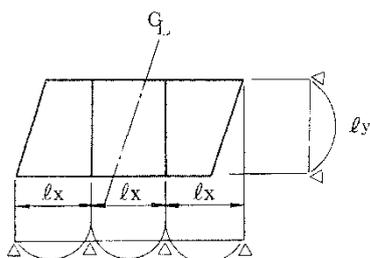


図 7.5.12 蓋版の支間の取り方

l_x / l_y	$\alpha = M_y / M_x$	l_x / l_y	$\alpha = M_y / M_x$
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	-	-

橋軸方向の曲げモーメント算出方法

$M_y = \alpha \cdot M_x$

ここに M_y ; 橋軸方向の曲げモーメント

M_x ; 橋軸直角方向の曲げモーメント

α ; 表 7.5.1 に示す係数

- (3) 後壁は、隔壁で固定された連続版として施工時及び完成時に偏土圧及び地震力を受ける版として設計する。前壁・側壁についても同様に適用する。

- (4) 隔壁の設計は、T 形ばりの腹版としてせん断力を受ける部材として計算するが、算出される鉄筋量が少ない場合でも 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、十分な壁厚及び鉄筋量を有しなければならない。なお、側壁の面内方向についても隔壁と同様とする。

- (5) フーチングは、自重・中詰土砂及び地盤反力、又は杭反力の作用する 4 辺固定支持の版として設計する。

- (6) 隔壁や側壁とフーチングとの結合部，前壁及び後壁とフーチングとの結合部には，結合鉄筋を入れる。
- (7) 内型枠撤去のために側壁開口部を設けた場合には，十分な補強を行う。
- (8) 橋台内に水が残留することは構造及び機能上避ける必要があり，水抜き孔を設ける。

7.5.6 控壁式橋台

控え壁式橋台は，自重を軽くすることができるため，構造高の高い橋台（ $H=12\text{m}$ 程度以上）となると採用されるが，控え壁の配筋，コンクリート打設，裏込め土の締固めに困難を伴うことから，採用にあたっては十分留意する。

7.5.7 ラーメン式橋台

ラーメン式橋台は，地震時の慣性力の軽減を図る場合，上部構造からの大きい水平力に抵抗させる場合，橋台位置に交差道路があり，橋台をボックス構造にして橋台内に交差道路を通した方が有利な場合などに採用されることが多い。

設計における荷重の組合せは，活荷重，土圧，地震時水平力等について，設計項目ごとに決定要因となる組合せを慎重に抽出する必要がある。ラーメン部材の設計は，「道示Ⅲ編, 15章」を参照すること。

安定計算及び躯体計算における壁面摩擦角 δ は，「橋台背面（コンクリート面）と土」の壁面摩擦角 δ を用いる。ただし，図 7.5.13(a) に示すように後フーチング長さ l を確保した場合には，安定計算において，壁面摩擦角 δ を「土と土」として取扱ってもよい。

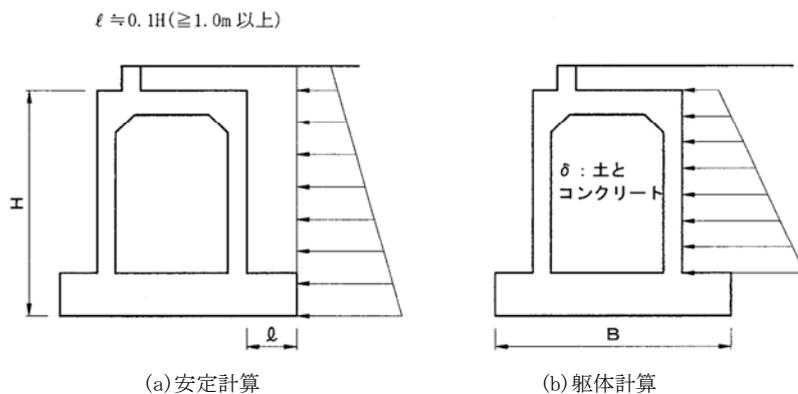


図 7.5.13 後フーチング長さを確保した場合の土圧

7.5.8 斜め橋台

- (1) 一般に橋台の設計は、**本章 7.5.2**による橋軸方向に対しての検討だけでよいが、斜め橋台（斜角 75 度未満で橋台の幅が狭い場合）については、橋軸方向よりも橋台背面直角方向の方が厳しいことがある。このような斜角を有する斜め橋台の部材断面の応力計算は、原則として背面直角方向及び橋軸方向について行う（道示IV編, 7.4.3）。
- (2) 斜め橋台に作用する土圧は、**図 7.5.14**に示すように橋台幅の方向に一様でなく、その作用方向も橋軸方向と一致しないのが一般的である。この一様でない土圧（**図 7.5.14**に示す断面 a-a より b-b 方向）をどの程度低減したらよいか、測定例もなく具体的手法も不明である。従って、計算の簡略化と安定性を確保するという考えより、**図 7.4.15**に示すように橋台背面土圧は橋幅方向に一様に働くと考えてよい（道示IV編, 7.4.3 解説及び道示IV編, 8.7 解説）。
- (3) 橋台の重心 O と土圧の合力 Σp の作用線とが同一鉛直面内にはないため、A 端の鉛直地盤反力度及び単位面積あたりの滑動力は B 端より大きくなり、反時計周りの回転を生じるおそれがある。斜角 θ が 75° 以上の場合には、特に上記のことを考える必要はないが、 75° より斜角 θ が小さい場合には、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を講じるのがよい。この対策としては、例えば AC 部のフーチングを**図 7.4.13**の斜線部のように拡大することが考えられる。このような対策を講じない場合には、土圧の合力の作用線の偏心により橋台基礎が回転しないことを検討する必要がある。（道示IV編, 8.7 解説）。

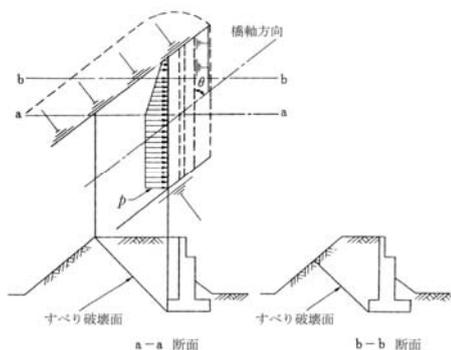


図 7.5.14 土圧の作用状況
(道示IV編, 図-解 7.4.2)

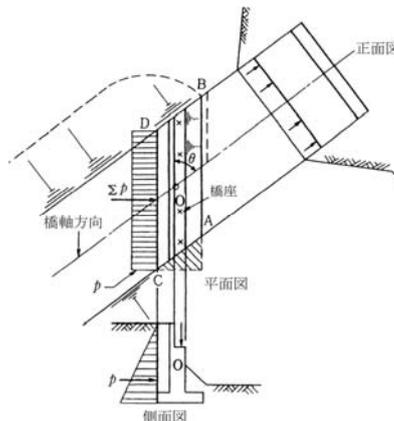


図 7.5.15 土圧の作用方法
(道示IV編, 図-解 8.7.1)

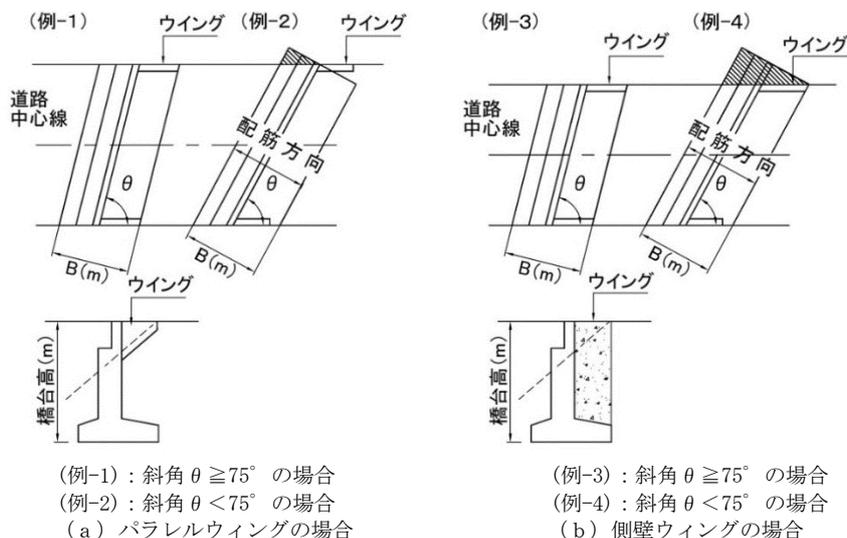


図 7.5.16 橋台底面の拡幅例

7.5.9 その他の橋台

盛土高の高い区間に橋台を計画する場合、橋台が非常に大規模なものとなるので、杭基礎で支持された小橋台（盛りこぼし橋台（図 7.5.17 参照））を設けた方が経済的に有利となる場合がある。ただし、盛土材料の物性値の影響を強く受け、フーチングより下方の盛土部分における基礎工に作用する土圧についても未解明な点があるので、採用する場合は、盛土材料の物性値及び施工管理などに十分な検討を行う（設計要領 第二集 橋梁建設編 1章 4-3-2 解説, H28. 8, NEXCO 総研）。

盛りこぼし橋台の設計は、「設計要領 第二集 橋梁建設編, 5章 3-5, H24. 7, NEXCO 総研」による。

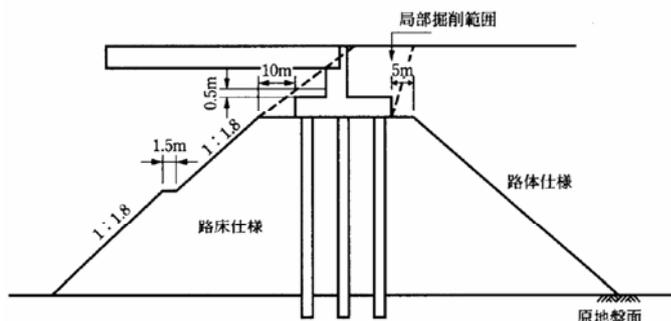


図 7.5.17 盛りこぼし橋台と周辺盛土の例
(道路設計要領-設計編, 第 5 章参 1, H20. 12, 中部地方整備局)

7.6 橋台部位の設計

7.6.1 パラペット

(1) パラペットの最小厚さ

パラペットは、地震時に桁の衝突による破損が考えられることや、伸縮装置が取り付けられることより、厚さは 400mm 以上が望ましい。表 7.6.1 にパラペット高による最小厚さの目安を示す。

表 7.6.1 パラペットの高さと最小厚さの関係

パラペット高さ	1.5m 以下	3.0m 以下	4.0m 以下	4.5m 以下	4.5m を超える場合
パラペット厚さ	400mm	500mm	600mm	700mm	800mm

(2) パラペットの鉄筋

軸方向主鉄筋は、D16 以上を使用し、間隔は表 5.2.1 によることを原則とする。

(3) 設計上の留意点

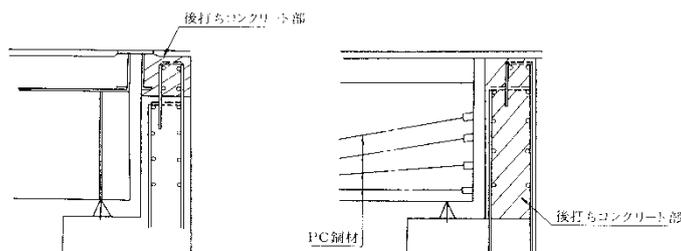
1) パラペットは土圧、橋台背面に作用する活荷重、踏掛版、落橋防止構造からの荷重を受ける片持版として設計する。

パラペットは、作用する荷重の種類によりパラペットにかかる力の向きが異なり、各荷重に対するパラペットの主鉄筋が前面側、背面側で変わることを考慮して設計する（表 7.6.2 参照）。

表 7.6.2 パラペットの荷重の組合せ（踏掛版を設置する場合）

	前面軸方向鉄筋が主鉄筋となる荷重	背面軸方向鉄筋が主鉄筋となる荷重
常時	<ul style="list-style-type: none"> 踏掛版（舗装含む）自重による支点反力 踏掛版受台自重による支点反力 活荷重 	—
レベル1地震時	—	<ul style="list-style-type: none"> 踏掛版（舗装含む）自重による地震時慣性力 パラペット・踏掛受台自重による地震時慣性力 土圧 落橋防止構造

- 2) 活荷重には床版及び床組を設計する場合のT荷重と主桁を設計する場合のL荷重があるが、パラペットの設計にはT荷重を用いる。
- 3) パラペットは、図7.6.1に示すように上部構造施工時に取り付けられる伸縮装置の構造や、プレストレストコンクリート橋でのPC鋼材の緊張作業などを考慮した配筋が必要であり、それぞれの作業に応じた後打コンクリート部を図面に明示する必要がある。又、材料（鉄筋・コンクリート・型枠など）についても、施工区分毎に計上する。



(a) 伸縮装置による後打部 (b) 現場打ちPC鋼材緊張による後打部

図 7.6.1 パラペット天端の後打コンクリート部

(4) 配筋要領

パラペットの配筋は、以下による。図7.6.4に配筋例を示す。

1) 軸方向鉄筋

原則として前面と背面を同一配筋とする。

2) 配力鉄筋量

パラペットの配力鉄筋量は、軸方向鉄筋量の1/3以上とする。

3) 軸方向鉄筋中心までの距離

軸方向鉄筋中心までの距離の算出は、図7.6.5によることを標準とする。

塩害の影響を考慮する場合には、図7.6.5の純かぶり70mmを表6.1.1による値に読みかえて使用する。

4) 軸方向の鉄筋の定着 (図7.6.4参照)

パラペット背面側 (上下から拘束されていない場合) : $L1 = \text{定着長} + d$

パラペット前面側 (上下から拘束されている場合) : $L2 = \text{定着長} + d/2$

ここに、 d : 有効高

5) 鉄筋の加工

パラペットは、耐震設計上変形能が重要となる部材でないため、配力鉄筋の端部及び重ね継手位置にフックを付けなくてもよい。ただし、落橋防止構造をパラペットに取り付ける場合には、以下の配慮をする。

①橋防止構造の取り付け位置付近での配力鉄筋の重ね継手は避ける。

②配力鉄筋にも引張応力が生じる可能性があるので、配力鉄筋の継手位置が1箇所に集中しないように、ずらして配置する。

③せん断補強鉄筋の組み方は図7.6.2～図7.6.4によることを標準とする。

なお、せん断補強鉄筋は軸方向鉄筋及び水平方向鉄筋のどちらか片方にフックまたは定着体をかけて定着させてよい (道示IV編, 5.2.5 解説)。

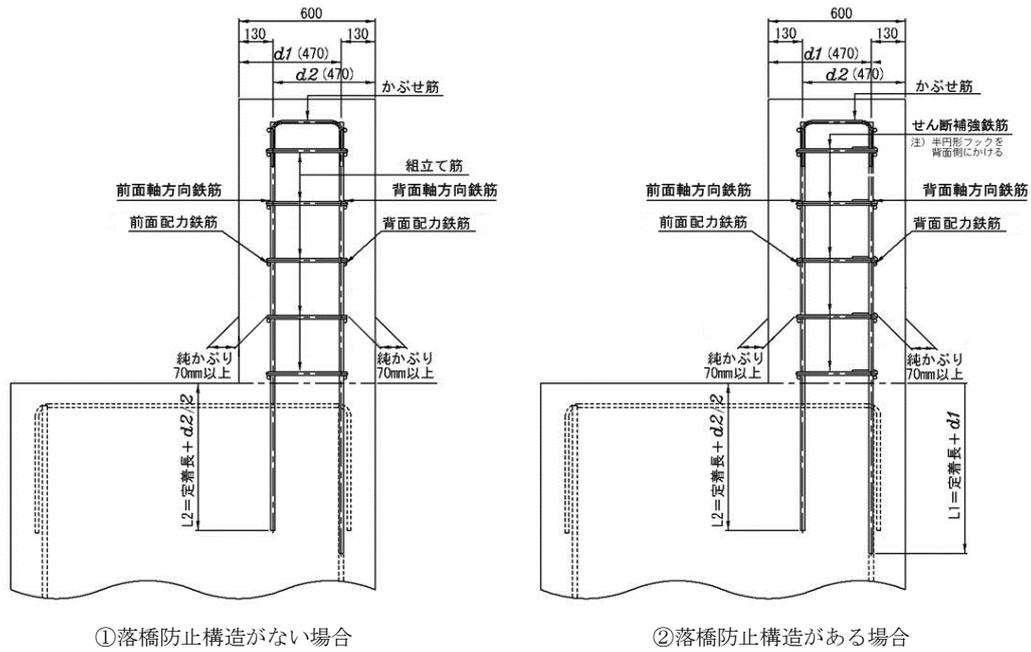


図 7.6.2 パラペットの配筋例

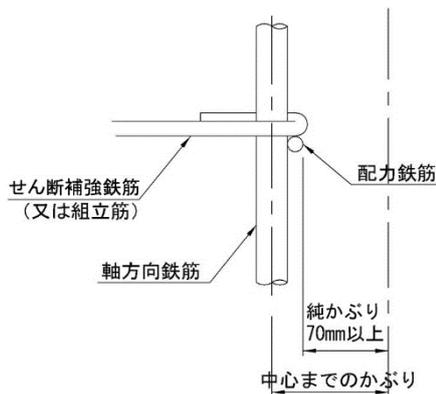


図 7.6.3 橋台パラペット軸方向鉄筋のかぶり

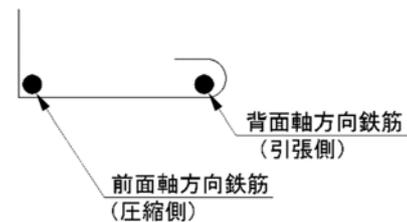


図 7.6.4 パラペットのせん断補強鉄筋形状

7.6.2 たて壁

(1) たて壁の厚さ

たて壁の厚さは（パラペット厚＋橋座幅）一定を原則とする。また、たて壁が2段配筋となる場合には、踏掛版受台を含めるなどたて壁厚さを背面側に増し、1段配筋とするのが望ましい。

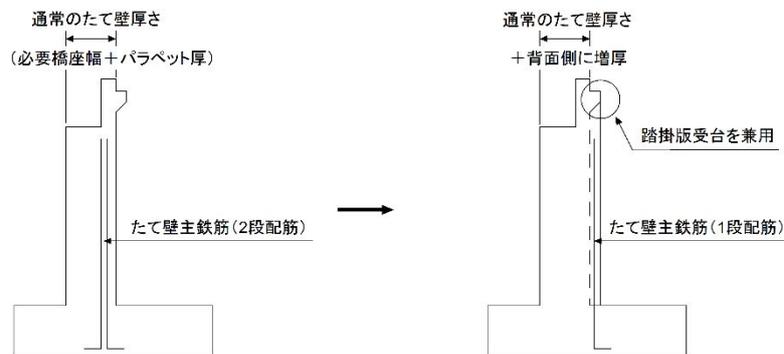


図 7.6.5 たて壁の増厚方法

(2) ひびわれ誘発目地の設置

通常、橋台の場合は、擁壁と同様に壁の背面と前面では温度変化や乾燥収縮量に差があり、鉛直方向のひび割れ発生の原因となることがある。躯体幅が15m程度以上になる場合のたて壁には、躯体表面の鉛直方向に、ひび割れを誘発する目地を設ける。この場合、この目地では鉄筋を切ってはならない（道示IV編, 7.2.2 解説）。ひびわれ誘発目地は躯体表面にV型の切れ目を持つ形状が一般に用いられているが、たて壁の配力筋のかぶりが薄くなる場合は、鉄筋の十分な防錆処理を行う等の配慮をするのがよい。

なお、躯体幅が15m程度未満の場合でも、構造条件や施工時期などの関係から温度変化や乾燥収縮によるひびわれが発生するおそれが高いと判断される場合には、躯体表面の鉛直方向の継目やひびわれを誘発する目地を打設時期や打設高さに応じて適切な間隔で設置する、コンクリートの配合や養生方法に配慮するなど適切な対策を講じるのがよい（道示IV編, 7.2.2 解説）。

(3) 設計上の留意点

- 1) 逆T式橋台のたて壁は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとして設計してよい（道示IV編, 7.4.2）。
- 2) たて壁断面の設計は軸方向力と曲げモーメントを考慮し、複鉄筋断面として設計する。
- 3) 軸方向鉄筋量（圧縮側）や配力鉄筋量の決定が、地盤条件（側方流動や液状化の可能性のある場合）や支承条件（支承条件が弾性固定）により異なることに留意しなければならない。

(3) 配筋要領

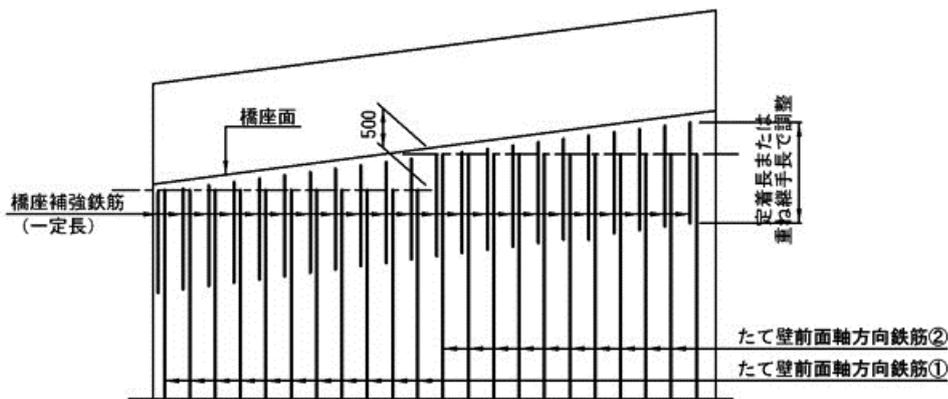
たて壁の配筋は、以下による。図7.6.7に配筋例を示す。

- 1) 前面軸方向鉄筋量（圧縮鉄筋量）（道示IV編, 7.4.2 及び 7.4.2 解説）：

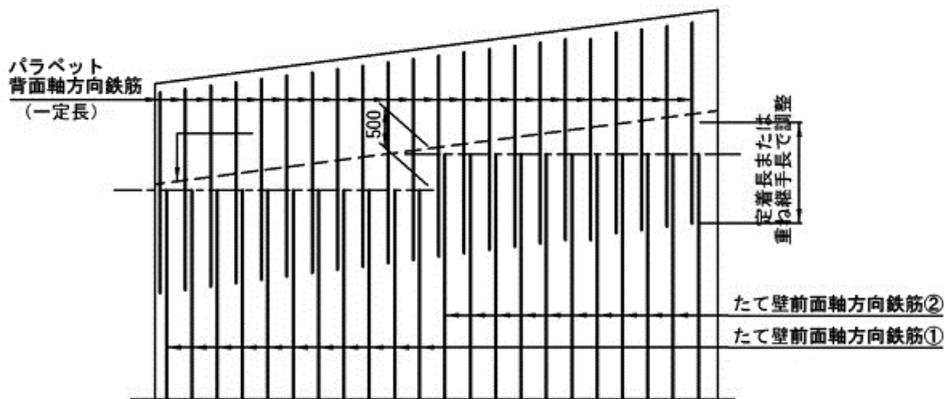
前面軸方向鉄筋量は、背面軸方向鉄筋量の1/2以上とする。ただし、常時に側方移動を起こすおそれのある橋台及び橋に影響を与える液状化が生じると判断される地盤上にある橋台においては、上部構造とパラペットが接触することに伴う荷重等により、壁の前面側に引張力が生じるおそれがあるため前面軸方向鉄筋量は、背面軸方向鉄筋量と同じとする。

- 2) 軸方向鉄筋の配置

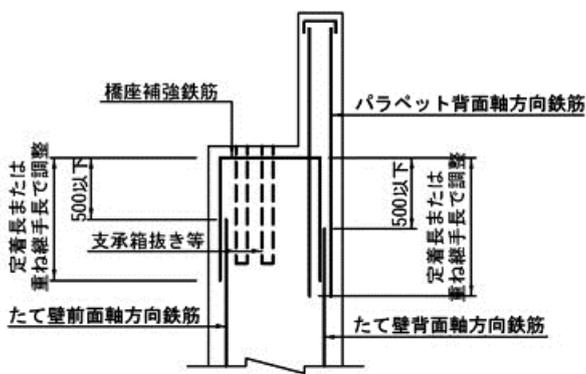
橋台のたて壁の軸方向鉄筋は、「土木構造物設計ガイドライン 土木構造物設計マニュアル(案) [土工構造物・橋梁編] 第2章 IV 4. (平成11年11月, 全日本建設技術協会)」に基づき、図7.6.6に示すように、橋座補強鉄筋及びパラペットの背面軸方向鉄筋との調整を行ったうえで、定尺鉄筋を用いるのが望ましい。又、たて壁の軸方向鉄筋は1段配筋とするのが望ましい。



(a) たて壁前面側



(b) たて壁背面側



(c) 断面図

図 7.6.6 配筋要領

(土木構造物設計ガイドライン 土木構造物設計マニュアル(案) [土工構造物・橋梁編] 第2章 IV 図-解 4.4, H11.11, 全日本建設技術協会)

3) 軸方向鉄筋の段落し (道示IV編, 7.4.2)

たて壁の軸方向鉄筋の段落しは原則として行わない。

4) 軸方向鉄筋の定着

たて壁の軸方向鉄筋は、フーチングの下側主鉄筋位置まで伸ばすものとし、鉄筋の端部はフックをつけて定着する。

5) 配力鉄筋 (道示IV編, 7.4.2)

配力鉄筋は、直径 13mm 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の軸方向鉄筋の 1/3 以上の鉄筋を軸方向鉄筋の外側に 300mm 以下の間隔で水平方向に配置する。又、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。

6) 中間帯鉄筋 (道示IV編, 7.4.2)

中間帯鉄筋は、配力鉄筋と同材質、同径の鉄筋とし、配置間隔は、鉛直方向 600mm 以内、水平方向 1m 以内とする。なお、中間帯鉄筋は、橋軸直角方向には配置する必要はない。

中間帯鉄筋は図に示すよう片側半円形フック、片側直角フックとし、半円形フックの位置と直角フックの位置を千鳥状に配置し配力鉄筋にかけて定着させる。

2組の中間帯鉄筋を橋台断面内部で重ねて継ぐ場合においては、中間帯鉄筋の直径の40倍以上重ね、その端部にはフックを設ける。

なお、前面と背面で配力鉄筋の径が異なる場合は、その太い方の径を中間帯鉄筋の径とするのがよい。

7) 橋座の水平補強筋

水平補強筋が計算で不要な場合でも、D16以上の鉄筋を配置する。フック形状は前面を半円形・背面を直角とする。

8) たて壁主鉄筋中心までの距離

たて壁主鉄筋の中心までの距離の算出は図 7.6.9 によることを標準とする。

9) 配力鉄筋の加工

配力鉄筋の端部は、半円形フック又は鋭角フックにより橋台の内部コンクリートに定着する(図 7.6.10 参照)。

配力鉄筋の継手は、継手部に直角フックをつけて内部コンクリートに定着する。

ただし、かぶりコンクリートが剥離しても直角フックが抜け出さないように継手部に中間帯鉄筋を設ける。

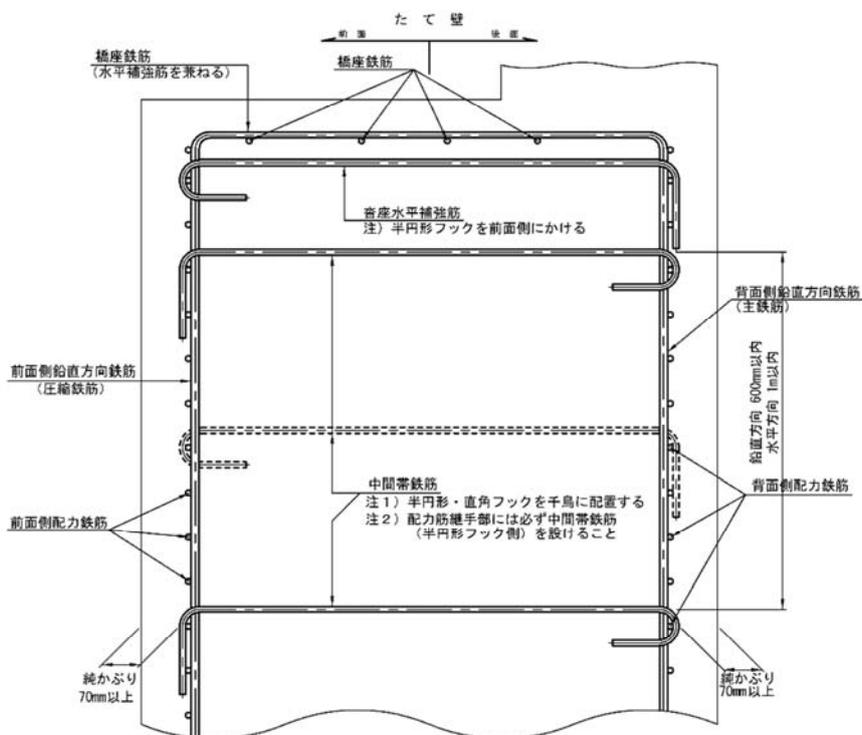


図 7.6.7 たて壁の配筋例

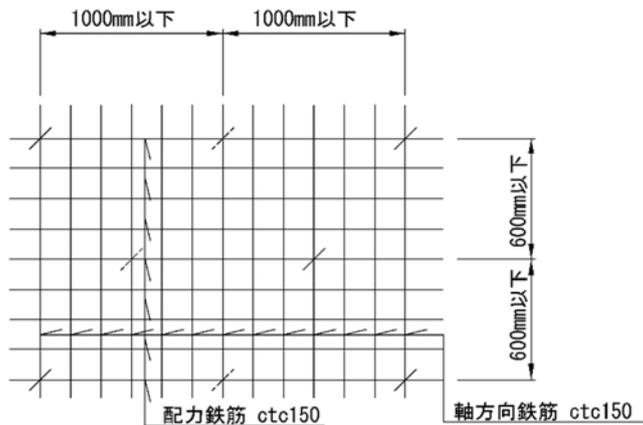


図 7.6.8 中間帯鉄筋の配置例（正面図）

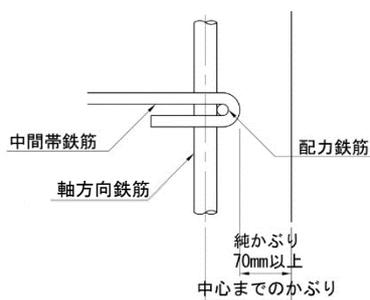


図 7.6.9 橋台たて壁軸方向鉄筋のかぶり

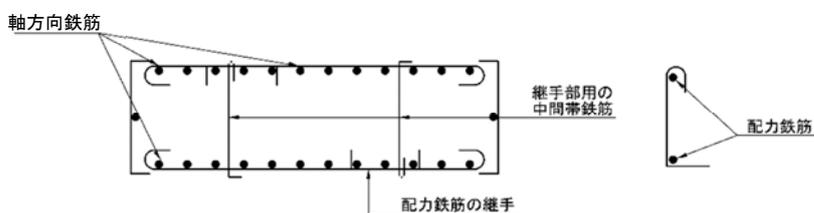


図 7.6.10 たて壁の配筋形状

7.6.3 ウィング

橋台には、背面土砂の保護（流出の防止）を目的としたウィングを橋台壁又はパラペットより直角（又は直角に近い角度）に固定して設けるのが一般的で、形状は、一般的に図 7.6.11に示すものとなる。

