

# 設計施工マニュアル(案)

[道路橋編]

平成 28 年 3 月

東北地方整備局



## ま え が き

道路は産業、経済及び文化等のさまざまなレベルの交流を通じて、快適な生活や地域の活性化に欠くことのできない重要な施設であり、私たちの生活を支える上で最も身近な社会資本です。

最近の道路を取りまく経済・社会環境は厳しく、より効率的な事業執行やローカルルールを導入、新技術の積極的な採用等による耐久性の向上、既存施設の有効利用及びコスト縮減等、道路の有する様々な機能を最大限発揮できるような道路施策を展開することが求められています。

道路計画を進める中で橋梁は、重要構造物としてルート選定時の重要なコントロールポイントとされており、橋梁計画にルートが左右される事例も少なくありません。このため、橋梁の計画立案にあたっては、計画初期の段階より道路計画全体を踏まえた計画を行うことが重要となっています。

東北地方整備局の「設計施工マニュアル[橋梁編]」は、管内における橋梁の設計施工に関する標準的な実務書として昭和61年6月に編集され、現在は第4次改定版として平成17年5月（平成20年12月一部改訂）より10年間ほどの期間に渡り運用されていたところです。この間には橋梁など社会インフラの老朽化の問題や平成23年3月の東北地方太平洋沖地震による橋梁の被災などがあり、その後の平成24年3月には道路橋示方書が改定されました。また、積雪寒冷地特有の損傷として、コンクリート構造物の凍害や凍結抑制剤の散布による塩害・アルカリシリカ反応、また、鋼橋における防食機能劣化・腐食等の損傷事例が確認されており、これらを踏まえた形で改訂を行ったものです。改訂にあたっては、維持管理の容易性及び耐久性の向上に重点を置き、今後さらに増大する橋梁のストックに対して維持管理の軽減等を図ることを目的としています。

本マニュアルは、道路橋示方書や東北地方整備局の運用事項等を補完し、橋梁の設計施工の中心となる基準・資料等の活用のしやすさを念頭に置いた技術者のための参考図書であり、基準・資料等の解説により構成されています。これらはいくまでも標準的な考え方に基づき編集されていることから、実務面においては、これによりがたい場合も想定されますが、本マニュアルを画一的に適用するのではなく、この主旨を十分に理解していただき、対象とする橋梁の状況を踏まえ、技術者としての適確な判断に基づき適正に運用されることを望みます。

平成28年3月

国土交通省 東北地方整備局 道路部

一社) 建設コンサルタント協会 東北支部 構造専門委員会



## 設計施工マニュアル(案) [道路橋編] 改訂メンバー

### 東北地方整備局

(50音順)

赤平 勝也  
○ 岩渕 敦  
○ 遠藤 雅司  
遠藤 徹  
小山田 桂夫  
菊地 淳  
工藤 竜二  
古川 哲治  
佐藤 幸喜  
佐藤 寛之  
田村 正樹  
對馬 正則  
手間本 康一  
福士 森政  
船木 仁  
八鍬 孝憲

### 一般社団法人建設コンサルタンツ協会

#### 東北支部技術部会構造専門委員会

委員長 ○ 石井 一人  
副委員長 ○ 向江 正夫  
副委員長 ○ 佐藤 宗孝  
委員 ○ 石橋 努  
青柳 健二  
菅原 俊次  
鏡 幸二  
三浦 俊史  
宮村 正樹  
麻生 隆徳  
赤坂 好敬  
今西 修久  
杉野 仁志  
櫻井 寿樹  
堀内 深  
野本 淳也  
山本 晃弘  
佐藤 和憲  
西川 貴志  
伊藤 信生  
荒屋敷 克志  
北原 一彦  
石原 晃一  
矢口 雅博

※ ○印 総括



# 目 次

## 第 1 編 橋梁計画

第 1 章 総説	1 - 1
1 - 1 適用	1 - 1
1 - 2 橋梁計画の基本的事項	1 - 1
1 - 3 橋梁の計画条件	1 - 5
第 2 章 基本計画	1 - 6
2 - 1 架橋位置	1 - 6
2 - 2 橋長	1 - 6
2 - 3 近接施工	1 - 7
2 - 4 調査	1 - 7
2 - 5 添架物	1 - 12
2 - 6 河川橋	1 - 12
2 - 7 こ道橋	1 - 24
2 - 8 高架橋	1 - 26
2 - 9 こ線橋	1 - 28
2 - 10 山岳部の橋梁	1 - 29
2 - 11 剥落防止の必要な橋梁	1 - 31
第 3 章 上部構造形式	1 - 32
3 - 1 一般	1 - 32
3 - 2 上部構造形式の選定	1 - 33
3 - 3 構造形式と標準適用支間長、標準桁高	1 - 36
第 4 章 下部構造形式	1 - 38
4 - 1 一般	1 - 38
4 - 2 橋台	1 - 38
4 - 3 橋脚	1 - 39
第 5 章 基礎構造形式	1 - 41
5 - 1 一般	1 - 41
5 - 2 直接基礎	1 - 43
5 - 3 杭基礎	1 - 44
5 - 4 ケーソン基礎	1 - 46
5 - 5 鋼管矢板基礎	1 - 47
5 - 6 地中連続壁基礎	1 - 48
5 - 7 深礎基礎	1 - 49

## 第2編 橋梁一般

第1章 設計荷重	2-1
1-1 橋の設計自動車荷重	2-1
1-2 荷重の種類	2-1
1-3 死荷重	2-2
1-4 活荷重	2-2
1-5 衝撃	2-8
1-6 温度変化の影響	2-9
1-7 地震の影響	2-9
1-8 雪荷重	2-9
1-9 支点移動の影響	2-10
第2章 支承部構造	2-12
2-1 一般	2-12
2-2 支承の選定	2-13
2-3 設計一般	2-20
2-4 支承の配置	2-24
2-5 支承の据付勾配	2-27
2-6 支承下面の構造	2-27
2-7 段差防止構造	2-29
第3章 落橋防止システム	2-30
3-1 設計の基本	2-30
3-2 桁かかり長	2-33
3-3 落橋防止構造	2-35
3-4 横変位拘束構造	2-39
第4章 橋梁用防護柵	2-41
4-1 一般	2-41
4-2 車両防護柵の区間区分と種別の適用	2-44
4-3 橋梁用車両防護柵および歩行者自転車用柵兼用車両防護柵	2-45
4-4 剛性防護柵	2-47
4-5 歩行者自転車用柵	2-51
4-6 設置位置	2-51
4-7 定着部の構造	2-52
第5章 地覆・路肩	2-53
5-1 地覆の形状	2-53
5-2 地覆の伸縮目地	2-53
5-3 地覆と床版との継ぎ目	2-54

5 - 4	路肩の横断形状	-----	2 - 55
第 6 章	歩道・橋面舗装	-----	2 - 56
6 - 1	歩道部	-----	2 - 56
6 - 2	橋面舗装	-----	2 - 57
6 - 3	高規格道路の橋面舗装	-----	2 - 58
6 - 4	防水層	-----	2 - 58
第 7 章	排水装置	-----	2 - 62
7 - 1	一般	-----	2 - 62
7 - 2	排水ます	-----	2 - 62
7 - 3	排水管	-----	2 - 65
7 - 4	支持金具	-----	2 - 67
7 - 5	排水の流末処理	-----	2 - 68
第 8 章	伸縮装置	-----	2 - 69
8 - 1	形式の選定	-----	2 - 69
8 - 2	設計一般	-----	2 - 69
8 - 3	鋼フィンガージョイント	-----	2 - 73
8 - 4	ゴム系ジョイント	-----	2 - 76
8 - 5	モジュラー型ジョイント	-----	2 - 76
8 - 6	埋設ジョイント	-----	2 - 78
8 - 7	その他	-----	2 - 78
第 9 章	その他の構造	-----	2 - 80
9 - 1	橋梁検査路	-----	2 - 80
9 - 2	非常駐車帯	-----	2 - 87
9 - 3	落下物防止柵	-----	2 - 87
9 - 4	遮音壁	-----	2 - 88
9 - 5	中央分離帯転落防止網	-----	2 - 89
9 - 6	情報ボックス	-----	2 - 89
第 10 章	耐久性	-----	2 - 90
10 - 1	一般	-----	2 - 90
10 - 2	海岸線近くに建設される鋼橋の塩害対策	-----	2 - 90
10 - 3	海岸線近くに建設されるコンクリート構造物の塩害対策	-----	2 - 91
10 - 4	凍結抑制剤散布の影響を受ける橋の対策	-----	2 - 93
10 - 5	耐久性向上のための構造細目	-----	2 - 96
10 - 6	コンクリート構造物の耐久性向上のための設計・施工上の留意事項	-----	2 - 100

## 第3編 耐震設計

第1章 耐震設計の基本方針	3 - 1
1-1 一般	3 - 1
1-2 耐震性能の照査方法	3 - 4
第2章 耐震設計上考慮すべき荷重	3 - 9
2-1 耐震設計上考慮すべき荷重	3 - 9
2-2 地震の影響	3 - 9
第3章 設計地震動	3 - 11
3-1 一般	3 - 11
3-2 地域別補正係数	3 - 12
3-3 耐震設計上の地盤種別	3 - 13
3-4 耐震設計上の地盤面	3 - 15
第4章 地震時に不安定となる地盤の影響	3 - 17
4-1 一般	3 - 17
4-2 耐震設計上ごく軟弱な土層または橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層の土質定数	3 - 19
4-3 橋に影響を与える流動化が生じる可能性があるとして判定された地盤がある場合の耐震性能の照査	3 - 23
第5章 静的照査法による耐震性能の照査方法	3 - 29
5-1 一般	3 - 29
5-2 静的照査法を適用する場合の荷重の算定方法	3 - 29
5-3 レベル1地震動に対する耐震性能照査	3 - 39
5-4 レベル2地震動に対する耐震性能照査	3 - 44
第6章 動的照査法による耐震性能の照査方法	3 - 59
6-1 一般	3 - 59
6-2 動的照査法に用いる地震動	3 - 60
6-3 解析方法および解析モデル	3 - 62
6-4 耐震性能の照査	3 - 68
第7章 橋梁形式別耐震性能の照査方法	3 - 69
7-1 地震時水平力分散構造の耐震性能照査方法	3 - 69
7-2 免震構造の耐震性能照査方法	3 - 70
7-3 ラーメン橋の耐震性能照査方法	3 - 71

## 第4編 鋼 橋

第1章	設計一般	-----	4 - 1
1 - 1	適用範囲	-----	4 - 1
1 - 2	設計一般	-----	4 - 1
1 - 3	斜 橋	-----	4 - 8
1 - 4	曲 線 橋	-----	4 - 8
第2章	鉄筋コンクリート床版	-----	4 - 10
2 - 1	適用範囲	-----	4 - 10
2 - 2	鉄筋コンクリート床版の最大設計支間	-----	4 - 10
2 - 3	床版の設計曲げモーメント	-----	4 - 10
2 - 4	床版の厚さ	-----	4 - 11
2 - 5	配 筋	-----	4 - 11
2 - 6	コンクリート及び鉄筋の許容応力度	-----	4 - 15
2 - 7	ハ ン チ	-----	4 - 16
2 - 8	桁端部の床版	-----	4 - 17
2 - 9	床版コンクリートの打設	-----	4 - 19
第3章	プレートガーダー一般	-----	4 - 21
3 - 1	主桁の配置	-----	4 - 21
3 - 2	主構造の設計	-----	4 - 22
3 - 3	断面変化位置及び部材長	-----	4 - 23
3 - 4	主桁の断面構成	-----	4 - 24
3 - 5	部材断面	-----	4 - 26
3 - 6	部材の連結	-----	4 - 27
3 - 7	骨 組	-----	4 - 29
3 - 8	細部構造	-----	4 - 30
3 - 9	RC床版を有する合成桁の構造細目	-----	4 - 34
第4章	I 桁 橋	-----	4 - 36
4 - 1	断面構成	-----	4 - 36
4 - 2	桁端部の張出し長	-----	4 - 36
4 - 3	横桁・横構の配置	-----	4 - 36
4 - 4	垂直補剛材	-----	4 - 38
4 - 5	水平補剛材	-----	4 - 41
4 - 6	横 桁	-----	4 - 43
4 - 7	対 傾 構	-----	4 - 45
4 - 8	横 構	-----	4 - 45
4 - 9	対傾構・横構の部材細長比および使用形鋼	-----	4 - 46
4 - 10	細部構造	-----	4 - 47

第5章	箱桁橋	-----	4 - 49
5 - 1	断面構成	-----	4 - 49
5 - 2	縦リブおよび横リブ	-----	4 - 51
5 - 3	ダイヤフラム	-----	4 - 53
5 - 4	横桁	-----	4 - 55
5 - 5	横構	-----	4 - 55
5 - 6	支承配置	-----	4 - 55
5 - 7	箱桁内の排水	-----	4 - 56
5 - 8	マンホール	-----	4 - 56
5 - 9	ハンドホール	-----	4 - 58
5 - 10	維持管理上の配慮	-----	4 - 59
第6章	少数主桁橋	-----	4 - 60
6 - 1	設計の基本	-----	4 - 60
6 - 2	全体系の解析	-----	4 - 61
6 - 3	主桁の配置	-----	4 - 61
6 - 4	補剛材	-----	4 - 61
6 - 5	ずれ止め	-----	4 - 62
6 - 6	横桁	-----	4 - 63
6 - 7	床版	-----	4 - 66
第7章	疲労設計	-----	4 - 69
7 - 1	適用範囲	-----	4 - 69
7 - 2	基本事項	-----	4 - 69
7 - 3	疲労設計の流れ	-----	4 - 71
7 - 4	継手の照査位置及び各部材の強度等級	-----	4 - 73
7 - 5	応力度による疲労照査方法	-----	4 - 73

## 第5編 コンクリート橋

第1章	設計一般	-----	5 - 1
1 - 1	適用の範囲	-----	5 - 1
1 - 2	設計の基本	-----	5 - 1
1 - 3	斜橋	-----	5 - 1
1 - 4	曲線橋	-----	5 - 4
1 - 5	PC橋	-----	5 - 6
第2章	床版	-----	5 - 7
2 - 1	床版の厚さ	-----	5 - 7
2 - 2	設計曲げモーメント	-----	5 - 9

2-3	P C鋼材の配置	5 - 9
2-4	配筋	5 - 9
第3章	プレストレストコンクリート橋	5 - 11
3-1	P C橋の仕様	5 - 11
3-2	使用材料	5 - 18
3-3	設計計算に関する一般事項	5 - 28
3-4	許容応力度	5 - 34
3-5	構造細目	5 - 37
3-6	外ケーブル構造	5 - 39
3-7	T桁橋	5 - 40
3-8	合成桁橋	5 - 50
3-9	箱桁橋	5 - 56
3-10	連続桁橋	5 - 60
3-11	プレキャスト桁架設方式連続桁橋	5 - 65
3-12	斜材付きπ型ラーメン橋	5 - 73
3-13	中空床版橋	5 - 79
第4章	鉄筋コンクリート橋	5 - 82
4-1	使用材料	5 - 82
4-2	設計計算に関する一般事項	5 - 82
4-3	許容応力度	5 - 82
4-4	構造細目	5 - 84
4-5	中空床版橋	5 - 84

## 第6編 下部構造

第1章	材料および許容応力度	6 - 1
1-1	コンクリート	6 - 1
1-2	鉄筋および構造用鋼材	6 - 5
1-3	荷重組合せによる許容応力度の割増し	6 - 7
1-4	土の諸定数	6 - 8
第2章	設計に関する一般的事項	6 - 9
2-1	設計の基本方針	6 - 9
2-2	部材の設計計算	6 - 10
2-3	下部構造を設計する場合の活荷重	6 - 11
2-4	橋台に作用する土圧	6 - 12
2-5	荷重の組合せ	6 - 14

第3章 橋台・橋脚の設計	6 - 17
3-1 適用範囲	6 - 17
3-2 橋座の設計	6 - 17
3-3 橋台の設計	6 - 22
3-4 橋脚の設計	6 - 42
3-5 フーチングの設計	6 - 52
3-6 レベル2地震動に対する耐震性能の照査	6 - 56
3-7 構造細目	6 - 64
第4章 施工性、耐久性、維持管理性向上の留意事項	6 - 77

## 第7編 基礎構造

第1章 基礎の安定に関する基本事項	7 - 1
1-1 設計の基本	7 - 1
1-2 設計のための地盤定数	7 - 5
第2章 直接基礎	7 - 8
2-1 設計一般	7 - 8
2-2 斜面上の直接基礎	7 - 11
第3章 杭基礎	7 - 22
3-1 設計一般	7 - 22
3-2 杭の配列	7 - 27
3-3 杭の軸方向許容支持力及び許容引抜力	7 - 28
3-4 杭の反力及び許容変位量	7 - 31
3-5 杭のバネ定数	7 - 33
3-6 杭のフーチングの接合部	7 - 33
3-7 レベル2地震時に対する照査	7 - 35
3-8 構造細目	7 - 40
第4章 斜面上の深礎杭	7 - 49
4-1 設計一般	7 - 49
4-2 支持層の選定	7 - 51
4-3 荷重分担	7 - 52
4-4 基礎配列	7 - 54
4-5 地盤反力度	7 - 56
4-6 地盤の鉛直支持力度	7 - 57
4-7 地盤の水平反力	7 - 58
4-8 杭底面地盤のせん断抵抗力の上限値	7 - 60

4 - 9	杭周面地盤のせん断抵抗力の上限値	7 - 61
4 - 10	レベル2地震時に対する照査	7 - 62
4 - 11	構造細目	7 - 64

## 第8編 補修・補強

第1章	補修および補強総説	8 - 1
1 - 1	適用の範囲	8 - 1
1 - 2	用語の定義	8 - 2
第2章	耐震補強設計	8 - 5
2 - 1	基本方針	8 - 5
2 - 2	橋脚の耐震補強設計	8 - 8
2 - 3	鉄筋コンクリート巻立て工法の設計	8 - 13
2 - 4	基礎の補強	8 - 21
2 - 5	既設橋の落橋防止システムの設計	8 - 24
第3章	耐荷力補強設計	8 - 32
3 - 1	基本方針	8 - 32
3 - 2	鉄筋コンクリート床版	8 - 35



# 第1編 橋梁計画

## 第1章 総説

### 1-1 適用

- (1) この「設計施工マニュアル〔橋梁編〕」は、東北地方整備局における道路橋の調査、計画および設計に必要な基本的事項について示したものである。
- (2) この「設計施工マニュアル〔橋梁編〕」に示されていない事項については、道路橋示方書（以下「道示」という）による。

本マニュアルは、道路橋の調査、計画および設計に対する基本的な考え方を示し、道示の仕様規定部分の運用上の課題等について取りまとめたものであり、性能照査型設計法を否定するものではない。実施にあたっては、本マニュアルの意図するところを的確に把握し、合理的で経済的になるように、要求性能を満足する新工法や材料を積極的に採用する。

また、本文に示した示方書のほか、各種便覧なども参考にする。

### 1-2 橋梁計画の基本的事項

橋梁計画に際しては、以下に示す各要件を総合的に考慮のうえ、実施する。

- (1) 決定路線の線形に基づき、橋梁の最適位置を検討すること。
- (2) 橋梁計画の外部的諸条件（関係機関協議など）を満たすこと。
- (3) 構造上安定で経済的なものであること。
- (4) 施工が確実で容易であること。
- (5) 耐久性が有り、維持管理上優れていること。
- (6) 走行上の安定性、快適性を考えること。
- (7) 周囲の景観に対し、美観的調和を図ること。
- (8) 環境に及ぼす影響について配慮すること。
- (9) 津波による浸水が予想される地域の道路橋の設計においては、架橋位置や構造形式等に配慮すること。

- (1) 路線選定は、地形、地域の土地利用との調和、交通の安全性と快適性、線形のバランス、建設費など、数多くの要素によって決定される。橋梁は、一般的に土工と比較して工費が高いこと、損傷した場合の補修が容易でないことから、橋梁の位置については、経済性、施工性、安全性などを踏まえて

決定する。

また、軟弱地盤地帯を通る場合は、土工部においても軟弱地盤対策費を考慮すると、橋梁より高価となる場合があるので留意して計画を行う。

(2) 橋梁の計画に考慮する条件としては、橋長、支間長、橋台・橋脚の位置・方向、桁下高、および基礎の根入れなどであるが、これらは、地形、基礎地盤の状態などによるほか、交差する河川、道路などの各管理者の意向が重要な要素をなすので、事前に十分な基礎地盤調査をおこなうとともに、各管理者とも協議して必要条件を決定する。

(3) 構造上安定で経済的であることについて十分検討すること。ここで留意すべき事項は安定の評価であり、その兼ね合いで経済的であるということである。

安定の尺度としては、示方書など諸基準を満足しているかどうかということであるが、このことは必要条件ではあっても十分条件とはなり得ない。定性的判断となり難しいことであるが、多くの経験知識のうえに立ち総合的配慮のなされたものは、図面あるいは完成物を見る人に安心感をいだかせるものである。

経済性については、公共構造物にあってはきわめて重要な要素であり、上・下部構造を合わせて考慮するとともに維持管理、更新費用を含めたライフサイクルコストを念頭に省力化・コスト縮減を図る。このため、従来の橋梁形式だけにこだわらず、新工法・新技術の活用についても十分検討する必要がある。また、経済比較は既往資料を十分活用しておこなう。また、地盤条件や環境条件によっては、仮設費が高額となる場合もあることから、施工方法を十分検討した上で経済比較を行うことが重要である。なお、工事費の算出においては、労務費や材料費が変動している場合もあることから、既往資料はもとより、市場単価など最新の情報を踏まえて行う。

新工法・新技術を活用する場合は、道路橋示方書などの適用基準による要求性能（使用目的との適合性、構造物の安定性、耐久性、施工品質の確保など）との関係を明確にした上で、それらを満足することを検証しなければならない。適用基準において評価すべき性能について具体的・定量的な要求が明確化されていない場合においても、適用基準の解釈として達成しようとする目標性能をできるだけ明確に設定し、所要の性能があることを検証する必要がある。

(4) 構造上安定で、かつ、経済的であっても、施工が難しいものでは現実的には優れたものとはならないことから、施工の確実性について十分検討する。

(5) 橋梁の計画にあたっては、橋梁本体の耐久性はもとより、想定される点検方法など維持管理の具体的な条件を考慮して、適切な維持管理が確実かつ合理的に行えるよう配慮することが重要である。例えば、橋梁区間内にサグ点を設けると、排水ますを密に設ける必要が生じるとともに、滞水しやすく床版の早期劣化の要因となることから、避けるべきである。また、橋梁における維持管理上の問題は、伸縮装置、支承などの付属物に発生することが多いことから、維持管理上は、これらの少ない形式とすることも有効である。

## 第1編 橋梁計画

(6) 橋梁上の走行の安全性、快適性を支配する要素としては、路線の線形のほか、路面上に見える構造物の部材、伸縮装置などがある。

(7) 景観的配慮とは、構造物のおかれる周囲の自然環境、都市環境との調和、あるいは対比（コントラスト）をいかにするかということと同時に、道路を利用する人々に対しても好感を与えることである。また、景観法（施行：平成17年4月1日）による景観計画などとの整合についても配慮が必要である。

経済性と景観性を調和させることは、時として相反するために、二者択一、あるいは双方からの歩み寄りが要求されることもある。道路建設の意義を認識するとともに、自然環境の重要度なども合わせて調和を見出す努力をおこなう。

(8) 振動・騒音・水質汚濁などに関し、施工中および完成後の橋梁が周囲の環境に及ぼす影響について十分配慮する。

(9) 2011年の東北地方太平洋沖地震では、津波によって沿岸部の橋が落橋したり、漂流物の衝突や堆積、背面盛土の流出などによって供用性を喪失する被害を生じた。一方で、現在のところ地震に伴って生じる津波による橋に対する影響について、正確に評価することは困難である。そのため、浸水が予想される地域の道路橋の設計においては、地域の防災計画と整合して被災路の避難経路や救援や復旧活動などに支障を生じることなく、それぞれの橋に求められる性能が発揮できるように架橋位置や構造形式等に配慮を行うのがよい。

橋梁計画および設計の一般的フローを図1-1に示す。橋梁計画において配慮すべき事項は、個々の橋梁の条件によって異なるため、このフローを参考に適宜設定すればよい。橋梁の耐久性や維持管理性の向上に対しても、条件に応じて対応方法を検討する必要があるが、詳細設計段階はもとより、計画段階から配慮することが重要である。

第1編 橋梁計画

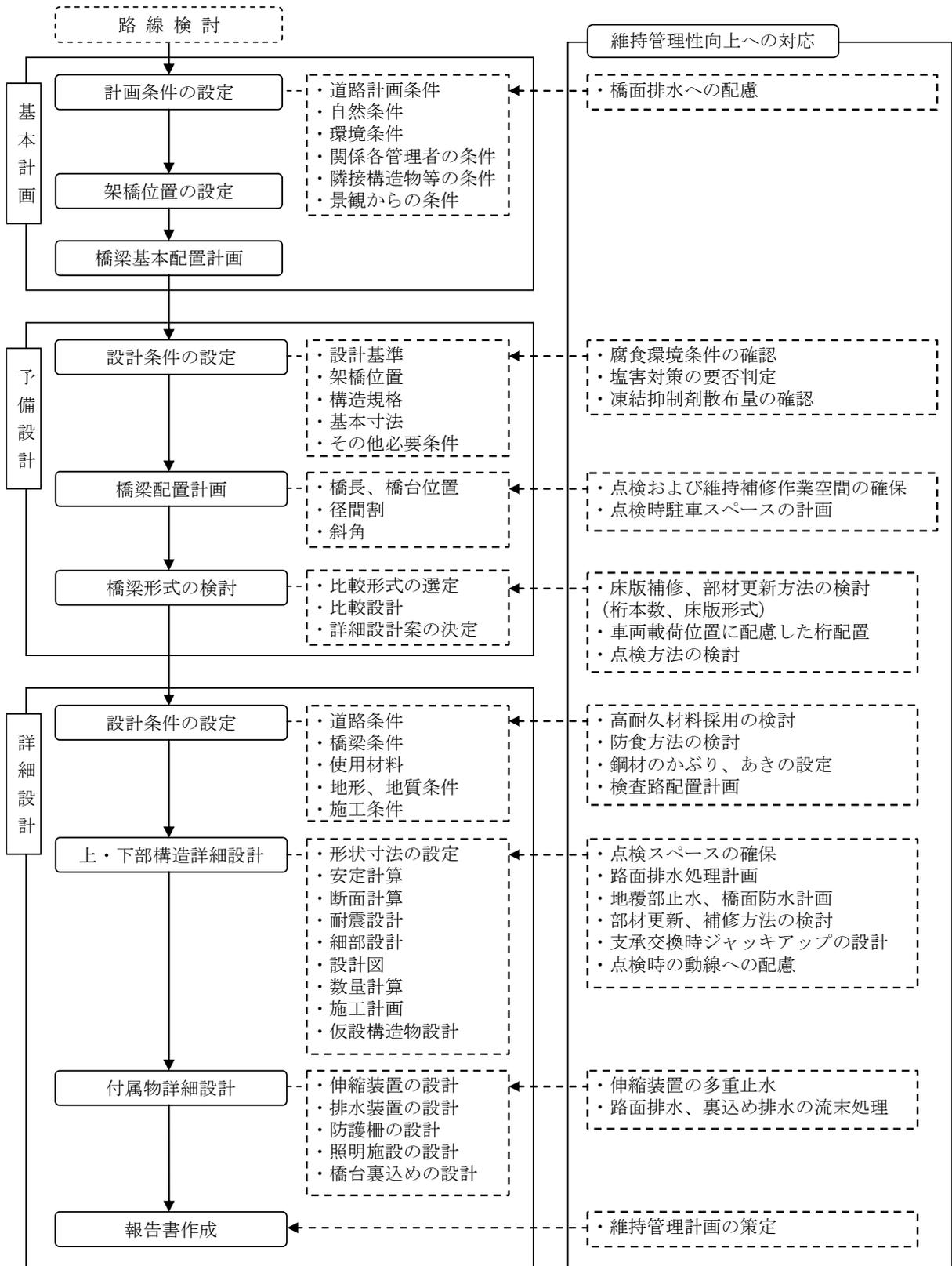


図1-1 橋梁計画および設計フロー

1-3 橋梁の計画条件

橋梁の計画および設計に際しては、以下の計画条件を前もって処理しておくものとする。

(1) 道路条件  
 (2) 自然条件  
 (3) 環境条件  
 (4) 関係機関との協議

(1) 道路条件

- ・道路規格、設計速度
- ・平面線形
- ・縦断線形           ——— 橋面排水への配慮
- ・横断面の構成
  - 幅員構成
  - 建築限界
  - 横断勾配
 ——— 標準横断面図
- ・橋の設計荷重、重要度
- ・計画交通量（大型車交通量）

(2) 自然条件

- ・地形、地質       ——— 構造物設置箇所の地形、地質状況
- ・地震             ——— 過去の震災記録から考慮する必要がある耐震条件
- ・津波             ——— 地域防災計画との整合、被災時の避難・救援・復旧活動への配慮
- ・塩害             ——— 飛来塩分の影響および凍結抑制剤の影響
- ・河相             ——— 河川横断、河床こう配、洗掘状況など
- ・積雪             ——— 積雪地域での積雪状況
- ・雪崩             ——— 雪解け時などでの雪崩発生状況
- ・土石流、流水   ——— 降雨時などでの発生状況

(3) 環境条件

- ・騒音             ——— 環境影響評価法などに準じ、影響についての予測
- ・振動             ——— //
- ・大気汚染       ——— //
- ・水質汚濁       ——— //

(4) 関係機関との協議

関係機関とは河川橋にあつては河川管理者、公道橋にあつては道路管理者、公線橋にあつては鉄道管理者をいい、その他に電信電話、水道、電力、ガスなどをいう。

## 第2章 基本計画

### 2-1 架橋位置

橋梁は道路の一部であることから、橋梁計画は路線計画と切り離すことができないものであるが、橋梁の構造特性、経済性、施工性、メンテナンスなどを考慮した場合、橋の形状や構造が複雑にならないような架橋位置を選定することが望ましい。

- (1) 橋梁の斜角は、構造的にできるだけ大きくするのが望ましい。特に公道橋やこ線橋においては、補修時の交差物件への影響についても配慮する必要があることから、上部構造及び床版の構造的・耐久性向上の観点から70°以上を原則とする。
- (2) 河川橋の場合、その位置は、川幅の狭い所、支派川の分合流点付近、湾曲部または水衝部、河床こう配の変化点などを避けるとともに、その方向も、できるだけ河川と直角にすべきである。斜角は、やむを得ない場合であっても、構造特性より60°を限度とすべきである。
- (3) 橋梁の形状は、その構造特性を考えた場合、できるだけ単純な平面及び縦断形状とすることが望ましい。
- (4) 現橋の架替においては、現道交通の確保および架設ヤードなどに配慮して、架橋位置を決定することが望ましい。

### 2-2 橋長

橋長は、諸条件を考慮して決定すること。

- (1) 橋長は、諸条件を満足する範囲で、できるだけ短くすることが望ましい。
- (2) 橋長の決定にあたっては、次の事項に留意する。
  - 1) 橋長に対して幅員の広い斜橋は、斜角を小さくすると橋台幅が広くなり、下部構造工事費が高くなる。また、極端な斜角は、施工が煩雑で上部構造にも複雑な力が生ずることから、斜角を大きくして橋長を長くしたほうが全体として有利となることがある。
  - 2) 鉄道などの隣接構造物に極度に接近すると、施工上、隣接構造物への防護工、仮設工が過大となる場合があることに加え、補修時に十分なスペースを確保できない場合がある。このような場合、隣接構造物から維持管理スペースを確保できるだけの十分な離隔を取った上で橋長を長くしたほうが、施工が容易で、しかも防護工、仮設工などが小さくなり、全体として有利となることがある。

## 第1編 橋梁計画

- 3) 架橋地点が軟弱地盤で地盤処理をして盛土する場合や、補強土工法の高盛土の場合は、橋長を長くしたほうが全体として有利となることがある。
- 4) 山岳部で深い谷などに架橋する場合、橋台位置によっては、躯体高が高くなり、施工が難しく不経済となる場合がある。このような場合、橋台はウイングと小規模な擁壁構造を主体とした土工処理で可能な位置に設置する等、躯体高を低くして橋長を長くしたほうが、全体として有利となる場合がある。また、斜面上の深礎杭を採用する場合は、組杭を基本として橋台位置を検討する。
- 5) 河川改修済、または河川改修計画のある箇所においては、それぞれの法線に基づいて橋長を定める。
- 6) 河川改修区域外、または区域内でも河川改修計画のない箇所で、計画高水流量のある区域に橋梁を計画する場合には、当該河川管理者と綿密に協議し、上下流の河川改修計画を考慮して、計画高水流量に支障のない河積を確保するよう橋長を定める。
- 7) 河川改修計画の無い河川では、雨量、洪水痕跡より高水流量および高水位を定めて、少なくともこれに対処できる河積を確保するよう橋長を定める。
- 8) 高架橋の橋台位置は、経済性のみならず周辺環境との調和に配慮して定める。
- 9) 橋台背面に直立した補強土壁を用いる場合、背面からの作用等を適切に評価することが困難であることから、補強材が橋台アプローチ部に入らないよう考慮する。特に、高架橋や山岳橋梁などでは、橋台周りの形状によって橋台位置に変更が生じる場合もあることから、橋梁配置計画の段階で背面処理や袖擁壁の形状にも留意する必要がある。

### 2-3 近接施工

既設構造物に近接して橋梁を計画する場合は、あらかじめ既設構造物に与える影響について検討すること。

既設構造物に近接する場合は、既設構造物の形式を考慮のうえ、基礎の支持層選定、基礎工、掘削の影響などについて十分留意する。なお、実施にあたっては、「近接工事設計施工要領（案）」によること。

### 2-4 調査

調査は、合理的かつ経済的な計画、設計、施工をおこなうために必要な条件を明確にするものであり、架橋地点、構造物の規模および重要性などを考慮のうえ、実施すること。

- (1) 調査は、計画、設計、施工のために欠くべからざるものであることから、規模などに応じた調査を事前におこなうことが必要である。

表1-1、表1-2、表1-3に必要な調査項目を示す。

第1編 橋梁計画

表1-1 調査項目（その1）

調査の種類	調査目的	調査内容	摘要
(1) 地形・地質調査	1) 架橋位置の決定 2) 橋長の決定 3) 径間割の決定 4) 橋梁形式の検討	イ) 地形図の作成 ロ) 地史 ハ) 地質資料収集 ニ) 弾性波探査	
(2) 地盤調査	1) 土質の成層状態の把握 2) 基礎の根入れ深さの検討 3) 支持層の選定 4) 支持力の計算 5) 構造形式の選定 6) 橋台の側方移動判定 7) 施工方法の選定	イ) ボーリング ロ) 標準貫入試験 ハ) サウンディング ニ) 平板載荷試験 ホ) 孔内水平載荷試験 ヘ) 土質・岩石試験	
(3) 地下水調査	1) 基礎構造形式の検討 2) 施工方法の検討	イ) 地下水位 ロ) 水質試験 ハ) 間隙水圧 ニ) 流向・流速、被圧状態	
(4) 有害ガス、酸素欠乏空気などの調査	1) 施工方法の検討	イ) 有害ガスの種類と発生状況 ロ) 酸素欠乏空気の発生状況	
(5) 河相調査	1) 径間割の検討 2) 桁下高の検討 3) 橋脚形状の検討 4) 基礎の根入れ深さの検討 5) 施工時期、施工方法の検討	イ) 河川横断形状 ロ) 流量・流速 ハ) 高水位・低水位 ニ) 河川こう配などの現状および将来計画 ホ) 波高、干満の水位差 ヘ) 河川、湖沼の管理などの諸条件および将来計画	
(6) 利水状況およびその他の調査	1) 下部構造、仮設備の位置、施工方法、施工時期などの検討 2) 衝突荷重の検討	イ) 船舶の航行状況 ロ) 流送物、流下物の状況 ハ) 農業用水、漁業などの利用状況	

第1編 橋梁計画

表1-2 調査項目（その2）

調査の種類	調査目的	調査内容	摘要
(7) 耐震設計のための調査	1) 設計震度の決定 2) 地盤の液化化の判定 3) 動的解析のための定数の決定 4) 耐震設計上の地盤面の設定	イ) 過去の地震、震害など ロ) 地形・地質など ハ) 地盤の動的性質 ニ) 基盤面の確認	
(8) 腐食・塩害調査	1) 使用材料の選定 2) 錆代、鉄筋かぶりの検討 3) 防錆方法の決定	イ) 既設構造物の塩害 ロ) 有機物 ハ) PH ニ) 塗装暴露試験 ホ) 塩分粒子の発生および飛来量	
(9) 気象調査	1) 風荷重、雪荷重、温度変化量の検討 2) 鉄筋のかぶり検討 3) 施工時期、施工方法の検討 4) 施工時の気象状況の予測	イ) 気象観測記録（風速、温度、雪、天候） ロ) 地元記録の収集	
(10) 交差道路などの調査	1) 橋長の検討 2) 径間割の検討 3) 桁下高の検討 4) 施工方法の検討	イ) 交差道路、鉄道などの幅員、標高、建築限界、横断構成・縦断勾配などの状況 ロ) 将来計画ならびに地下埋設物	
(11) 橋梁添架物調査	1) 添架物の寸法、重量および取付方法の検討	イ) 橋梁位置における既設地下埋設物 ロ) 電信電話、上下水道、電力、ガスなどの新設計画および道路管理用施設	

第1編 橋梁計画

表1-3 調査項目（その3）

調査の種類		調査目的	調査内容	摘要
(12) 施 工 条 件 の 調 査	既存資料 調 査	1) 下部構造の設計、施工全般 についての参考資料	イ) 実施例の設計図書、施工記録 ロ) 関係者の体験談および専門家 の意見聴取	
	周辺環境 調 査	1) 施工による周辺への影響度 の把握 2) 工法、使用機械器具、作業 方法などの検討 3) 周辺環境の保全対策の検討	イ) 周辺の建物、騒音、振動、 地盤の変動、井戸の水位、 水質、交通などの状況 ロ) 採用しようとする工法、使用 機械器具、作業方法により施 工時に予想される騒音、振動、 地盤沈下などの発生の度合お よび井戸水、交通状況の変化 ハ) 史跡、文化財、病院、学校な どの有無 ニ) 防雪林、水源地、温泉などの 特殊な環境の有無	
	作業環境 調 査	1) 作業上の諸制約条件の把握 2) 近接構造物と当該下部構造 との相互の影響度の把握 3) 工法、工事用諸設備の位置、 使用機械器具、作業方法な どの検討 4) 工事用道路の幅員、桁下、 曲がり角	イ) 作業面積、作業空間、工事用 道路の幅員、線形、交通量、 交通規制の有無など ロ) 掘削土砂および安定液の処分 場所、処分可能量および処分 方法 ハ) 近接構造物	

## 第1編 橋梁計画

(2) 地盤調査は、予備調査と本調査に区分しておこなうこと。

1) 予備調査は、本調査を実施する以前に路線全般にわたる地盤の構成、ならびに土質の総括的な性状など地盤に関する情報をおおまかに知るためにおこなう調査であり、橋梁形式決定の基礎データにするものである。

イ) ボーリングは、既存の地盤調査資料や現地の地表踏査結果にもとづき、地質の概要がつかめる程度とする。

ア) ボーリング本数は、橋梁架橋地点の橋台計画位置に各1本と、橋脚の計画がある場合は、中間地点に1～2本程度とし、その配置は原則として道路幅員内で千鳥とする。ただし、横断方向に支持層の変化が大きいと判断される地形においては、別途考慮する。

イ) ボーリング深度は、支持層となり得る厚さを確認できる深さまでとする。なお、支持層とは、砂質土でN=30、粘性土でN=20以上で厚さ5m以上とする。

ウ) 予備調査であっても、調査の二重手間を防ぐため、詳細設計において必要な試験（原位置、室内など）もあわせておこなう。

エ) 踏査は、架橋周辺を特に綿密におこない、既存の調査資料とあわせて、その箇所地層状態が把握できる程度とする。

2) 本調査は、決定された橋梁形式をもとに、下部構造位置で設計に対する判断を下すのに有効な調査をおこなうものである。したがって、予備調査の調査項目と関連付け、必要な各種試験（物理試験、力学試験など）を実施し、地盤の地層構成、およびその特性を十分把握することに重点を置くこと。

イ) ボーリングは、予備調査と関連付け、橋台、橋脚の各位置でおこなうものとし、その地点数は、表1-4のとおりとする。

表1-4 ボーリング地点数

地盤条件		構造形式		
		直接基礎	杭基礎	ケーソン基礎 鋼管矢板基礎
支持層の予想 される状態	不連続性の互層	A	A	A
	不整合 傾斜	B	B	B
〔備考〕		A：橋台、橋脚1基につき少なくとも1点 B：橋台、橋脚1基につき少なくとも上下流または左右2点		

ロ) 山岳部の橋梁などで、基礎構造が深礎基礎となる場合は、下記により調査をおこなうこと。

ア) 深礎杭が2本以上の橋台、橋脚は、フーチングの四隅においてボーリングをおこなう。

イ) ラーメン橋台は、各深礎杭の位置でボーリングをおこなう。

ウ) N値、孔内水平載荷試験などの原位置試験、および岩盤層の確認は1本とし、他は岩盤線の位置確認とする。

## 第1編 橋梁計画

- ハ) 調査は、下記事項を把握することを目的としておこなうものとする。
- a) 地盤成層状態
  - b) 圧密沈下、支持力
  - c) 地下水、被圧地下水の有無
  - d) 地盤の変形特性

### 2-5 添架物

電信電話、水道、電力、ガスなどの占用物件、および道路管理用施設の添架については、事前に当該管理者と十分に協議をおこなうこと。

- (1) 橋梁に添架計画がある場合、橋梁形式に影響することもありうることから、早めの協議をおこなうこと。
- (2) 道路管理用施設とは、標識、照明灯、道路情報収集提供施設、非常警報設備などの電源線、通信線、および電線管、ならびに消火栓のための給水管などをいう。
- (3) 添架物の配置計画においては、橋梁本体の点検や維持管理に支障を来さないよう配慮する。

### 2-6 河川橋

- (1) 橋台の位置・底面高、橋脚の形状・フーチングの根入れ、河積阻害率、径間長、桁下余裕高などは当該河川管理者と協議すること。
- (2) 河川改修計画の有無、既存河川施設との整合、および河川管理上の条件などについては、計画に先立ち事前に河川管理者と十分打合せのうえ、橋梁計画をおこなうこと。
- (3) ダムなどに架橋する場合の桁下高については、ダム管理者と協議すること。
- (4) 橋には、河川の管理用通路構造に支障を及ぼさないよう、取付通路、その他必要な施設を設ける。

- (1) 河川区域内に設ける橋の橋台位置、橋脚形状、径間長、桁下余裕高などは、「河川管理施設等構造令」を参照にし当該河川管理者との協議により定めるが、直轄河川にあつては原則として以下に示すようにとりあつかう。

1) 橋台

1) 河川の有堤部に設ける橋台の前面位置は、次のとおりとする。

a) 川幅50m以上 —— 堤防法面とH.W.Lとの交点より前に躯体は出さない。

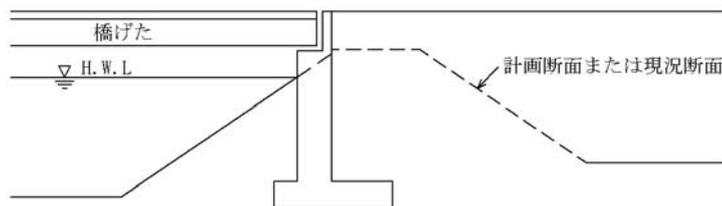


図1-2 橋台前面の位置 (川幅50m以上)

b) 川幅50m未満 —— 堤防法線より前に躯体は出さない。

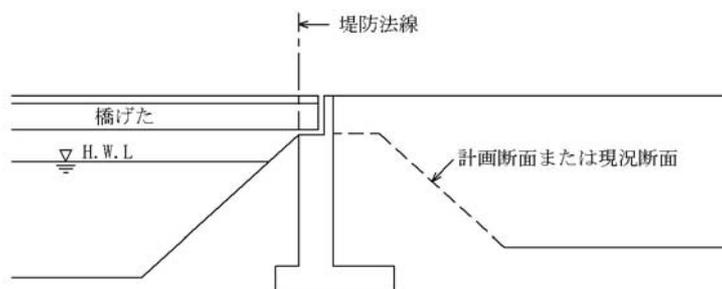


図1-3 橋台前面の位置 (川幅50m未満)

2) 橋台は、原則として堤防法線と平行に設けるものとし、やむを得ず、平行にできない場合は、下記による。

a) 食込み角度は、堤防法線に対し、 $20^\circ$  以下とする。

b) 食込み幅は、堤防天端幅の1/3以下 (最大2m) とする。

c) 橋台が堤体に食込む場合は、図1-4に示すような、堤防の食込み幅以上の裏腹付けなどの堤防補強をおこなう。

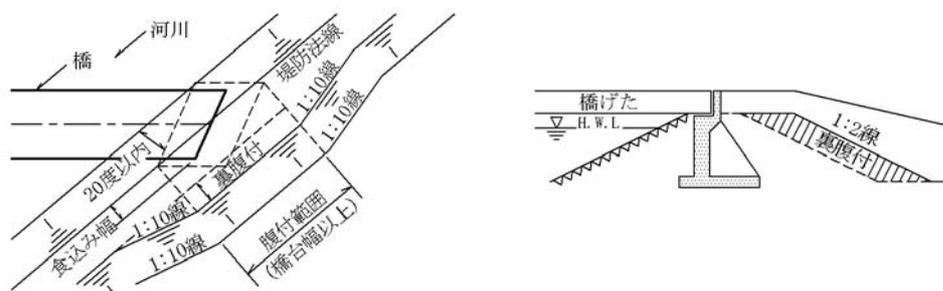


図1-4 堤防への食込みに対する補強

ハ) 堤防に設けるフーチング下面是、図1-5に示すように、直接基礎橋台のフーチング下面是「堤防の地盤高」以下とし、杭基礎橋台のフーチング上面は「堤防の地盤高」以下とする。「堤防の地盤高」は、図1-6による。なお、堤防の地盤面を明確に区分できず(c)のように推定による場合は、高水敷幅が「20m未満」の時は「①堤内地盤高と河床を結んだ線」とし、高水敷幅が「20m以上」の時は「②堤内地盤高と高水敷を結んだ線」とする。

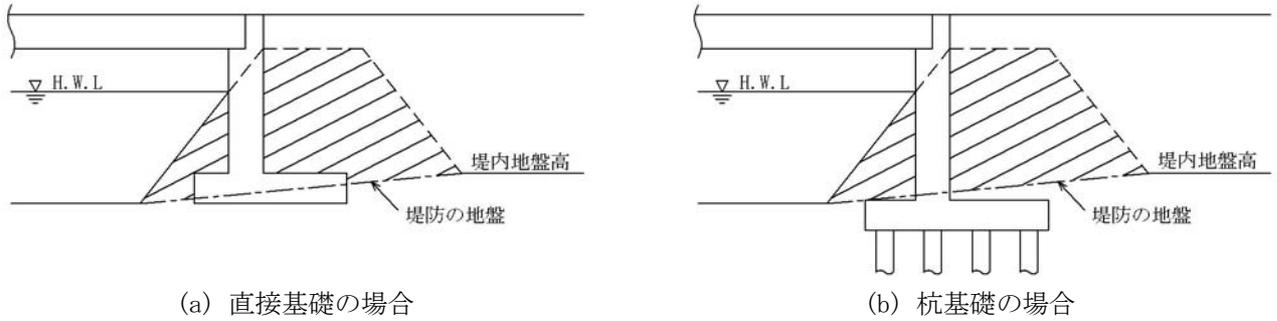
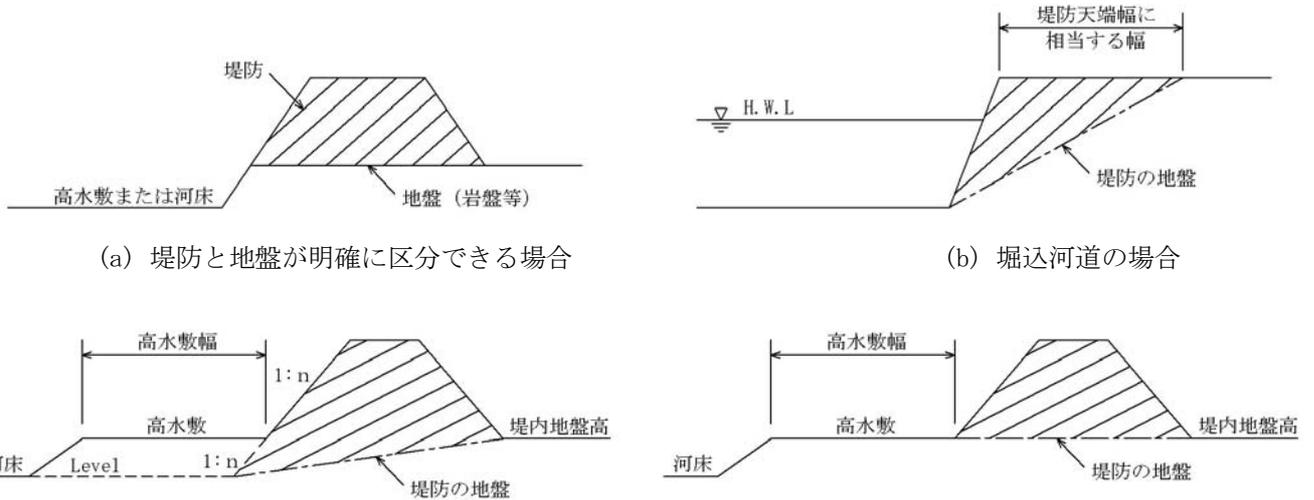


図1-5 フーチングの位置



[高水敷幅が20m未満または既往の河岸洗堀幅以下の場合]

[高水敷幅が20m以上でかつ既往の河岸洗堀幅以上の場合]

(c) 堤防と地盤が明確に区分できない場合

図1-6 堤防の地盤高

## 2) 橋脚

1) 橋脚形状は、原則として細長い楕円形（小判形）とし、方向は、流心方向と平行とする。

ただし、やむを得ず、河川の合流点や湾曲部、または、洪水時の流向と低水路流心線が平行でない位置に架橋しなければならない場合、あるいは、乱流河川などでは、方向性のない円形断面とすることができる。この場合でも円形断面は低水路部のみにとどめ、高水敷部は極力、楕円形（小判形）とする。

また、張出式橋脚における張出部の付根下面高の位置は、原則としてH.W.Lより上にする。

第1編 橋梁計画

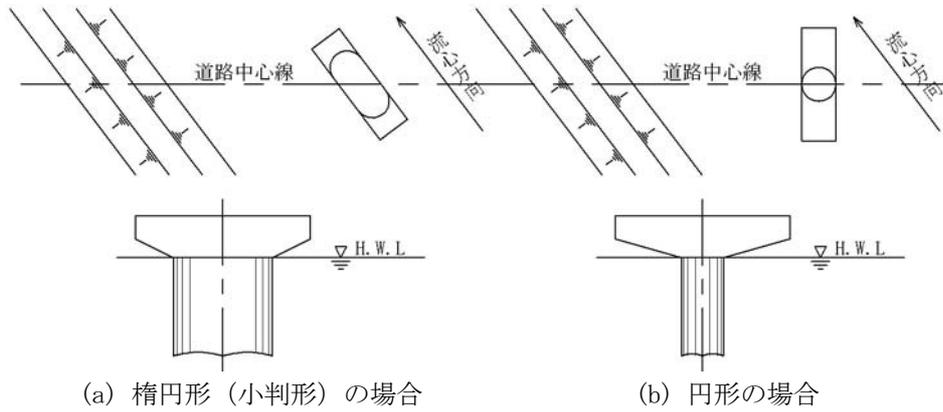


図1-7 橋脚の形状と方向

ロ) 河積阻害率は、原則として5%以下を目安とするが、橋の構造上やむを得ず5%を超える場合は、河川管理者と協議のうえ、6%以下とすることができる。

また、高規格道路の阻害率については、原則として7%以下を目安とするが、やむを得ない場合は、河川管理者と協議のうえ、8%以下とすることができる。

なお、背水区間など特殊な箇所へ架橋する場合の阻害率は、河川管理者との協議により決定する。

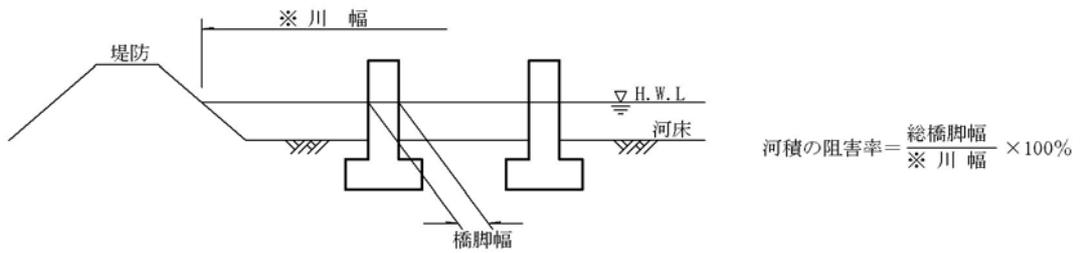


図1-8 河積阻害率

ハ) 橋脚の根入れは、次のとおりとする。

a) 河道内橋脚のフーチング上面は、低水路においては、計画河床、または架橋位置前後の局所洗掘を考慮した最深河床のいずれか深い方の河床高から深さ2m以上の部分に設けるものとし、高水敷においては、計画高水敷、または現況高水敷のいずれか低い方の高水敷高から1m以上の部分に設ける。

b) 河床低下の恐れがある場合、または乱流河川などで河床変動の著しい場合は、最低基準の2mにとらわれず、もっと深い位置に根入れする。

c) 低水路河岸ののり肩から20m以内の高水敷に設ける橋脚の根入れは、低水路あつかいと、その範囲は図1-9のとおりとする。なお、距離の捉え方は図1-10とする。

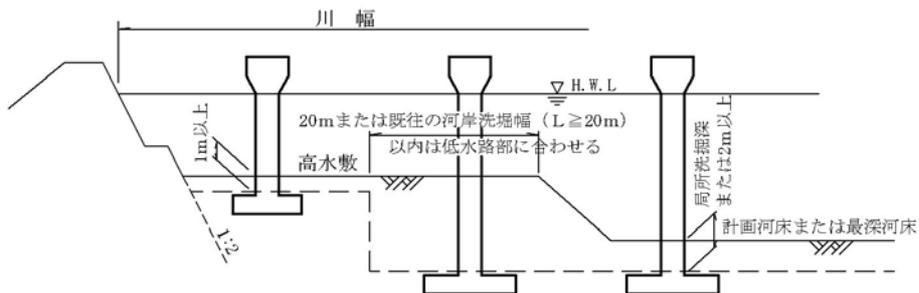


図1-9 橋脚の根入れ

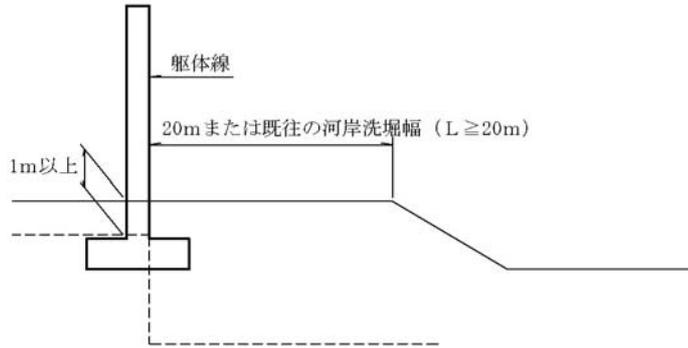


図1-10 高水敷部の低水路あつかいの範囲

d) 橋脚のフーチング底面が岩盤に接するとき、河床に岩が露出しているとき、および長期にわたって河床の変動が認められないときは、低水路の河床、または高水敷より下の部分に設けることができるが、岩盤の風化、流水の影響などを考慮して、低水路においては1m以上の根入れを確保する。

なお、この場合埋戻しは貧配合のコンクリートを用いる。

e) 局所洗掘深は、架橋地点のみでなく影響範囲内で検討するものとし、河川管理者との協議により定める。

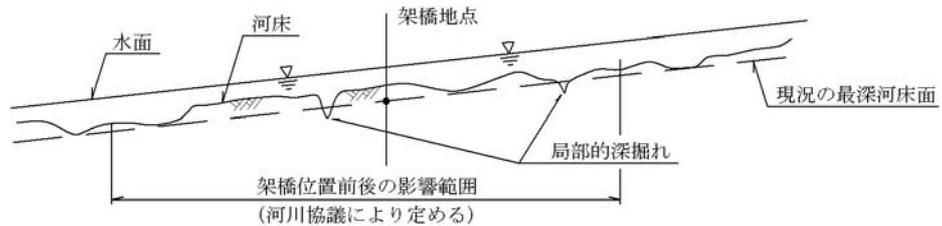


図1-11 洗堀を検討する範囲

二) 橋脚の位置は、原則として径間長によって定めるが、次の点に留意する。

- a) 河岸または堤防ののり先、および低水河岸ののり肩から、それぞれ10m（計画高水流量が500m<sup>3</sup>/S未満の河川にあつては5m）以上離す。
- b) 河岸または堤防ののり先、および低水河岸ののり肩付近に橋脚を設置せざるを得ない場合は、必要に応じ護岸をより強固なものとするとともに、橋脚周辺に5m以上の護床工、または高水敷保護工を設ける。

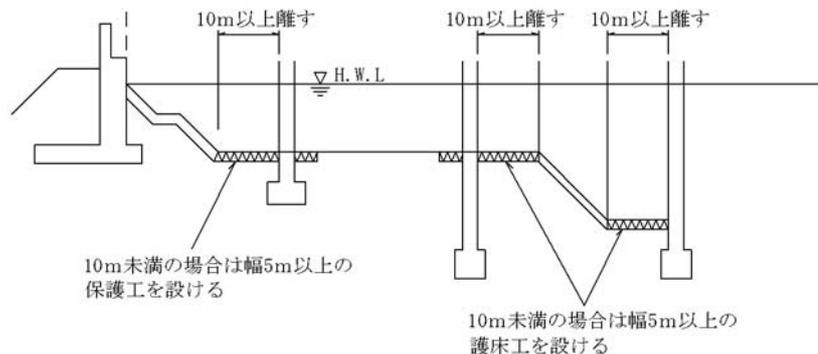
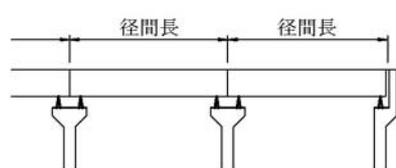


図1-12 橋脚の位置

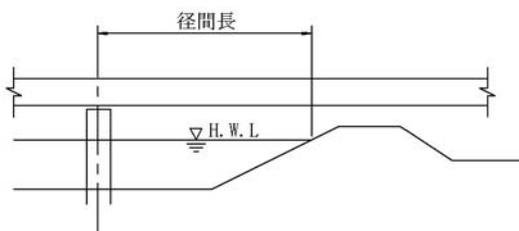
3) 径間長

1) 径間長についての、河川管理上のとりあつかいは、次のとおりとする。

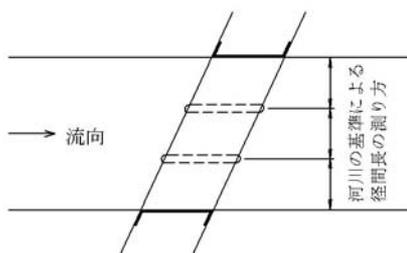
- a) 橋脚中心間距離。
- b) 橋台と橋脚間については、橋台のパラペット表側の面から河道内の直近の橋脚中心線までの距離。
- c) 高架橋などで橋台を設けない場合は、計画高水位と河岸または堤防のり面との交点から河道内の直近の橋脚中心線までの距離。
- d) 斜橋の場合は、洪水が流下する方向と直角の方向に河川を横断する垂直な平面に投影した距離。