(a) は側壁タイプと呼ばれるもので逆T式橋台などに用いられる。(c) は平行ウィングと呼ばれるもので各形式の橋台に用いられる。(b) は、(a) と (c) を組み合わせたもので橋台を盛土で取巻く場合に用いられる。

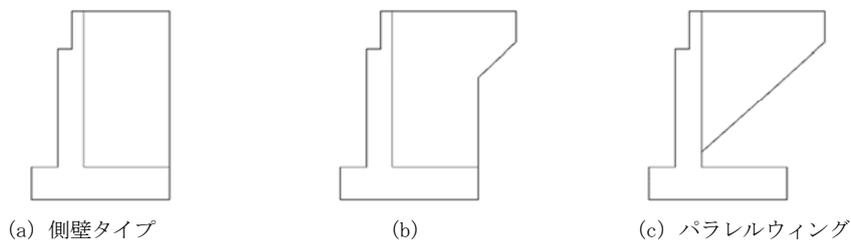


図 7.6.11 ウィング形状(1)ウィングの最大長さ

ウィングの最大長さは、通常 8m 程度とする。これ以上長くなる場合は、箱形状にして補強するか土留構造にすることによりウィングの規模を小さくするのがよい。

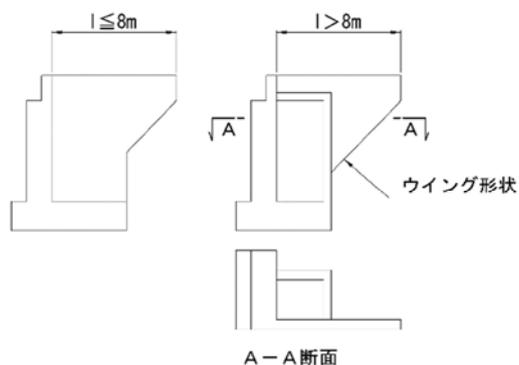


図 7.6.12 ウイングの長さ

(1) パラレルウイングの土かぶり

パラレルウイングの土かぶりは土中深さ 1m とし、のり肩端部は図 7.6.13 に示す構造を標準とする。

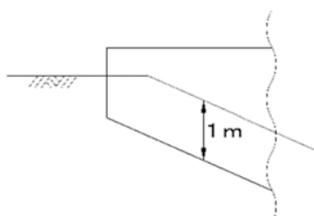


図 7.6.13 ウイングの土かぶり

(2) 設計上の留意点

- ①設計土圧は主働土圧を原則とする。ただし、次の条件をすべて満たす場合には静止土圧により設計しなければならない。
- 1) 踏掛版が設置されていない。
 - 2) 歩道等が設けられていない。
 - 3) 橋台の前壁とウイングとの角度が 90° 未満である。
 - 4) ウイングが側壁タイプである。
- ②パラペットを伸縮装置の取付け等により後打ちとする場合は、ウイングも後打ちとなるので同様に配慮すること（本章 7.6.1 (3)3参照）。

(3)配筋要領

ウイングの配筋は、以下による。図7.6.14に配筋例を示す。

1)ウイングに配筋する鉄筋は、パラペットに準ずる。

2)水平方向引張鉄筋の定着

(上下から拘束されている場合) $L1=定着長+d/2$ (ここにd:有効高)

3)水平方向圧縮鉄筋の定着

「道示Ⅲ編,5.2」により、定着長又はパラペット前面の配力鉄筋位置までのばして直角フックにした場合の長い方とする。

4)鉄筋の配置

側壁タイプのウイングは、鉛直方向、水平方向の二方向が、それぞれ主鉄筋でかつ配力鉄筋である。しかし、パラレルタイプのウイングは、水平方向が主鉄筋で鉛直方向が配力鉄筋である。

ウイングはパラレルタイプが多いことから鉛直方向を外側、水平方向を内側とする。

5)パラペット端の補強

ウイングを設置する際には、パラペットは、ウイングに作用する曲げモーメントを伝えられる構造とし、パラペットとウイングの隅角部には、ハンチを設ける。

また、ウイング付け根の曲げモーメントを用いてパラペットに補強鉄筋を設ける(図7.6.15参照)。なお、パラペット端部の補強鉄筋は、ウイングと同程度の鉄筋量とし、補強範囲は $L=3.0m$ とする。

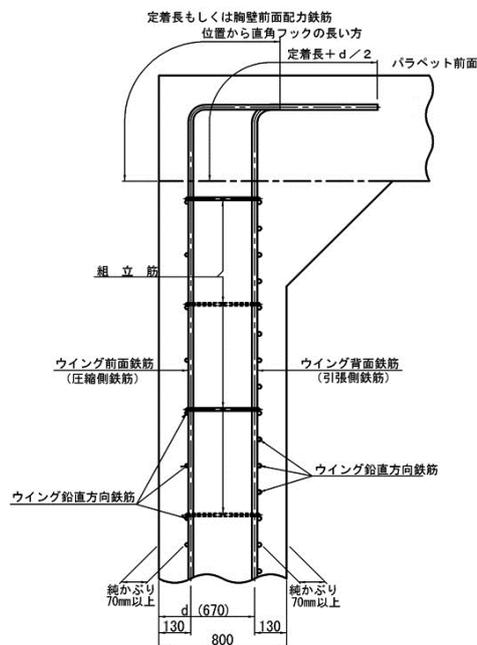


図7.6.14 ウイングの水平方向鉄筋の定着

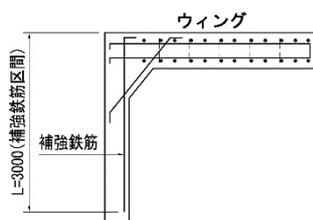


図7.6.15 パラペット端の補強範囲

7.7 躯体と基礎の接合部

橋脚柱又は橋台たて壁と基礎の接合部は、部材相互の断面力を確実に伝達できる構造にしなければならない、としている。具体の配筋方法は以下による。

- (1) 柱又はたて壁の軸方向鉄筋は、道示Ⅲ編 5.2.7(3)2)により算出される定着長を確保し、かつ、フーチングの仮面鉄筋位置までのばすなどし、その端部は5.2.3に規定するフックをつけて定着することとしている。
- (2) フーチング内部における橋脚の軸方向鉄筋の定着部においては、道示Ⅳ編 5.2.5(6)1)に規定する帯鉄筋を柱の短辺長の1/2以上、又は、フーチング厚の1/2以上のいずれか大きい方の深さまで配置する。

7.8 橋座部の設計

- (1) 橋座部は、支承部等から作用する荷重を躯体に確実に伝達できる構造とするため、支承部からの荷重に対して(2)(5)を満足しなければならない。
 - (2) 支承部が取り付けられる橋座部の部位において、以下1)、2)を満足する場合には、支承部からの水平力に対する部材等の強度に関する限界状態1（永続荷重や変動荷重が支配的な状況）および限界状態3（偶発作用が支配的な状況）を超えないとみなしてよい。
- 1) 支承部の縁端と下部構造頂部縁端との間の距離（支承縁端距離）は式（7.8.1）を確保する。

$$S \geq 0.2 + 0.005 l \quad \dots \dots \dots \text{式 (7.8.1)}$$

ここに、S：支承縁端距離（m）

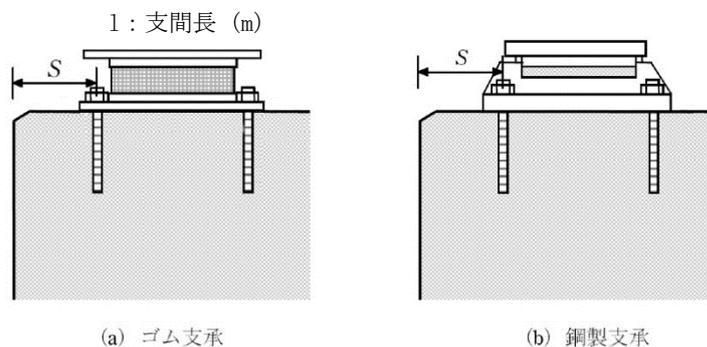


図 7.8.1 支承縁端距離 S（道示Ⅳ編, 図-解 7.6.1）

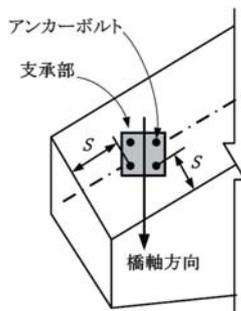


図 7.8.2 斜橋、曲線橋の支承縁端距離 S（道示Ⅳ編, 図-解 7.6.2）

- 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「道示Ⅳ編 式(4.6.2)」より算出する制限値を超えないようにする。（道示Ⅴ編, 13.1.1）
- (3) 橋座部は、支承や桁の腐食を生じさせないように適切な排水勾配をつける等の配慮を行う。橋台で橋軸

方向に排水勾配を付ける場合の例を図7.8.3に示す。

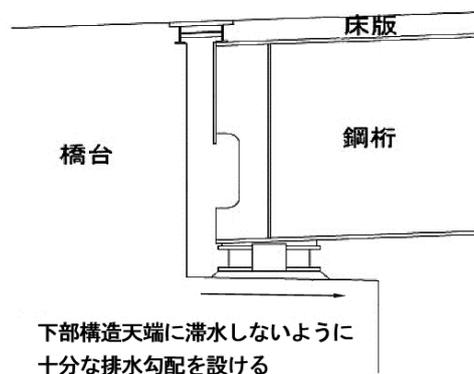


図 7.8.3 橋軸方向に排水勾配を付ける場合（橋台）

- (4) 橋座部は、維持管理の確実性及び容易さを考慮して、支承等の点検・補修などが確実にできる空間を確保するとともに、柵などを設け点検者等の安全性に配慮を行うのがよい（第6章及び第9章参照）。又、支承の交換や桁端部の補修等が容易に行えるよう、桁の仮受け等を想定して、ジャッキ設置スペースの確保をすること。
- (5) 橋座部は支承部からの作用力が集中するので、鉄筋を配置することにより十分に補強する。
- (6) 箱桁の支承部は、維持管理作業への配慮と通風性の確保のために台座を設けることとする（図7.8.4参照）。

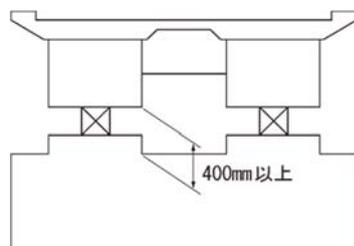


図 7.8.4 箱桁の台座

(7)路面の横断勾配調整は原則として橋座と台座で行うものとし、横断勾配の調整は、図 7.8.5 による。ただし橋座には、排水勾配として橋軸方向に 2%以上を確保する。又、これに則した図を図 7.8.6、図 7.8.7 に示す。

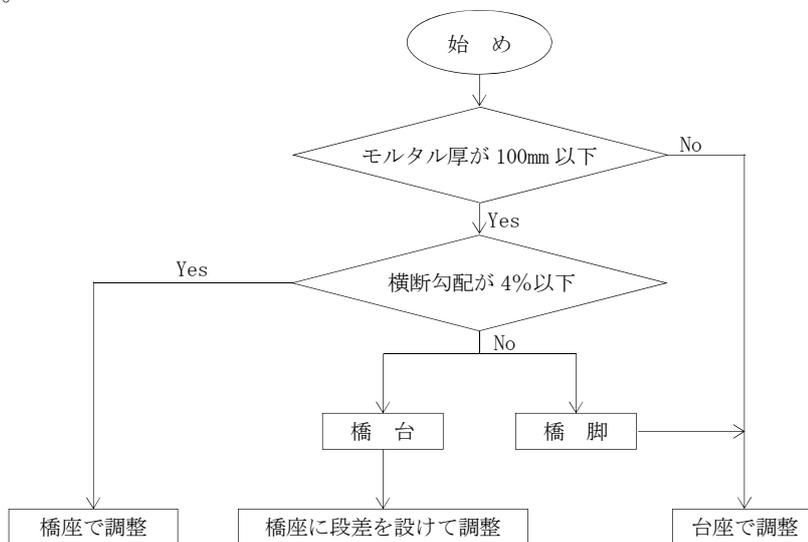


図 7.8.5 横断勾配の調整フロー

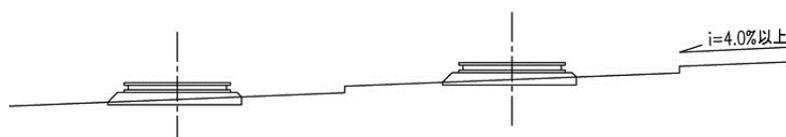


図 7.8.6 橋座に段差を設けて横断勾配を調整する場合 (i=4%以上の橋台)

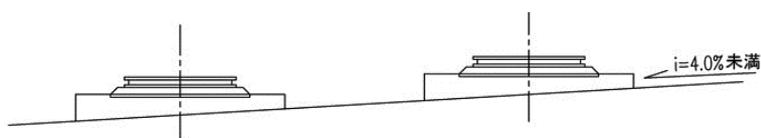


図 7.8.7 台座で横断勾配を調整する場合 (橋脚及び i=4%未満の橋台)

(8)支承と上下部構造との取付部

支承部と下部構造との固定及びアンカーボルトの埋込みは無収縮モルタルとし、取付部の形状は図 7.8.8 を標準とする。

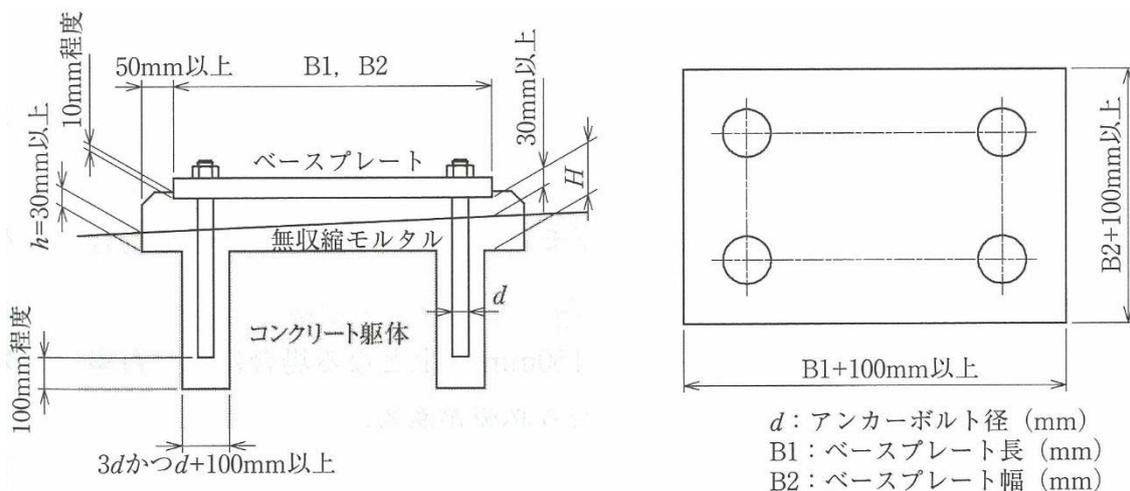


図 7.8.8 支承下面のモルタル厚及びアンカーボルトの埋込み長

(道路橋支承便覧, 6.3.2(2), H30.12, 日本道路協会)

(9) 台座形状

支承下面のモルタル厚が 100mm を超える場合には、鉄筋コンクリート造の台座を設けることとする。

支承の形状により台座の形状は以下の 2 タイプを使い分ける。

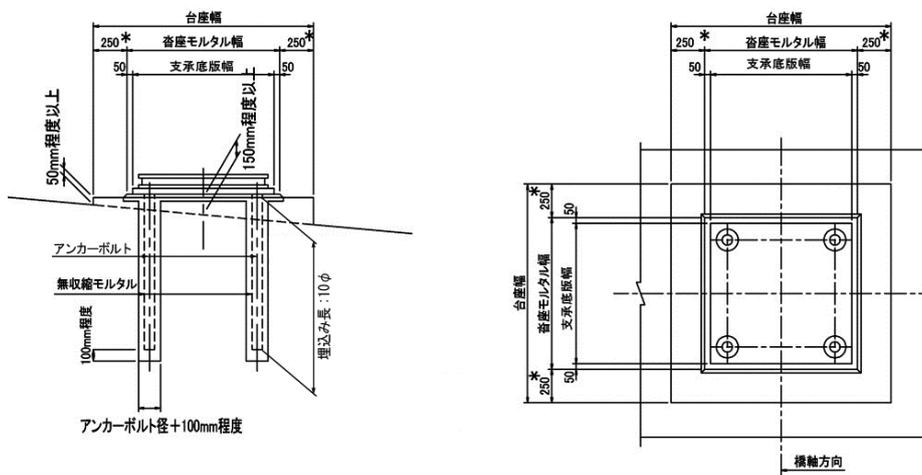
- ・一般的なゴム支承等，下沓に突起が無い場合。
- ・鋼製支承等で下沓に突起がある場合。

1) 一般的なゴム支承等，下沓に突起が無い場合

台座の平面形状は、支承下面のモルタル上面幅に 50cm (片側 25cm) (図 7.8.9 参照) の余裕をとることを標準とする (道路橋支承便覧, 5.2.2(4)3), H16.4, 日本道路協会)。ただし、台座必要幅が橋座の設計における支承縁端距離 S や、桁かかり長等から必要となる橋座幅より大きくなる場合は、台座の余裕幅を縮小してよい。

台座上面のうちモルタルを設置する箇所については 2cm 厚の箱抜きを行う。

台座の配筋は、「道示IV編, 7.6」により行いが、設計上不要であっても、D16 以上の支圧補強筋を格子状に配置する。なお、補強鉄筋の純かぶりはモルタル部に設ける箱抜き下面から確保する。



* 余裕幅の標準は 250mm とするが縮小も可能である。

図 7.8.9 台座形状 (1)

2) 鋼製支承等で下沓に突起がある場合

平面形状は1)と同じだが、下沓の突起を避けるため台座を橋座からの突起として設ける。突起が埋め込まれるコンクリート部はせん断破壊しないように設計する。

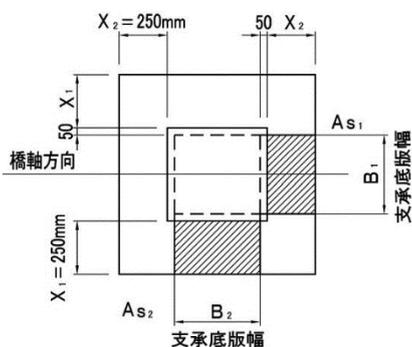
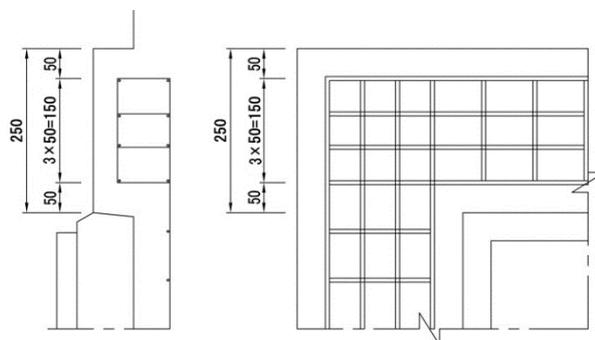


図 7.8.10 台座形状 (2)

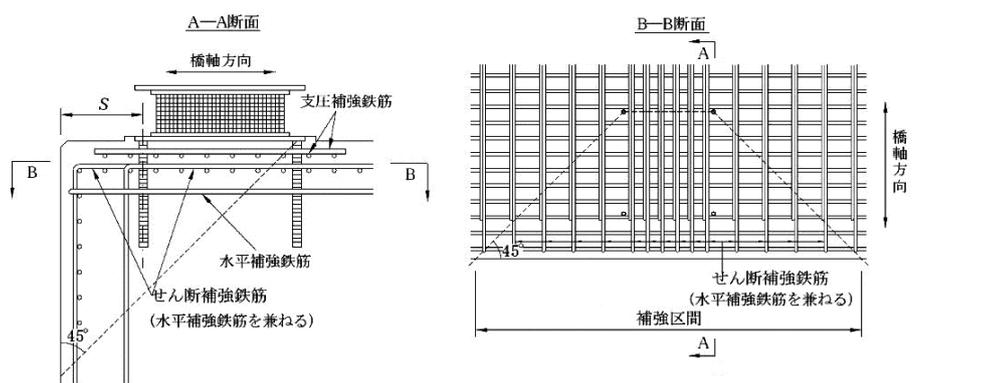


(台座幅 片側 25cm の場合)

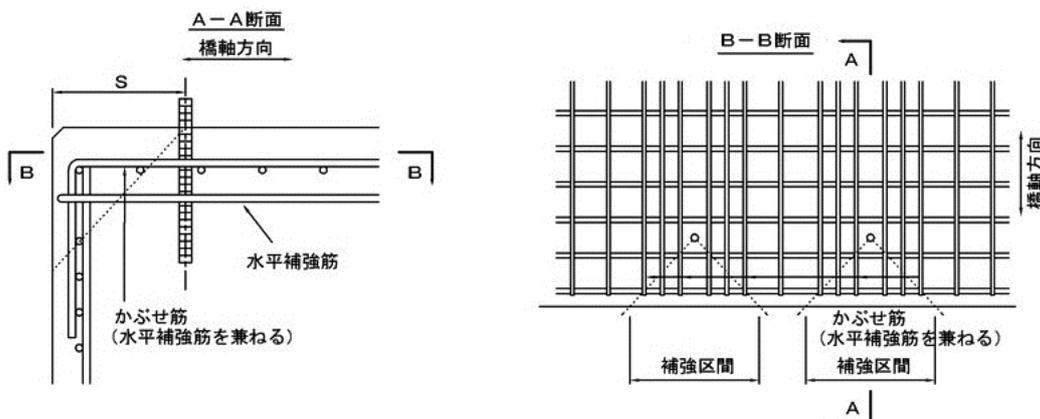
図 7.8.11 台座コンクリートの配筋例

(10) 橋座部の配筋例 (台座が無い場合)

橋座部においては、支圧補強筋は、下部構造主鉄筋の上面に格子状に配置する。配置形状は図 7.8.12 を標準とする。



(a) 支取付け部 (橋脚張出し部に設置した場合)



(b) アンカー取付け部 (橋台や壁式橋脚に設置した場合)

図 7.8.12 橋座部の配筋例 (道示IV編, 図-解 7.6.7)

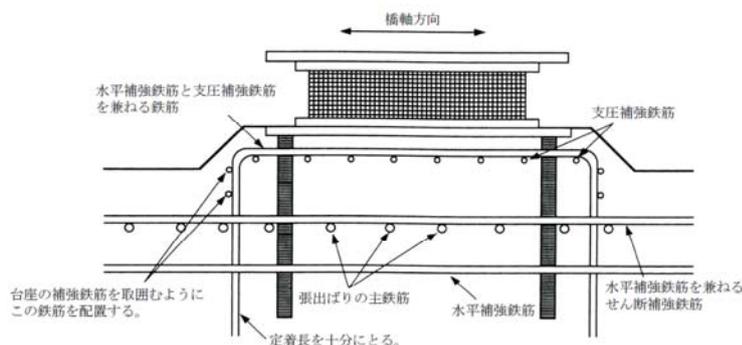


図 7.8.13 沓座がある場合の橋座部の配筋例（道示IV編, 図-解 7.6.8）

7.9 フーチングの設計

7.9.1 橋脚

(1) フーチングの厚さ

フーチングの厚さは、**本章 7.9.2(1)**による。

(2) 設計上の留意点

1) 曲げモーメントびせん断力に対する断面の計算は、それぞれ「道示IV編, 7.7」によるものとする。

杭基礎を有するフーチングは、永続作用支配状況及び変動作用支配状況の設計においては杭頭拘束モーメントを無視してもよいが、深礎杭等では杭とフーチングを一体として解析するなど杭頭拘束モーメントを考慮する必要がある。

2) 有効幅は、「道示IV編, 7.7.3」によるものとする。

(3) 配筋要領

フーチングの配筋は、以下による。図 7.9.1 に配筋例を示す。

1) 上面鉄筋量及び配力鉄筋量

① 上面鉄筋量（設計上フーチング上面に引張りが生じない場合の配力鉄筋量）は、下面鉄筋量（主鉄筋）の 1/3 以上とする。

② 各方向の鉄筋は、上面下面とも直交する鉄筋の 1/3 以上とする。

2) 橋軸直角方向上面主鉄筋中心までの距離

① 純かぶり（道示IV編, 5.2.2）

鉄筋のかぶりは、70mm 以上かつ鉄筋の直径以上とする。なお、塩害の影響を考慮する場合には、70mm を表 による値に読みかえて使用する。

② 軸方向主鉄筋中心までの距離

橋軸直角方向上面主鉄筋中心までのかぶりは図 7.9.1 により決定する。（10mm ラウンド程度）

3) 橋軸直角方向下面主鉄筋中心までの距離

橋軸直角方向下面主鉄筋中心までの距離は図 7.9.1 により計算することが基本だが、杭基礎の場合には杭頭部と鉄筋が干渉しないように 200mm 以上とする。

4) 主鉄筋の組み方

橋脚のフーチングは、橋軸方向、橋軸直角方向の二方向がそれぞれ主鉄筋でかつ配力鉄筋である。又、フーチングの上側、下側もそれぞれ主鉄筋でかつ配力鉄筋である。

このことから、橋軸方向、橋軸直角方向のうち、その主要な方向を内側に配置するのが望ましいと思

われるが、橋脚ごとに配置方向を変えるのは、設計、施工を煩雑にするだけである。

したがって、一般的に主要方向となる可能性が大きい橋軸方向の上下面の主鉄筋を内側、橋軸直角方向の上下面の主鉄筋を外側に配置する。

5) せん断補強鉄筋

①計算上せん断補強鉄筋を配置する必要がある場合、原則としてせん断補強鉄筋間隔はフーチングの有効高の1/2以下としなければならない。又、計算上せん断補強鉄筋を必要としない場合においても、せん断補強鉄筋をフーチングの有効高以下に配置するのを原則とする。

②せん断補強鉄筋は、橋軸直角方向の主鉄筋（引張鉄筋及び圧縮鉄筋）を取り囲むものとし、その加工形状は、図7.9.2に示すようにする。

又、せん断補強鉄筋の配筋は1本の主鉄筋を両側からはさみこまないようにする。

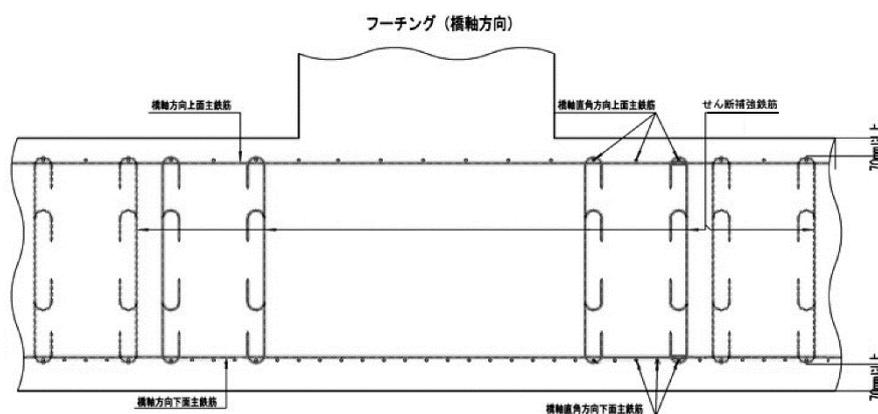


図 7.9.1 橋脚フーチングの断面

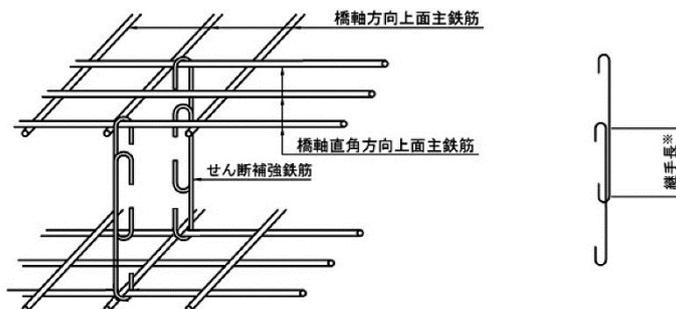


図 7.9.2 せん断補強鉄筋形状 ※継手長は、第4章5.2.1(7)による

7.9.2 橋台

(1) フーチングの厚さ

1) フーチングの厚さは、十分な剛性を持つように設計することを原則とする。

フーチングの厚さは剛体とみなせる厚さを有することを原則とする。基礎が場所打ち杭の場合で、杭のフーチングへの定着長がフーチングの必要厚以上となる場合は、フーチング厚を杭の定着長以上とすることを基本とする。ただし、杭の軸方向鉄筋が細く（D22程度まで）現場での曲げ加工が可能な場合は、杭の軸方向鉄筋をフーチングの上面で折り曲げ、フーチング厚を剛体とみなせる厚さまで薄くすることができる。曲げモーメントでフーチング厚さが決定されるような場合は、コンクリート打設等の施工性

に配慮した配筋とする。

2) フーチングを剛体と見なせる厚さは、「道示IV編 7.7.2」による。

(2) 設計上の留意点

1) フーチングは、片持ばり、単純ばり、連続ばり等のはり部材として設計してよい。又、必要に応じて、版としての挙動を考慮して設計する。

2) フーチング断面の設計は一般的に単鉄筋断面として設計してよい。

(3) 配筋要領

フーチングの配筋は、以下による。図 7.9.4 に配筋例を示す。

1) 軸方向鉄筋（圧縮鉄筋）

- ・圧縮鉄筋としては、主鉄筋の 1/2 以上の鉄筋を配置する。
- ・下面の主鉄筋は、鉄筋の加工・組立作業の省力化を目的として、応力度に支障がなく、経済的に有利となる場合には、前フーチングと後フーチングの鉄筋を統一し、1 本物の鉄筋としてもよい（図 参照）。ただし、フーチング幅が 8m を越えるような場合は、鉄筋のハンドリングが悪くなり作業効率や作業時の安全性を低下させる恐れがあるため、1 本物の鉄筋は用いないのがよい。
- ・上面鉄筋はたて壁主鉄筋との組立順序から 1 本物の鉄筋を使用すると、逆に作業効率が低下する恐れがあるため 1 本物の鉄筋は用いないのがよい。ただし、フーチング幅が小さく前フーチングと後フーチングの上面鉄筋が同一径となる場合は、1 本物の鉄筋を用いてもよい。



図 7.9.3 フーチング下面鉄筋の配筋例

(土木構造物設計ガイドライン 土木構造物設計マニュアル(案) [土工構造物・橋梁編]
第2章 IV 図-解 4.7, H11.11, 全日本建設技術協会)

2) 配力鉄筋量

配力鉄筋としては、主鉄筋及び圧縮鉄筋それぞれの 1/3 以上の鉄筋を配置する。

3) 主鉄筋の定着

① 前フーチングの下面側鉄筋

- ・前フーチングの下面側鉄筋は、1) で規定した 1 本物を原則とするが、フーチング幅が 8m を超え、鉄筋を 2 本に分ける場合には以下による。
- ・前フーチングにおいては、たて壁背面側の軸方向鉄筋位置までのばして定着する。ただし、この長さが、「道示IV編, 5.2.5(4)」に規定する定着長を満たさない場合には、定着長を確保するように、たて壁背面側の軸方向鉄筋位置を超えて定着させる（図 7.9.4 参照）。

② 後フーチングの上面側鉄筋

後フーチングにおいては、たて壁前面側の軸方向鉄筋位置までのばして定着する。ただし、この長さが、「道示IV編, 5.2.5(4)」に規定する定着長を満たさない場合には、定着長を確保するように、たて壁前面側の軸方向鉄筋位置を超えて定着させる（図 7.9.4 参照）。

4) フーチング主鉄筋中心までの距離

フーチング主鉄筋中心までの距離は図 7.9.4 によることを標準とする。

杭基礎の場合には、本章 10 を参照し決定する。

5) せん断補強鉄筋

- ①部材全体にわたって配置する。
- ②フーチング下面及び上面に配置される水平方向鉄筋にフック又は定着体（定着体については、本章 5.2.1(6) 5)を参照のこと）をかけて定着する。
- ③計算上せん断補強鉄筋を配置する必要がある場合、原則としてせん断補強鉄筋間隔はフーチングの有効高の1/2以下としなければならない。また、計算上せん断補強鉄筋を必要としない場合においても、せん断補強鉄筋をフーチングの有効高以下の間隔に配置するのを原則とする。
- ④一般的に逆T式橋台のフーチングは、前フーチングと後フーチングでそれぞれ引張側となる面が決まっており、せん断補強鉄筋の加工形状を前フーチングと後フーチングで変えることが構造的には合理的である。しかし、今日の状況として構造物の標準化、施工の効率化の促進が必要となっており、図 7.9.4 の形状で統一することとした。

6) 鉄筋の組み方

荷重の分配や耐久性確保のために、配力鉄筋は主鉄筋の外側に配置する。せん断補強鉄筋の組み方は図 7.9.4、図 7.9.5 によることを標準とする。

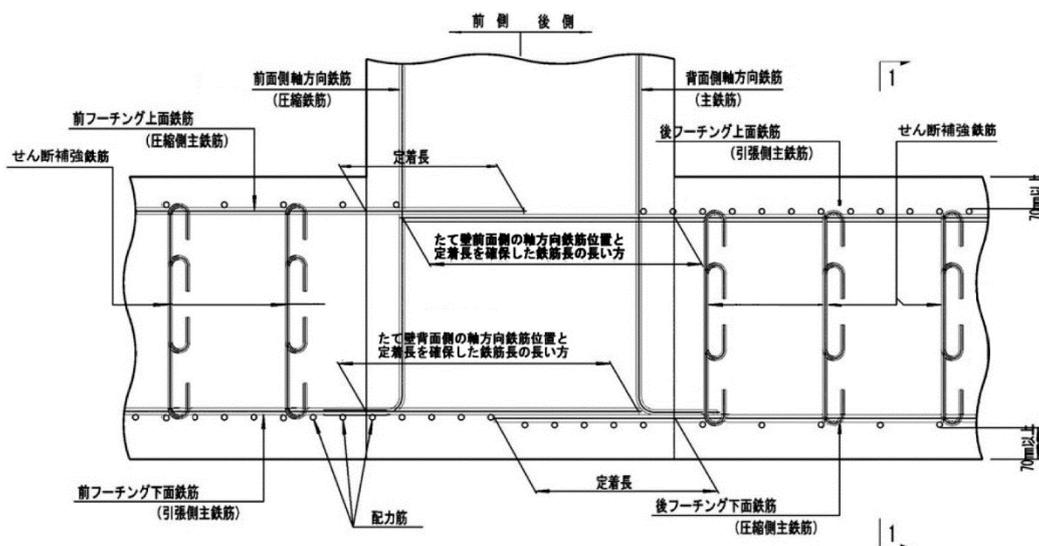


図 7.9.4 フーチングの配筋例

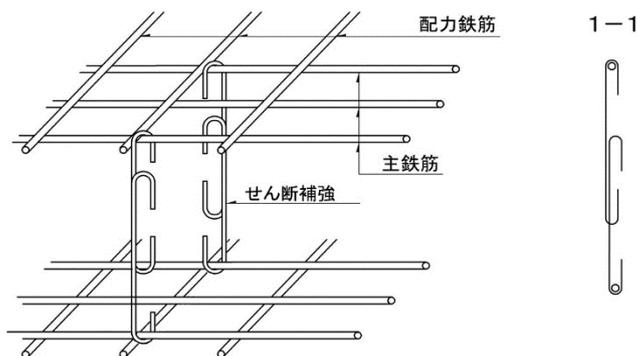


図 7.9.5 フーチングの配筋形状

7.10 橋台部ジョイントレス構造

- (1) 比較的短い支間の単純橋などでは、支承と伸縮装置が不要となり将来の維持管理の軽減を考慮して、上下部構造が剛結された橋台部ジョイントレス構造（門型ラーメン構造，インテグラルアバット構造）がある。しかし，その構造的な特徴から地盤条件や構造条件に応じた適用範囲があるため留意する必要がある，採用にあたっては事業課と協議することとする。
- (2) 橋台部ジョイントレス構造の設計は，「道示IV編,7.8」によるものとする。

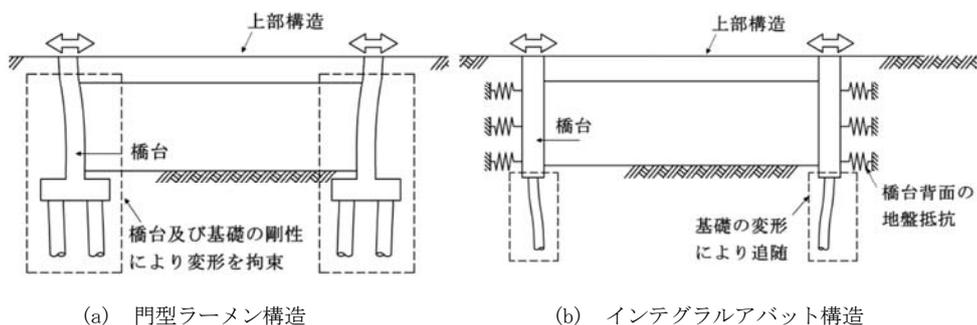


図 7.10.1 橋台部ジョイントレス構造の概要（道示IV編, 図解 7.8.1）

H24 道示に対して，前提条件，設計方法が具体化されている。道示IV編 7.8.2 で構造解析，道示IV編 7.8.3 でスタッドによる鋼桁と橋台の連結が規定されている。

7.11 橋台背面アプローチ部

7.11.1 橋台背面アプローチ部

橋台背面アプローチ部は，橋台と背面側の盛土等との間に位置し，両構造間の路面の連続性を確保するために設ける構造部分であり，橋の安全性や供用性に影響する重要な部分として位置づけられたものである。橋台背面アプローチ部の設計は，以下の点に留意して行うこととする。（道示IV編,7.9）

- (1) 橋台背面アプローチ部は，以下の1）から3）を満足する構造としなければならない。（道示IV編,7.9）
 - 1) 設計において考慮する各状況における橋台背面アプローチ部から橋台への作用等が明らかであること。
 - 2) 経年的な変化への対処方法が明らかであること。
 - 3) 1) 及び2) を満足するための設計，施工及び維持管理の方法が明らかであること。
- (2) 橋台背面アプローチ部の設計にあたっては，良質な材料を用いるとともに，1)から3)を考慮しなければならない（道示IV編,7.9）。

- 1) 基礎地盤の安定性
 - 2) 橋台背面アプローチ部の安定性
 - 3) 降雨等に対する排水性
- (3) 橋台背面アプローチ部に用いる、締固めが容易で、非圧縮性、透水性があり、かつ、水の浸入によっても強度の低下が少ない安定した材料の仕様例を表 7.11.1 に示す（道示IV編, 参考資料 3.）。

表 7.11.1 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（道示IV編, 参考資料 3. 表-参 3.1）

項目	範囲
最大粒径	100mm
4750 μm ふるい通過百分率	25~100%
75 μm ふるい通過百分率	0~25%
塑性指数 Ip(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。

- (4) 地盤変位や地震の影響等の原因により橋台背面に著しい沈下が生じる場合においても通行機能の確保が必要な橋においては、沈下が生じた際に直ちに通行機能が大きく低下することがないようにするため、路掛版の設置等適切な対策を講じることを標準とする。（道示IV編, 7.9）。
- (5) 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役割を考慮して、橋台高さなどの構造条件や、アプローチ部の背面側が盛土であるか地山であるかといった地形・地質条件などを踏まえて設定する。

一般には、橋軸方向に関して背面からの主働土圧を考慮し、後フーチング下面端部からの主働崩壊角を踏まえて、後フーチング長に橋台高の 0.6 倍を加えた範囲を考慮すればよい（図 7.11.1 参照）（道示IV編, 7.9 解説）。

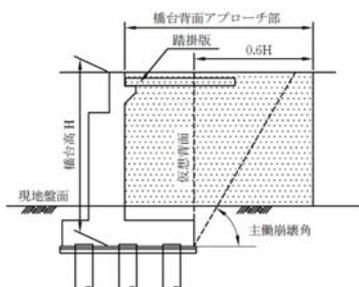
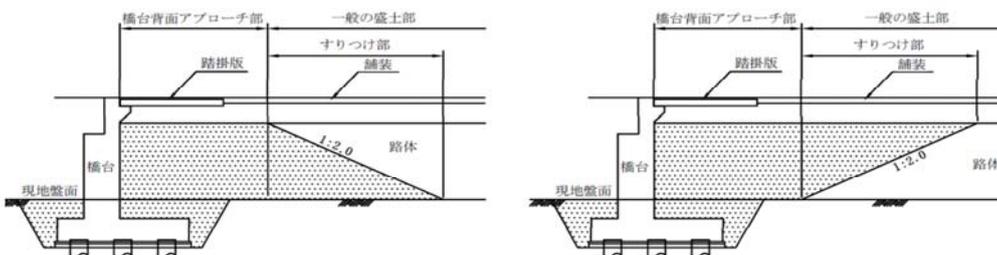


図 7.11.1 橋台背面アプローチ部の範囲（道示IV編, 図-解 7.9.1）

- (6) 橋台背面アプローチ部と一般の盛土部等との施工の順序は、確実な締固め施工ができる施工空間を確保でき、かつ施工時の排水処理が行いやすいことから、図 7.11.2(a)のように橋台背面アプローチ部を一般の盛土部より先に施工することが望ましい（道示IV編, 7.9 解説）。



(a) 橋台背面アプローチ部先行施工の場合

(b) 一般の盛土部先行施工の場合

図 7.11.2 橋台背面アプローチ部と一般の盛土部とのすりつけの例（道示IV編, 図-解 7.9.2）

(7)補強土は、山岳部や用地制約の厳しい条件において適用事例が多く一般的な盛土よりも高い耐震性を有する構造物であるが、橋台とは地震時の挙動が異なるため、橋台背面アプローチ部の範囲には補強土(壁)を採用しないことを基本とする。ただし、採用する場合は事業課と協議する。直角方向についても同様とする。

(8)橋台背面の排水処理

橋台等の背面には雨水、地下水等が集中しやすいので必要に応じ排水設備を設けるものとする。排水設備を設ける場合は、橋台背面の構造(ウィング、擁壁、盛土)に応じて適宜、望ましい処理をする必要がある。図7.11.3に例を示す。

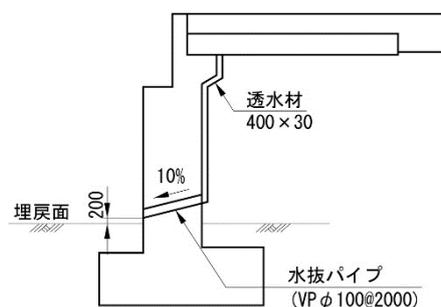


図 7.11.3 橋台の背面排水処理
(道路設計要領-設計編, 第5章 第4節, H20.12, 中部地方整備局)

7.11.2 踏掛版

(1)設置の目的

平成23年東北地方太平洋沖地震の際は、踏掛版を設置していない橋で橋台背面に段差が多数生じ、地震後の速やかな通行機能の回復に支障をきたした事例が生じたのに対し、踏掛版を設置していた橋の大半は速やかな通行機能の回復が可能であった(道示IV編, 7.9 解説)。そこで、常時における走行車両や橋台に衝撃を与えないための配慮に加え、地震後に橋台背面の段差が生じても路面の連続性を確保できる構造として実績も多い踏掛版(図7.11.4参照)を設置する。

踏掛版の設置は、舗装構成のうち上層路盤にAs安定処理がある場合は、図7.11.4に示すようにAs安定処理の下面を踏掛版の上面とする(道路設計要領-設計編, 第5章 参6, H20.12, 中部地方整備局)。上層路盤にAs安定処理のない場合は、表層及び基層で100mmを確保したその下を踏掛版の上面とする。

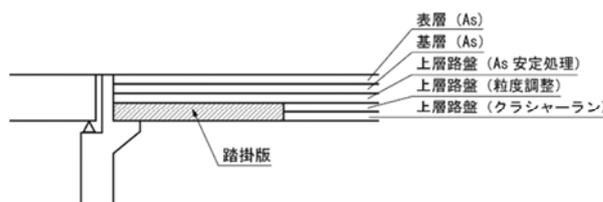


図 7.11.4 踏掛版の設置

(2)設置の考え方

踏掛版は、橋台高に関わらず、原則設置する。

(3)踏掛版の長さ

踏掛版を設置する場合には、その長さは5mを標準とする。

ただし、斜角が75° 以下の場合には、車線ごとに階段状に分離させた構造とすることを標準とする（道路設計要領-設計編, 第5章 参6, H20. 12, 中部地方整備局）。

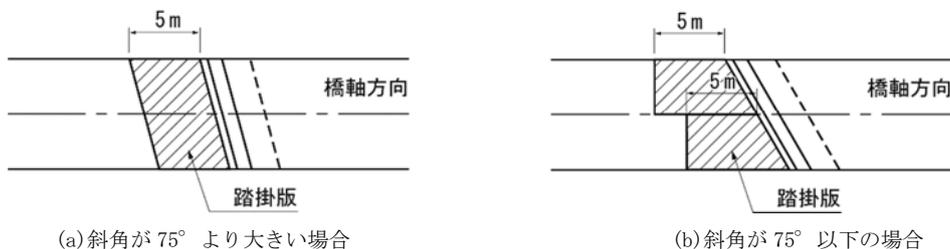


図 7.11.5 踏掛版の長さ

(4)踏掛版の設置幅

踏掛版を設置する場合には、できる限り路肩部まで入れるなど幅や長さ等に留意する必要がある（道示IV編, 7.9 解説）。

(5)踏掛版の設計

踏掛版の設計は、「道示III編 9.2.3」に示す床版の設計に準じて行うものとし、標準的な形状は図とす。具体的な設計方法については、「道示IV編参考資料4」を参照するとよい。なお、裏込め土砂の沈下が著しいと、踏掛版に損傷が生じる可能性があるため、裏込め土砂の十分な締固めや、場合によっては地盤改良等の沈下防止対策を行う必要がある。

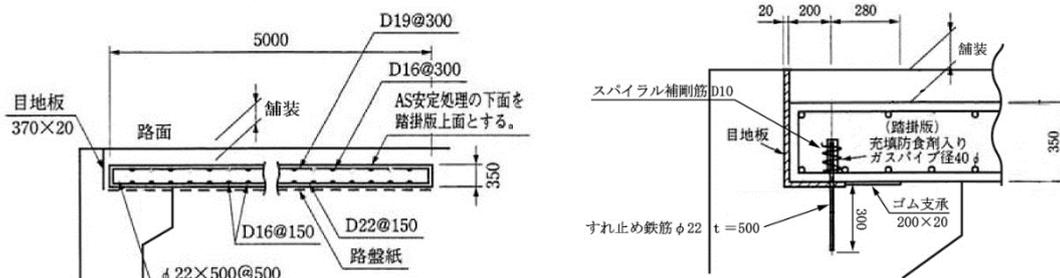


図 7.11.6 踏掛版の標準形状
(道路設計要領-設計編, 第5章 参6, H20. 12, 中部地方整備局)

踏掛版上の舗装厚は土工部の AS 安定処理下面までの厚さとし、AS 安定処理の下面を踏掛版の上面とし、踏掛版の設置位置は路面下 100mm 以深を原則とする（道路土工-盛土工指針, 4-10, H22. 4, 日本道路協会）。

踏掛版の設計は踏掛版の長さの 70% を支間とした単純ばりとして行う。

(6)配筋要領（道示IV編, 参考資料 4.）

踏掛版の配筋は、以下による。図 7.11.6 に配筋例を示す。

- 1) 鉄筋の純かぶりは70mm以上とする。
- 2) 引張主鉄筋，引張側配力鉄筋の間隔は150mm，圧縮側鉄筋の間隔は300mm程度とする。
- 3) 引張側の配力鉄筋は引張主鉄筋の1/4以上を標準とする。ただし，斜角を有する場合のうち，斜角が60°以上の場合は次による。
 - a) 引張鉄筋側の配力鉄筋は引張鉄筋の2/3程度とし，60°未満の場合はその影響を別途考慮する。
 - b) 圧縮側鉄筋は引張鉄筋の1/3以上とし，配力鉄筋は引張側の配力筋の1/2程度とする。
- 4) 踏掛版の標準配筋
踏掛版の標準配筋は下記とする。

表 7.11.2 踏掛版の標準仕様（主鉄筋中心まで100mm）

長さ(m)	設置深さ(mm)	版厚(mm)	引張側鉄筋		圧縮側鉄筋	
			主鉄筋	配力筋	主鉄筋	配力筋
5	300	350	D22@150	D16@150	D19@300	D16@300

<計算例>

※引張り側の主鉄筋位置を踏掛版表面から100mmとしての参考設計である。

- ・引張側主鉄筋 D22@150 は設計計算で決定する。
- ・引張側配力鉄筋 D16@150 は引張側主鉄筋量の1/4以上とする。

$$D16@150 : A_s = 1.986 \times 100 / 15 = 13.24 \text{ cm}^2 > 25.81 \times 1/4 = 6.45 \text{ cm}^2$$
- ・圧縮側主鉄筋は引張側主鉄筋量の1/3以上とする。

$$D19@300 : A_s = 2.865 \times 100 / 30 = 9.55 \text{ cm}^2 > 25.81 \times 1/3 = 8.60 \text{ cm}^2$$
- ・圧縮側配力鉄筋は引張側の1/2程度とする。

$$D16@300 : (\text{引張側の鉄筋間隔に対して倍ピッチのため，同鉄筋径とする})$$

8. 基礎の安定に関する設計

8.1 一般

基礎に求められる基本的要件として，

- 1) 基礎に作用する荷重に対する抵抗要素とその力学的特性が明らかであり，限界状態，照査項目，照査値及び解析モデルについて，相互の関係性も含めて実験等により適切に検証されていること
- 2) 1)を一定の信頼性をもって実現させるための基礎の施工管理方法が確立していること

とされている。さらに，道示IV編の9章以降の規定により設計，施工を行う場合には上記を満足するとみなしてよい，とされている。

8.2 設計の基本

基礎の安定に関する照査では，鉛直荷重，水平荷重及び転倒モーメントに対して耐荷性能を満足するとともに，基礎の変位が橋の機能に影響を与えない範囲に留まるようにしなければならないとし，設計にあたっては，抵抗要素およびその力学的特性を適切に考慮しなければならない，と規定している。

上記を満足させるために，道示IV編8.2(3)1)から3)並びに8.4基礎形式及び形状，8.5地盤反力度及び変位の計算，8.7斜め橋台の基礎の各規定を満足しなければならないとしている。

また、基礎は長期的に安定して存在し、確実な地盤抵抗が得られる地層により支持させなければならないとし、道示IV編 8.3に規定する支持層に支持させる、基礎の根入れ深さは8.4の規定に従って設定する、と規定している。

各基礎構造形式の安定性照査の基本と設計法の適用範囲の目安は、表 8.2.1のとおりである。

表 8.2.1 各基礎の安定性照査の基本と設計法の適用範囲の目安（道示IV編,表-解 8.2.2）

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

[] : 前面地盤の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査を行う。

L_e : 基礎の有効根入れ長さ (m)

β : 基礎の特性値 (m³), $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m³)

D : 基礎の幅又は直径 (m)

k_H : 基礎の水平方向地盤反力係数 (kN/m³) (βL_e の判定には地震の影響を含まない場合の k_H を用いる。)

9. 直接基礎の設計

9.1 設計一般

9.1.1 設計の基本

(1)直接基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。

1)基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。

2)鉛直荷重に対する支持,水平荷重及び転倒モーメントに対する抵抗に関して,必要な耐荷性能を有する。

(2)(1)の照査を満足する直接基礎は,レベル2地震動を考慮する設計状況において,安定に関する限界状態1及び限界状態3を超えないとみなしてよい。

(3)直接基礎の部材等の強度に関する照査では,地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため,7.7の規定を満足しなければならない。

(4)レベル2地震時に対する直接基礎の照査は,フーチングを塑性化させないよう行わなければならない。

9.1.2 支持地盤の選定

直接基礎は,良質な支持地盤に支持させなければならない。

一般に良質な支持地盤とは,粘性土 $N \geq 20$,砂質土 $N \geq 30$ である。これらの地盤が地表面下5m以内にあれば直接基礎となりうるが,締切り水替えなどが困難となる場合や,地表面下5~10mに支持層がある場合は,他の基礎形式と比較検討する必要がある。

斜面の影響に対しては,「道示IV編 2.4.1」に示す斜面崩壊等の発生が考えられる地形・地質に対する調査を適切に実施し,斜面崩壊等が生じない層を支持層として選定する必要がある。

洗掘・浸食に対しては、河川の流れや潮汐などによる洗掘，風雨による浸食の影響を受けて，供用期間中に基礎下方に位置する土砂等が喪失すると支持力が低下するため，このような影響を受けない層を支持層とする必要がある。洗掘に対しては，河相の調査を適切に実施し，供用期間中に洗掘の影響を受けない安定した地盤を支持層として選定する。

9.1.3 基礎の根入れ深さ

直接基礎の根入れ深さは，図9.1.1を基本とし，将来に渡って安定した地盤線に対して決定するのがよい。通常の場合，将来地盤面に対するフーチング土かぶりは0.5mを標準とする。

なお，河川区域内に設ける橋台，橋脚の根入れ深さは，第2章 4.4.1(3)及び(4)も考慮した上で決定する。

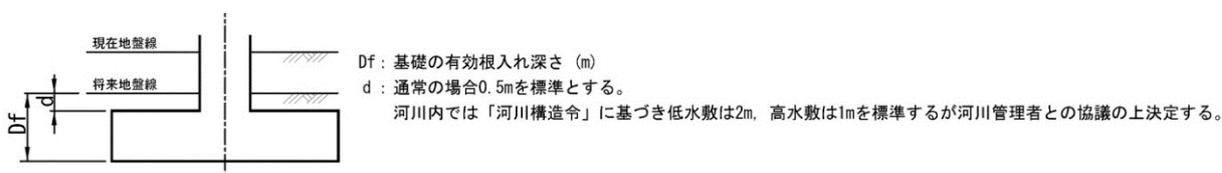


図 9.1.1 将来の地盤変形を考慮した極限支持力算出における根入れ深さの考え方

9.2 安定計算

安定計算の基本

直接基礎の安定計算については，「道示IV編 9.3，9.4，9.5 及び 9.6」による。

9.2.1 基礎底面地盤の極限支持力算出における留意事項

(1) 判定式の適用

静力学公式で求められる荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力は「道示IV編式(9.5.5)」による。式(9.5.5)の適用における考え方を図9.2.1に示す。

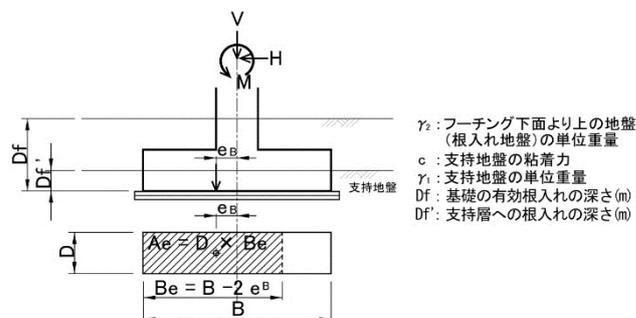


図 9.2.1 極限支持力の算出式の適用について

(2) 極限支持力算出における地盤の根入れ深さ D_f , D_f' については，地表面等の形状及び将来の地盤変形を考慮して決定する。根入れ深さの考え方を図9.2.2に示す。

なお，安定計算における鉛直荷重はフーチング上の平均的な土かぶりにより土砂重量を算出すること。

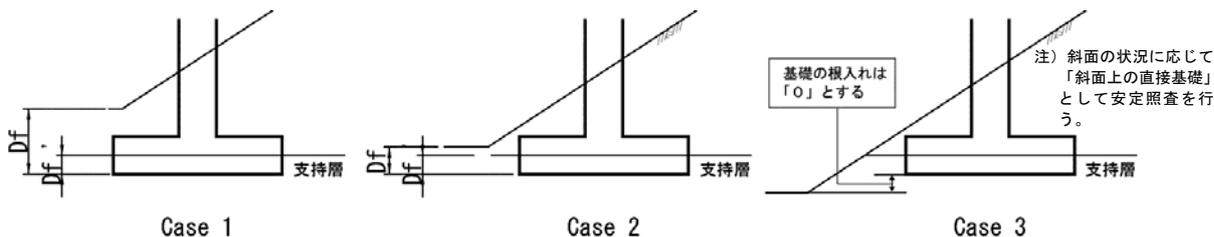


図 9.2.2 極限支持力算出における基礎の有効根入れ深さの考え方

9.2.2 滑動の照査における留意事項

(1)せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間の付着力及び摩擦角に支配される。抵抗力は、基礎底面の処理方法により大きく変わるため注意が必要である。一般には基礎底面と地盤との付着力及び摩擦角（摩擦係数）として表9.2.1の値を採用してよい。

なお、土のせん断抵抗角は、地震時でも常時と同じであると考えてよい。

表9.2.1 摩擦角と付着力

条 件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 c_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$	$C_B = 0$
土とコンクリートの間に 栗石を敷く場合	$\left. \begin{array}{l} \tan \phi_B = 0.6 \\ \phi_B = \phi \end{array} \right\} \text{の小さいほう}$	$C_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$C_B = 0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$C_B = C$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗角(度) C ：支持地盤の粘着力(kN/m²)

(2)河川の堤防内に橋台フーチングを設ける場合、砕石等を敷かず均しコンクリートを直接打設し、その上にフーチングを造成することが河川管理者より求められることが多い。その理由はフーチング下面に水みちの原因を作らないためである。砕石等を敷かず均しコンクリートを直接打設する場合、基礎底面地盤の許容せん断抵抗が小さくなり、その結果フーチング規模が大きくなり一般的に工費が増大する。しかし、フーチング下面に栗石を引いても水みちの原因となる恐れのない場合もあり、河川管理者に砕石の設置ができないか協議をし、経済的な構造となるようにすること。

なお、フーチング下面に砕石を敷いても水みちの原因とならない場合とは、堤内地盤高がH.W.Lより高い掘り込み河川のうち、フーチング下面がもともと透水係数の高い砂礫地盤となっている場合である。

(3)滑動に対しては、原則として基礎底面のせん断地盤反力のみで抵抗させるものとし、突起を設けないものとする。やむを得ず、突起を設ける場合の支持地盤は硬岩など強固な地盤のみとし、水平力を地盤に伝えるため十分に支持地盤に貫入させる。

9.2.3 斜面上の直接基礎

斜面上に直接基礎を設ける場合は、地山や永久のり面をいたずらに乱さないように施工上十分留意する。また、掘削土量を極力少なくすることが望ましく、掘削土量が多くなる場合は段切り基礎を設けてもよい。斜面上の直接基礎は、図9.2.3に示すような基礎地盤が10°以上傾斜した箇所に設ける。構造形式としては、段差なしフーチング基礎と段切り基礎がある。段切り基礎は、さらに段差フーチング基礎と置換えコンクリート基礎に分類される。