(a) 橋の径間長



(b) 高架橋の径間長



(c) 斜橋の径間長

図1-13 径間長

ロ) 橋の径間長および径間数の決定は、図1-14による。

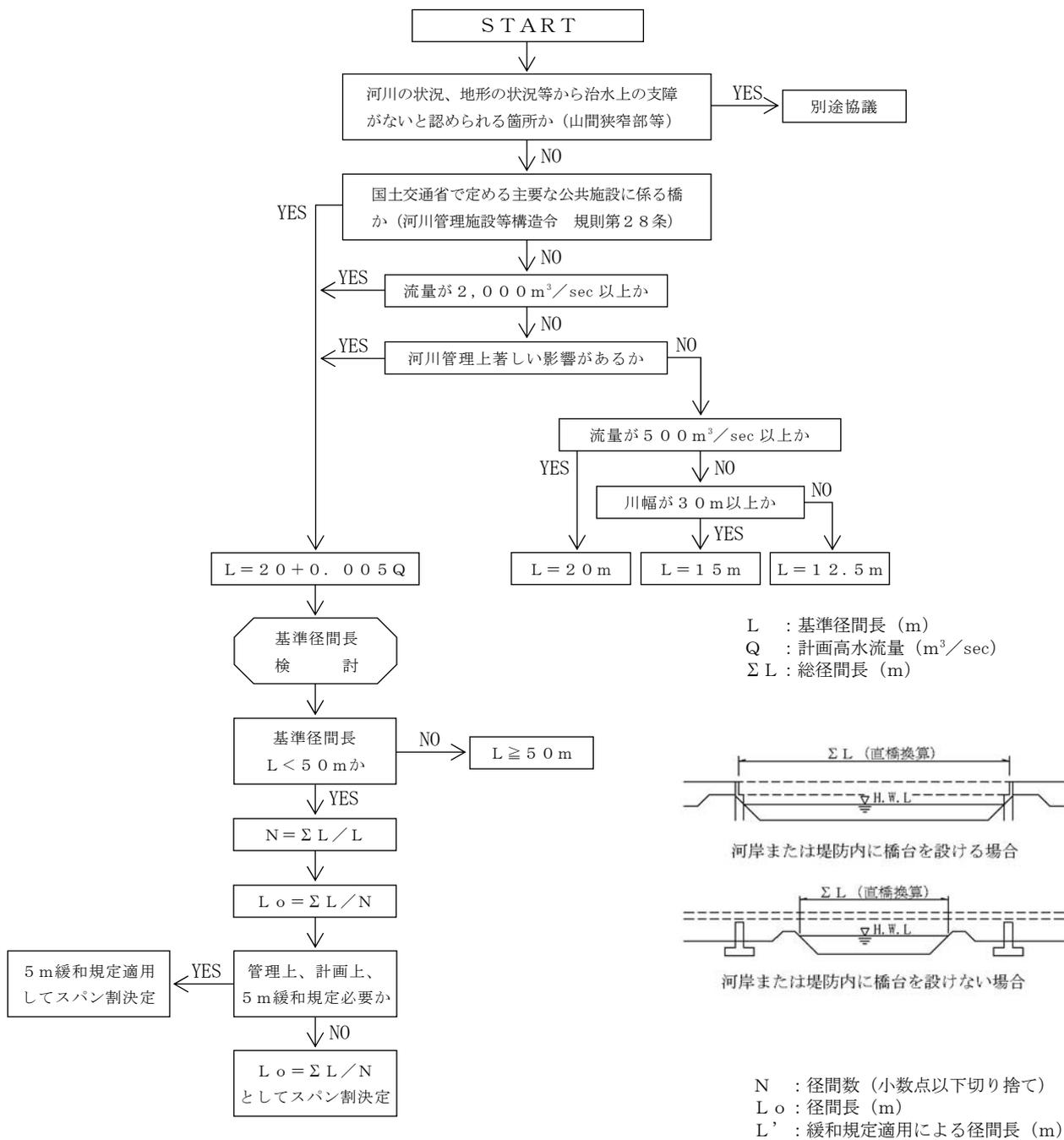


図1-14 径間長、径間数の決定フロー

第1編 橋梁計画

ハ) 橋、堰、その他河川を横断して設けられている施設（以下、「既設の橋等」という）に近接して設ける橋（以下「近接橋」という）の径間長は、前項によるほか、次による。

ただし、既設の橋などの改築、または撤去が5年以内におこなわれる場合は、これによらなくてよい。

- a) 既設の橋などと近接橋との距離が基準径間長未満である場合は、近接橋の橋脚を既設の橋脚などの見通し線上に設ける。
- b) 既設の橋などと近接橋との距離が基準径間長以上であって、かつ、川幅（200mを超える場合は200m）以内の場合は、近接橋の橋脚を既設の橋脚などの見通し線上、または既設の橋などの径間中央の見通し線上に設ける。
- c) 近接橋の径間長が70m以上の場合は、基準径間長より10mを減じた値以上とすることができる。
- d) 近接橋の流心部の径間長が70m以上の場合は、径間長の平均値を基準径間長から10mを減じた値（30m未満となる場合は30m）以上とすることができる。

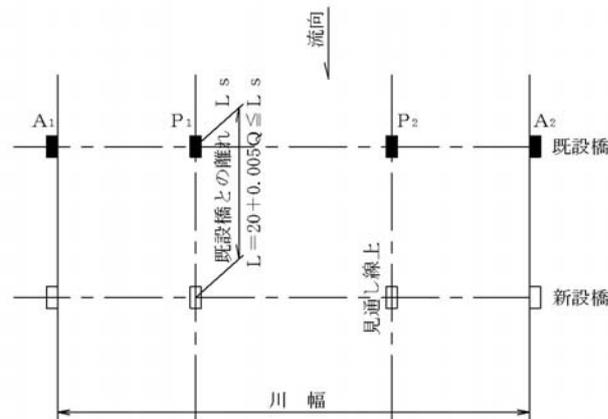


図1-15 近接橋における橋脚の配置

ニ) 流心部以外の径間は全体の径間数を変えないで25m以上の範囲で短くすることができる。この場合、短くした分だけ流心部径間長を長くする。

4) 桁下高など

1) 桁下高は、計画高水位に計画高水流量に応じた余裕高を加えた値以上で、高潮区間においては計画高潮位を下回らず、その他の区間においては、当該地点における河川の兩岸の堤防（計画横断形が定められている場合において、計画堤防高が現況の堤防高より低く、かつ、治水上の支障がないと認められるとき、または計画堤防高が現況の堤防高より高いときは計画堤防）の表のり肩を結ぶ線の高さを下回らない。

表1-5 余裕高

計画高水流量 (単位1秒につき立方メートル)	計画高水位に加える値 (単位：メートル)
200未満	0.6
200以上 500未満	0.8
500以上 2,000未満	1.0
2,000以上 5,000未満	1.2
5,000以上 10,000未満	1.5
10,000以上	2.0

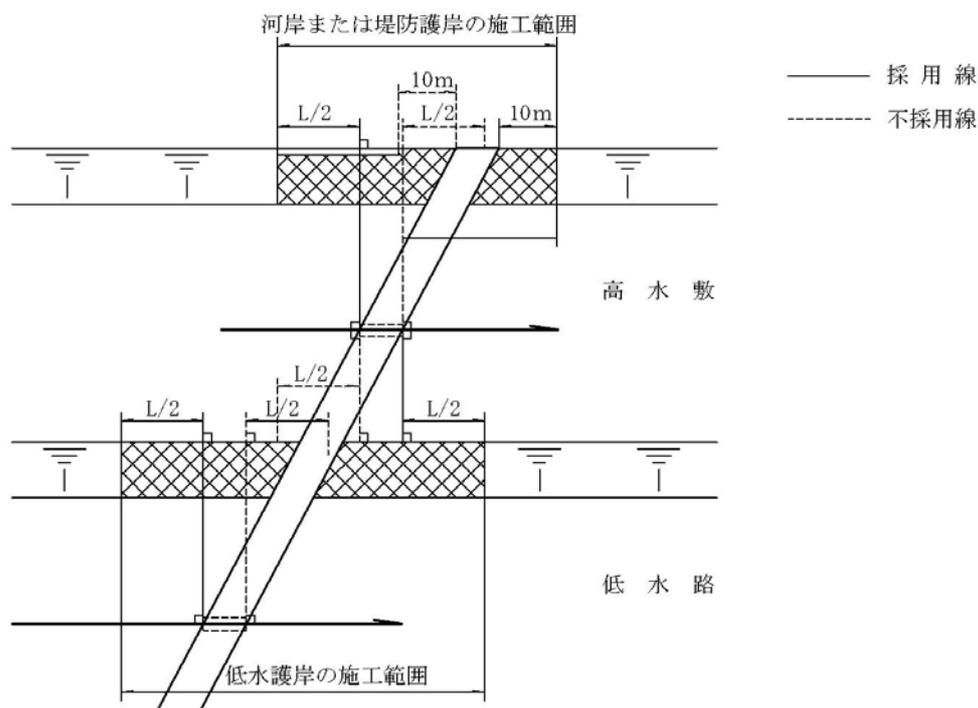
ロ) 背水区間または高潮区間における橋面の高さは、橋が横断する堤防の高さ以上とする。

5) 護岸

橋の設置にともない必要とする護岸は、下記により設ける。ただし、地質の状況などにより、河岸または堤防の洗堀の恐れがない場合や、その他治水上の支障がないと認められる場合は、これによらなくてもよい。

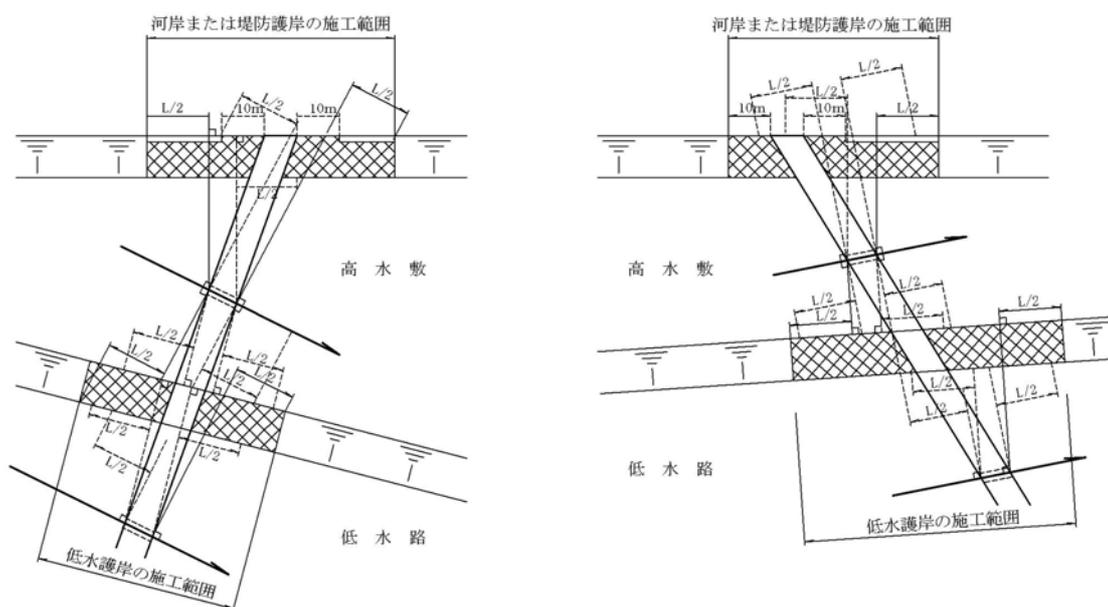
1) 一般の橋梁の場合、「河川管理施設等構造令」の定めにより図1-16 (a) の範囲について設ける。やむを得ず湾曲部や急流区間および洪水が流下する方向と堤防法線（低水路法線）の方向が一致しない場合、または、橋脚の洪水が流下する方向の長さが著しく長い場合においては図1-16 (b) の範囲について設ける。

- a) 河道内に橋脚を設けるときは、河岸または堤防に最も近接する橋脚の上流端および下流端から、上流および下流に、それぞれ基準径間長の1/2の距離の地点を結ぶ区間以上の区間に設ける。
- b) 河岸または堤防に近接する橋脚の上流端および下流端から堤防法線に直角に引いた線と堤防法線が交わる点、または、洪水が流下する方向に直角に引いた線と堤防法線が交わる点のいずれか長い地点より基準径間長の1/2の距離の地点を結ぶ区間以上の区間に設ける。
- c) 河岸または堤防に橋台を設けるときは、橋台の躯体両端から、上流および下流に、それぞれ10mの地点を結ぶ区間以上の区間に設ける。



(a) 洪水が流下する方向と堤防または低水路法線の方向が一致する場合

第1編 橋梁計画



(b) 洪水が流下する方向と堤防または低水路法線の方向が一致しない場合

図1-16 橋の設置に伴う護岸長

- d) 河岸（低水路の河岸を除く）または堤防の護岸の高さは、計画高水位以上とする。  
 ただし、橋の設置にともない、流水が著しく変化することとなる区間にあつては、河岸または堤防の高さとする。

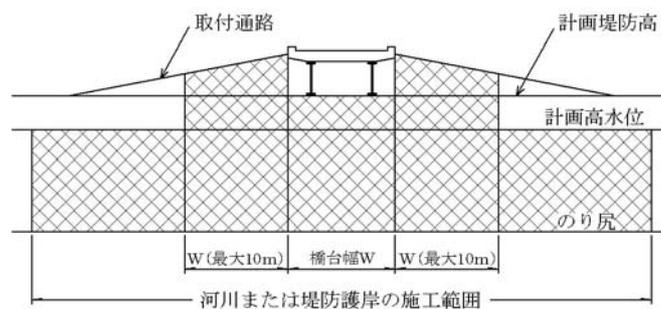


図1-17 橋の設置に伴う護岸の高さ

- e) 低水路の河岸の護岸の高さは、低水路の河岸の高さとする。

## 第1編 橋梁計画

(2) 河川と交差する場合、下記事項について、協議に先立ち、事前に河川管理者と十分打合せをおこなうこと。

- 1) 河川現況（堤防・河道の縦断および横断形状、最深河床高、現況流下能力など）
- 2) 河川改修計画の有無（計画河川断面、計画河床高、計画高水流量、計画高水位、計画河床こう配など）
- 3) 管理用通路
- 4) 施工時水位、施工可能期間などの施工条件
- 5) 下部構造の施工方法、上部構造の架設方法
- 6) 舟航との関係（利水上）
- 7) 護岸工の種類および範囲

(4) 橋には、河川管理に支障を及ぼさないように、取付道路、その他必要な施設を設けるが、「取付通路」とは、平面交差のための堤防上の取付部をいい、「その他必要な施設」とは、立体交差のための函渠などをいう。

- 1) 取付通路の構造は、次による。
  - イ) 幅員は、原則として、堤防天端幅以上とし、のりこう配は堤防ののりこう配以下として確保するが、土地利用の状況などで、特にやむを得ないと認められる場合は、土留擁壁などを設ける。
  - ロ) 縦断こう配は、6%以下とし、橋梁付近には5m程度のレベル区間を設ける。
  - ハ) 平面すり付けは、1:10以上とする。

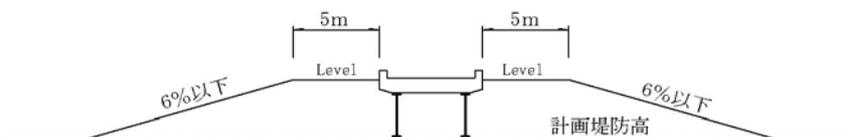


図1-18 取付通路の縦断勾配

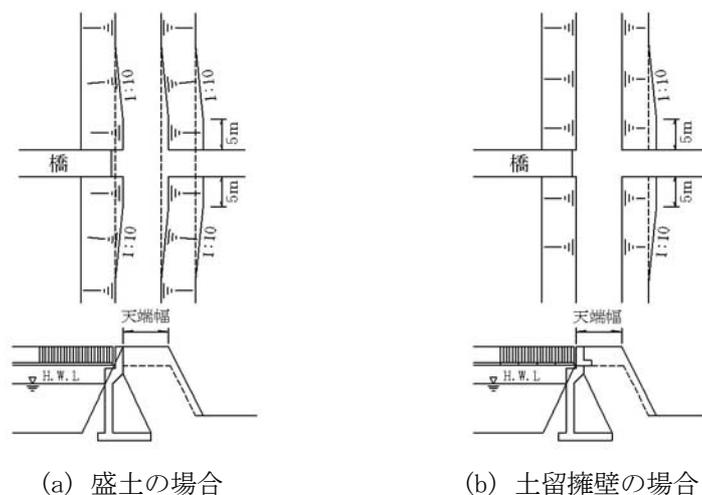


図1-19 取付通路の構造

## 第1編 橋梁計画

2) 立体交差のための函渠などのとりあつかいは、次のとおりとする。

- イ) 計画高水流量が $1,000\text{m}^3/\text{S}$ 以上、または、その他重要な区間（直轄管理区間）に設ける橋で、計画交通量が $6,000$ 台/日以上の場合は、原則として、平面交差のほか立体交差を併設する。
  - ロ) 橋と交差する管理用通路が兼用道路で、当該道路に渋滞対策として、その計画交通量に応じた右折車線を設置する場合の立体交差の併設については、河川管理者と協議する。
  - ハ) 平面交差と立体交差を併設すべき場合でも建築限界確保のため地下道形式となる場合または、立体交差とするために著しく費用増となる場合は河川管理者との協議により平面交差とすることができる。
  - ニ) 堤防から概ね $100\text{m}$ 以内の箇所に、所定の建築限界を有する通路がある場合の立体交差の併設については、河川管理者と協議する。
  - ホ) 上記以外の立体交差の併設については、河川管理者と協議する。
- 3) 高規格道路の橋、および高架橋などの管理用通路は、立体交差のみとし、その路面高は堤防天端高とし、建築限界 $4.5\text{m}$ を確保することを原則とする。やむを得ない場合は、「①路面高を堤防天端高とし、建築限界 $2.5\text{m}$ を確保」または、「②路面高をH.W.L以上とし、建築限界 $4.5\text{m}$ を確保」のいずれか高い方とする。

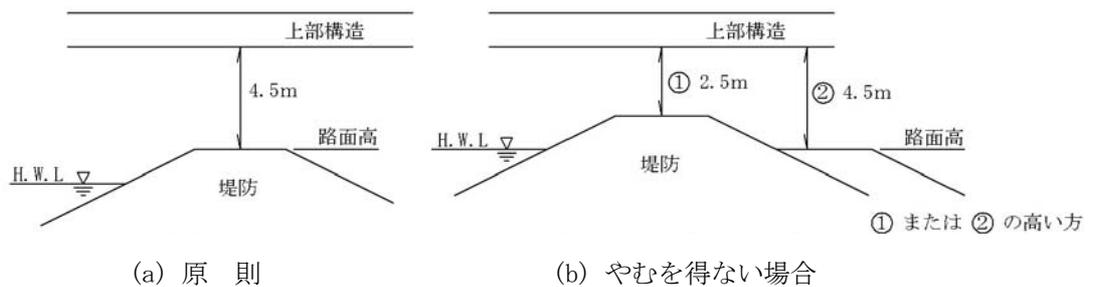


図1-20 高規格道路等における管理用通路の路面高

(5) 河川部を含めて高架橋とする場合の堤防付近の橋脚などのとりあつかいは、次のとおりとする。

- 1) 堤内地側堤防に近接する橋脚は、下図の斜線内に設置してはならない。

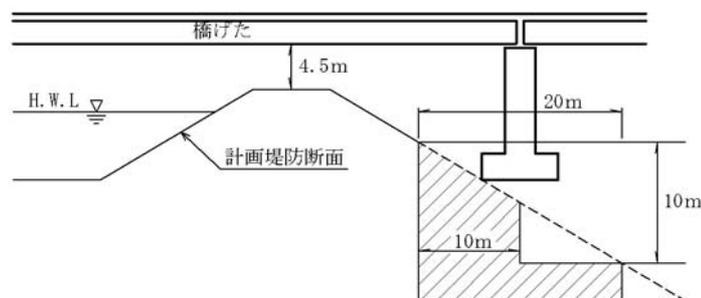


図1-21 橋脚の位置

2) 橋の下の河岸または堤防を護岸工で保護する範囲は、図1-22のとおりとする。

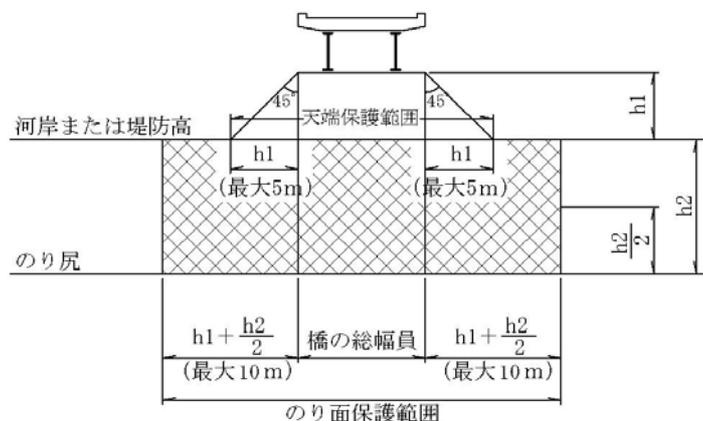


図1-22 橋の下の河岸または堤防を保護する範囲

3) 堤防管理用通路の建築限界高は、原則として4.5mを確保する。

## 2-7 こ道橋

- (1) こ道橋の計画においては、橋本体と交差道路の維持管理に必要な空間を確保することとし、計画に必要な事項については、当該道路管理者と協議をすることものとする。
- (2) こ道橋の斜角は、補修時の交差道路への影響に配慮し、構造的・耐久性向上の観点から70°以上とする。

(1) 直轄国道と他の道路以外の道路（林道、港湾道路、農道など）が立体交差する場合も準用する。こ道橋の橋長の検討にあたっては、交差道路の建築限界に加え、下部構造検査路の設置スペースや被災時の緊急点検に必要な空間など、維持管理行為に必要な余裕を確保する。桁下余裕としては、吊り足場の設置余裕のほか補修工事の作業空間として概ね1.0m程度を確保することが望ましい。ただし、交通量の少ない道路と交差するこ道橋においては、迂回路の有無、橋梁点検時の通行止めの可否などを道路管理者と協議のうえ決定する。

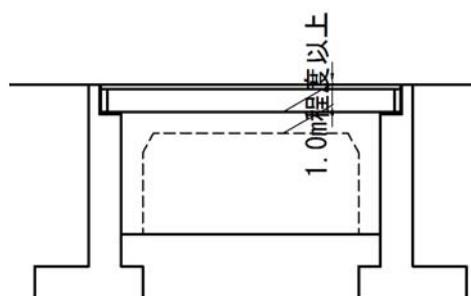


図1-23 こ道橋の桁下高

## 第1編 橋梁計画

この道橋の計画にあたって、当該道路管理者と協議により決定する事項は、次のとおりとする。

- 1) 道路規格、設計速度、幅員構成および建築限界
- 2) 橋台、橋脚の設置位置、方向、形状およびフーチング根入れ
- 3) 施工時の制約条件
- 4) 道路管理用施設の橋梁添架
- 5) 地下埋設物件の有無
- 6) 視距、堆雪幅
- 7) 拡幅計画がある場合の費用負担
- 8) 管理区分

協議に際しての留意事項は、次のとおりとする。

- 1) 幅員は、現況幅員を現地立会いのうえ決定するとともに、当該道路に拡幅計画がある場合は、事業調整をおこなう。
  - 2) 当該道路が都市計画道路で都市計画決定済みのものについては、決定済みの幅員を基本に検討する。
  - 3) 現況幅員は、国道との交差部分を含む相当区間における、路肩端から路肩端までの平均的幅員とする。
  - 4) 平面および縦断計画は、現況と同等程度を基本とし、過大とならないようおこなう。
  - 5) 国道を他の道路が横過する場合の桁下高は、道路計画高より4.7m+1.0m程度を確保するものとし、他の道路を国道が横過する場合の桁下高は、当該道路管理者と協議のうえ、決定すること。
  - 6) 国道を他の道路が横過する場合、橋台・橋脚の位置、および根入れについては、イ)～ハ)のとおりし、他の道路を国道が横過する場合の橋台・橋脚の位置、及び根入れについては、当該道路管理者と協議の上、決定すること。
- イ) 道路の建築限界の鉛直線の延長線内にはフーチングは入れない。ただし、歩道がある場合は歩道部の下に入れることができる。

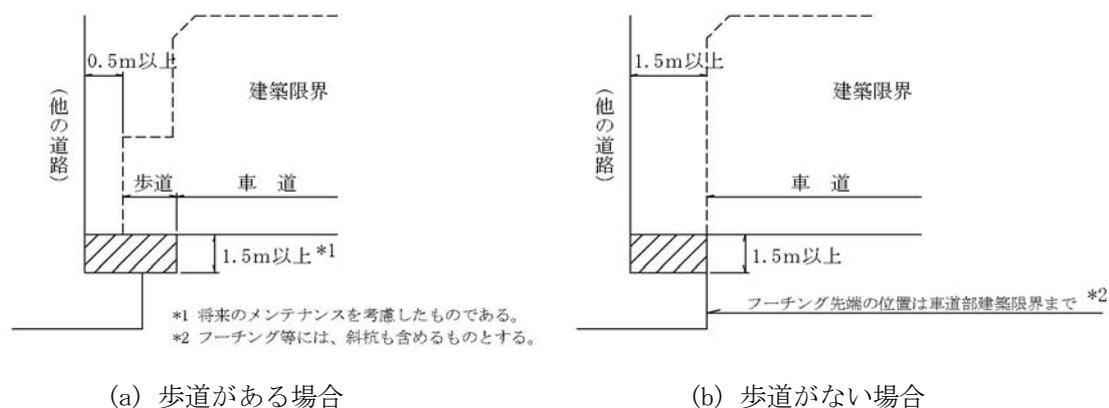


図1-23 フーチングと建築限界の関係

## 第1編 橋梁計画

- ロ) 橋台・橋脚の壁面は、国道においては、4車線以上の区間は制動停止視距、2車線の区間は追越視距を確保できる位置とする。
- ハ) 冬期除雪の必要な道路では、必要に応じ建築限界の外側に除雪余裕幅を確保する。
- ニ) 水路敷などは、原則として建築限界外に確保する。
- ホ) 中央分離帯への橋脚の設置は、原則として認めない。
- ヘ) フーチングなどは、占用物件を考慮した位置とするが、構造上やむを得ない場合は、表1-6の埋設深を参考に検討する。

表1-6 埋設深 (単位：m)

	車道以外	車道
電 々	0.6	0.8 (0.6)
電 力	0.6	0.8 (0.6)
ガ ス	1.2 (0.6)	1.2 (0.6)
水 道	1.2 (0.6)	1.2 (0.6)
下水道	3.0 (1.0)	3.0 (1.0)

\* ( ) 内数値は工事实施上やむを得ない場合(通達に規定する特定の業種を使用する場合を含む)

- (2) こ道橋の斜角は、補修時の交差道路への影響についても配慮する必要があることから、上部構造及び床版の構造性・耐久性向上の観点から、斜角の影響による床版端部の主鉄筋の追加配置(主桁直角方向+支承線方向)が不要となる70°以上として検討することとした。

なお、斜角が75°以上の場合には、斜め橋台としてのフーチングの幅が不要となることから、経済性や用地幅、将来の幅員計画の有無などを総合的に判断して斜角を決定することが必要である。

### 2-8 高架橋

- (1) 高架橋は、横過する物件ごとに、建築限界などの条件について当該管理者と協議をおこない、計画条件、施工条件、経済性を考慮して、橋長、径間割、橋種などを決定する。
- (2) 市街地などの高架橋の橋長は、土工部と橋梁部の経済比較による。
- (3) 高架橋として計画するものは、次のとおりとする。
  - 1) 高盛土で高架橋が有利な場合。
  - 2) 軟弱地盤や急傾斜地で盛土とした場合、施工中のみならず完成後においても、地盤のすべりに対する安全性が懸念される場合。
  - 3) 市街地の近郊、集落を分断するなどから、やむを得ない場合。
  - 4) 地すべり、雪崩地帯など、構造的に橋梁が有利な場合。

- (1) 市街地などの高架橋は、通風性や地域社会の分断など環境上の制約があり、単に経済比較だけでは決定できない場合もあるが、橋長決定にあたっては、原則として経済比較による。

# 第1編 橋梁計画

(2) 土工部と橋梁部の位置決定は、次の方法による。

- 1) メンテナンスの関係から2m程度の桁下空間を確保し、最小桁高を0.5m、最小盛土高を2.5mとし、この区間を比較範囲とする。

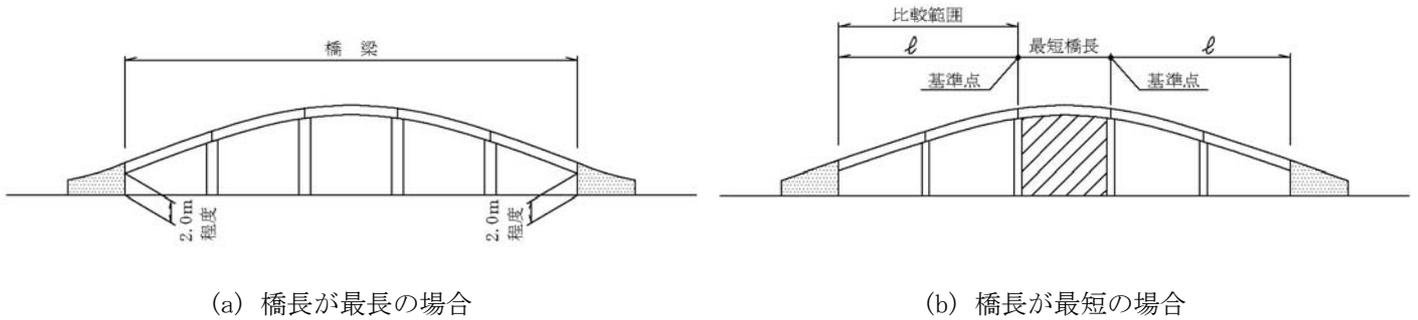


図1-24 比較範囲

- 2) 比較範囲の中で、土工工費と橋梁工費の和が最小となる橋長を求め、これに10%程度の誤差を加味し、 $L_1$ と $L_2$ の範囲で橋長を決定する。

なお、土工工費曲線の作成にあたっては、用地費も含むものとし、市街地で用地費が高い場合は、擁壁なども考慮する。

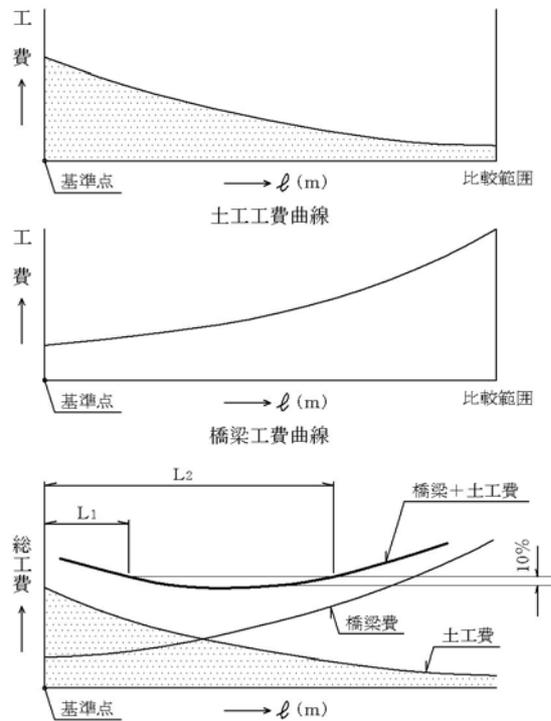


図1-25 工費曲線図

- 3) 橋梁工費は、交差する道路および鉄道の有無、軟弱地盤処理の有無、基礎工、仮設工法などに配慮して支間長を決定のうえ、概略の橋梁形式を定め、総合的に算出する。

## 2-9 こ線橋

- (1) こ線橋の計画は、鉄道の建築限界に加え維持管理に必要な空間を確保することとし、設計計画に必要な事項については、当該鉄道管理者と協議をおこなうとともに、現地立会を実施し、設計要素などの確認をおこなうこと。
- (2) 橋長の決定にあたっては、施工基面幅、視距、除雪帯などを考慮するほか、下部構造検査路の設置スペースを確保する。また、斜角は補修時の交差道路への影響に配慮し、構造的・耐久性向上の観点から70°以上とする。
- (3) 上部構造形式および付属物は、将来のメンテナンスに配慮すること

- (1) こ線橋の桁下高は、交差条件による建築限界に対し、吊り足場の設置余裕や補修工事の作業空間として、概ね1.0m程度の桁下余裕を確保することが望ましい。

こ線橋の計画にあたっては、次の事項について当該鉄道管理者と協議して決定する。

- 1) 建築限界、施工基面幅、レール高、交差角
- 2) 橋台、橋脚の設置位置、方向、用地条件、土留位置
- 3) 地下埋設物件
- 4) 防護施設
- 5) 将来計画（電化計画の有無、線増計画の有無など）

現地立会は、交差角、レール高、建築限界、施工基面幅、視距、橋台・橋脚の位置、水準点、支障物件の移転、防護施設の有無、用地の確認、その他設計に必要な事項などについて実施する。

- (2) こ線橋においては、被災時の緊急点検を含む維持管理行為について、鉄道事業者に対してき電停止や近接許可などの申請が必要であり、道路管理者単独での維持管理は実施できない状況にある。き電停止や近接許可が不要な離隔を確保する方法も考えられるが、その場合でも鉄道事業者と個別、具体的に調整すべき事項は多い。また、鉄道用地をコントロールに下部構造位置を設定すると、大支間長となるなど著しく不経済となる場合があるため、下部構造検査路の設置スペースを最低限確保することとし、橋梁配置計画においては、下部構造の鉄道用地内設置を含め、管理者と協議して検討する。

こ線橋の斜角は、補修時の鉄道への影響に配慮し、こ道橋と同様、上部構造及び床版の構造的・耐久性向上の観点から70°以上として検討すること。

そのほか、除雪線区この線橋では、除雪帯として下部構造躯体前面から軌道中心までの離れ（5m以上考慮する人が多い）を確保する必要がある。また、軟弱地盤上に鉄道が建設されている場合は、道路盛土や締切りの影響で軌道が沈下や変位などの影響が懸念されるため、管理基準の変形量に留意し、構造物位置の検討を行うことが必要である。

- (3) こ線橋の上部構造形式および付属物は、経済性、構造的・施工性、将来のメンテナンスなどに配慮し、適切な形式を選定する。なお、鋼橋の場合は原則として耐候性鋼材を使用する。

また、鋼橋の場合は維持管理が容易ではないことを踏まえ、耐久性の高い防食・防錆方法を検討すること。

## 2-10 山岳部の橋梁

山岳部の橋梁は、周辺の地形、トンネルの位置、施工性、経済性、維持管理、自然条件（土石流、積雪、雪崩など）、工事用道路などの条件を総合的に判断して、橋梁計画をおこなう。

(1) 山岳部橋梁の計画に際し、留意すべき事項は次のとおりである。

- 1) 主径間の橋梁形式の選定にあたっては、谷部における土石流および雪崩の流下状況を十分考慮する。
- 2) アプローチの比較設計にあたっては、供用後の維持管理面を考慮し、長いのり面が生じないように土工部も含めて橋長の検討をおこなう。
- 3) 部材の搬入は、搬入路の幅員、最小曲線半径、輸送車両の総重量などが課題となることから、計画にあたっては、現地調査を実施し、部材長や重量などについて十分検討すること。
- 4) 斜面上の下部構造の位置、形式は搬入路を含めて施工性を十分考慮すること。

(2) 山岳部橋梁の橋長の決定は、地形により、次の3タイプに分類する。

Aタイプ：前後がトンネルとなる場合。

Bタイプ：谷部が主径間で前後がアプローチ区間となる場合。

Cタイプ：一方の橋台位置が自動的に決まる場合。

- 1) 前後がトンネルとなる場合は、上部構造の架設に際し、部材搬入はいずれか一方からとなり、架設上の最小スペースは8m程度が必要となる。したがって、橋台位置は、前面に斜面上の基礎としての余裕幅を確保し、掘削位置などトンネルとの整合を図り、坑門からパラペット前面までの距離を8m程度確保して橋長を決定する。これに依りがたい場合は、確実に施工できることを別途検証すること。

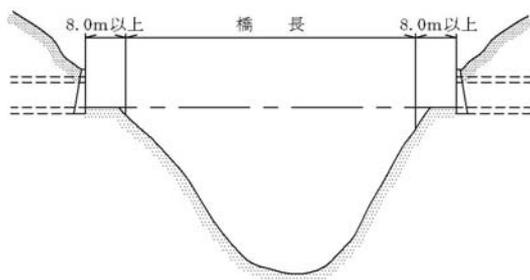
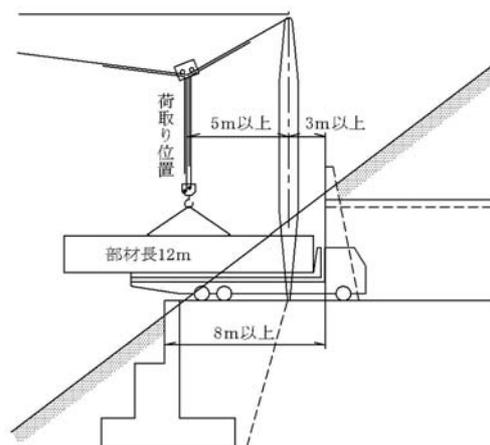


図1-26 Aタイプの例



※最大部材長を12mとした場合

図1-27 架設上の最小スペース

- 2) 谷部が主径間で前後がアプローチ区間となる場合は、総工費に支配的影響を及ぼすのは主径間であるから、主径間の形式を選定してから、アプローチスパンの比較範囲を定め、高架橋の要領で橋長を決定する。

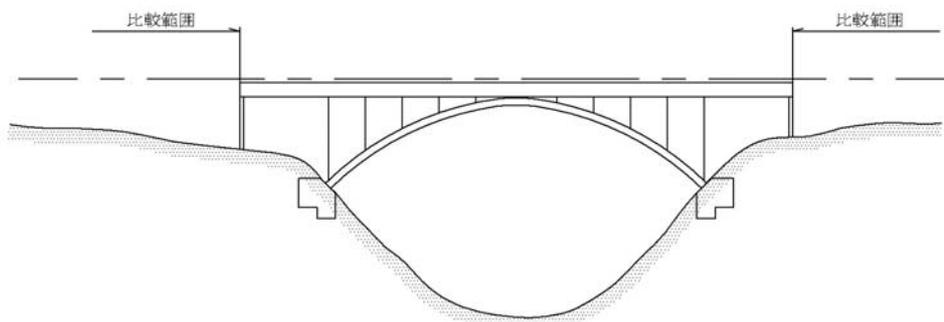


図1-28 Bタイプの例

- 3) 一方の橋台位置が自動的に決まる場合は、主径間の形式をできるだけ対称構造になるよう心掛けてアプローチスパンの比較範囲を定め、高架橋の要領で橋長を決定する。

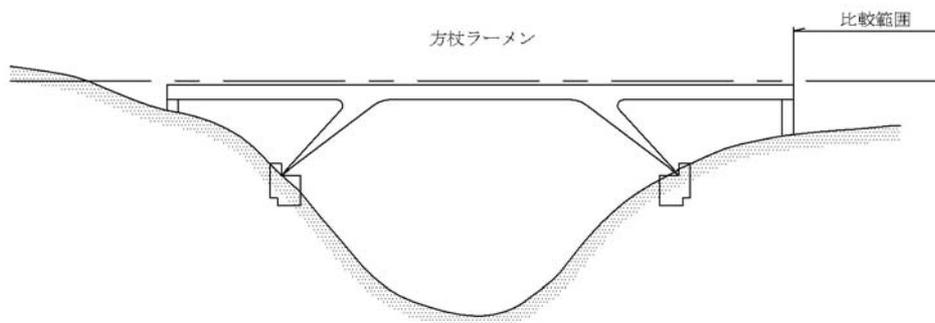


図1-29 Cタイプの例

(3) 多雪地域の桁下高さ

多積雪地域の鋼I桁では、積雪による沈降圧が桁に加わることや雪崩の発生による衝撃圧で雪害が懸念されるため、適切な桁下空間を確保する必要がある。桁下空間の設定は、立地条件によって大きく異なることから一概に決定できないが、設計積雪深（10年確率最大積雪深）以上を確保するのが良い。また、雪崩に関するけた下高さは現地状況等を勘案のうえ決定する。

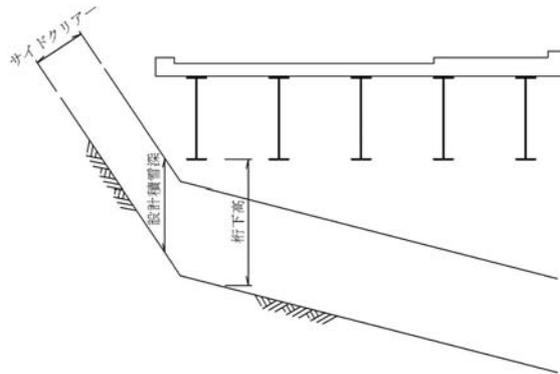


図1-30 多積雪地域の桁下高

2-11 剥落防止の必要な橋梁

こ線橋やこ道橋のようにコンクリート片の剥落により第三者に被害を与える可能性がある橋梁は、適切な剥落防止を施す。

コンクリート片の剥落によって第三者被害が予想されるこ線橋やこ道橋などでは、剥落防止を行なうものとする。剥落防止は短繊維を混入したコンクリートを用いること。

短繊維を混入させる部材や範囲はこ線橋では管理者と協議して決めるが、一般的に必要な部材とは現場打ちコンクリートとし、RC構造物では床版、地覆、剛性防護柵などや、PC構造物では場所打ち桁やプレキャスト桁間の間詰めや横組みコンクリートも対象とする。

また、対象範囲はコンクリート片の飛散を考慮して交差物の端部から両側に3mまたは交差物端部からふ角75°以上のうち広い範囲以上とし、コンクリート打継目に合わせて決定する。

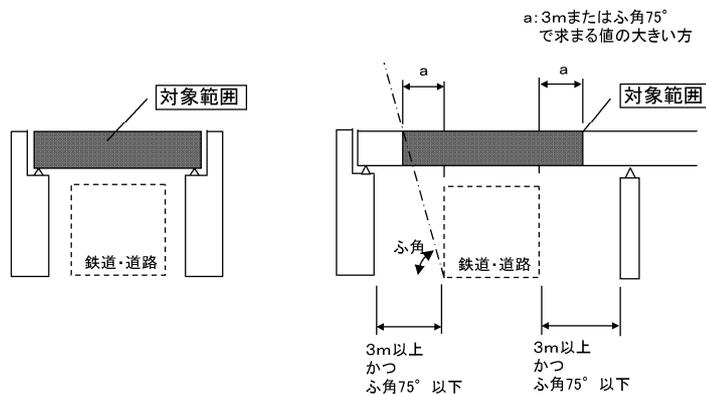


図1-31 剥落防止を施す範囲

## 第3章 上部構造形式

### 3-1 一般

- (1) 上部構造形式の選定にあたっては、施工性、経済性、走行性、維持管理、構造的および景観などを考慮のうえ、総合的に判断する。
- (2) 上部構造は、原則として上路形式とする。
- (3) 多径間の上部構造は、原則として連続（連結）形式とする。

- (1) 上部構造には、橋種、形式の組合せによって多くの形式があり、それぞれの特徴を有している。したがって、各々の待つ特徴を的確に判断し、架橋地点の諸条件に照らして、最も妥当な形式を選定すること。
- (2) 上部構造は、原則として上路形式とし、計画上やむを得ず下路形式を採用する場合は、主要部材に対し車輛および積荷による接触事故、ならびに積雪対策を考慮すること。
- (3) 多径間の上部構造は、連続（連結）形式を原則とするが、次の事項に配慮すること。
  - 1) 軟弱地盤で連続形式を採用する場合は、基礎の沈下機構について十分調査するとともに、将来の支点沈下に対応できるような構造形式とする。
  - 2) 軟質粘性土層のすべりや砂質地盤の液状化、液状化に伴う流動化等、地盤の変状が生じる可能性のある埋立地盤や沖積地盤上では、多点固定方式やラーメン形式など、上部構造と下部構造の接点ができるだけ多数の支承などによって支持される構造系を選定すること。
  - 3) 多径間において、支間長が短く死荷重が小さいと連続形式の特性が十分に発揮されない場合や、側径間長が中央径間長に比較して短いときは、端支点上に上揚力が生ずる場合があるので、十分に注意すること。
  - 4) 曲線橋で、主桁が支点上で折線となる連続形式のうち、支点上で大きく折れる場合や、橋台、橋脚の斜角が支点ごとに異なる場合は、単純形式の採用についても検討すること。
  - 5) 連続桁の支承条件は、構造形式、支間割、橋脚の高さ、地盤・基礎条件等を考慮し、合理的かつ上下部構造のバランスのとれたものとする。
  - 6) 連続桁の支承条件を地震時水平力分散構造とする場合は、免震支承による免震構造とゴム支承による荷重分散方式および多点固定方式があることから、適合条件を十分検討のうえ、採用方式を決定すること。
    - 1) 以下の条件に当てはまる場合は、免震構造について検討すること。
      - ①基礎周辺の地盤が軟弱でなく、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がない場合。
      - ②支承を含まない橋脚の固有周期が1秒以下の剛性の高い橋脚（概ね橋脚高さが25m未満で直接基礎）からなる橋。
      - ③橋脚高さがほぼ一定で、各橋脚の固有周期にバラツキが無く、支承で分散率が確定できるもの。

- ④常時の移動量（温度変化）が地震時設計変位に近づくような超多径間橋梁の場合。
- ロ) 以下の条件に当てはまる場合は多点固定（ヒンジ）による荷重分散方式について検討すること。
- ①上部構造の温度変化による応力が下部構造の変形で吸収可能な場合。
- ②地盤条件が悪く地盤が軟弱で免震構造やゴム支承による分散構造で橋との共振が予想されるような場合。
- ③免震、荷重分散ゴム支承では、けた桁の移動量が大きく伸縮装置などの構造に問題がある場合。
- ハ) 上記イ)、ロ) の条件以外で、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がない場合は、ゴム支承による荷重分散方式について検討すること。
- 7) 2～3径間の連続桁で、下部構造の高さが極端に異なる形式など荷重分散が効果的にはかれない場合は、一点固定としても良い。

### 3-2 上部構造形式の選定

上部構造形式の選定にあたっては、「3-1 一般」によるほか、次の事項に留意する。

- (1) 鋼I桁、鋼箱桁における合成構造は、斜角が70度以上の橋、中心角が5度以下の曲線桁の条件を満足するほか、代替路の有無等を考慮して、必要に応じて採用を検討すること。
- (2) 騒音、振動などの環境条件が問題となる場合は、コンクリート橋とすることが望ましい。
- (3) プレストレストコンクリート桁においては、原則としてプレキャストセグメント工法を基本とする。
- (4) 省力化やコスト縮減を考慮した新形式についても検討をおこなうこと。
- (5) 鋼橋の防食・防錆方法は、耐久性や景観等の要求に応じて、環境条件、維持管理計画、経済性及び周辺構造物の状況等も考慮して選定すること。
- (6) ライフサイクルコストは所要の耐久性能を確保し、初期建設費および点検管理や維持管理費、更新費を含めた費用について算定すること。
- (7) 上部構造の架設方法、架設機械の能力などについても検討をおこなうこと。

- (1) 合成桁は、床板の疲労による損傷が顕著でその取替えも困難である。道路橋示方書の改訂などで耐久性が向上し実績も増えてきたが、現在のところ完全な床版防水方法はなく、将来の床版補修を考慮する必要がある。したがって、代替路があり、全面通行止めとすることが可能な場合等、維持管理上の問題がクリアできる場合のみ採用を検討すること。
- (2) 橋梁付近の交通騒音データによると、騒音はコンクリート橋が鋼橋より、若干下回るようである。
- (3) プレストレストコンクリート桁は、凍害や塩害による損傷が発生した場合、補修・補強することが困難となる場合もあることから、第5編3-1を参考に、新設時にこれらの損傷に対応できる仕様とする。また、プレレストコンクリート桁は、工場製作による高品質化や耐久性の向上、桁製作ヤード、現場工期短縮、技術労働者不足などの労務事情や、合板型枠材料、建設廃材の削減などを考慮のうえ、プレキャストセグメント工法を採用することが望ましい。ただし、輸送経路や積載車両などに難点が

ある場合はこの限りでない。

- (4) 省力化やコスト縮減に考慮した形式として、鋼橋においては少数主桁、合理化トラス、細幅箱桁、開断面箱桁など、コンクリート橋においては外ケーブル構造、鋼部材とコンクリート部材の複合構造などが挙げられる。形式によっては、コスト縮減が図られる一方で、点検や維持管理がしにくい構造もあるため、採用に当たってはその構造特性を踏まえ、「道路橋の技術評価手法に関する研究」（国土技術政策総合研究所）などを参考に十分な検証を行った上で採用することが必要である。また、道路橋示方書の規定から逸脱し、独自の基準を制定している場合もあることから、道路橋示方書が求める性能を満足するかの検証も必要である。

鋼橋の少数主桁等は、PC床版や合成床版を用いて床版の長支間化により合理化を図ったものであるが、これらの形式を採用する場合においても、補修時の全面通行止めを回避する目的から、主桁本数は3主桁以上を基本とする。これにより、幅員の狭い橋梁で床版支間が3m以下となる場合は、合理化によるメリットを発揮できないことから、RC床版の従来桁を対象に検討すればよい。

- (5) 耐候性鋼材（裸仕様）は、凍結抑制剤等塩分の付着により保護性錆が適正に発生せず、補修が必要となるケースも確認されている。したがって、耐候性鋼材も、防食・防錆方法のひとつとして、比較検討の上採用すること。なお、耐候性鋼材（裸仕様）の採用を検討する場合は、下記条件を満足すること。

- 1) 架橋地点周辺の既設橋梁で異常な錆の発生が確認されていない、若しくはその原因が明確で対策可能な場合など、適用に際して保護性錆発生の信頼性が確認されていること。
- 2) 所定の方法で計測した飛来塩分量が0.05mdd (NaCl:mg/100cm<sup>2</sup>/day) 未満の一般環境。
- 3) 地域区分毎に下表に示す海岸線からの離れが確保されていること。

表1-7 耐候性鋼材を使用できる地域

地域区分	地 域	海岸線からの離れ
日本海沿岸部 I	青森県外ヶ浜町以南の日本海に面した地域	海岸線から20kmをこえる地域
太平洋沿岸部	上記を除く地域	海岸線から 2kmをこえる地域



図1-33 地域区分

## 第1編 橋梁計画

- (6) ライフサイクルコストの算定は、初期建設費、維持管理費（補修・補強、点検費用）さらに更新費（撤去、仮橋、迂回路を含む）を含むこと。
- 1) ライフサイクルコストを検討するうえで時間の概念が必要であることから、設計上の目標期間は100年程度を目安とする。ただし、新工法や新材料等を用いてライフサイクルコストを実施する場合は、その効果を50年程度で発揮できること。
  - 2) ライフサイクルコストの軽減のため、鋼橋の防食は耐候性鋼材仕様、C5, A5塗装系の塗装や金属溶射等の採用によって行うこと。
  - 3) 予備設計時における鋼橋とコンクリート橋の概算工事費の比較においては、各々の材料のライフサイクルコスト算定方法に隔たりがあることから、鋼橋の塗装の塗り替え費のみを計上する。ただし、橋梁形式選定においてライフサイクルコストが大きく影響する橋梁においては、伸縮装置や支承など各部材の耐用年数を設定して比較に反映することが望ましい。
- (7) 架設工法によっては、選定すべき形式に制約を受けることもあり、架設をより合理的なものとするために、架設工法に適した形式を積極的に採用することが経済的となる場合もあることから検討すること。

3-3 構造形式と標準適用支間長、標準桁高

(1) 鋼 橋

表1-8 構造形式と適用支間長(1)

形 式	適 用 支 間 (m)										実績最大支間(m)	桁高支間比	摘要		
	20	40	60	80	100	150	200	250	300						
単純鋼合成H桁	□											25	$h/L=1/14\sim 27$		
単純鋼I桁(多主桁)	□	□										標準設計 44	1/15~20		
単純鋼I桁(少主桁)	□	□										60			
単純鋼合成I桁	□	□										60	1/16~21		
プレート ガーダー 橋	単純鋼箱桁	□	□									70	1/18~25		
	単純鋼合成箱桁	□	□									75	1/19~26		
	連続鋼I桁(多主桁)	□	□									65	1/16~22		
	連続鋼I桁(少主桁)	□	□									少主桁 91	1/15~20		
	連続鋼箱桁	□	□									190	1/20~30		
	開断面箱桁		□												
	細幅箱桁		□												
	鋼床版桁橋		□										80		
	鋼床版箱桁橋		□										300	1/22~28	
	π ラーメン橋		□										124		
ラーメン橋(橋脚と剛結)		□										263			
ト ラ ス	単純トラス		□									227	1/7~9		
	連続トラス		□									548	1/8~10		
	合理化トラス		□												
ア ー チ 橋	ランガー桁橋		□									150	$f/L=1/6\sim 7$		
	逆ランガー桁橋		□									140	1/6.6~6.8		
	ローゼ桁橋		□									329	1/6.0~7.3		
	逆ローゼ桁橋		□									330	1/6.0~7.3		
	ランガートラス		□									518	1/6.8~6.9		
	トラス・ランガー桁橋		□									175	1/6.8~6.9		
	ニールセン橋		□									550	1/6.5		
	アーチ橋		□									518	1/5.3~6.3		
斜張橋											890	1/4.7			
吊 橋											1,991	1/8.4			

□ 一般的によく適用される範囲      □ 比較的適用される範囲

(注) (1) アーチ形式の桁高は、スパンライズ比を示す。

(2) トラスの場合、支間長に対する主構高さを示す。

(3) 連続鋼I桁橋(少主桁)は直橋を基本とするが、斜角 75°以上、最小半径 1000m 程度の橋を採用範囲の目安とする。

第1編 橋梁計画

(2) コンクリート橋

表1-9 構造形式と適用支間長(2)

分類	断面形状	架設工法	適用支間 (m)												実績最大支間 (m)	桁高支間比	摘要
			20	40	60	80	100	150	200	250	300						
RC橋	場所打ち桁	単純床版橋	固定支保工												10	1/10~1/15	
		連続床版橋	固定支保工												20	1/11~1/16	
		単純中空床版橋	固定支保工												15	1/14~1/17	
		連続中空床版橋	固定支保工												20	1/15~1/18	
単純桁橋	ブレイキャスト桁	ブレイション床版橋	クレーン架設												(24)	1/14~1/24	JIS A5373
		ブレイションT桁橋	クレーン架設												(24)	1/18~1/20	JIS A5373
		ボーステンション床版橋	クレーン架設 架設桁架設												(45)	1/23~1/26	
		ボーステンションT桁橋	クレーン架設 架設桁架設												(45)	1/13~1/18	
		ボーステンションハルT桁橋	クレーン架設 架設桁架設												49	1/14~1/19	
		ボーステンションコンボ橋	クレーン架設 架設桁架設												45	1/13~1/17	JIS A5373
		ボーステンションU形コンボ橋	クレーン架設 架設桁架設												55	1/16~1/18	
	場所打	中空床版橋	固定支保工												37	1/22	
単純ラーメン	ボータルラーメン橋	固定支保工													50	1/30	
		移動支保工															
桁架設方式連結桁	ブレイキャスト桁	ブレイション床版橋	クレーン架設												(24)	1/14~1/24	
		ブレイションT桁橋	クレーン架設												(24)	1/18~1/20	
		ボーステンション床版橋	クレーン架設 架設桁架設												(45)	1/23~1/26	
		ボーステンションT桁橋	クレーン架設 架設桁架設												(45)	1/13~1/18	
		ボーステンションハルT桁橋	クレーン架設 架設桁架設												47	1/14~1/19	
		ボーステンションコンボ橋	クレーン架設 架設桁架設												(45)	1/13~1/17	
		ボーステンションU形コンボ橋	クレーン架設 架設桁架設												42	1/16~1/18	
連続桁橋	中空床版橋	固定支保工													49	1/22	
		移動支保工													77	1/17~1/20	
		押し出し架設													66	1/15~1/18	
		張出し架設													170	1/15~1/35 支点 中央	
		版桁橋	固定支保工 移動支保工												39	1/15~1/17	
ラーメン橋	Tラーメン	中空床版橋	固定支保工												30	1/20	
		箱桁橋	固定支保工												48	1/18	
	連続ラーメン	中空床版橋	固定支保工												121	1/10~1/30 支点 中央	
		箱桁橋	固定支保工												71	1/17~1/20	
斜張橋	中空床版箱桁 エッジガーダー	固定支保工													96	1/40~1/100	
		張出し架設													261	1/40~1/100	
エクストラードスト橋	箱桁	固定支保工													85	1/25~1/30	
		張出し架設													220 【275】	1/30~1/50 支点 中央	【 】内は複合混合構造
アーチ橋	中空床版版桁 箱桁	固定支保工													150		
		張出し架設													265	スパンライズ比 1/4~1/8	
		ポリアーク架設													135		
		合成アーチ他													125		
複合構造	波形鋼板ウェブ箱桁	固定支保工													115	1/17~1/20	
		押し出し架設													56	1/15	
		張出し架設													150	1/15~1/35 支点 中央	
	鋼トラスウェブ箱桁	固定支保工													60	1/12~1/18	
		張出し架設													119	1/10~1/30 支点 中央	

( ) 書きは標準設計の最大支間を示す。   一般的な適用支間   検討対象支間

## 第4章 下部構造形式

### 4-1 一般

下部構造形式は、上部構造形式、荷重、地形、地質、環境などの諸条件に適合するとともに、施工性に優れ、構造的に安定したものでなければならない。

### 4-2 橋台

- (1) 橋台の形式は、躯体高から判断して選定すること。
- (2) 現地条件等により他の構造形式を採用できない場合は、盛りこぼし橋台等も検討すること。
- (3) 山岳部においては、地山の掘削が少なくなるような形式を選定すること。

(1) 橋台の躯体高より形式を選定する場合の目安は、表1-10を参考にすること。

表1-10 橋台形式と適用高さ

形式	高さ	(m)			
		5	10	15	20
ラーメン式 (15~25m)			.....	—————	.....
箱式 (12~20m)				—————	.....
逆T式 (5~15m)			—————	.....	
半重力式 (5m以下)		—————			
重力式 (5m以下)		—————			

(注) 実線は、使用実績の多い範囲を示す。

- 1) 重力式橋台（半重力式橋台）は、基礎地盤の支持力が期待でき、高さが低い場合に用いること。
- 2) 逆T式橋台は、原則としてH=15m程度まで用いることとする。やむを得ずH=17m程度まで用いる場合には、平坦地で直接基礎の採用が可能な場合とし、作用土圧を検証して採用すること。
- 3) 箱式橋台は、中空とすることにより地震時慣性力が小さくなることから、杭基礎とする場合には、経済的な形式となる場合がある。また、直接基礎の場合は、滑動において不利になるので、中空部に土を入れることが多い。

- 4) ラーメン式橋台は、次のような場合に採用されることが多い。
- イ) 地震時の慣性力の軽減を図る場合。
  - ロ) 上部構造からの大きい水平力に抵抗させる場合。
  - ハ) 橋台位置に交差道路などがあり、橋台内に交差道路を通した方が有利な場合。
  - ニ) 他の形式と比較して、より構造的、経済的に有利な場合。

(2) 地盤が良好で盛土高の高い区間に橋台を置く場合で、橋台が非常に大規模となり他の構造形式採用が困難となる場合は、杭基礎に小橋台を設ける盛りこぼし橋台の採用を検討すること。ただし、この形式は、盛土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および施工管理などに十分な検討をおこなうこと。また、杭基礎は現地盤の支持層に確実に支持させること。盛りこぼし橋台が大規模地震を受けた場合、盛土の影響による大きな水平変位が生じ、橋としての機能回復に長期間を要する可能性がある。また、杭の損傷状況を容易には確認できないことから、路線の重要度や代替路の有無などを十分考慮して採用することが必要である。

(3) 山岳部においては、橋台位置や形式により、掘削にともなう長大のり面が生ずることがあるので、地表面および支持層の傾斜、支持層の深さなどを考慮し、地山の掘削が少なくなるような橋台形式を選定することが望ましい。

### 4-3 橋脚

橋脚の形式は、原則として壁式、柱式、ラーメン式とする。

(1) 橋脚形式の選定にあたっての目安は、次のとおりとする。

- 1) 河川橋の橋脚の形式は、河積に対する阻害率との関係で、図1-343に示す形式より選定するが、原則として小判形断面(a)および(b)とするが流向の不規則な河川では、円形断面(c)とすることができるものとする。

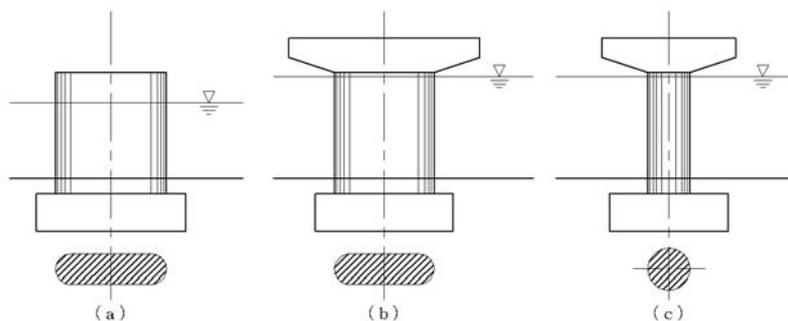


図1-34 橋脚形状(1)