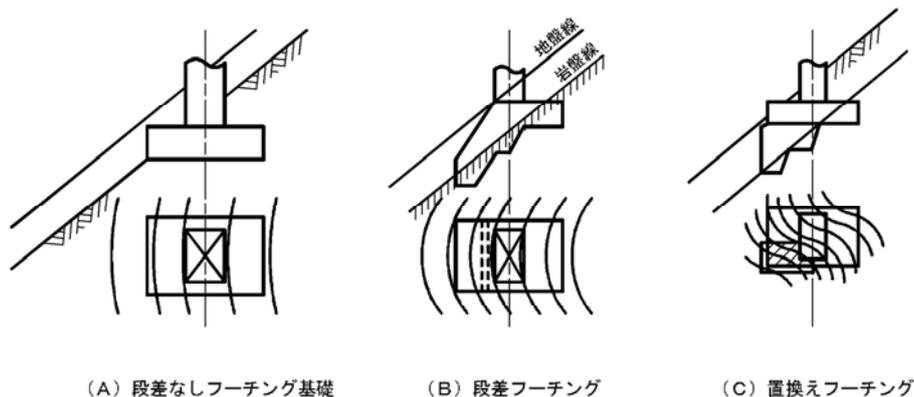


図 9.2.3 斜面上直接基礎の種類
(設計要領 第二集 橋梁建設編, 図 4-3-6, H28. 8, NEXCO 総研)

9.2.4 形状・寸法の設定

(1) 段差なしフーチング基礎の場合

斜面上に設置する直接基礎は、斜面の影響により地盤の地耐力が低下する。したがって、基礎底面を設置するフーチング縁端部は、一定の前面余裕幅を設けなければならない。前面余裕幅は、橋長や支間割の決定に大きな影響があり、かつ、地盤条件・橋梁規模及び重要度によって経済性と安全性の評価も異なる。したがって、簡単には決定できないが計画上の目安として次のように考えるとよい。

1) 通常の土砂系の場合

通常の土砂系の地盤に対する設置位置は、図 9.2.4 のとおりとする。

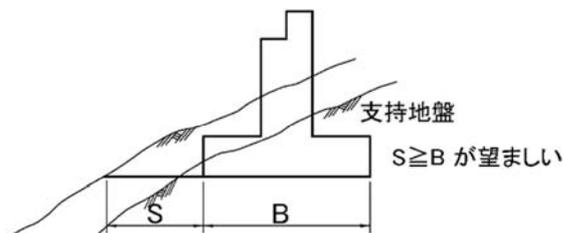


図 9.2.4 通常の土砂系の目安値

2) 岩盤系の場合

岩盤系の地盤に対する設置位置の目安として、判断法①、②の両ケースを示す。

① 45° の傾斜角から判断する場合

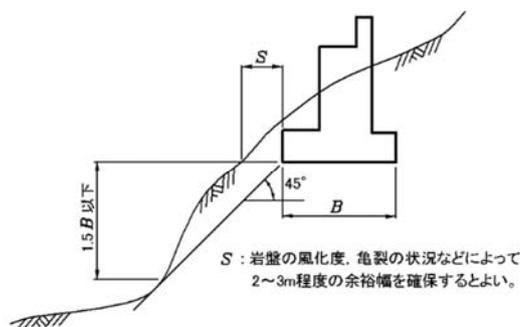


図 9.2.5 岩盤系の目安値

② フーチング端からの余裕幅から判断する場合

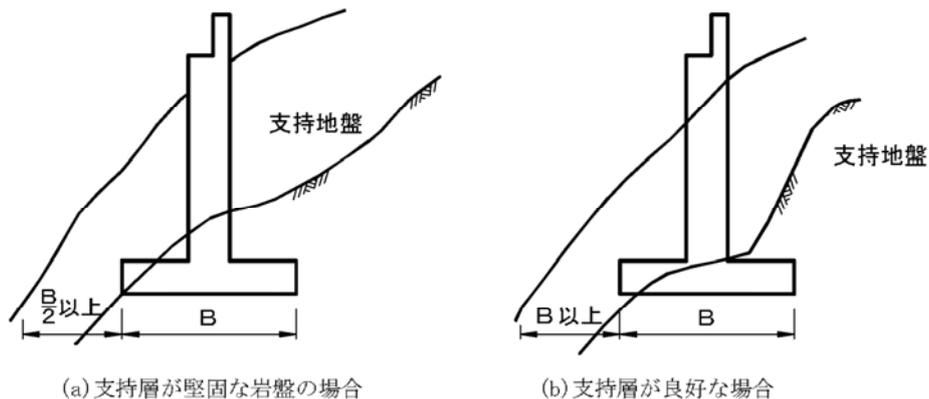


図 9.2.6 フーチング幅による目安値
(設計要領 第二集 橋梁建設編, 図 4-3-8, H28. 8, NEXCO 総研)

なお、岩盤を支持層とする場合は、節理、層理、片理等の連続的な構造的弱点や断層のような地質的不連続面を把握し、岩盤斜面の崩壊が無いことを確認すること。又、流れ盤上に橋台を設けた場合には、すべり崩壊する場合もある（図 9.2.7 参照）。これらの岩盤斜面の崩壊の可能性を調査によって確認することが望まれる。

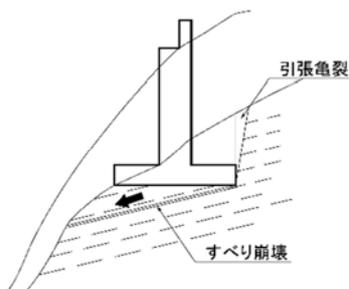


図 9.2.7 流れ盤上の橋台例

(2) 段切り基礎の場合

- 1) 段切り基礎は、段差フーチング基礎が望ましい。
- 2) 段差フーチングは、一方向のみとするのがよい。
- 3) 段差フーチングの段差高さ、段差数及び各段平面部分の幅は現地の状況や、地層の傾斜状況に十分配慮して決定するものとするが、一般的に次のように制限値が設けられている。
段差フーチングの段差高さは、1段につき、3.0m 以下とし、段差の変化は2段までとする。

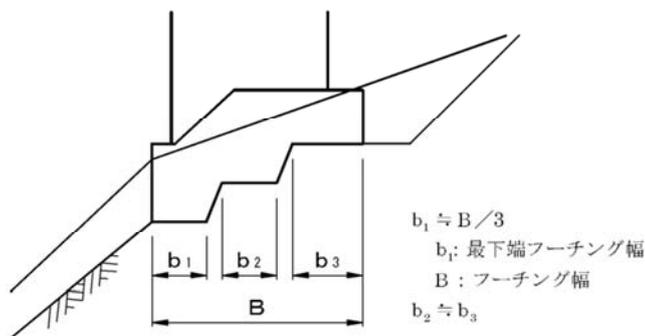


図 9.2.8 段差フーチングの形状
(設計要領 第二集 橋梁建設編, 図 4-3-7, H28. 8, NEXCO 総研)

4) やむを得ず置換えコンクリート基礎を用いる場合は、全体の安定を損なわないよう十分留意する必要がある。置換えコンクリートの範囲は、一般的に次のように制限値が設けられている。

- ① 一方向の場合、置換え面積と基礎面積の比は 1/3 以下
- ② 二方向の場合、置換え面積と基礎面積の比は 1/4 以下
- ③ 置換え基礎の全高は、3.0m 以下とし、段差の変化は 1 段までとする。

9.2.5 鉛直方向極限支持力の算出

鉛直方向極限支持力の算出は、「道示IV編 11.5.2 及び 14.5.2」による。

9.2.6 安定照査の考え方

斜面上の基礎の安定計算は、原則として本章 9.2 に準ずるものとする。なお、段切り基礎の安定では、次の点に留意する。

(1) 段差フーチング基礎

1) 支持力及び転倒に対する照査

支持力及び転倒に対する照査は、図 9.2.9 に示す仮想底面 I-I（基礎幅 B）に対して行う。荷重は、躯体から伝達される荷重及び、基礎自重、慣性力、基礎に対する土圧などを考慮する。なお、仮想底面 I-I とフーチング底面間の地盤の重量は無視してよい。

2) 滑動に対する安定

滑動の照査は、図 9.2.9 に示す底面幅 B' に生じる鉛直力 V' により算出される滑動抵抗によって、全水平力を負担するものとする。なお、滑動照査に用いる仮想底面幅は、フーチングから基礎地盤への荷重の伝達状況、及び小段斜面が滑動に対して有効に働かないことなどを考慮したものである。

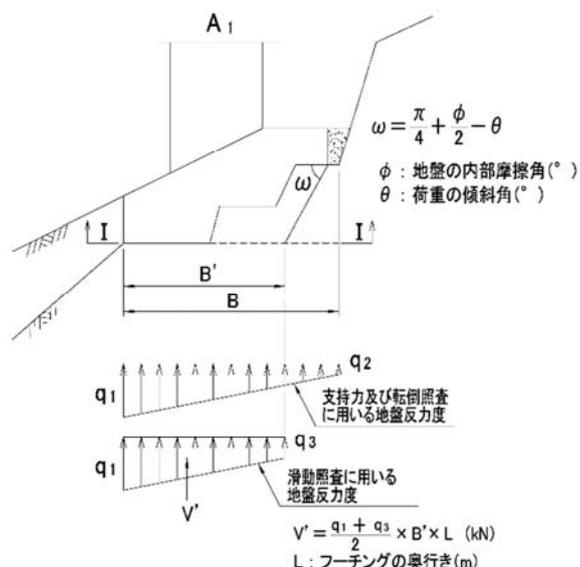


図 9.2.9 段差フーチングの安定照査
 (設計要領 第二集 橋梁建設編, 図 4-3-27, H28. 8, NEXCO 総研)

(2) 置換えコンクリート基礎

1) 本体の安定計算は、段差フーチングに準ずるものとする。

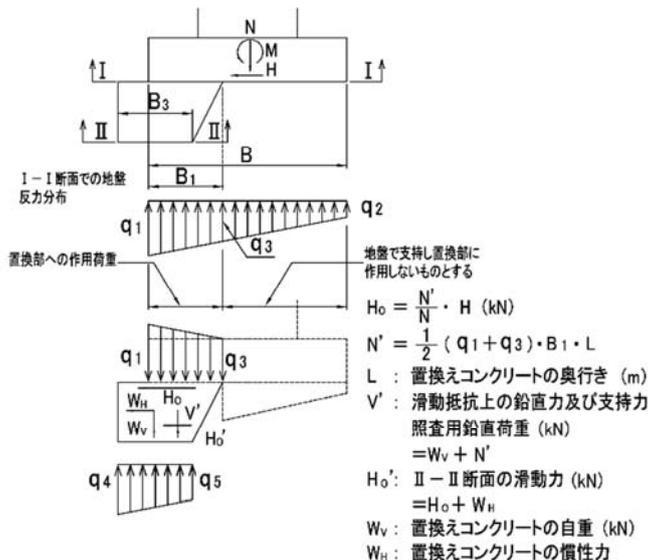


図 9.2.10 置換えフーチングの安定照査
(設計要領 第二集 橋梁建設編, 図 4-3-28, H28. 8, NEXCO 総研)

2) 置換え基礎は、最下段部での局所破壊に全体の安定が大きく依存する。したがって、最下段部での支持力度及び滑動の照査は、図 9.2.10 に示す考え方によって行う。ただし、最下段部での許容支持力度を求める際の有効載荷幅は、置換え幅 (B s) とする。なお、本体の安定検討は、置換え基礎部とフーチング部とは構造的に分離していると考えてよいことから、図 9.2.10 に示す I-I 断面で行えばよい。更に、置換え基礎部の安定についても照査するよう規定した。置換えコンクリートによりフーチング下面に安定した岩盤を造成したと取り扱い、本体の滑動に対する検討を行う場合の摩擦係数は、岩とコンクリートの値である 0.6 を採用してもよい。なお、置換えコンクリートとフーチングとの摩擦は明確でないため、この面で滑動が発生しないよう差し筋を設置する。この際の差し筋は、差し筋のせん断耐力のみで置換コンクリートと岩盤との摩擦力を下回らないように設置することが望ましい。

9.3 基礎底面の処理

直接基礎の基礎底面の処理は、図 9.3.1 のように支持地盤に密着し、十分なせん断抵抗が得られる処理をしなければならない。

突起は、原則として採用しない。また、河川内で堤防構造を弱める可能性がある場合には、原則として橋台・橋脚ともに基礎碎石の採用はしない。この場合には滑動におけるせん断抵抗力算出に用いる摩擦角の値に注意する必要がある。

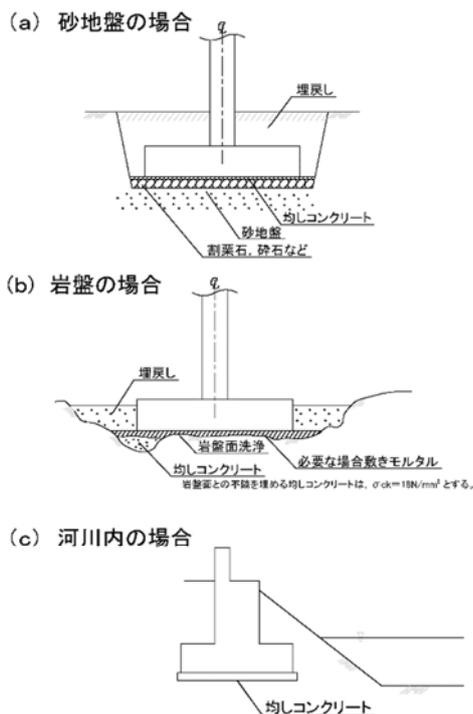


図 9.3.1 基礎底面の処理

10. 杭基礎の設計

10.1 設計一般

10.1.1 設計の基本

(1)適用範囲 (道示IV編, 10.1 解説)

打込み杭工法, 中掘り杭工法, 場所打ち杭工法(ただし深礎杭は除く), プレボーリング杭工法及び鋼管ソイルセメント杭工法及び回転杭工法を対象とする。

(2)設計の基本 (道示IV編, 10.2)

- 1) 杭基礎の安定に関する照査では, 永続作用支配状況及び変動作用支配状況において, ①及び②を満足しなければならない。
 - ①基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。
 - ②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, 必要な耐荷性能を有する。
- 2) 杭基礎の部材等の強度に関する照査では, 永続作用支配状況及び変動作用支配状況において, 地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため, 10.8の規定を満足しなければならない。
- 3) 杭基礎は, レベル2地震動を考慮する設計状況において, 必要な耐荷性能を満足するため, 10.9の規定を満足しなければならない。

(3) 標準的な設計手順

橋脚の杭基礎の標準的な設計計算フローを図 10.1.1 に示す。

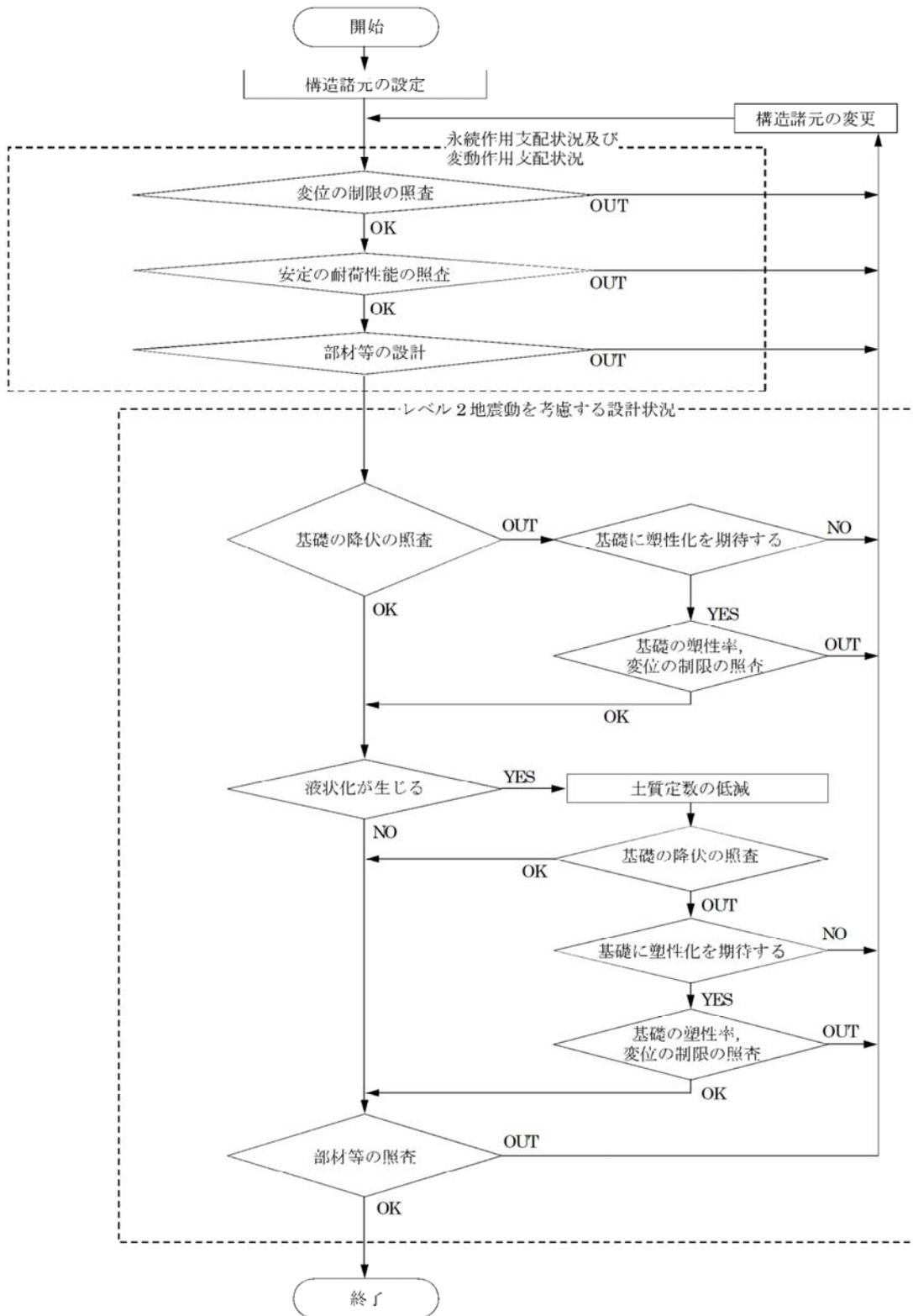


図 10.1.1 橋脚の杭基礎の設計計算フロー（道示IV編, 図解 10.2.1）

10.1.2 荷重分担

- (1)鉛直荷重は、杭のみで支持させることを原則とする（道示IV編, 10.3）。
- (2)水平荷重は、杭のみで支持させることを原則とする。ただし、杭とフーチング根入れ部分と共同で分担させる場合においては、両者の分担割合について十分検討しなければならない（道示IV編, 10.3）。
- (3)杭基礎は、同様の施工を行う直接基礎に比べて基礎全体として変形しやすい構造であることから、杭体だけでも水平抵抗できる程度の剛性を確保することで基礎としての安定性を増すとともに、仮にフーチング前面地盤とフーチング間に緩みが生じるなど、地盤の抵抗特性が変化したとしてもこのような影響が基礎の耐荷性能に与える影響が小さくなる。以上から、永続作用支配状況及び変動作用支配状況においては、より確実に橋の供用性を確保できるようにするための構造設計上の配慮として、一般に杭基礎フーチング前面の地盤抵抗は無視するのがよい。しかし、レベル2地震動を考慮する設計状況において、フーチング周辺の埋戻しが十分に行われ、地盤面が長期にわたり安定して存在する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況よりも大きな変位が生じ、発生するフーチング前面の地盤抵抗が基礎全体の挙動に与える影響が大きいことを考慮すると、フーチング前面の地盤抵抗を抵抗要素として考慮することも考えられる。このとき、フーチング前面の地盤抵抗を期待する場合であってもフーチング自体の慣性力を考慮する。

10.1.3 杭の配列

- (1)杭の配列は、橋台及び橋脚の形状や寸法、杭の寸法や本数、群杭の影響、施工条件等を考慮し、永続作用に対してできる限り均等に荷重を受けるように定めなければならない。
- (2)杭配列上の原則は「道示IV編 10.4」によるが、1つのフーチングに配置する杭の最小本数は、4本(2×2)が望ましい。
- (3)斜杭の適用は、原則として鋼管杭のみとする。

10.1.4 杭の間隔

- (1)杭の最小中心間隔は、原則として杭径(D)の2.5倍とする。近接施工等でやむを得ない場合は2.0Dまでは縮小してよいが、この場合は群杭の影響を考慮する必要がある（図10.1.2参照）。
- (2)最外周の杭とフーチング縁端との距離（縁端距離）は、「道示IV編 10.8.7」による。
- (3)杭間隔を大きく開ける場合には、フーチング断面の耐荷力照査など部材に与える影響を検査する必要がある。

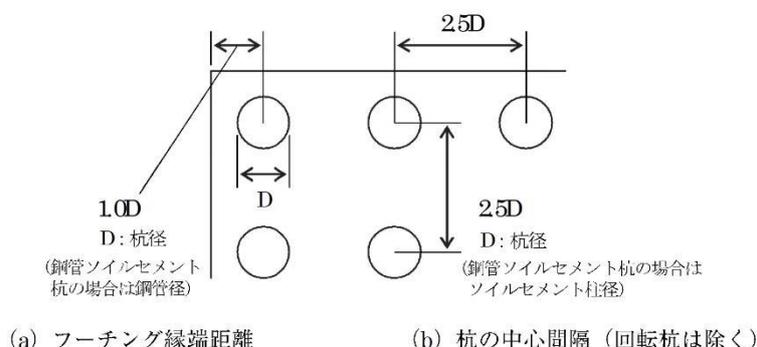


図 10.1.2 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離（道示IV編, 図-解 10.8.8）

10.1.5 杭種・杭径

- (1)一般的な杭種、杭径及び杭長は、第2章表5.3.4に示す。
- (2)周辺環境の条件から、中掘り杭の先端処理方法として最終打撃方式が採用できない場合は、セメントミ

ルク噴出攪拌方式を採用する。また、支持層が粘性土層でセメントミルク噴出攪拌工法が採用できない場合は、中掘り杭は採用しない。

10.1.6 支持層の選定

(1) 杭基礎は、支持杭を原則とする。

良質な支持層としてのN値の目安は砂質土層N値 ≥ 30 、粘性土層N値 ≥ 20 とする。杭先端の良質な支持層への根入れ長は、支持層が明確な場合は既製杭では杭径程度以上とし、中間層と支持層が明確でない場合は、杭径の2倍程度以上とする。また場所打ち杭では杭径程度以上、最大5倍程度までとするのがよい。なお、載荷試験等により支持力が確認された場合は、これによらなくてもよい。

杭先端から支持層下面までの厚さ（有効層厚）が杭径の3倍以上ないときは薄層支持杭となるため、支持力は(2)により算定すること。

(2) 薄層に支持された杭

支持層の層厚が薄く、その下に耐力のない層又は圧密層がある場合には、その支持力及び沈下について安全性を確かめなければならない。

以下に示す算定式は、薄層とし十分に締まった洪積の砂れき地盤や砂地盤が薄層として存在する場合の場所打ち杭の考え方を示す。

なお、薄層支持杭の先端支持力度 q'_d は薄層の程度を考慮して次式により算定してよい。

$$q'_d = \alpha \cdot q_d \quad \dots \dots \dots \text{式 (10.1.1)}$$

ここに、 q_d ; 先端支持力度 $q_d = 3000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

ただし、砂層の場合は $2500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ とするのがよい。

α ; 薄層を考慮した支持力度の補正係数で図 10.1.3 による。

図 10.1.3 において、H及びDは図 10.1.4 によるものとし、 q_u は下位粘性土層の一軸圧縮強度である。

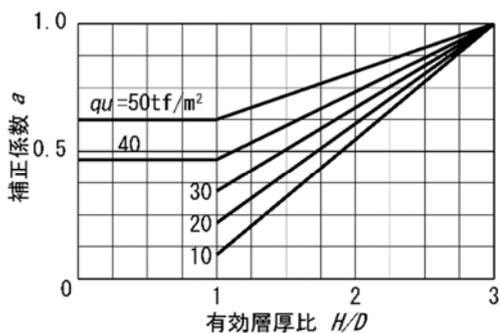


図 10.1.3 先端支持力度の補正係数

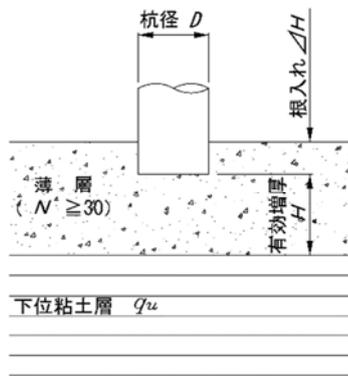


図 10.1.4 薄層支持の概略図

(3) 支持層が非常に深い場合は、上部構造の規模及び形式等によっては、経済性を考慮して摩擦杭としてもよい。この場合、長期沈下の影響について検討し、上部構造に支障のないようにする（設計要領 第二集 橋梁建設編, 4章 4-1-3, H28.8月, NEXCO 総研）。なお、摩擦杭の許容支持力の算出は、「道示IV編 10.5」による。

(4) 洗掘

洗掘に対しては、「道示IV編 2.5」に準じて、調査を適切に実施し、供用期間中に洗掘の影響を受けない安定した地盤を支持層として選定する。

(5)地震時に不安定となる地盤の影響

耐震設計上ごく軟弱な土層又は液状化が生じる土層に該当する可能性のある土層を有する地盤に対しては、「道示Ⅳ編 2.2」に示される地震時に不安定となる地盤に関する調査を適切に行うとともに、必要に応じて「道示Ⅴ編 3.5, 4.4, 7章」に示す判定を行い、地震時に不安定となる地盤を支持層としないようにする。

10.1.7 地盤反力係数及びばね定数

(1)杭の軸方向ばね定数

1)支持杭の場合、杭の軸方向ばね定数は、式(10.1.2)により求める。

$$K_v = \frac{1}{\frac{L}{2AE}(1+\gamma_y - \zeta_e) + \zeta_d \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_v}} \dots\dots\dots \text{式 (10.1.2)}$$

ここに、
 K_v : 杭の軸方向ばね定数(kN/m)
 A : 杭の断面積(mm²)
 E : 杭のヤング係数(kN/mm²)
 L : 杭長 (mm)

ただし、SC 杭の場合には式(10.1.3)、鋼管ソイルセメント杭の場合には式(10.1.4)によりAEを求める。

$$AE = A_{sp1} E_{sp1} + A_{sc1} E_{sc1} \dots\dots\dots \text{式 (10.1.3)}$$

ここに、

A_{sp1} : 鋼管の断面積 (mm²)
 E_{sp1} : 鋼管のヤング係数 (kN/mm²)
 A_{sc1} : SC 杭のコンクリートの断面積 (mm²)
 E_{sc1} : SC 杭のコンクリートのヤング係数 (kN/mm²)

$$AE = A_{sp2} E_{sp2} + A_{sc2} E_{sc2} \dots\dots\dots \text{式 (10.1.4)}$$

ここに、

A_{sp2} : 鋼管の断面積 (mm²)
 E_{sp2} : 鋼管のヤング係数 (kN/mm²)
 A_{sc2} : ソイルセメントの断面積 (mm²)
 E_{sc2} : ソイルセメントのヤング係数 (kN/mm²)
 D_p : 杭先端の径 (m) で、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径、
 回転杭の場合には羽根径 (m) とする。

k_v : 杭先端の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³) で、10.1.7(2)の規定に従って算出する。ただし、
 表 10.1.3 に示す α は作用の組合せに地震の影響を含まない場合の値とする。

γ_y : 杭の降伏支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値で、γ_y = λ_{yu} γ_u (0 ≤ γ_y ≤ 1) として求める。

λ_{yu} : 先端伝達率算出のための補正係数で、表 10.1.2 による。

γ_u : 杭の極限支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値で、γ_u = R_{up}/R_u として求める。

Rup : 道示IV編 10.5.2(4)に従って算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値のうち、杭先端の極限支持力の特性値 (kN) で、 $R_{up} = q_d A$ として求める。

Ru : 道示IV編 10.5.2(4)に従って算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN)

ξ_e : 杭体収縮量に関する補正係数で、表 10.1.2 による。

ξ_d : 杭の先端変位量に関する補正係数で、表 10.1.2 による。

表 10.1.2 先端伝達率算出のための補正係数 λ_{yu} 、杭体収縮量に関する補正係数 ξ_e 及び杭の先端変位量に関する補正係数 ξ_d

杭工法	λ_{yu}	ξ_e	ξ_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

2) 摩擦杭の場合、杭の軸方向ばね定数は、式 (10.1.5) により求める。

$$K_v = \alpha \frac{AE}{L} \dots \dots \dots \text{式 (10.1.5)}$$

ここに、

a : 杭の根入れ比 L/D から決まる補正係数で、式 (10.1.6) により算定する。

打込み杭工法	$a = 0.014 (L / D) + 0.72$	}	\dots \dots \dots \text{式 (10.1.6)}
場所打ち杭工法	$a = 0.031 (L / D) - 0.15$		
鋼管ソイルセメント杭工法	$a = 0.040 (L / D) + 0.15$		

ここに、

D : 杭径 (m) で、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径 (m) とする。

(2) 杭の水平方向ばね定数

杭の水平方向地盤反力係数及びばね定数は、それぞれ「道示IV編 8.5.3」により求める。なお、多層地盤における水平方向地盤反力係数は、多層地盤で求めて算出してよい。

1) 地盤反力係数は式 (10.1.7) より定義する。

$$k = p / \delta \dots \dots \dots \text{式 (10.1.7)}$$

ここに、 k : 地盤反力係数 (kN/m³)

p : 地盤反力度 (kN/m²)

δ : 変位 (m)

2) 地盤反力係数は、地盤条件、基礎の載荷幅及び施工方法等の影響を適切に考慮して定めなければならない。

3) 地盤反力係数を載荷試験による荷重と変位の関係から求める場合、又は式 (10.1.8) により求める場

合には、(2)を満足するとみなしてよい。

$$k = \lambda k_0 (B'/0.3)^{3/4} \dots \dots \dots \text{式 (10.1.8)}$$

ここに、

k : 地盤反力係数 (kN/m³)

k_0 : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 (kN/m³)

で、各種試験により求めた変形係数から推定する場合は、式(10.1.9)により求める。

$$k_0 = \alpha E_0 / 0.3 \dots \dots \dots \text{式 (10.1.9)}$$

ここに、

E_0 : 表10.1.3に示す方法で推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の換算係数で、表10.1.3に示す値とする。

表10.1.3 変形係数 E_0 と地盤反力係数の換算係数 α (道示IV編, 表-解8.5.1)

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の換算係数 α	
	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2
孔内水平載荷試験から求めた変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800N$ で推定した変形係数	1	2

B' : 地盤反力係数の推定に用いる基礎の換算載荷幅 (m)

λ : 基礎の施工方法の影響を考慮する係数

10.2 杭の許容支持力

10.2.1 1本の杭の軸方向押込み力の制限値

(1) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押込み力が、次式より算出される杭の軸方向押込み力の制限値を超えないものとする。

$$R_d = \xi_1 \Phi_Y \lambda_f \lambda_n (R_y - W_s) + W_s - W \dots \dots \dots \text{式 (10.2.1)}$$

ここに、 R_d : 杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表10.2.1に示す値とする。

Φ_Y : 抵抗係数で、表10.2.1に示す値とする。

λ_f : 支持形式の違いを考慮する係数で、道示IV編10.5.2(2)に従って設定する。

λ_n : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00を標準とする。

R_y : 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値(kN)で、道示IV編10.5.2(3)に従って設定する。

W_s : 杭で置換えられる部分の土の有効重量 (kN)

W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

表 10.2.1 調査・解析係数及び抵抗係数（道示IV編,表 10.5.1）

地盤から決まる降伏支持力の特性値の推定方法	ξ_1	Φ_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
推定式から求める場合	0.90	0.80	0.90 *
載荷試験から求める場合	0.95	1.00	

*ただし、摩擦杭基礎の場合は0.80とする。

N値が5未満の軟弱層では粘着力をN値により推定することは困難なため、別途土質試験により粘着力を求め最大周面摩擦力度を推定するのがよい。

なお、地震の際に抵抗特性に変化が生じる地盤においては、最大周面摩擦力度の設定にあたり、「道示V編 3.5及び7.3」に従ってその影響を考慮する。

- (2)場所打ち杭において土丹のような硬質粘性土や軟岩を支持層とする場合は、試験値により求めるのを基本とし、従来の一軸圧縮強度（N値）より、極限支持力を推定してよいかは、協議により決定すること。
- (3)十分固結した砂礫層においては杭先端の極限支持力度 q_d が 9000kN/m^2 以上得られるというデータもあるので、載荷試験を行った場合はその値をもとに極限支持力度を設定してよい。

10.2.2 1本の杭の軸方向引抜き力の制限値

- (1)全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が、次式より算出される杭の軸方向引抜き力の制限値を超えないものとする。

$$P_d = \xi_1 \Phi_Y \lambda_n P_y + W \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.2.2)}$$

ここに、 P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値(kN)
 ξ_1 : 調査・解析係数で、表 10.2.3 に示す値とする。
 Φ_Y : 抵抗係数で、表 10.2.3 に示す値とする。
 λ_n : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00 を標準とする。
 P_y : 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値(kN)で、道示IV編 10.5.4(3)に従って設定する。
 W : 杭の有効重量(kN)

表 10.2.3 調査・解析係数及び抵抗係数（道示IV編,表 10.5.4）

地盤から決まる降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法	ξ_1	Φ_Y
推定式から求める場合	0.90	0.55
載荷試験から求める場合	0.95	0.65

(2) 長期の引抜き抵抗力は、構造物の受ける影響が大きいことから常時については引き抜き力が生じないように杭配置を検討する。

(3) 1本の杭の軸直角方向許容支持力

軸直角方向許容支持力は、許容変位量により照査する。ただし、軟弱地盤などで突出杭となるような場合は、上部構造に有害な影響を及ぼさないように検討する。

10.2.3 圧密沈下の影響

杭に作用する負の周面摩擦力は、以下の方法により検討する。

中立点の位置は、図 10.2.1 に示すように実際は圧密層中にあるが、原則として圧密層の下端とする。

(1) 鉛直支持力の検討

$$R_d' = \frac{1}{1.5} \cdot (Ru' - Ws') + Ws' - (R_{nf} + W) \dots \dots \dots \text{式 (10.2.3)}$$

ここに、

- R_a' : 負の周面摩擦力を考慮した杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)
- Ru' : 中立点より下にある地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN)。すなわち、中立点より下の杭周面に働く最大周面摩擦力と杭先端の極限支持力（摩擦杭の場合は無視）の和であり、10.2.1 に準じて計算する。
- R_{nf} : 負の周面摩擦力の特性値 (kN)。すなわち中立点より上にある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は道示IV編表 10.5.3 に準じて計算するが、N 値が 5 未満の軟弱層においては、土質試験により得られた粘着力により最大周面摩擦力を算定する必要がある。また、群杭の場合で負の周面摩擦力を低減させる場合には、道示IV編 10.7.2 式（解 10.7.4）、式（解 10.7.6）による値を用いてよい。
- Ws' : 中立点より下方の杭で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)
- W : 杭及び杭内部の土砂の有効重量 (kN)

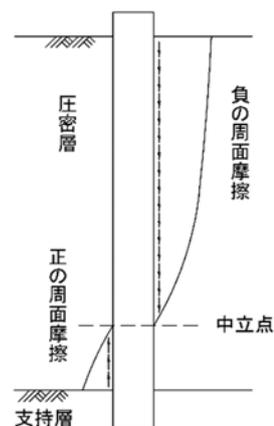


図 10.2.1 負の周面摩擦力と中立点 (道示IV編, 図-解 10.7.2)

(2) 杭体応力度の検討

$$P_0 + R_{nf} + W' \leq \frac{1}{1.2} \sigma_y \cdot A_p \dots \dots \dots \text{式 (10.2.4)}$$

ここに、

- P_0 : 死荷重による杭頭反力の特性値 (kN)
- R_{nf} : 負の周面摩擦力の特性値 (kN)
- W' : 中立点より上方の部分の杭の有効重量 (kN)
- σ_y : 鋼材の降伏強度の特性値 (kN/m²)
- A_p : 照査断面での杭の純断面積 (m²)

10.2.4 群杭の考慮

杭中心間隔がある程度より密になると、杭と杭間の地盤が一体となって、あたかも1基のケーソン基礎としての挙動を示すようになり、杭1本あたりの支持力が低下する現象を群杭という。杭径の2.5倍以上であると群杭の影響は比較的小さく、又、施工性についても一般には大きな問題はないと考えてよい（道示IV編, 10.4 解説）。本章 10.1.4 に規定した、杭の最小中心間隔を下回る場合など、群杭の影響がある場合には、限界状態の設定並びに杭反力、変位及び杭体の断面力の算出において、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。

10.3 安定計算

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時の設計における杭反力及び変位量の計算は、原則としてフーチングを剛体とし、変位法によって行う。
- (2) 特殊な条件における杭基礎の設計は、地盤の性質、荷重条件及び杭基礎全体の安全性について検討を行い、総合的に判断しなければならない。

10.4 杭本体の設計

10.4.1 杭本体の設計方針

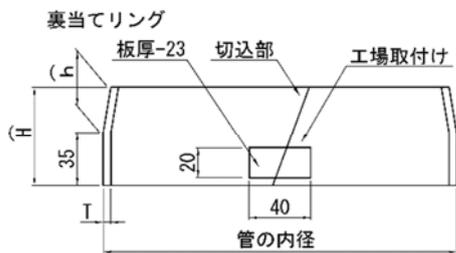
- (1) 杭基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮した算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、「道示IV編 10.8」を満足しなければならない。
- (2) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における杭体の断面力の計算は、「道示IV編 10.6」による。
- (3) 杭体の応力度照査は、軸力最大、軸力最小の両方について行う。
- (4) 鋼管杭の使用については、杭体応力度で断面が決定される場合は JIS A 5525（鋼管ぐい）に定められている SKK400 と SKK490 の両材質についての比較検討を行い、採用杭径、材質、肉厚を決定するのがよい。なお、鋼管杭の各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとし、最小肉厚は9mmとする。鋼管杭の腐食代は一般に外側1mmとし、内側は考慮しない。ただし、海上部の場合には、別途検討する。

10.4.2 継手の設計

- (1) 杭の継手は、所要の剛性を有するとともに施工時及び完成後に作用する荷重に対して安全でなければならない。
- (2) 杭の継手は、断面の余裕、地盤の剛性変化、腐食等を考慮し、その影響が少ないところに設けなければならない。

(3) 鋼管杭の継手

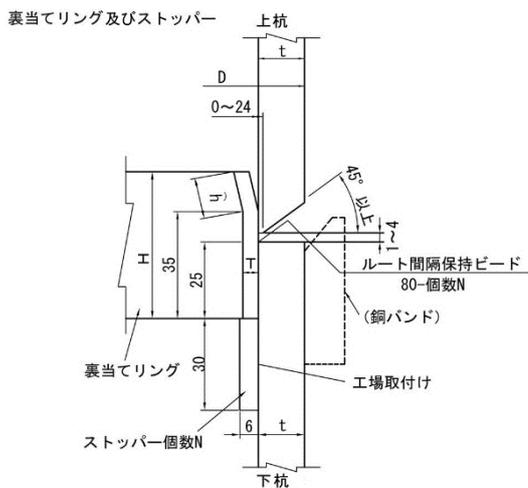
1) 現場溶接継手



外形D	\hat{T}	\hat{H}	\hat{h}
1016 以下	4.5	50	H=50 の場合 15
1016 を超えるもの	6.0	70, 50 ^{*1}	H=70 の場合 35

※1：中掘り工法を適用の場合は 50mm とする。

裏当てリングの厚さ及び高さ



外形D mm	ストッパーの個数N
609.6 以下	4
609.6 を超え 1016 以下	6
1016 を超えるもの	8

図 10.4.1 鋼管杭の現場継手の形状 (道示IV編, 図-解 10.10.2)

2)機械溶接継手

近年、現場での溶接工不足等の問題を受けて、鋼管杭にも適用できる機械式継手が開発されている。現在、建設技術審査証明を取得している代表的な機械式継手の概要を表に示す。これらの継手では変形性能、曲げ耐力及びせん断耐力の算定方法が各種構造試験等により明らかにされており、設計上全断面有効であることが確認されている。したがって、接合部については許容応力度の低減は行わなくてよい。詳細については各工法の技術審査証明資料を参考にするのがよい。

表 10.4.1 鋼管杭機械式継手の概要
(杭基礎施工便覧, 参考資料, H27.3, 日本道路協会)

	A 方法	B 方法
概略図		
適用範囲	外径 400~1,600mm 板厚 9~27mm	外径 400~1,600mm 板厚 6~30mm
施工手順	①上下杭接合→②セットボルトの押込→③押込み深さ検査 (接合完了)	①上下杭接合→②結合ボルトの締付け→③結合ボルト締付けトルク確認 (接合完了)
継手部強度	継手付き鋼管の強度及び変形性能が、鋼管本体と同等以上 (継手適用による許容応力照査・低減は不要)	継手付き鋼管の強度及び変形性能が、鋼管本体と同等以上 (継手適用による許容応力照査・低減は不要)

(4) PHC 杭継手

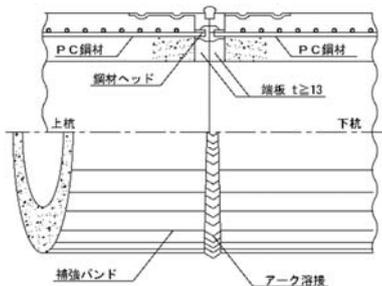


図 10.4.1 PHC 杭の端板式溶接継手の構造例 (道示IV編, 図-解 10.10.3)

地盤が軟弱な場合や地盤の地層ごとの剛性が著しく異なるようなところでは、その範囲の杭体内にスパイラル鉄筋を配置するのが望ましい。

10.4.3 杭体の断面変化

既製杭で杭長が短い場合、断面変化を行い継手を設けるより、強度の大きい方の杭で統一し、継手を設けない方が経済的となることがある。このことに注意して断面構成を決定する必要がある。

(1) 鋼管杭の断面の設計

断面変化位置は鋼管に生じる応力が制限値を超えないようにする。

鋼管の板厚変化の最大値は特別な場合を除いて7mmとし、図10.4.3に示すように削成部（断面変化部）を設け応力集中を緩和する処置をしなければならない。

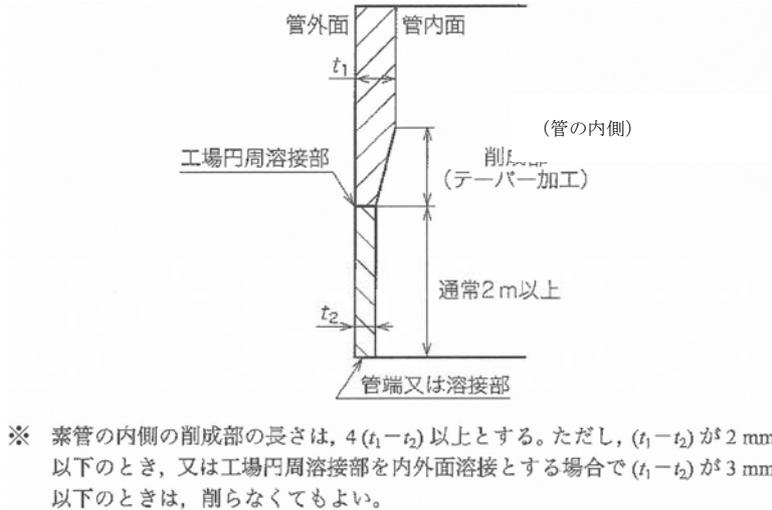


図 10.4.3 断面変化部の構造（杭基礎設計便覧, 図-III. 2. 50, H27. 3, 日本道路協会）

1) 第1断面変化位置

杭の第1断面変化位置は次式により0.5m単位で切り上げ求める。

$$l_1 \geq l_a + l_f \quad \text{式 (10.4.1)}$$

ここに、

l_1 : 杭頭からの第1断面変化位置までの距離(m)

l_a : フーチング下面から地中部の曲げモーメントの値が最大曲げモーメント M_{max} の1/2となる位置までの長さ(m)

l_f : フーチングへの埋込み長(m)

M_{max} ※ : M_t , M_m のいずれか大きい方の曲げモーメント(kN・m) (※H29 道示より実構造に整合した杭頭剛結での値 M_t を用いる)

M_t : 杭頭剛結として求めた杭頭曲げモーメント(kN・m)

M_m : 杭頭ヒンジとして求めた地中部最大曲げモーメント(kN・m)

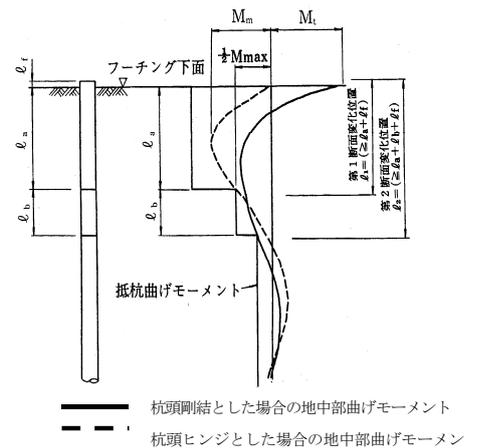


図 10.4.4 鋼管杭の断面変化の設計位置（杭基礎設計便覧, 図-III. 2. 49, H27. 3, 日本道路協会）

2) 第2断面変化位置

第2断面変化位置は次式より0.5m単位で切り上げて求める。

$$l_2 \geq l_a + l_b + l_f \quad \text{式 (10.4.2)}$$

ここに、

l_1 : 杭頭から第2断面変化位置までの距離(m)

l_b : 第1断面下端位置から、設計用曲げモーメントと第3断面の抵抗曲げモーメントが一致する位置までの距離(m)で $l_b \geq 2m$ とする。ただしこの長さは不等厚エキストラが関係するので経済性についての検討を行う方がよい。

3) 杭体に生じる応力度

①軸力及び曲げモーメントによる応力度

杭に作用する軸力及び曲げモーメントにより杭体に生じる応力度は次式により計算する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \dots\dots\dots \text{式 (10.4.3)}$$

ここに、 σ : 杭体に生じる曲げ応力度(N/mm²)

N : 杭の軸力(N)

A : 杭の有効断面積(mm²)

M : 曲げモーメント(N・mm)

Z : 杭の有効断面係数(mm³)

鋼管杭の重量及び断面性能の計算式は、次のとおりである。

重量 (77.0kN/m³) $W = 0.0002419 \cdot t \cdot (D - t)$ (kN/m) 式 (10.4.4)

鋼材断面積 $A = \pi \cdot t \cdot (D - t)$ (mm²) 式 (10.4.5)

断面二次モーメント $I = \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - d^4)$ (mm⁴) 式 (10.4.6)

断面係数 $Z = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D^4 - d^4}{D}$ (mm³) 式 (10.4.7)

回転半径 $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ (mm) 式 (10.4.8)

ここに、 D : 外径 (mm) t : 肉厚 (mm) d : 内径 (mm)

②せん断応力度

土中に打ち込まれた基礎杭としての通常の鋼管杭は、せん断応力度により板厚が決定されるケースは少ない。これは基礎杭に作用するせん断力(一般に軸直角方向力)が、軸圧縮力の1~2割程度と小さい場合が多く、ほとんどが制限値内に収まるからである。

(2) PHC杭の断面の設計

設計断面力は鋼管杭と同じく、曲げモーメントは杭頭剛結とした場合の設計断面内における設計曲げモーメントとする。せん断力も設計断面内における最大せん断力を考える。

1) 第1断面変化位置

第1断面変化位置は次式により求める。

$$l_1 \geq l_a + l_f \dots\dots\dots \text{式 (10.4.9)}$$

ここに、

l_1 : 杭頭から第1断面変化位置までの距離 (m)。

1m単位で切り上げるものとするが、杭体内補強鉄筋を使用する場合は、鉄筋をはつり出す部分を含んだ杭の長さが1m単位となるように決定する。

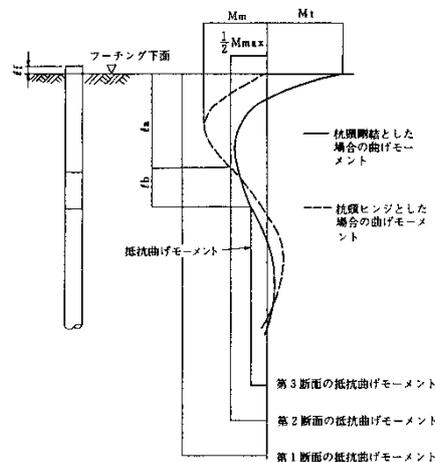


図 10.4.5 PHC杭の断面変化の設計位置 (杭基礎設計便覧, 図-III.2.47, H19.1, 日本道路協会)

l_a : フーチング下面から地中部設計用曲げモーメントの値が最大曲げモーメント M_{max} の 1/2 以下となる位置までの長さ (m)

l_f : フーチングへの埋込み長 (m)

M_{max} ※ : M_t , M_m のいずれか大きい方の曲げモーメント (kN・m)
(※H29 道示より実構造に整合した杭頭剛結での値 M_t を用いる)

M_t : 杭頭剛結として求めた杭頭曲げモーメント (kN・m)

M_m : 杭頭ヒンジとして求めた地中部最大曲げモーメント (kN・m)

2) 第2断面変化位置

第2断面変化位置は次式により求める。

$$l_2 \geq l_a + l_b + l_f \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.4.10)}$$

ここに、

l_2 : 杭頭から第2断面変化位置までの距離 (m)。ただし、1m 単位で切り上げる。

l_b : 第1断面下端位置より、設計用曲げモーメントと第3断面の杭の抵抗曲げモーメントが一致する位置までの距離 (m)

既製コンクリート杭の単体長は、通常 5~15m の 1m 間隔であり、断面長さを決定する場合は、最低単体長以上で長さを選定する必要がある。

3) 杭体に生じる応力度

① 軸力及び曲げモーメントによる応力度

全断面有効として引張側、圧縮側の断面応力度を計算する。

断面応力度の照査は、常時荷重にはフルプレストレスング、地震時荷重についてはパーシャルプレストレスングとしてこれを行う。

計算式は次のとおりである。

$$\text{圧縮側 } \sigma_c = \sigma_{ce} + \frac{N}{Ae} + \frac{M}{Z} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.4.12)}$$

$$\text{引張側 } \sigma_c' = \sigma_{ce} - \frac{N}{Ae} + \frac{M}{Ze} \quad \dots\dots\dots \text{式 (10.4.13)}$$

ここに、 σ_c : コンクリートの圧縮縁応力度 (N/mm²)

σ_c' : コンクリートの引張縁応力度 (N/mm²)

σ_{ce} : 有効プレストレス (N/mm²)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

N : 部材断面に作用する軸力 (N)

Ze : 換算断面係数 (mm³)

Ae : 換算断面積 (mm²)

② せん断応力度

PHC 杭のせん断耐力については、最近の研究成果に基づいて、高強度鉄筋の扱いとせん断耐力の評価式が変更されている。前者については、従来の設計法では、SD390, SD490 をせん断補強鉄筋として用いる場合、鉄筋の強度が部材のせん断耐力に与える影響が不明であったため、SD345 と同等の値とすることが規定されていた。しかし、近年実施された載荷試験の結果、PHC 杭に関しては、せん断補強鉄筋として高強度鉄筋の降伏強度を見込むことができると明らかになったため、SD390, SD490 をせん断補強鉄筋として用いる場合の制限値が別途規定されている。後者については、既往の載荷試験や上記の近年実施された載荷試験結果を踏まえ、PHC 杭のせん断耐力の評価式について、従来よりも精度の高い新たな式が規定された。せん断力の制限値については、道示IV編 10. 8. 3(5)の規定による。

(3) 場所打ち杭の主鉄筋断面変化

設計断面力は曲げモーメントは杭頭剛結とした場合の設計断面内における設計用曲げモーメントとする。せん断力も設計断面内における最大せん断力を考える。応力度照査は軸力最大と、軸力最小の両方について行う。

1) 主鉄筋断面変化

断面変化は2断面変化までとし、以下の順序で行う（図 10. 4. 6 参照）。

- ①杭頭剛結として算出した曲げモーメントの最大値 M_{max} に対して杭頭付近の鉄筋量（最大鉄筋量を示す） As_1 を求める。
- ②次に、 As_1 の半分の鉄筋量を、杭体の設計曲げモーメント（杭頭剛結として算出したモーメント）が $M_{max}/2$ に対応する位置か、又は As_1 の半分の鉄筋量で杭断面の鉄筋・コンクリートの応力度が許容値を満足する位置のいずれか深い方までのばし、そこから所定の定着長を取って定着する。この際、残りの鉄筋の長さが 3.5m 未満となる場合には、1断面変化にとどめるのがよい。
- ③残りの半分の鉄筋量は、杭体の設計曲げモーメントが最小鉄筋量（0.4%）に対応する抵抗曲げモーメント M_{min} となる位置までのばす。
- ④それより以下は鉄筋本数はそのままとし、最小鉄筋量を下回らない範囲の鉄筋量を調整して配筋する。

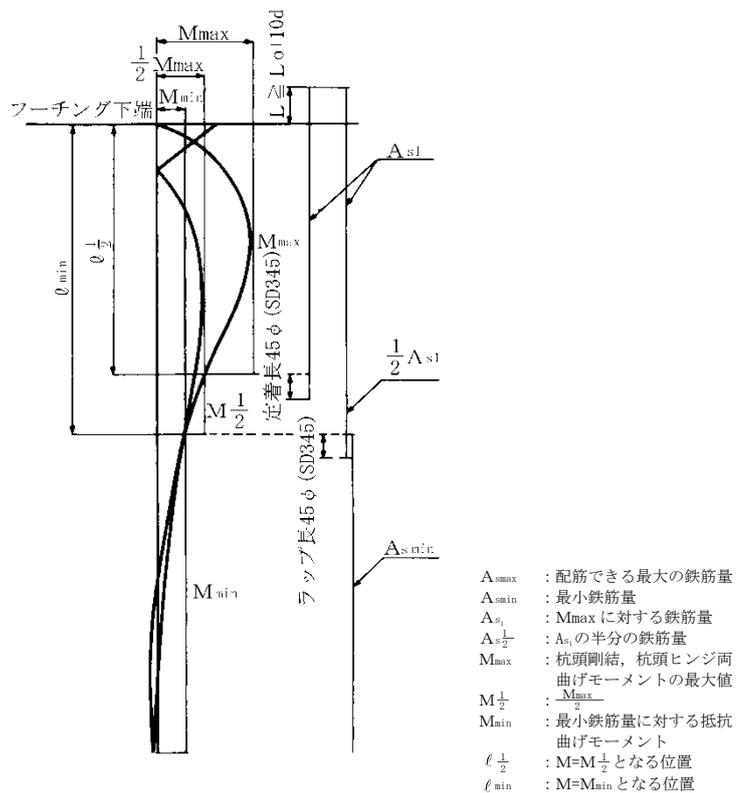


図 10. 4. 6 場所打ち杭の主鉄筋断面変化
(杭基礎設計便覧, 図-Ⅲ. 2. 53, H27. 3, 日本道路協会)

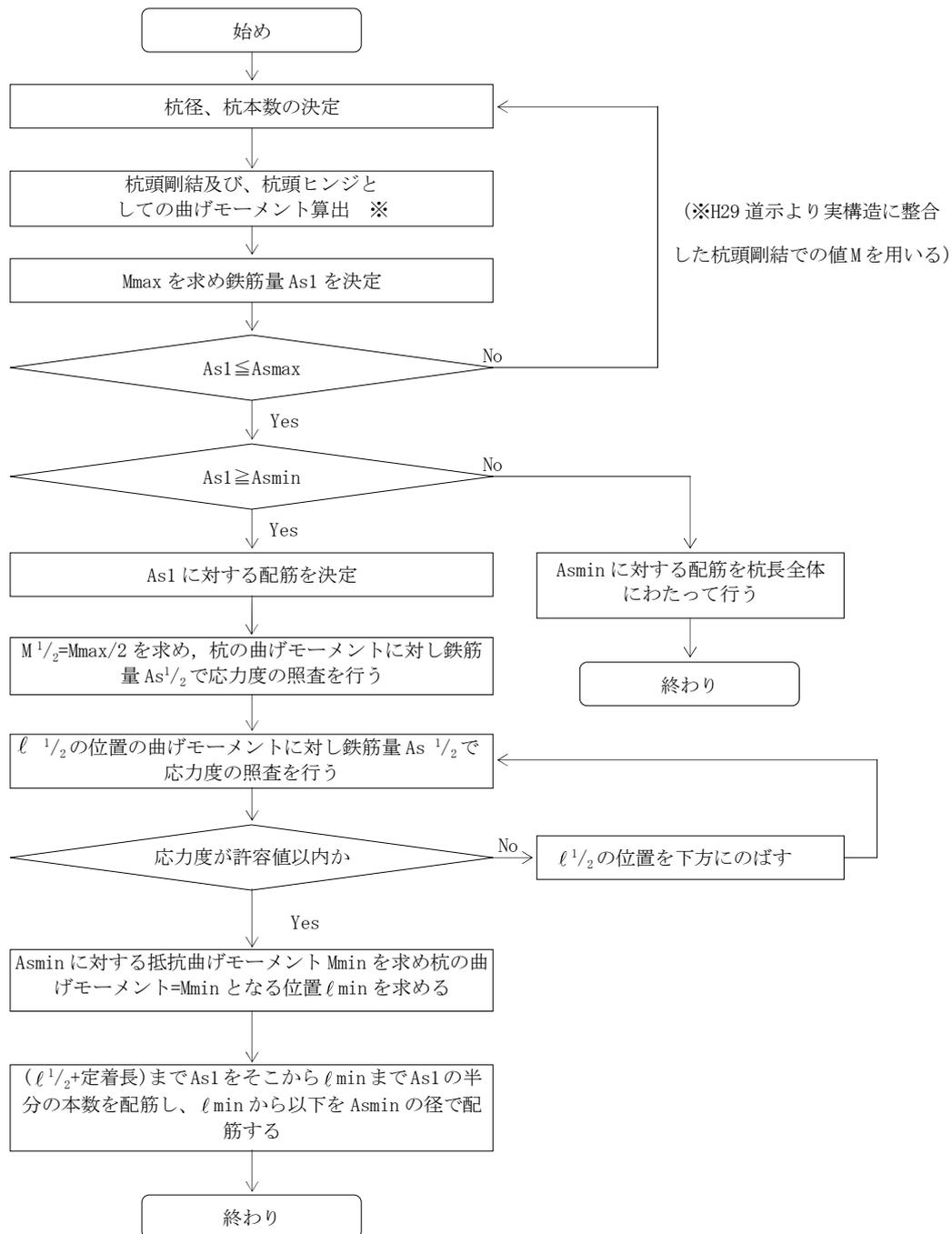


図 10.4.7 場所打ち杭の配筋決定順序
(杭基礎設計便覧, 図-Ⅲ. 2. 53, H27. 3, 日本道路協会)

2) 帯鉄筋の配置

①帯鉄筋は、フーチング底面より杭径の2倍（設計地盤がフーチング底面以下の場合は設計地盤面より杭径の2倍）の位置まで、15cm以下の間隔で、かつ側断面積の0.2%以上の鉄筋量を配筋する。帯鉄筋間隔を15cmとした時の鉄筋量（As）は、 $As \geq 0.001D \times 150$ （mm²）で計算され、これを杭径（D）と鉄筋径の関係で示すと表10.4.2のようになる。帯鉄筋の最大径はD22とする。