2) 河川部以外に設ける橋脚の形式は、1)の他、図1-35に示す(d)～(g)の形式も対象とするが、軟弱地盤上に設置されるラーメン式橋脚は、原則として連続フーチングとするものとする。

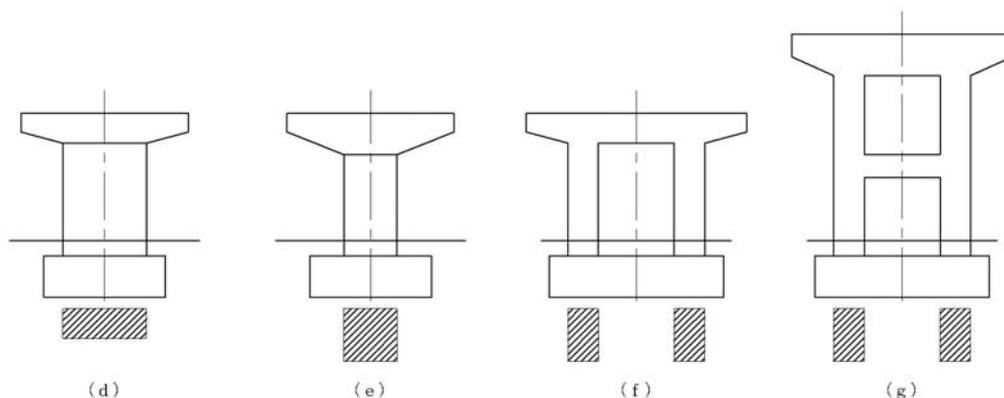


図1-35 橋脚形状(2)

(2) 橋脚形式の選定に際しての留意事項は、次のとおりとする。

- 1) 橋脚の自重が基礎工費に著しく影響する場合は、ラーメン式、または張出し式などの躯体重量の軽い形式が望ましい。
- 2) 景観を考慮し、立地条件、区間などによって形式を統一することが望ましい。
- 3) 道路、および河川などの付帯条件から橋脚形式について制約を受けることがある。
- 4) 橋脚高が30m以上になる高橋脚については、柱部材を中空断面として検討するとともに、過密配筋を避けるために高強度材料の使用や、合成構造、剛結ラーメン構造についても検討する。
- 5) 平面街路条件による建築限界、中央分離帯など、橋脚設置位置の立地条件や基礎地盤の支持力など、外的制約条件が厳しい場合は、コンクリート製橋脚の他に、鋼製橋脚についても検討すること。

第5章 基礎構造形式

5-1 一般

(1) 基礎構造形式は、上部構造条件、地盤条件、施工条件などを十分考慮のうえ、最も安全で経済的な形式を選定する。

(2) 1基の基礎構造には、原則として異種の基礎形式を併用しないこと。

(1) 基礎構造形式の選定にあたって検討すべき主な項目は、次のとおりとする。

- 1) 上部構造条件 — 形式、規模
- 2) 地盤条件 — 地形、地質、土質、地下水、地盤変動
- 3) 施工条件 — 既設構造物への影響、輸送、用地、安全性、山岳地における構造物掘削、永久のり面、特殊のり面
- 4) 工程 — 渇水期施工
- 5) 経済性
- 6) 環境条件 — 騒音、振動、水質汚濁、発生土砂

各基礎構造形式の施工深さを表1-11に、選定表を表1-12に示す。

表1-11 基礎構造形式の施工深さ

工種	深 度	施 工 深 さ (m)									
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	
直接基礎		—									
P H C 杭			—								
鋼管杭				—							
オールケーシング杭					—						
リバーズ杭						—					
深礎基礎		—									
オープンケーソン		—									
ニューマチックケーソン		—									
鋼管矢板基礎			—								
地中連続壁基礎				—							

(注) 実線は、使用実績の多い範囲を示す。



## 5-2 直接基礎

- (1) 直接基礎は、地盤の比較的浅い位置に良質な支持層がある場合は、最も経済的な基礎構造形式である。
- (2) 良質な支持層とは岩盤、砂礫層または砂質土でN値30以上、粘性土でN値20以上とし、下層に軟弱層が存在しない地盤をいう。
- (3) 良質な支持層とならない場合や良質な支持層の下に弱い層がある場合は、沈下について検討する。
- (4) 支持層が地表、または平水位より5m以内にあるときは、直接基礎とする。
- (5) フーチングの施工は、一般的にドライでおこなうので、支持地盤より地下水位面が高く、湧水の恐れがある場合は、施工法を十分検討する。
- (6) 根入れ深さは、先掘などによる河床低下、圧密沈下、地下埋設物、隣接構造物の影響、凍結深、地下水位、施工性および経済性を考慮し、総合的に決定する。
- (7) 山岳地の斜面上の直接基礎で、掘削土量が多くなる場合は、段差フーチング基礎およびコンクリート置換基礎を検討する。

(1) 直接基礎は、その支持機構から考えて、側面摩擦によって鉛直荷重を分担支持することがほとんど期待できないことから、良質な支持層に支持させる。

(2) 良質な支持層とは、一般的に以下を目安とする。

- 1) 粘性土層は、砂層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多いため、支持層とする際には十分な検討が必要であるが、およそN値20以上（一軸圧縮強度 $q_u = 0.4N/\text{mm}^2$ 程度以上）あれば良質な支持層と考えてよいものとする。
- 2) 砂層、砂礫層はおよそN値が30以上あれば良質な支持層と考えてよい。ただし、砂礫層では、実際よりも大きめのN値が得られることがあるので、支持層の決定には十分注意すること。

(3) 砂質土でN値20～30、粘性土でN値15～20の地盤を支持層とする必要がある場合は、沈下についての検討をおこなう。

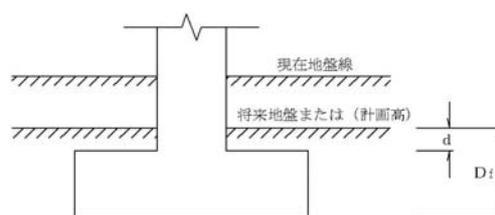
- 1) 直接基礎の場合、フーチング全体の沈下が問題となるが、沈下は荷重強度に関係するので、地盤が弱ければ弱いなりに、フーチングの面積を大きくして荷重強度を下げれば良好な地盤でなくても支持層となり得るので、小規模橋梁においては検討する。
- 2) 圧密沈下は、フーチング短辺幅の3倍の深さの間に圧密層があるときに問題となる。圧密層とは、軟弱な粘土層をいうが、N値が15程度以上あれば、経験的に圧密は無視してもよい。

(4) 支持層が地表または河川などの平水位より5m以内にあれば直接基礎としてよいが、この場合、河川管理上の条件や、地表から支持層までの地質が、将来とも変化がないとみなされることを前提とする。

また、地表面からの根入れが深い直接基礎を採用した場合、大規模地震発生後に柱基部の損傷状況の確認や損傷時の維持補修が容易に行えないことも想定される。したがって、基礎形式の選定においては、周辺状況も踏まえ、経済性のみならず、維持管理が確実にできることに配慮する必要がある。

(5) 地下水位が高い場合等締め切りが必要な場合は、被圧地下水や盤ぶくれにより支持層が乱される場合があるので締め切り方法を十分検討すること。

(6) 一般的な根入れ深さは、図1-36のとおりとする。



$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$d$  : 通常の場合は最小50cmを標準とする。

なお、河川区域内では「河川管理施設等構造令」に基づき決定するものとする。

図1-36 根入れ深さ

### 5-3 杭基礎

- (1) 杭基礎は、比較的深い位置に良質な支持層がある場合に、経済的な基礎形式である。
- (2) 杭は原則として良質な支持層に支持させる支持杭とするが支持層が非常に深い場合は、不経済となることもあるので、摩擦杭の採用も検討すること。
- (3) 良質な支持層とは、砂質土でN値30以上、粘性土でN値20以上の層が5m以上連続するものとする。
- (4) 良質な支持層の厚さが薄く、その下に軟弱な層がある場合は、支持力および圧密沈下についても検討すること。
- (5) 杭基礎は、材料、形状寸法、工法などで多種多様な種類があるので、地盤条件、上部構造条件、施工条件などを十分検討し、最も経済的で合理的なものを採用すること。

(1) 杭基礎は、原則として良好な支持層に支持させるものとするが、支持層が得られないか、または支持層が非常に深い場合には、諸条件を考慮し、摩擦杭を使用してもよい。

ただし、摩擦杭は道示IV. 12. 4の「支持杭と同一の安全率を適用できる摩擦杭」を満足できる場合とする。

支持杭と同一の安全率を適用できる摩擦杭の条件を以下に示す。

- 1) 著しい地盤沈下が進行中でないこと、および将来とも予想されないこと。
- 2) 杭の根入れ長が杭径の25倍（杭径1m以上の杭については25m）程度以上あること。

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

(2) 杭基礎の支持層の考え方は、次のとおりとする。

1) 支持層としてのN値の目安は、表1-13のとおりとする。

表1-13 支持層の目安

	良質な層	堅固な層
砂質土	$30 \leq N \leq 50$	$50 < N$
粘性土	$20 \leq N \leq 30$	$30 < N$

2) 杭先端の良質な支持層への根入れ長は、1D程度以上とするものとする。

また、全周回転型のオールケーシング杭では、堅固な層にも深く根入れが可能であるが、岩盤に対する杭の支持力評価に関しては、現時点で十分に検証されていないことから、杭本数を減らすためにいたずらに根入れを深くしないよう注意が必要である。

3) 良好な支持層が得られないか、または支持層が深い場合は、砂質土でN値20以上、粘性土でN値15以上で、層厚や圧密沈下などの条件が満たされれば、支持層としてよい。

4) 中間層を支持層とする場合(図1-37)は、その層厚は杭先端より杭基礎を仮想ケーソンと考えた最小幅の1.5倍以上を必要とし、最小幅の1.5倍以上あっても3倍以内に軟弱層または圧密層が存在する場合は、その沈下について検討をおこなうこと。

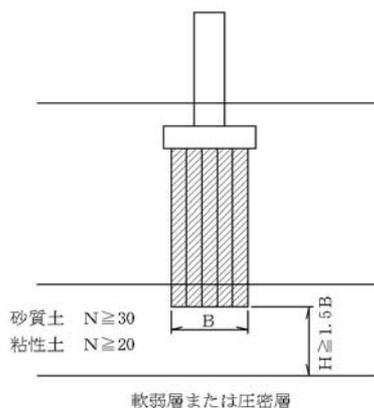


図1-37 中間層を良質な支持層とする定義

(5) 杭種を選定する場合の一般的な目安は、次のとおりとする。

1) 杭種、杭径の決定は道示IV12.6.1で規定する軸方向バネ定数の推定が困難にならないように、根入れ比(杭の根入れ杭径比L/D)が10以上となるように決定するのがよい。

2) 既製杭はその製品により、径、長さが限定されることもあるので、留意すること。

3) RC杭は、PHC杭に比較し、性能が劣るほか高価なため、原則として使用しないこと。

4) PHC杭は、径400~600mm程度の使用実績が多い。

5) 鋼管杭は、径600~1000mmの使用実績が多い。

6) 場所打ち杭は、径1000~2000mmの使用実績が多い。

7) プレボーリング杭はPHCやSC杭を使用し、比較的小径の範囲内とし支持層が砂又は砂礫層で使用する。

- 8) 杭頭変位を減らす目的で、斜杭を用いるときは鋼管杭が望ましい。
- 9) 酸性河川において鋼管杭を用いる場合は、腐食に対して十分配慮すること。
- 10) 中間に硬い層があり、打込み杭では貫入不能となる恐れがある場合は、中掘り杭、または場所打ち杭を考慮すること。
- 11) オールケーシング工法は揺動式と全周回転式があるが、玉石層や軟岩層にも根入れが可能な全周回転式を採用するケースが多く、現場で揺動式が採用されるケースはほとんどない。これにより、近年揺動装置の手配が困難となっていることから、オールケーシング工法を採用する場合は全周回転式として良い。
- 12) 被圧水があるときは、既製杭が望ましい。
- 13) 騒音、振動が問題となる場合は、中掘り杭、鋼管ソイルセメント杭、プレボーリング杭、または場所打ち杭を考慮する。
- 14) 山岳部の橋梁で斜面上に基礎を設ける場合には、基礎前面地盤の喪失や変状に対して複数の杭で分散して抵抗できるよう橋軸方向、橋軸直角方向それぞれに対して複数の杭からなる組杭構造とする。
- 15) 中掘り杭の摩擦杭形式は、これまでの実績がなく、支持力特性も明らかでないので、原則として採用しない。
- 16) リバース工法の場所打ち杭を用いる場合は、泥水処理などの環境面に配慮するものとする。
- 17) 支持層が岩盤で傾斜している場合は、鋼管杭、場所打ち杭が有利となる場合がある。
- 18) 回転杭は、先端部の羽により大きな先端押し込み支持力とアンカー効果による大きな引き抜き抵抗力が得られるため、杭本数を削減できる場合がある。
- 19) ソイルセメントとリブ付鋼管の合成杭である鋼管ソイルセメント杭は、大きな押し込み支持力と水平支持力により、杭本数を削減できる場合がある。
- 20) 中掘り杭、プレボーリング杭、鋼管ソイルセメント杭、回転杭を採用する場合は、建設技術証明等で道示IVの規定を満たすことが確認されている工法から選定することを基本とする。
- 21) 基礎に生じる水平変位が大きくなる条件では斜杭を用いた方が合理的となる場合もある。

#### 5-4 ケーソン基礎

ケーソン基礎は、主に河川等において、深い位置に支持層がある場合に用いられる基礎形式である。

- (1) ケーソン基礎は以下のような場合に採用されることが多い。
  - 1) 直接基礎では、玉石や岩塊が多く矢板が打てず止水ができない場合。
  - 2) 杭基礎では、玉石や転石があつて施工が困難な場合。
  - 3) 水平荷重が特に大きく、杭などでは処理しきれない場合。

(2) ケーソン基礎には、オープンケーソンとニューマチックケーソンがあるが、その違いは次のとおりである。

1) オープンケーソン

- イ) 土質によっては、沈下困難となったり、工程が不確実になることがある。
- ロ) 断面形状は、円形、またはその類似の断面を使用する必要がある。
- ハ) ニューマチックケーソンに比べ、工費が安いことが多い。
- ニ) 周辺の地盤を緩める。
- ホ) ニューマチックケーソンに比べ、さらに深い位置に設置できる。

2) ニューマチックケーソン

- イ) 工程が確実で、オープンケーソンでは沈下不能の地盤でも確実に沈下する。荷重に水、掘削土を利用できる。
- ロ) 軽石、流水などの多い地点に適するとともに、地質状況をさらに明確に確認できる。
- ハ) 周囲の地盤を緩めることが少ない。
- ニ) 沈下長は、一般に30m程度で、特殊な場合でも40m程度である。
- ホ) 支持層が岩である場合や、中間層に被圧地下水層がある場合に適している。

## 5-5 鋼管矢板基礎

鋼管矢板基礎は、河川内等で仮締切が必要な場合に用いられる形式である。鋼管矢板を現場で円形、小判形、長方形などの閉鎖形状に組合せて打込み、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形式である。

(1) 鋼管矢板基礎の特性は、井筒断面としての剛性が考慮できるため、単体の杭基礎に比べ基礎全体の剛性が大きく、平面形状を小さくできる。継手管のせん断剛性の影響によって鋼管矢板群が一体として挙動するため、杭基礎とケーソン基礎の中間に位置する深い弾性体基礎としての特徴を有している。

(2) 鋼管矢板基礎は以下のケースにおいて採用されることが多い。

- 1) 水深が深く杭基礎では鋼矢板による仮締切が困難な場合。
- 2) ケーソン基礎では築島が困難な場合。
- 3) 地盤が軟弱で鋼矢板による仮締切では安全性が確保されない場合。

(3) 鋼管矢板基礎には、井筒形と脚付形があるが、原則として井筒形を用いるものとする。

(4) 施工方式は、原則として仮締切と基礎本体を同時に施工でき、工期を短く、作業占有面積を小さくできる仮締切兼用方式とする。

## 5-6 地中連続壁基礎

地中連続基礎は、隣接する地中連続壁エレメントを相互に継手を用いて連結して一体閉合断面を形成し、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形式である。

- (1) 地中連続基礎は、他の基礎形式に比較し次のような特徴がある。
  - 1) 機械掘削による場所打ち鉄筋コンクリート工法のため、大深度まで任意形状の基礎を低振動、低騒音で築造することができる。
  - 2) 矩形の閉合断面を形成するので、剛性の高い基礎が構築できる。
  - 3) 小さな基礎から大きな基礎まで、任意の断面形状を選定できる。
  - 4) 地盤との密着性に優れており、摩擦抵抗が大きい。
  - 5) 地上からの機械施工のため、安全である。
  - 6) 掘削機械の選択、および補助工法の使用により、軟弱地盤から岩盤まで施工可能であり、適用地盤が広い。
  - 7) 周辺地盤や既設構造物に与える影響が少なく、近接施工が可能である。
- (2) 地中連続壁基礎の平面形状は、原則として矩形閉合断面とする。
- (3) 地中連続壁基礎は、連続壁の一部を支持層まで根入れし、残りの部分を比較的良好な中間層で止める脚付き形も考えられるが、連続壁の全断面を支持層に根入れした井筒形のみとする。

## 5-7 深礎基礎

- (1) 深礎基礎は、山岳部など地下水位の低い比較的堅固な斜面において、土留めを行いながら人力または掘削機械によって地盤を掘削して、気中と同様の条件で構築する基礎であり、狭い作業スペースで比較的大きな基礎を構築することができる。
- (2) 深礎基礎の深度は、既往の実績や安全性の観点から30m程度を上限とする。
- (3) 深礎基礎は、安全かつ確実に施工できる場合に採用する。
- (4) 深礎基礎に用いる土留め構造は、基礎周囲の地盤状況を考慮して適切に選定する。

(1) 深礎基礎には、複数の深礎杭とフーチングを剛結した組杭深礎基礎と単体の柱状体から構成される柱状体基礎がある。

組杭深礎基礎を採用する場合は、地震や降雨により周辺地盤が不安定になった場合でも、ただちに基礎が不安定とならないよう補完性または代替性を考慮して、橋軸方向およ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組杭を基本とする。

柱状体基礎は、フーチングがないため基礎幅を小さくできる場合が多いが、組杭深礎基礎に比べて広い施工ヤードが必要である。そのため、斜面の傾斜角によっては、施工ヤード造成のために掘削規模が大きくなり、斜面の安定性に影響する場合もあることから、現場状況に応じて組杭深礎基礎と適切に使い分けることが必要である。

(2) 一般に使用される杭の長さは杭径の10倍までで、掘削深さは既往の実績や安全性の観点から概ね30m程度が限界である。柱状体基礎は、躯体の鉄筋を確実に定着でき、かつ十分な剛性をもたせる必要があるため、基礎の径は5m以上とし、有効根入れ深さは解析上柱状体としてモデル化できる条件を満たすため、基礎径と同程度以上が目安となる。

(3) 深礎工法は、斜面上において土留めを行いながら人力または掘削機械で掘削するため、施工時の安全性が十分確保できることを確認した上で採用する。地下水位が高い箇所での処理方法を十分検討しないまま採用すると、施工時に補助工法が必要となるなど、大幅な工事費増となるおそれがある。深礎基礎は、湧水等地下水の影響が著しい条件では適用できないため、採用に当たっては、事前に湧水の有無を確認するとともに、止水対策をはじめとした安全対策を十分検討することが必要である。

(4) 深礎基礎の施工に用いる土留め構造は、原則として、モルタルライニングおよび吹付コンクリートを標準とするが、崖錐など崩壊性の高い土質の場合や湧水がある場合は、ライナープレートによる土留めをおこなうこと。

柱状体基礎の土留め構造は、吹付コンクリートとロックボルトによりおこなうことを標準とし、地盤の状況を十分に考慮したうえで、孔壁の安全を確保しなければならない。



## 第2編 橋 梁 一 般

### 第1章 設 計 荷 重

#### 1-1 橋の設計自動車荷重

橋の設計に用いる自動車荷重は245kNとする。

#### 1-2 荷重の種類

設計にあたっては、次の荷重を考慮する。

- |                        |                       |
|------------------------|-----------------------|
| (1) 主荷重 (P)            | (3) 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) |
| 1. 死荷重 (D)             | 13. 雪荷重 (SW)          |
| 2. 活荷重 (L)             | 14. 地盤変動の影響 (GD)      |
| 3. 衝 撃 (I)             | 15. 支点移動の影響 (SD)      |
| 4. プレストレス力 (PS)        | 16. 波 圧 (WP)          |
| 5. コンクリートのクリープの影響 (CR) | 17. 遠心荷重 (CF)         |
| 6. コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH) | (4) 特殊荷重 (PA)         |
| 7. 土 圧 (E)             | 18. 制動荷重 (BK)         |
| 8. 水 圧 (HP)            | 19. 施工時荷重 (ER)        |
| 9. 浮力または揚圧力 (U)        | 20. 衝突荷重 (CO)         |
| (2) 従荷重 (S)            | 21. その他               |
| 10. 風荷重 (W)            |                       |
| 11. 温度変化の影響 (T)        |                       |
| 12. 地震の影響 (EQ)         |                       |

橋梁を設計する時に考えなければならない荷重の種類を列挙したものであって、架橋地点の諸条件、構造などによって適宜選定する。

1-3 死 荷 重

死荷重の算出には、表2-1 に示す単位重量を用いる。

表2-1 材料の単位重量

材 料	単位重量 kN/m <sup>3</sup>	材 料	単位重量 kN/m <sup>3</sup>
鋼・铸鋼・鍛鋼	77.0	コンクリート	23.0
铸 鉄	71.0	セメントモルタル	21.0
アルミニウム	27.5	木 材	8.0
鉄筋コンクリート	24.5	瀝青材(防水用)	11.0
プレストレストコンクリート	24.5	アスファルト舗装	22.5

1-4 活 荷 重

活荷重は、自動車荷重(T荷重、L荷重)および群集荷重とする。

(1) 本マニュアルでは、高規格道路、一般国道、県道およびこれらの道路と基幹的な道路網を形成する市町村の橋、高架などの設計活荷重は、B活荷重による。

(2) B活荷重は、自動車荷重(T荷重、L荷重)および群集荷重とする。

1) 床版および床組を設計する場合の活荷重

床版および床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- ① 車道部分にはT荷重(図2-1)を載荷するものとする。T荷重は橋軸方向には1組、橋軸直角方向には組数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力が生じるように載荷する。T荷重の橋軸直角方向の載荷位置は片側の載荷面の中心が車道部分の端部より25cmまでとする。一つの載荷面の辺長は橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれ20cm、50cmとする。

## 第2編 橋梁一般

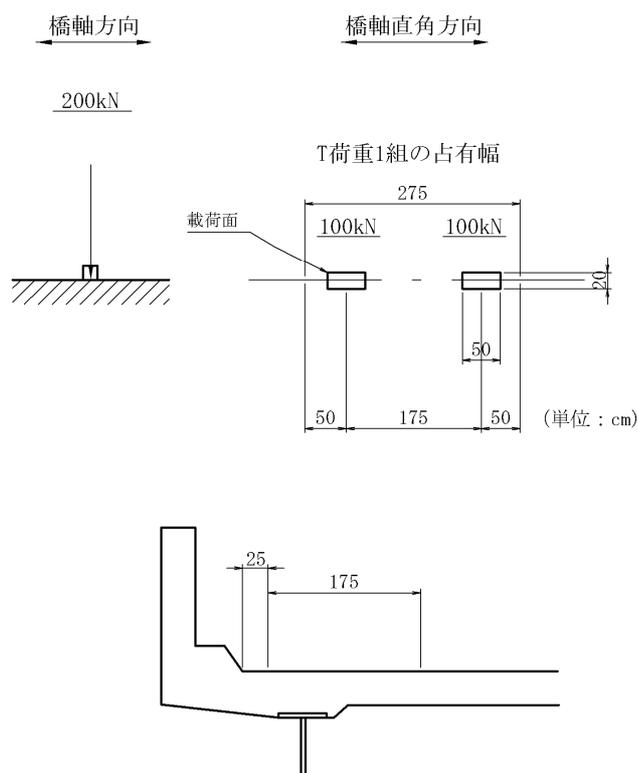


図2-1 T荷重の載荷位置

- ② 歩道部には、群集荷重として $5.0\text{kN/m}^2$ の等分布荷重を載荷する。
- ③ 床組を設計する場合には、T荷重によって算出した断面力等に表2-2 に示す係数を乗じたものを用いる。ただし、この係数は1.5をこえない。また、支間長が特に縦げたなどいし荷重でも照査し、不利な応力を与える荷重を用いて設計する。

表2-2 床組等の設計に用いる係数

	$L \leq 4$	$L > 4$
係 数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$

L:部材の支間長(m)

### 2) 主げたを設計する場合の活荷重

主げたおよび主構を設計する場合の活荷重は、次のとおりとする。

- ① 支間長が15m未満の橋梁の主げたおよび主構は、原則としてT荷重を用いる。

この場合、T荷重を橋軸直角方向に3組以上載荷する際には、3組目からT活荷重の値を1/2に低減する。また、T荷重によって算出した断面力等には表2-2 に示す係数を乗じるが、この係数は1.5をこえない。

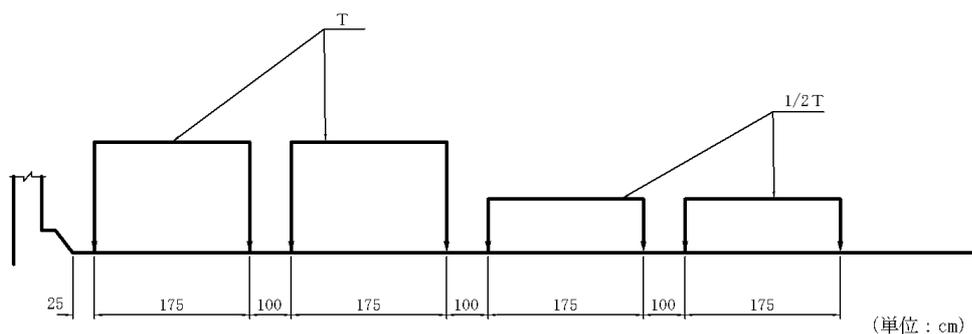


図2-2 主げた設計時のT荷重の載荷方法

② 支間長が15m以上の橋梁の主げたおよび主構は、原則としてL荷重を用いる。

この場合、L荷重の載荷方法は次のとおりとする。

a) 車道部分には1橋につき各1個の等分布荷重 $p_1$ 、 $p_2$ よりなるL荷重(図2-3 および表2-3)を載荷する。L荷重は考えている点または部材に最も不利な応力が生じるように橋の幅5.5mまでは等分布荷重 $p_1$ および $p_2$ (主載荷荷重)を、残りの部分にはそれらのおおのこの1/2(従載荷荷重)を載荷する。

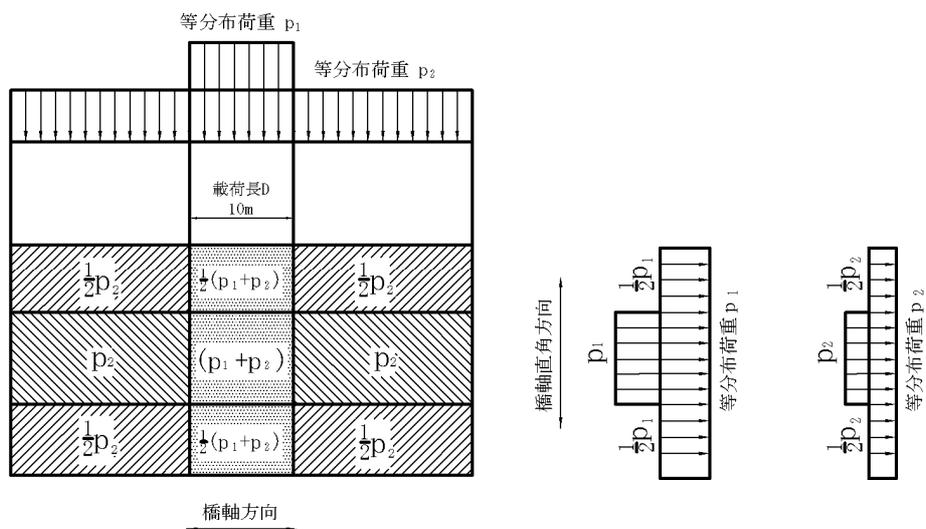


図2-3 L 荷 重

第2編 橋梁一般

表2-3 L 荷重 (B 活 荷 重)

p1の 載 荷 長 D(m)	主 載 荷 荷 重 (幅 5.5 m)					従 載 荷 荷 重
	等 分 布 荷 重 p1 kN/m <sup>2</sup>		等 分 布 荷 重 p2 kN/m <sup>2</sup>			
	曲 げ	せん断	L ≤ 80	80 < L ≤ 130	L > 130	
10	10	12	3.5	4.3-0.01L	3.0	主 載 荷 荷 重 の 50%

曲 げ : 曲げモーメントを算出する場合に用いる等分布荷重

せん断 : せん断力を算出する場合に用いる等分布荷重

L : 支間長 (m)

なお、ゲルバーげたの吊りげたおよび片持部に対しては、表2-3 における支間長Lとしてそれぞれ図2-4 に示すL1およびL2をとる。

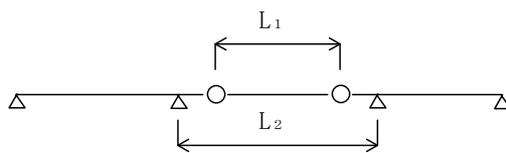


図 2-4 ゲルバーげたにおける支間長のとり方

- b) 等分布荷重p1の適用にあたっての基本方針は表2-4 のとおりとし、上部構造形式別および部材別の運用は、表2-5 のとおりとする。

表2-4 等分布荷重P1適用の基本方針

せ ん 断 力	12kN/m <sup>2</sup>
反 力	"
軸 力	10kN/m <sup>2</sup>
曲 げ モ ー メ ン ト	"
ね じ り モ ー メ ン ト	12kN/m <sup>2</sup>
た わ み	10kN/m <sup>2</sup>



## 第2編 橋梁一般

d) 斜橋および曲線橋の場合、等分布荷重 $p_1$ の載荷範囲は図2-6、図2-7に示すように、載荷範囲を決定するための基準ラインを設け、基準ライン上で着目横断面に平行に前後10mの範囲をとる。

なお、基準ラインは原則として、構造物中心とする。

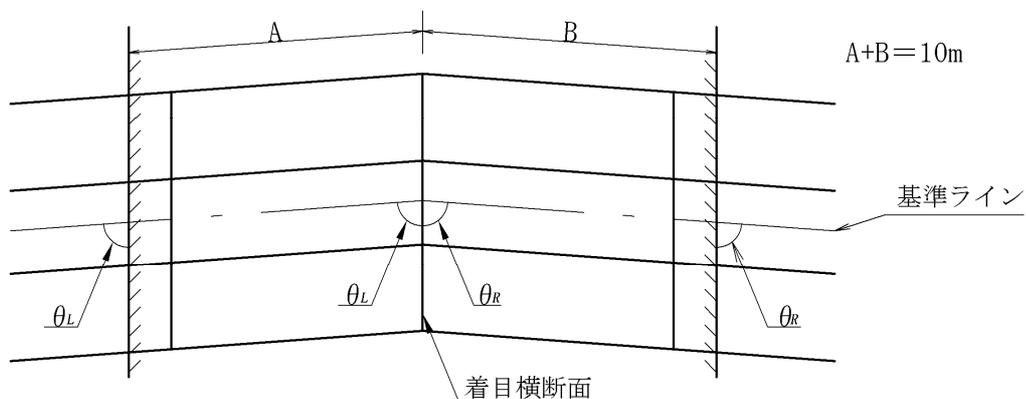


図2-6 基本的な載荷範囲の取り方

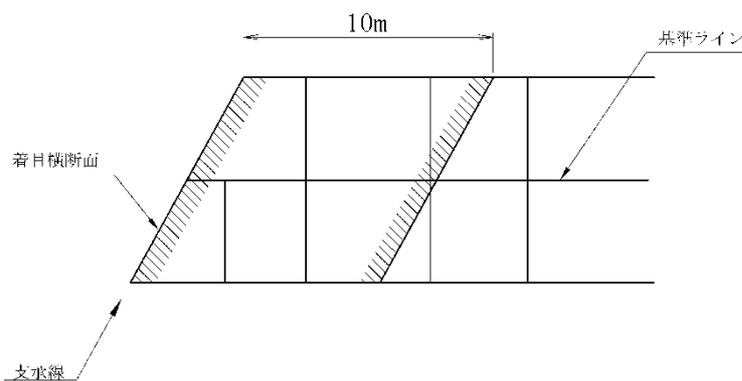


図2-7 斜橋の場合の載荷範囲

③ 歩道等には、群集荷重として表2-6 の等分布荷重を載荷する。

表2-6 歩道等に載荷する等分布荷重

支間長 (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$
荷重 $\text{kN/m}^2$	3.5	$4.3 - 0.01L$	3.0

1-5 衝 撃

- (1) 活荷重には衝撃を考慮する。
- (2) 群集荷重には衝撃を考慮しない。
- (3) 下部構造は一般に衝撃による影響度合が小さいため、設計には原則として衝撃を考慮しないが、支承部や、衝撃による曲げ応力の影響が無視できない下部構造形式の場合は、衝撃を考慮する。

衝撃を考慮する下部構造形式は、一般的に次のとおりとする。

- ① 鋼製橋脚
- ② コンクリート橋脚の張出しばり
- ③ コンクリートラーメン橋脚
- ④ 2柱式、3柱式やパイルベントのような細い柱式のコンクリート橋脚

### 1-6 温度変化の影響

- (1) 設計に用いる基準温度は、原則として $+10^{\circ}\text{C}$ を標準とする。
- (2) 鋼橋の温度変化  
可動支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲は、 $-20^{\circ}\text{C}$ ～ $+40^{\circ}\text{C}$ までとし、構造全体の温度変化を考慮する場合の温度変化の範囲は $-30^{\circ}\text{C}$ ～ $+50^{\circ}\text{C}$ までとする。
- (3) 鋼橋の温度差  
補剛アーチ，ラーメン，鋼床版橋で日光直射部分と日陰部分との温度差は $15^{\circ}\text{C}$ とする。  
コンクリート床版と鋼桁の温度差による影響を考慮する必要がある場合には、その温度差を $10^{\circ}\text{C}$ とする。
- (4) コンクリート橋の温度変化  
可動支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲は $-15^{\circ}\text{C}$ ～ $+35^{\circ}\text{C}$ までとし、構造全体の温度変化を考慮する場合の温度変化の範囲は $\pm 15^{\circ}\text{C}$ までとする。ただし、断面の最小寸法が $70\text{cm}$ 以上の場合は $\pm 10^{\circ}\text{C}$ としてよい。
- (5) コンクリート橋の温度差  
床版とその他の部分の温度差により生ずる断面力を算出する場合の温度差は、原則として $5^{\circ}\text{C}$ とし、温度分布は床版およびその他の部分においてそれぞれ一様とする。

基準温度とは、設計図に示された構造物の形状や寸法が再現される時の温度であるとともに、設計において温度による影響を考慮する場合の基準となる温度であるが、東北地方の橋梁にあたっては、道示 I. 2. 2. 10 に規定する寒冷な地方を標準とした。

### 1-7 地震の影響

地震の影響については、「第3編 耐震設計」による。

### 1-8 雪 荷 重

- (1) 雪荷重は原則として $1.0\text{kN}/\text{m}^2$ とする。
- (2) 地震時には原則として雪荷重は考慮しない。
- (3) 積雪量の特に多い地域で冬期間通行止めが予測される区間にある橋梁にあつては、活荷重を載荷せず雪荷重のみを載荷した状態について検討する。この場合、地震時における雪荷重の影響は鉛直力のみ考慮し、水平力は考慮しない。

- (1) 東北地方整備局における除雪の出動基準は新雪で $5\sim 10\text{cm}$ であるが、不測の事態に備え積雪地域においては、 $1.0\text{kN}/\text{m}^2$  (圧雪で $15\text{cm}$ ) の雪荷重を考慮し、その地域は表2-7 のとおりとする。

## 第2編 橋梁一般

表2-7 雪荷重を考慮する地域

青 森 県	全 域
秋 田 県	全 域
岩 手 県	全 域 (ただし45号 田老 (旧田老町) 以南を除く)
山 形 県	全 域
宮 城 県	47号 大崎市岩出山 (旧玉造郡 岩出山町) ~県境 48号 仙台市愛子~県境
福 島 県	13号 福島市飯坂~県境 49号 郡山市熱海町~県境

ただし、橋台の設計において、橋台上(パラペット上含む)および橋台背面の雪荷重は影響が少ないので考慮しない。

- (2) 雪荷重の $1.0\text{kN/m}^2$ は、十分圧縮された雪の上を自由に車輛が通行する場合を想定している。この場合の雪荷重は、「主荷重に相当する特殊荷重」に位置付けられていることから、道示各編「荷重の組合せ」の規定をふまえ、地震時における雪荷重を考慮しない。
- (3) 積雪が特に多くて、自動車交通が不能となる橋梁における雪荷重は上記の場合と異なり、主荷重と同等と考えられる。したがって、この場合は地震時との組合せを考慮するが、このような自然に積雪した状態の雪が水平方向の地震に対して橋体と一体となって挙動するとは考えられないことから、雪の鉛直力のみを考慮し、地震時水平力は無視する。
- (4) 未供用区間の橋梁については、原則として除雪をおこなう。除雪が不可能な場合は雪荷重を考慮するが、この場合は、冬期間通行止めが予測される区間の橋梁に準ずる。

### 1-9 支点移動の影響

支点移動が予想される場合は、上部構造に対する影響を考慮する。

- (1) 下部構造は、原則として支点沈下を起こさない構造とするが、基礎形式が摩擦杭の場合や薄い支持層の下に弱い層、もしくは圧密層を有する支持杭の場合における連続げたにおいては、安全性を高める意味から、次に示す支点沈下量を考慮するとともに、不慮の沈下に備えて支点付近をジャッキアップ可能な構造とする。

第2編 橋梁一般

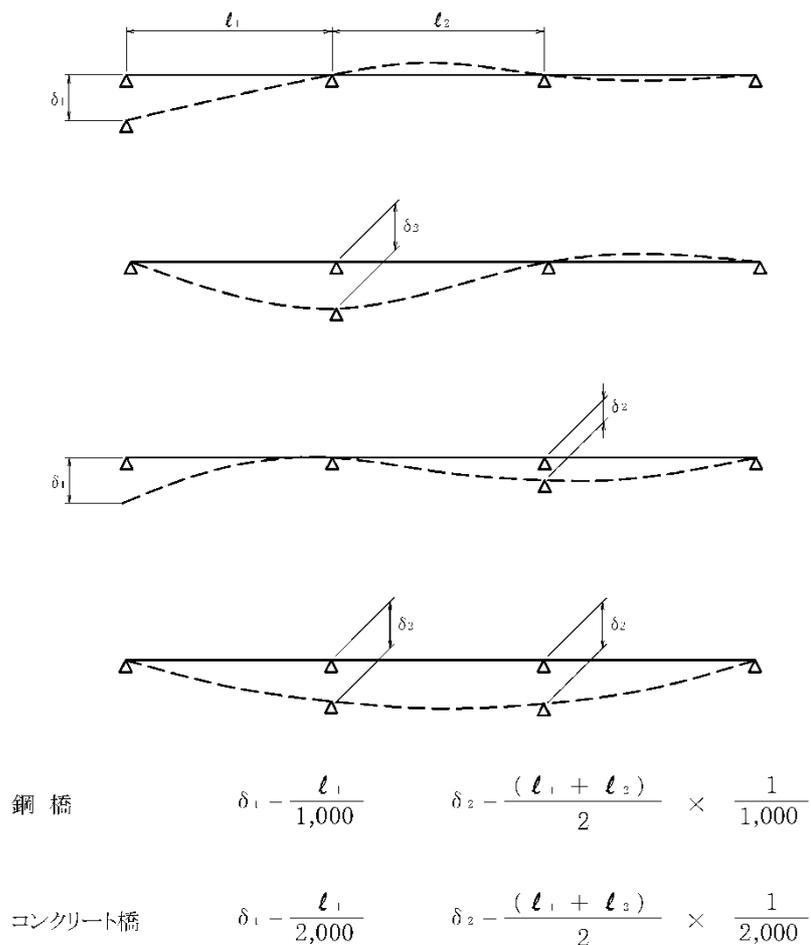


図2-8 支点沈下量

(2) 方杖ラーメンや斜π橋などに杭基礎が用いられる場合は、上部構造の設計に基礎の水平移動量を考慮し、その水平移動量は原則として10mm（片側5mm）とするが、常時の基礎変位量が多い場合やプレストレストコンクリート部材の場合はこれによらなくてもよい。

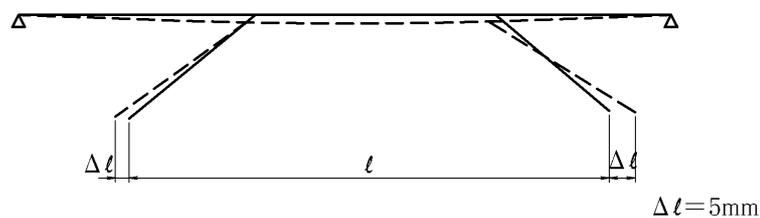


図2-9 支点移動量

(3) 橋脚のはりの変形が大きく、上部構造への影響が無視できないと思われるような橋脚（張出しの大きいT形及び逆L形の橋脚、支間の大きい門形橋脚など）上の上部構造を設計するような場合は下部構造の変位の影響を考慮する。

## 第2章 支 承 部 構 造

### 2-1 一 般

支承部は、以下に示す構造とする。

- (1) 上部構造の自重、およびこれに作用する荷重を、確実に下部構造(橋台および橋脚)に伝えるとともに、地震などによる桁の移動、落下を支承部あるいは落橋防止システムと共同して確実に防止できること。
- (2) 上部構造の温度変化、乾燥収縮、クリープ、および地震時の移動などによる伸縮を妨げないこと。
- (3) 荷重載荷による桁の変形(桁のたわみ角)により、桁または下部構造に有害な影響を与えないこと。
- (4) 支承部の耐震設計は道示V耐震設計編及び本マニュアル第3編耐震設計編の規定による。
- (5) 支承部の計画は、取替え等の維持管理を考慮した構造とすること。

- (1) 支承についての一般的事項を述べたものであり、これ以外については「道路橋示方書」および「道路橋支承便覧(日本道路協会)」による。
  - 1) 支承部とは上部構造と下部構造との接合部に設置される支承本体、アンカーボルトやセットボルト等の上下部構造との取付部材及び沓座モルタルを含む部分を言う。
  - 2) 免震橋あるいは、地震時水平力分散構造の橋の支承部は、橋全体系の地震時挙動が設計で想定したものと著しく異なる事がないような性能を有するものを採用する。
  - 3) 支承部には荷重伝達機能と変位吸収機能の他に、地震時に生じる振動に対して、減衰機能を付加する等、複数の機能が求められる。これらの機能を単一の部材で同時に確保する場合や、単一機能を有する支承の組合せ及び機能を明確に分離した構造など、対応する条件及び経済性に応じて検討する。
- (2) レベル1地震動及びレベル2地震動に対して、支承のせん断変形により隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台又は橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けることを標準とする。伸縮を妨げない上部構造端部の遊間に関しては、道示V14.4.1の規定による。
- (4) 支承部は地震力に十分耐えられる構造でなければならない。支承の種類や機能、落橋防止システムとの組合せを十分に理解の上、そのモデル化には留意する。支承の耐震設計に関しては、第3編耐震設計編による。
- (5) 支承部は将来的な上部構造形式、将来的な取替え及び補修等を勘案して、ジャッキアップや点検等の維持管理を考慮した適切なスペースを確保する。各上部構造毎の詳細は10章を参照のこと。

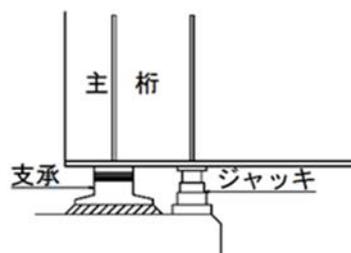


図2-10 支承部のスペース確保の例

2-2 支承の選定

- (1) 支承の種類は、ゴム支承を基本とするが、上部構造形式を踏まえて鋼製支承が合理的な場合は、鋼製支承を採用してもよい。
- (2) 支承の選定にあたっては、以下に示す事項に配慮する。
- 1) 反力の大きさ、移動量、回転量、移動方向と回転方向との関係、支承の特性、上部構造形式とその構造特性、地盤条件も含めた下部構造の特性および経済性などを考慮し、要求される機能を十分に発揮できるようにする。
  - 2) 支承部の設計では点検、更新、補修等の維持管理性を考慮する。
  - 3) 同一支承線上における支承の種類は、ゴム支承は1種類、鋼製支承は2種類以下を基本とする。

(1)1) ゴム支承は下記に示す特性により耐震性が優れていることから、支承部にはゴム支承を用いることを基本とする。

- ① 設計で想定している地震力を超えても支承本体の信頼性がある。
- ② 地震時における変形に対し弾性的(線形的)に抵抗でき、衝撃が生じにくい。
- ③ 変形の方法が自由であるため、損傷を受けにくい。
- ④ 上部構造の変位に対する追随性があり、復元力がある。
- ⑤ 支承本体が破壊しても路面の高さを維持できる。

ただし、アーチ橋等上部構造形式によっては、鋼製支承が合理的な場合もあるため、この場合には鋼製支承を採用してもよい。

2) 鋼製支承は、主として鋳鋼品や鋼材からなる支承でゴム支承に比較して鉛直剛性が高いことや回転吸収量を大きくできるという特徴が利点となり得るが、地震時の水平力に抵抗する場合は鋼部材の耐力に依存するため、変形性能が低い欠点がある。

したがって、地震時の水平力等による各個撃破による設計に関しては、鋳鋼品を用いる場合はじん性が保証された材料(SCW480N)を使用し、部材に応力集中を緩和するための丸み付けを施した構造等として採用を検討する。

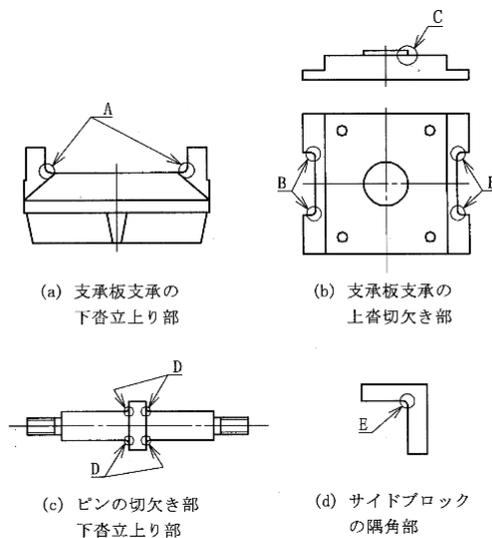


図2-11 支承の丸み付け

## 第 2 編 橋梁一般

- 3) 支承部は塵埃(じんかい)、水の滞留等の劣化要因、さびに対する耐久性及び接触曲面の経年劣化によって摩擦特性が変動し、水平移動機能や回転機能を阻害する要因があることから、鋼製の支承板支承は、密閉ゴム支承板支承 (BP.B) を基本とする。
- 4) 支承高が高くなる場合は、段差防止構造の設置が必要である。

表 2-8 ゴム支承及び鋼製支承の種類

材料分類	支承形式	支 承 の 種 類
ゴム支承	固定可動支承	パッド型ゴム支承
		帯状ゴム支承
		積層ゴム支承
		すべりゴム支承
	地震時水平力分散型ゴム支承	積層ゴム支承
	免震支承	鉛プラグ入り積層ゴム支承
高減衰積層ゴム支承		
鋼製支承	固定可動支承	密閉ゴム支承板支承
		ピン支承※
		ピボット支承※
		ローラー支承※
コンクリートヒンジ	固定支承	メナーゼヒンジ

注) ※の使用については、地震力に対する十分なじん性の確保や地震時に支承が破損した場合でも、ローラーが支承部から逸脱しにくい構造とするなどの配慮を行う。  
鋼製支承の固定可動支承には多点固定 (反力分散構造) を含む。

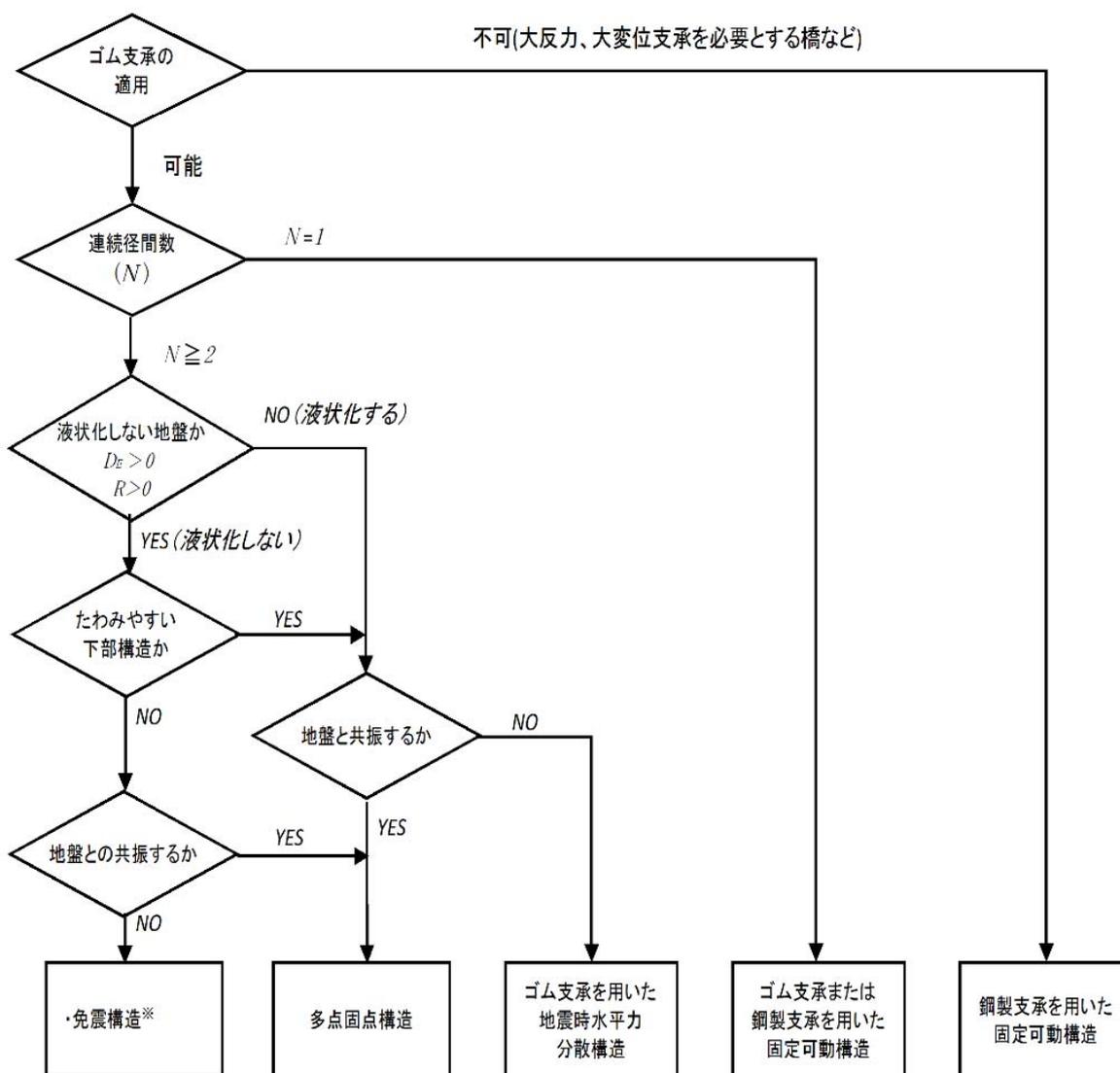


図 2-12 支承形式の選定標準フローチャート

※免震構造が採用できるケースでは、他の支承構造も採用可能であるため、必要に応じて他構造も検討する。

- (2) 1) 支承は、その特性を十分発揮できる形式を採用する。
  - a) 死荷重により負の反力 ( $R_d < 0$ ) が作用する支承部にゴム支承を用いる場合には、水平方向の地震力を受けるゴム支承の破断強度やエネルギー吸収性能などの動的特性が十分に確認されていないため、免震構造や反力分散構造は用いない。

- b) 基礎周辺の土層が耐震設計上土質定数を零にする土層に相当する場合や沖積地盤において、ゴム支承を用いた地震時水平分散構造を採用すると、地盤の共振により水平変位が増加することもある。
- 共振は、橋と地盤の固有周期が近い場合において振幅が大きくなり生じる可能性が高くなる。過去の検討例によると、レベル2地震動の地盤の固有周期は、地盤のせん断剛性の低下により $1.5 \sim 2.0 \cdot T_G$  ( $T_G$  (秒) : 地盤の特性値) 程度になるようである。橋の固有周期が、この固有周期に近いようであれば、反力分散構造は採用しないことを原則とし、橋と地盤の共振に十分留意して多点固定構造やラーメン構造を選定する。
- c) 液状化地盤で  $D_E=0$  となる層が存在する場合は免震支承を採用しない。 $D_E>0$  の液状化地盤にて免震支承を採用する場合は、液状化時でも基礎を降伏させないことを原則とする。
- d) 下記の場合には、鋼製支承の採用を検討する。
- イ) 活荷重によりたわみやすいアーチ橋等で端支承部の回転変形が大きくなり、ゴム支承の回転変形性能では対処できない場合。
- ロ) ゴム支承の鉛直変位により路面の平坦性が損なわれ、交通振動の発生や構造部材の疲労が問題となる場合。
- ハ) 移動量や反力が大きい場合ゴム支承を用いると構造寸法が大きくなり桁との取合い構造が困難となる場合。
- ニ) 免震支承に負の力が生じる場合。
- 負の力を受けた状態で水平方向の地震力が作用したときのゴム支承の破断強度やエネルギー吸収性能などの特性について現在のところ十分に確認されていない。
- ホ) 橋長が長いわりに支承反力が小さい場合。
- せん断変形で移動量を取るためにゴム厚さが厚くなり二次形状係数  $S_2 > 4$  を満足しない場合。
- ヘ) 支承反力と回転変位のバランスが悪く、特に大きな回転角 ( $1/150 \sim 1/300$  以下) が必要な場合。
- ト) 鉛直力と回転変位が大きく、ゴム支承では設計不可能か不経済な寸法となる場合。
- e) 近年ではゴム支承や鋼製支承以外にも高面圧支承が開発されているが、採用にあたっては、経済性のみならず、施工性や維持管理性を考慮して選定する。
- g) 幅員の広い場合、あるいは斜角の小さい場合で幅員方向の乾燥収縮、クリープを無視できない場合は、幅員方向の移動を拘束しない構造とする。
- f) 支承部には荷重伝達機能、変位追従機能など複数の機能が求められる。これらの複数の機能を構造部分に集約して確保する「機能一体型支承」と「機能分離型支承」が用いられているが、構造以外にも施工性や維持管理性を考慮した上で採用を検討する。
- h) ゴム支承の変位調整
- 橋長が長く設計移動量がとくに大きくなり、最高温度時に設置されるものとして設計を行うとゴム支承の設計が不合理となる場合は設置時の温度を想定し施工時に水平ジャッキにより上部構造を水平移動させてゴム支承にあらかじめせん断変形を与えたりジャッキアップによりせん断変形を開放する等の方法による変位調整を検討し適切な移動量で設計を行う。

## 第2編 橋梁一般

### i) 免震支承・高減衰ゴム支承

エネルギー吸収性能の向上による減衰性の向上と固有周期を長くすることによる上部構造の地震時慣性力の低減を図ることに重点を置き、過度な長周期化を計ってはならない。採用にあたっては、基礎周辺土層の土質定数が零になる土層や地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合、負反力が生ずる場合等の採用は避ける。その際、技術の進歩とその性能をよく確認のうえ検討を行う。

免震支承を採用する場合の設計上の留意点は以下の通りとする。

- イ) 免震支承の非線形性と橋脚の塑性化を考慮する免震橋では、免震橋の限界状態は、免震支承によるエネルギー吸収が確保できる限界の状態とし、橋脚は副次的な塑性化にとどまる状態とする。
- ロ) 多径間連続桁で基礎周辺地盤が安定し、下部構造の剛性が高く、橋の固有周期が短い場合に適する。
- ハ) 設計で想定する変位が許容できるよう、橋台、橋脚等主要構造物及び横変位拘束構造等の支承部構造物との遊間量は衝突しないよう十分に確保する。
- ニ) レベル2地震動に対する照査に用いる免震支承の有効設計変位に対応する免震支承の等価剛性のばらつきは設計値に対して±10%以内に収まり、かつ、設計値以上の等価減衰定数を保有する。
- ホ) 免震支承は地震後に橋の機能に悪影響を及ぼす残留変位を生じないものを用いる。特に直橋以外においては、橋軸直角方向を固定した場合、橋軸方向に対する免震支承の変形を拘束することも想定され、設計で想定した免震効果が発揮されないこととなるため、基本的には曲線橋や斜角を有する橋梁では、橋軸直角方向は固定としない。

2) 支承部の設計では点検、更新、補修等の維持管理性を考慮し、点検スペースやジャッキアップスペースを確保すること。詳細は第10章を参照のこと。

3) 解析上、同一支承線上のゴム支承のせん断変形は同じであるため、異なったせん断バネを有する支承があれば各支承部に作用する水平力が異なり地震時挙動が複雑となるため同一支承線上では同一支承を基本とする。

- a) ゴム支承： 同一支承線上の支承形状は1種類とするのが望ましいが同一支承線上に配置された各支承の鉛直反力が大きく異なる場合は最大鉛直反力により形状決定したゴム支承を鉛直反力の小さな支点部にも設置すると活荷重たわみによる回転変位を吸収できないことがあるためこのような場合は2種類程度の支承を配置してもよい。
- b) 免震支承： 同一支承線上で支承形状が異なる場合は個々の免震支承の挙動を正確に設計に反映させる必要があり同一支承線上の支承形状は1種類とする。(曲率半径が極端に小さく交角の大きい曲線橋や斜角の小さい斜橋での免震支承は少ない)
- c) 鋼製支承： アーチ橋や斜橋も含め、外桁と内桁との反力差が著しく大きくなる場合がある。したがって、一支承の種類は2種類まで設置してよい。ただし2種類の支承を設置する場合、各支承の回転中心の整合や下部構造の施工などを考慮し同じ機能をもった形状を配置することが望ましい。

4) 各橋種に対する支承の適用

a) 鋼 桁

上部工構造形式		支承の形式	支承の種類
単 純 桁	1. 鈹桁	固定可動	ゴム支承
		反力分散	ゴム支承
	2. 箱桁	固定可動	ゴム支承
		反力分散	ゴム支承
連 続 桁	3. 鈹桁	固定可動	ゴム支承 支承板支承
		反力分散	ゴム支承 支承板支承
	4. 箱桁	反力分散	ゴム支承 支承板支承

- イ) 単純桁における反力分散形式は、下部構造の剛性が大きく変わらない条件等で、支承による分散効果が有効に図れる場合で経済的メリットがある場合に使用する。
- ロ) 免震支承・多点固定型支承・機能分離型支承が有利となる場合は別途採用を検討する。
- ハ) 鋼製の支承板支承は密閉ゴム支承板支承 (BP.B) を基本とする。
- ニ) 支承構造は維持管理性向上のため、取替が容易となる構造を基本とする。

第2編 橋梁一般

b) P C 桁

上部構造形式		支承の形式	支承の種類
単純桁	1. PCプレテンション中空床版 2. PCプレテンションT桁	固定可動	ゴム支承 (支承部として機能を分離する支承)
	3. PCポストテンションT桁	固定可動	ゴム支承
		反力分散	ゴム支承
	4. PCポストテンション箱桁	固定可動	ゴム支承
		反力分散	ゴム支承
	連続桁 あるいは 連結桁	5. 連結PCプレテンション中空床版	固定可動
6. 連結PCプレテンションT桁		反力分散	ゴム支承 支承板支承
7. 連結PCポストテンションT桁		固定可動	ゴム支承 支承板支承
		反力分散	ゴム支承 支承板支承
8. 連続PC中空床版		固定可動	ゴム支承
		反力分散	メナーゼヒンジ ゴム支承
9. 連続PC箱桁		反力分散	ゴム支承

- イ) 支承部として機能を分離する構造は、アンカーバー等を設置し支承とアンカーバーの両者にて地震時慣性力を受け持つ構造である。
- ロ) 単純桁における反力分散形式は、下部構造の剛性が大きく変わらない条件等で、支承による分散効果が有効に図れる場合で経済的メリットがある場合に使用する。
- ハ) 免震支承・多点固定型支承・機能分離型支承が有利となる場合は別途採用を検討する。
- ニ) 鋼製の支承板支承は密閉ゴム支承板支承 (BP.B) を基本とする。
- ホ) 支承構造は維持管理性向上のため、取替が容易となる構造を基本とする。