表 10.4.2 杭径と鉄筋径

杭径(m)	帯鉄筋の径(mm)
1.0	D16
1.2	D16
1.5	D19
2.0	D22

②フーチング下面以深における帯鉄筋の配筋は以下のように行う。

- a. 杭頭部（フーチング下面より2D）では150mm以下を標準とする。（①の範囲）
- b. 杭頭部以深は300mm以下を標準とする。（②の範囲）

なお、地震時保有水平耐力法により杭体のせん断の照査を行った場合、帯鉄筋を密に配置する必要性が生じるが、帯鉄筋の最小間隔は125mm以上とするのが望ましい。

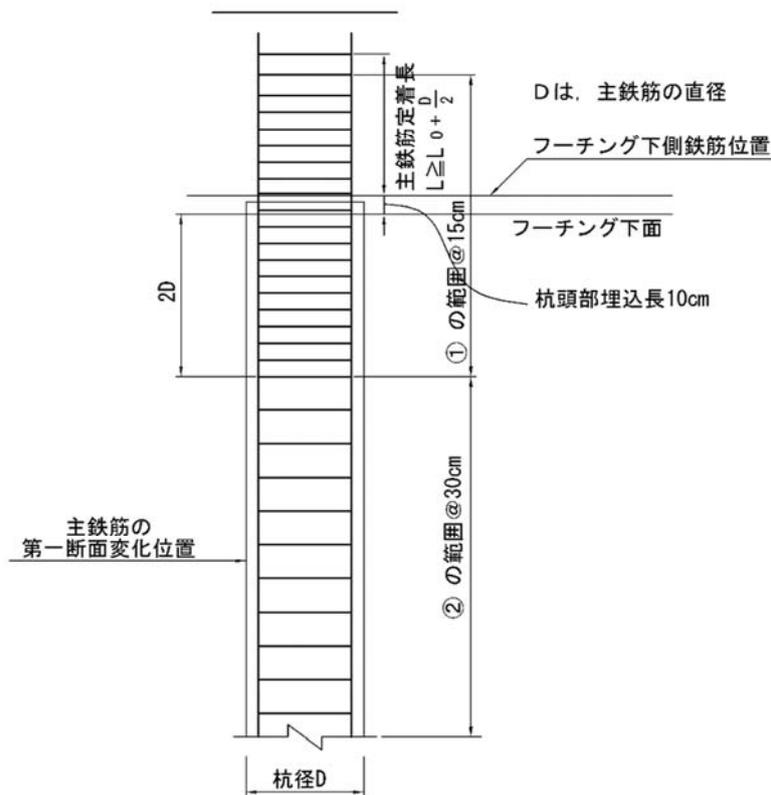


図 10.4.8 帯鉄筋の配置

10.5 杭頭部とフーチング結合部の設計

10.5.1 設計一般

杭頭部の結合方法は、剛結を原則とする（道示Ⅳ編, 10.8.7）。

(1) フーチングへの杭の埋込み長 l は最小限度の 100mm とする。

(2) 中詰めコンクリートの範囲は、以下とする。

1) 鋼管杭

フーチング底面から下方 $1D$ (D : 杭径) と杭体内補強鉄筋の定着に必要な長さの大きい方の深さまで中詰めコンクリートを施工する。

2) 鋼管ソイルセメント杭

フーチング底面から下方 $1D$ (D : 鋼管径) と杭体内補強鉄筋の定着に必要な長さの大きい方の深さまで中詰めコンクリートを施工する。

3) PHC 杭

フーチング底面から下方 $2.5D$ (D : 杭径) と杭体内補強鉄筋の定着長 $+50\phi$ (ϕ : P C 鋼材の径(mm)) の大きい方の深さまで中詰めコンクリートを施工する。

(3) すべての杭種について補強鉄筋のフーチング内の定着は、必要定着長 L_0+10d (d は、杭頭鉄筋の直径) 以上とする。

(4) フーチング内部に鉄筋コンクリート断面を仮定し（仮想鉄筋コンクリート断面）、杭頭接合部において、基本的には5章並びに道示Ⅲ編 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、並びに6章に規定される疲労の照査を行う。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対して支配的な影響を及ぼさないことが実験により確認されているため、照査は省略してよい。この際、仮想鉄筋コンクリート断面の図心は杭断面の図心と一致するとし、仮想鉄筋コンクリート断面の直径（有効径）は、杭径 D （ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径: mm）に $0.25D+100$ (mm)（ただし、最大 400mm）を加えた径とする。

(5) PHC 杭の仮想鉄筋コンクリート断面の設計において、P C 鋼材は無視する。

仮想コンクリート断面は、杭体内補強鉄筋と中詰め補強鉄筋を考慮する。杭体内補強鉄筋だけでも応力的に安全が確保されている場合でも、中詰めコンクリートの補強のため中詰め補強鉄筋を配置する。この場合の補強鉄筋は、 $D13$ を 150mm 以上の間隔で配置する。

(6) 杭頭をカットオフした場合には杭体頭部のプレストレスが抜けるため、鉄筋の定着長を 50ϕ だけ増大し、この部分の杭は鉄筋コンクリート断面として扱う（ ϕ : P C 鋼材の径(mm)）。

10.5.2 中詰め補強鉄筋の配置方針

常時、暴風時及びレベル 1 地震時においては、中詰め補強鉄筋（PHC 杭又は S C 杭では杭体内補強鉄筋を含む）のみによる仮想鉄筋コンクリート断面で、杭頭部の発生断面力にて算出された応力度が許容応力度以下であることを照査する。

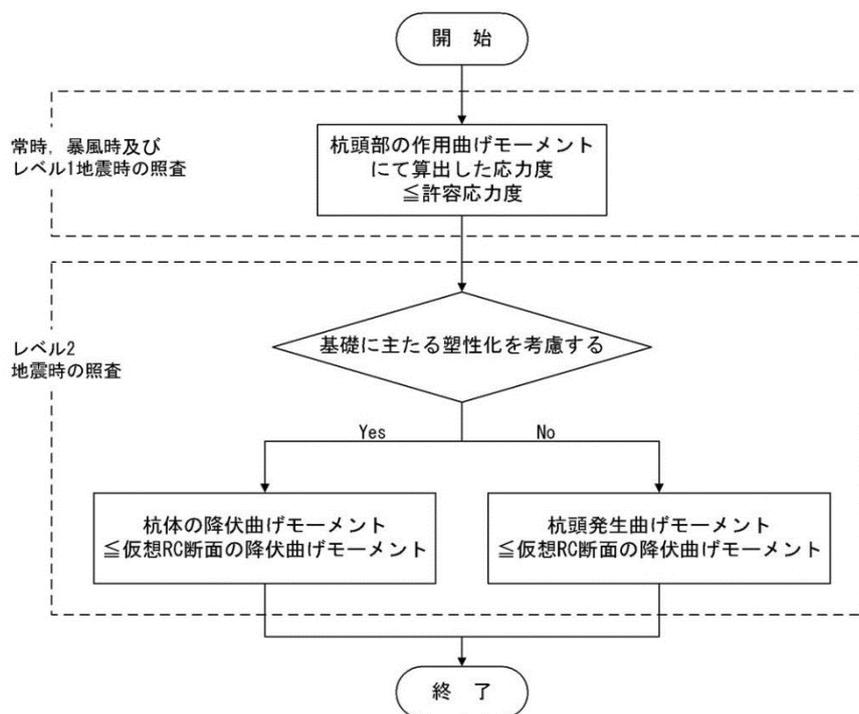


図 10.5.1 仮想鉄筋コンクリート断面の照査手順
 (レベル2地震時の照査を実施する杭基礎の場合)
 (杭基礎設計便覧, 図-III.6.8, H27.3, 日本道路協会)

表 10.5.1 代表的な杭径における中詰め補強鉄筋の配置可能最大本数 (D35 の場合)
 (杭基礎設計便覧, 表-III.6.3, H27.4, 日本道路協会)

	φ 400	φ 600	φ 800	φ 1000	φ 1200
鋼管杭・鋼管ソイルセメント杭	-	16 本	22 本	28 本	34 本
S C 杭・PHC 杭	6 本	10 本	16	22 本	-

1) 実際には供用期間中に作用する荷重の方向は様々であると考えられる。したがって、荷重の作用方向によらずバランス良く杭体が抵抗することを期待し、中詰め補強鉄筋の最小本数は6本以上とする。また、PHC杭及びSC杭において杭体内補強鉄筋を使用する場合は、杭体内補強鉄筋本数 \geq 中詰め補強鉄筋本数となるように配置するのが望ましい。

2) SC杭の場合は、二重配筋を超える段数での配筋にならないことを原則とする。

又、杭外周溶接鉄筋による補強は用いない。

10.5.3 杭頭結合部の構造

(1) 鋼管杭

鋼管杭とフーチング結合部の構造は図 10.5.2 を標準とし、杭本体補強鉄筋の配置は図 10.5.3 標準とする。鋼管杭の中詰め補強鉄筋は、原則として鉄筋かご方式によるものとする。

施工品質の確保が困難な溶接による補強は用いないこととし、SD345の中詰め補強鉄筋では配置が困難な場合に限り、十分に検討を行い、事業課と協議の上でSD390やSD490を用いることとする。ただし、この場合にはコンクリートの設計基準強度を30N/mm²とする。フーチング厚が中詰め補強鉄筋より薄い場合は、フーチング上側主鉄筋位置で直角に折り曲げてよい。

斜杭とする場合には、図 10.5.4 に示すように、フーチングへの杭の埋込み長さは最小の部分が100mmとなるようにする。なお、鋼管杭がフーチング下面鉄筋と干渉する場合には、鋼管杭を水平に切断する等の処理を行う。

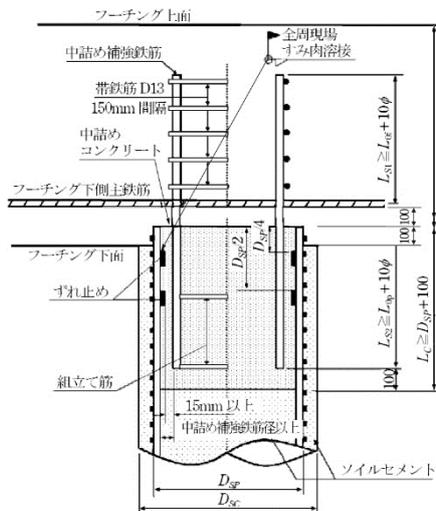


図 10.5.5 鋼管ソイルセメント杭の接合方法
(道示IV編, 図-解 10.8.3)

(3) PHC 杭

PHC 杭の杭頭とフーチング結合部の構造は図 10.5.6 を標準とし、杭体内補強鉄筋の配置は図 10.5.7 を標準とする。フーチング厚が中詰め補強鉄筋より薄い場合は、フーチング上側主鉄筋位置で直角に折り曲げてよい。仮想鉄筋コンクリート断面により照査を行う場合には、PC 鋼材は無視する。補強鉄筋の定着長は鋼管杭の接合方法によるものとする。なお、杭頭をカットオフする場合は鉄筋の長さを $50\phi'$ (ϕ' は PC 鋼材の径 (mm)) だけのばし、この部分の杭は鉄筋コンクリート断面として扱う。

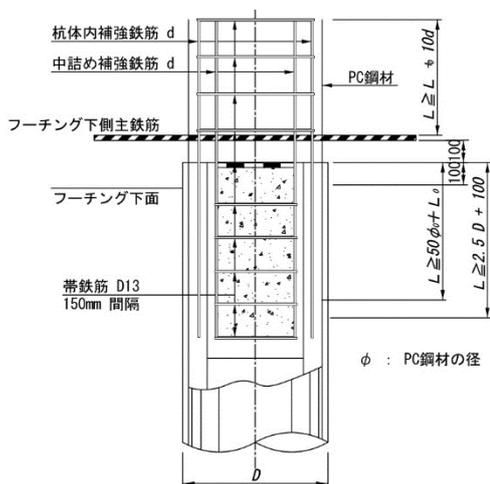


図 10.5.6 PHC 杭の接合方法
(道示IV編, 図-解 10.8.5)

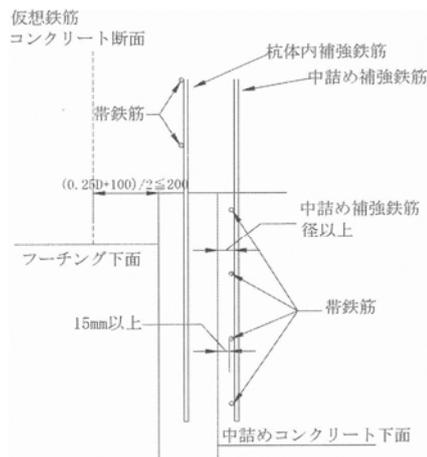


図 10.5.7 PHC 杭の接合方法詳細図
(杭基礎設計便覧 図-Ⅲ. 6. 1. 5, H27. 3, 日本道路協会)

(4) SC 杭

SC 杭とフーチング結合部は、鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭と同様に杭頭部の補強は中詰め補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式とし、定着長も同様とする。杭体内補強鉄筋を配置する場合は、「道示IV編 10.10.3」の規定による。フーチング厚が中詰め補強鉄筋より薄い場合は、フーチング上側主鉄筋位置で直角に折り曲げてよい。

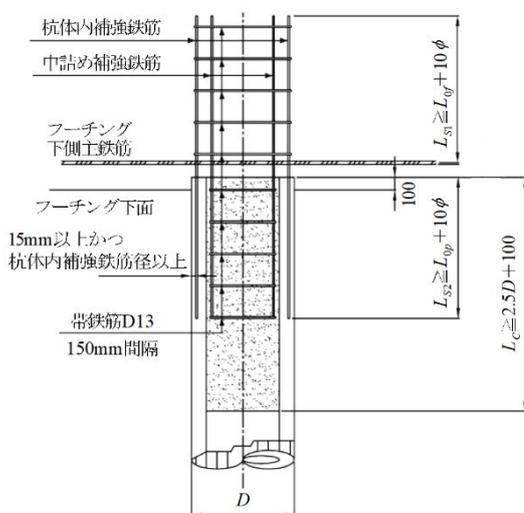
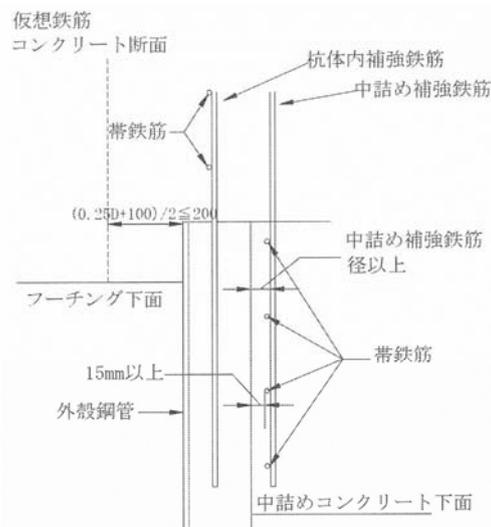


図 10.5.8 SC 杭の接合方法
(道示IV編, 図-解 10.8.6)



※1 「道示IV編 10.10.5」では、0.8m 以上で 0.1m 刻みと規定されているが、愛知県においては、一般的に使用されている杭径を用いることを原則とする。

図 10.5.9 SC 杭の接合方法詳細図
(杭基礎設計便覧, 図-III. 6.1.5,
H27.3, 日本道路協会)

(5) 場所打ち杭

場所打ち杭とフーチング結合部の構造は図 10.5.10 を標準とする。結合部において杭の軸方向鉄筋は折り曲げず、フーチング厚を杭の定着長以上とすることを基本とする。ただし、杭の軸方向鉄筋径が細く (D22 程度まで) 現場での曲げ加工が可能な場合は、杭の軸方向鉄筋をフーチングの上面で折り曲げ、フーチング厚を剛体と見なせる厚さまで薄くすることができる。

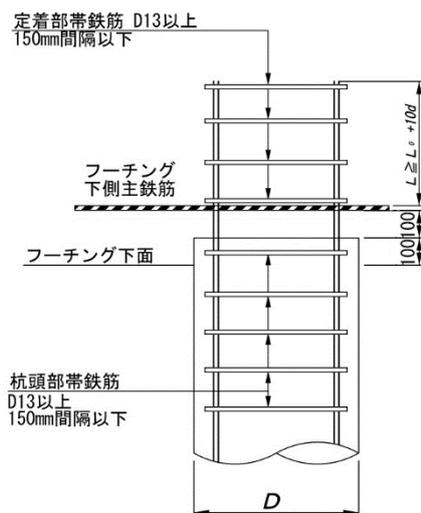


図 10.5.10 場所打ち杭の接合方法 (道示IV編, 図-解 10.8.7)

10.6 レベル2地震時に対する照査

10.6.1 照査の基本

基礎に生じる断面力、杭頭反力及び変位を算出し基礎が降伏に達していないことを照査するのが原則とする。

このため、基礎の耐力は橋脚躯体の耐力以上とする。ただし、橋脚が設計地震力に対して十分大きな耐力を有している場合や液状化の影響により地盤反力が十分に期待できない場合には、基礎を降伏させないように耐力を確保することは橋全体の設計の観点からみると必ずしも合理的ではない。このような場合は、橋としての性能を満たすことができる範囲で基礎の塑性化を考慮した設計を行うことができる。

10.6.2 断面力、杭頭反力及び変位の計算

(1) 杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力及び変位は、杭基礎を非線形性を考慮した地盤ばねによって支持されたラーメン構造に置き換えて算出してよい。解析モデルの例を図に示す。

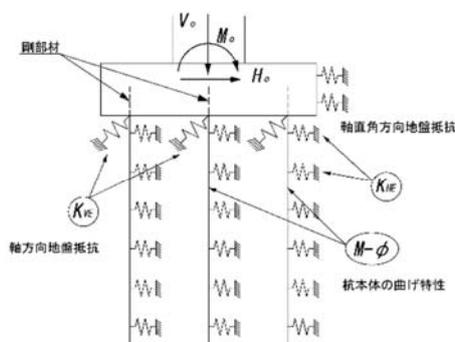


図 10.6.1 レベル2地震時における解析モデル

解析に用いる地盤の抵抗特性、杭体の曲げ特性等は「道示IV編 10.9.4」による。

(2) 解析モデルの設定にあたっては次の点に注意する。

- 1) 液状化すると判定された土層については、その層の水平地盤反力係数 k_{H1} 、水平地盤反力度の上限値 p_{H1} 、周面摩擦力度 f_i について土質定数の低減係数 D_e を乗じる（道示V編, 7.3）。
- 2) フーチング前面地盤が長期的に安定し、かつ良質で設計上抵抗を期待できるときには、前面水平抵抗を考慮してよい。この場合、ケーソン基礎に準じて水平地盤反力係数と水平地盤反力度の上限値を算定し、この非線形ばねをフーチング部材に付加して解析を行う。

10.6.3 基礎の降伏

(1) 杭基礎の降伏は、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときとする。

(2) 設計実務の簡素化を考慮し、(1)で規定される杭基礎の降伏は、次のいずれかに最初に達するときを目安としてよい。

- 1) 全ての杭において、杭体が塑性化する。
- 2) 一列の杭頭反力が押し込み支持力の上限値に達する。

ここで、杭体が塑性化する状態とは、場所打ち杭、PHC杭、SC杭においては、杭基礎の断面力及び変位の計算に用いる曲げモーメント～曲率関係における降伏点に達した状態とする。また、鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭においては、鋼管の最外縁部の応力度が降伏応力度の特性値に達した状態とする。

10.6.4 基礎の塑性率の制限値

杭基礎に塑性化が生じることを考慮する場合の塑性率の制限値は、以下とする。

- ①橋脚の場合は、4を目安とする。ただし、場所打ち杭において軸方向鉄筋にSD390又はSD490を使用する場合には2程度を目安とする。また、斜杭を用いる場合には3程度を目安とする。
- ②橋台の場合は、背面土から常時偏土圧を受けていることを考慮して橋脚基礎より小さく抑えることとし、直杭のみの場合は3程度を、斜杭を用いる場合は2程度を目安とするのがよい。

10.6.5 基礎の変位の制限値

- (1)杭基礎が降伏をこえる場合において、過大な残留変位が基礎に生じないように基礎の変位を照査する。
- (2)基礎の変位の制限値として、フーチング底面位置において回転角0.02radを目安としてよい。

10.6.6 部材の照査

- (1)杭基礎の各部材は、部材に生ずる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査しなければならない。
- (2)杭体の曲げモーメントについては**本章 10.6.2**で述べた解析モデルの中に曲げ剛性の低下として組み込まれているので照査する必要はない。ただし、軸方向鉄筋の段落とし位置については地震時保有水平耐力法による照査時の杭体に生ずる断面力に対して、その位置を見直す必要がある。
- (3)せん断力については鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭及びS C杭については、その照査を省略してよく、場所打ち杭、PHC杭については照査する。
- (4)杭とフーチングの接合部

「道示IV編 10.8.7」の照査に加えて、以下の照査を満たすように杭頭部の中詰め補強鉄筋及び杭体内補強鉄筋を配置する。

- 1)基礎に塑性化を考慮しない場合
仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントが杭頭発生曲げモーメント以上であること。
- 2)基礎に塑性化を考慮する場合
仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントが杭体の降伏曲げモーメント以上であること。

10.7 構造細目

10.7.1 鋼管杭

鋼管杭の長さ（現場継手位置の設定）については、輸送可能長や長尺エキストラを考慮して設定する必要がある。一般に11tトラックを利用した陸送の場合、長さは6m以上0.5mきざみで12m以下とするのがよい。しかし、ポルトレーラが使用できる場合は18m程度まで輸送可能となり、主要道路から現場までの運輸条件を充分考慮の上継手位置を設定するが、杭長が12mを超すと長尺エキストラが必要となるため、鋼管杭の単管長の決定は継手箇所数との兼ね合いも考慮に入れ、総合的に検討して決める必要がある。

鋼管杭の各部の厚さは、「道示IV編 10.10.1」に基づき、腐食による減厚を生じても安全なように決定する。鋼管杭の規格はJIS A 5525とし施工規模によって肉厚を1mm変化の使用についても検討すること。

表 10.7.1 鋼管杭の径と板厚の範囲（打撃工法の場合）
（道示IV編、表-解 10.10.1）

呼び径 (mm)	板厚の範囲 (mm)
400	9 ~ 12
500	9 ~ 14
600 ~ 800	9 ~ 16
900 ~ 1,100	12 ~ 19
1,200 ~ 1,400	14 ~ 22
1,500 ~ 1,600	16 ~ 25
1,800 ~ 2,000	19 ~ 25

10.7.2 PHC杭

PHC杭は、JIS A 5373 附属書 E の規格に適合するものを標準とする。それ以外の PHC杭でも、所要の試験等を実施し、条文に規定する PHC杭と同等の性能を有することが確認されている場合には、それを用いてもよい。

従来の PHC杭よりも変形性能とせん断耐力の向上を図るために、帯鉄筋を密に配置した JIS 強化杭が製作されている。大きなせん断耐力や変形性能が必要な基礎には、JIS 強化杭を採用するのがよい。

10.7.3 SC杭

SC杭は、JIS A 5525 の規格に適合するものを標準とする。SC杭は高強度コンクリートと鋼管との複合杭であり、PHC杭等に比較して大きな曲げ耐力、変形性能を有している。したがって、杭体に作用する鉛直力に対して水平力の比率が大きい場合等にはSC杭を用いることが有効となる場合がある。

SC杭は一般にPHC杭の上杭として用いられることが多く、溶接継手を用いる場合、溶接は下杭となるPHC杭との間で行うことになるので、開先の形状等はPHC杭に準じるのがよい。

表 10.7.2 SC杭の外径と鋼管の厚さの範囲

外径(mm)	鋼管の厚さの範囲(mm)
300~600	4.5~16
700~1,000	6~22

10.7.4 鋼管ソイルセメント杭

鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管は、JIS A 5525 の規格に適合するものとする。また、外面に突起を有し、JIS A 5525 附属書 A に適合するものを標準とする。突起の形状は、高さ 2.5mm、間隔 40mm、また、管軸直角方向に対する突起の角度は 40 度以下を標準とする。

鋼管の長さについては、鋼管杭と同様に輸送方法、施工機械の能力、現場溶接箇所数等を考慮して決定する。又、設計に考慮する腐食しろは鋼管杭と同様に 1mm とする。

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も大きくなるように決定する。

表 10.7.3 ソイルセメント柱の一軸圧縮強度 q_u (道示IV編,表-解 10.10.2)
(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

10.7.5 場所打ち杭

(1) 使用材料

使用材料は以下のものを基本とする。

コンクリート $\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$ (呼び強度 30N/mm²)
鉄筋 SD345

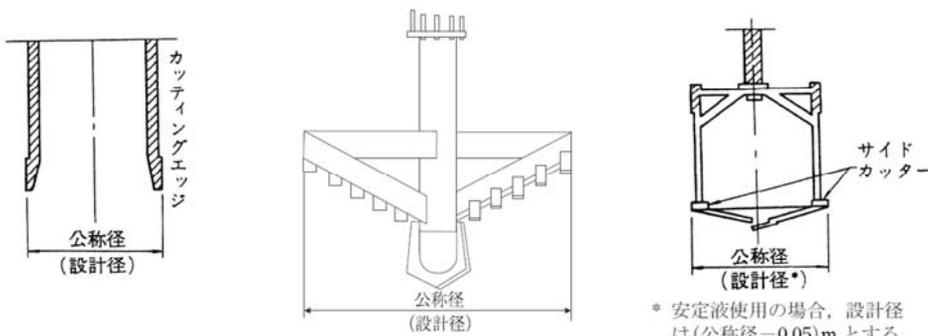
(2) 杭径

設計に使用する杭径は、表 10.7.4 の公称径を用いるのを原則とする。

表 10.7.4 設計に使用する杭径

工 法 例	公 称 径
オールケーシング工法 リバーシ工法 アースドリル工法	1.0m, 1.2m, 1.5m, 2.0m ※1 ただし、アースドリル工法において安定液を使用する場合には、公称径より5cm減じた値とする。 ケーシングを用いない場合は、ビット径を公称外径とする。

※1 「道示IV編 10.10.5」では、0.8m以上で0.1m刻みと規定されているが、愛知県においては、一般的に使用されている杭径を用いることを原則とする。



(a) オールケーシング工法の場合 (b) リバーシ工法の場合 (c) アースドリル工法の場合

図 10.7.1 場所打ち杭の公称径 (道示IV編, 図-解 10.10.5~10.10.7)

(3) 鉄筋

軸方向鉄筋及び帯鉄筋は、施工性に配慮したうえで有効に機能するよう、以下により配置する。

1) 軸方向鉄筋

- 軸方向鉄筋の鉄筋量、寸法及び間隔は表 10.7.5 による。なお、軸方向鉄筋は一重配筋としフックをつけなくてよい。

表 10.7.5 軸方向鉄筋の鉄筋量、寸法及び間隔 (道示IV編, 表-10.10.1)

項目	最大	最小
鉄筋量	6%	0.4%
直径	—	22mm
純間隔	—	鉄筋径の2倍又は粗骨材最大寸法の2倍の大きい方
本数	—	6本

- 軸方向鉄筋の継手は原則として重ね継手とする。重ね継手の長さは、「道示III編 式(5.2.1)」により求めた長さ以上とする。
- 軸方向鉄筋のかぶりは120mm以上(帯鉄筋外側よりの純かぶり)を確保するものとする。

2) 帯鉄筋

- 帯鉄筋の直径は13mm以上、中心間隔は300mm以下とする。ただし、フーチング底面より杭径の2倍の範囲内では、鉄筋の中心間隔を150mm以下、かつ、鉄筋量は側断面積の0.2%以上とする。
- 帯鉄筋の継手は、塑性化後も一定の変形能を確保するため、「道示V編 6.2.5」に基づき、直径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせるとともに半円形フック又は鋭角フックをつけて定着することを原則とする。(図 10.7.2 参照)。

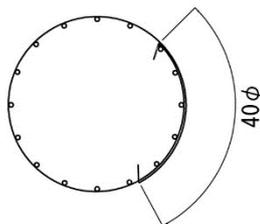


図 10.7.2 帯鉄筋の継手の例 (鋭角フックの場合)

(4) スペーサー

鉄筋のかぶりを確保するためスペーサーを用いるものとする。スペーサーは、図 10.7.3 を標準とする。

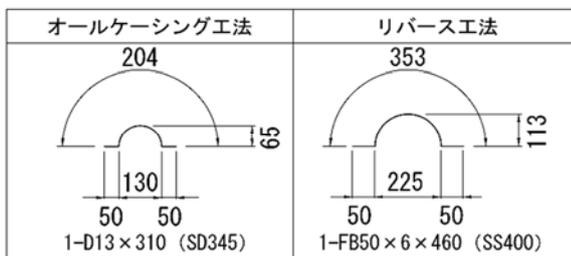


図 10.7.3 スペーサー

(5) 杭先端の鉄筋

オールケーシング工法の場合は、コンクリート打込み時における鉄筋の共上りを防止するために井げた鉄筋を配置し、主筋又は帯鉄筋と緊結しておくものとする。

底面井げた鉄筋は図 10.7.4 を標準とする。

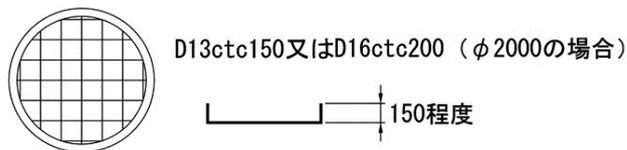


図 10.7.4 底面井げた鉄筋の配筋

(6) 鉄筋かごの形状保持について

鉄筋かごの組立てにあたっては、形状保持などのための溶接は行ってはならない。コンクリート打込みの際に鉄筋が動かないように堅固なものとしなければならない。また、鉄筋かごを運搬する場合には、変形を生じないようにしなければならない。

鉄筋かごの組立てにあたって、形状保持のために「特殊金物等による無溶接工法」を採用する場合は、下記事項を確認している製品を用いることとする。

- ①鉄筋かごの運搬及び吊り込み時に鉄筋かごがねじれ変形をおこさないこと。
- ②特殊金物部分においてコンクリートの充填不足をおこさないこと。

11. 深礎基礎の設計

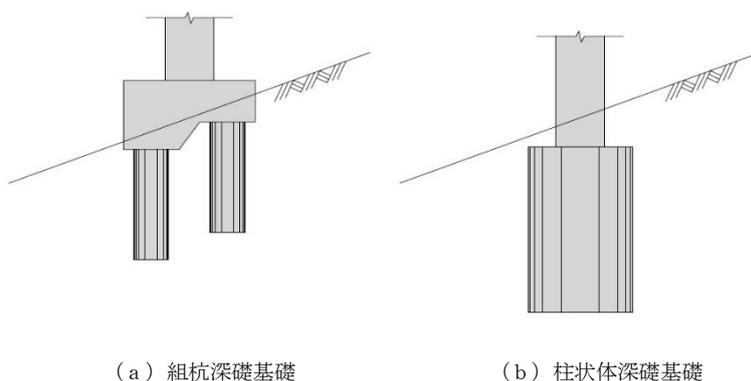
11.1 設計一般

11.1.1 適用の範囲

地表面の傾斜が 10 度以上の斜面上において深礎工法により施工され、一般に根入れ長が基礎幅に比較して大きい深礎基礎に適用する。

深礎基礎には、複数の深礎杭をフーチングで剛結した組杭構造とする「組杭深礎基礎」と、ケーソン基礎や地中連続壁基礎と同様に単体の柱状体構造とする「柱状体深礎基礎」(図 11.1.1 参照)とがあり、この両者を対象とする。

なお、傾斜地における深礎抗基礎の設計、施工を合理的かつ安全に行うための地盤の調査については、「斜面上の深礎基礎設計施工便覧 II 調査, H24.4, 日本道路協会」が参考になる。



(a) 組杭深礎基礎

(b) 柱状体深礎基礎

図 11.1.1 深礎基礎の種類

11.1.2 設計の基本

- (1) 深礎基礎の設計は「道示IV編 14 章」及び「斜面上の深礎基礎設計施工便覧, H24. 4, 日本道路協会」に準じて行う。
- (2) 深礎基礎は、斜面上に建設されるため、設計時に適切に斜面の影響を考慮する必要がある（道示IV編, 14.2 解説）。
- (3) 斜面上の橋台において組杭深礎基礎を適用する場合には、4 本(2×2)以上の組杭構造とするのがよい(道示IV編 14.4 解説)。杭間隔については、**本章 11.1.6**を参考に行う。
- (4) 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照査は、**本章 11.3**の規定によらなければならない。（道示IV編, 14.2(1)(2)）。
- (5) レベル2地震動を考慮する設計状況における深礎基礎の照査は、**本章 11.5**の規定によらなければならない（道示IV編, 14.2(3)）。
- (6) 橋脚の深礎基礎の標準的な設計計算フローを図 に示す。深礎基礎の場合には、「道示IV編 14.8.1」に示す理由により基礎に主たる塑性化を生じさせない設計とする（道示IV編, 14.2 解説(3)）。

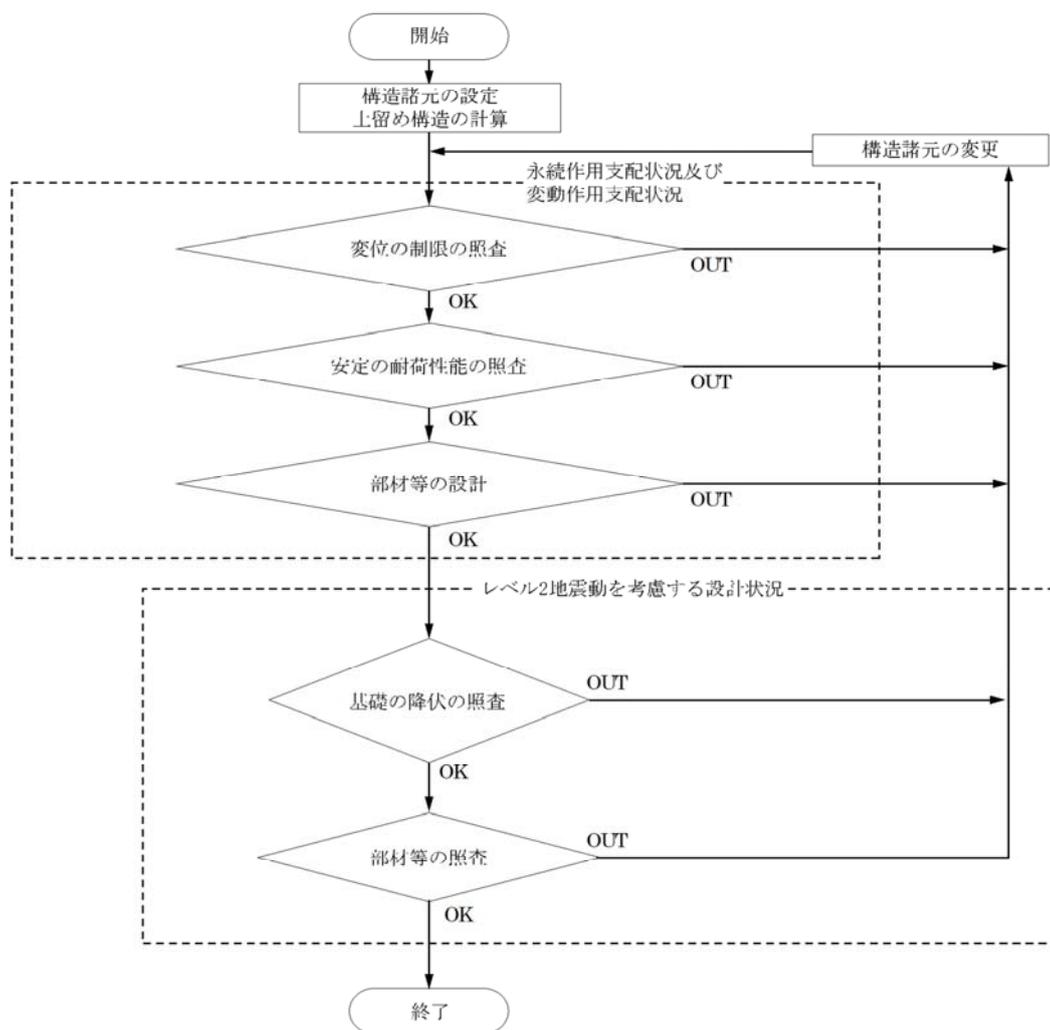


図 11.1.2 深礎基礎設計全体フローチャート（道示IV編, 図-解 14.2.1）

11.1.3 荷重分担

(1) 土留構造としてライナープレート等の土留材を用いる場合の荷重分担は以下による。

- 1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力で抵抗させることを原則とする。
- 2) 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、前面地盤の水平地盤反力で抵抗させることを原則とする。

(2) 自立性の高い地山で、モルタルライニングや吹付けコンクリートのように地山の緩みが抑えられ地山と基礎の一体化が図られる土留構造を採用する場合は、(1)に加えて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してよい。

11.1.4 形状寸法

深礎基礎の形状寸法は、深礎基礎上の橋脚又は橋台の形状や寸法、基礎の安定、斜面の影響、深礎基礎各部に発生する応力度のほか、施工条件も考慮して定めなければならない。一般には以下の点を考慮して深礎基礎の形状寸法を定める（道示IV編, 14.4）。

(1) 基礎径

- 柱状体深礎基礎の場合には、下部構造躯体の軸方向鉄筋が確実に定着できるような寸法であることや躯体の剛性に比して十分な大きさを有することが必要であり、これまでの実績も考慮して5m以上を目安とする（道示IV編, 14.4 解説）。
- 組杭深礎基礎の場合には、掘削や支持層状況の確認、基礎本体の構築を孔内で行うため、安全性や施工性を考慮する必要があり、実績として2m以上が用いられている（道示IV編, 14.4 解説）。
- 杭の径を表す用語には、掘削径、公称径、設計径などがある。設計径は、杭本体の設計計算に考慮できる有効な断面を示すもので、土留構造の内径としてよい。公称径は、一般には図 11.1.3 に示すとおりであり、基礎の安定計算には公称径を用いてよい（設計要領 第二集 橋梁建設編, 4章 5-7-1 解説, H28.8, NEXCO 総研）。ただし、ライナープレートを用いる場合には安定計算に限りライナープレートの軸線に対する径を用いてよい（道示IV編, 14.4 解説）。
- 設計径は、公称径より約5cm小さくなる。掘削径は、土留構造の外径を言うのが一般的であるが、実際に掘削する径は、地盤の状態又は施工者の技術などにより、これより数cm大きくなるのが普通で、この径を示すこともある（設計要領 第二集 橋梁建設編, 1章 5-7-1 解説, H28.8, NEXCO 総研）。

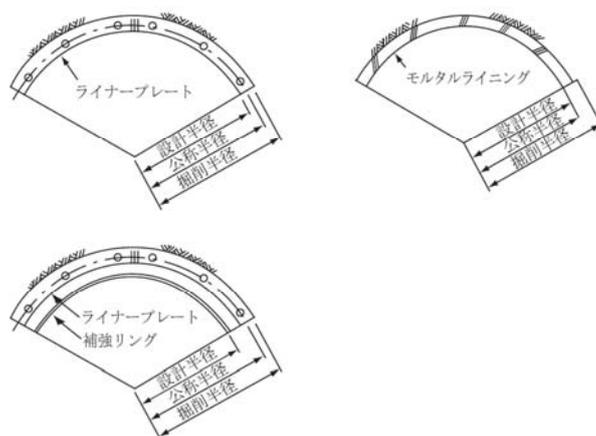


図 11.1.3 深礎基礎の設計径（道示IV編, 図-解 14.4.1）

(2) 断面形状（道示IV編, 14.4 解説）

基礎本体の断面形状は、掘削に用いる土留めの構造上有利となる円形が一般的である。施工上の制約等により円形以外の形状を用いる場合には、掘削時の土留めの安定性等について個別に検討する必要がある。

(3) 基礎の有効根入れ深さ（道示IV編, 14.4 解説）

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など安定計算の前提を満たすため基礎径と同程度以上とするのがよい。ただし、深礎基礎は斜面上に設置され孔内での作業となることから、根入れ深さは施工時の安全性を考慮して定める必要があり、施工実績としては30m程度までとなっている。

11.1.5 深礎基礎の配列

- 組杭深礎基礎の配列は、深礎杭の寸法や本数、斜面の影響、施工条件等を考慮して、長期の持続荷重に対して過度に特定の深礎杭に荷重が集中せず、できる限り均等に荷重を受けるように定めなければならない。
- 斜面上の橋台において組杭深礎基礎を適用する場合には、周辺地盤が不安定になった場合の補完性又は

代替性を考慮して、橋軸方向及び橋軸直角方向それぞれに対して複数の深礎杭からなる4本以上の組杭構造とするのがよい。

11.1.6 深礎基礎の間隔

深礎杭の最小間隔は、基礎を隣接して施工する際の地山の緩みによる地盤抵抗の減少や深礎杭が建設される斜面の不安定化への影響などに配慮し、一般には杭径: D の2倍程度とするのがよい(図11.1.4参照)。

深礎杭の中心とフーチング縁端との距離については「道示IV編10.4」の規定に準じ、杭径: D 以上を確保する。

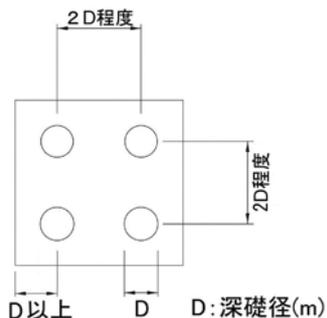


図10.1.4 杭配置の原則

(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図-III. 1. 4, H24. 4, 日本道路協会)

11.1.7 支持層の選定と根入れ深さ

(1) 斜面上の深礎基礎は、基礎底面を所要の支持力が得られる良質な支持層に支持させて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、斜面上に設計されることから深度により前面地盤抵抗が異なる影響や施工時の周辺地盤の掘削の影響等を踏まえて、長期的に安定した地盤に根入れさせる。

(2) 根入れ深さは、支持層の傾斜等の地層構造及び地盤物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場合が多いが、岩盤は土砂に比べて、塑性化後のせん断強度などの性状が複雑なため、岩の調査を十分に行い、慎重に地盤条件を設定する必要がある。やむを得ず、地すべり地など地盤の変状が生じうる地点に設置する場合は、地盤の変状による影響を適切に評価したうえで、その対策についての検討が必要となる。

11.1.8 設計上の地盤面の選定

(1) 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。

斜面上の深礎基礎においては、表層土の強度及び地盤構成、周辺地帯での崩壊の有無、地下水の状況など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ことを基本とする。

(2) 施工時に斜面を掘削する場合は、その影響を考慮して設計上の地盤面を設定する必要がある。

(3) 耐震設計上の地盤面は、常時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組杭深礎基礎では、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には、耐震設計上の地盤面はフーチング下面とする。

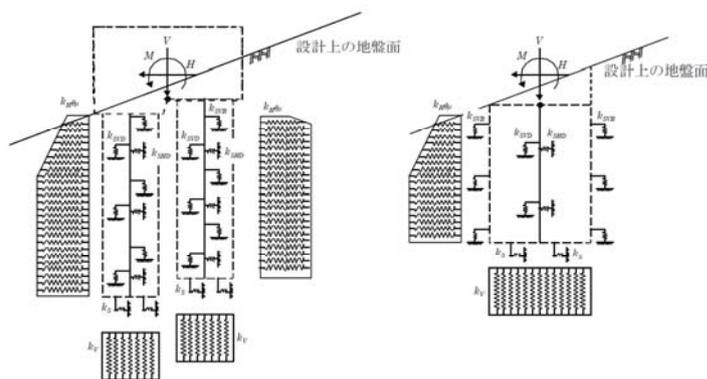
(4) 設計上の地盤面が浅い土砂に起因して深礎基礎に作用する土圧は荷重として作用するものとして主働土

圧を考慮することによい。この際に考慮する作用幅は基礎径の3倍とし、組杭深礎基礎で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のが一般的である。

- (5) レベル1地震時における地震時土圧の算定にあたっては、地盤面の設計水平震度 k_{hg} を用いてよい。なお、地震時保有水平耐力法で考慮すべき作用土圧は現時点では明らかではない。一般には「道示V編」で規定されている地震時主動土圧を用いて設計する場合が多いが地震時の挙動を踏まえて、適切に設定する必要がある。
- (6) 基礎前面の受働土圧強度を算出するに際して、設計上の地盤面以浅の土砂は一般に斜面のすべり面より上の上載土を考慮して設定する。ただし、斜面のすべり又は斜面崩壊の可能性が高い場合にはそれらの状況を考慮して算出する必要がある。

11.2 安定計算

- (1) 深礎基礎は、基礎底面及び周面の地盤抵抗要素を考慮して安定計算を行う。地盤抵抗要素としては、図 11.2.1 に示す6種類がある。
- (2) 安定計算に用いる基礎の曲げ剛性及び地盤抵抗要素のモデル化の考え方を表 に示す。



- (a) 組杭深礎基礎の場合
 - $k_{H\theta\mu}$: 基礎前面の水平方向地盤反力係数
 - k_S : 基礎底面の水平方向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
- (b) 柱状体深礎基礎の場合
 - k_{SVB} : 基礎前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 11.2.1 地盤抵抗要素 (道示IV編, 図-解 14.3.1)

表 11.2.1 安定計算モデル (道示IV編, 表-解 14.6.1)

		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 (剛性)		・線形	・曲げ剛性の低下を考慮
地 盤 抵 抗 要 素	基礎底面の鉛直方向 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。
	基礎底面の水平方向 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。	
	基礎前面の水平方向 地盤抵抗	・バイリニア型 *1 ・上限値は3次元的な広がり及び斜面の影響を考慮 した基礎前面地盤の受働土圧強度による。	
	基礎側面の水平方向せん断 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。	
	基礎前背面の鉛直方向せん断 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。	
	基礎側面の鉛直方向せん断 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構造を用いる場合に考慮することができる。

11.3 常時, 暴風時及びレベル1地震時の設計

11.3.1 一般

深礎基礎の安定及び部材等の強度に関する照査は, 次を満足しなければならない。

- (1) 深礎基礎の安定に関する照査では, 永続作用支配状況及び変動作用支配状況において, 1) 及び 2) を満足しなければならない。
 - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。
 - 2) 鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して, 必要な耐荷性能を有する。
- (2) 深礎基礎の部材等の強度に関する照査では, 永続作用支配状況及び変動作用支配状況において, 地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため, 14.7の規定を満足しなければならない。

11.3.2 地盤の許容支持力

(1) 基礎の変位の制限

1) 基礎の変位の制限 (道示IV編, 14.5.1(1))

深礎基礎が, 永続作用支配状況において道示IV編, 14.5.1(2) 及び道示IV編, 14.5.1(3) を満足する場合には, 基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし, 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, その制限値を超えないことも満足する。

2) 岩盤の鉛直地盤反力度の制限値 (道示IV編, 14.5.2(3))

支持層が岩盤の場合には, 道示IV 表 11.5.2 に示す基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値を超えない。岩盤の極限支持力や降伏支持力は, 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定

な要素が多く、支持力推定式により支持力を推定することは一般には困難である。このため、従来の設計で用いられていた上限値に相当する、鉛直地盤反力度の制限値を超えないことを照査することとしている。ここで、岩盤の区分や対応する制限値については、母岩の強度特性に関係することから、表 11.3.1 に示す母岩の一軸圧縮強度を目安として定めるのがよい。

表 11.3.1 岩盤の最大地盤反力度の上限値 (道示IV編, 表-解 14.5.1)

岩盤の種類	基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)		目安とする一軸圧縮強度 (MN/m ²)
	14.5.1の変位の制限の照査	14.5.2の耐荷性能の照査	
軟岩	2,000	3,000	1 ~ 10
硬岩	2,500	3,750	10 以上

3) 砂地盤又は砂れき地盤の鉛直支持力度の制限値 (道示IV編, 14.5.2(2))

支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には、基礎底面の鉛直地盤反力度が、道示IV編 11.5.1により算出される基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値を超えない。

鉛直支持力度の制限値は「道示IV編 11.5.1」に規定されているニューマチックケーソン基礎の制限値 (表 11.3.2 参照) に準じて抑えるのがよい。

表 11.3.2 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 (kN/m²)

(支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合) (道示IV編, 表-11.5.1)

施工法	地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値
オープンケーソン工法	砂	$48D_f$ ($\leq 1,000$)
	砂れき	$48D_f+300$ ($\leq 1,500$)
ニューマチックケーソン工法	砂	$48D_f+400$ ($\leq 2,000$)
	砂れき	$48D_f+700$ ($\leq 2,500$)

ここに、 D_f : 有効根入れ深さ (m)

4) 基礎底面地盤の極限支持力度の特性値 (道示IV編, 14.5.2(2))

①基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ、沈下量及び斜面の影響等を考慮して設定しなければならない。

②基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値として、式 (14.5.1) により算出する斜面の影響を考慮した基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値を用いる場合には、①を満足するとみなしてよい。

5) 基礎底面地盤のせん断抵抗力は、地盤条件を十分考慮して求めなければならない。「道示IV編 式 (11.4.2)」により基礎底面地盤のせん断抵抗力を求めた場合においては、これを満たすものとみなす。

6) 許容水平変位 (斜面上の深礎基礎設計施工便覧, III. 2-2-3, H24. 4, 日本道路協会)

常時、暴風時及レベル 1 地震時における基礎の許容変位 (表 参照) としては橋の健全性を保持するように、上部構造及び下部構造から決まる変位を考慮して定める。

上部構造から決まる許容変位は、上部構造に有害な影響を及ぼさないように基礎の変位を制限する値である。下部構造から決まる許容変位は、基礎の安定性を確保する意味から、一般的な弾性体基礎においては基礎の残留変位が大きくなる範囲に基礎の水平変位を制限する値である。

表 11.3.3 深礎基礎の水平許容変位量

	δa (mm)
常時、暴風時及びレベル1地震時	$D \times 0.01$ D : 深礎杭径 (mm) ただし、 基礎径が5mを超える弾性体基礎については、最大50mmとする。 橋台は常時15mm以下とする。

11.3.3 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値

(1) 地盤反力係数 (道示IV編, 14.6.2)

2) 深礎基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数並びに前面の水平方向地盤反力係数とする。ただし、14.3(3)に規定する土留構造を用いる場合には、基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数並びに基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数も用いる。

2) 深礎基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合は、道示IV編14.6.2(2)1～6)による。

(2) 地盤応力度の上限値 (道示IV編, 14.6.3)

深礎基礎の設計に用いる地盤反力度の上限値は、基礎底面の水平方向せん断地盤反力度及び前面の水平地盤反力度とする。ただし、14.3(3)に規定する土留構造を用いる場合には、基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度についても用いる。

1) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力度の上限値は、道示IV編 式(11.6.5)による。

2) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、道示IV編 式(14.6.7)による。

3) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値は、道示IV編 式(14.6.8)による。

11.3.4 断面力、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深礎基礎の地盤反力度、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を適切に考慮して算出しなければならない(道示IV編, 14.6.1)。

(2) フーチングに円形断面の深礎杭を連結した組杭深礎基礎及び円形断面の柱状体深礎基礎について、1)及び2)に従って地盤反力度、変位及び断面力を算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。(道示IV編, 14.6.1)。

1) 基礎本体は、弾性体とする。また、組杭深礎基礎の場合には、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。

2) 地盤抵抗は、14.6.2に規定する地盤反力係数及び14.6.3に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価する。

(3) 解析モデルは以下による(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, III.2-4-1, H24.4, 日本道路協会)。

1) 組杭深礎基礎

深礎杭の断面力、地盤反力度及び変位は、土留構造に応じた地盤抵抗要素を考慮した杭とフーチングからなるラーメン構造としてモデル化した深礎基礎に、設計で想定する荷重を作用させて算出する。ラーメンモデルには立体(3次元)ラーメンモデルと平面(2次元)ラーメンモデルとがある。2次元モデルを用いた場合の解析モデルの例を以下に示す。

① 骨組モデルの作成

深礎杭，フーチングの図心軸位置で2次元の骨組モデルを作成し，各部材にはそれぞれの剛性を付与する。この際，2次元モデルを用いる場合の骨組モデルのフーチング剛性の算出は，フーチング奥行き幅を杭列数で除した値を用いる。

ここで，段差フーチングの部分は，図に示すように剛域を考慮した門型のラーメン構造としてモデル化する。この際，「道示Ⅲ編 15.3 解説(9)1」に示されるように段差フーチングのハンチによる図心軸の変化は無視してよい。

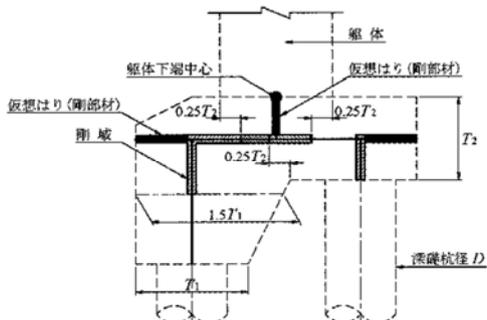


図 11.3.1 深礎杭とフーチングのモデル化の例
(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図-Ⅲ.2.26, H24.4, 日本道路協会)

②剛域の設定

深礎杭とフーチングとの接合部及びフーチングと躯体との接合部には剛域を考慮する。剛域の設定は，図 11.3.2 に示す「道示Ⅳ編 7.3.3」に規定される方法に準じて設定する。図 11.3.2 は剛域設定の一例を示すものであり，フーチングと深礎杭の剛性比や形状などの状況に応じて，適切にモデル化する必要がある。なお，図心軸が斜めになるようなフーチングを設計する場合には，図 11.3.1 に示す状況とならないため剛域を考慮しない。また，このラーメンモデルをフーチングの設計にも用いるため，図 11.3.1 に示すようにフーチングに作用する自重や地表載荷荷重を考慮できるように，フーチング端部まではり部材を考慮するとよい。

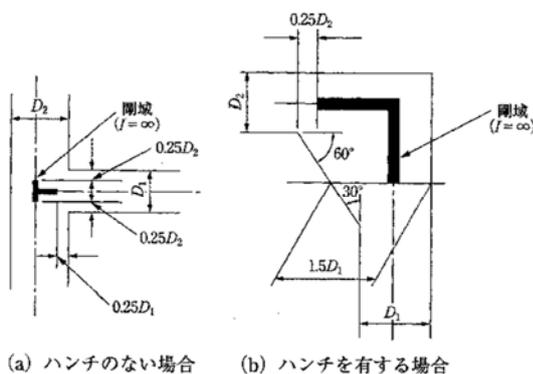


図 11.3.2 剛域の設定
(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図-Ⅲ.2.27, H24.4, 日本道路協会)

2) 柱状体深礎基礎

柱状体深礎基礎本体の断面力，地盤反力度及び変位は，土留構造に応じた地盤抵抗要素を考慮した有限長のはりとしてモデル化する。この際，躯体接合部，基礎本体一般部はその断面積に応じた剛性を有する部材として考慮する。

11.4 フーチングとの結合

11.4.1 組杭深礎基礎

- (1) 道示IV編 14.7.2 (2) 1) 深礎杭とフーチングの接合部は、一方の部材が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (2) 道示IV編 14.7.2 (2) 2) 深礎杭とフーチングの接合部は、14.6.1 (2) 1) に従ってモデル化する場合には、剛結とみなせる構造としなければならない。
- (3) 軸方向鉄筋のフーチングへの定着は、ラーメン構造の接点部であることに配慮し、図 11.4.1 に示す定着長をフーチング下面から確保するのがよい。

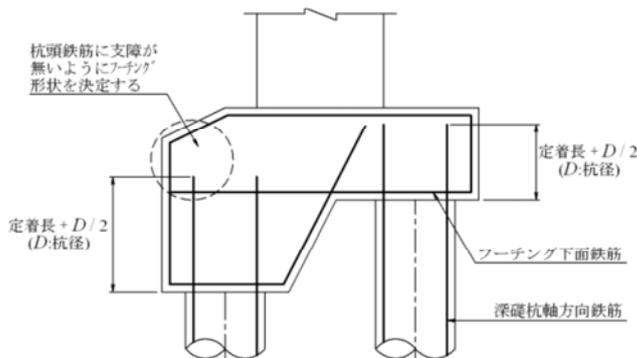


図 11.4.1 組杭深礎基礎のフーチングへの定着
(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図-III. 2. 30, H24. 4, 日本道路協会)

11.4.2 柱状体深礎基礎

- (1) 柱状体深礎基礎の躯体との接合部は、躯体からの荷重を確実に基礎本体に伝達できる構造とする。
- (2) 躯体軸方向鉄筋の定着部は、図 に示すように定着位置が一断面に集中しないように千鳥状に配置し、その端部の高さ方向の間隔は「道示IV編 5.2.7」に示す重ね継手又は段落し位置が打継目と重なる場合に準じ、1m程度以上離すことがよい。
- (3) 躯体接合部はフーチング等のように単体での部材設計により鉄筋が配置されないため、躯体からの荷重を確実に基礎本体に伝達できるよう、図 11.4.2 に示すような補強鉄筋を接合部上面及び内部に配置するのがよい。

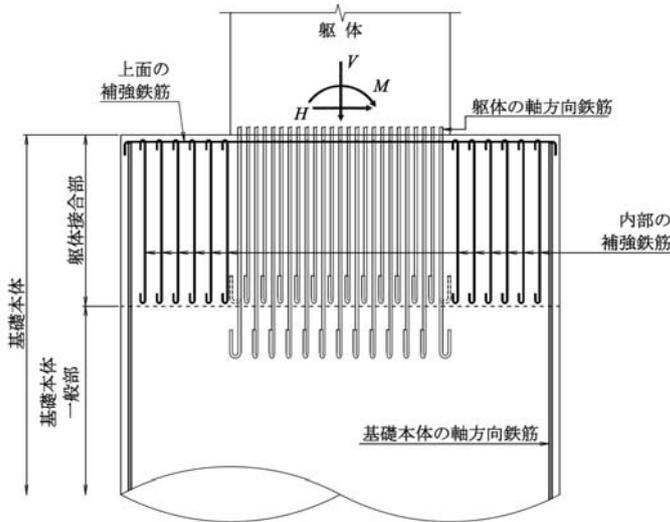


図 11.4.2 柱状体深礎基礎各部の構造例 (道示IV編, 図-解 15. 7. 1)
(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図-III. 2. 33, H24. 4, 日本道路協会)

11.5 レベル2地震時に対する照査

11.5.1 照査の基本

- (1) 深礎基礎は、14.8.3の規定に従って算出される基礎の応答変位が、14.8.2の規定に基づいて算出する降伏変位の制限値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1を超えないとみなしてよい。ここで、深礎基礎の降伏変位の制限値は、14.8.2に規定する基礎の降伏変位としてよい。
(道示IV14.8.1)
- (2) (1)を満足する深礎基礎は、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を超えないとみなしてよい。(道示IV14.8.1)
- (3) 表11.5.1にレベル2地震時に対する照査における解析モデルの概要を示す。解析モデルは、常時、暴風時及びレベル1地震時の設計に用いる計算モデルを基本とし、基礎底面の鉛直及びせん断地盤抵抗について上限値を有するバイリニア型の地盤抵抗モデルとして考慮するとともに、基礎本体の塑性化の影響を考慮できるものを用いる(斜面上の深礎基礎設計施工便覧表-Ⅲ, 3.1, H24.4, 日本道路協会)。

表 11.5.1 レベル2地震時に対する照査での解析モデル
(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 表-Ⅲ3.1, H24.4, 日本道路協会)

		内 容
解析モデル	モデルの種別	基礎本体及び地盤抵抗の非線形性を考慮したはりモデル
	基礎本体	基礎本体はトリリニア型の曲げモーメントM-曲率 ϕ 関係でモデル化する。ここで、基礎本体の降伏時とは基礎本体の引張側の90度の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏ひずみに達するときとする。 組杭深礎基礎の場合の杭体のM- ϕ 関係の算出に用いる軸力は、杭群図心位置から押込み側の杭では死荷重が作用した時の杭頭鉛直反力、引抜き側の杭では零とする。
	基礎前面の水平方向地盤抵抗	基礎前面の広がりをもったすべり土塊の抵抗から算定される水平支持力を地盤反力の上限値としたバイリニア型の地盤抵抗とする。
	基礎底面の鉛直方向地盤抵抗	基礎底面の浮上り(有効載荷面積)及び地盤反力度の上限値を考慮したバイリニア型の地盤抵抗とする。
	基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗	基礎底面の浮上り(有効載荷面積)及び地盤反力度の上限値を考慮したバイリニア型の地盤抵抗とする。
	基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗	基礎側面の水平方向せん断地盤反力度の上限値を考慮したバイリニア型の地盤抵抗とする。
	基礎前背面及び基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗	基礎前背面及び基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値を考慮したバイリニア型の地盤抵抗とする。
その他	一般には、組杭深礎基礎におけるフーチング前面及び周面の地盤抵抗は期待しない。ただし、フーチングの慣性力は考慮する。	