## 2-3 設計一般

### 2-3-1 支承の設計

- (1) レベル2地震動に対する設計水平地震力は下記とする。  
橋脚の塑性化を考慮する場合・・・橋脚の終局水平耐力に相当する水平力  
基礎に塑性化を考慮する場合・・・基礎の最大応答変位に相当する水平力
- (2) 支承においては、水平地震力によって支承部に生じる鉛直方向反力及び鉛直方向地震力によって生じる鉛直方向反力を算出し下記 (3) の照査を行う。
- (3) 支承は上記 (1) の設計水平地震力及び(2)の設計鉛直地震力が作用した場合に、支承本体及び取り付け部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となる事を照査する。ここで、支承本体及び取り付け部材の耐力は割増係数1.7を考慮した許容応力度から算出する。

静的照査法を用いて、支承部の照査を行う場合に用いる設計地震力及び照査方法を示したものであるが、動的照査法により支承部の照査を行う場合には上記によらず、動的解析により求められる最大応答値を用い、道示 V 15.5 の規定により支承の照査を行う。

- (1) 橋脚もしくは基礎に塑性化が生じることを想定して支承部に対する設計地震力を規定しているが、設計振動単位内のいずれの構造部材にも塑性化を考慮しない場合や、もともと地震時保有水平耐力に余裕のある壁式橋脚や橋台の直角方向については、設計振動単位にレベル2地震動を作用させた時に各支承に作用する水平力を考慮して支承部を設計することが望ましい。
- (2) 鉛直方向地震力について
  - 1) 支承部に作用する水平方向地震力と鉛直方向地震力は同時に考慮する。

2) 支承部においては上向きの地震力の下限值として $-0.3 R_d$  を用いてよい。但しこの値をとる場合は水平方向の地震力と同時に考慮しなくてよい。

$$R_L = R_D + \sqrt{(R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2)} \dots\dots\dots (1)$$

$$R_U = R_D - \sqrt{(R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2)} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

$R_L$ : 支承部の照査に用いる下向きの設計鉛直地震力

$R_U$ : 支承部の照査に用いる上向きの設計鉛直地震力

$R_D$ : 上部構造の死荷重により支承に生じる反力

$R_{HEQ}$ : 支承部の設計水平地震力が支承線方向に作用したときに支承部に生じる鉛直方向の反力

$$R_{VEQ} = \pm kv \cdot R_d \dots\dots\dots (3)$$

$kv$ : 設計鉛直震度で、レベル2地震動の設計水平震度 $k$ に道示 V 15.2 表 -15.4.1 の係数を乗じた値とする。

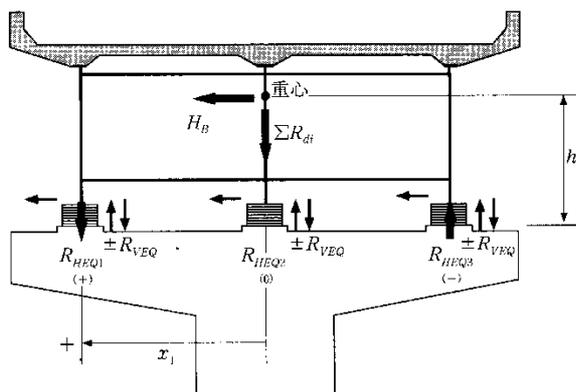


図2-13 地震力によって生じる支承部反力

(3) レベル2地震動に対応する支承部の耐力を割増係数1.7を考慮した許容応力度から算出することとしたのは、レベル2地震動により生じる地震力に対して支承部を降伏程度に収めることを目安とした。ただし、ゴム支承あるいは免震支承を用いる場合は、下記を満足するようにする。

- ・レベル2地震動の作用時に生じる変位に対して安定したゴム支承の水平力伝達機能を確保するために、支承の二次形状係数は4程度以上とし、許容せん断ひずみは250%以下を目安とする。
- ・支承本体の座屈に対して安全であることを照査。
- ・従来は支承の剛性は設計値に対して±10%以内に収めるものとしていたが、道示 V15章の規程を満たす力学特性を有し、かつ、道示 V 15.3(1)の規程に基づいて非線形履歴特性を適切にモデル化すること。

2-3-2 可動支承に働く水平力

(1) 可動支承の設計に用いる水平力は下記の通りとする。

$$H_1 = S_1 \cdot Kb \text{ ----- (1)}$$

ここで、

$H_1$  : 可動支承に働く水平力 (kN)

$Kb$  : ゴム支承のせん断ばね定数 (kN/m)

$S_1$  : 水平力によるゴム支承の変位量 (m) または構造系の変位量 (レベル 2 地震動)

レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動による慣性力の算定は、道示 V 6.3.2 および V 6.4.2 による。

(1) 鋼製支承を可動支承として使用する場合の水平力は、次式による。また、上沓はレベル 2 地震動による移動量の呼吸を妨げない寸法を確保する。

$$H = f \cdot Rd \text{ ----- (2)}$$

ここで  $Rd$  : 支承に作用する死荷重反力 (kN (tf))

$f$  : 鋼製支承の摩擦係数 (道示 1.4.1.2 に規定される値)

尚、ゴム支承の場合でも、式 (1) の値が式 (2) の値より小さい場合には、式 (2) の値を用いて水平力を算出するのがよい。尚、その際のゴム支承の摩擦係数 ( $f$ ) は 0.15 とする。

2-3-3 ゴム支承の許容応力度

(1) 支承に用いるゴム材料と破断ひずみは、表2-9 のとおりとする。

表2-9 弾性ゴムの物理定数の標準値

	材料の種類	JIS K 6397 による略号	適用規格 (参考)	呼び	破断伸び %	せん断弾 性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	主な用途
天然ゴム	天然ゴム	NR	JIS K 6386-1999 (A08~14)	G6	600	0.6	ゴム支承本体、緩 衝材 (G14はリン グプレートタイ プに使用例が多 い)
				G8	550	0.8	
				G10	550	1.0	
				G12	500	1.2	
				G14	450	1.4	
合成ゴム	クロロプレン ゴム	CR	JIS K 6386-1999 (C08~12)	G8	450	0.8	ゴム支承本体、緩 衝材、支承板、防 塵カバー
				G10	450	1.0	
	スチレンブタジエン ゴム	SBR		G12	150	1.2	コンクリートヒンジ、緩衝材
高減衰 ゴム	天然ゴムあるい は合成ゴム	—		G8	650	0.8	ゴム支承本体、 緩衝材
				G10	600	1.0	
				G12	550	1.2	

注) ゴム材料の呼びは表に示すように、ゴム材料の種類と静的せん断弾性係数N/mm<sup>2</sup>の整数位を併記し、これを呼びとする。

破断伸びはシート加減したダンベル片による値を示す。

なお、JIS K 6386-1999では、弾性係数の呼びをM<sub>p</sub>の整数値に合わせるために、弾性係数値の中央値を2%高くしたため、JIS K 6386-1995と同じ呼びであっても、弾性係数の範囲は異なる材料の規格を示す。

(2) ゴム体の許容値は、表2-10 のとおりとする。

表2-10 ゴム支承の設計における許容値

項 目		許容値	
圧 縮 応 力 度	最大圧縮応力度 (有効支圧面積を考慮)	$S_1 < 8$	$\sigma_{max} = 8.0 \text{ N/mm}^2$
		$8 \leq S_1 < 12$	$\sigma_{max} = S_1 \text{ N/mm}^2$
		$12 \leq S_1$	$\sigma_{max} = 12.0 \text{ N/mm}^2$
	最小圧縮応力度		$\sigma_{min} = 1.5 \text{ N/mm}^2$
	応力振幅		$\Delta \sigma_a = 5.0 \text{ N/mm}^2$ $\Delta \sigma_a = 5.0 + 0.375(S_1 - 8.0)$ ただし最大 6.5N/mm <sup>2</sup>
せん断 ひずみ	常 時	$\gamma_{sa} = 70\%$	
	風 時	$\gamma_{wa} = 150\%$	
	地 震 時	レベル1 地震動	$\gamma_{ea} = 150\%$
		レベル2 地震動	$\gamma_{ea} = 250\%$
局部 せん断 ひずみ	常時の局部せん断ひずみ	$\gamma_{ta} = \gamma_u / f_a$ $f_a = 1.5$ $\gamma_u$ : 破断伸びで、 表-2.9による	
引 張 応 力 度	常 時	$\sigma_{ta} = 0.0 \text{ N/mm}^2$	
	風 時	G6	$\sigma_{ta} = 0.9 \text{ N/mm}^2$
		G8	$\sigma_{ta} = 1.2 \text{ N/mm}^2$
		G10 以上	$\sigma_{ta} = 1.5 \text{ N/mm}^2$
	地 震 時	G6	$\sigma_{ta} = 1.2 \text{ N/mm}^2$
		G8	$\sigma_{ta} = 1.6 \text{ N/mm}^2$
G10 以上		$\sigma_{ta} = 2.0 \text{ N/mm}^2$	

S<sub>1</sub> : 一次形状係数 (支承便覧)

(1) 現在一般的に用いられているゴム素材の呼びと設計に用いるせん断弾性係数、破断伸びを表2-9に示した。

(2) これまでの検証試験や実績などによりゴム支承本体の許容値を見直し、表2-10に示した。

表2-10以外の許容値を採用して設計する場合は、ゴム材料の特性や、支承の特性に応じ、耐久性や限界性能などを実験などで十分に検証し設定する必要がある。

## 2-4 支承の配置

### 2-4-1 配置の基本

支承は、上・下部構造の特性を考慮し、上部構造から下部構造へ力が無理なく伝わり、上部構造の動きを拘束することがないように配置する。

#### (1) 固定支承位置

固定支承の位置は、橋梁の上・下部構造とその支持条件、桁の伸縮量などとの関連、および下記項目を考慮のうえ、総合的に決定する。

- 1) 橋梁全体の経済性
- 2) 水平反力をとりやすい支点
- 3) 死荷重反力が大きい支点
- 4) 可動支承の移動量をより少なくする支点
- 5) 縦断こう配により傾斜している橋梁の場合には低い方の支点

(2) 曲線桁、斜橋、折れ桁及び広い幅員を有する場合の支承の配置に関しては、道路橋支承便覧2.8.1による。ゴム支承は移動に方向性を持たないため、変位制限装置の配置と方向の基本を示す。

設計で想定した条件に適合するように配置することとし、以下の点に配慮する。

①桁の伸縮、②桁の回転、③地震の桁と下部構造との相対変位を自由とする場合はそれぞれを拘束しない。

#### 1) 曲線橋

##### ①分散構造・免震構造

主桁の接線方向に配置し全方向回転可能とする (図2-14-(a))

##### ②固定可動構造

可動支承の移動方向を固定支承の方向に配置し、全方向に回転可能とする。(図2-14-(b))

曲率の大きな曲線橋に関しては、支承の移動方向を主桁方向とする。(図2-14-(c))

#### 2) 斜橋

斜橋における可動部は伸縮と回転が異なった方向に生じるため、全方向回転可能な支承形式とする。

(図2-14-(d))、また全方向に回転ができない形式の鋼製支承を用いる場合は、伸縮方向に配置する。

(図2-14-(e))

3) 折線桁橋

中間支点上で主桁を折った連続桁橋の支承配置は、曲線橋に準じる。

回転方向を折角の二等分方向とし左右の回転変形による拘束力を緩和することもできるが、全方向に回転可能な支承（球面支承）を用いる。（図2-14-(f)）

4) 広い幅員を有する固定可動構造の橋

温度変化による上部構造の伸縮を考慮して（図2-14-(g)）のように移動可能な支承部とするのが理想であるが、一般には（図2-14-(h)）としてよい。

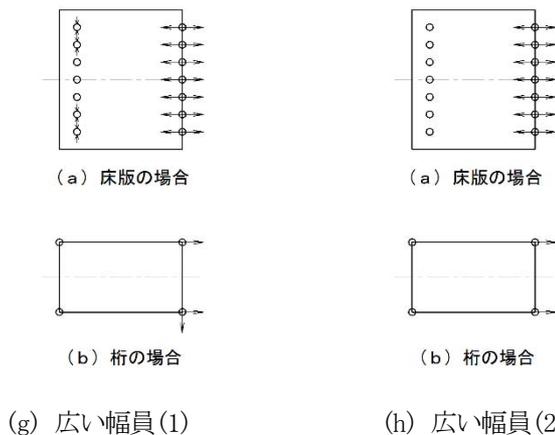
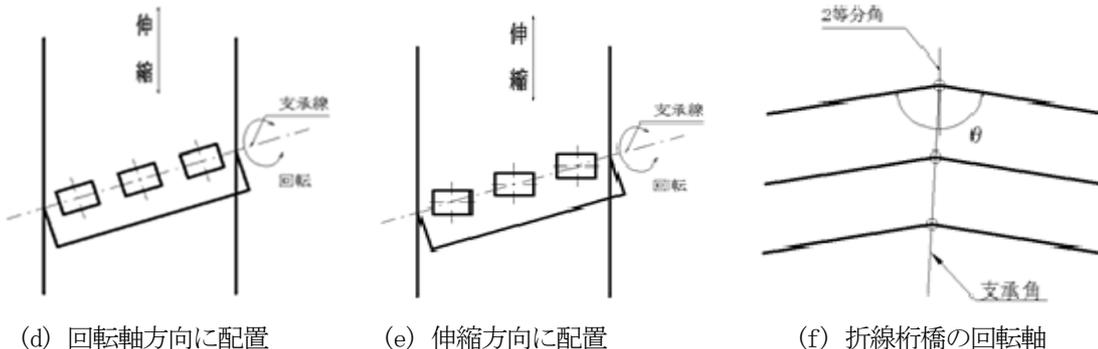
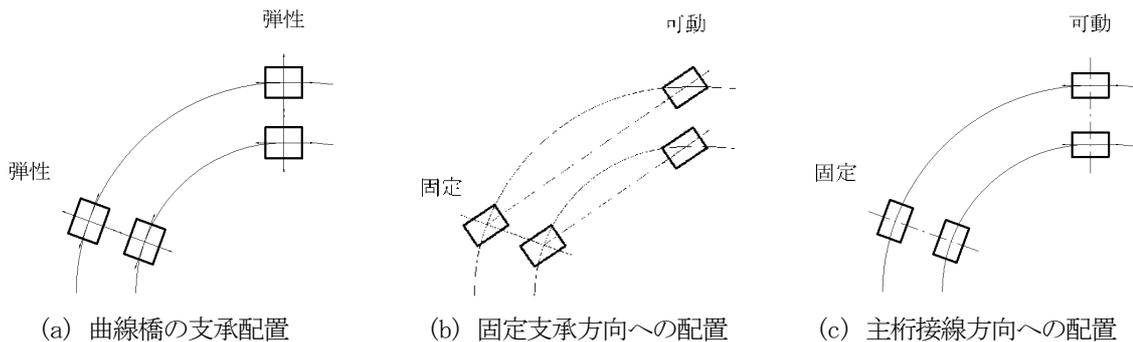


図2-14 支承の配置

2-4-2 橋軸直角方向の支承の拘束

ゴム支承を用いた支承部の橋軸直角方向の支承条件は下記のとおりとする。

(1) 地震時水平力分散構造を採用する橋は、橋軸直角方向に変位を拘束しないことを基本とする。

(2) 固定・可動構造を採用する橋は、橋軸直角方向変位を拘束することを基本とする。

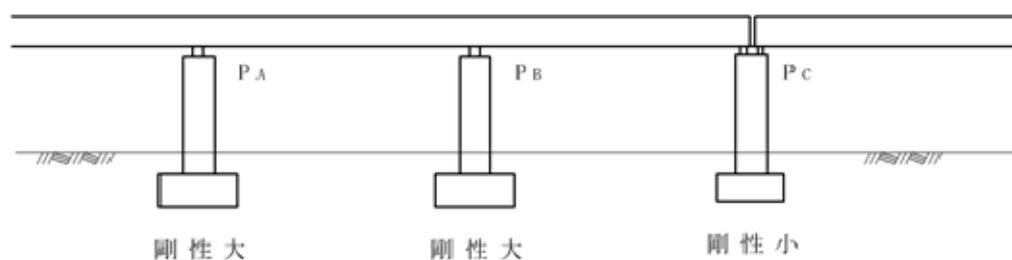
(3) 通信情報管等、重要な添架物がある場合は、橋梁全体の構造を鑑み適切な支承条件を設定する。

(1) 地震時水平力分散構造では、橋軸直角方向にもその効果を期待し橋軸直角方向変位を拘束しないことを基本とした。

ただし、下記の場合は橋軸直角方向の変位を拘束することなどについて検討する。

- a) レベル1の地震に対して、橋軸直角方向を固定して伸縮継手の破損を防止する橋梁。
- b) i) 地震時水平力分散構造の端支点部に可動支承やせん断バネの小さいゴム支承を用いる橋梁。
- ii) 同一振動単位内で橋軸直角方向の剛性が大きく異なる下部構造がある橋梁。

これらの橋梁は橋軸直角方向地震時の上部構造慣性力の分担比率が不均等になり、ゴム支承や下部構造の設計に大きな影響を及ぼすことが懸念されるため、下図の例のように橋軸直角方向を固定として分担率の均一化を図るなどの検討を行う。



支 承 条 件

	$P_A$	$P_B$	$P_C$
橋 軸 方 向	E	E	E
橋軸直角方向	E	E	F

図 2-15 橋軸直角方向固定 (例)

(3) 通信管路等、重要な添架物がある場合は、それらの破損を避ける必要がある。

直橋の場合には橋軸直角方向を固定することが望ましい。しかしながら、斜橋や曲線橋の場合は、掛違い部や橋台部にて隣接する上部構造間、橋台と上部構造間にて相対変位が発生し、重要な添架物が破損する可能性があるため、直角方向の支承条件を一概に固定とするのではなく、橋梁全体の構造を鑑みて適切に設定する。

## 2-5 支承の据付勾配

支承は、原則として水平に据え付ける。

- (1) 鋼橋の場合は、縦断方向にソールプレートの板厚を変化させて調整する(最小厚22mm)。
- (2) コンクリート橋の場合は、レアーを設けて縦断方向に対応するものとするが、詳細については「第5編コンクリート橋」を参照する。

## 2-6 支承下面の構造

- (1) 支承下面と下部構造の間は台座コンクリート及びその上面に沓座モルタルを設置することを基本とする。
- (2) ベースプレートが存在しないパット型ゴム支承を採用する場合は、台座コンクリートを省略し沓座モルタルのみとする。

- (1) 1) 支承下面は支承部の耐久性及び維持管理性の向上の図るため台座コンクリートを設置する。台座コンクリートの高さは80mm以上とする。
- 2) 支承下面の標準形状は図2-16のとおりとし、台座コンクリート上部の沓座モルタルは30~50mm埋込み、台座コンクリートから上部の厚さは30mm程度とする。
- 3) 支承のベースプレートは沓座モルタルへ10mm埋込む。
- 4) 台座コンクリートの外周はベースプレート下面の荷重分布線と橋座との交点よりも外側とする。
- 5) 台座コンクリートは確実に鉄筋が配置されることに留意する。また、やむを得ず鉄筋のかぶりが不足する場合は、塗装鉄筋を使用する。

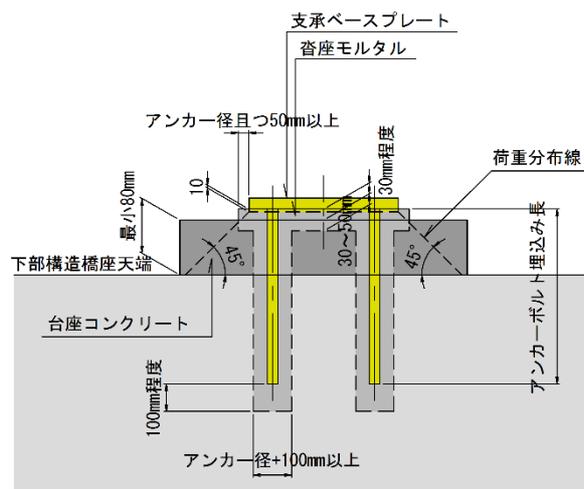


図2-16 支承下面の形状

- 6) 沓座モルタルは、原則として無収縮モルタルとする。
- 7) 設計図には支承の箱抜き図や補強鉄筋の図を記入する。

- (2)1) ベースプレートが存在しないパット型ゴム支承を採用する場合は、台座コンクリートを省略し沓座モルタルのみとしてよい。その際の標準寸法は図2-17とし、沓座モルタルには補強鉄筋を配置することを標準とする。

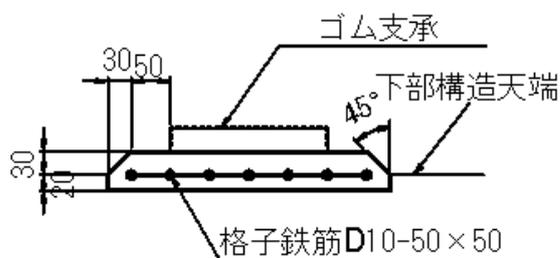


図2-17 パット型ゴム支承の場合の支承下面の標準構造寸法

- 2) プレテンション方式PCスラブ橋のように連続した帯状ゴム支承を用いる場合は、荷重が分散されるため沓座モルタルの補強鉄筋は省略してよい。

## 2-7 段差防止構造

段差防止構造は、支承が破壊した場合にも上部構造を適切な高さに支持できることを目的とした構造である。

段差防止構造は緊急車両の通行をできる限り可能とするために設置されるものであり、落橋の防止を目的とする落橋防止システムとは、設置の目的が異なるため、段差防止構造については、支承部の構造的な配慮事項の1つとする。

段差防止構造は、地震時に支承が破損した場合に路面に大きな段差が生じることのないように、図2-18に示すように上部構造を適切な高さで支持する構造である。したがって、支承高が高く損傷しやすいと考えられる支承を用いる場合には、段差防止構造を設置することも考えられる。ここでは高さ40cm程度以上の鋼製支承を用いる場合に段差構造を設置する。

段差防止構造は、支承損傷時に上部構造を一時的に支えることができればよく、水平方向の地震力を考慮しなくてよい。ただし、段差防止構造の取付部は、その本体が地震時に落下を防ぐため、ある程度の地震力を見込んだ構造とする。

また、段差防止構造は支承のジャッキアップスペースと干渉する場所に設置されるため、両者の設置位置の調整を図る。

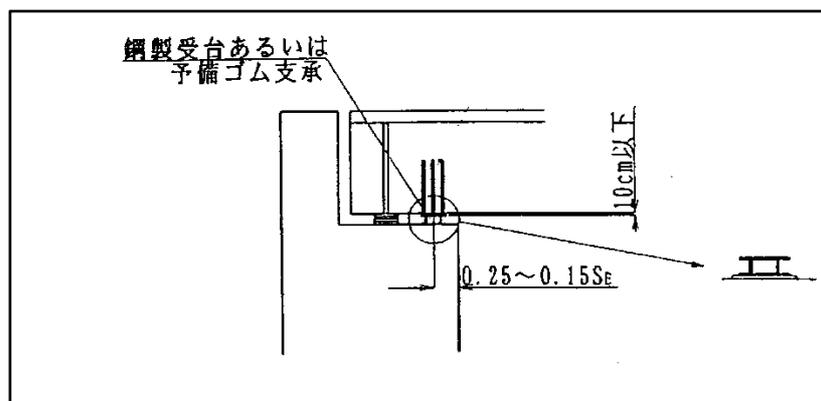


図2-18 段差防止構造の配置

段差防止構造の設計における手法及び許容値の割り増しは「第4章 表2-12 落橋防止システムの設計法と許容値の安全率」を参照する。

### 第3章 落橋防止システム

#### 3-1 設計の基本

- (1) 構造部材や地盤の破壊に伴う予期できない構造系の破壊が生じて、上部構造の落下を防止できるように落橋防止システムを設ける。
- (2) 落橋防止システムは、桁かかり長、落橋防止構造、横変位拘束構造から構成する。落橋防止システムを構成する要素は、橋梁の形式、地盤条件などに応じて適切に選定しなければならない。
- (3) 落橋防止システムの設置にあたっては、支承の機能や上下部構造の機能を阻害してはならない。また、将来的な維持管理に配慮した位置・形式とする。

(1) 落橋防止システムは、下部構造が倒壊等の致命的な状態に至っていない段階において、支承部の破壊によって上部構造と下部構造が構造的に分離し、これら間に大きな相対変位が生じる場合にも上部構造の落下を防止するシステムとして用いられる。

表2-11 落橋防止システム

名称		機能方向	役割
落 防 止 シ ス テ ム	桁かかり長	橋軸方向	下部構造や支承が破壊し、上下部構造間に大きな相対変位が生じた場合に落橋を防止する。
	落橋防止構造	橋軸方向	下部構造や支承が破壊し、上下部構造間に桁かかり長を超えるような変位が生じないようにする。
	横変位拘束構造	橋軸直角方向	上部構造が隣接桁や橋台の拘束を受けずに回転できるような斜橋・曲線橋、もしくは下部構造の頂部幅が狭い等構造的要因等によって上部構造が橋軸直角方向に変位しやすい橋梁の場合に支承が破壊したときに変位を拘束する。

## 第 2 編 橋梁一般

(2) 落橋防止システムの設計に用いる設計方法や許容値の割増しは下記のとおりとする。

尚、段差防止構造は、落橋防止システムではないが、同様の構造となるため本項にて安全率を示す。

表 2-12 落橋防止システムの設計法と許容値の安全率

落橋防止システムの形式	計算方法及び安全率		備考
	鋼部材本体および取付け部材	コンクリート部材	
落橋防止構造	許容応力度法 許容値の割増し：1.70	許容応力度法 許容値の割増し：1.50	
横変位拘束構造	許容応力度法 許容値の割増し：1.70	曲げに対して；最大抵抗曲げモーメント せん断力に対して；せん断耐力 (Ps)	
段差防止構造	許容応力度法 許容値の割増し：1.00	許容応力度法 許容値の割増し：1.00	支承部構造

アンカーボルトの許容応力度は、「道示Ⅱ鋼橋編 3.2.3 溶接部及び接合用鋼材の許容応力度 表-3.2.11 アンカーボルト及びピンの許容応力度」を参照のとこと。

第2編 橋梁一般

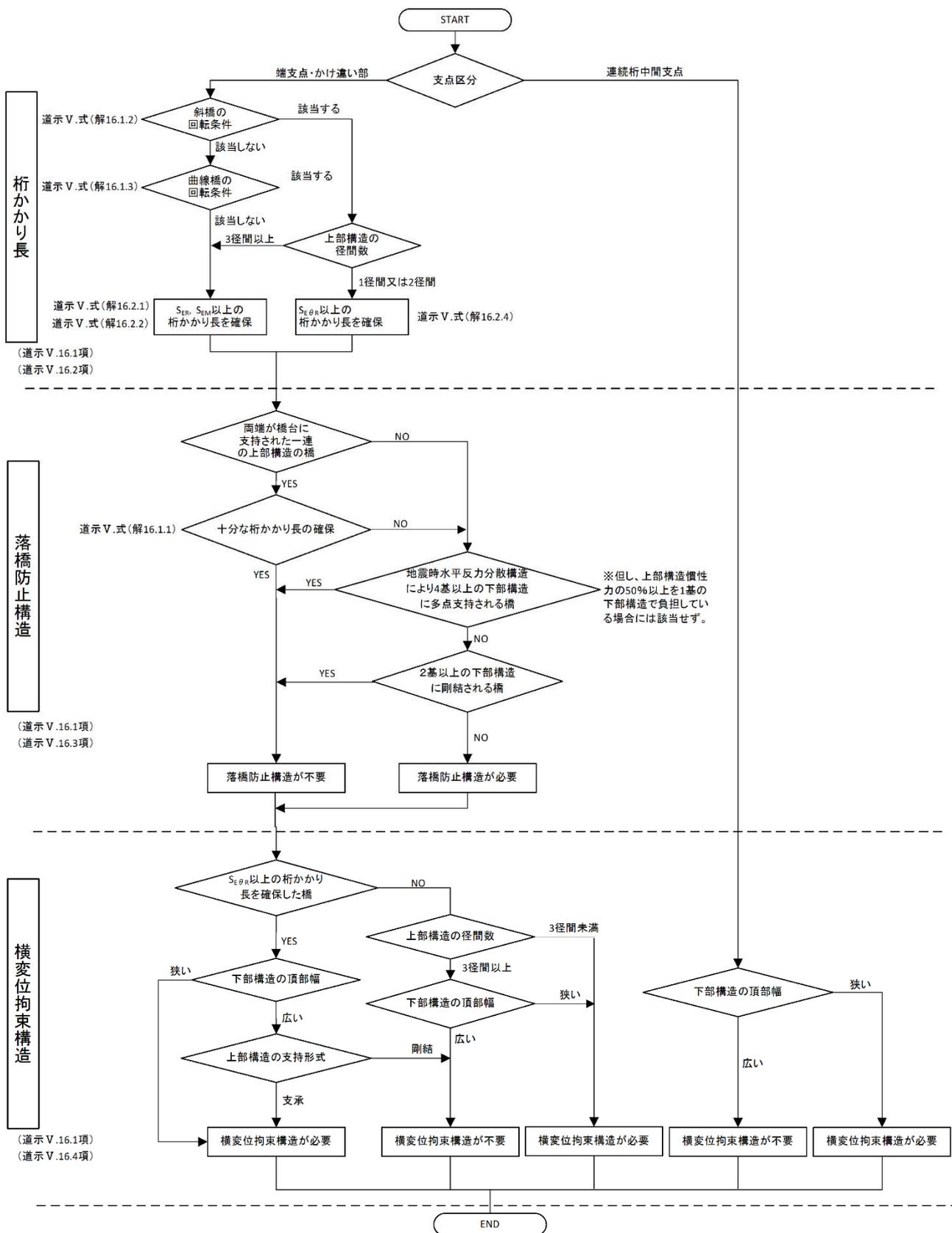


図2-19 落橋防止システムの基本的な考え方

3-2 桁かかり長

桁かかり長は、下部構造や支承が破壊し、上下部構造間に予期しない大きな相対変位が生じた場合に、桁かかり長を確保することで落橋防止するものであり、道示V.16.2によることを基本とする。

- (1) 桁かかり長は図2-20 に示すように桁端部から下部構造の頂部の縁端までの上部構造の長さとして定義されるものである。

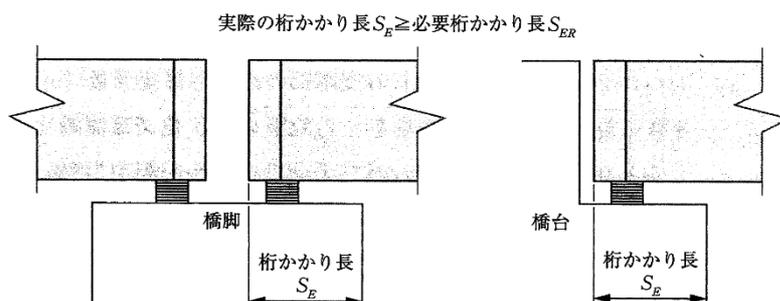


図2-20 桁かかり長

- (2) 上部構造の構造条件や幾何学的条件から、支承部の破壊後に上部構造が隣接桁や橋台の拘束を受けずに回転できる橋で、かつ径間数が1径間又は2径間の上部構造を有する橋は、構造的な特性により上部構造の回転による落橋が生じる可能性があるため、回転の影響を考慮して必要桁かかり長を設定する。
- (3) 従来は、斜橋が上部構造の重心を回転中心として回転する場合を対象としていたが、地震時に生じる上部構造の回転挙動の特性を踏まえ、さらに、上部構造の平面形状によらず桁端部に斜角を有する上部構造に対して適用できる式とするために、以下の図のようにしている。

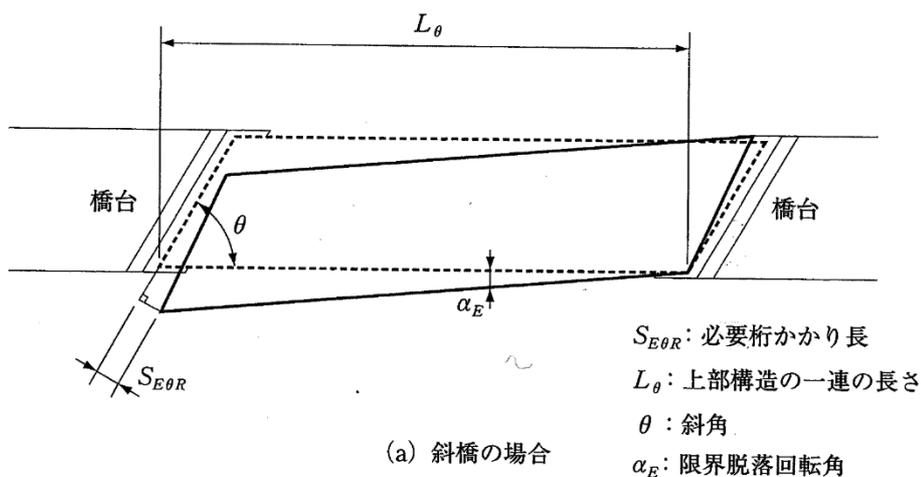


図2-21 斜橋に用いる桁かかり長

- (4) 曲線橋においては、道示V式(16.2.4)における斜角には、図2-22に示す曲線橋の回転条件を評価するための斜角  $\theta'$  を用いる。

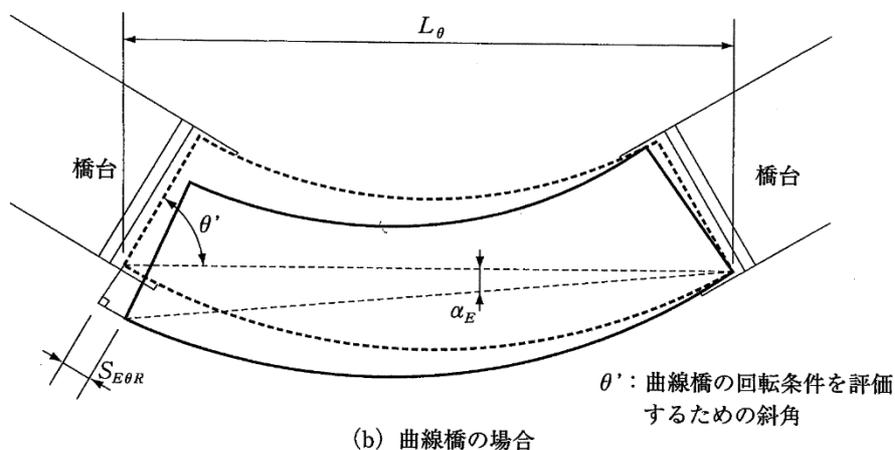


図2-22 曲線橋の回転条件

- (5) 条文の桁かかり長を算出する際に、地盤の相対変位  $u_G$  の計算において1橋の中でも地盤条件が異なる場合は、地盤条件のより軟弱な条件で算出する。

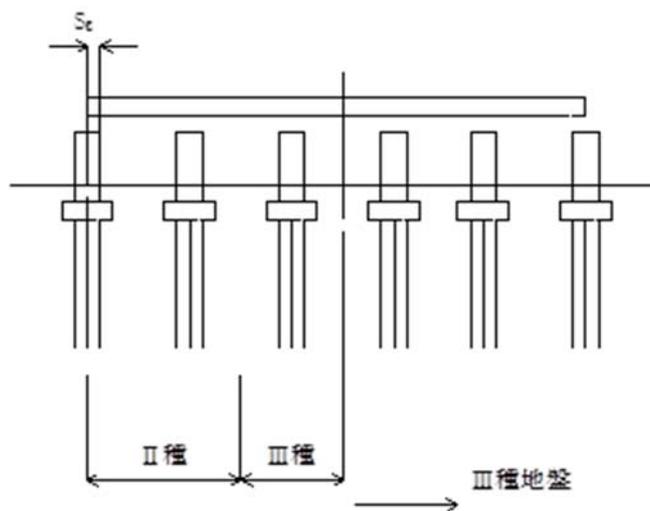


図2-23 1橋の中で地盤条件の異なる場合

3-3 落橋防止構造

- (1) 落橋防止構造は、桁かかり長を補完するものであり、特に下部構造や支承が破壊して上下部構造間に予期しない大きな相対変位が生じた場合に、桁端部が桁かかり長に達する前に機能するもので、道示V16.1、16.3によることを基本とする。
- (2) 構造特性により、橋軸方向に大きな変位が生じにくい橋、または端支点の鉛直支持が失われても上部構造が落下しない橋は、落橋防止構造の設置を省略してもよい。
- (3) 落橋防止構造本体、下部構造取り付け部および上部構造取り付け部の耐力は、設計地震力を下回ってはならない。
- (4) 設置する落橋防止構造の形式は将来的な点検・補修に配慮した構造とする。

- (1) 落橋防止構造は橋軸方向の落橋防止として機能させるものであり、橋軸方向への移動に追従できる構造とする。
  - 1) 衝撃的な地震力を緩和するため、ゴムなどの緩衝材を用いて耐衝撃性を高める構造とする。代表的な落橋防止構造を図2-25～2-29に示す。
    - ① 上部構造と下部構造を連結する構造
    - ② 上部構造および下部構造に突起を設ける構造
    - ③ 2連の上部構造を相互に連結する構造
  - 2) 隣接する上部構造の形式や規模が著しく異なる橋では、設計振動単位ごとに位相が異なるため、大きな相対変位が生じることがある。これに該当する橋の条件としては、隣接する橋の重量の比が2倍以上、または2つの設計振動単位の固有周期の比1.5倍以上であり、この場合には隣接する上部構造間を相互に連結するタイプの落橋防止構造をさける。
  - 3) 落橋防止構造の設計移動量は上下部構造の相対変位が桁かかり長の75%を超えないように設定し、落橋防止構造が破断した場合でも25%以上の桁かかり長を確保することとする。ただし、ゴム支承を用いる場合には、大地震時においてゴムの変形能力を最大限確保するため、ゴムの許容せん断ひずみに相当する移動量を確保することが望ましい。
- (2) 橋軸方向の落橋防止構造の省略について
 

次の条件のいずれかに該当する場合には橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性の橋であるとみなして、落橋防止構造を省略してもよい。

  - 1) 両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋
  - 2) 橋軸方向に4基以上の下部構造において弾性支持又は固定支持される一連の上部構造を有する橋
  - 3) 2基以上の下部構造が剛結される上部構造を有するラーメン橋
  - 4) 活荷重及び衝撃以外の主荷重による作用のみを考慮する場合に支点反力が生じない又は負反力が生じる端支点の場合

(3) 落橋防止構造を橋台パラペットや上部構造の端横桁に取付ける場合は、その構造部位について設計地震力による曲げモーメント、せん断、押し抜きせん断に対して照査し、取り付け部の耐震性を確保する必要がある。

1) 落橋防止システムは、上部構造の落下を防止できるように配慮するものであるが、落橋防止構造からの荷重は、下部構造の安定計算では考慮しない。

2) パラペットの破壊が上部構造の落下につながる可能性があるため、落橋防止構造から荷重  $H_F$  によりパラペット基部に発生する曲げモーメントが道示IV.5.2.2に規定する降伏曲げモーメント以下になること及び、せん断力が道示IV.5.2.3に規定するせん断耐力以下となることを照査すること。

3) 降伏曲げモーメントは、パラペット全幅を有効として計算してよい。

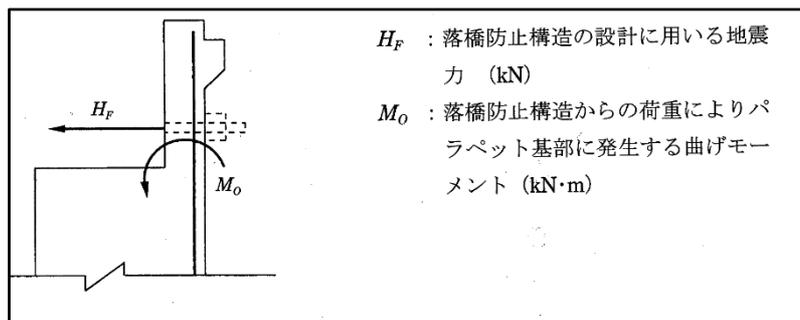


図2-24 パラペット設計に用いる落橋防止構造からの荷重

4) 落橋防止構造の取付部が破壊しないよう、押し抜きせん断に対する照査を行う。

パラペットの押し抜きせん断耐力は道示IV.4.2(1)1に規定する押し抜きせん断応力度  $\tau_{a3}$  に地震時割増係数 1.50 を考慮してよい。

押し抜きせん断に関する照査は道示III.4.6(4.6.1)式による。

5) 上記照査は上部構造が下部構造橋座から落下する直前の状態を想定しているため、背面土厚や踏掛版からの荷重は考慮しなくてもよい。

(4) 設置する落橋防止構造の形式は、上部構造と下部構造を連結する方法、上部構造もしくは下部構造に突起を設置して落橋を防止する方法がある。

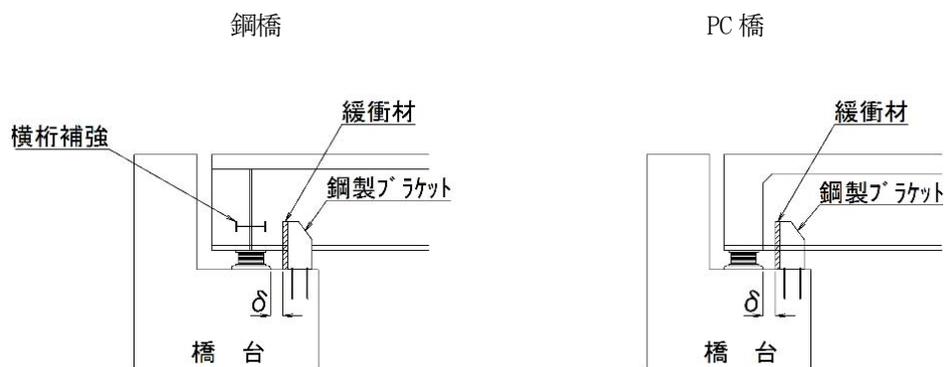
尚、下部構造の橋座面もしくはたて壁前面に鉄筋コンクリートの突起を設置して上部構造の落橋を防止する形式も考えられるが、橋座面や桁端部の点検や補修が困難であることから事例としては示していない。この構造を採用する場合は橋座面の点検スペースの確保等維持管理性を十分に検討すること。

1. 橋台部



a) 橋台と上部構造を連結する落橋防止構造

図2-25 橋台部落橋防止構造 (例) (1)



b) 鋼製ブラケットを用いる落橋防止構造

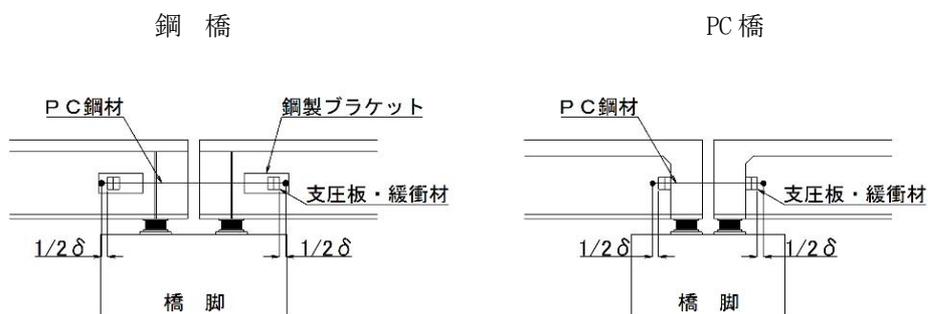
図2-26 橋台部落橋防止構造 (例) (2)

注)1.  $\delta$  : 落橋防止構造の設計移動量

2. 適用区分は、a)を標準とする。構造上の制限によりa)が設置できない場合はb)を使用する。

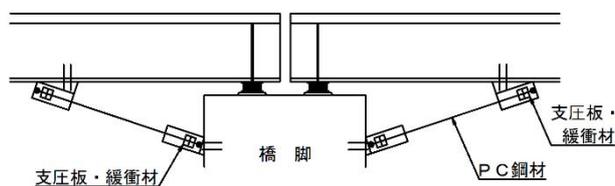
b)については、上部構造及び規模に応じて決定する。

2. 橋脚部



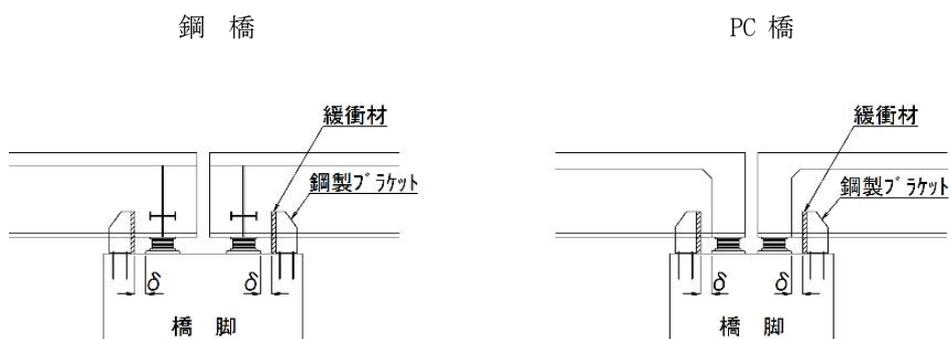
a) 2連の上部構造を相互に連結する落橋防止構造

図2-27 橋脚部落橋防止構造 (例) (1)



b) 橋脚と上部構造を連結する落橋防止構造

図2-28 橋脚部落橋防止構造 (例) (2)



c) 鋼製ブラケットを用いる落橋防止構造

図2-29 橋脚部落橋防止構造 (例) (3)

注) 1.  $\delta$  : 落橋防止構造の設計移動量

2. 適用区分はa)を標準とする。隣接する橋の重量の比が2倍以上、または、2つの設計振動単位の固有周期の比が1.5倍以上の場合はb), またはc)の構造とする。

3. b), c)については、上部構造及び規模に応じて決定する。

3-4 横変位拘束構造

- (1) 横変位拘束構造は、道示V 16.1、16.4によることを基本とする。
- (2) 上部構造の橋軸直角方向への移動により落橋する可能性が低い橋梁については、横変位拘束構造を省略してもよい。
- (3) 上部構造の回転を抑止する横変位拘束構造は、回転する側このみ設置すればよい。

(1) 落橋防止構造と同様に、横変位拘束構造が機能するためには、横変位拘束構造本体だけでなく、この取り付け部材やこれが取り付けられる下部構造が上部構造の応答を拘束する際に生じる力に抵抗できることが前提となる。よって横変位拘束構造の設計地震力は当該支点を支持する下部構造の耐力に相当する力としている。

$$H_s = P_{TR}$$

$$\text{ただし、} H_s \leq 3 k_h \cdot R_d$$

ここに、

$H_s$  : 横変位拘束構造の設計地震力 (kN)

$P_{TR}$  : 当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力 (kN)

$k_h$  : レベル1地震動に相当する設計水平震度

$R_d$  : 死荷重反力 (kN)

- (2) 次の条件のうちいずれかに該当する橋は、横変位拘束構造を省略できない。
  - 1) 上部構造の構造条件や幾何学的条件から、支承部の破壊後に上部構造が隣接桁や橋台の拘束を受けずに回転できる橋で、かつ径間数が1径間又は2径間の一連の上部構造を有する橋
  - 2) 下部構造の頂部幅が狭い橋
- (3) 上部構造の回転を抑止するブロックタイプの横変位拘束構造は、下図のとおり回転する側のみ設置すればよい。

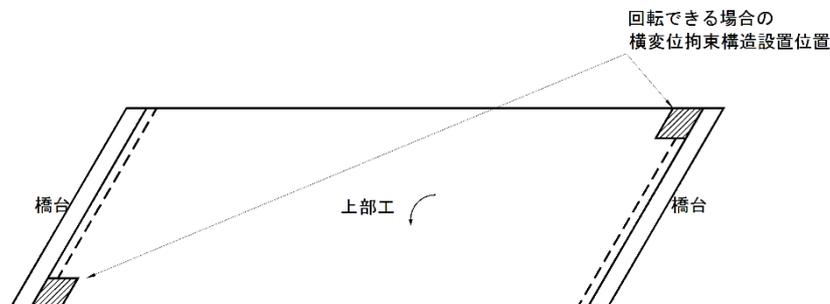


図 2-30 上部工構造が回転できる場合の横変位拘束構造設置位置  
(斜橋の場合)

## 第2編 橋梁一般

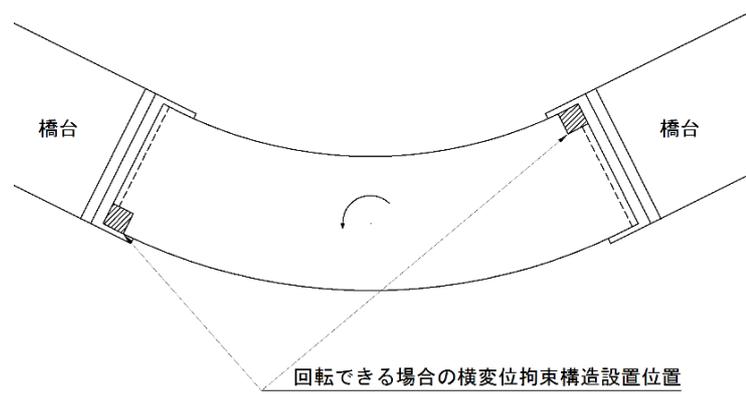


図2-31 上部構造が回転できる場合の横変位拘束構造設置位置  
(曲線橋の場合[左回転の例]) 回転を受ける側に設置する

### 1. 鋼橋

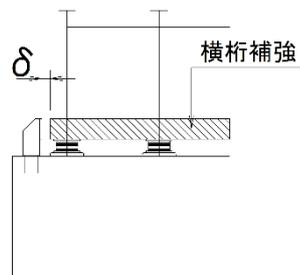


図2-32 鋼橋の横変位拘束構造 (例)

### 2. PC橋

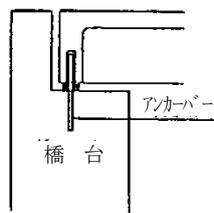


図2-33 PC橋の横変位拘束構造 (例)

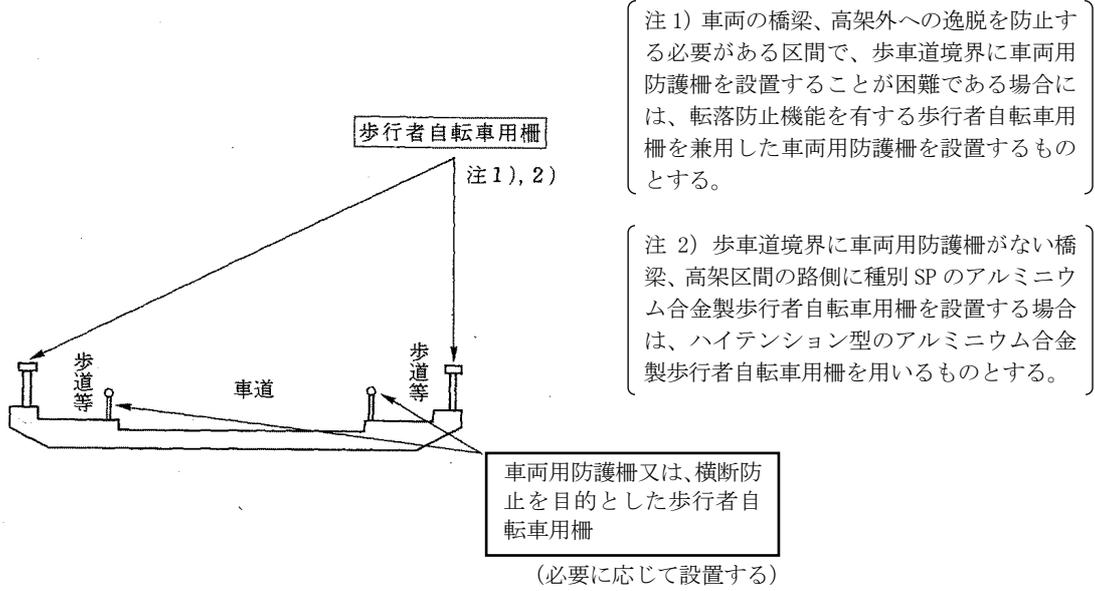
## 第4章 橋梁用防護柵

### 4-1 一般

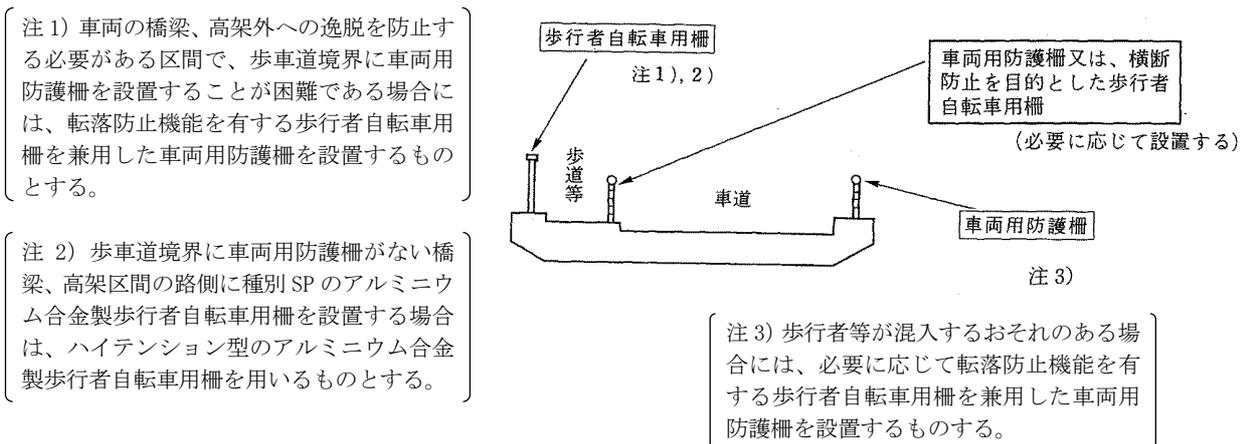
- (1) 橋梁用防護柵の種類は、橋梁用車両防護柵、歩行者自転車用柵兼用車両防護柵、および歩行者自転車用柵とする。
- (2) 車両防護柵は、種別に応じて次の性能を有するものでなければならない。
  - 1) 車両の逸脱防止性能
  - 2) 乗員の安全性能
  - 3) 車両の誘導性能
  - 4) 構造部材の飛散防止性能
  - 5) 第三者に対する安全性の確保

(1) 橋梁用防護柵の機能は以下の通りとする。

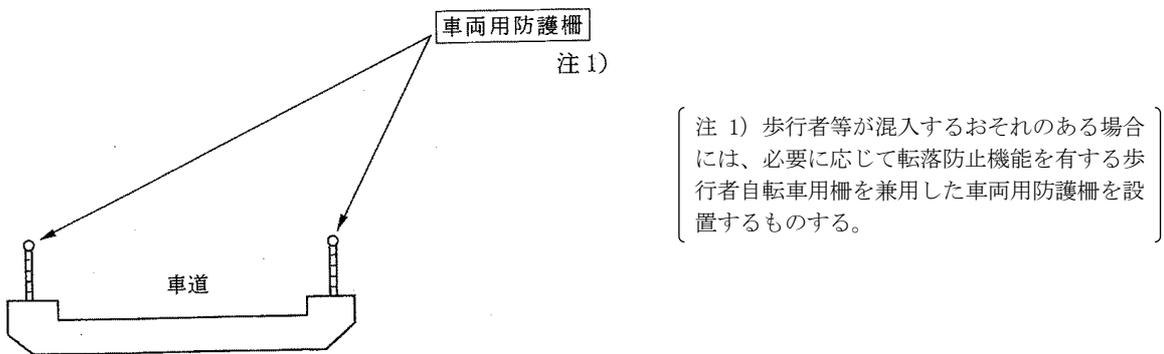
- 1) 橋梁用車両防護柵は、橋梁に設置する車両防護柵の総称で、走行中に進行を誤った車両が橋梁外などに逸脱するのを防ぐとともに、乗員の傷害および車両の破損を最小限にとどめて、車両を正常な進行方向に復元させることを目的としたものである。
- 2) 歩行者自転車用柵兼用車両防護柵は、橋梁用車両防護柵に歩行者、自転車の橋面外への転落を防止することを目的とした歩行者自転車用柵としての機能をもたせたものである。
- 3) 歩行者自転車用柵は、歩行者および自転車の橋梁外への転落を防止することを目的としており、歩車道境界に橋梁用車両防護柵が設置される場合に、歩道部の地覆上に設置する。
- 4) 歩車道境界の車両防護柵は、次の場合に設置する。
  - ① 転落車両による二次的事故の発生を防止する必要がある場合。
  - ② 線形が視認されにくい曲線部など、車両の路外逸脱が生じやすい場合。



両側歩道の橋梁、高架での設置の考え方



片側歩道の橋梁、高架での設置の考え方



歩道のない橋梁、高架での設置の考え方

図2-34 歩行者自転車用柵および橋梁用車両防護柵設置図

(2) 防護柵の機能を発揮するために満足すべき性能を示し、防護柵の設置にあたってはこれらの性能が確認されているものを用いることとした。

1) 車両の逸脱防止性能について

① 強度性能

車両の衝突に対して、防護柵が突破されない強度を有すること。

② 変形性能

たわみ性防護柵にあたっては、車両の衝突に対して車両の最大進入行程が設置場所に応じて所定の値を満足することとし、剛性防護柵にあたっては主たる部材に塑性変形が生じないこととする。

③ 設置形状

壁高欄とガードレール接合部については、端部に車両が衝突した際の衝撃緩和等のため連続性を確保するよう、設置形状に配慮する。

2) 乗員の安全性能について

車両の衝突に対して、車両の受ける加速度が種別、種類に応じて所定の値を満足すること。

3) 車両の誘導性能について

① 車両は、防護柵衝突後に横転などを生じないこと。

② 防護柵衝突後の離脱速度は、衝突速度の6割以上であること。

③ 防護柵衝突後の離脱角度は、衝突角度の6割以下であること。

4) 構成部材の飛散防止性能について

車両の衝突時に構造部材が大きく飛散しないこと。

4-2 車両防護柵の区間区分と種別の適用

車両用防護柵は、表 2-13 に示す道路の区分により設計速度及び設置する区間に応じて表 2-14 に示す種別を適用する。

表 2-13 区間区分

		一般区間	重大な被害が発生するおそれのある区間	新幹線などと交差または近接する区間
区間区分の基本的な考え方	二次被害の重大性	・右記以外の区間	・二次被害が発生すれば重大なものとなるおそれのある区間	・二次被害が発生すれば極めて重大なものとなるおそれのある区間
	乗員安全性	・右記以外の区間	・逸脱すれば当事者が過度の傷害を受けるおそれのある区間	—
路外の状況	二次被害の重大性	・右記以外の区間	<ul style="list-style-type: none"> <li>・大都市近郊鉄道、地方幹線鉄道との交差近接区間</li> <li>・高速自動車道国道、自動車専用道路などとの交差近接区間</li> <li>・走行速度が特に高く、かつ交通量の多い分離帯設置区間</li> <li>・その他重大な二次被害のおそれのある区間</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・新幹線との交差近接区間</li> <li>・ガスタンク近接区間など</li> </ul>
	乗員安全性	・右記以外の区間	・路外に大きな落差があるなど乗員の安全性からみて極めて危険な区間	—

表 2-14 防護柵種別の適用

道路の区分	設計速度 (km/h)	一般区間		重大な被害が発生するおそれのある区間		新幹線などと交差または近接する区間	
		種別	衝撃度 (kJ)	種別	衝撃度 (kJ)	種別	衝撃度 (kJ)
高速自動車専用道路 自動車国道	100以上	A	130	SB	280	SS	650
	80						
	60以下			SC	160	SA	420
その他道路	60以上	B	60	A	130	SB	280
	50以下	C	45	B	60		

(1) 防護柵の種別について

- 1) 道路区分の高速自動車国道の種別 SA, SB, SC, A については、4-4 に示す構造詳細で所定の耐力を確保できるため、同一種別の取扱いとする。
- 2) その他道路の種別 A, B, C については、上記の同様の理由により、同一種別の取扱いとする。