11.5.2 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) 深礎基礎の各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、道示IV編, 14.6.1の規定に加えて、基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。(道示IV編, 14.8.3)。
- (2) (1)を満足するため、基礎底面の地盤抵抗特性は、道示IV編, 14.8.3(2)1の初期勾配及び道示IV編, 14.8.3(2)2の上限値からなるバイリニア型のモデルとする。(道示IV編, 14.8.3)。

11.5.3 基礎の降伏

深礎基礎の降伏は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときとする（道示IV編, 14.8.2）。ただし、深礎基礎は周辺地盤の抵抗特性等に応じて基礎の降伏が著しく変わるため、基礎の降伏について一律に目安を示すことは困難である。このため、基礎の全体挙動における荷重-変位関係を計算し、 $\log P - \log S$ 法（P:荷重, S:変位）等の降伏判定手法を用いて基礎の降伏を定める（道示IV編, 14.8.2 解説）。

図に示すように、両対数のグラフから2つの直線が交差する点を水平変位が急増し始める点とし、(a)の水平荷重(図では水平震度)-水平変位関係の曲線でこれに相当する位置を定める。ただし、基礎本体に著しい損傷が生じることを回避するため、水平変位が急増し始めるより前に次の状態に達していないことを確認するのがよい（斜面上の深礎基礎設計施工便覧, III.3-2, H24.4, 日本道路協会）。

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

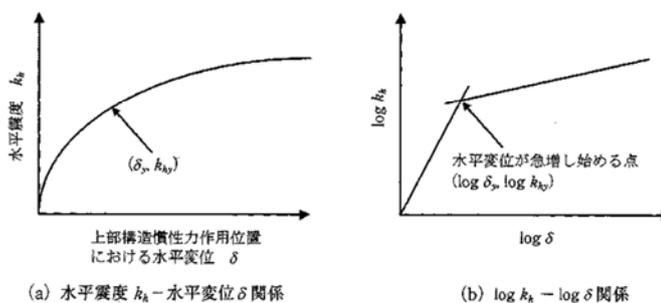


図 11.5.1 基礎の降伏
 (斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図-III.3.1, H24.4, 日本道路協会)

11.5.4 部材の照査

深礎基礎の各部材は、「道示IV編 14.8.3」の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査しなければならない。

(1) 基礎本体の曲げモーメントに対する照査

ケーソン基礎と同様に、基礎本体の曲げモーメントを考慮して基礎の降伏を定めるため、照査は省略してよい。

(2) 基礎本体のせん断力に対する照査

基礎本体に生じるせん断力が、「道示IV編 5.2.7」に規定する基礎本体のせん断耐力以下となることを照査する。

(3) 組杭深礎基礎のフーチングの照査

「道示IV編 14.8.3」の規定によりフーチングに生じる断面力を算出し、「道示IV編 7.7」の規定により照査する。

(4) 組杭深礎基礎の深礎杭とフーチングの接合部の照査

「道示IV編 14.7.2」と同様に照査する。

11.6 構造細目

11.6.1 使用材料

使用材料は以下のものを基本とする。

コンクリート	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
鉄筋	SD345

11.6.2 鉄筋

(1) 軸方向鉄筋中心までの距離（道示IV編, 14.9）

鉄筋のかぶりは、土留構造、地山の凹凸、鉄筋の組立て、耐久性等を考慮して決定する。鉄筋のかぶりを設計径の外周から70mm以上とする場合においてはこれを満たすものとみなす。

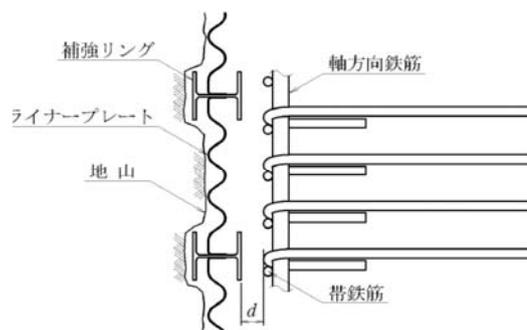


図 11.6.1 鉄筋の最小かぶり（道示IV編, 図-14.9.1）

(2) 軸方向鉄筋及びせん断補強鉄筋は、施工性に配慮した上で有効に機能するよう次により配置する。

1) 軸方向鉄筋

- ・軸方向鉄筋は、「道示IV編 10.10.5」に基づき配置する（道示IV編, 14.9(2)）。
- ・軸方向鉄筋の継手は原則として機械式継手とする（道示IV編, 14.9）。
- ・軸方向鉄筋の径及び間隔は表 11.6.1 を標準とする。

表 11.6.1 軸方向鉄筋の径と間隔

(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 表-Ⅲ. 4. 1, H24. 4, 日本道路協会)

項目	最大	最 小
径	51mm	22mm
純間隔	300mm	鉄筋径の2倍以上または粗骨材最大寸法の2倍以上

- 軸方向鉄筋の段落し (図 11.6.1 参照) は曲げモーメントの最大値に対して決定した鉄筋量に対して最大曲げモーメント発生位置より下方の鉄筋を対象に, 場所打ち杭と同様, 十分に断面力が低下した位置で行うことを基本とする。具体的には M_{max} の 1/2 の位置で断面変化させてよい (斜面上の深礎基礎設計施工便覧, Ⅲ. 4-2-3, H24. 4, 日本道路協会)。

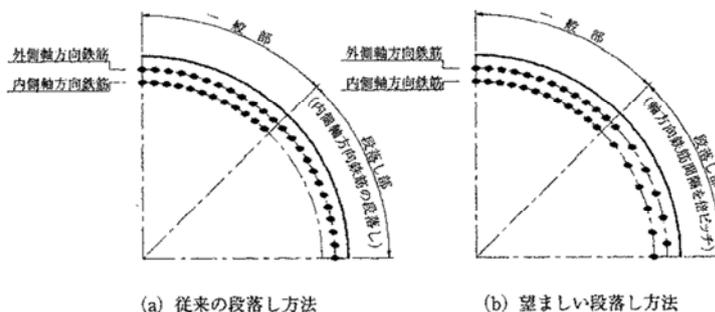


図 11.6.2 軸方向鉄筋の段落し方法
(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 図-Ⅲ. 4. 2, H24. 4, 日本道路協会)

2)せん断補強鉄筋 (道示IV編, 14. 9)

- 柱状体深礎基礎の帯鉄筋は, 軸方向鉄筋の 1/4 以上を基礎全長にわたり配置する。
- 組杭深礎基礎の帯鉄筋は, 「道示IV編 10. 10. 5」の規定に準じて配置する。

表 11.6.2 帯鉄筋の最小鉄筋量

(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 表-Ⅲ. 4. 2, H24. 4, 日本道路協会)

基礎の種類	最小鉄筋量	配置範囲
組杭深礎基礎	帯鉄筋の直径は 13mm 以上 中心間隔は 300mm 以下	下記以外
	側断面積の 0. 2%	フーチング下面から基礎径の 2 倍の範囲
柱状体深礎基礎	軸方向鉄筋の 1/4	基礎本体全長

- 中間帯鉄筋については, 機械式鉄筋定着工法の採用も検討する。なお, 採用にあたっては「機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドラインの策定について, H28. 7, 機械式鉄筋定着工法技術検討委員会」を遵守すること。また, 原則「横拘束筋」への適用はしないこと。

11.7 土留構造

11.7.1 一般

- (1) 深礎基礎の土留構造は、安全かつ確実に施工が行えるように地盤の状態に応じて適切に選定する。
- (2) 深礎基礎の土留構造は、施工時の荷重に対して安全であるとともに、完成後には深礎基礎の支持機構が確実に発揮できるよう設計しなければならない。
- (3) ライナープレートを用いる場合には、静止土圧に対して安全であるよう設計する。ライナープレートは薄肉の円環構造であるため、座屈や圧縮応力に対して設計することが基本となる。基礎の有効根入れ深さが大きい場合や基礎径が大きい場合でライナープレートだけでは安全性を確保できない場合には、補強リングなどを併用して安全性を確保する必要がある。
- (4) モルタルライニングや吹付けコンクリートのうち、組杭深礎基礎のように比較的小口径の深礎杭に用いる場合には、ライナープレートに対する設計法を準用し、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。大口径の基礎に用いる場合には、吹付けコンクリートを単独で用いるのではなく、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、NATM工法*による支保パターンを参考に土留構造を決定している事例が多い。

*NATM工法：New Austrian Tunneling Methodの略称で、地山の掘削後、岩が崩れだす前に吹付けコンクリートを施工し、アンカーボルトを打ち込むことで、地山に密着した支保を構築する工法。

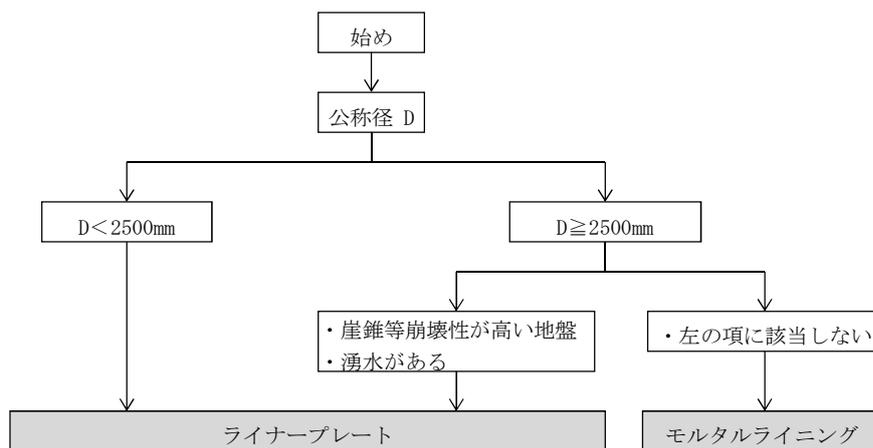


図 11.7.1 土留め工法の選定フロー

(道路設計要領-設計編, 第5章 III 第5節 2, H26.3, 中部地方整備局)

11.7.2 土留構造の選定方針

- (1) 土留構造の選定は、地山の強度や自立性、地下水や湧水の状態を十分に検討するとともに、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のうえ、慎重に行わなければならない。
- (2) ライナープレートによる土留めは、崩壊性の高い崖錐やある程度の湧水がある状態でも土留構造として機能する。一方、基礎周辺地盤のせん断抵抗を期待できるモルタルライニングや吹付けコンクリートは、掘削後モルタルライニングや吹付けコンクリートの施工が完了し、これら土留材の強度が発現して初めて土留めとして機能するため、この間は自立できるような地山であるとともに、モルタルライニングや吹付けコンクリートの施工に支障となる湧水の無いことが適用の条件となる。また、設計の際に基礎周面のせん断地盤抵抗を期待していることから、施工中にライナープレートへ変更した場合は、深礎基礎の諸元に影響を与えるおそれがあることに留意する必要がある。

- (3)モルタルライニングや吹付けコンクリートの適用は、自立性が高いD級軟岩以上の地山において、これまで多数の施工が安全に行われてきたことから、D級軟岩以上の地山を目安とする。また、対象とする地層の一部に崖錐等の崩壊性の高い地盤や湧水が存在し、それ以外は自立性の高い地層からなる場合などでは、対象とする地層の条件に応じて、ライナープレートを部分的に適用し、モルタルライニングや吹付けコンクリートなどと併用した土留構造とすることが考えられる。その場合、本体設計において、ライナープレートの部分の基礎周面のせん断地盤抵抗は考慮せず、モルタルライニングや吹付けコンクリートの部分のみについてせん断地盤抵抗を考慮するといった配慮が必要となる。
- (4)柱状体深礎基礎の場合には、土留めに高い強度が必要となるため施工上の制約から部材厚さに制約のあるモルタルライニングや吹付けコンクリートのみでは土留めとしての安全性を確保することができないおそれがある。このため、山岳トンネル等で用いられている地山の強度を積極的に活用した吹付けコンクリートとロックボルトによる土留構造の採用を選定の際に考慮するのが一般的である。ただし、D級軟岩よりも地山の状況が悪い場合には、ライナープレートや鋼矢板等の土留構造を検討する必要がある。

11.7.3 土留構造の設計

- (1)深礎基礎の土留構造は、安全かつ確実に施工が行えるように地盤の状態に応じて適切に選定する。
- (2)深礎基礎の土留構造は、施工時の荷重に対して安全であるとともに、完成後には深礎基礎の支持機構が確実に発揮できるよう設計しなければならない。

ライナープレートの設計は「斜面上の深礎基礎設計施工便覧, H24.4月, 日本道路協会」により設計する。モルタルライニングについてもライナープレートに準じて計算してよい。

表 11.7.1 ライナープレートの断面性能 (m 当り)
(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 表-参 8.1, H24.4, 日本道路協会)

板厚(mm)	断面積 (mm ² (cm ²))	断面二次モーメント (mm ⁴ (cm ⁴))	断面係数 (mm ³ (cm ³))
2.7	3976 (39.76)	1.410×10 ⁶ (141.0)	4.598×10 ⁴ (45.98)
3.2	4712 (47.12)	1.676×10 ⁶ (167.6)	5.430×10 ⁴ (54.30)
4.0	5886 (58.86)	2.104×10 ⁶ (210.4)	6.750×10 ⁴ (67.50)
4.5	6622 (66.22)	2.374×10 ⁶ (237.4)	7.570×10 ⁴ (75.70)
5.3	7790 (77.90)	2.808×10 ⁶ (280.8)	8.870×10 ⁴ (88.70)
6.0	8820 (88.20)	3.194×10 ⁶ (319.4)	10.01×10 ⁴ (100.1)
7.0	10290 (102.9)	3.752×10 ⁶ (375.2)	11.62×10 ⁴ (116.2)

* 火薬を使用する場合は、t=3.2mm以上を使用する。

表 11.7.2 補強リングの断面性能
(斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 表-参 8.2, H24.4, 日本道路協会)

寸法 (mm)	断面積	断面二次モーメント (mm ⁴ (cm ⁴))		断面係数 (mm ³ (cm ³))	
	(mm ² (cm ²))	I _x	I _y	Z _x	Z _y
H-125×125×6.5/9	3.00×10 ³ (30.00)	8.39×10 ⁶ (839)	2.93×10 ⁶ (293)	1.34×10 ⁵ (134)	4.69×10 ⁴ (46.9)
H-150×150×7/10	3.97×10 ³ (39.65)	16.20×10 ⁶ (1620)	5.63×10 ⁶ (563)	2.16×10 ⁵ (216)	7.51×10 ⁴ (75.1)

12. その他の基礎形式の設計

12.1 ケーソン基礎

12.1.1 概要

一般にケーソンには、図 12.1.1 に示すオープンケーソンとニューマチックケーソンがある。前者は筒状構造の中で地盤を掘削し、これを重力の作用により地中に沈める方法である。後者のニューマチックケーソンとは異なり底も蓋もなく、上から下まで開放されていることからオープンケーソンと呼ばれている。

一方、後者のニューマチックとは空気を意味しており、図 12.1.1 (b) に示すようにニューマチックケーソンの最下部には作業室と称する密閉された部屋があり、ここに圧縮空気を送り地下水の浸入を防ぎながら掘削を行う方法である。

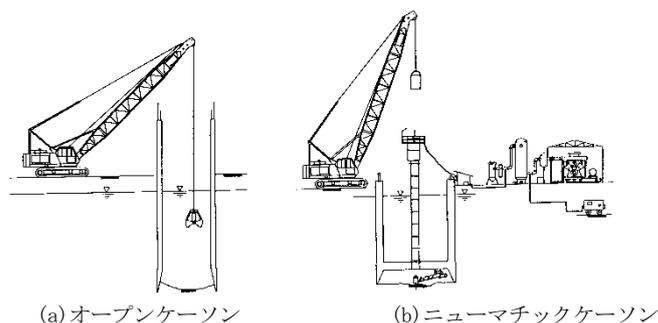


図 12.1.1 ケーソン基礎の施工概要図

12.1.2 特徴

ケーソン基礎の特徴を表 12.1.1 に示す。

表 12.1.1 ケーソン基礎の特徴

	オープンケーソン工法 (現場打ち)	ニューマチックケーソン工法
形 状	円形, 小判形, 矩形の実績はあるが, 施工性からは円形, 小判形の隔壁なしが望ましい。	円形, 小判形, 矩形が一般的。平面形状が大きい場合は, 隔壁を配置。
平面寸法	小規模から中規模構造が適する。一般的には, 下記の寸法である。※1 ・円形 最大 10.0m 程度 ・小判形 最大 15.0m 程度 (長辺)	小規模から大規模構造に適用できる。一般的には, 下記の寸法である。 ・円形 最大 15.0m 程度 ・小判形 最大 30.0m 程度 (長辺) ・矩形 最大 70.0m 程度
掘削深さ	一般的には 60m 程度までであるが, それ以上の実績もある。	有人掘削の場合, 作業気圧換算で 4kgf/cm ² 程度まで可能。 無人掘削の場合は, 現在のところ, 最大 7kgf/cm ² 程度まで可能
土質の影響	中間に玉石・転石層がある場合の掘削は困難。岩盤層の水中掘削は, 水中発破ができない限りほぼ不可能。※2	氣中掘削により土質を確認しながら掘削するため土質の制約を受けない。 軟弱地盤から岩盤まで施工可能。
沈下制御	自沈のみでは制御が難しい場合, 圧入装置により制御することが多い。ジェットの併用も一般的である。	掘削時, 刃口周囲に掘り残す地盤の位置や面積調整と, 沈下促進工との組み合わせにより調整が可能。
沈下精度	一般に, ニューマチックケーソンに比べ精度は劣るが, 圧入工法を併用すれば高い精度が得られる。	沈下精度が容易にできるため高い施工精度が得られる。
設 備	掘削機械とクレーン等の簡単な設備でよい。必要に応じて圧入装置を使う。	掘削機械, クレーン等の他に, 圧気設備や艀装設備が必要となり, オープンケーソンよりは大掛かりとなる。
作 業 環 境	大気中の作業であるため労働環境に問題はない。	高気圧作業安全衛生規則に定められた作業となり, 作業時間の制約を受ける。ただし, 無人化で施工する場合は, 労働環境に問題はない。
工 程	掘削困難な地盤がある場合, 工程が大きく伸びる可能性がある。	氣中掘削により土質の制約を受けないため, 確実な工程が期待できる。

※1: オープンケーソンの場合は隅角部の掘削が困難である。縦横寸法の差が大きくなると, 沈下時の安定が悪く, 偏心を生じやすいので, 長短辺の比は 3:1 より大きくしないのがよい。

※2: オープンケーソン工法において硬質地盤への沈設を容易にするため, ケーソンを沈設する地盤をあらかじめ砂で置換する補助工法 (先行削孔) があるが, 削孔により地盤を緩める危険性があり, 削孔の大きさや位置によって地盤抵抗が変わることが考えられる。先行掘削による地盤の緩みや地盤抵抗特性を評価する方法は確立されていないことから, このような工法の採用にあたっては, 地盤定数の評価方法や前提となる施工計画, 施工管理方法等について事前に十分検討を行う必要がある。

12.2 鋼管矢板基礎

12.2.1 概要

鋼管矢板基礎は、鋼管矢板を現場で良質な支持層に円形、小判形、矩形などの閉鎖形状に組み合わせて設置し、継手管内をモルタルで充填し、その頭部に頂版を設けて、所定の水平抵抗、鉛直支持力が得られるようにした基礎である（鋼管矢板基礎設計施工便覧, 1章 1.1, H9.12, 日本道路協会）。

鋼管矢板基礎の形式を施工法により分類すると図12.2.1に示す仮締め切り兼用方式、立ち上がり方式、締め切り方式とに分けられる。また、構造形式から分類すると、図12.2.2に示すように全部の鋼管を支持層に根入れさせた井筒型と、約半数の鋼管矢板を支持層まで到達させ、残りの鋼管矢板を比較的良好な中間層で止める脚付き型とに分けられる。

なお、鋼管矢板基礎は、地盤が硬い、鋼管矢板が長いなどの条件が重なると、打設時の継ぎ手部の抵抗が障害となって様々な打設に起因する障害が起こることがあるため、施工に際しては注意する必要がある。

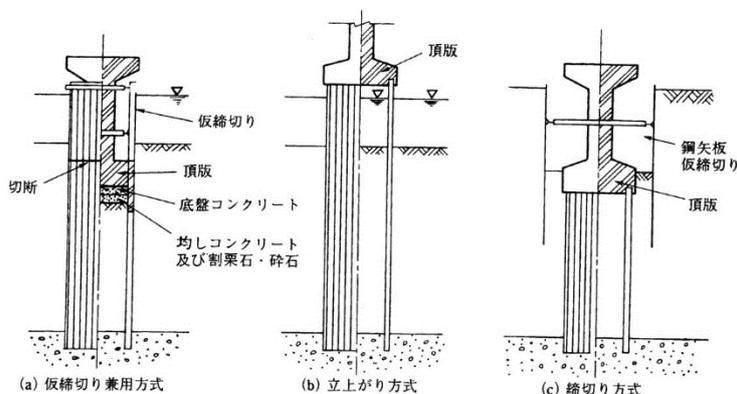


図 12.2.1 施工方法による分類
(鋼管矢板基礎設計施工便覧, 図-1.4.3, H9.1, 日本道路協会)

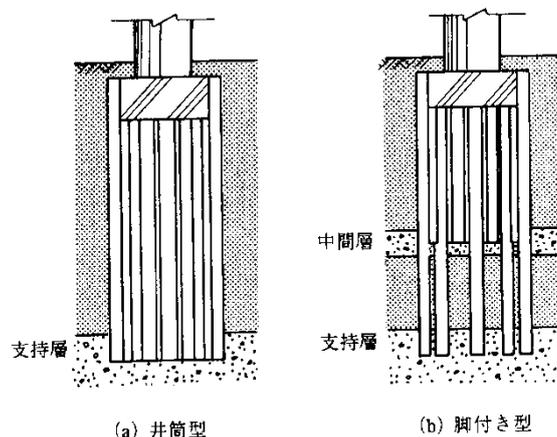


図 12.2.2 支持形式による分類
(鋼管矢板基礎設計施工便覧, 図-1.4.1, H9.12, 日本道路協会)

12.2.2 特徴

鋼管矢板基礎には以下のような特徴がある。

- (1) 鋼管杭工法と同様な施工法であり、現場状況に合わせ打撃工法、中掘り工法が選択できる。
- (2) 仮締め切り兼用型とすれば5m以上の水深でも施工可能である。
- (3) 仮締め切り兼用型で鋼管矢板の打込みが可能であれば工期短縮が期待できる。
- (4) 設計条件、現場条件に合わせて断面形状、構造形式を選択できる。

12.3 地中連続壁基礎

12.3.1 概要

地中連続壁基礎とは、地中連続壁のエレメント相互間を構造継手により一体化して矩形もしくは多角形閉合断面として基礎全体として剛性の高い断面とした後、頭部に頂版を設けて橋脚柱と地中連続壁が一体となるように構築し基礎とする工法である。

当初、地中連続壁基礎は仮設目的の利用が多かったが、その後の技術的進歩により地中構造壁、橋梁基礎などを対象に本体への利用が増加した。また、地中連続壁の一種として、並列壁式基礎（壁基礎）と呼ばれる基礎形式も開発された。この基礎形式は地中連続壁基礎のエレメント間の継手をなくし、それぞれ独立した壁を頂版で結合して基礎としたものである。

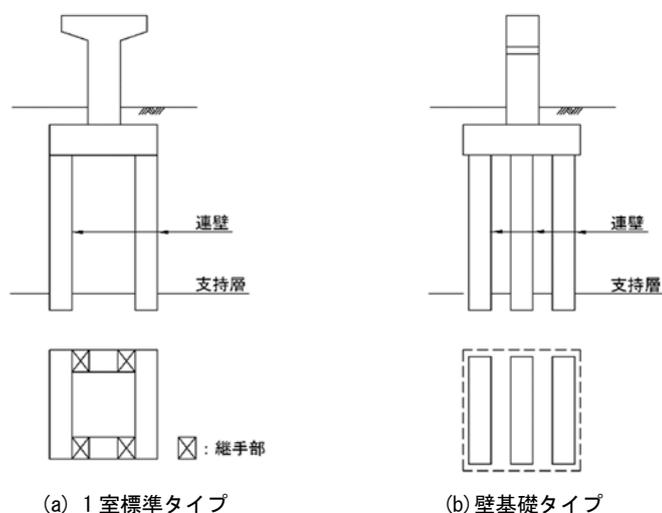


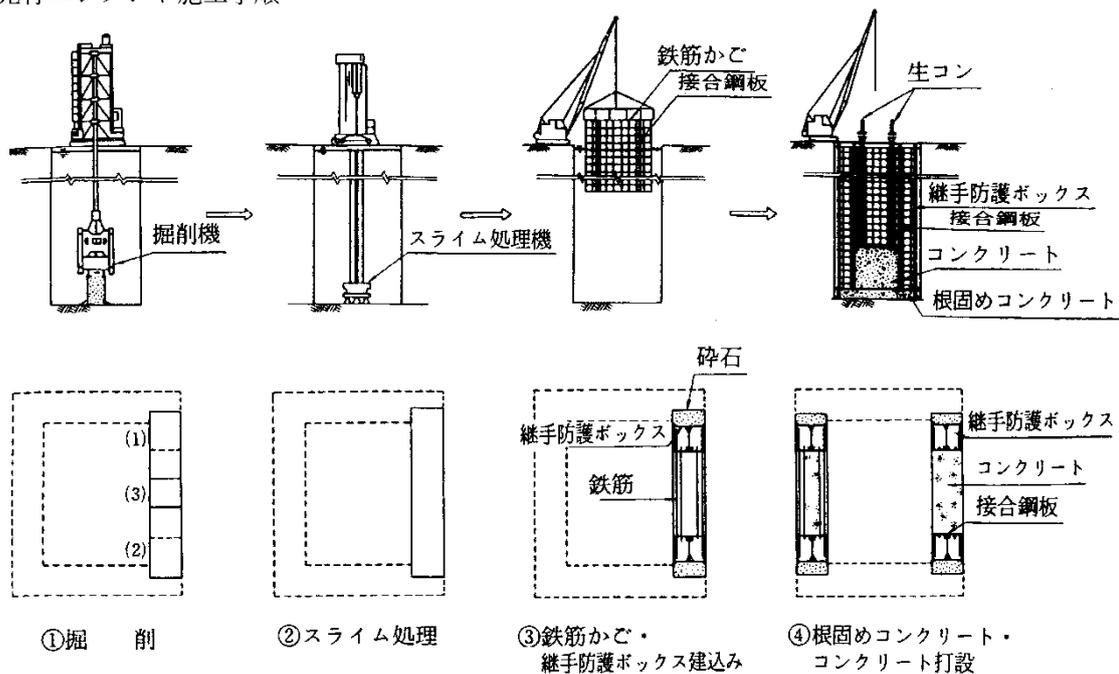
図 12.3.1 地中連続壁基礎の例

12.3.2 特徴

地中連続壁基礎には以下のような特徴がある。

- (1) 地盤との密着性に優れ、基礎側面の摩擦抵抗が大きい。
- (2) 矩形や多角形等の閉合断面を形成するため、剛性の高い基礎が築造できる。
- (3) 小さな基礎から大きな基礎まで任意断面形状の基礎を構築でき、基礎の深さは170mまで実績がある。
- (4) 地上からの機械施工であるため安全で、しかも低騒音低振動で建設公害を防止できる。
- (5) 周辺地盤を乱すことなく施工できるため、近接施工が可能である。

先行エレメント施工手順



後行エレメント施工手順

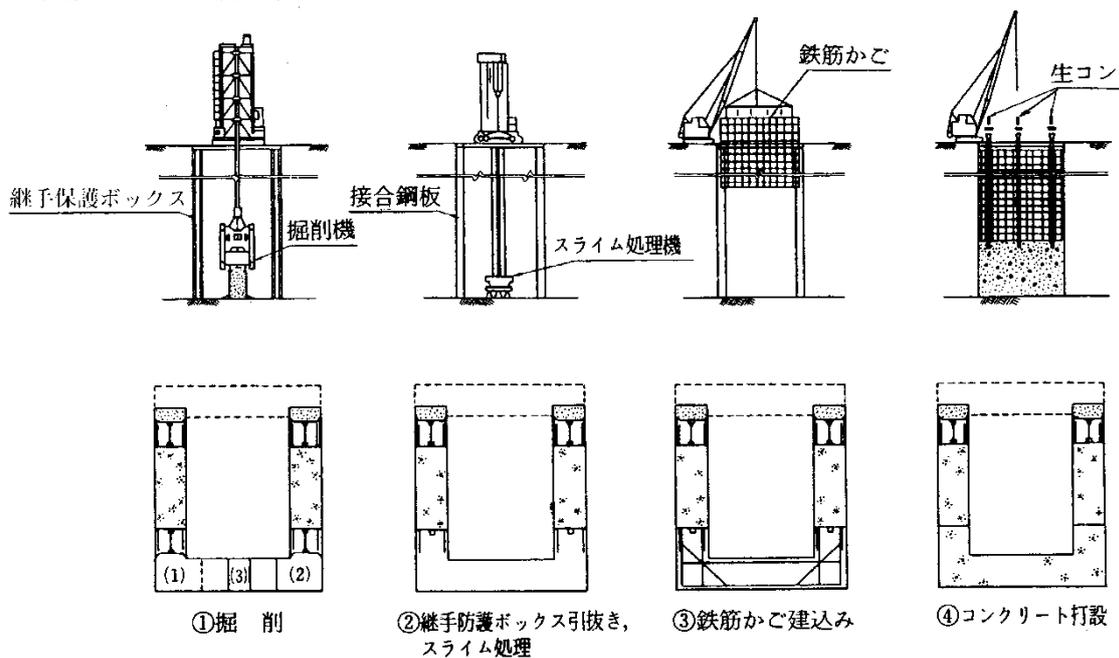


図 12.3.2 地中連続壁基礎の施工要領図