4-3 橋梁用車両防護柵および歩行者自転車用柵兼用車両防護柵

橋梁用車両防護柵および歩行者自転車用柵兼用車両防護柵は、原則としてブロックアウト型および剛性防護柵とする。

- (1) 橋梁用車両防護柵および歩行者自転車用柵兼用車両防護柵の高さは、図2-35のとおりとする。

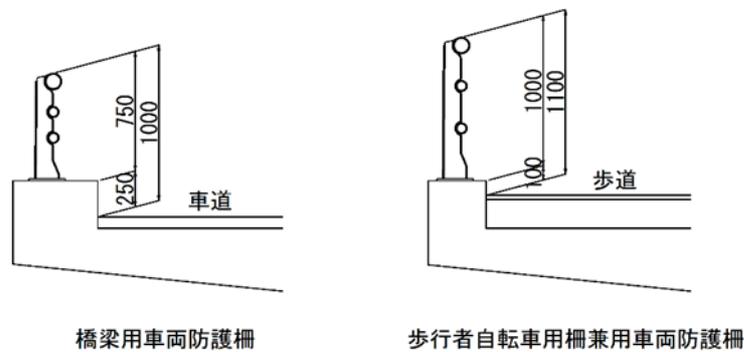


図2-35 防護柵の高さ

- (2) 剛性防護柵は、次の場合に設置する。

- 1) 車両が橋梁外に転落し、二次的災害を起こす可能性が高い、こ線橋、こ道橋および高架橋など。
  - 2) 高規格道路の橋梁。
- 管轄する道路管理者の基準が別途定められている場合には、これにあわせて防護柵を設置する。

(3) 中央分離帯にたわみ性防護柵を使用する場合は下記形状を基本とする。

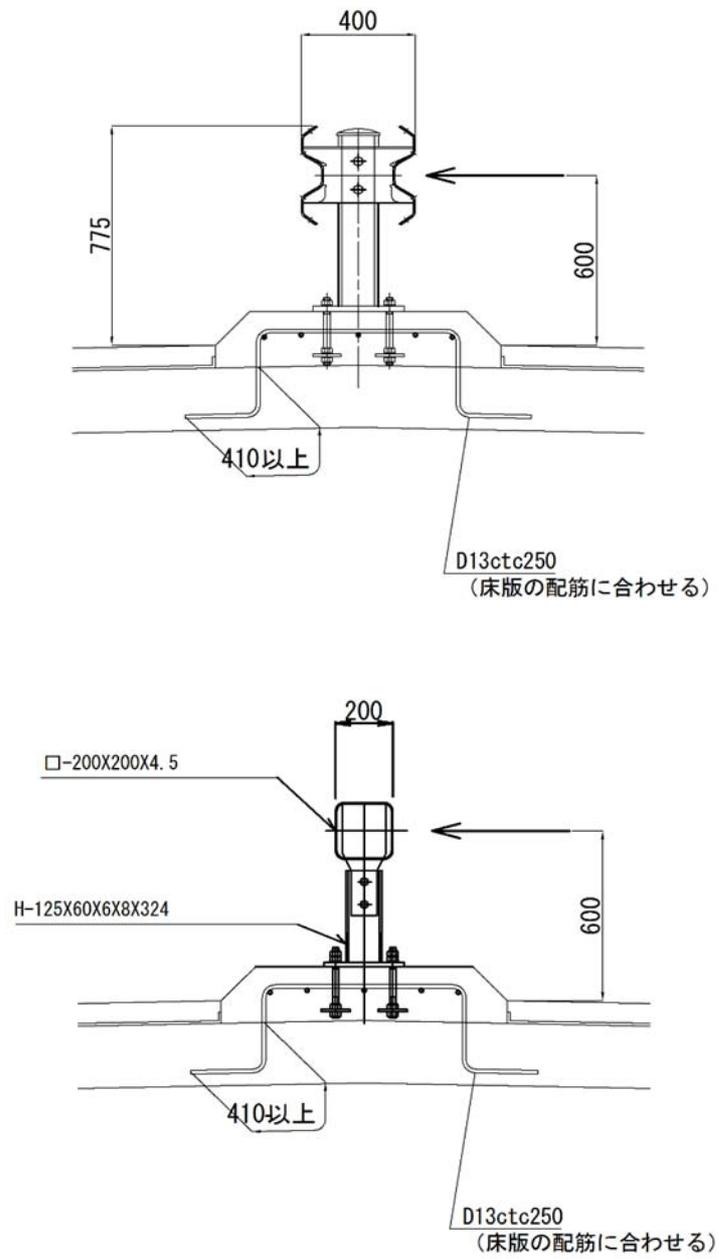


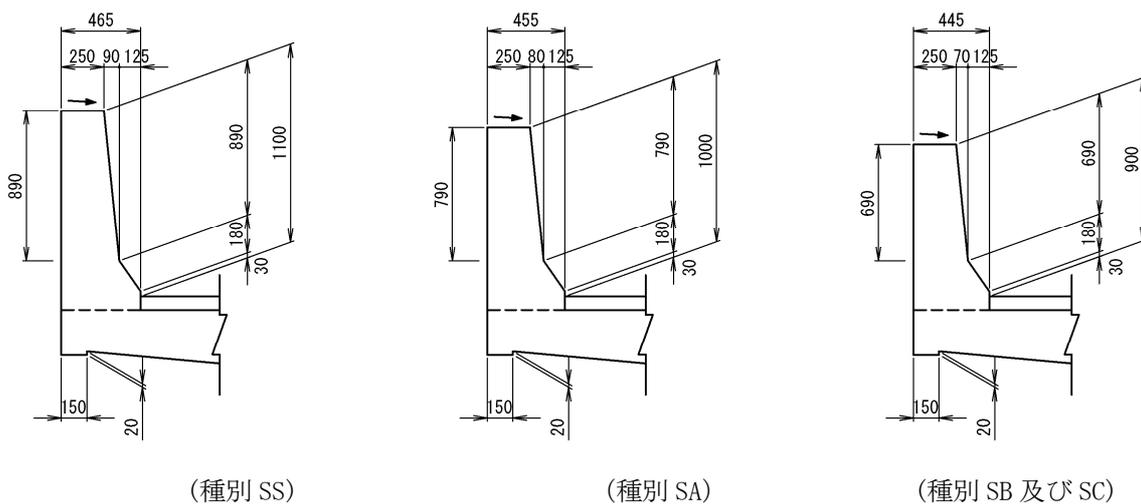
図 2-36 たわみ性中央分離帯形状 (例)

4-4 剛性防護柵

剛性防護柵は、鉄筋コンクリート壁式とする。

(1) 鉄筋コンクリート壁式防護柵の形状は、図2-37に示すものを標準とする。

・高規格幹線道路



・一般道路

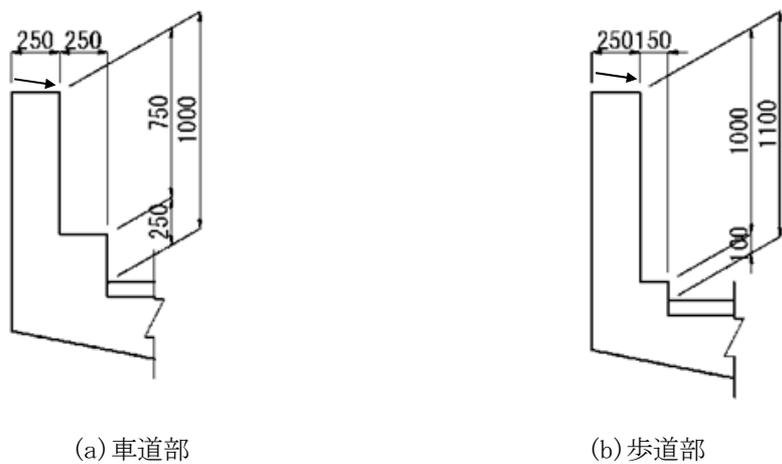


図2-37 剛性防護柵標準断面

表2-15 性防護柵天端線荷重(kN/m)

種別	フロリダ型	直壁型
SS	45	55
SA	32	39
SB	22	26
SC	13	15

- ・複合型防護柵（半壁タイプ）

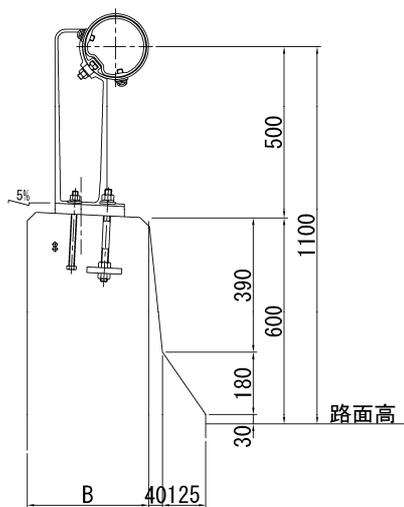


図 2-38 複合型防護柵断面（SB 種の例）  
（コンクリート強度  $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ ）

種別	天端幅 B(mm)
SS	400
SA	375
SB	350
SC	325

## 第2編 橋梁一般

- (2) 鉄筋コンクリート壁の高さは、原則として車道面から 100cm(4-2 に規定する種別 SS のみ 110cm)、歩道面から 110cm とする。
- (3) 剛性防護柵は、中間支点上及び支間は 10m 間隔程度に伸縮目地を設置し、その間にひび割れ誘発目地 (V カット) を 1 箇所設置する。橋軸方向水平鉄筋は伸縮目地部で切断する。なお、下部の地覆部には、ひび割れ誘発目地 (V カット) を設けない。また剛性防護柵には膨張コンクリートを使用することを標準とする。ひび割れ誘発目地 (V カット) の深さは 30 mm、剛性防護柵の橋軸方向鉄筋は切断し、内部にエポキシ樹脂塗装を施した鉄筋 (クロス筋) を配置する。
- (4) ひび割れ誘発目地部の地覆内部に補強筋を配置する。
- (5) 剛性防護柵は、情報管路の条数を確認し設計する。
- (6) 複合型防護柵は、設置条件を確認し計画する。
- (7) 床板と剛性防護柵の水平打継目の一体性を確保する。また、水平打継目は図 2-39 に示すとおり、床板コンクリートの打込み時に 20 mm 程度嵩上げを行って漏水対策を行うことを原則とする(横断勾配の低い方のみ)。

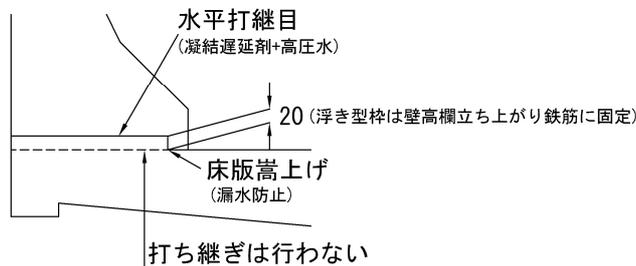


図 2-39 剛性防護柵と床版との水平打継目の構造

第2編 橋梁一般

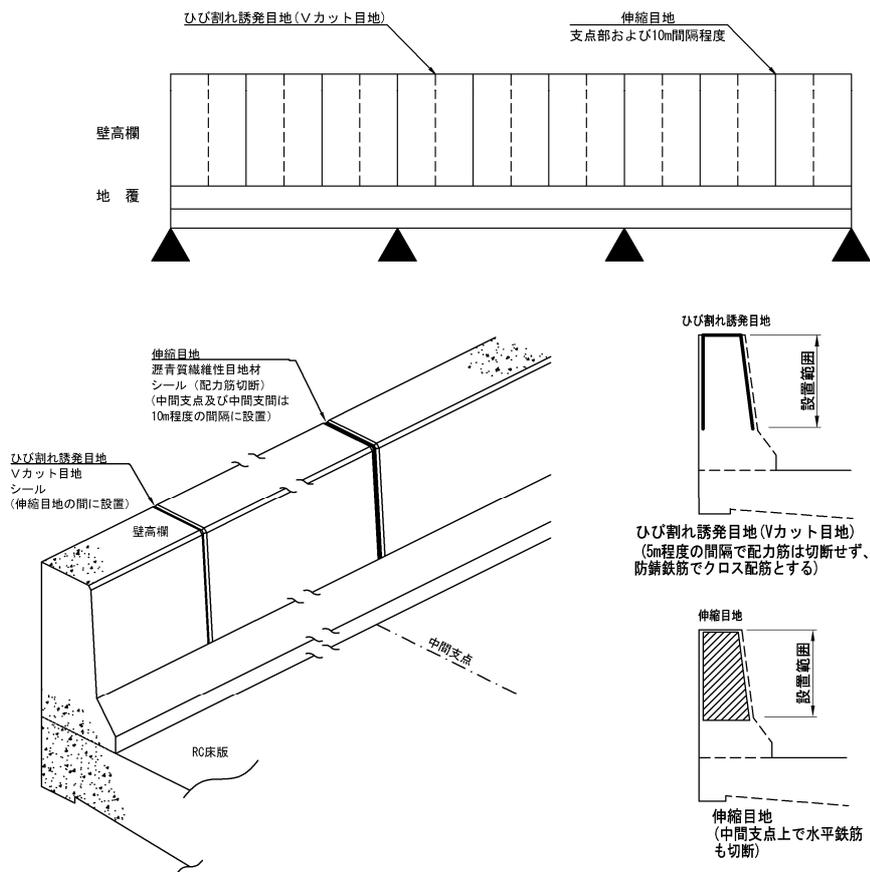


図 2-40 伸縮目地配置図

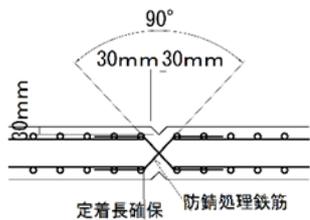


図 2-41 支間部の目地形状

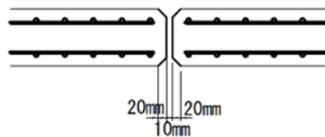


図 2-42 伸縮目地の構造

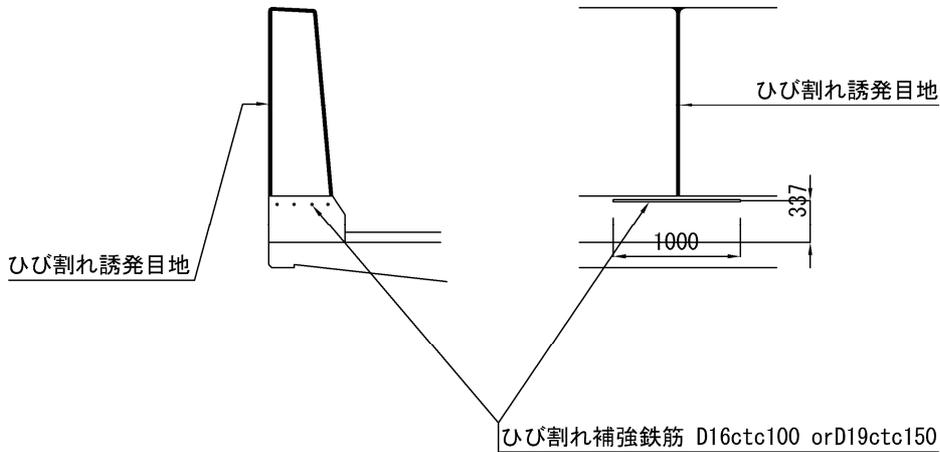


図 2-43 床版部の補強鉄筋の配置

#### 4-5 歩行者自転車用柵

歩行者自転車用柵は、歩行者および自転車の橋梁外への転落防止機能を有する構造とする。

(1) 歩行者自転車用柵の一般的な形式としては、横棧型および縦棧型があるが、歩行者の落下等を踏まえ、縦棧型を基本とする。

ただし、周囲の環境、大規模橋梁などでこれによりがたい場合は、別途形式を考慮する。

(2) 歩行者自転車用柵の高さは、図2-44のとおりとする。

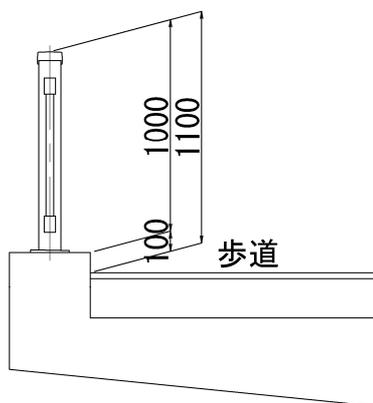
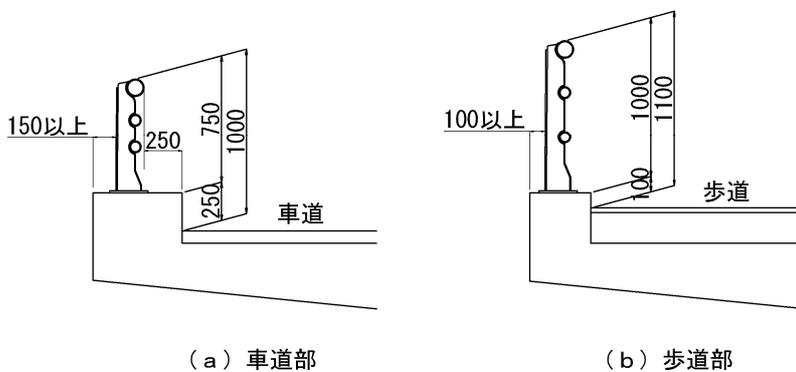


図2-44 歩行者自転車用柵の高さ

#### 4-6 設置位置

橋梁用防護柵の設置位置は、地覆への定着、建築限界などを考慮して定める。

(1) 橋梁用車両防護柵および歩行者自転車用柵兼用車両防護柵の設置位置は、図2-45のとおりとする。



(a) 車道部

(b) 歩道部

図2-45 防護柵の設置位置

(2) 歩行者自転車用柵の設置位置は、地覆の中央部とする。

(3) 防護柵の橋軸方向の支柱設置位置は桁の端部から 500mm 以上の離隔を確保する。

#### 4-7 定着部の構造

橋梁用防護柵は、アンカーボルト方式により地覆部に十分定着させる。

アンカーボルト方式の一般的な定着構造は、図 2-46 のとおりとする。定着位置は、地覆の目地位置に配慮して、計画を行う。

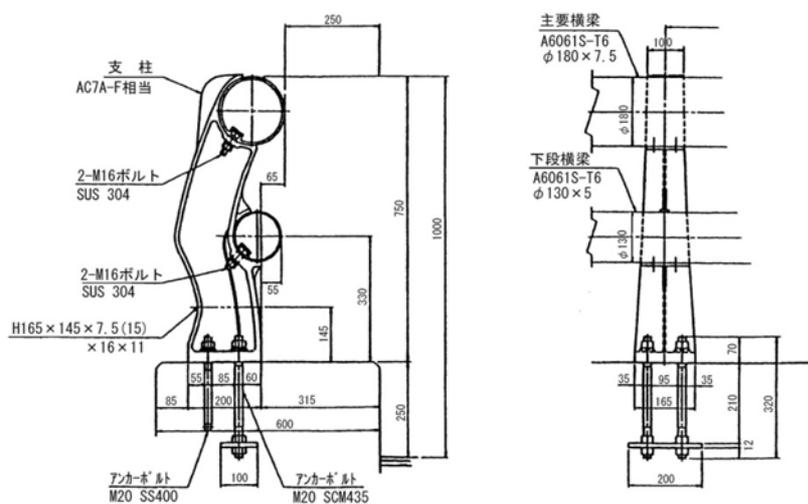


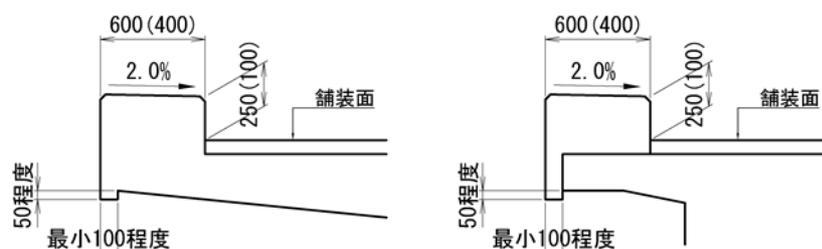
図 2-46 アンカーボルト方式の定着構造

## 第5章 地覆・路肩

### 5-1 地覆の形状

地覆の形状は、建築限界、橋梁防護柵の構造などを考慮して定めるものとする。

(1) 車両用防護柵部の地覆形状は、図2-47のとおりとする。



※ ( ) 内は歩道部を示す

(a) 鋼げた

(b) PCげた

図2-47 車両用防護柵部の地覆形状

### 5-2 地覆の伸縮目地

(1) 地覆は、温度変化、乾燥収縮によりにひびわれが生じやすいため、原則として伸縮目地及びひび割れ誘発目地（Vカット）を設ける。

(2) ひび割れ防止に関しては現場養生を十分行うとともに、膨張材等の混和材を使用する。

(1) 地覆には、中間支点上及び支間は10m間隔程度に伸縮目地を設置し、その間にひび割れ誘発目地（Vカット）を1箇所設置する。（図2-48参照）

橋軸方向水平鉄筋は伸縮目地部で切断する。

ひび割れ誘発目地（Vカット）の深さは30mmとする。

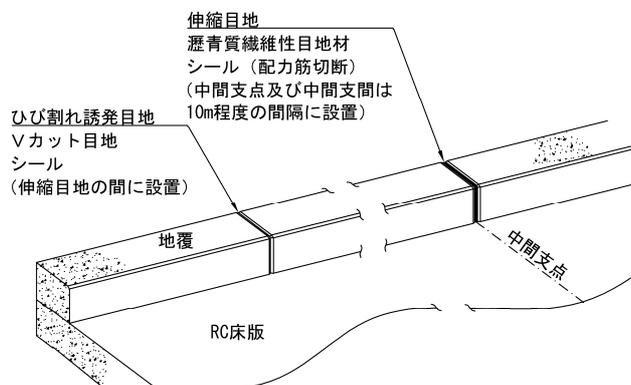


図2-48 伸縮目地及びひび割れ誘発目地及びの配置

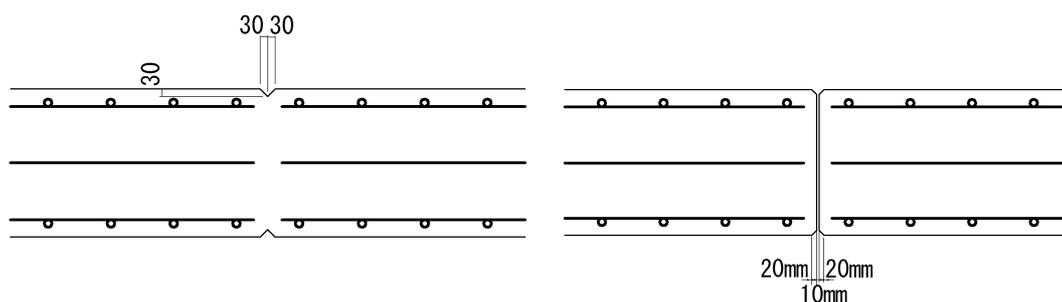


図 2-49 ひび割れ誘発目地形状(平面図) 図 2-50 伸縮目地の形状(平面図)

(2) 床版コンクリートとの材齢差による新旧打継拘束と、乾燥収縮によって発生する引張応力を相殺もしくは低減させる効果が有効的にひび割れ防止に寄与することから、地覆コンクリートには膨張材を用いることを標準とする。

単位膨張材量は所要の膨張率が得られる資料がある場合はそれにもとづき決定してもよい。コンクリート標準示方書〔施工編〕では単位膨張材量は  $30\text{kg}/\text{m}^3$  程度としている。

### 5-3 地覆と床版との継ぎ目

(1) 地覆と床版の水平打継目は一体性を確保し漏水を防止する。

地覆床版の水平打継目の一体性を確保するために図2-51に示すとおり、床版側で20mm程度の嵩上げを行って漏水対策を行うことを原則とする（横断勾配の低い方のみ）。

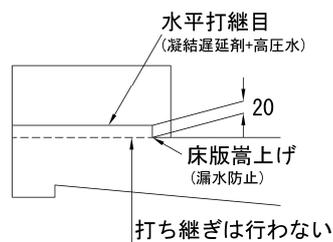


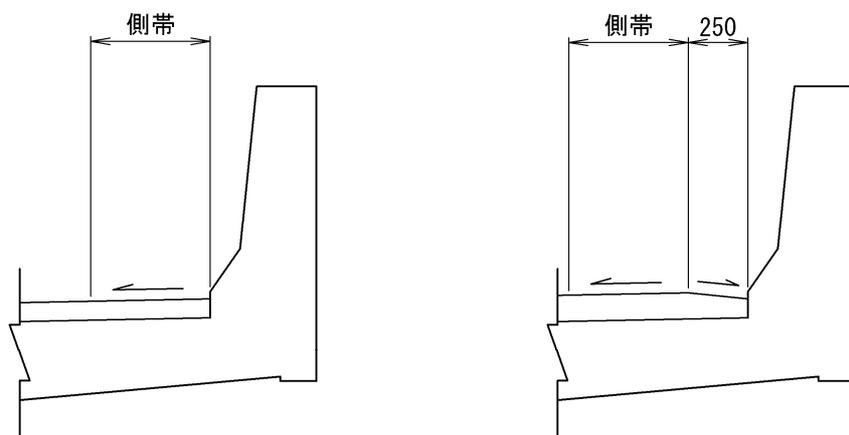
図 2-51 地覆と床版との水平打継目の構造

5-4 路肩の横断形状

- (1) 橋梁および高架区間の路肩の横断勾配は、原則として車道と同一勾配とする。
- (2) 積雪寒冷地における高規格道路の橋梁および高架区間の路肩には、原則として外下がりの横断勾配を付する。

- 1) 橋梁および高架区間の路肩の横断勾配は、施工性を考慮し、原則として車道と同一勾配とする。
- 2) 積雪寒冷地においては、凍結融解が繰返され、融雪水が車道へ流入し、路面が凍結する恐れがあることと、高規格道路では高速走行となることから、走行時の安全に配慮し、条文の規定を設けたものである。
- 3) 暫定施工の橋梁の路肩折れは、完成断面の路肩折れも考慮して決定する。
- 4) 路肩折れは、舗装折れ点を側帯の外側とし、原則として床版天端は折らずに舗装厚で対応する。その際、路肩端部の舗装厚は車道の舗装厚を確保する。

尚、舗装折れ点にて舗装厚が著しく厚くなる場合、調整コンクリートにひびわれ抑制対策が施されたコンクリートを使用する場合は、舗装厚による調整ではなく、調整コンクリートによる調整としてもよい。



(a) 標準断面

(b) 通水断面確保

図 2-52 路肩折れの位置

## 第6章 歩道・橋面舗装

### 6-1 歩道部

歩道形式は、道路利用者の安全性および前後歩道との連続性等を勘案の上、セミフラット形式またはマウンドアップ形式を採用する。

(1) 歩道部の構造は図 2-53 のとおりとする。

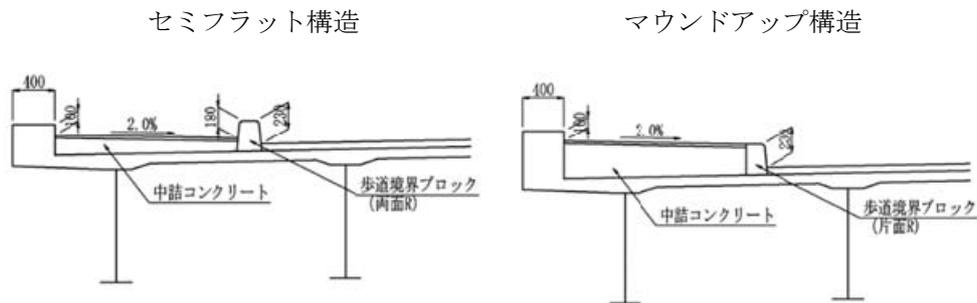


図 2-53 歩道部の構造

セミフラット構造は歩車道境界の識別性の確保と歩道面に生じる勾配を少なくすることの両面を考慮し、歩道面は車道面より5cm高く設定する。

マウンドアップ形式を採用する場合は、取付部のすり付け構造に十分留意すること。

歩車道境界ブロックの高さは、土工部のL型側溝の勾配を考慮し、橋梁部と土工部での歩車道境界ブロックの天端を合わせる。

(2) 車道部歩道部床版とも防水層施工を原則とするが、歩道部の中詰に砕石などの透水性の良い材料を用いると雨水が床版面に達し、防水層のはく離が生じる可能性があることから、歩道部中詰材料にはコンクリートを用いる。

6-2 橋面舗装

橋面舗装はアスファルト舗装とし、厚さは車道8cm、歩道3cmを標準とする。

(1) 一般道路および高規格道路の車道橋面舗装厚は8cm(表層4cm、基層4cm)を標準とし、曲線橋や斜橋など舗装厚が変化する場合最小厚8cmを確保するものとする。ただし、道路管理者が異なる場合の橋の設計では、その管理基準に基づくこと。

(2) 橋梁部の舗装構成は、前後の土工区間が排水性舗装の場合、機能性砕石マスチック舗装とする。

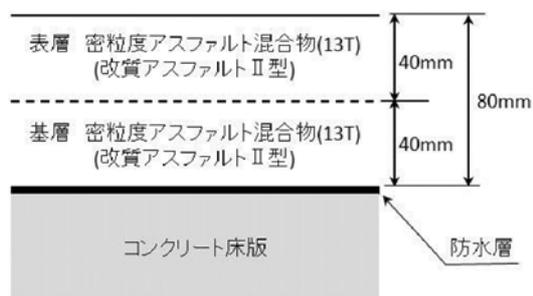


図 2-54 橋面舗装の舗装構成 (通常の場合)

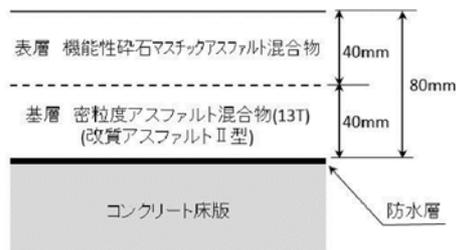


図 2-55 橋面舗装の舗装構成 (前後の土工区間が排水性舗装の場合)

(3) 鋼床版は、鉄筋コンクリート床版に比べ、たわみやすいことと、雨水などによる鋼床版の発錆を防止することから、基層混合物には原則として不透水性でたわみに対する追従性が高いグースアスファルト混合物を用いる。

(4) 横断勾配が凸型の場合、表層下面に勾配調整処理が必要となる。鋼橋でRC床版の場合は床版自体に勾配を付して処理を行うが、コンクリート橋の場合は第5編を参照のこと。

6-3 高規格道路の橋面舗装

- (1) 高規格道路区間の橋面舗装の厚さは車道8cmを標準とする。
- (2) 舗装は橋梁床板の長期耐久性の確保の観点から機能性砕石マスチック舗装を原則とする。
- (3) 床版には排水処理装置を設け、水を排水するものとする。
- (4) 舗装部と縁石及び伸縮装置等との境界部では、防水層を立ち上げること。

(1) 舗装は、車道橋面舗装厚は8cm(表層4cm、基層4cm)を標準とし、曲線橋や斜橋など舗装厚が変化する場合でも最小厚8cmを確保するものとする。

(2) 橋梁部の舗装構成は、図2-56を標準とする。

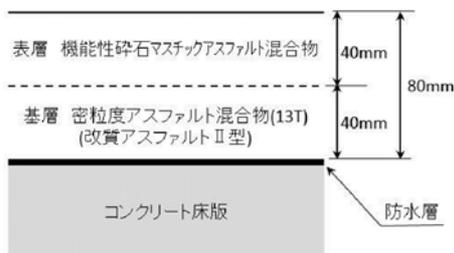


図2-56 高規格道路の場合の舗装構成

6-4 防水層

橋梁の床版には、防水層を設置する。

(1) 床版防水層は、シート系床版防水層(流し貼り型、加熱溶着型、常温粘着型)、塗膜系床版防水層(アスファルト加熱型、ゴム溶剤型、反応樹脂型等)等、様々な種類の防水材料が存在しており、一般に下記のように分類される。各々の防水層に応じて構成や特性も異なるため、あらかじめ施工方法、施工手順、施工条件、耐久性等を勘案したうえで材料の選定を行う。

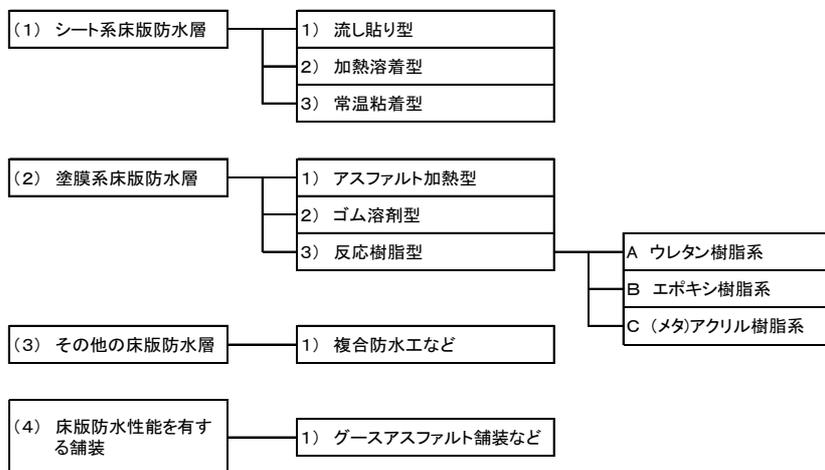


図2-57 床版防水材料の分類

## 第2編 橋梁一般

- (2) 床版への雨水や塩化物の浸透を防止し、床版の耐久性の向上を図るために防水層を設置する。
- (3) 防水層は施工条件が供用後の止水性に影響するため、降雨、強風時を避け、設置時の気温（概ね5℃以上）等施工環境に配慮して施工する。
- (4) 防水層の施工は、床版の表面が十分に乾燥（含水率10%程度が目安）した状態で、下地の清掃、凹凸の有無の十分に確認を行い実施する。  
特に排水ます付近では埃や水分が存在する可能性があるため入念に確認を行う。  
舗装敷設は防水工設置後1週間以内に行うことを基本とする。
- (5) 防水層の設置範囲は車道部、歩道部とも舗装面全面に設置するものとし、地覆部、橋軸方向床版端部では立ち上げる。  
また、鋼床版に関しても同様に舗装面全面に防水層を設置する。

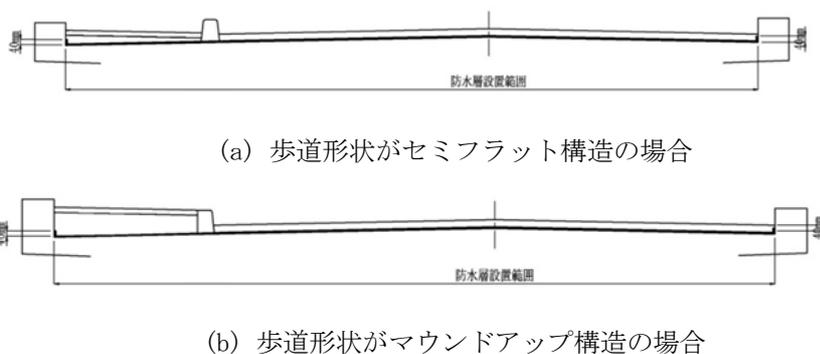


図 2-58 防水層の設置範囲

- (6) 端部立上げ部形状等については、道路橋床板防水便覧を参照すること。

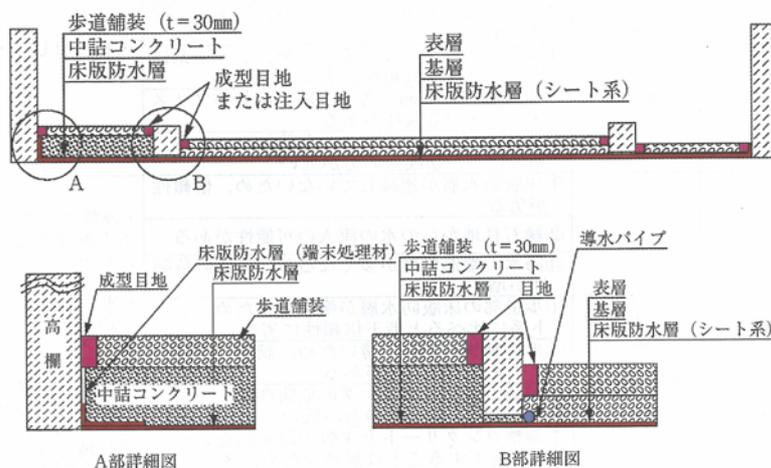
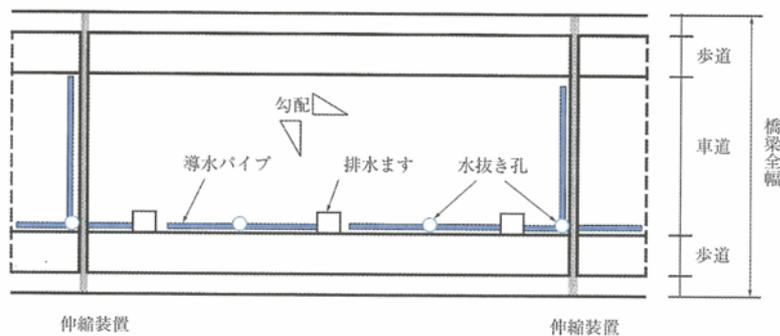


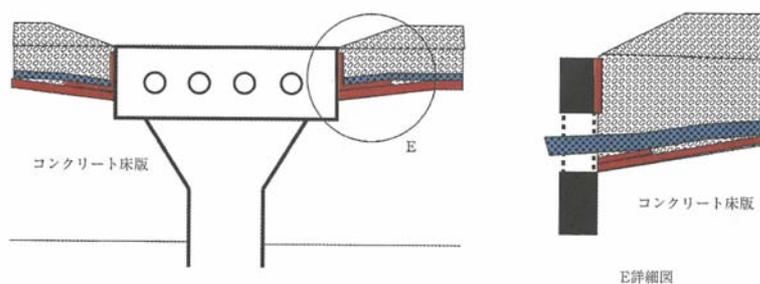
図 2-59 端部立上げ部形状

## 第2編 橋梁一般

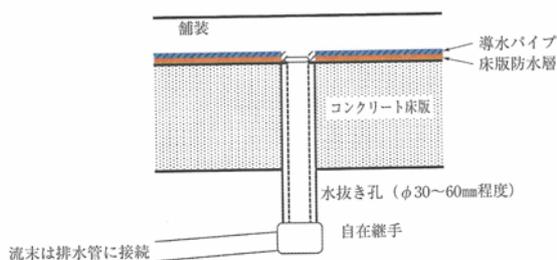
- (7) 防水層上に溜まった水は、舗装と床版を劣化させる原因となるので、排水ますへの水抜き孔、排水パイプおよびスパイラルパイプの適切な配置により、速やかに排除する。
- 1) 排水パイプは、おおむね 10m 間隔に設置するほか、合成勾配により水の集中する箇所とし、特に床版端部や排水ます付近は滞水が生じやすいので留意する必要がある。
  - 2) スパイラルパイプは地覆に隣接して縦断方向に設置する。
  - 3) 流末は排水管に接続する。
  - 4) 排水管に接続が困難な場合は、桁に水がかからない様にスパイラルパイプからフレキシブル管に接続し、下フランジ下面から 0.6m 以上の長さを確保して垂れ流す。尚、フレキシブル管は下フランジ等へ固定する。
  - 5) こ道橋・こ線橋の場合は、取り付け金具等の落下による第三者被害の可能性があるため、スラブドレーンを設置しなくても良い。
- (8) 防水層上の排水形状等については、道路橋床版防水便覧を参照すること。



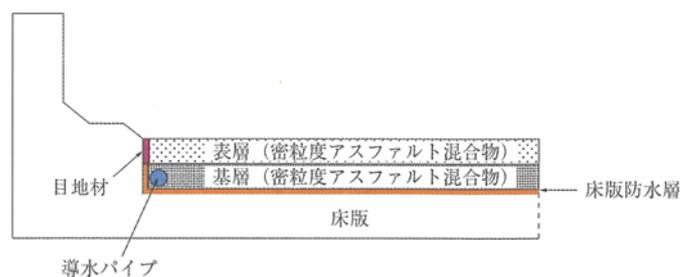
(a) 床版水抜き孔設置例



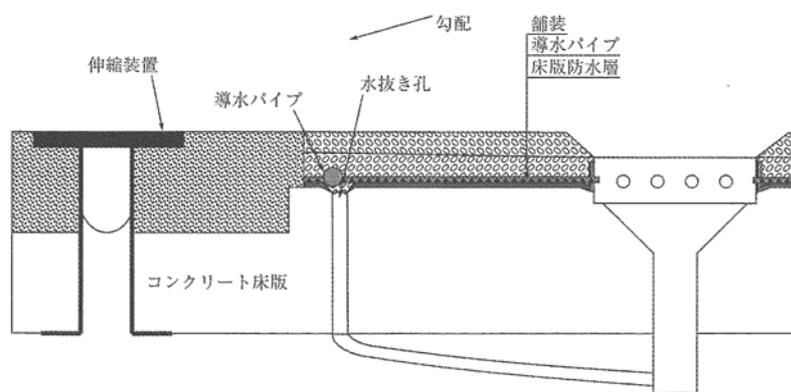
(b) 排水ます周り形状例



(c) 床版水抜き孔設置例



(d) 導水パイプ設置例



(e) 伸縮装置付近の排水例

図2-61 防水層上の水の排水

(9) 床版仕上げ面は金ゴテ仕上げとする。(従来はホウキ目仕上げとしていたが、防水層下面に気泡が残ることから仕上げ面は平滑仕上げとする。)

## 第7章 排水装置

### 7-1 一般

橋面の排水を速やかにおこなうため、路肩部分に必要な間隔で、十分な排水機能を有する装置を設ける。

### 7-2 排水ます

- (1) 排水ます本体の材質は、ねずみ鋳鉄品(FC250)および炭素鋼鋳鋼品(SC450)とする。
- (2) 排水ますの間隔は、原則として設計計算により求める。
- (3) 床版上の排水をますの側面から行うことができるように、ますの側面には孔開け加工を施し、排水孔を設ける。
- (4) 高規格幹線道路における排水ますは、原則として長尺排水ますとする。

(1) 排水ますの材料としては、ねずみ鋳鉄品(FC250)と炭素鋼鋳鋼品(SC450)が一般的であるが、排水ます上に直接輪荷重が作用することが考えられる場合は、耐荷力の増大を考慮し、炭素鋼鋳鋼品(SC450)を用いる。

(2) 1) 排水ますの間隔は次式により求めるものとする。

$$L = \frac{2.46 \times 10^8 \times A \times R^{2/3} \times I^{1/2}}{\beta \times r h \times B} \dots\dots\dots \text{式(2-1)}$$

ここに

L : 排水ます間隔(m)

A : 通水断面積(m<sup>2</sup>) (許容通水断面積ではない、図2-61参照)

路面排水の通水断面は、側帯までとして車線部は考慮しない。ただし、中央分離帯側は通水断面幅を1mまで有効とする。

R : 径深(m)

I : 路面排水の縦断こう配

$\beta \times r h$  : 設計降雨強度

- |   |         |                    |
|---|---------|--------------------|
| { | 高規格道路   | 50mm/h             |
|   | 一般道路 …… | 70mm/h(青森県)        |
|   |         | 80mm/h(青森県を除く東北5県) |

B : 集水幅(m)

式(2-1)は、路面はアスファルト舗装とし、流出係数 $C=0.9$ 、粗度係数 $n=0.013$ 、ますの落下率 $\gamma=1.0$ とし、20%の余裕を見込んだ場合である。

高規格幹線道路は、通行止が可能なため50mm/hとする。

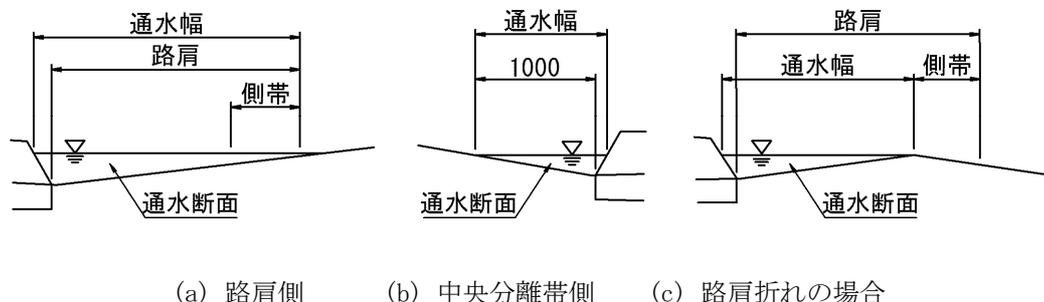


図2-61 通水断面積

- 2) 中央分離帯の路肩折れ部の排水ます間隔は、設計計算で求めた間隔の2倍とする。
- 3) 次のような場合においては、2)にかかわらず排水ますの間隔は、20m程度以下とする。
  - ① 一般道路の橋梁。
  - ② 高規格幹線道路の橋梁で、交通量の多い路線や暫定2車線の路線など頻繁に路肩を規制して清掃することが困難な場合。
  - ③ 高規格幹線道路の橋梁で、河川上などで垂れ流し構造を採用する場合。
- (3) 施工中（舗装前）や床版に防水を行った場合の床版上の排水を、ます側面から行うことができるように、孔は適切な位置に設けること。
- (4) 高規格幹線道路においては日本道路公団がおこなった積雪寒冷地における排水ますの使用実態調査をふまえ、路面水の速やかな排水と排水ます間隔を大きくすることから長尺排水ますを使用するものとする。ただし、主げた配置上、使用が困難な場合はこれによらなくてもよい。
- (5) 排水ますの設置高さは、舗装表面より10mm程度低くし、周囲の舗装ですりつける。
- (6) 排水ますの設置高さは、舗装表面より10mm程度低くし、周囲の舗装ですりつけるものとする。排水ますを用いることにより、排水管などで景観性を損なう場合には、鋼製排水溝の採用も検討する。
- (7) 排水ますの設置により、床版の鉄筋を切断するときは、切断した鉄筋に相当する補強鉄筋を排水ますの周囲に設置するものとする。
- (8) 高規格幹線道路に設置する排水ますのふたはボルト止を基本とする。

(9) 排水ます構造は二重構造の排水ます等、漏水対策を講じたますの採用についても検討する。

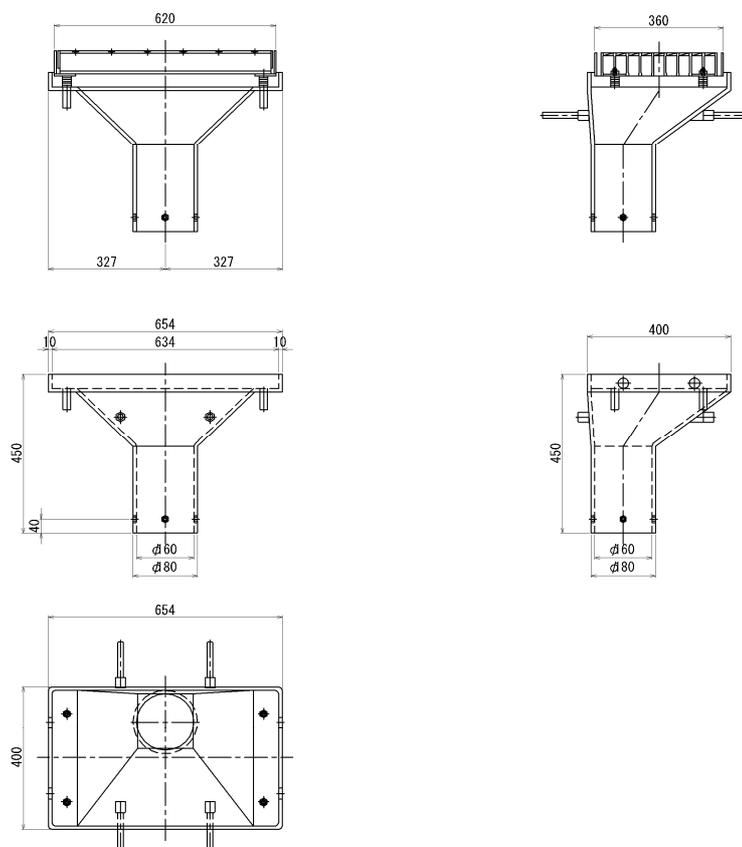


図 2-62 二重構造排水ます(本体 FRP 製)形状例

(10) やむを得ず路面排水の縦断曲線が凹となる場合には、その中央に必ず排水ますを設け、ますの両サイドには現地状況に即して排水ますを 5m 程度の間隔で設置する。

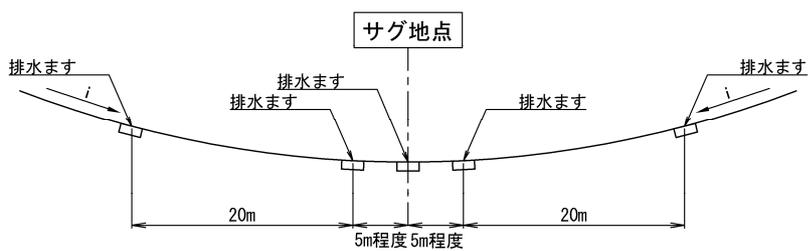


図 2-63 サグ地点の排水ますの配置例

(11) 伸縮装置の上流側には、原則として排水ますを設ける。

- (12) 緩和曲線区間およびS曲線区間の変曲点付近に生ずる横断勾配が水平、またはこれに近くなる箇所は、路肩折れ(2.0%)をおこなって通水断面を確保するものとし、路肩折れの始まる地点には、流末処理として排水ますを設ける。

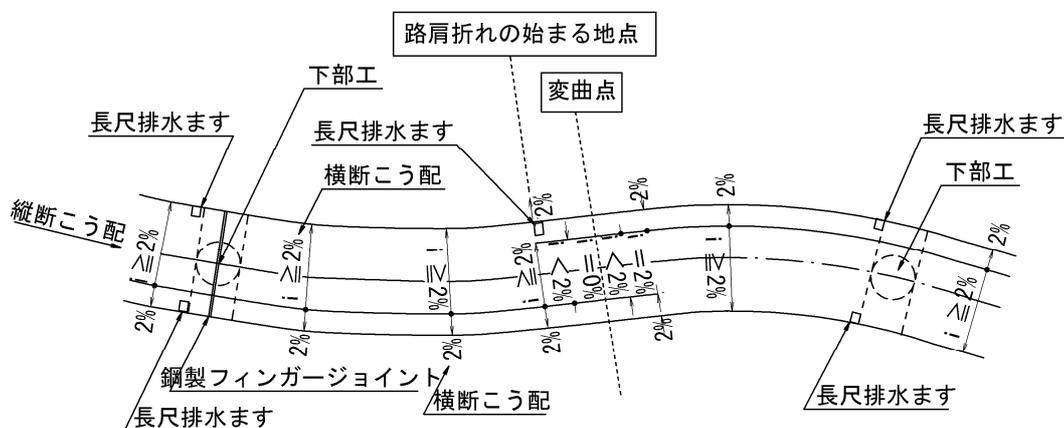


図 2-64 変曲点付近の排水処理

### 7-3 排水管

- (1) 排水管の内径は鉛直管、横引き管ともに内径φ200mm以上とする。
- (2) 材質は硬質塩化ビニル管（VP管）とする。
- (3) 横引き管の勾配は5%以上とする。
- (4) 排水管の屈曲部には原則として曲がり管を使用する。
- (5) 上部構造と下部構造との排水管の接続部は、原則としてフレキシブル管を使用する。
- (6) 新設橋においては、垂れ流しの排水管は採用しないことを原則とする。

- (1)1) 排水管は、冬期凍結に対する強度面および経済性を考慮して硬質塩化ビニル管（VP管）を用い、塗装は行わない。

ただし、冬期凍結の影響が著しく強度面に特段の配慮が必要な場合には、強度、防食劣化機能に優れた他材料も検討する。

排水管の取り付け構造は、維持補修の容易さから添架方式とする。

- 2) やむを得ず垂れ流し構造を採用する場合、排水管下端は支間中央部では下フランジから 60 cm 下がり、支承部では沓座面より 60 cm 下がりとする。

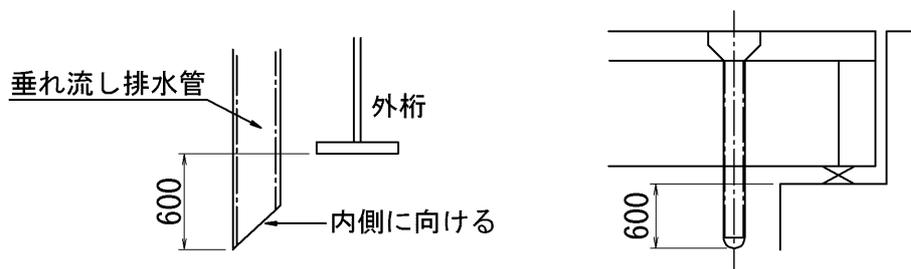


図 2-65 垂れ流し排水管の下端処理

- (2) 横引き管は、排水性を考慮して、桁より下には下げない範囲でできるだけ急勾配で設置する。

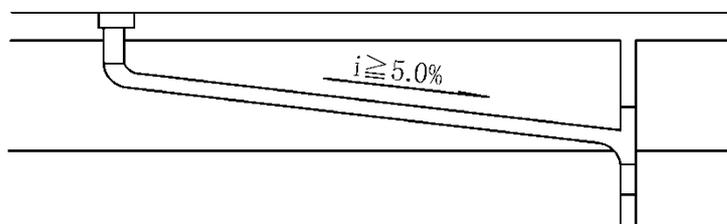


図 2-66 横引き管の勾配

- (3) 排水装置の清掃は、ジェットクリーナを使用していることから、屈曲部を設ける場合には曲り管を用いるものとする。ただし、桁高が低い橋梁等で曲がり管設置が困難であればフレキシブル（ポリエチレン製）管等も検討する。

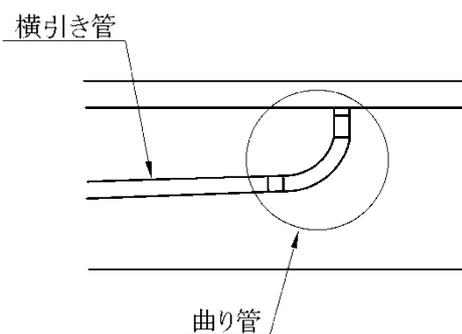


図 2-67 屈曲部の曲り管

- (4) 上部構造と下部構造とを縁切りした受けます方式では、ますからの溢水によるツララの発生が懸念されることと、積雪寒冷地の路面水は凍結抑制剤の塩分を含んでおり、コンクリート劣化の原因になるので、下部工のコンクリートに路面水のかからない構造にする必要がある。したがって、接続部は、排水性、保全性が良く地震時において上下部構造の相対移動量を吸収できるフレキシブル管を用いる。

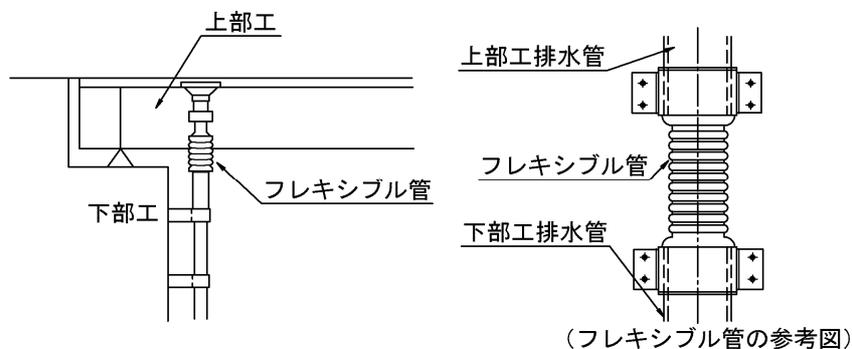


図 2-68 フレキシブル管の配置

#### 7-4 支持金具

- (1) 支持金具および取り付けボルトの材質は、原則として SS400 材とし、溶融亜鉛めっきを施す。
- (2) 支持金具は、水の衝撃、風荷重などに振動しない構造とし、排水管がずり落ちない位置に取り付ける。

- (1) 支持金具は、発錆の著しい箇所であるにもかかわらず塗り替えが頻繁におこなえないことから、原則として溶融亜鉛めっき (JIS H86412 種 HDZ55 相当) を施す。

#### (2) 支持金具について

- 1) ボルトのゆるみおよび排水管の破損の原因になるため、支持金具は振動しない構造とし、高さ 20 m 以上の高橋脚の場合には、排水管と支持金具の間に衝撃緩和材を設ける。

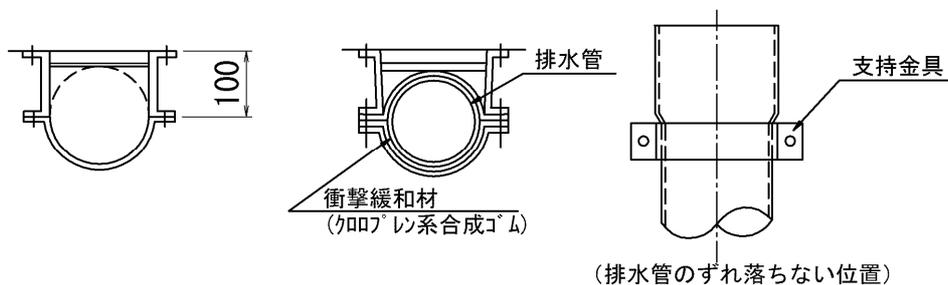


図 2-69 支持金具

2) 排水ますと排水管の接続部分の支持金具は、原則として、床版からスリーブを吊る構造とする。

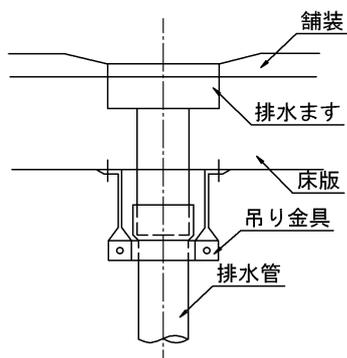


図 2-70 排水ますと排水管の接続部

### 7-5 排水の流末処理

垂れ流し構造を除き、排水管の末端には、原則として集水ますを設ける。

- (1) 下部構造の排水管の末端には、原則として集水ます(泥溜めますを兼ねる)を設けるものとする。集水ますが設置できない場合は、直接側溝に流すものとするが、周囲が洗掘されないようにコンクリートシールをおこなうのが望ましい。
- (2) 集水ます底と管の末端とは 50 cm程度離すとともに、集水ますからさらに排水溝を設け、最終の流末まで導くこと。
- (3) 河川内に排水する場合は、河川管理者と協議の上排水溝を設置せず浸透ますを設けるなどの検討を行う。

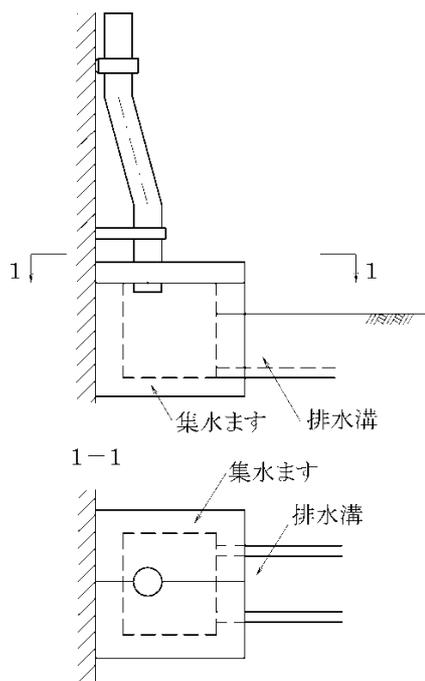


図 2-71 集水ます (例)

## 第8章 伸縮装置

### 8-1 形式の選定

伸縮装置は、橋梁形式、必要伸縮量を基本に耐久性、平坦性(走行性)、排水性と水密性、施工性、補修性および経済性を考慮して形式を選定する。

- (1) 伸縮装置は、鋼フィンガージョイント、ゴム系ジョイント、モジュラー型ジョイント及び埋設ジョイントを用いること。
- (2) 鋼橋においては、原則として鋼フィンガージョイントを用いること。
- (3) 埋設ジョイントは、小規模なコンクリート橋に限定して用いること。
- (4) 温度変化等による伸縮量またはレベル1地震動による移動量が大きくなる場合には、大遊間用のジョイントを別途検討する。
- (5) 伸縮量や構造物遊間が大きい場合、止水効果の確認されているモジュラー型の伸縮装置も必要に応じて検討する。
- (6) 大きな伸縮量や構造物遊間に対応可能なゴム系ジョイントは除雪作業による損傷が生じているため、基本的には選定しない。
- (7) 掛け違い部に設ける伸縮装置は、掛け違い部の橋軸直角方向の支承条件を考慮してその形式を決定する。

### 8-2 設計一般

伸縮装置は、次の基本的事項に配慮する。

- (1) 橋桁の温度変化、コンクリートのクリープ、乾燥収縮などによる伸縮に適応できると同時にレベル1地震動でも健全であること。
- (2) 橋桁のたわみ変化などによる変化に適応できること。
- (3) 橋面が平坦で走行性の良い構造であること。
- (4) 橋体と一体になるような高い剛性の構造で、耐久性があること。
- (5) 橋座部への漏水を防止するため完全に防水、または排水ができる構造であること。
- (6) 構造が単純で施工、および維持修繕が容易であること。

第2編 橋梁一般

- (1) 1) 伸縮量の算定に用いる温度変化の範囲は、鋼橋で $-20^{\circ}\text{C}\sim+40^{\circ}\text{C}$ 、コンクリート橋で $-15^{\circ}\text{C}\sim+35^{\circ}\text{C}$ とする。またレベル1地震動での移動量が温度変化による伸縮量を超える場合は、レベル1地震動による移動量を確保する。なお、両伸縮量の組み合わせを考慮する必要はない。

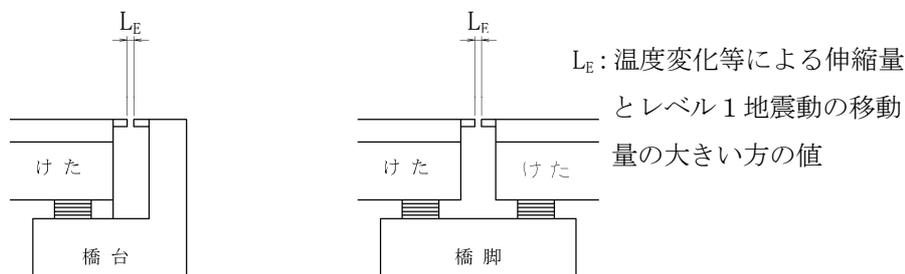


図 2-72 伸縮装置の遊間

- 2) 伸縮装置の設置時遊間は据付時温度を標準として決定するが、据付時温度は表 2-16 のとおりとする。

表 2-16 据付時温度

据付時期	温 度
春 ・ 秋	+15 °C
夏	+25 °C
冬	+5 °C

- 3) RC 橋においては、コンクリートの乾燥収縮による桁の縮み量を、PC 橋においては、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるけたの縮み量を考慮しなければならないが、その際のコンクリートのクリープ係数、およびクリープ、乾燥収縮の低減係数は表 2-17、表 2-18 のとおりとする。

表 2-17 クリープ係数および乾燥収縮量

クリープ係数	$\phi = 2.0$
乾燥収縮量	20°C 降下相当

表 2-18 クリープ、乾燥収縮の低減係数

コンクリートの材令(月)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
低 減 係 数 ( $\beta$ )	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

4) 桁端部には温度変化等の伸縮のみでなく、地震時（レベル2地震動）の移動量に対しても拘束しないような桁端遊間を確保するのが望ましい。

$$S_B = U_B + 15 \quad (\text{桁と橋台間})$$

$$= C_B U_B + 15 \quad (\text{隣接する桁間})$$

ここで  $S_B$  : 図 2-73 に示す桁端部の遊間

$U_B$  : レベル2地震動による支承の変位量(mm)

$C_B$  : 遊間量の固有周期差補正係数で道示V表-14.4.1による。

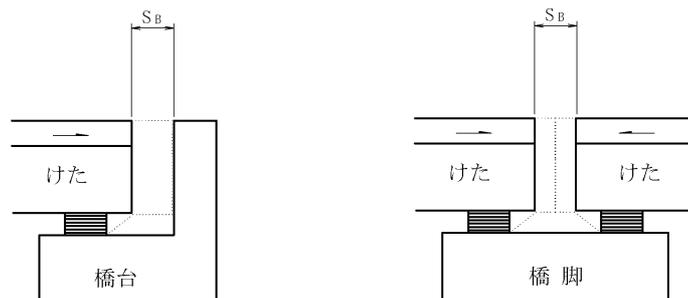


図 2-73 桁端部の遊間

ロックオフ構造や大変位吸収システムのように大規模地震時に実質的に遊間を確保できる構造もあるので、遊間が非常に大きく通常の伸縮装置では不経済となるような場合は検討するのがよい。

レベル2地震動の移動量が一般的には常時の伸縮量またはレベル1地震動の移動量より大きくなるため伸縮装置の据付けに工夫が必要である。

現在、上述のようなレベル2地震動の移動量に対して経済的な桁端部の構造（大変位吸収システム）の開発（土研の橋梁及び耐震研究室と近畿地整の共同研究）により、図 2-74 の構造が示されている。

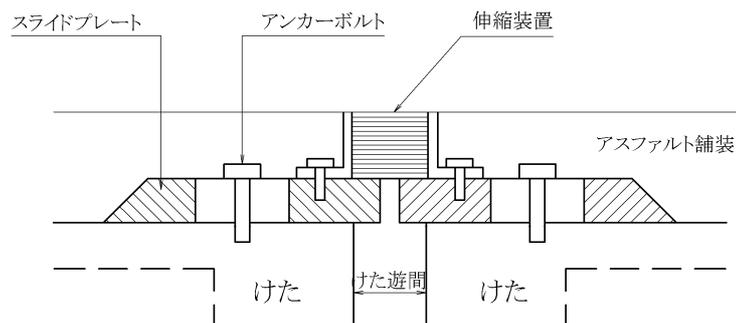


図 2-74 大変位吸収システムの構造(両側可動式) (例)

常時の伸縮量またはレベル1地震動の移動量に対しては伸縮装置のみで吸収し、レベル2地震動の移動量に対してはアスファルト舗装下に設置したスライドプレートが移動して吸収する。

設計に際しては「免震橋梁用の変位吸収システムに関する研究；土木研究所資料 3576 号 平成 10 年 9 月」によるものとする。

(2) 活荷重および死荷重などによる橋のたわみにともなう桁端部の変位量は、表 2-19、図 2-75 のとおりとする。

表 2-19 橋端部のたわみ角と  $\kappa$  値との関係

$l / \delta$	400	500	600	700	800	900	1000	1500	2000
$\theta$ (rad)	1/100	1/125	1/150	1/175	1/200	1/225	1/250	1/375	1/500
$\kappa$	0.0100	0.0080	0.0067	0.0057	0.0050	0.0044	0.0040	0.0027	0.0020

ここに、 $\kappa$  : たわみ曲線が2次放物線の単純桁として算出した係数。

$l$  : 橋の支間

$\delta$  : 支間中央のたわみ量

$\theta$  (rad) : 橋端でのたわみ角(ラジアンで示す)

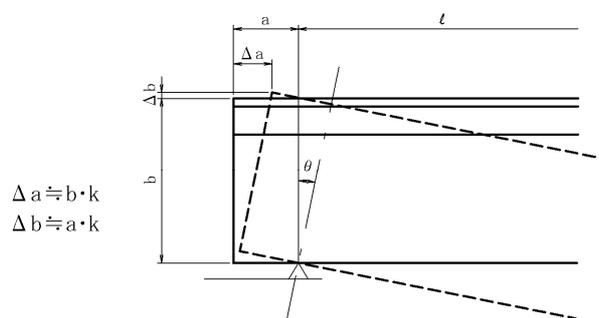


図 2-75 橋端部の回転変位

(3) 伸縮装置は、先付け、後付け工法があるが、埋設ジョイント等は平坦性を確保するために、原則として舗装を先行し、後で必要部分を切削して設置する後付工法とする。

ただし、鋼フィンガージョイントはこれによらなくてもよい。

(4) 伸縮装置部は、雨水などによる桁や支承の腐食を防止することから、原則として非排水構造とする。

### 8-3 鋼フィンガージョイント

- (1) 鋼フィンガージョイントの形式は、原則として片持ち式とし、桁や支承部の腐食に配慮する。
- (2) 伸縮装置の計画にあたっては、水密性を有する非排水型とするとともに、高い耐久性を有しかつ、非排水機能の回復措置が容易な構造を採用する。
- (3) 伸縮装置のうち、鋼フィンガージョイント（製品も含む）について、次の条件を満たす場合は（2）を満足するものとみなす。
  - 1) 供用下において生じる押し込み力に対して抵抗できる、または押し込み力を回避あるいは軽減できる構造とする。
  - 2) 止水材は、温度変化や車両の走行による伸縮・回転、あるいは雨水の浸入などに対して、十分な防水性・耐久性を有するものとする。
  - 3) 一次止水機能に漏水があっても、二次止水機能によって漏水を防止できる構造とする。
  - 4) 後打コンクリート部にコンクリートの充填不良が発生しにくい構造とする。
  - 5) 地覆・歩車道境界から漏水が生じない構造とする。
  - 6) 止水材の排水流末は、桁・橋座などに影響しないよう導水された構造とする。
  - 7) 非排水機能の回復措置や点検は、橋面あるいは桁下から容易に行える構造とする。

- (1) 1) 鋼ジョイントの一般的な形式は、図 2-76 に示すとおりとする。なお、バックアップ材は高弾性バックアップ材を使用する。

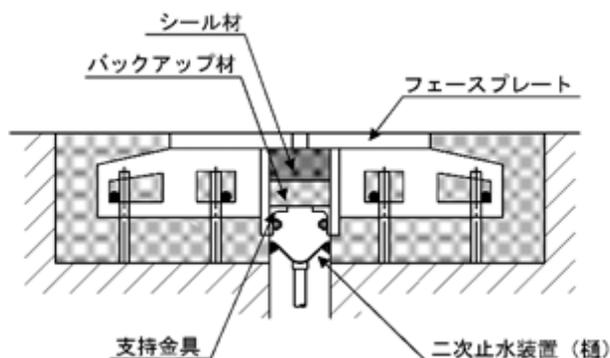


図 2-76 鋼製ジョイント(非排水構造)

- 2) 雪荷重を考慮する地域にあつては、除雪車に対する配慮として、スノープラウ防護材または誘導板を取り付けるものとする。スノープラウ誘導板は、車道伸縮装置の両側に 250mm ピッチで（標準）で設置する。ただし上下線が分離されている場合は、進行方向の前面側のみでもよい。

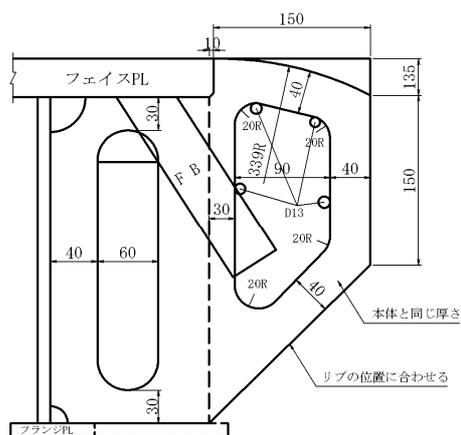


図 2-77 スノープラウ防護材

3) フィンガーの形状は、フィンガー長に応じて図 2-78 に示す A~C 形を基本とするが、輪帯幅の小さい車(表 2-20 参照)が通る場合で、フィンガー長が大きい場合、二輪車のタイヤがフィンガーの隙間に入り込む危険があるので D 形を用いること。

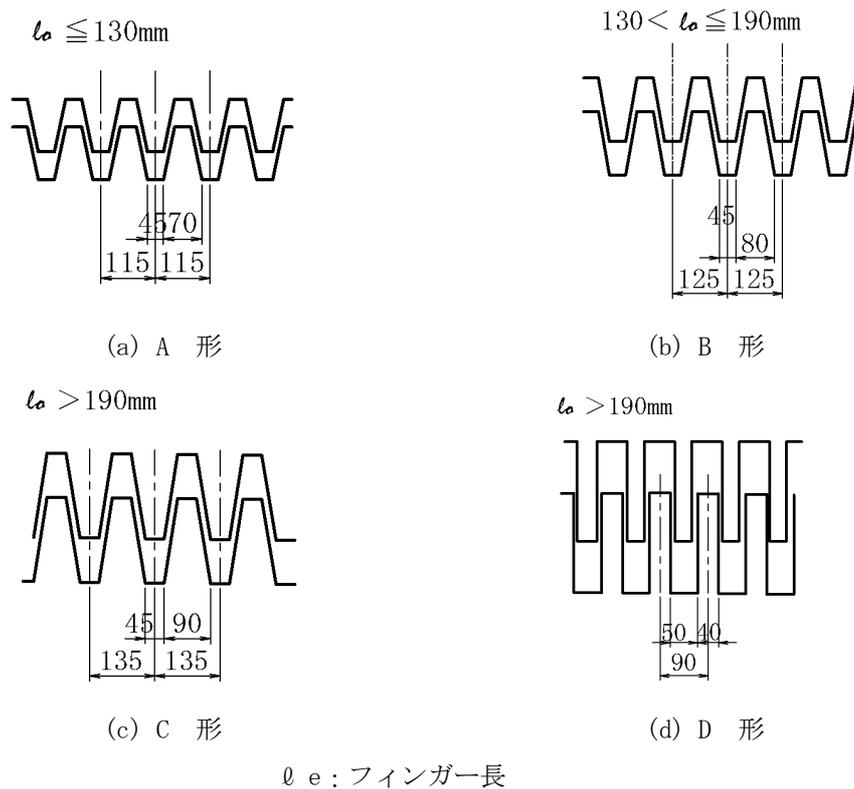


図 2-78 フィンガー長によるフィンガーの形状

表 2-20 最小タイヤ幅

車 種	最小タイヤ幅
二輪車(オートバイ)	約 58mm
自 転 車	約 28mm

- 4) 伸縮量・移動量による使用制限は特に受けないので、非排水構造が可能な範囲で使用することができる。
- (2) 非排水型伸縮装置を選定した場合であっても、非排水機能が永続的でないことに留意して、止水材の交換等の非排水機能の回復が容易な構造を採用すること。
- 1) 押し込み力に対しての照査
- ① 押し込み力に対して抵抗する構造の場合
- 押し込み力に対しては支持金具等による支持構造を基本とする。支持金具の押し込み力に対する照査は、設計荷重（押し込み力）を  $P=10\text{kN/箇所}$  とする。なお、設計荷重（押し込み力）については、東北地方では地域によって寒暖の差はあるものの、路面凍結は全ての地域で想定されるため、東北地方全域で一律の値を適用する。
- 支持金具を伸縮装置のウェブに取り付ける方法としては、現状では疲労の影響が明らかになっていないが、維持管理容易性や疲労耐久性等の観点からボルトによる取り付けが望ましい。取り付け方法を溶接とする場合では、スポット溶接による方法は、十分な品質管理が行えないことや、腐食の影響を受けやすく断面欠損により脱落が生じやすいことから、新設・既設問わず、原則採用しないこと。
- ② 押し込み力を回避あるいは軽減する構造の場合
- 押し込み力を回避あるいは軽減する構造を採用する場合は、個別に十分な検討を行う。
- 2) 後打ちコンクリートの充填不良は、橋台背面からの路面排水の進入経路となる他、伸縮装置本体が十分に固定されないことから、伸縮装置本体のガタツキや後打ちコンクリートの陥没が生じやすく、走行安全性にも支障をきたす可能性があるため、充填不良が発生しにくい構造とする。
- 3) 地覆、壁高欄、歩車道境界部の構造について
- 伸縮装置を非排水型にしているにもかかわらず、地覆立ち上がり部の処理が不適切なために、漏水が生じる構造となっている場合も見られる。伸縮装置の地覆立ち上がり部についても、漏水に対する配慮が重要である。
- 4) 排水パイプの径は詰まり対策として構造上支障がなければ  $\phi 50\text{mm}$  程度の太径のものを採用する。
- 5) 非排水機能の点検の容易性、及び回復措置について
- 二次止水機能としての樋構造は将来交換が可能なものとするなど交換容易性にも配慮する必要がある。

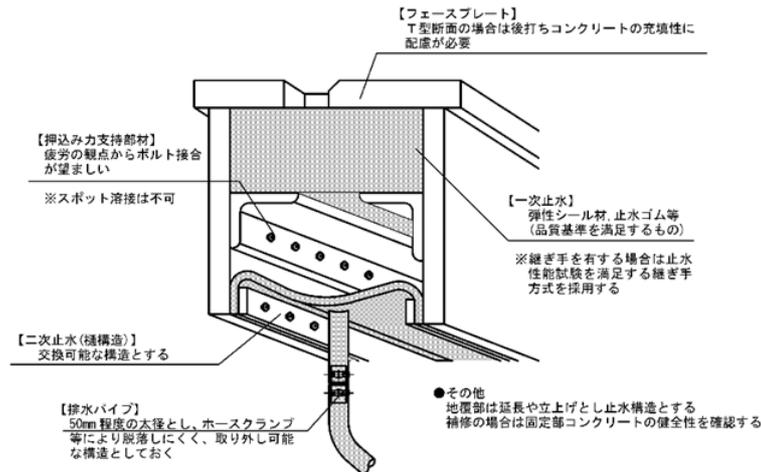


図 2-79 非排水型伸縮装置の構造概要 (例)

#### 8-4 ゴム系ジョイント

ゴム系ジョイントは、伸縮自在な各種形状のゴム材と鋼材とを組み合わせ、直接輪荷重を支持できる構造とする。

- (1) 伸縮量によってゴムのセル数を変えるものと、ゴム形状を変えるものがあり、伸縮量は 100 mm (±50 mm) 以下で用いるのがよい。いずれも設置時に初圧縮を与えること。
- (2) ゴム系ジョイントは、原則として輪荷重を床版遊間で支持できる荷重支持型を用いる。
- (3) 雪荷重を考慮する地域にあつては、除雪車に対する配慮として、スノープラウ防護材(誘導板)を取り付けること。

#### 8-5 モジュラー型ジョイント

モジュラー型ジョイントは、直接輪荷重がのるミドルビームを、床版遊間に架け渡したサポートビームで支持する構造とする。

- (1) モジュラー型ジョイントは、比較的大きな伸縮量など、橋軸方向・橋軸直角方向の両方向変位に対応が必要な場合に用いられる伸縮装置である。

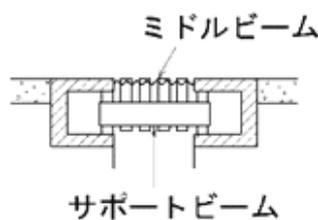


図 2-80 モジュラージョイントの形状

- (2) 橋軸直角方向に弾性支持の条件の橋において、隣接する上部構造の形式や支間長が大きく異なる等の理由により隣接する上部構造間に橋軸直角方向への大きな相対変位が生じる条件に該当する場合などにおいては、採用を検討する。
- (3) モジュラー型ジョイント第三者機関による止水性能試験を合格しているものを採用する。
- (4) 東北管内での10年以上の実績と現地経過観察調査を踏まえ採用する。
- (5) 伸縮継手設置時、歩車道が連続して一体となる構造を採用する。
- (6) ビーム接続部は開先を設けて溶接する。
- (7) 1) 止水ゴムは歩車道ともに、図 2-81 のようなくさび形の組込み形状とする。

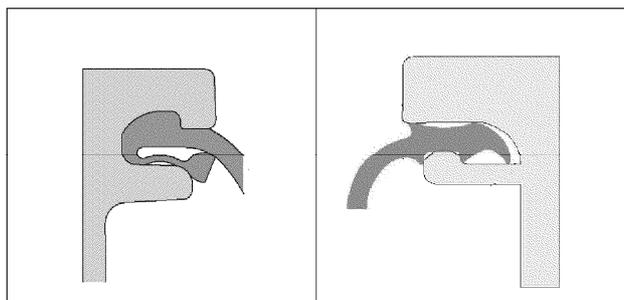


図 2-81 止水ゴム組込み部固定構造

- 2) 止水ゴムの止水性を担保するため以下に留意する。
- ・東北管内の既設橋梁（10年以上）において、止水性能に問題がないことを確認する。
  - ・止水ゴムは20年程度経過し取替えが必要となった場合は、路面上からの交換が容易なものとする。
  - ・止水ゴムの接続部は加硫接着とする。
- (8) 騒音が発生した事例があるため、設置位置の周辺環境によっては騒音対策の必要性も検討する。

8-6 埋設ジョイント

- (1) 埋設ジョイントは、継目部を前後の舗装と同程度の性状を有する舗装材料を用いて、舗装面と一体とした継目なしの構造とする。
- (2) 埋設ジョイントの一般的な使用範囲は、表2-21のとおりとする。

表 2-21 埋設ジョイントの使用範囲

橋 種	伸 縮 量	
	高規格幹線道路	一般道路
コンクリート橋	30mm未満	40mm未満

- (1) 埋設ジョイントは、伸縮量、耐久性、施工性、補修性を考慮して、総合的に選定する。
- (2) 1) 高規格幹線道路においては、埋設ジョイントの補修性を考慮し、一般道路の伸縮量より使用範囲を小さくしたものである。短支間の固定・可動構造(直角方向には固定)での使用に限定することが望ましい。
- 2) 設計に際しては「既設橋梁ノージョイント工法の設計施工手引き(案)」平成7年1月((財)道路保全技術センター)によること。

8-7 その他

伸縮装置の構造図には、据付時温度を基準とした遊間～据付け温度図を明記すること。

- (1) 伸縮装置の構造図には、据付時の温度を基準として、桁の温度変化による伸び量と温度降下による縮み量などを明記すること。

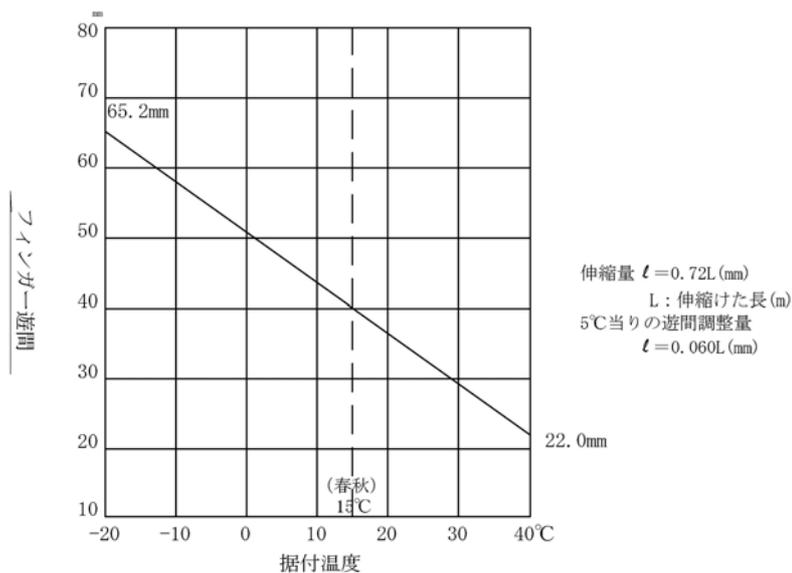


図 2-82 遊間～据付温度図(鋼橋、L=60m の場合)

(2) 伸縮装置の前後は摩りによる段差が生じやすいので、図 2-83 のようにコンクリート仕上げとし、パラペット部のジョイント背面鉄筋は据付け時の作業性を考慮して配筋をする。

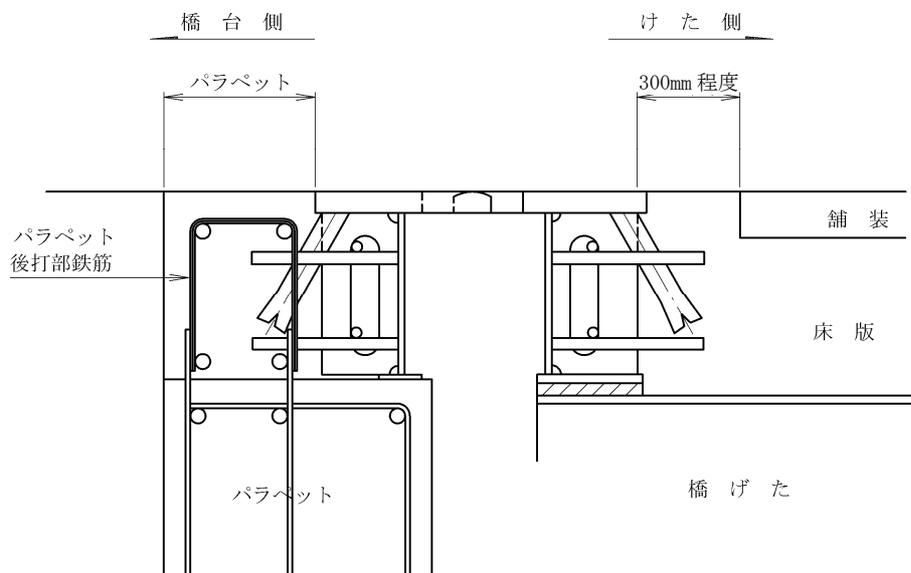


図 2-83 伸縮装置前後の構造

## 第9章 その他の構造

### 9-1 橋梁検査路

上部及び下部構造検査路については、桁下空間を利用した保守点検の可能性について検討を行ったうえで、検査路設置の可否を判断する。ここで、桁下空間利用可能な場合とは、桁下（地上）への進入が可能であり、地上から橋座面までの高さが5m未満で、地上からの近接目視及び梯子を利用した点検活動や保守活動が可能な場合等をいう。橋梁検査路の材料や防錆処理、構造細目については、安全性や定期点検のしやすさに配慮する。

#### 9-1-1 設置基準

- (1) 橋梁の点検、および保守のため、橋梁検査路を設置する。
- (2) 橋梁検査路は、上部構造検査路（上部構造検査路、外桁外面上部構造検査路、桁内検査路）（桁方向）、下部構造検査路（横方向）、検査路支持構造、昇降設備とする。
- (3) 上部構造検査路（桁方向）、下部構造検査路（横方向）、昇降設備は相互に連絡する配置とし、本線上から通行可能な構造とする。
- (4) 鋼橋については、上部構造検査路（桁方向）、下部構造検査路（横方向）、および昇降設備を設置する。
- (5) コンクリート橋については、下部構造検査路（横方向）および昇降設備を設置するものとする。上部構造検査路については、上部構造の構造特性、設置条件などを総合的に検討し、設置の可否を判断する。
- (6) 橋梁検査路の設置個所は表 2-22 のとおりとする。

表 2-22 検査路の設置

種類	橋種	設置箇所等
検査路 上部構造	鋼I桁橋	桁高1.6m以上の場合、桁間に最低1列
	鋼箱桁橋	桁間に最低1列
	鋼トラス、アーチ橋	床組下面に最低1列
	コンクリート橋	必要に応じて設置を検討する。
検査路 下部構造	橋脚 鋼橋 コンクリート橋	橋台、橋脚とも原則設置
昇降設備	鋼橋	橋台毎、掛け違い部
	コンクリート橋	下部構造検査路の設置されている橋台、橋脚 上部構造検査路が設置される場合は、設置の可否を判断するものとする。

- 1) 支承高が80cm程度以上の場合には、橋脚天端に検査手摺を設置する。
  - 2) 連続高架橋や橋脚、橋台高が低い交差道路等に下部構造検査路を設置する場合は、設置する箇所の手や下部構造形状も考慮し、景観に配慮した検査路の構造、配置を行うこと。
  - 3) 橋台高が低い場合の昇降設備は、階段タイプを標準とする。
  - 4) 鋼トラス、アーチ橋については、床組下面の検査路設置のほか格点部の点検ができるよう、検査路を追加設置するのが望ましい。
  - 5) コンクリートT桁橋等では、横桁の制約があり桁間に検査路を設置することが難しい場合がほとんどである。しかしながら、上部構造検査路を設置しない場合であっても、点検や補修工事を勘案し、吊り足場用金具（インサート）を設置することが望ましい。またインサートについては、セラミック等の非鉄製を用いるのが望ましい。
  - 6) 点検や被災時の調査が確実かつ容易に行えるよう、橋台・橋脚高さによらず原則設置すること。ただし、橋台前面が法面の場合など、容易に点検可能な場合は設置しないことができる。また、インター周辺の単純径間のランプ橋などにおいて、下部構造検査路を設置することにより橋長が長くなり桁高支間比が厳しくなるなど、構造的に著しく不具合が生じる場合は、点検方法や検査路構造を変更するなど別の手法を検討し、点検や被災時の調査が確実かつ容易に行えるよう計画すること。
  - 7) 多径間連続構造の桁長の長い箱桁では数径間毎にマンホールを設け、箱桁内からの出入りや隣の主桁への移動を可能なようにする。
  - 8) 箱桁の中間支点上付近にマンホールを設けた場合、その箇所の下部構造位置へのアプローチが可能な場合には、下部構造側へ昇降梯子を設け、橋梁下面から上部構造検査路への出入りが可能とする。
- (7) 一般道路の昇降設備は、橋面からが一般的であるが、高架橋などにおいては地上からの設置も検討するものとする。
- (8) 上部構造検査路は、橋脚天端から地表面までの高さが5m未満、かつ、流心部以外で桁下から検査が可能であれば設置しない。
- (9) こ線部や交通量の多い交差点上の上部構造では、各主桁間へ検査路を設置することも考えられるが、各主桁間への検査路設置等、検査路を過度に設けたために橋梁下からの日常点検が難しくなってしまうような状況をつくらないような配慮も必要である。

(1) 上部構造検査路

上部構造検査路の設置位置及び条数については、点検及び保守活動の目的を考慮して、移動や作業に最も有益となる箇所に設置するものとし、検査路下面はフランジ下面より突出させない。

なお、検査路の設置位置及び条数は、下記の項目を総合的に判断して決定する。

- ① 部材や添架物との位置関係（検査路作業空間の確保）
- ② 輪荷重の影響を受け易い箇所として走行車線の下付近
- ③ 橋面排水の影響や排水管等の排水装置が設置される横断勾配の低い側
- ④ 災害時に損傷を受けやすい部位への接近しやすさ
- ⑤ 対象橋梁の周辺環境（第三者等被害の可能性有無）
- ⑥ 占用添架物件の有無（点検及び保守活動の必要性）
- ⑦ 橋面上へ配置した橋梁点検車での点検にあたり、点検車のバケットが届かない箇所
- ⑧ 二期線側の上部構造が架設された場合、点検が難しくなる箇所

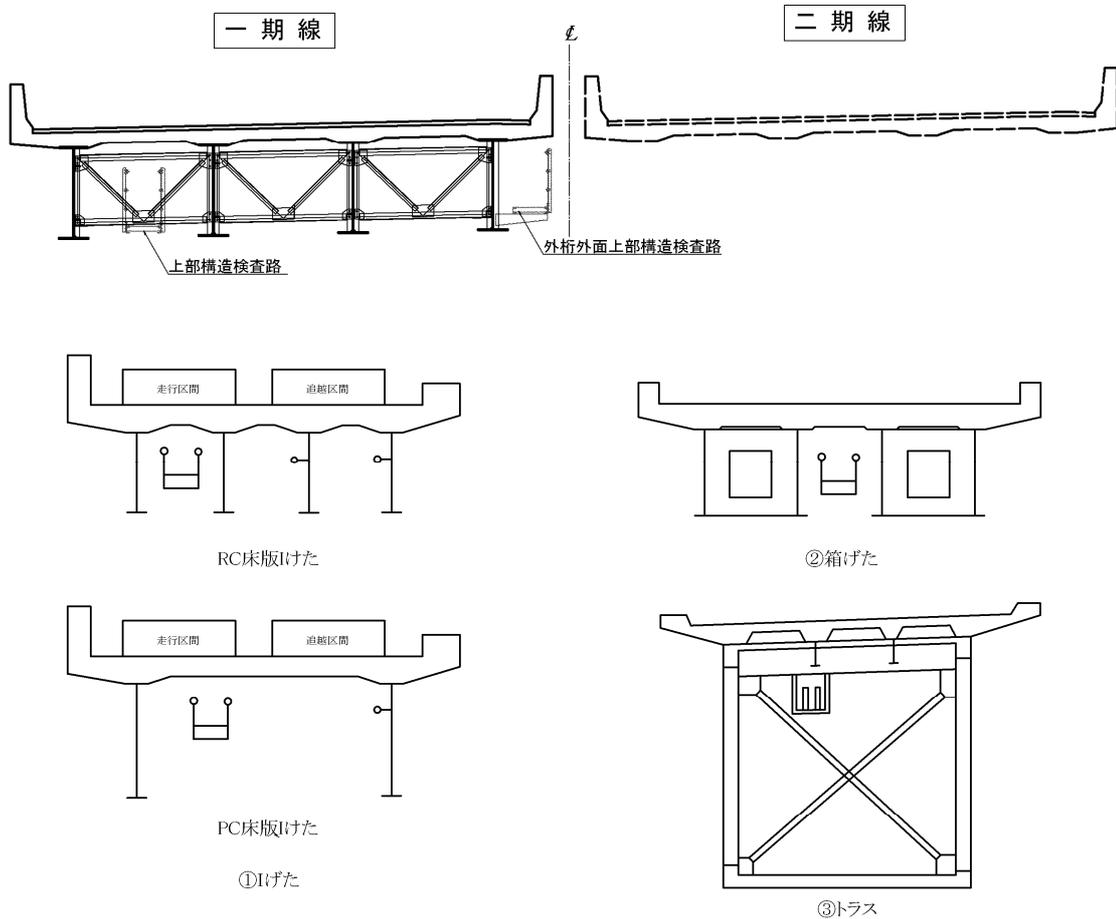


図 2-84 上部構造検査路

(2) 下部構造検査路

1) 橋脚検査路

- ① 支承、落橋防止システムが設置される重点点検箇所であるため設置することを基本としたものである。また上・下線の並列または近接している場合は上下線を連結した構造とする。
- ② 橋脚検査路は、橋脚高が地上から 5m 程度であれば点検車等により地上からの点検を行うものとし橋脚の検査路は省略してよいものとするが、河川部の橋脚については設置する。
- ③ 下部構造橋座面付近に設ける検査路は、橋座面の4辺を取り囲むような口型に配置する。
- ④ 橋座面の4辺を取り囲むような口型配置とした場合、点検作業員の交錯を避け、通り抜けが容易となるように、その1辺の検査路幅を他辺の幅よりやや広く確保する等の点検時の作業性を考慮した検討を行う。
- ⑤ 検査路から橋座面への昇降時を考慮して、橋座面に手摺りと下部構造壁面へステップを設ける。
- ⑥ 上部構造と橋座面端部の離隔が大きく、点検作業時に橋座面へ上ることが予想される場合、橋座面端部付近には、支承の高さに関わらずに点検作業時の安全性への配慮として手摺りを設ける。
- ⑦ 山岳橋梁等の高橋脚は、ロープ高所作業による点検を考慮し、必要に応じて床版及び橋脚部に埋め込みアンカーを設置する。

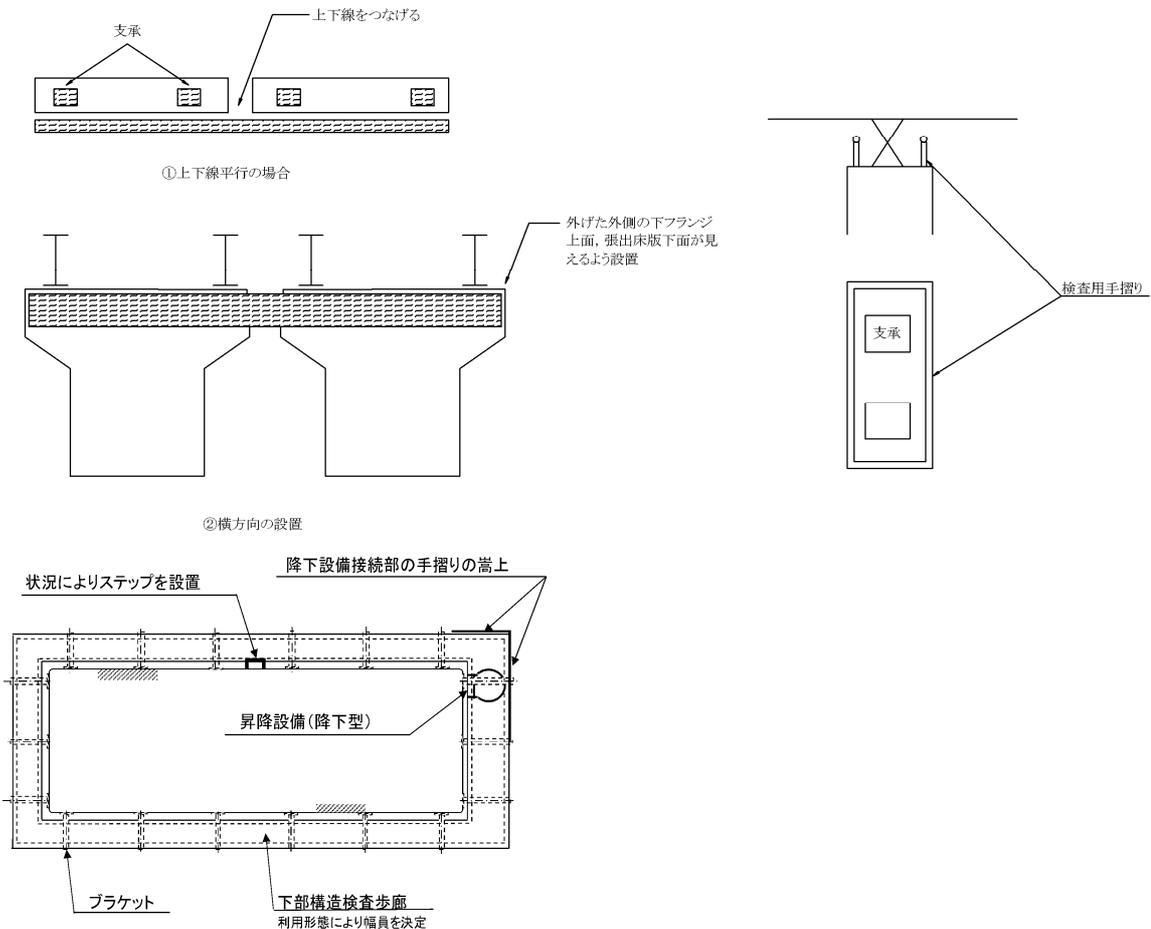


図 2-85 橋脚検査路

2) 橋台検査路

下部構造橋座面付近に設ける検査路は、橋座面の4辺を取り囲むような口型に配置する。橋台の場合は、パラペットと主桁端部間に十分な点検スペース（幅500mm以上）を確保することで、3辺を取り囲むような口型に配置を行ったものとみなす。

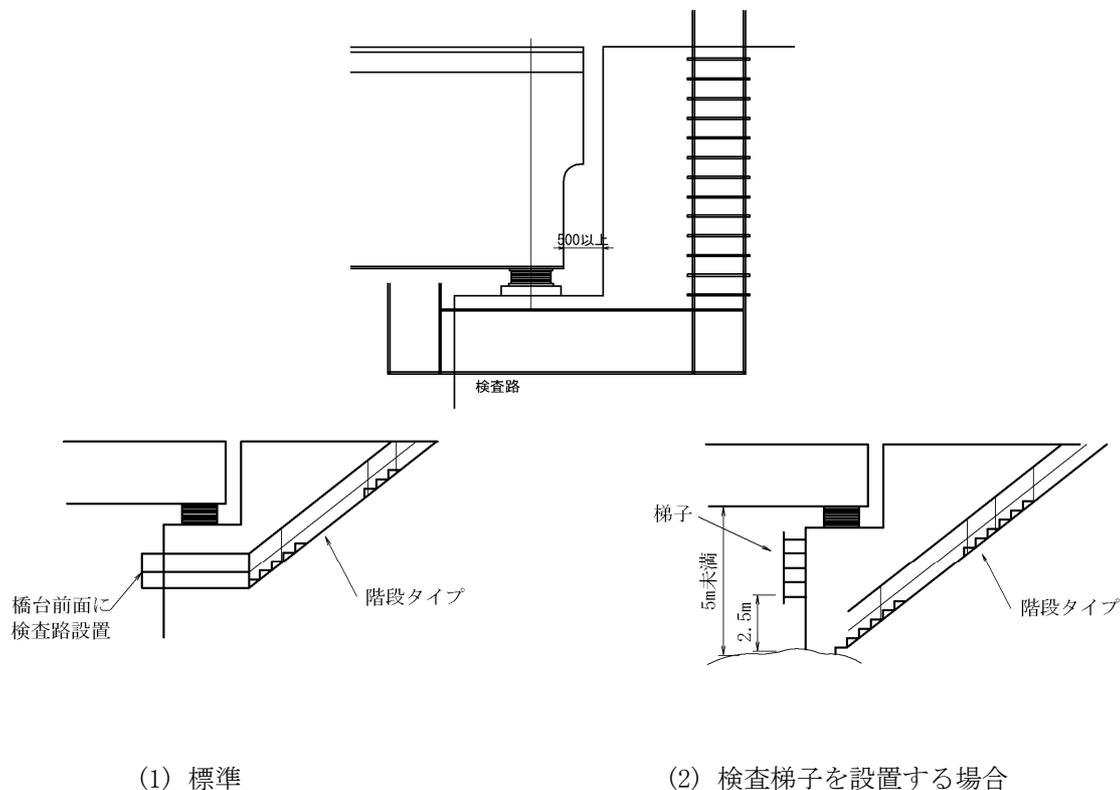


図 2-86 橋台高の低い場合

(3) 昇降設備

昇降設備には、安全性に考慮した踊り場等の設置を検討する。また、検査路が設置される箇所の剛性防護柵の橋面側にはステップを設けることを検討する。

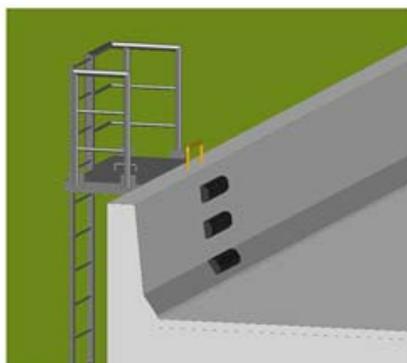


図 2-87 壁高欄ステップ (例)

9-1-2 基本構造

- (1) 検査路は、予定する点検活動や保守活動に伴う作業などの使用目的との適合性を満足するように、その諸元や構造を決定しなければならない。
- (2) 特別な機器の設置や補修・補強等の工事の条件を除き、目視と簡単な機器による点検や調査を行うための目的に対しては、少なくとも次の事項を満たすように設計する。
  - ① 検査路歩廊・作業スペースの寸法諸元
    - ア) 最小有効幅員は、60cmを標準とする。
    - イ) 最低手摺りの高さは、110cmを標準とする。
    - ウ) 最大支柱間隔は、1.9m以内とする。
    - エ) 下部構造からの最大離れは、10cmを標準とする。
  - ② 昇降設備の寸法諸元
    - ア) 梯子の最小有効幅員は、40cmとする。
    - イ) 梯子の最大ステップ間隔は、30cmを標準とする。
    - ウ) 下部構造からの最大離れは、20cmを標準とする。
    - エ) 転落防止リングは、「道路橋検査路設置要領（案）」で、内径 75cmを標準としているが、防寒着の着用やその他装備に配慮して、85cmとした。ただし、これ以上リング径を拡大する場合、注意が必要である。
    - ウ) 昇降設備には、適切な位置に踊場を設ける。
  - ③ 検査路支持構造は、以下に示す構造を基本とする。
    - ア) 上部構造検査路支持構造は受け台タイプを標準とする。
    - イ) 下部構造検査路支持構造はブラケットを標準とする。
- (3) 検査路の構造は、検査路そのもの(本体、歩廊、昇降設備、橋梁本体等との接合部)の点検が安全かつ確実に行えるように、設計しなければならない。
- (4) 検査路の構造は、橋の供用後に検査路そのもの(本体、歩廊、昇降設備、防食)の補修や更新が行えるように設計しなければならない。

- ・検査路の基本的な構造は、「道路橋検査路設置要領（案）」に準拠すること。
- ・基本構造に示される有効幅員等の値は、基本的に最小値、最大値を示したものであり、点検作業時の効率性や点検作業時の着衣・装備等を考慮して決定してもよい。
- ・点検作業時の車両駐車スペースを橋梁付近へ確保することを計画する。

9-1-3 設計荷重

- (1) 歩廊桁の設計に用いる設計活荷重は $3.5\text{kN/m}^2$ とする。
- (2) 手すりの設計荷重は、上段の手すり位置に鉛直方向 $0.59\text{kN/m}$ 、水平方向 $0.39\text{kN/m}$ とする。

(1) 橋梁検査路の使用状況から、特定点検や異常時点検では、10人以上の点検員や関係者が検査路に載る場合が想定される。その場合は、検査路には50cm程度の間隔で並ぶと考え衝撃を含めた若干の余裕をみて、歩廊桁の設計に用いる設計活荷重は $3.5\text{kN/m}^2$ とした。

橋梁本体を設計する場合は、検査路に設計活荷重を載荷せず、検査路の自重のみ考慮する。検査路の自重は1条あたり $1.0\text{kN/m}$ としてもよい。

(2) 手すりに作用させる荷重は、「防護柵の設置基準・同解説 歩行者自転車用柵 種別P (H16.3日本道路協会)」の設計荷重に準じた。ここで、種別Pは成人がある程度の間隔を保って並んだ状態を示す。

9-1-4 検査路の防せい防食

- (1) 検査路は、所要の耐久性を満足するようにしなければならない。
- (2) 検査路の防せい防食は、溶融亜鉛めっき処理を標準とするが、架橋環境や景観に応じて適切な方法を選定しなければならない。
- (3) 検査路の防せい防食にあたっては、異種金属接触腐食など橋本体の材料や防せい防食の仕様との整合性に注意しなければならない。
- (4) 検査路の防せい防食仕様については、橋の供用期間中必要な機能が満足されるように、更新方法についても配慮して設定する。

(1) 検査路の防せい防食については、「鋼道路橋防食便覧」(日本道路協会)に準拠し所要の耐久性を満足するようにしなければならない。環境条件によってはアルミ製、FRP製等も必要に応じて検討する。

(2) 一般的な防せい防食対策としては、溶融亜鉛めっきによることが多いが塩分の多い環境下など、架橋条件によっては現況の検査路の劣化状況を踏まえ、別途検討する。

## 9-2 非常駐車帯

- (1) 高規格幹線道路において、路肩の幅員が2.5m未満の区間には、非常駐車帯を設ける。
- (2) 非常駐車帯は、長大橋に設置するものとし、設置間隔は、原則として概ね500mとする

- 1) 非常駐車帯は、原則として、左右対称の位置に設けるものとするが、段階施工(暫定)の場合は、完成断面とした場合の左側路肩となる側に設ける。
- 2) 非常駐車帯の形状は図 2-88 に示すとおりとし、横断勾配は、本線が外下がりの場合には本線勾配と同一とする(最大3%)が、逆勾配の場合は側帯外縁より2%の外下がりとする。

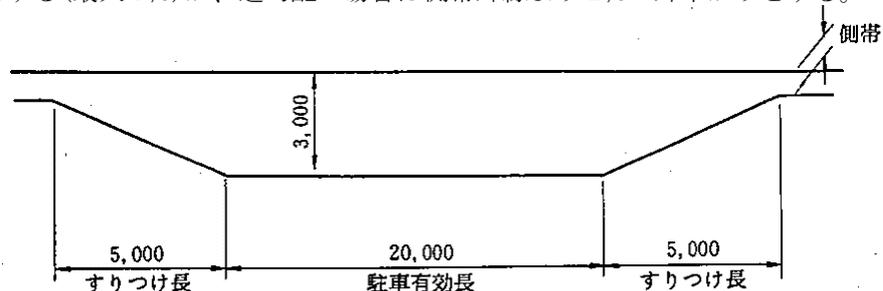


図 2-88 非常駐車帯

## 9-3 落下物防止柵

こ線橋には、車両積載物などの落下防止、除雪時における列車の安全性の確保および歩行者の感電事故防止のため、落下物防止柵を防護柵上部に設ける。

また、鉄道以外の交差物件を横過する橋梁は、交差物件の管理者との協議により落下物防止柵の設置を決定する。

- (1) JR東日本の東北地域本社、盛岡・秋田・水戸・新潟の各支社から、電化、非電化区間にかかわらず、道路からの石・空缶類、その他車両積載物などの落下防止、除雪の際の飛雪からの列車運行の安全確保、および歩行者の感電事故防止を図るため、防護施設を要請されている。したがって、道路管理者がこ線橋を新設する場合には落下物防止柵を設置し、管理する。
- (2) 一般道路の橋梁に設置する構造などについては、下記のとおりとし、各支社などと調整を図る。
- 1) 設置範囲は、鉄道施設(鉄道事業上必要な土地の範囲)と交差する部分を基本とし、橋の両側に設置する。
  - 2) 設置高さは、路面よりH=2.0mとし、風荷重に対し防護柵および床版の照査をおこなう。
  - 3) 落下物防止柵を設ける防護柵は、剛性防護柵を基本とする。
- (3) 高規格幹線道路の橋梁に設置する落下物防止柵はNEXCOの設計要領による。

(4) 積雪が多い地域では雪庇防止対策を設置することを検討する。

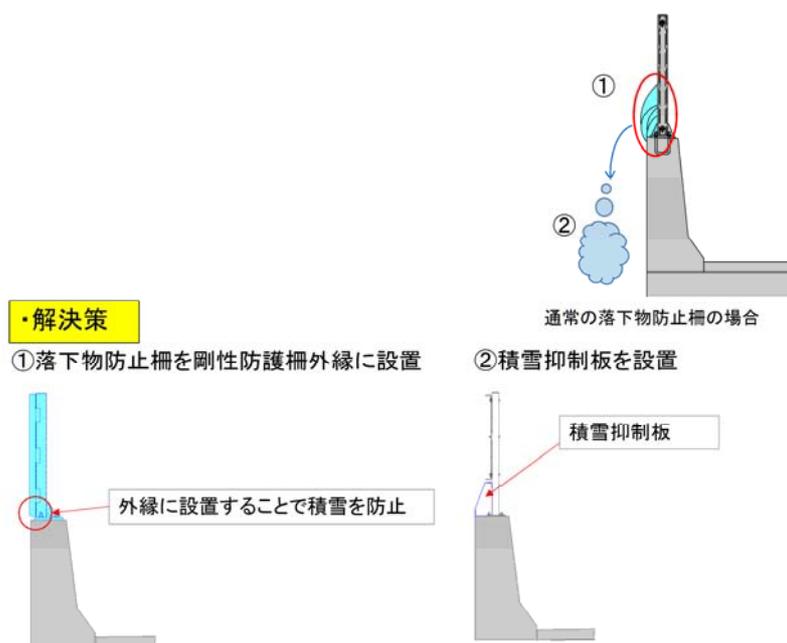


図 2-89 落下物防止柵の雪庇対策（例）

#### 9-4 遮音壁

遮音壁を設置する区間、または将来設置の可能性がある区間の橋梁については、遮音壁による荷重を考慮のうえ設計する。

- (1) 橋体を設計する場合は、遮音壁の自重および遮音壁に作用する風荷重を考慮する。
- (2) 遮音壁の自重は、剛性防護柵の外側に設置し、道路面からの高さが3m、吸音パネル・H型支保工を用いた標準構造の場合で、 $W=1.45\text{kN/m}$ とする。

### 9-5 中央分離帯転落防止網

事故発生に際して避難する人が中央分離帯の間隙から誤って転落することがないように中央分離帯転落防止網を設置する。

中央分離帯転落防止網は図 2-90 とする。なお、橋梁下が道路あるいは鉄道の場合には積雪の影響を考慮し、構造物の離隔に応じた適切な構造を検討する。構造物の離隔が10cm程度の場合は図 2-91 とする。

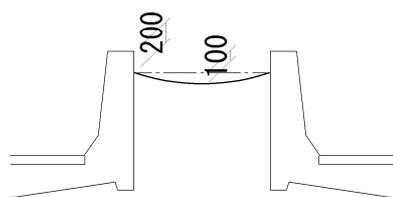


図 2-90 転落防止網

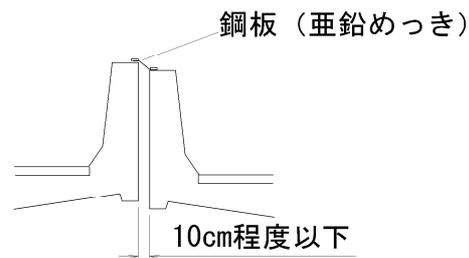


図 2-91 こ道橋、こ線橋の場合

### 9-6 情報ボックス

光ファイバーケーブルの情報ボックスは、原則として埋込み管路による方法を標準とする。

- (1) 新設橋では埋込み管路による方法とし、歩道部のアスファルト下に埋込む。歩道のない場合は地覆コンクリート内に埋込む。
- (2) 地覆部への埋込みが不可能な場合は添架方式(複数管式または単管式)とする。
- (3) 橋梁前後の土工部にハンドホールを設け、パラペット部に異種管継手および伸縮継手を介して橋梁に接続する。

## 第10章 耐久性

### 10-1 一般

橋梁部材の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮する。

- (1) 橋梁の設計にあたっては、環境条件に対して必要な耐久性が得られるよう、検討する。
- (2) 海岸線近くに建設される橋は、飛来塩分によるコンクリートの劣化、鉄筋や鋼材の腐食等に伴う損傷により、所要の性能が損なわれないように耐久性の検討をおこなう。
- (3) 凍結抑制剤散布の影響を受ける橋は、立地条件および使用材料に応じた対策を施す。
- (4) コンクリートの初期ひび割れは、凍害、塩害に対する耐久性低下の要因となるため、設計・施工に留意する。

- (1) 橋梁の設計においては、耐久性や景観等の要求に応じて、環境条件、点検と補修に関する維持管理計画、経済性を考慮しなければならない。
- (2) 海岸線近くに建設される橋のコンクリート部材が所要の耐久性を確保するためには、中性化、塩化物イオンの侵入にともなう鋼材の腐食等を考慮する必要があり、設計・施工に十分留意しなければならない。また、鋼部材についても、飛来塩分量などに応じた防せい防食法の採用が必要となる。
- (3) 凍結抑制剤が散布されることが予想される橋、これに隣接する橋は、その影響が懸念されるため設計・施工に十分留意しなければならない。
- (4) 橋梁のコンクリート構造物は、従来に比べ部材寸法が大きくなってきているなど、水和熱による構造物の温度変化に伴って生じる温度応力によって、構造物にひび割れが発生することがしばしば見られる。初期ひび割れは、凍害、塩害に対する耐久性低下の要因となるため設計・施工にあたり留意が必要である。

### 10-2 海岸線近くに建設される鋼橋の塩害対策

鋼橋の塩害対策は、普通鋼材へ塗装あるいは金属溶射による防錆・防食方法を選定する。

防せい防食法としては、使用鋼材により下記のものと考えられる。

普通鋼材：塗装、金属溶射（亜鉛・アルミニウム合金溶射又は併用）

### 10-3 海岸線近くに建設されるコンクリート構造物の塩害対策

#### 10-3-1 適用範囲

表 2-23 に示す地域に位置する橋のコンクリート構造物（無筋コンクリート構造物を除く）のうち、海洋からの飛来塩分をうけ直接外気に接する下部構造と付属物の設計に適用する。

表 2-23 塩害対策を必要とする地域

地域区分	地 域
B	別表-1 に示す地域のうち、海上部および海岸線から概ね 700m までの部分
C	上記以外の地域のうち、海上部および海岸線から概ね 200m までの部分

別表-1 地域区分Bとなる地域

秋田県（7号 秋田市～山形県境）
山形県（7号 秋田県境～酒田市、由良～新潟県境）

塩害対策を必要とする地域は、海岸線付近における既設のコンクリート橋の損傷状況などにもとづいて地域区分をおこなったものである。なお、上部構造の塩害対策は第5編を参照とする。

#### 10-3-2 対策区分

対策区分は、原則として地域区分と海岸線からの距離にもとづいて道路橋示方書（下部構造編）の表-6.2.2 に準じる。

#### 10-3-3 対策工法

塩害対策は、鋼材の最小純かぶり（道路橋示方書 下部構造編 表-6.2.1）の確保によりおこなうものとし、対策区分Sならびに鉄筋コンクリート構造の対策区分Iでは、塗装鉄筋の使用またはコンクリート塗装を併用する。

直接塩害を受け、その影響が著しい対策区分Sおよび鉄筋コンクリート構造の対策区分Iについて、考えられる対策一覧を表 2-24 に示す。

第2編 橋梁一般

表 2-24 高耐久性塩害対策コンクリートの使用例<sup>注1)</sup>

項 目		仕 様	
下部構造	構造形状	橋脚のみ海上へ設置し、壁コーナー部へサークルハッチを設ける。	
	鋼材の純かぶり	下部構造	90mm 以上
		スパー	コンクリート本体と同等以上の品質を有するコンクリート製またはモルタル製
	コンクリートの配合等	セメント種類	高炉セメント B 種、普通ポルトランドセメント、フライアッシュセメント
		水セメント比	高炉セメント B 種を用いるため 55%以下とする。但し、十分な湿潤養生を行った後、封緘養生を行うものとする。 (普通ポルトランドセメントの場合には、50%以下とする。)
		空気量	AE 剤添加かつ最大粗骨材寸法 25mm の場合、4.5%±1.5%の範囲で可能な限り 6.0%へ近づける。
		型枠	透水性型枠
		コンクリート打設	コンクリート打設時期は冬季にかからないことが望ましいが、冬季にコンクリート打設する場合、打設時の気温や養生方法に留意する。
		養生	十分な湿潤養生を行った後、封緘養生を行い、密実性の向上を図る。
	エポキシ樹脂塗装鉄筋	対策区分 S	エポキシ樹脂塗装鉄筋（フチングより上部となる部材）、普通鉄筋（フチング）
対策区分 I		普通鉄筋	
加工・組立て		エポキシ樹脂塗装鉄筋の切断面はエポキシ樹脂補修材の塗布を行い、対策区分にかかわらず樹脂製あるいは塗装された結束筋を使用する。	
コンクリート塗装 <sup>注2)</sup>	パラペット及び橋座部へ施すものとし、その仕様は「鋼道路橋防食便覧」に示される CC-B を標準とする。		
付属物	支承	ゴム支承を使用し、アンカー等の付属鋼材は、良質のステンレス鋼(SUS316)、金属溶射仕上げ等あるいは高防錆表面処理(ST-SGN12)等による防錆処理を行う。	
	伸縮装置	荷重支持型のゴム系の伸縮装置または、耐食性の高い金属製のフィンガー型伸縮装置とし、押し込み力に対する耐荷力及び十分な止水性能の確認を行い、付属鋼材は常温亜鉛溶射等による防錆処理を行う。	
	防水層	床版全面に耐久性に富むシート系床版防水層を敷設する。	
	排水装置	排水管は硬質塩化ビニル管（VP 管）とし、排水柵は FRP 製の上下分離型排水柵を使用する。	
	地覆・剛性防護柵	エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用し、コンクリート表面へ撥水効果を有するシリコン系含浸剤あるいは、コンクリート塗装を全面へ塗布する。	
	防護柵	亜鉛めっきの上に粉体塗装 2 回、セラミック塗装 1 回を施した高耐食性仕様とする。	
検査路 <sup>注3)</sup>	アルミ製あるいは FRP 製の高耐食性仕様とする。		

注 1) 高耐久性塩害対策仕様の適用は、塩害の対策区分 S あるいは I に該当する箇所とする。

上部構造に関する仕様については、「橋梁設計施工マニュアル[橋梁編]」第 5 編コンクリート橋を参照とする。

注 2) 塗装範囲等、コンクリート塗装に関する詳細は、第 2 編 第 10 章 10-5 耐久性向上のための構造細目を参照とする。

注 3) アルミ製の場合には異種金属接触腐食対策、FRP 製の場合には手摺を含めた耐荷力の確認が必要である。

## 10-4 凍結抑制剤散布の影響を受ける橋の対策

### 10-4-1 上部構造

#### (1) 適用範囲

凍結抑制剤を散布する路線における橋梁の地覆・剛性防護柵、地山に近接する橋、並列橋、交差道路に凍結抑制剤が散布されるこ道橋本体に適用する。

#### (2) 地覆・剛性防護柵

地覆・剛性防護柵のコンクリートは、高炉セメントを用いる場合は水セメント比を55%以下、普通セメントを用いる場合は50%以下とする。

#### (3) 鋼橋

地山に近接する橋、並列橋、交差道路に凍結抑制剤が散布されるこ道橋として建設される鋼橋における凍結抑制剤散布に対する対策は、鋼材の種類に応じた防せい防食方法とする。  
普通鋼材：塗装、金属溶射（亜鉛・アルミニウム合金溶射、又は併用）

#### (4) コンクリート橋

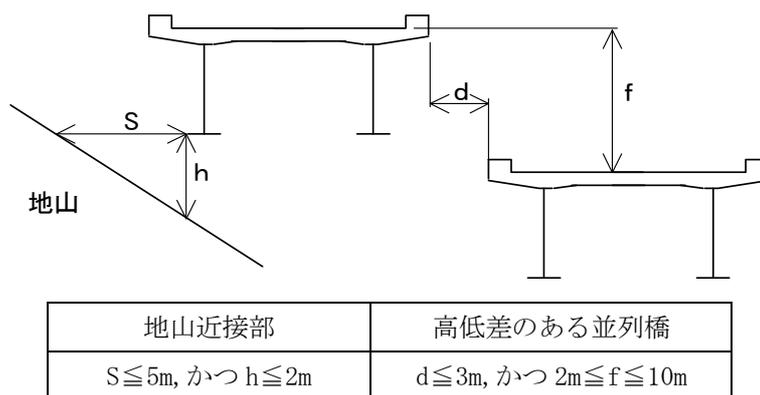
地山に近接する橋、並列橋、交差道路に凍結抑制剤が散布されるこ道橋として建設されるコンクリート橋については、周辺の既設上部構造の損傷状況等を十分に把握し、適切な対策区分（道路橋示方書・コンクリート橋編表-5.2.1）を想定して必要な最小純かぶりを確保する。

#### (5) PC橋

凍害や塩害による損傷を抜本的に補修・補強することが容易ではない構造であり、新設時にこれらの損傷に対応できる性能を有していることが必要である。

(1) 凍結抑制剤の影響については不確定な部分が多いが、コンクリート部材に対して凍害との相互作用も懸念される。このため、当面の対策として示した。

桁本体に対する対策は、図 2-92 に示す地山に近接する橋および高低差のある並列橋と、図 2-93 に示す交差道路に凍結抑制剤が散布されるこ道橋で交差道路面からこ道橋路面までの高さが 10m 以下の橋にのみ適用する。



S、h：凍結抑制剤を含んだ雪が地山に堆雪し、橋梁部材に接すると予想される範囲。

d：隣接橋からの除雪が他方の隣接橋に影響を与えると予想される範囲。

f：下方の橋の除雪の舞い上がりにより上方の隣接橋に影響を与えると予想される範囲。

図 2-92 凍結抑制剤散布の影響範囲

- (2) 地覆・剛性防護柵は道路付属物であり、損傷が発生しても比較的容易に補修できることおよび橋梁本体の塩害損傷の目安にもなることから、凍結抑制剤対策として水セメント比のみを規定した。
- (3) 無塗装の耐候性鋼材を採用する際は、将来的な維持管理手法や補修方法を定めるとともに架橋位置周辺の既設橋梁の損傷状況等もふまえて判断を行うことが必要である。
- (4) 一般には対策区分 I 相当の最小純かぶりを確保するのが望ましい。

表 2-25 対策区分 I 相当の最小純かぶり

構 造	コンクリートの仕様 (W/C の目安)	最小純かぶり (mm)
工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	36%	50
上記以外のプレストレストコンクリート構造	43%	70
鉄筋コンクリート構造	50%	70

10-4-2 下部構造

(1) 適用範囲

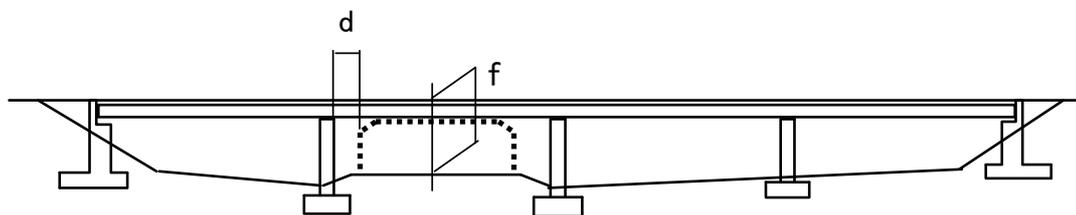
凍結抑制剤散布による影響を受ける範囲として、橋軸直角方向の地山または盛土法面に近接する橋台・橋脚、および交差道路に凍結抑制剤が散布されるこ道橋の橋台・橋脚に適用する。  
 なお、適用は橋単位を基本とする。

(2) 対策として、大気中にある梁、柱、壁については最小純かぶりを90mmとし、水セメント比55%以下のコンクリートを使用する。

(3) 将来的な維持管理や補修・補強工事が難しいことが予想される、構造物遊間や橋座面と主桁下面の空間の小さな橋梁は、上部構造桁端部及び下部構造のパラペット前面や橋座面に配置する鉄筋へエポキシ樹脂塗装鉄筋等の使用も検討すること。

(1) 凍結抑制剤散布の影響が懸念される場合は、使用材料の混同を避けるため、全ての橋台・橋脚について対策することを基本とする。

凍結抑制剤を散布する道路と交差するこ道橋において、凍結抑制剤の影響を考慮する範囲は図2-93を目安とする。橋軸直角方向の地山または盛土法面の近接による凍結抑制剤影響範囲については、図2-92を参考とする。



d : 交差道路と橋脚の距離  $d \leq 3\text{m}$

f : 交差道路面からこ道橋路面までの高さ  $f \leq 10\text{m}$

図 2-93 凍結抑制剤散布の影響を受けるこ道橋の橋脚

(2) 水セメント比 55%以下のコンクリートを使用するものとする。ただし、普通ポルトランドセメントを使用する場合は、 $W/C \leq 50\%$ とする。

常に水中および土中にある底版は、酸素の供給が少ないため適用外とし、大気中にある梁、柱、壁に適用するものとする。最小純かぶりを 90mm とする。柱主鉄筋に太径鉄筋を使用する場合や 25mm 以上の配力鉄筋、帯鉄筋を使用する場合は、最小純かぶり 90mm を確保したうえで、主鉄筋位置を 1cm ラウンドにする。

10-5 耐久性向上のための構造細目

- (1) 適用範囲  
全橋に適用する。
- (2) 下部構造頂部の排水処理として、橋台、橋脚の橋座面は、水が溜まらないように勾配をつける。また桁端部には切欠きを設けて最低500mmのスペースを確保する。
- (3) コンクリート橋桁端および桁端部に位置する下部構造頂部（全橋）は、コンクリート塗装又は表面含浸材により保護する。なお、ひび割れ頻度が極めて少ないと考えられるコンクリート部材（PC部材）には標準的な塗装仕様CC-Aを、コンクリート部材に多少のひび割れを生ずる恐れのある場合（RC部材）には塗装仕様CC-Bを適用する。
- (4) 無塗装耐候性鋼材仕様の橋梁の構造細目は第4編を参照する。

(2) 1) 下部構造頂部は、伸縮装置からの漏水の他、支承部廻りは一般に風通しが悪く、塵芥や結露水が溜まるなど腐食・劣化しやすい環境にある。このため、橋軸直角方向に水平な場合は、水が溜まらないよう橋軸方向に下図のような3%の勾配をつける。

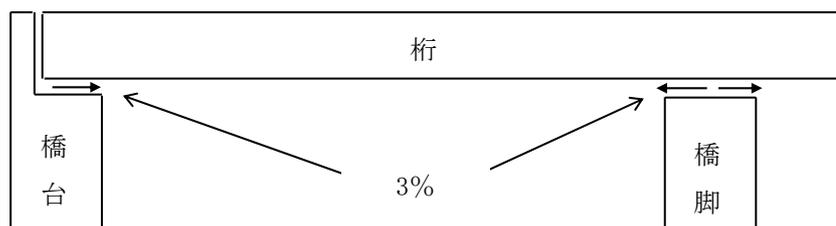


図 2-94 下部構造頂部の縦断方向の勾配

2) 桁端部の切欠きは形式によってその方法が異なる。

① PC プレテンション桁の場合

PC プレテンション桁で、桁高が 0.8m 未満でパット型の支承の場合には、桁や胸壁を切欠くのは困難である。その場合には図 2-95 のように切欠きは設けなくてよい。

桁高 0.8m 以上の場合には、ポールカメラ等で点検できるように桁の切欠きを設置する。



図 2-95 PC プレテンション桁の例

② PCポストテンションT桁の場合（コンポ橋含む）

PCポストテンションT桁の場合は、図2-96に示すように幅0.5m高さ1.2mを確保することを原則とする。ただし、桁高が低い場合には、幅0.5mは確保するが、高さについては確保できる高さとしてよい。

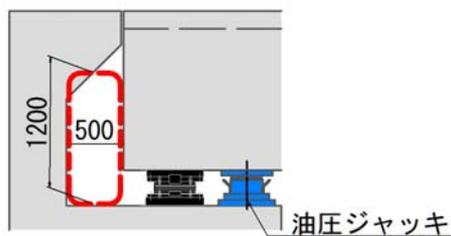


図 2-96 PCポステンT桁の例

③ PC場所打ち桁（箱桁、中空床版橋）の場合

PC場所打ち桁の場合は、胸壁を切欠く場合と、桁端部を切欠く場合の2種類があるが、桁高や鋼材の定着に留意して適宜決定する。

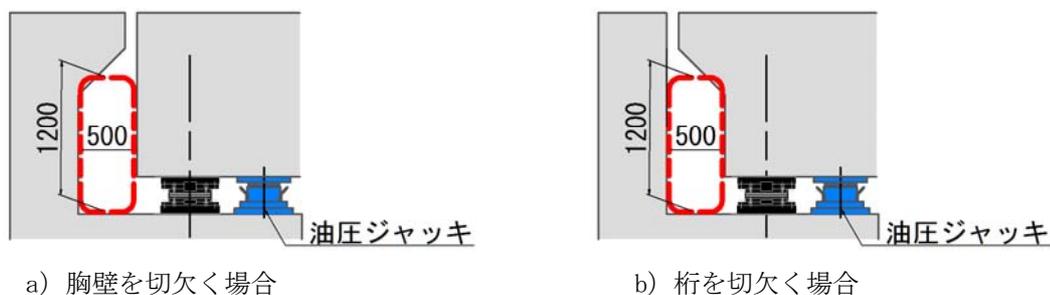


図 2-97 PC場所打ち桁の例

④ 鋼橋の場合

鋼橋の場合は、管理用スペースを確保するために桁を切欠くことを原則とする。ただし、支承位置や形式、桁高によって困難な場合には胸壁側を切欠く。

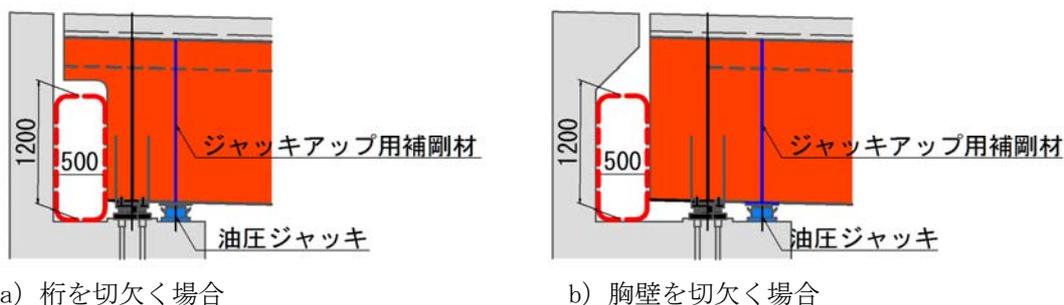
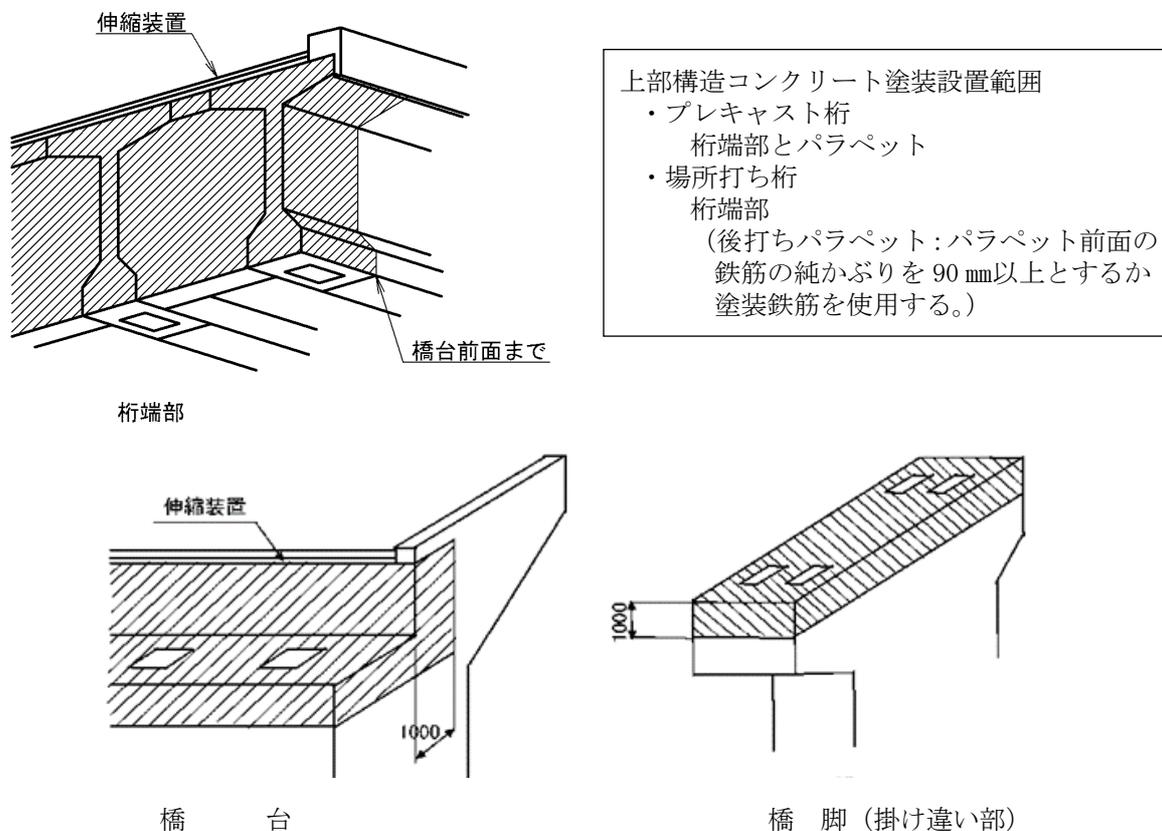


図 2-98 鋼橋の例

3) ジャッキ設置時の下部構造の安全性を確認する必要がある。

(3) コンクリート橋桁端および桁端部に位置する下部構造頂部は、伸縮装置からの漏水などによりコンクリートが凍結融解作用などを受けて劣化しやすいため、図 2-99 に示す範囲にコンクリート塗装を施す。また、伸縮装置においては、地覆立ち上がり部から漏水しない構造とする。



(施工順序などにより施工可能な範囲にコンクリート塗装を施す。)

図 2-99 コンクリート塗装の設置範囲

1) 桁端部の塗装について

- ① パラペット先行施工の場合は、パラペットはコンクリート塗装とし、端横桁に塗装鉄筋を使用する。
- ② 端横桁先行施工の場合、端横桁はコンクリート塗装とし、パラペット前面に塗装鉄筋を使用する。

2) 下部構造頂部の塗装について

- ① 橋台については、橋座部全面にコンクリート塗装を施す。
- ② 橋脚については、伸縮継手が有る場合は橋座部全面にコンクリート塗装を施すこととし、伸縮継手が無い場合はコンクリート塗装は行わない。
- ③ 側面の1mの範囲は、凍害による劣化防止として施工するものであり、橋座面に雪や雨水が溜まらず凍結しないと判断される場合は不要とする。

第2編 橋梁一般

参考資料「鋼道路橋塗装・防食便覧（平成17年12月）」

コンクリート面への塗装仕様 CC-A

工 程	使 用 材 料	塗 装 条 件			塗 装 間 隔	
		目 標 膜 厚 ( $\mu$ )	標 準 使 用 量 (kg/m <sup>2</sup> )	塗 装 方 法		
前 処 理	プライマー	コンクリート塗装用 エポキシ樹脂プライマー	—	0.10	スプレー (はけ・ローラー)	1～10日
	パテ	コンクリート塗装用 エポキシ樹脂パテ	—	0.30	へ ら	
中 塗		コンクリート塗装用 エポキシ樹脂塗料中塗	60	0.32 (0.26)	スプレー (はけ・ローラー)	1～10日
上 塗		コンクリート塗装用 ふっ素樹脂塗料上塗	30	0.15 (0.12)	スプレー (はけ・ローラー)	1～10日

コンクリート面への塗装仕様 CC-B

工 程	使 用 材 料	塗 装 条 件			塗 装 間 隔	
		目 標 膜 厚 ( $\mu$ )	標 準 使 用 量 (kg/m <sup>2</sup> )	塗 装 方 法		
前 処 理	プライマー	コンクリート塗装用 エポキシ樹脂プライマー	—	0.10	スプレー (はけ・ローラー)	1～10日
	パテ	コンクリート塗装用 エポキシ樹脂パテ	—	0.30	へ ら	
中 塗		コンクリート塗装用 柔軟形エポキシ樹脂塗料中塗	60	0.32 (0.26)	スプレー (はけ・ローラー)	1～10日
上 塗		コンクリート塗装用 柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗	30	0.15 (0.12)	スプレー (はけ・ローラー)	1～10日

10-6 コンクリート構造物の耐久性向上のための設計・施工上の留意事項

コンクリート構造物の水和反応にともなう自己収縮や乾燥収縮によるひび割れ、水和熱による温度ひび割れなどの初期ひび割れは、中性化、凍害および塩害に対する耐久性低下の要因となるため設計・施工にあたり留意する。また、コンクリート構造物の設計、施工の記録は適切に保存しなければならない。

【 設計上の留意事項 】

(1) 初期ひび割れが発生しやすい部材

- 1) 広がりのあるスラブ（厚さ 50～100cm 以上）：鉄筋コンクリート床版、フーチング
- 2) 下端が拘束された壁（厚さ 50cm 以上）：逆T式橋台堅壁、鉄筋量の多い橋脚柱、剛性防護柵
- 3) 不静定構造物：ラーメン式橋台、箱式橋台
- 4) 新旧コンクリートの打継目施工を設計時点で計画する構造物。この場合、新コンクリート側の打継目近傍に補強鉄筋を配置する。
- 5) 剛性のある鋼部材にコンクリートを打ち継ぐ場合
- 6) 切欠き、開口部を有する部材
- 7) マッシブなコンクリート部材

これらの構造物では、構造物の用途、必要機能および性能が満足されるよう、ひび割れの制御あるいはひび割れ幅、間隔および発生位置を制御することが必要である。

(2) ひび割れ誘発目地および初期ひび割れの補修

一般にマッシブな壁状の構造物などに発生する温度ひび割れを材料、配合上の対策により制御することは困難な場合が多い。予め所定の間隔でひび割れ誘発目地を設けてひび割れを誘発し、その他の部分でひび割れ発生を防止するとともに、ひび割れ箇所での補修を容易にする方法がある。しかし、効果的なひび割れ誘発目地を設けることは鉄筋かぶりが大きくなり現実には困難である。

1) ひび割れ誘発目地の目安

間 隔：一般的にはコンクリート部材高の1～2倍

断面欠損率：20%以上（片側10%以上）

2) 初期ひび割れの補修

補修においては、ひび割れ部からの漏水、鉄筋の腐食を防止できるように確実な防水処理が必要である。

補修時期	{	橋 台、橋 脚	：埋め戻し、裏込め盛土施工前
		鉄筋コンクリート床版	：防水工施工前

【 施工上の留意事項 】

(1) 材料および製造

数箇所のレディーミクストコンクリート工場から購入する場合は、セメントおよび混和剤は製造会社1社とし、細骨材、粗骨材も可能であれば同一産地のものを用いるのがよい。

1) セメント

高炉セメントを標準とする。ただし、養生期間中の日平均気温が10℃以下と予想される期間についても高炉セメントを標準とするが、普通ポルトランドセメントの使用も可能とする。近年、低熱型ポルトランドセメントが開発されている（ただし、PC構造物は除く）。

2) 混和材料

フライアッシュ : 水和熱による温度上昇が小さい

高性能AE減水剤 : 単位水量の減少に伴う単位セメント量の減少によってコンクリートの温度上昇を小さくできる。

3) 配合

コンクリートの発熱量はセメント量にほぼ比例するため、できるだけ単位セメント量が少なくなるように配合を選定する必要がある。コンクリートの温度上昇量は単位セメント量10kg/m<sup>3</sup>に対してほぼ1℃の割合で増減する。

4) 製造

打ち込み温度を低くすることは、部材内外の温度差と部材内の最高温度を低減させるため、温度ひび割れの低減に有効である。

(2) 施工

施工にあたっては打ち込み区画の大きさやリフト高、継目の位置、打ち込み時間間隔、型枠の材料や構造、養生方法等も適切に選定するなど、製造および施工全般に留意が必要である。

1) 打ち込み区画、リフト高および継目

構造物の形状・寸法、拘束条件、コンクリートの供給能力、打ち込み能力、気象条件等を考慮してこれらを適切に定める必要がある。

リフト高 : 打ち込み時間間隔と型枠の材料や構造を考慮すると、橋梁構造物の場合のリフト高は3～4m程度以下が目安である。部材厚が大きい場合はリフト高を低くするなどの配慮が必要である。

2) 打ち込み

配合設計で設定した打ち込み温度を超えないように管理することが必要である。特に気温の高い時期に炎天下でコンクリートを打ち込む場合は、材料の取扱い、コンクリートの製造、運搬、打ち込み等に配慮する必要がある。（プレクーリング、運搬、打ち込み時間の短縮）また、打ち込み後の沈降ひび割れは、初期ひび割れの原因にもなるため、再振動締固めやタンピングなどを行うこと。

3) 養生

コンクリート温度をできるだけ緩やかに外気温に近づける配慮が必要である。必要に応じてコンクリート表面を断熱性のよい材料（スチロール、シート等）で覆う保温、保護などの処置をとる。打込み後の温度制御方法の一つとしてパイプクーリングがある。

コンクリートの硬化開始時に養生シートで覆い、散水する。散水はコンクリートの硬化開始時期から日照、水和熱により乾燥状態にならないよう入念に行うことが重要である。

湿潤養生日数

普通セメント仕様 5日間以上

早強セメント仕様 3日間以上

膨張コンクリート仕様 5日間以上

現場条件によって散水養生が不可能な場合は被膜養生剤と養生シートにより養生する。

寒中コンクリート施工では、給熱養生が必要となる。

上記の養生期間の他に、コンクリート構造物が十分な耐久性を発揮するために必要な緻密性を得るために、「追加養生」として封緘養生または湿潤養生を行うことが望ましい。

4) 型枠

コンクリートの温度管理を考慮して材料および構造を選定することが望ましい。橋梁構造物では一般に耐水合板や鋼製型枠が使用されることから、養生によるところが大きい。温度上昇を小さくするためには、放熱性の高い鋼製型枠がよい。ただし、冬期においては、内部と表面の温度差が大きくなるため、保温性のよい型枠がよい。

5) 打ち継ぎ目

打継目はできるだけせん断力の小さい位置に設け、打継面を部材の圧縮力の作用方向と直角にすること。

水平打継目：・型枠に接する線はできるだけ水平な直線になるようにしなければならない。

- ・既に打ち込まれたコンクリートの表面のレイタンス、品質の悪いコンクリート、緩んだ粗骨材などを完全に取り除き、十分に吸水させなければならない。
- ・打ち込みに際しては既に打ち込まれたコンクリートと密着するように締め固めなければならない。

鉛直打継目：・打継面の型枠を強固に支持しなければならない。

- ・既に打ち込まれた硬化したコンクリート打継面は、ワイヤブラシで表面を削るか、チップング等により粗面にして十分吸水させ、セメントペースト、モルタルあるいは湿潤面用エポキシ樹脂などを塗布した後、新しくコンクリートを打ち継がなければならない。
- ・打ち込みに際しては、打継面が十分に密着するように締め固めなければならない。また、新しいコンクリートの打ち込み後、適当な時期に再振動締固めを行うのがよい。

## 第 3 編 耐震設計

### 第 1 章 耐震設計の基本方針

#### 1-1 一般

- 1) 東北地方整備局で扱う橋の耐震設計は、橋の重要度区分を B 種の橋とし、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(レベル 1 地震動)に対しては、地震によって橋としての健全性を損なわない性能(耐震性能 1)を保持し、また、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動(レベル 2 地震動)に対しては、地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能回復が速やかにおこなない得る性能(耐震性能 2)を保持させるものとする。
- (2) 耐震設計にあたっては、地形・地質・地盤条件、立地条件、津波に関する地域の防災計画等を考慮し、耐震性の高い構造形式を選定すると同時に、橋を構成する各部材および橋全体系が必要な耐震性を有するように計画・設計するものとする。

(1) 直轄道路は地震後の避難路や救助、救急医療、消火活動および避難者への緊急物資の輸送路としての重要度が高いことより、橋の重要度区分を B 種としたものである。

ただし、付替道路等による区市町村道の橋については、当該道路の防災計画上の位置づけや利用状況を考慮し、橋の重要度区分を A 種とすることができる。

- 1) 耐震設計で考慮する地震動としては、イ) 橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(レベル 1 地震動)、ロ) 橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動(レベル 2 地震動)の 2 段階の地震動を考慮することとし、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動としては、プレート境界型の大規模な地震動を想定したタイプ I の地震動(大正 12 年の関東地震の際の東京周辺における地震動のように発生頻度が低いプレート境界型の大規模な地震による地震動)と内陸直下型の地震を想定したタイプ II の地震動(平成 7 年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低いマグニチュード 7 級の内陸直下型地震による地震動)の 2 種類について考慮することとした。
- 2) 地震動によって橋としての健全性を損なわない性能(耐震性能 1)とは、橋の限界状態を橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めるものとし、この状態における部材については、地震によって生じる応力度や変位が許容応力度法により与えられる許容応力度や許容変位以下となるものとする。

### 第3編 耐震設計

また、地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能回復が速やかにおこない得る性能(耐震性能 2)とは、橋の限界状態を塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復が容易におこないうる範囲内で適切に定めるものとし、塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることが可能であり、かつ速やかに修復をおこなうことの可能な部材を選定する。

耐震設計で考慮する地震動と橋の重要度区分を B 種の橋とした場合の目標とする耐震性能は、表 3-1 のとおりである。

表 3-1 設計地震動と目標とする橋の耐震性能(B 種の橋)

設計地震動		目標とする耐震性能
レベル 1 地震動		地震により橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能 1)
レベル 2 地震動	タイプ I 地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかにおこない得る性能 (耐震性能 2)
	タイプ II 地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)	

3) 機能補償等により計画される橋梁については、当該の道路管理者と十分な協議をおこない、耐震設計上の重要度区分を定め、レベル 2 地震動に対する耐震性能を定めるものとする。

(2) 橋の耐震設計にあたっては、建設地点における地形・地質・地盤条件、立地条件、津波に関する地域の防災計画等を考慮して適切な構造形式を選定するものとする。

- 1) 地盤調査結果等に基づき、地盤条件及び地盤の振動特性を十分に把握することが重要である。特に軟弱地盤に架設される橋、液状化・流動化が生じる可能性のある箇所に架設する橋、急傾斜地に架設する橋、地盤特性が著しく変化する箇所を横断する橋では、入念な調査を行い、この結果を構造計画に反映させる必要がある。
- 2) 地震時に不安定となることが予測される斜面等では、地盤調査結果に基づいて下部構造の設置位置をよく検討する必要がある。
- 3) 津波の影響を受ける可能性がある地域においては、その地域の防災計画と一体となった道路計画とすることが重要であり、道路橋の設計においては当該路線に求められる性能に応じて、適切な構造計画を検討することが重要である。構造計画の考え方の例としては、津波に関する地域の防災計画等を参考にしながら津波の高さに対して桁下空間を確保すること、津波の影響を受けにくいような構造的工夫を施すこと、上部構造が流出しても復旧しやすいように構造的配慮をすること等がある。
- 4) 構造部材の地震時保有水平耐力、塑性変形能及びエネルギー吸収能を高めて地震に耐える構造とするか、免震橋等の採用により長周期化及びエネルギー吸収により地震力を低減する構造とするかに

### 第3編 耐震設計

ついて、地形・地質・地盤条件、立地条件等を考慮して適切に

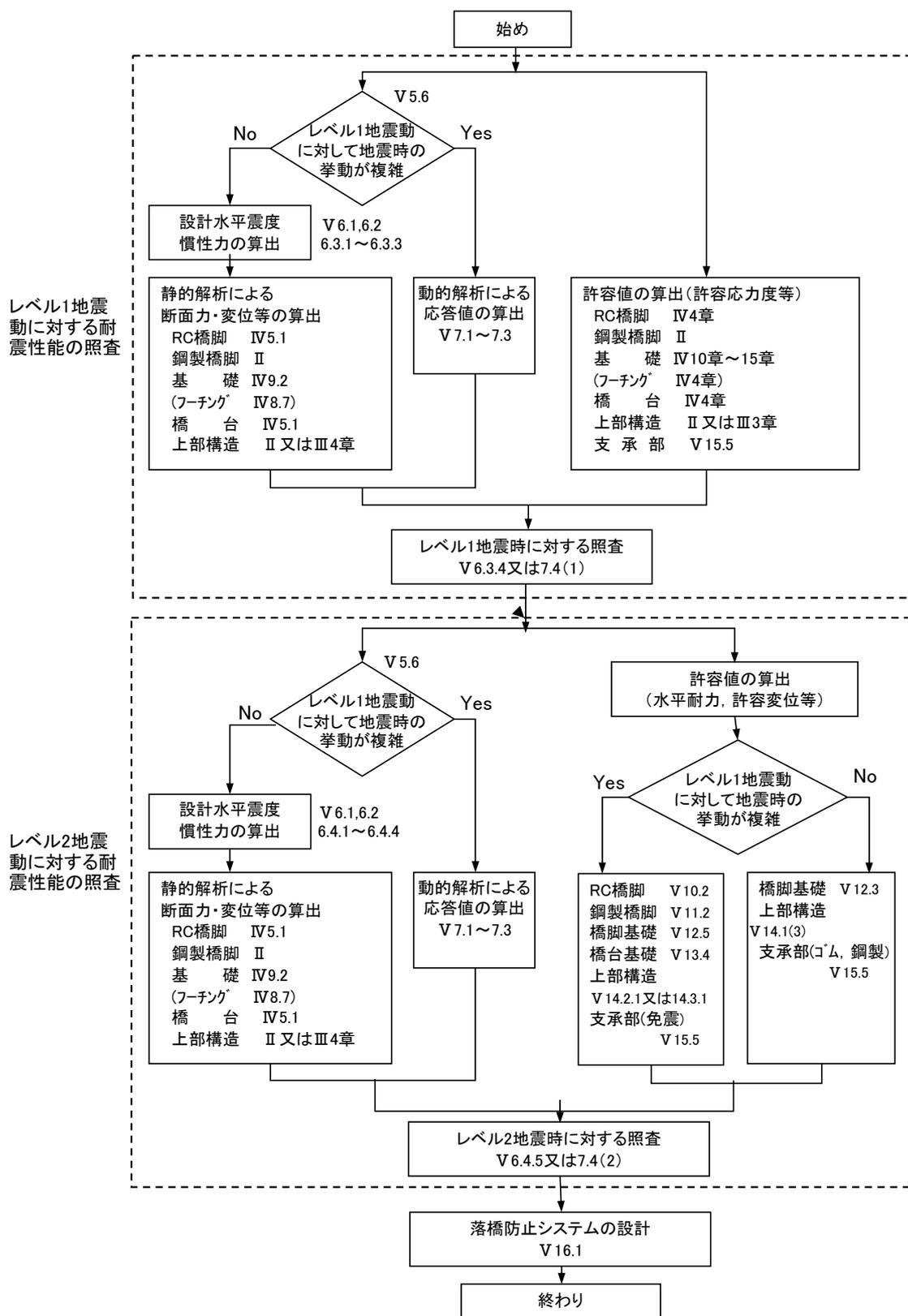
- 5) 耐震設計においては、構造部材の塑性変形能及びエネルギー吸収能を高めて、橋全体系としてエネルギー吸収能に優れた構造となるように配慮するのがよい。
- 6) 支承部の破壊による上部構造の落下を防止する観点では、慣性力を複数の下部構造に分担させる地震時水平力分散構造やラーメン構造の採用を検討するのがよい。この際、下部構造に分担させる慣性力が少数の橋脚に過度に偏ることがないように配慮するのがよい。
- 7) 橋の耐震性能の確保のために特別な配慮が必要となる可能性がある構造形式はできるだけ避けるように配慮する。例えば次のような構造等が該当する。
  - ①過度に斜角の小さい斜橋
  - ②過度に曲率半径が小さい曲線橋
  - ③上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する橋脚のように死荷重により大きな偏心モーメントを受ける橋脚構造
- 8) 軟弱粘性土層のすべりや砂質地盤の液状化、液状化に伴う流動化等、地盤の変状が生じる可能性のある埋立地や沖積地盤上では、水平剛性の高い基礎を選定したり、多点固定方式やラーメン形式等の不静定次数の高い構造系の採用を検討するのがよい。
- 9) 耐震設計では、各部材の地震時保有水平耐力を階層化し、塑性化を考慮する部材と弾性域に留める部材を明確に区別することが重要である。部分的な破壊が橋全体系の崩壊につながる可能性のある構造系では、当該部分の部材には損傷が生じないようにするか、損傷が生じる場合にもその損傷を限定的に抑えるように配慮する必要がある。
- 10) 下部構造の頂部に取り付けられる支承部や制震装置等については、レベル2地震動に対して適切に機能するように設計がなされるが、桁端部の場合、これらの取付部周辺では桁かかり長を確保するとともに、落橋防止構造が取り付けられる等の落橋防止に対する構造的な対策が施される場合も多い。支承部や制震装置等の設計においては、落橋防止に対する配慮の趣旨を踏まえ、支承部や制震装置等の取付部周辺に損傷が生じても、落橋防止のための対策に機能的な悪影響が生じないように、装置本体とその取付部の設計等には十分留意することが重要である。
- 11) 地震後に橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能が求められる橋において、地震後の損傷の発見及びその損傷の修復が著しく困難と考えられる箇所には、修復が必要となるような損傷を生じさせないような構造計画とするなど、特に点検及び修復の容易さに対する配慮が必要である。こうした部分に損傷を許容する場合には、損傷の発見及び修復方法について設計段階において十分検討する必要がある。

## 1-2 耐震性能の照査方法

- (1) 耐震性能の照査にあたっては、各設計地震動で目標とする耐震性能に基づき、各部材の限界状態許容値を適切に設定し、各設計地震動により生じる各部材の断面力および変位等が設定した当該部材の許容値を超えないことを照査する。
- (2) 耐震性能の照査方法は、地震時の挙動が複雑でない橋に対し静的解析による静的照査法により、また、地震時の挙動が複雑な橋に対し動的解析による動的照査法により行う。
- (3) 橋の複雑な地震応答や地盤の流動化に伴う地盤変位等が原因による支承部の破壊が生じた場合においても、上部構造が落下することを防止できるように配慮しなければならない。

- (1) 橋の耐震設計では、構造部材の強度を向上させると同時に変形性能の向上を高め、橋全体系として地震に耐える構造系を目指す。

標準的な耐震設計の流れと関連する道路橋示方書の主な条文の規定箇所を図 3-1 に示す。



※：フロー中V5、6などは  
関連する道示の編、章を示す。

図 3-1 耐震設計の流れ

(2) 静的照査法は地震時の挙動が複雑な橋に対しては、その橋の挙動を十分に反映することができないため、動的照査法により適切に耐震性能の照査を行う。

1) 静的照査法によるレベル 1 地震動に対する耐震性能の照査には、弾性域内の振動特性を考慮した震度法を適用する。これは、設計水平震度 0.2~0.3 程度相当の地震力に対して、構造部材の各部が全て図 3-2 に示す弾性変形域(線形域)内にあるように、許容応力度法と静的照査法を組み合わせた設計である。

レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査においては、レベル 1 地震動時の地震力に対しては弾性変形域内(許容応力度以内)にとどめ、地震によって橋としての健全性を損なわないようにするものである。

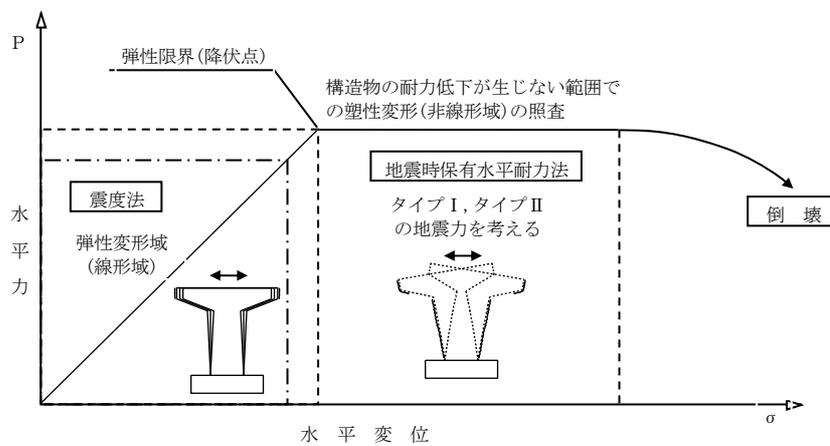


図 3-2 弾性変形と塑性変形の概念

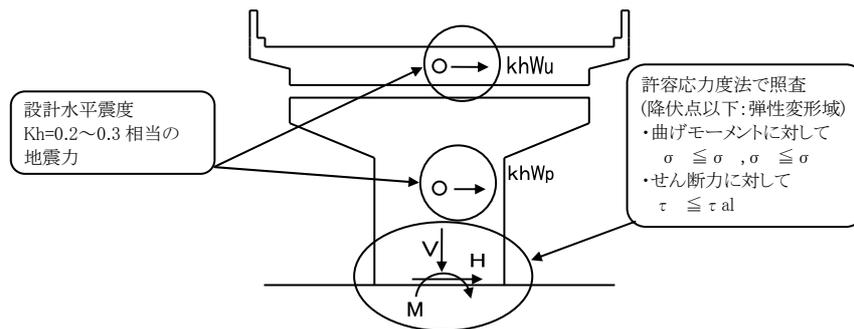


図 3-3 レベル 1 地震動による耐震性能 1 照査の概念

2) 静的照査法によるレベル2地震動に対する耐震性能の照査には、塑性域の地震時保有水平耐力や変形性能、エネルギー吸収を考慮した地震時保有水平耐力法を適用する。これは、橋の供用期間中に発生する確率の低い大規模な地震動に対して、橋を壊さないのではなく、橋の構造部材の「どこをうまく壊し、どこを壊さないのか」を明確にし、また、その壊し方を橋の崩壊（落橋）に至らないように、「致命的な損傷を受けない」もしくは「限定された損傷にとどめる」さらに「速やかな橋の機能回復をおこない得る」ことを目標とした設計法である。

地震時保有水平耐力とは、地震時に橋の構造部材が崩壊に至らずに抵抗できる水平耐力のことである。鉄筋コンクリート部材などでは、塑性変形域(非線形域)に入ると大きなエネルギーの吸収が可能となるため、水平耐力を保持したまま変形できる能力(変形性能)を大きくすることにより大きな地震力を吸収することが可能であり、大地震時にも落橋などの致命的な震害を防止するためには、塑性変形域における鉄筋コンクリート橋脚の耐力および変形性能を適切に評価した耐震設計法が重要である。

具体的には、図3-4に示すように主たる塑性ヒンジがどこに生じるかを想定し、主たる塑性ヒンジにおいて確実にエネルギー吸収を図り、構造物としての安全性を確保するものである。

例えば、図3-4(a)のように橋脚基部に主たる塑性ヒンジが生じる場合には、基礎構造や支承部を橋脚基部の終局水平耐力以上に設計し、設計で想定したように橋脚基部に塑性ヒンジを誘導するという橋全体系を考慮した設計法である。

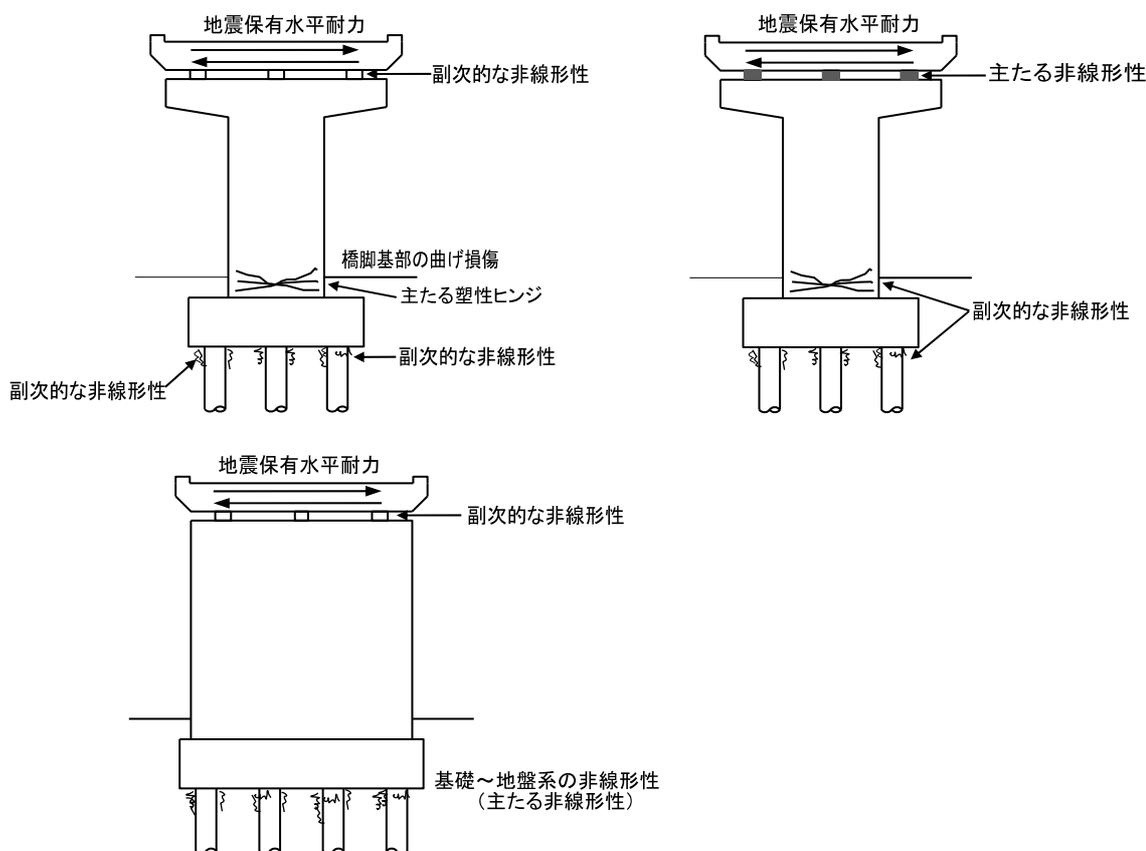


図3-4 レベル2地震動による耐震性能2照査の概念

表 3-2 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法

橋の動的 特性  照査 をする 耐震性能	地震時の挙動が 複雑ではない橋	塑性化やエネルギー 吸収を複数箇所に考 慮する橋又はエネル ギー一定則の適用性 が十分検討されてい ない構造の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
			高次モードの 影響が懸念さ れる橋	塑性ヒンジが形成さ れる箇所がはっきり しない橋又は複雑な 振動挙動をする橋
耐震性能 1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能 2 耐震性能 3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋 の例	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 固定支承と可 動支承により 支持される桁 橋 (曲線橋を除く)</li> <li>・ 両端橋台の単 純桁橋 (免震橋を除く)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 弾性支承を用いた 地震時水平力分散 構造を有する橋 (両端橋台の単純橋 を除く)</li> <li>・ 免震橋</li> <li>・ ラーメン橋</li> <li>・ 鋼製橋脚に支持さ れる橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 固有周期の 長い橋</li> <li>・ 橋脚高さが 高い橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 斜張橋, 吊橋等の ケーブル等の橋</li> <li>・ アーチ橋</li> <li>・ トラス橋</li> <li>・ 曲線橋</li> </ul>

3) 動的照査法とは、下記に示すような地震時の挙動が複雑であると考えられる橋の耐震性能の照査をおこなう際に適用する。これは、地震時における構造物及び基盤の挙動を動学的に解析をおこない応答値を算出し、断面耐力および許容塑性率等との比較を行い照査する方法であり、解析手法としては、時刻歴応答解析法や応答スペクトル法等が用いられている。

- イ) 橋の応答に主たる影響を与える振動モードが、静的照査法で想定する振動モードと著しく異なる場合。
- ロ) 橋の応答に主たる影響を与えるモードが 2 種類以上存在する場合。
- ハ) 塑性ヒンジが複数箇所に想定される場合、または、複雑な構造で塑性ヒンジの発生箇所を想定できない場合。
- ニ) 構造部材や橋全体の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分に検討されていない場合。

橋の構造形式と耐震性能の照査に適用可能な照査方法についてまとめると、表 3-2 の通りである。

- (3) 支承部の破壊により上部構造と下部構造間に大きな相対変位が生じる状態に対する上部構造の落下対策となる落橋防止システムであり、桁かかり長、落橋防止構造及び横変位拘束構造を橋の構造形式等に応じて必要な構造を選定する。

## 第2章 耐震設計上考慮すべき荷重

### 2-1 耐震設計上考慮すべき荷重

(1) 耐震設計にあたっては、道路橋示方書Ⅰ. 共通編に示される主荷重のうち活荷重および衝撃を除いた荷重と従荷重として地震の影響(EQ)を考慮する。

(2) 荷重の組み合わせは次のとおりとする。 上記(1)に示す主荷重+地震の影響(EQ)

(1) 耐震設計において考慮すべき荷重は、架橋位置の条件及び橋の構造形式等によって適宜選択する。

(2) 耐震設計においては、雪荷重を考慮する必要はない。機能補償道路の橋において、冬期除雪をおこなわない橋も存在するが、この場合においても雪荷重は原則として考慮しない。

### 2-2 地震の影響

地震の影響として、次のものを考慮する。

- 1) 構造物重量に起因する慣性力(以下、慣性力という。)
- 2) 地震時土圧
- 3) 地震時動水圧
- 4) 地盤の液状化および流動化の影響
- 5) 地震時地盤変位

(1) 橋の耐震設計においては個々の設計条件に応じて、架橋位置の条件および橋の構造形式等によって考慮すべき地震の影響を適切に選択することが必要である。

(2) 慣性力に影響する構造物の重量には、添架物等の重量も考慮する。

(3) 逆 T 式橋台の背面土のように、構造物と一緒に振動し、構造物に大きな影響を与える土塊部分に対しては、その影響を慣性力として考慮するものとする。

(4) 地震時土圧は、道路橋示方書Ⅴ. 耐震設計編 6.2.4 項に基づき、レベル 1 地震動ならびにレベル 2 地震動に対して、修正物部・岡部法により地震時主働土圧係数を算出し、その影響を考慮する。

### 第3編 耐震設計

(5) 地震時動水圧は、道路橋示方書V.耐震設計編6.2.5項に基づき、レベル1地震動ならびにレベル2地震動に対して、構造物に作用する地震時動水圧の合力を算定し、その影響を考慮するものとする。レベル2地震動において地震時動水圧の影響を考慮する場合、その影響を考慮することが可能な解析モデルを用いた動的解析により地震時挙動を解析するのがよい。

なお、地震時動水圧を考慮する場合の地盤面は、耐震設計上の地盤面ではなく、現地盤面とする。動的解析において地震時動水圧の影響を考慮する手法としては、水と接している下部構造領域に地震時動水圧の影響をモデル化した質量を付加する方法(付加質量モデル)があり、道路橋示方書V.耐震設計編6.2.5項の解説文及び道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料を参考にするとよい。

(6) 地盤の液状化および流動化の影響は、道路橋示方書V.耐震設計編第8章に基づき検討を行ない、基礎周辺地盤が地震時に不安定となる場合に、それらの影響を考慮するものとする。

(7) 地震時地盤変位の影響は、上部構造の落橋防止のため、落橋防止システムにおける桁かかり長の設計により考慮する。

また、地震時地盤変位の影響として断層変位の影響も考えられるが、現状においては橋の耐震設計に具体的に反映可能な照査技術が確立されていないこと等より、今後の調査研究の進展に応じて適切に対応していくことが必要である。

## 第3章 設計地震動

### 3-1 一般

レベル1地震動およびレベル2地震動は、道路橋示方書V.耐震設計編4.2項および4.3項の規定により設定する。

耐震性能の照査に用いる設計地震動であるレベル1地震動及びレベル2地震動を、それぞれ4.2及び4.3に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定することを規定している。従来は、建設地点周辺における過去の地震情報活断層情報プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報、建設地点の地盤条件に関する情報、既往の強震記録等を考慮して建設地点における地震動を適切に推定することができる場合には、これに基づいて設計地震動を設定することを規定していた。日本近海のプレート境界で発生する個々の地震の情報については、道路橋示方書の前回の改定以降その規模や発生確率等の情報が順次明らかにされてきているものの、平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震では、これまでの情報において想定されていなかった三陸沖、宮城県沖、福島県沖及び茨城県沖の震源域の連動により極めて大きなマグニチュードの地震となったところである。また、タイプIIの地震動を設定する際に必要な活断層情報についても順次情報が得られてきているものの、平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震・平成19年(2007年)新潟県中越沖地震、平成16年(2004年)新潟県中越地震等では、事前にその一部又は全体の存在が明らかにされていなかった活断層の活動による地震が発生したところである。このように、プレート境界型の地震が連動するメカニズムやその規模が明らかになっているわけではないこと、日本国内には存在が明らかになっていない活断層もあること、示方書が日本国内の各地に建設される道路橋の耐震設計に適用されることに鑑みると、設計地震動を個別に設定するために必要な情報を十分に得ることはまだ現状においても一般に容易ではないと考えるべき状況にある。

タイプIの地震動及びタイプIIの地震動の設定に関する上記のような背景を踏まえ、道路橋示方書の今回の改定では、個別の建設地点における地震動を適切に推定することができる場合に対する対応を条文として規定することはせず、東北地方太平洋沖地震のような東北地方の太平洋沖の連動型の地震や東海地震、東南海地震、南海地震及び日向灘地震が連動する場合等を含む日本近海のプレート境界で発生する可能性がある大規模な地震の影響を考慮したうえで、設計地震動は4.2及び4.3に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定することを規定している。

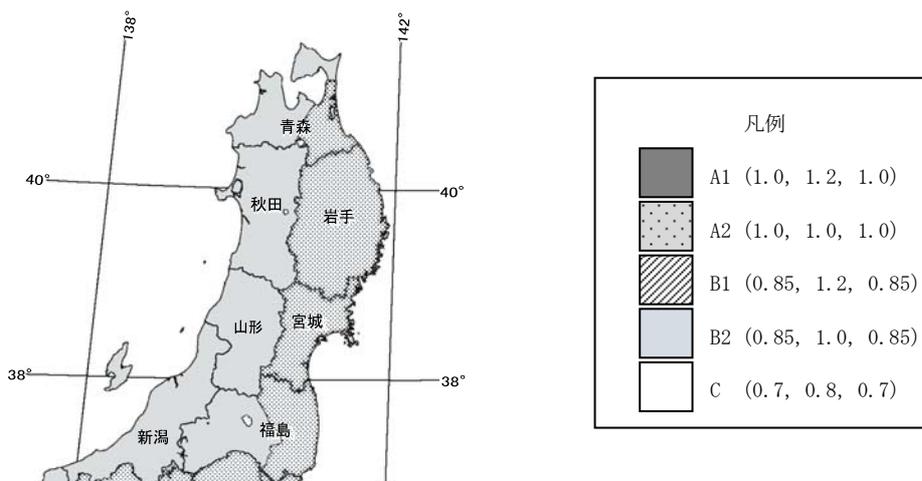
なお、4.3に規定するレベル2地震動の加速度応答スペクトルは、我が国がおかれる地震環境を考慮した上で、道路橋示方書を適用して設計される道路橋の耐震性能を統一的に確保するために設定している。一方、これを上回る地震動が生じる可能性もあるため、設計地震動の設定にあたっては、プレート境界で発生する地震の情報や活断層情報など、設計地震動を設定する際に必要となる情報に関する今後の調査研究の進展に応じて適切に対応していくのがよい。

3-2 地域別補正係数

(1) 地域別補正係数は、道路橋示方書V耐震設計編 4.4 項の規定により地域区分に応じた値とする。

(2) 架橋位置が地域区分の境界線上にある場合、係数の大きな値を採用する。

(1) 東北地方整備局管内における地域別補正係数は、地域区分に応じて表 3-2 のとおりとする。



地域区分	対象地域	レベル I	レベル 2 地振動	
		地震動	タイプ I	タイプ II
		$C_z$	$C_{Iz}$	$C_{IIz}$
A2	B2 地域外の青森県 岩手県, 宮城県 B2 地域以外の福島県	1.0	1.0	1.0
B2	青森県のうち青森市, 弘前市, 黒石市, 五所川原市, むつ市, つがる市, 平川市, 東津軽郡, 南津軽郡, 北津軽郡, 下北郡 秋田県, 山形県 福島県のうち会津若松市, 郡山市, 白河市, 須賀川市, 喜多方市, 岩瀬郡, 南会津郡, 耶麻郡, 河沼郡, 大沼郡, 西白河郡	0.85	1.0	0.85

3-3 耐震設計上の地盤種別

- (1) 耐震設計上の地盤種別は、地盤の基本固有周期  $T_G$  に基づき、Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤、およびⅢ種地盤に区別する。
- (2) 地盤種別は、当該橋梁における各橋台および橋脚ごとに求める。
- (3) 地盤種別を求める際の対象とする地層は、地表面から基盤面までとする。

(1) 地盤の特性地は、道路橋示方書V. 耐震設計編 4. 5 項の規定により、次式にて求める。

$$T_G = 4 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに、 $T_G$  : 地盤の特性値 (s)

$H_i$  :  $i$ 番目の地層の厚さ (m)

$V_{si}$  :  $i$ 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

平均せん断弾性波速度は、弾性波探査あるいはPS検層により測定された値を用いることを原則とするが、これらの実測値が存在しない場合は、次式により標準貫入試験によるN値から推定してよいものとする。

粘性土居の場合  $V_{si} = 100 N_i^{\frac{1}{3}} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$

砂質土層の場合  $V_{si} = 80 N_i^{\frac{1}{3}} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$

ここに  $N_i$  : 標準貫入試験による  $i$ 番目の地層の平均N値

N 値が 0 の場合は、 $V_{si} = 50\text{m/s}$  としてよい。

地盤の特性値と地盤種別の関係は、表 3-3 によるものとする。地表面が基盤面と一致する場合にはⅠ種とする。

表 3-3 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 $T_G$ (s)
Ⅰ種	$T_G < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leq T_G$

耐震設計上の基盤面とは、粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくは、せん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面をいう。

なお、地盤種別の概略目安としては、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤および岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、Ⅱ種地盤はⅠ種地盤およびⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤あるいは沖積地盤と考えてよい。

ただし、この沖積層とは、崖崩れなどによる新しい堆積層、表土、埋立土ならびに軟弱層を含み、洪積層には沖積層のうち締まった砂層、砂礫層、玉石層を含む。

### 第3編 耐震設計

(2) 高架橋のような一連の構造系であっても、地盤種別を各下部構造ごとに求めることが必要であるが、地盤の基本固有周期  $T_g$  のみにとらわれず、架橋位置全体の地層構成および地質状況を踏まえて適切な地盤種別を決定する。

(3) 地盤種別を検討する際の地表面とは、設計地盤面ではなく、自然地盤面を指すが、盛土等で自然地盤面の判断が難しい場合には、地盤の特性値が大きくなる地盤面を設定する。

なお、地盤種別の区分は詳細な地盤調査の結果に基づいて行うことが基本であるため、従来示されていた沖積層厚  $H_A$  及び洪積層厚  $H_D$  によって地盤種別を簡易に区別するフローは削除した。

3-4 耐震設計上の地盤面

- (1) 耐震設計上の地盤面は、一般には常時の設計における設計上の地盤面とする。
- (2) 耐震設計上土質定数を零とする土層がある場合は、その層の下面を耐震設計上の地盤面とする。

(1) 耐震設計上の地盤面とは、その面の上方の構造部分には地震力を作用させるが、その面より下方の構造部分には地震力を作用させないという耐震設計上仮定する地盤面のことである。

橋台および橋脚における耐震設計上の地盤面は、図3-6および図3-7に示す。

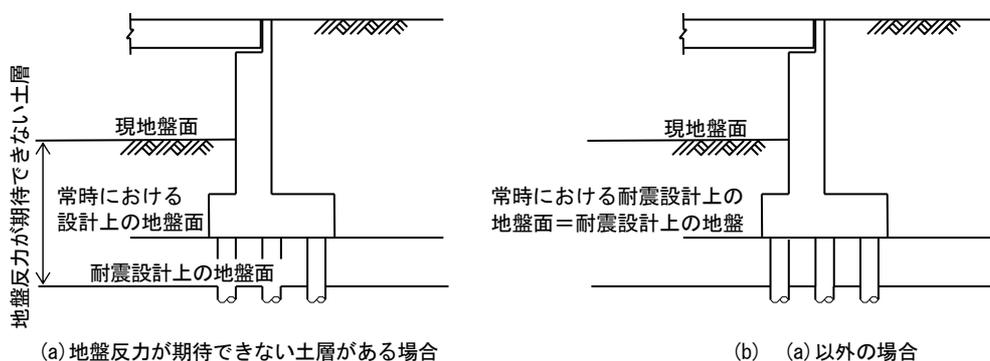


図 3-6 橋台における耐震設計上の地盤面

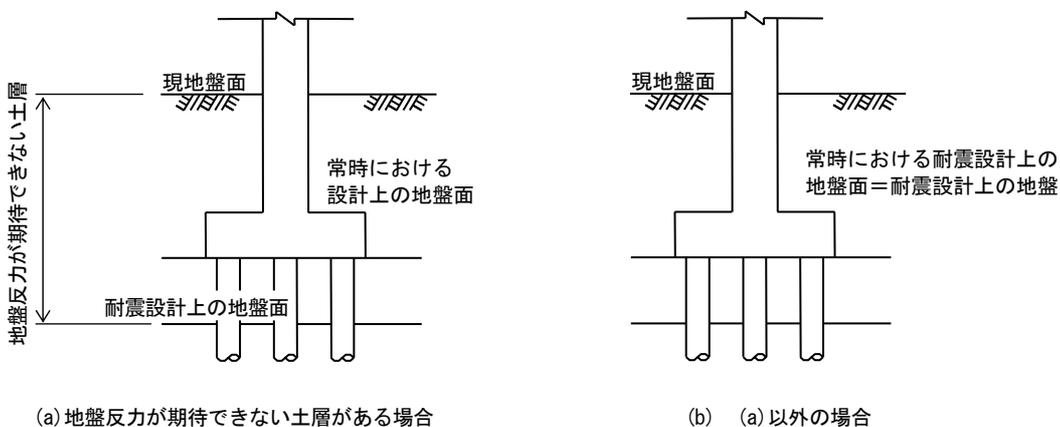


図 3-7 橋脚における耐震設計上の地盤面

(2) 耐震設計上、土質定数を零とする土層とは、ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層、あるいは液化する砂質土層を指し、詳細については、第4章「地震時に不安定となる地盤の影響」による。

1) 橋台においては、設計上安全となるように、橋台前面において耐震設計上の地盤面を設定する。

2) 橋台背面側から橋台に作用する地震時土圧は、耐震設計上の地盤面の位置に関わらず、橋台背面のフーチング下面から上方の部分に対して作用させるものとする。また、橋台前面にある耐震設計上の地盤面より上方の地盤の水平抵抗は無視する。

3) 耐震設計上、土質定数を零とする土層が互層状態の場合には、土質乗数を零としない土層が3m以上ある土層の上面を耐震設計上の地盤面とする。

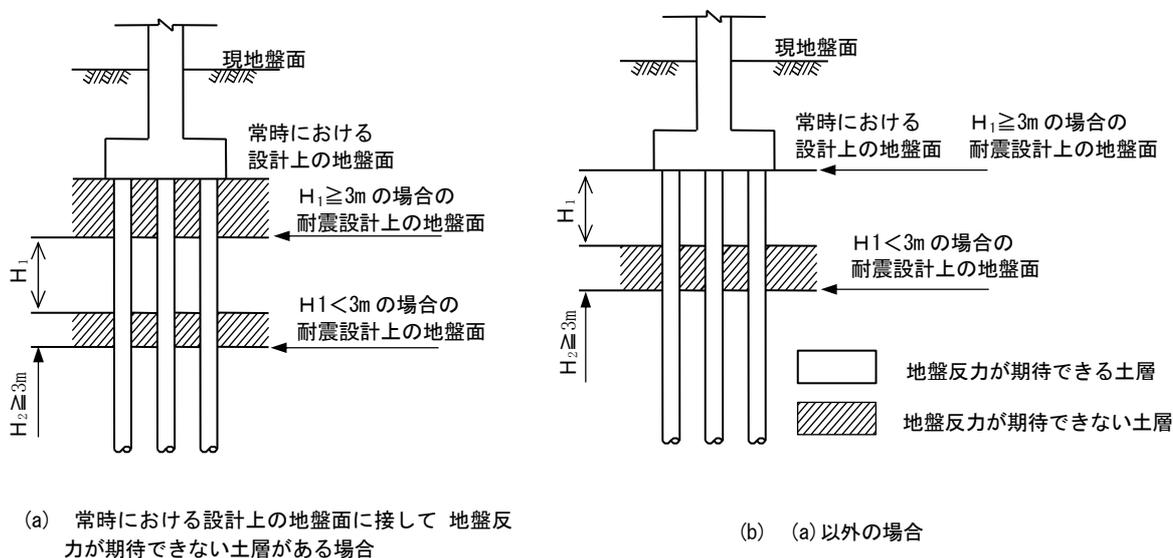


図 3-8 中間に地盤反力が期待できる土層がある場合の耐震設計上の地盤面

## 第4章 地震時に不安定となる地盤の影響

### 4-1 一般

(1) 地震時に不安定となる地盤が存在する場合、橋の耐震性能に大きな影響を及ぼすことより、基礎周辺地盤の土層における地震時安定性を道路橋示方書V耐震設計編8.2項および8.3項に基づき判定し、耐震設計を行うおこなうものとする。

(2) 橋の耐震性能照査にあたっては、土質が不安定となった場合と土質に不安定化が生じない場合の照査を行い、両者の耐震性能の照査を満足させるものとする。

(1) 橋の耐震性に大きな影響を与える地盤は、以下のとおりとする。

- 1) 地震により繰り返し変形を受けると強度の低下が生じる恐れを有する、ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層。
- 2) 地盤の液状化およびこれに伴う地盤の流動化の生じる飽和砂質土層。

なお、土層の地震時安定性の判定については、1地点のみの土質調査結果にとらわれることなく、全体の地層構成、地質状況を踏まえて適切に行う。

また、土質定数の値に対する信頼性が低いと考えられる場合には、調査不十分のままに、いたずらに基礎の寸法を大きくすることを避けるように留意するものとし、必要となる地盤調査の実施を検討する。

耐震設計上、土質定数を低減させる土層と判定された場合に、フーチング下面をその層の以深に置くことにより、基礎構造の寸法を小さくでき、また、経済的にもなる可能性があるため、フーチング設置位置に対する検討を行う。

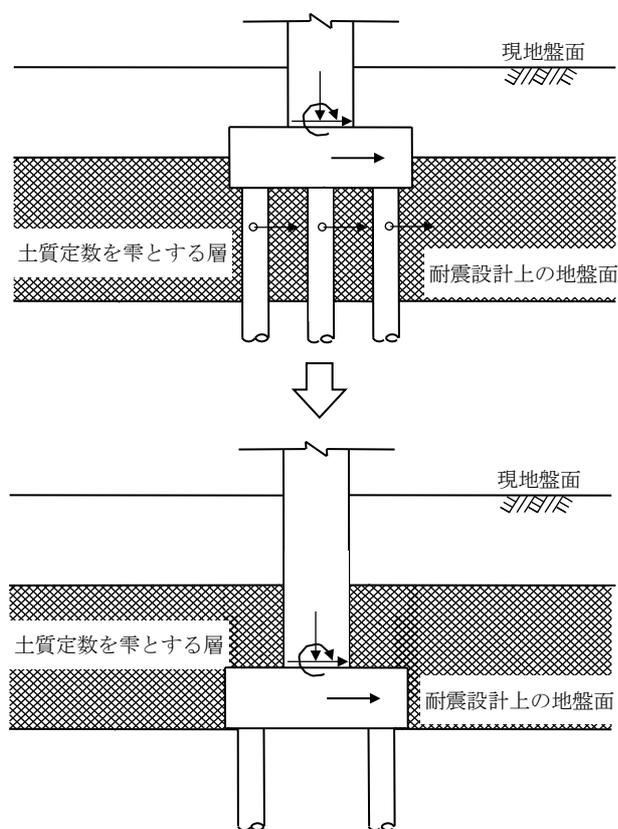


図 3-9 フーチング下面を深く根入れした場合

(2) 地震動や地盤特性によっては、設計で想定したとおりの状況にならない可能性もあることから、地震時に地盤が不安定とはならないという条件でも耐震性能の照査を行い、いずれか厳しいほうの結果を用いることとし、下記の様とする。

1) 橋に影響を与える液状化が生じる場合

ケース1：液状化が生じると考えたケース

ケース2：液状化が生じないと考えたケース

2) 橋に影響を与える流動化が生じる場合

ケース1：流動化が生じると考えたケース

ケース2：液状化だけが生じると考えたケース

ケース3：液状化も流動化も生じないと考えたケース

## 4-2 耐震設計上ごく軟弱な土層または橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層の土質定数

### 4-2-1 耐震設計上ごく軟弱な土層の判定

- (1) 現地盤面より 3m 以内に存在する一軸圧縮強度が  $20\text{kN/m}^2$  以下の粘性土層およびシルト質土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層とみなすものとする。
- (2) ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層と判定された土層の土質定数は、耐震設計上、零とする。

(1) 一軸圧縮強度が  $20\text{kN/m}^2$  以下の粘性土層およびシルト質土層は、土質試験時に供試体を自立させることが困難な程度に軟弱であるため、地震時に基礎構造を有効に支持する作用は期待できないため、ごく軟弱な粘性土層あるいはシルト質土層とみなすものとした。

粘性土層およびシルト質土層においては、地盤調査時における乱れ、サンプラーからの抽出の巧拙、一軸圧縮強度試験時の供試体の取り扱いなどにより、測定値は著しく影響を受けるため、一軸圧縮強度試験のほか、ベーン試験およびスウェーデン式サウンディングなどの原位置試験を併用して十分に地盤調査をおこなって一軸圧縮強度が  $20\text{kN/m}^2$  以下の土層であることを判定する。

(2) シルト質土層で一軸圧縮強度が  $20\text{kN/m}^2$  以下であっても、現地試験では比較的大きな弾性係数が得られることがあるが、このような場合においても現地盤から 3m 以内の土層については、土質定数は零とする。

### 第3編 耐震設計

#### 4-2-2 砂質土層の液状化の判定

- (1) 沖積層の砂質土層で橋に影響を与える液状化が生じる可能性の条件全てに該当する場合、道路橋示方書V耐震設計編 8.2.3 項に基づき、液状化に対する抵抗率( $F_L$ )により液状化の判定をおこなうものとし、抵抗率( $F_L$ )が1.0以下の砂質土層については液状化を生じるものと判断する。
- (2) 橋に影響を与える液状化が生じると判断された砂質土層は、液状化に対する抵抗率( $F_L$ )、地表面からの深度および動的せん断強度比Rの値に応じて、耐震設計上土質定数を低減させる。

#### (1) 液状化の判定

- 1) 下記の3つの条件すべてに該当する場合、橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、道路橋示方書V耐震設計編 8.2.3(2)項に基づき液状化に対する抵抗値( $F_L$ )を算定し、液状化の判定を行う。
- イ) 地下水位が地表面より10m以内にあり、かつ、地表面から20m以内の深さに存在する飽和土層。
  - ロ) 細粒分含有率FCが35%以下の土層、または、FCが35%を超えても塑性指数IPが15以下の土層。
  - ハ) 50%平均粒径 $D_{50}$ が10mm以下で、かつ、10%粒径 $D_{10}$ が1mm以下である土層
- 従来は、地表面ではなく現地盤面と表記していたが、橋の建設における盛土、切土等により地表面の高さが変わることがあるため、地表面と表記を改めている。ここでいう地表面とは、完成時における地表面のことである。
- 2) 粒径は、標準貫入試験により得られる試料を粒度分析して求めた値によるものとする。
- 3) 液状化に対する抵抗率 $F_L$ に基づく液状化の判定は、レベル1地震動及びレベル2地震動のタイプI及びタイプIIの地震動に対して行う。
- 4) 液状化に対する抵抗率 $F_L$ の算定に用いる土の単位体積重量 $\gamma_t$ 、平均粒径 $D_{50}$ および細粒含有率FCは、原位置で採取した試料の物理特性試験により求めることが望ましい。
- 5) 液状化に対する抵抗値 $F_L$ は、道路橋示方書V.耐震設計編 8.2.3 項(2)項に示される算定式により算定するものとする。算定にあたっての留意点を下記に示す。
- イ) 砂質土と礫質土の区分は、50%平均粒径 $D_{50}$ が2mm未満であるか以上であるかによるものとする。
  - ロ) 河床のように水位が地表面より上に存在する場合、地下水位が地表面に存在するものとして全上載圧および有効上載圧を求める。
  - ハ) N値を測定するための標準貫入試験は、打撃時のエネルギー損失の少ない自然落下法によりおこなうことが望ましい。
- ニ) 土質定数の低減係数 $D_E$ を求めるための液状化に対する抵抗率 $F_L$ は、1m程度間隔で $F_L$ を算定し、各土層ごとに平均的な $F_L$ を求めるのがよい。特に、粒度及びコンシステンシーは、液状化特性を評価する上で重要な指標となること、深さ方向に土質が著しく変化することがあることから、液状化の可能性のある土層では、標準貫入試験により得られる試料の粒度試験、液性限界試験及び塑性限界試験を1m間隔程度ごとに行う必要がある。

6) 洪積土層の液状化

洪積層は、東北地方太平洋沖地震や兵庫県南部地震を含む既往の地震において液状化したという事例は確認されていない。

洪積層は一般にN値が高く、また、続成作用を受けているために液状化に対する抵抗が高いため一般的には液状化の可能性は低い。このため、原則として洪積層は液状化の判定の対象とする必要はない。なおここでいう洪積層とは、第四期のうち古い地質時代（更新世）における堆積物による土層に概ね対応すると考えてよい。

7) 礫質土の液状化

液状化の判定にあたり、礫質土と砂質土の区分は50%平均粒径  $D_{50}$  が2mm未満であるか以上かによりおこなうものとする。

なお、砂質土層の液状化の判定式を用いて、礫質土の繰返し三軸強度比を求める際に必要となる  $100\text{kN/m}^2$  相当に換算したN値  $N_1$  の値は、砂質土の場合と同様の式で算定してよい。

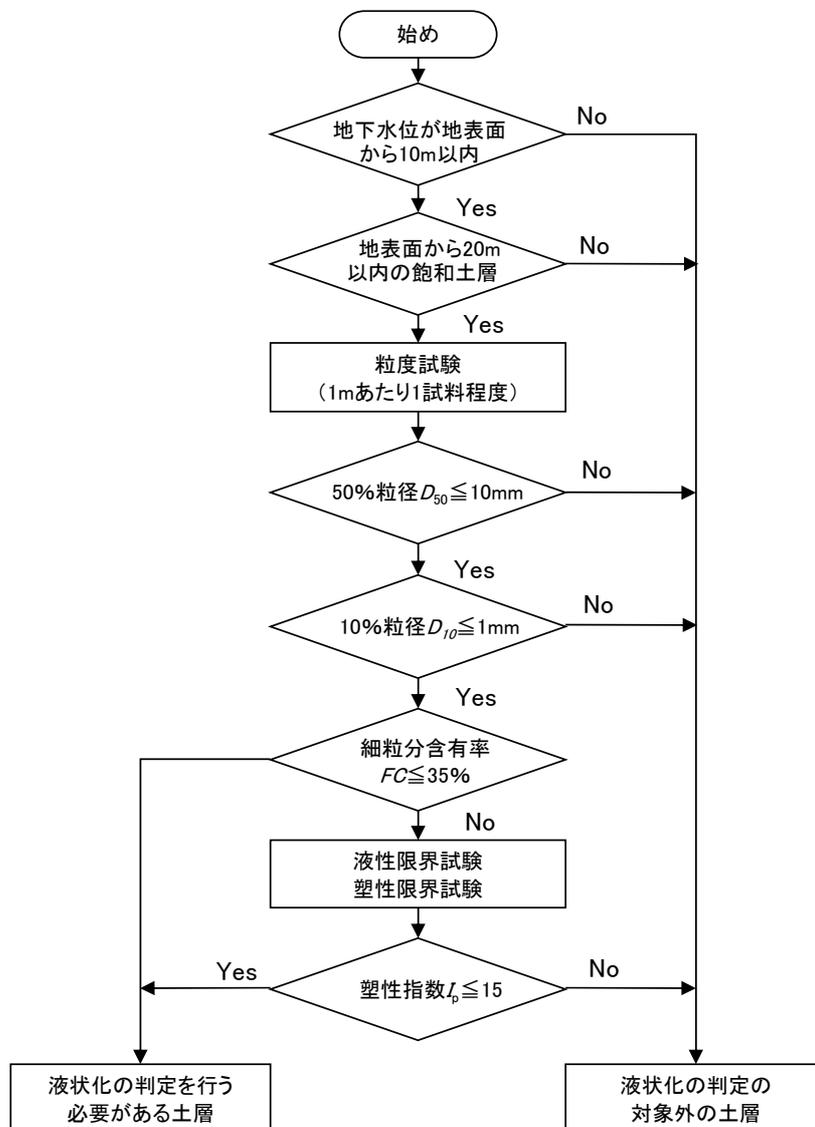


図-解 8.2.1 液状化の判定を行う必要がある土層の評価の手順

(2) 耐震設計上土質定数を低減させる土層とその扱い

- 1) 橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層は、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して算出した液状化に対する抵抗率  $F_L$  の値に応じて土質定数の低減を行う。橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合の土質定数は、その土層が液状化しないものとして求めた土質定数に表3-4に示す土質定数の低減係数  $D_E$  を乗じて算出する。

表 3-4 土質定数の低減係数  $D_E$

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

- 2) 低減係数  $D_E$  を乗じて低減させる土質定数とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値および最大周面摩擦力度を指す。
- 3) 液状化に対する抵抗率  $F_L$  は、標準貫入試験（一般に1m間隔程度）が実施された深度において得られるが、土質定数の低減係数  $D_E$  を求めるためには通常1m間隔にて各深度のN値、物理特性等を適切に反映させた上で  $F_L$  を計算し、土層ごとに平均的な  $F_L$  を求めて、この値により表3-4により  $D_E$  を求めることが望ましい。
- ただし、液状化の判定は、一般に各層が1m程度以上の連続した土層を対象に行えばよい。
- 4) 耐震設計上土質定数を零あるいは低減させる土層は、将来的に掘削あるいは洗掘される可能性がない場合には、それ以下の地盤に負重量として作用するものと考えてよい。
- 5) 耐震設計上土質定数を零あるいは低減させる土層における地震時動水圧および地震時土圧は、地震の影響として考慮しなくてもよい。

### 第3編 耐震設計

#### 4-2-3 耐震設計上ごく軟弱な土層または橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層がある場合の耐震設計

- (1) 耐震設計上ごく軟弱な土層と判定された土層の土質定数の取り扱いは、4-2-1 の(1)項による。
- (2) 橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層の土質定数の取り扱いは、4-2-2 の(2)項による。
- (3) 固有周期を算定する場合の土質定数は、上記(1)および(2)項の規定は適用しないものとする。
- (4) 耐震設計においては、土質定数を上記(1)および(2)の規定によらないケースについてもおこない、いずれか厳しい方の結果を用いる。
- (5) 道路橋示方書V耐震設計編 16.2 項の規定により、桁かかり長を算出する場合には、耐震設計上土質定数を低減させる土層の影響を見込む。

(3) 地盤の不安定化が起こる過渡的な振動特性のメカニズムについては、まだ、未解明な点が多いため、固有周期の算定にあたっては、耐震設計上ごく軟弱な土層または橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層に対し、地震時の地盤の不安定化に伴う土質定数の低減を考慮し固有周期を算定すると設計地震力を小さめに評価する可能性があり、安全側の設計地震力の算定に配慮したものである。

#### 4-3 橋に影響を与える流動化が生じる可能性があるると判定された地盤がある場合の耐震性能の照査

- (1) 液状化に伴ない橋に影響を与える流動化が生じる可能性がある場合、当該地盤中にある橋脚基礎においては、この影響を考慮して耐震設計を行う。
- (2) 橋に影響を与える液状化のみが生じた場合の耐震設計もおこない、いずれか厳しい方の結果を用いる。
- (3) 道路橋示方書V.耐震設計編 16.2 項の規定により桁かかり長を算出する際は、地盤の流動化の影響を見込む。

- (1) 橋に影響を与える流動化が生じる可能性がある場合には、その影響を考慮して耐震設計をおこなう。
- 1) 流動化は、液状化に伴う支持力の低下に応じて生じるものであることから、液状化すると判定され、かつ、偏土圧の作用する土層では流動化が生じる可能性があると考えられることができる。このことから、次の2条件のいずれにも該当する地盤は、橋に影響を与える流動化が生じる可能性がある地盤とみなしてよい。
    - イ) 臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が5m以上ある護岸によって形成された水際線から100m以内の範囲にある地盤。
    - ロ) 層厚5m以上の液状化すると判定される砂質土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤。
  - 2) 水際線から100m以内であっても液状化すると判定される土層が水際線から水平方向に連続的に存在しなくなる場合には、その背後の地盤は流動化はしないとみなしてよい

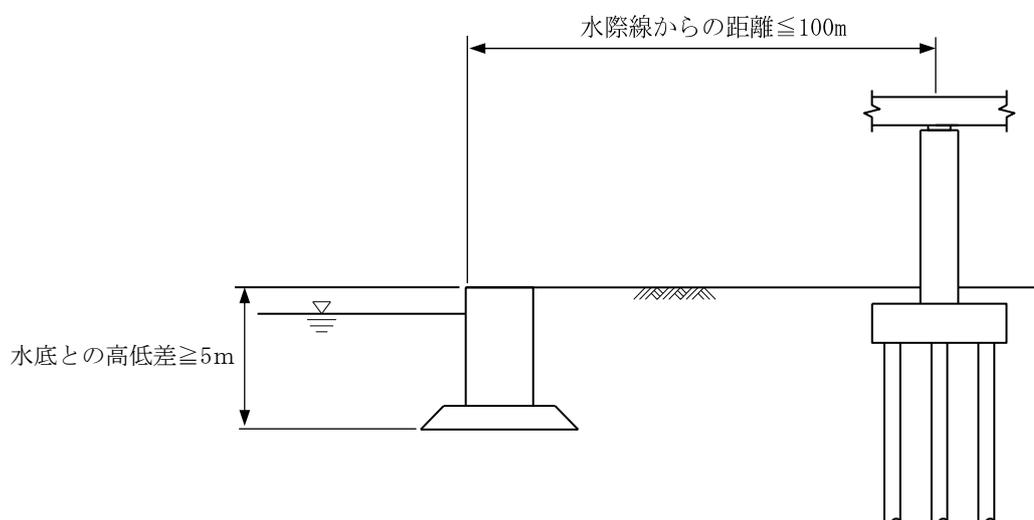


図 3-10 水底との高低差および水際線からの距離のとり方

- 3) 流動化が生じる可能性がある場合には、単に橋梁基礎を強化するだけではなく、横剛性の大きい基礎形式の採用も含め、橋全体として有害な影響を受けないようにするものとする。
- 4) 橋台は背面に土圧を受けるため偏土圧に抗する構造物であり、流動化の影響を受けても前面に押し出される方向に移動するため、上部構造の落橋に直接つながりにくいことから、橋台の基礎については、流動化の影響を考慮しなくてもよい。ただし、斜角の小さい橋、流動化の影響により上部構造が回転し大きな変位を生じる可能性がある場合、また、橋台が上部構造を押し出すことにより、中間橋脚部等で大きな変位が生じる可能性がある場合については、桁の連続化の検討や落橋防止システムに対する検討を入念に行なうなど、橋全体系としての耐震性を向上させるように配慮することが望ましい。
- 5) 河川部についても、偏土圧の影響が大きいと考えられる直立式低水護岸背後の高水敷や直立式の特殊堤の堤内地盤においては、流動化の影響を検討する。

- 6) 流動化の影響は水平力として与え基礎の耐震性を検討するが、構造物の重量に起因する慣性力は同時に考慮しなくてもよい。
- 1) 流動化が橋脚基礎に及ぼす影響のメカニズムは研究途上の部分があるが、ここでは図 3-11 のように取扱う。

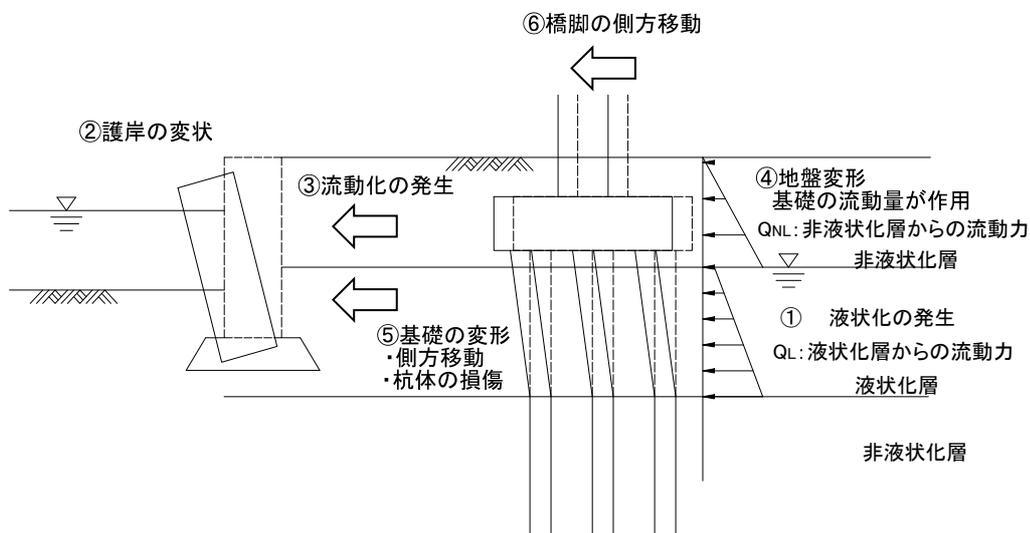


図 3-11 橋脚基礎への流動化の影響メカニズム

- 2) 流動化の影響により、橋脚基礎構造に作用する水平力(流動力)は以下による。

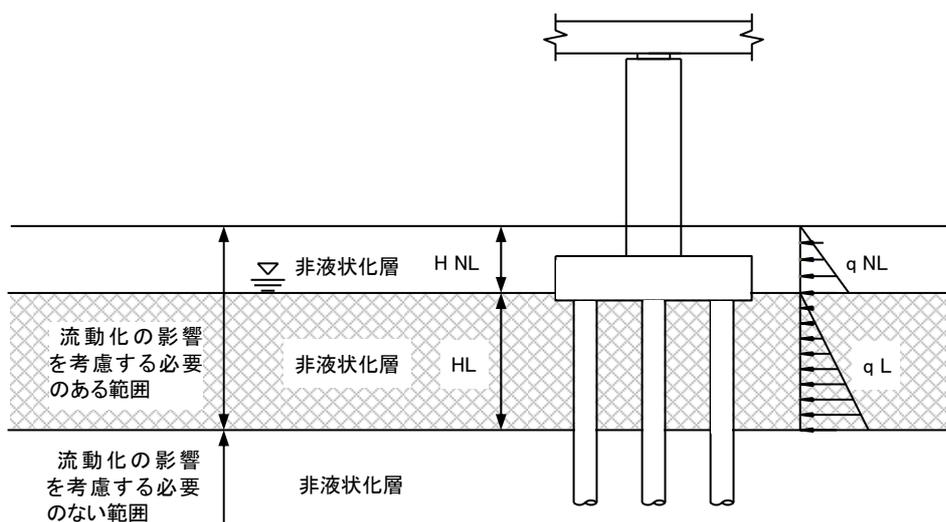


図 3-12 非液化層の下に液化層がある場合

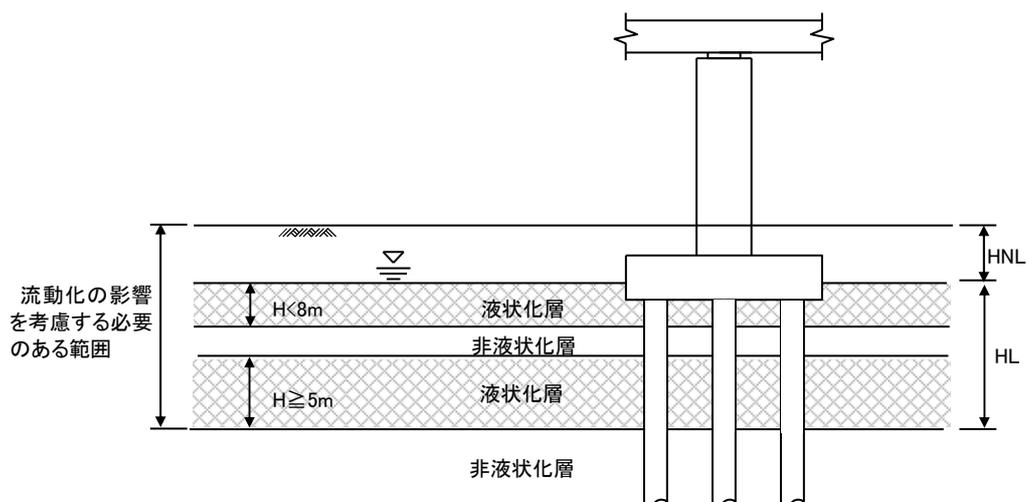


図 3-13 液状化層と非液状化層が互層状態の場合

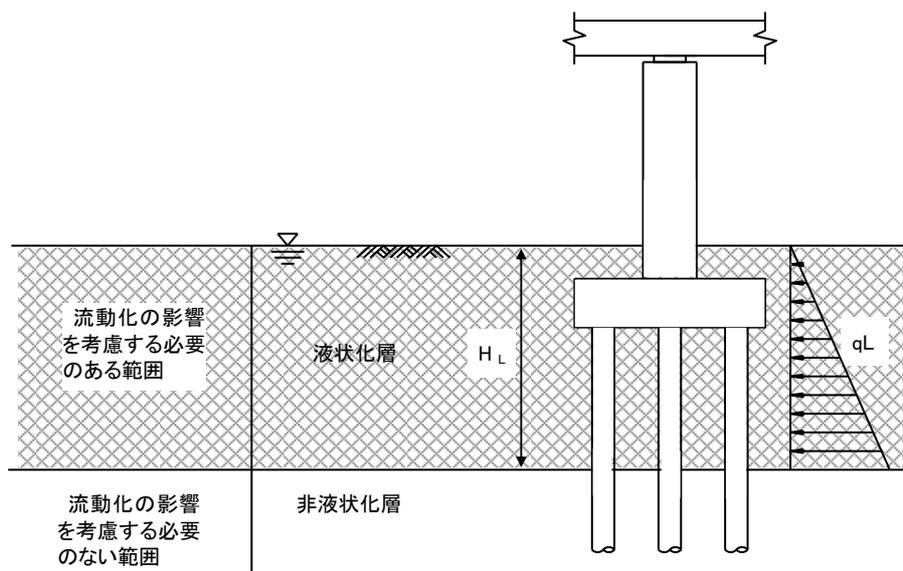


図 3-14 地表面まで液状化層がある場合

$$q_{NL} = c_s \cdot c_{NL} K_p \cdot \gamma_{NL} \cdot x \quad (0 \leq x \leq H_{NL})$$

$$q_L = c_s \cdot c_L \cdot \{\gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL})\} \quad (H_{NL} < x \leq H_{NL} + H_L)$$

ここに、

$q_{NL}$  : 非液状化層中にある構造部材に作用する深さ  $x$  (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_L$  : 液状化層中にある構造部材に作用する深さ  $x$  (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_s$  : 水際線からの距離による補正係数で、下表の値とする。

表.3-5 水際線からの距離による補正係数  $c$

水際線からの距離 $s$ (m)	補正係数 $c_s$
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0

$c_{NL}$  : 非液状化層中の流動力の補正係数であり、下式による液状化指数  $P_L$  に応じて、下表の値とする。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) (10 - 0.5x) dx$$

表.3-6 非液状化層中の流動力の補正係数  $c_{NL}$

液状化指数 $P_L$	補正係数 $c_{NL}$
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2P_L - 1)/3$
$20 < P_L$	1

$c_L$  : 液状化層中の流動力の補正係数 (=0.3)

$K_p$  : 受働土圧係数 (常時)

$\gamma_{NL}$  : 非液状化層の平均単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_L$  : 液状化層の平均単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$x$  : 地表面からの深さ (m)

$H_{NL}$  : 非液状化層厚 (m)

$F_L$  : 4-2-2 に規定する液状化に対する抵抗率であり、 $F_L \geq 1$  の場合には  $F_L = 1$  とする。

a)  $q_{NL}$  は非液状化層の受働土圧相当の力を基本に、非液状化層から構造物に作用する単位面積当りの流動力を表す。

b)  $q_L$  は全上載圧に相当する力を基本に、液状化層から構造物に作用する単位面積当りの流動力を表す。

### 第3編 耐震設計

c) 単位深さ当りの流動力は以下により求める。

$$Q = qNLW \quad \text{または} \quad qLW$$

ここに、 $Q$ ：単位深さ当りの流動力(kN/m)

$W$ ：流動力の作用する幅(m)で以下による。

橋脚およびフーチング --- 躯体幅

杭基礎 ----- 流動化に抵抗する面の両端に位置する杭の最外縁幅

杭基礎以外の基礎 --- 基礎幅

d) 杭基礎においては、全てのくいが分担して流動力に抵抗するものとして設計を行う。

e) 流動力を作用させる際には、流動化の影響を考慮する必要のある範囲内の土層の水平抵抗力は考慮しない。

(3) 橋に影響を与える流動化が生じる可能性がある場合には、道路橋示方書V耐震設計編 16.2 項の規定により、桁かかり長を算出する。

## 第5章 静的照査法による耐震性能の照査方法

### 5-1 一般

- (1) 静的照査法による耐震性能の照査は、地震の影響を震度を用いて算出する荷重に置き換え、これを橋に静的に作用させる震度法に基づいて行う。
- (2) レベル1地震動に対する耐震性能の照査を静的照査法によりおこなう場合、弾性域の振動特性を考慮した震度法により耐震性能1の照査を行う。
- (3) レベル2地震動に対する耐震性能の照査を静的照査法によりおこなう場合、非線形域の振動特性を考慮した地震時保有水平耐力法により耐震性能2の照査を行う。

- (1) 耐震性能の照査方法を静的照査法と動的照査法に大別し、静的照査法については、地震の影響を設計震度を用いて静的な力に置き換え耐震設計をおこなう方法である震度法に基づいて行う。
- (3) レベル1地震動およびレベル2地震動に対して静的照査法を適用する場合、慣性力の算定方法については第5章5-2項、地震時土圧および地震時動水圧の算定方法については第2章2-2項の規定による。

### 5-2 静的照査法を適用する場合の荷重の算定方法

#### 5-2-1 慣性力

- (1) 慣性力は、設計振動単位ごとに固有周期に応じて算出する。
- (2) 慣性力の作用方向は、原則としてレベル1、レベル2地震動に対する照査の場合ともに橋軸方向および橋軸直角方向とする。
- (3) 耐震設計上の地盤面より下方の構造部分には、慣性力、地震時土圧および地震時動水圧を作用させなくてもよい。
- (4) 上部構造の慣性力の作用位置は、原則として重心位置とする。

- (1) 慣性力は、橋を地震時に同一の振動をするとみなし得る設計振動単位に分割して算出するが、設計振動単位の設定は以下によるものとする。
- 1) 設計震度単位とは、地震時に同一の振動をするとみなし得る構造系であり、慣性力作用方向に対して上部構造と下部構造の連結部が固定されている場合には、それらを一体とした構造系が設計振動単位であり、また、可動支承を有する下部構造の橋軸方向のように、上部構造と下部構造が連結されていない場合には、その下部構造のみからなる構造系が設計振動単位となる。
  - 2) 地震時水平反力分散構造や免震構造の場合、設計振動単位は複数の下部構造とそれが支持する上部構造部分となる。設計振動単位は、慣性力の作用方向、橋の形式、支承の拘束条件および橋脚の固有周期特性に応じて、道路橋示方書V耐震設計編 表一解 6.2.1 設計振動単位によるものとする。
  - 3) レベル2地震動で想定するような大きな地震力を受けた場合にも、橋の振動特性は下部構造の剛性、地盤特性および上部構造の特性等により変化することから、レベル2地震動における耐震設計においても上記2) 項と同様な設計振動単位を適用するものとする。
  - 4) 多点固定方式による連続桁橋の橋軸方向の設計振動単位は、固定支承と可動支承の組み合わせ方法および支間長等により上部構造から下部構造への慣性力の分配が異なるため、たとえ橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合でも、1 基の下部構造とそれが支持している上部構造には分割してはならない。
  - 5) 連続桁橋の橋軸直角方向の設計振動単位は、橋脚間の固有周期特性の違いにより設計振動単位の取扱い方を変えることとする。すなわち、橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合には、1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるものとみなしてもよい。ただし、橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合とは、仮に1 基の下部構造とそれが支持している上部構造に分割して、それぞれを振動単位とみなして求めた固有周期の最大値と最小値の比が1.5未満の場合をいうものとする。

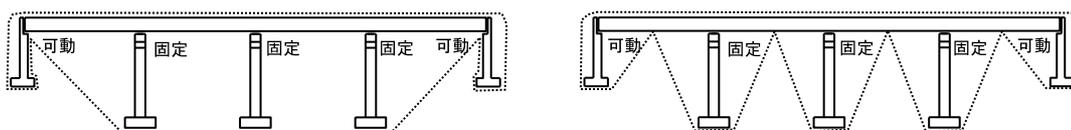
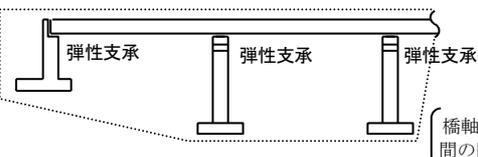
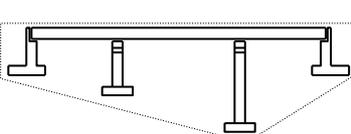
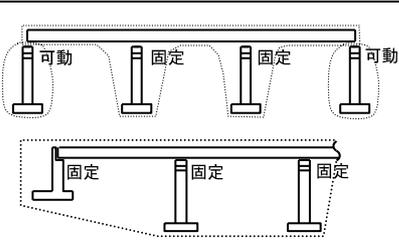
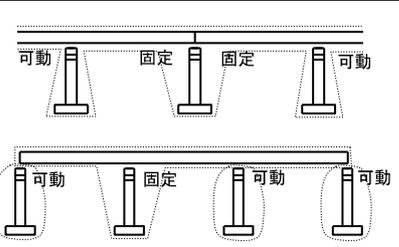
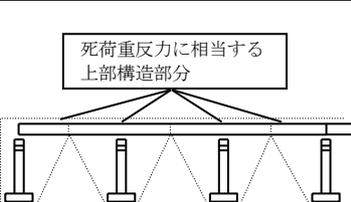
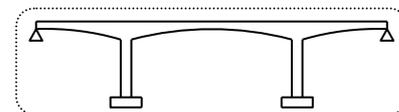
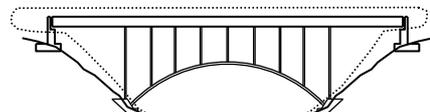
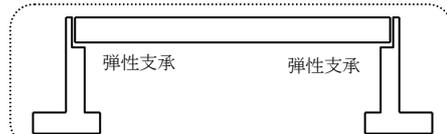
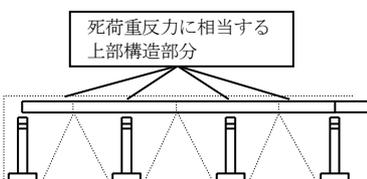
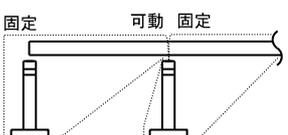


図 3-15 多点固定方式の連続桁橋の設計振動単位(各橋脚間の固有周期が大きく異なる場合)

第3編 耐震設計

表 3-7 設計振動単位

橋の形式	橋軸方向	橋軸直角方向	設計振動単位
連続けた端	地震時水平分散構造の場合 	橋脚間の固定周期特性 大きく異なる 	耐震設計上複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるとみなす場合
	多点固定の場合 		
	一点固定の場合 	大きく異なる ない 	
その他アーチ橋			耐震設計上複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるとみなす場合
単純けた橋	地震時水平分散構造の場合  (橋軸直角方向に固定条件の場合には、以下による)		耐震設計上 1基の下部構造とそれが支持している上部部分からなるとみなす場合
	橋軸方向の支承条件 固定・可動条件を有する場合 		

(2) 慣性力の作用方向は、橋軸方向と橋軸直角方向の2成分を原則とするが、斜角が60度以上の斜橋の場合には、設計上の簡便さを考えて直橋とみなして橋軸方向および橋軸直角方向の慣性力を求め、これをそれぞれ土圧の水平成分の作用方向およびこれに直角方向の慣性力とみなしてよい。

(3) 上部構造の慣性力作用位置は、橋軸方向、橋軸直角方向とも、その重心位置を原則とするが、下部構造の設計における上部構造の慣性力作用位置は、一般的には以下のように取扱う。

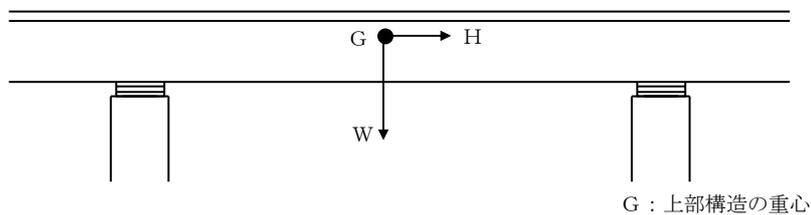


図 3-16 上部構造の慣性力の作用位置

1) 直橋の橋軸方向に作用させる慣性力の作用位置は、支承が主桁等の回転を許すため、支承底面としてよい。また、橋軸直角方向に作用させる慣性力の作用位置は、上部構造の重心位置とする。この場合、上路式の鋼桁橋については、床版下面を慣性力作用位置としてよい。上路式トラス橋、下路式鋼橋およびコンクリート上部構造においては、主桁重心位置を慣性力作用位置とする。

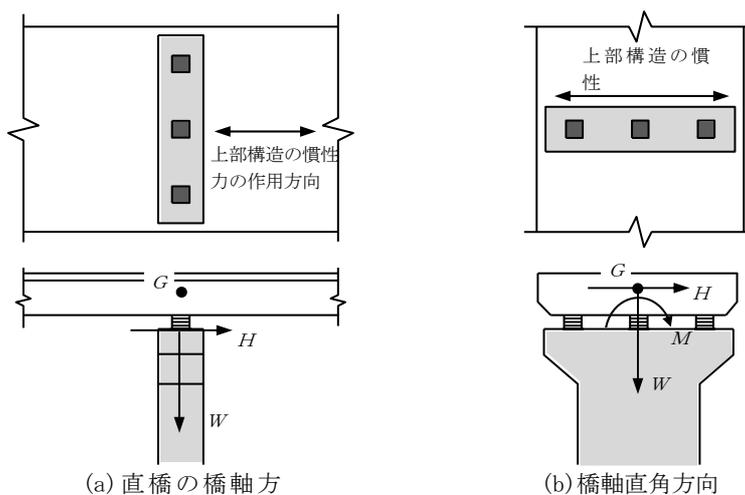


図 3-17 上部構造の慣性力の作用位置

### 第3編 耐震設計

- 2) 斜橋の場合、上部構造の慣性力作用位置は、橋軸方向および橋軸直角方向ともに上部構造の重心位置とする。ただし、斜橋においても支承部条件によっては、橋軸方向の慣性力作用位置を支承底面としてよい。が、横変位物構造等を設置し桁の移動方向を制限している場合は重心位置とする。

斜橋の場合において、斜角が $60^\circ$ 以上ですべての支承の回転軸が同一で支承線の方角と一致する場合には、モーメントが支承を介して下部構造に伝達されないため、上部構造の慣性力作用位置を支承底面とすることができる。

なお、支承部とは支承、落橋防止構造及び横変位拘束構造等を指し、これらを含めて回転拘束が生じない状態を想定している。したがって、当該条項を適用できるのは、ゴム支承を用いた橋台・橋脚上で、既述のような支承の回転拘束が生じていない場合に限られる。

また、曲線橋の場合は交角に応じて(交角が小さい場合)、斜橋と同様に扱う。

- 3) ラーメン橋のように上下部構造が一体となった構造の慣性力作用位置は、橋軸方向および橋軸直角方向ともに上部構造の重心位置とする。

5-2-2 固有周期の算定

- (1) 橋の固有周期は、橋が地震時に同一の振動をするとみなし得る設計振動単位に分割して、構造部材及び基礎の変形の影響を考慮し、道路橋示方書V.耐震設計編 6.2.3 項の規定に基づき、各振動単位ごとに適切に算定するものとする。
- (2) 地震時に不安定となる地盤が存在する場合、土質定数の低減を見込まないで固有周期の算定を行う。

(1) 固有周期算定にあたっての橋脚の剛性は、レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査では橋脚の全断面を有効とみなして算出される剛性、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査では橋脚の降伏剛性を用いる。

1) 橋脚の降伏剛性は、橋脚の曲げ変形による降伏時の割線剛性  $K_y$  を示し、橋脚の降伏耐力  $P_y$  と降伏変位  $\delta_y$  の比( $K_y = P_y / \delta_y$ )により算出する。

$$EI_y = \alpha_y EI$$

$$\alpha_y = K_y / K \quad K = P_c / \delta_c \quad K_y = P_y / \delta_y$$

$EI_y$  : 降伏時の曲げ剛性

$EI$  : 弾性時の曲げ剛性

$\alpha_y$  : 降伏時の剛性低下率

$K$  : 橋脚の曲げ変形による弾性剛性

$K_y$  : 橋脚の曲げ変形による降伏時の割線剛性

$P_c, \delta_c$  : 鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ時の耐力と水平変位

$P_y, \delta_y$  : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏時の耐力と水平変位

2) 上部構造および基礎構造の剛性は、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動に対する耐震性能の照査ともに、一般に全断面有効とみなして算出するものとし、基礎構造の設計に用いる地盤反力係数は、道路橋示方書IV.下部構造編の規定により求める。

3) 固有周期を算定する際に用いる地盤反力係数は、道路橋示方書V.耐震設計編 6.2.3 項の規定により、地震時に地盤に生じる変形に相当する地盤の剛性から求めるものとし、岩盤上の直接基礎においては、基礎地盤の変形による影響の度合いを判断し、その影響を考慮するしないを決定する。

4) 地盤の動的変形係数  $ED$  の算定に必要な地盤のせん断弾性波速度  $VSD$  は、架橋位置において  $PS$  検層あるいは弾性波探査等により測定された実測値を用いることを原則とする。

5) 支承部において地震時水平反力分散構造に用いる積層ゴム支承は、その剛性を用いるものとする。また、免震支承のように等価剛性が変形により変化する支承は、有効設計変位に相当する等価剛性を用いる。

- 6) 設計振動単位が1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、1自由度系の振動理論を用いて、道路橋示方書V.耐震設計編 6.2.3(2)項により固有周期を算出するものとする。固有周期の算定にあたっての留意事項を下記に示す。
- イ) 固有周期の算定は、道路橋示方書V.耐震設計編 6.2.3(2)項の解説文に示される式(解 6.2.7)～式(解 6.2.9)を参考に基礎構造形式に応じて算出する。
  - ロ) 基礎構造天端に生じる水平変位と回転角の算出は、基礎構造種別に応じて道示IV下部構造編の解説に示される地盤抵抗特性を考慮した解析モデルを用いるが、地盤反力係数の基準値は、地盤の動的せん断変形係数より求める。
  - ハ) レベル2地震動に対する耐震性能の照査において、固有周期を算出する際には、橋脚の降伏剛性を用いて下部構造躯体の曲げ変形 $\delta_P$ を用いることが必要であり、橋脚の降伏変位 $\delta_y$ を用いてはならない。
- 7) 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、上部構造および下部構造の剛性と重量の分布を算出し、橋を離散型の骨組み構造にモデル化し、このモデルの各節点に上部構造および耐震設計上の地盤面から上の下部構造の重量に相当する力を慣性力の作用方向に静的に作用させ、各節点に生じる水平変位から固有周期を道路橋示方書V.耐震設計編 6.2.3(3)項により算出する。

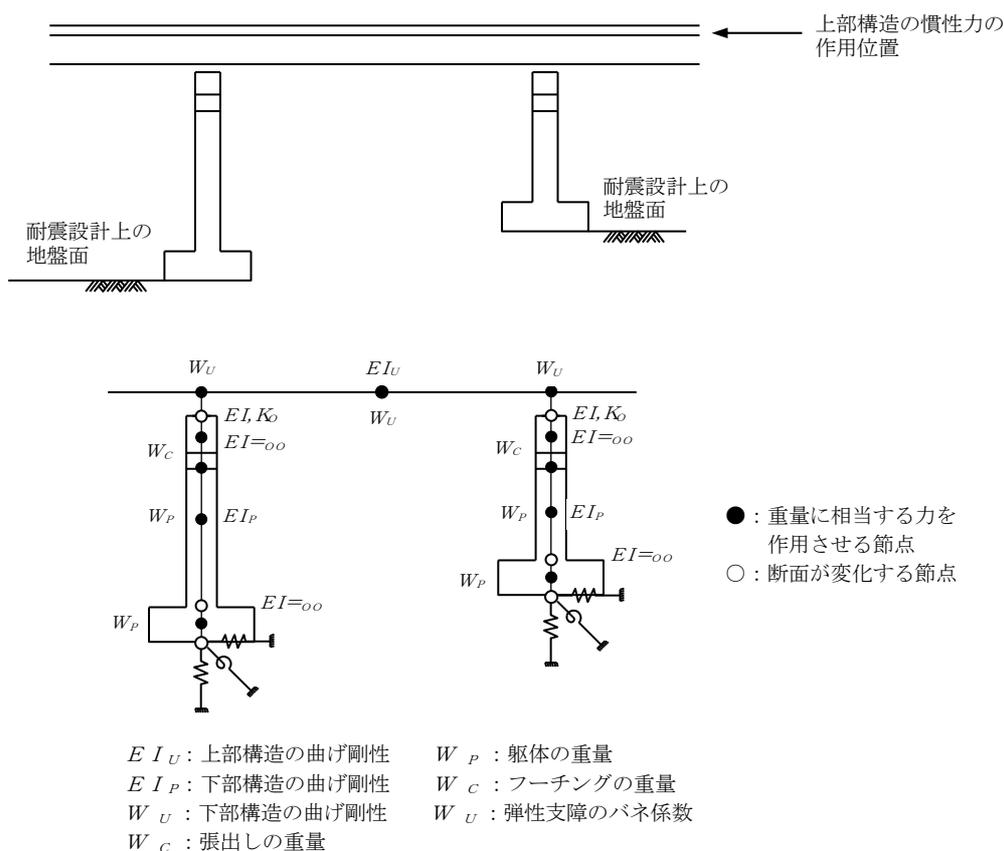


図 3-18 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合の振動モデル

### 第3編 耐震設計

- 8) 静的フレーム法により固有周期を算定する際、橋のモデル化における留意事項を下記に示す。
- イ) 静的フレームモデルは、橋の固有周期および分担重量を算出することが目的であることから、剛性および重量の算出にあたっては、二次部材は無視して重要な部材のみを考慮する。
  - ロ) 上部構造の剛性の算出については、レベル1地震動およびレベル2地震動の耐震性能の照査にあたって、非合成桁であっても床版を含めた全断面を有効とみなした剛度を用いるとよい。また、断面変化が少ない場合には、橋長にわたって平均剛度を用いてもよい。
  - ハ) 下部構造のうち、橋台については全断面を有効とした剛性を考慮するものとし、橋台背面土の重量および変形等の影響は無視してもよい。
  - ニ) 下部構造のうち、橋脚についてはレベル1地震動に対する耐震性能の照査にあたっては全断面を有効とした剛性を考慮するものとし、また、レベル2地震動に対する耐震性能の照査にあたっては橋の振動応答の中で橋脚に生じる塑性ヒンジが主たる非線形要因であることから、降伏剛性を用いる。
  - ホ) 基礎の剛性については、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する耐震性能の照査ともに、全断面を有効とした剛性を考慮する。
  - ヘ) 橋台および橋脚の基礎の条件は、動的せん断弾性係数 ED を用いて算出した地盤の変形係数に基づく連成バネにて評価する。
  - ト) 上部構造は、はりモデルとして取り扱うが上部構造を表すはりの位置は、上部構造の重心位置とする。鋼非合成鉄桁および鋼箱桁の場合には、一般に床版の下面とし、鋼床版箱桁の場合には、一般に路面から構造高の 1/3 の位置としてよい。また、PC 桁の場合には、重心位置を求めて設定する。
  - チ) 道路縦断勾配の影響は、通常は無視した水平な 1 本のはりモデルとしてよいが、ランプ橋等を道路縦断勾配が厳しい場合には、モデル化に反映することが望ましい。
  - リ) 支承のモデル化は支承の種類および支承条件等を考慮し、適切におこなうことが必要である。
  - ル) 固有周期の算定にあたっては、可動支承の摩擦の影響は無視するものとするが、斜橋や曲線橋等で慣性力作用方向と可動支承の可動方向が一致しない場合、可動方向に直角方向の分力が生じるため、支承の可動方向を正しくモデル化を行う。
  - レ) 上下部構造間の相対変位に対する拘束条件は、一般に支承形式に応じて下表のとおりとする。

表 3-8 支承部拘束条件の例

支承条件	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直軸回り
固定支承	拘束	拘束	拘束	拘束	自由	自由
可動支承	自由	拘束	拘束	拘束	自由	自由
ゴム支承	ばね	ばね	拘束	拘束	自由	自由
免震支承	ばね	ばね	拘束	拘束	自由	自由

- 7) 弾性支承等の剛性を利用して慣性力の分散を図る場合には、積層ゴム支承のように変形によって剛性の変化しない支承では、その剛性をバネとしてモデル化してよい。また、免震支承のように等価剛性が変形により変化する支承においては、有効設計変位に相当する支承の剛性を用いる。
- 8) 一般の固定支承および可動支承としてゴム支承を用いる場合には、固有周期および慣性力の算定において、ゴム支承の剛性は考慮しないものとする。
- 9) 連続桁が複数連続する場合のかけ違い橋脚においては、かけ違い橋脚上に水平力分散支承を設ける場合と、橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合の橋軸直角方向については、隣接する連続げたの影響を考慮する。
- 1) かけ違い橋脚上に水平力分散支承を設ける場合の橋軸方向両方の連続桁について隣接スパンの1/2の重量を付加したモデルによって水平反力の分担率を算定し、かけ違い橋脚における各々の分担率が大きく異なる場合は、分担率を考慮した重量を付加して分担率の再検討を行い、最適な分担率に相当する重量をかけ違い橋脚の上部構造の慣性力作用位置を表す節点に付加する。
- なお、鋼製フィンガージョイントのように、橋軸直角方向の剛性が大きい伸縮装置を用いる場合、伸縮装置による橋軸直角方向の移動が拘束されるため、この影響も考慮する。

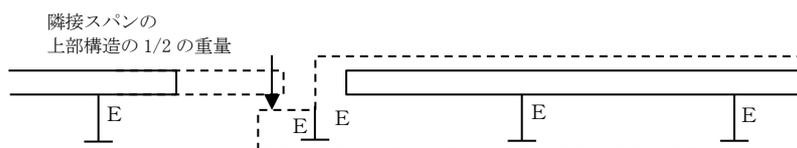


図 3-19 連続桁が複数連続する場合のモデル化(水平力分散支承の橋軸方向)

- 2) 橋脚間の固有周期特性が大きく異なる場合の橋軸直角方向
- 隣接するスパンの上部構造重量の 1/2 を、かけ違い橋脚の上部構造の慣性力作用位置を表す節点に付加する。

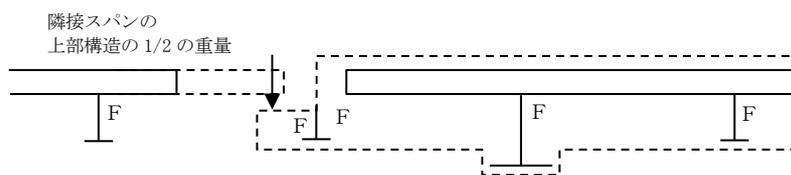


図 3-20 連続桁が複数連続する場合のモデル化  
(固有周期の大きく異なる場合の橋軸直角方向)

### 第3編 耐震設計

- 10) 地盤のバネ定数は道路橋示方書Ⅳ. 下部構造編を参照して求めるものとする。この場合に用いる地盤反力係数は、道路橋示方書Ⅳ. 下部構造編 9.6 項によるものとするが、その基準値は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 6.2.3 項に示される式(解 6.2.1)～(解 6.2.6)により求める。
- イ) 地盤の動的せん断変形係数を求める際の地盤の単位体積重量は、浮力を考慮しない。
  - ロ) 地盤の動的ポアソン比は、一般の沖積および洪積地盤では地下水位以浅で 0.45、地下水位以深で 0.5 とする。
  - ハ) 耐震設計上ごく軟弱な粘性土層または橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層においても、安全側の設計地震力を求めることに配慮し、土質定数の低減は行わない。
  - ニ) 岩盤における平均せん断弾性波速度  $V_{si}$  は、原則として弾性波速度あるいは PS 検層による実測値を用いる。

### 5-3 レベル 1 地震動に対する耐震性能照査

#### 5-3-1 慣性力の算定方法

- (1) 設計振動単位が 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合、上部構造の慣性力として、当該の下部構造が支持している上部構造部分の重量にレベル 1 地震動の設計水平震度を乗じた値を用いる。
- (2) 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合、固有周期  $T$  を算定する際に、橋の各部に生じる断面力を同時に求めておき、その値にレベル 1 地震動の設計水平震度を乗じた値を用いる。
- (3) 上部構造と下部構造の連結部分が慣性力作用方向に対して可動の場合、上部構造の慣性力として連結部分に支承の静摩擦力を作用させる。

(1) 設計振動単位が 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、上部構造の慣性力として、当該の下部構造が支持している上部構造部分の重量にレベル 1 地震動の設計水平震度 ( $k_h$ ) を乗じた値を用いる。

(2) 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、上部構造および下部構造の重量にレベル 1 地震動の設計水平震度 ( $k_h$ ) を乗じた水平力を算出し、この値を設計振動単位に慣性力作用方向に作用させ、慣性力を算出する。

算出手法としては固有周期を算出する際に、橋の各部に生じる断面力を同時に求めておき、次式により慣性力による断面力を算出する

$$F_d = k_h \cdot F / k_h \cdot \text{unit}$$

ここに、 $F_d$  : 慣性力による断面力 (kN もしくは kN・m)

$k_h$  : 上部構造を含めた設計振動単位のレベル 1 地震動の設計水平震度

$F$  : 上部構造および耐震設計上の地盤面より上の下部構造重量に相当する水平力を慣性力作用方向に作用させた場合の断面力 (kN もしくは kN・m)

$k_h \cdot \text{unit}$  : 断面力  $F$  の算出の際の水平震度 (=1.0)

- 1) 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造からなる場合において、支承条件および橋脚間の剛性の相違により、設計計算上、橋脚の慣性力の分担が極端に小さくなることが想定され、その結果として耐力の極端に小さな橋脚が設計される場合も生じる。

このような橋脚を有する橋においては、支承部の損傷等により、設計で考慮していない固有振動モードが生じると、当該橋脚に設計値を大きく上回る慣性力が作用したり、変位の増大に伴う付加曲げの影響が大きくなったりする可能性があり、支承の損傷等が橋全体系に大きな影響を及ぼす場合も生じる。

このような構造を有する橋に対しては、橋全体系としての抵抗特性を考慮し、耐力の小さい橋脚の損傷が、橋全体系に致命的な影響を及ぼさないようにしたり、変位に伴う付加曲げの影響等も考慮に入れた上で橋脚に最低限の耐力を確保しておく等、橋全体系としての耐震性について十分配慮する必要がある。

- 2) 上部構造と下部構造の連結部分が慣性力作用方向に対して可動の場合、レベル 1 地震動による耐震設計では、慣性力にかえて当該下部構造の可動支承に生じる静摩擦力を水平方向荷重として支承の底面位置に作用させる。

$$H = R_d \cdot f$$

ここに、H：静摩擦力(k N)

$R_d$ ：死荷重による鉛直反力(k N)

f：静摩擦係数(道路橋示方書・同解説 I. 共通編による)

- 3) 上部構造から下部構造へ作用する橋軸方向慣性力を算出する際、可動支承における静摩擦係数は以下のように取扱う

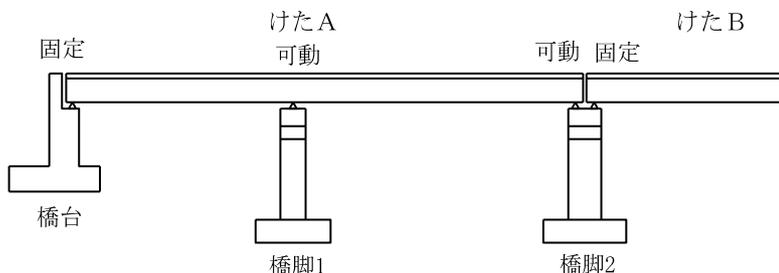


図 3-21 可動支承における摩擦力の取り扱い

- 1) 上部構造との連結が橋軸方向に固定の場合、他の下部構造の可動支承に作用する摩擦力の影響は無視する

### 第3編 耐震設計

ロ) 上部構造との連結部分が橋軸方向に固定と可動の両方が存在する場合（上図の橋脚 2）、次のうち、いずれか大きいほうの値を上部構造から下部構造へ作用する慣性力とする。

a) 固定側において上部構造(けた B)から下部構造に作用する慣性力

b) 固定側において上部構造(けた B)から下部構造に作用する慣性力から、これと同一の上部構造(けた B)を支持する他の下部構造に作用する摩擦力の合計を差し引いて求めた力に、可動側の上部構造(けた A)から当該下部構造(橋脚 2)の可動支承に作用する摩擦力を同一方向に重ね合わせた力

$$H_2 = H_1 - \sum R_{B_i} \cdot f + R_{A_2} \cdot f$$

$H_1$  : 固定側において上部構造(けた B)から下部構造に作用する慣性力(kN)

$R_{B_i}$  : けた B を支持する他の下部構造に作用する鉛直反力(kN)

$R_{A_2}$  : けた A から橋脚 2 の可動支承に作用する鉛直反力(kN)

$f$  : 可動支承の静摩擦係数

これは、規模の大きく異なる二連の上部構造が同一の下部構造に支持されている場合には、可動支承側に作用する摩擦力の影響を無視できないためである。

なお、けた B の固定支承部の設計に用いる慣性力は、a)による。

### 第3編 耐震設計

#### 5-3-2 レベル 1 地震動の設計水平震度

(1) レベル 1 地震動の耐震性能照査に用いる設計水平震度は、次式により求める。

$$K_h = c_z \cdot k_{h0} \quad (\geq 0.1)$$

ここに、 $k_h$  : レベル 1 地震動の設計水平震度(小数点以下 2 けたに丸める)

$c_z$  : 地域別補正係数

$k_{h0}$  : レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値

(2) 同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度を用いることを原則とする。

(1) レベル 1 地震動における設計水平震度の標準値  $k_{h0}$  は、表 3-9 のとおりとする。設計水平震度  
の下限值は、実効的に橋の地震被害を防止できない場合が生じることを防ぐために設計水平震度が  
0.1 を下回らないようにする

表 3-9 レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値 ( $k_{h0}$ )

地盤種別	固有周期 $T(s)$ に対する $k_{h0}$ の値		
I 種	$T < 0.1$ $k_{h0} = 0.431 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.16$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $k_{h0} = 0.20$	$1.1 < T$ $k_{h0} = 0.213 \cdot T^{2/3}$
II 種	$T < 0.2$ $k_{h0} = 0.427 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.20$	$0.2 \leq T \leq 1.3$ $k_{h0} = 0.25$	$1.3 < T$ $k_{h0} = 0.298 \cdot T^{2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $k_{h0} = 0.30$	$1.5 < T$ $k_{h0} = 0.393 \cdot T^{2/3}$

1) 土の重量に起因する慣性力および地震時土圧には、橋の振動特性が大きく影響しないことより、こ  
れらの算定に用いる設計水平震度の標準値( $k_{hg0}$ )は、表 3-10 のとおりとする。

表 3-10 設計水平震度の標準値 ( $k_{hg0}$ )

耐震設計上の地盤種別	I 種	II 種	III 種
$k_{hg0}$	0.16	0.20	0.24

- 2) 土に起因する慣性力とは、逆 T 式橋台および控え壁橋台において安定計算における後フーチングの  
載荷土による慣性力をいう
- 3) 箱式橋台およびラーメン式橋台の中詰め土は、安全側の配慮として橋台と同等の設計水平震度を  
用いて慣性力を算出する
- 4) 地域別補正係数  $c_z$  は、本編第 2 章 3-2 に示すとおりとする。

(2) 同一の設計振動単位において、地盤種別が異なった場合には異なった設計水平震度を与えることにな  
るが、同一の設計振動単位においては、同じ地震力を考慮することが望ましいため、原則として同  
一の設計振動単位では設計水平震度は同一の値を用いることとする。

第3編 耐震設計

5-3-3 耐震性能 1 の照査

- (1) 耐震性能 1 に対する各部材の限界状態は、各部材のコンクリートまたは鋼材等に生じる応力度が地震の影響を考慮した許容応力度に達した状態とする。
- (2) 各部材の耐震性能 1 の照査は、道路橋示方書Ⅱ. 鋼橋編、Ⅲ. コンクリート橋編およびⅣ. 下部構造編の規定により許容応力度法により行う。

(1) 耐震性能 1 の照査において各部材に対して設定される限界状態と主な照査項目をまとめて下記に示す。

表 3-11 耐震性能 1 に対する主な照査項目

耐震性能 1 を満足する各部材の限界状態組み合わせ			耐震性能の観点		主な照査項目
			照査において支配的となる観点		
上部構造	本体	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	応力度<許容応力度
	伸縮装置	損傷が生じない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	地震時設計伸縮量<伸縮装置の伸縮量
支承部	ゴム支承	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	せん断ひずみ<許容せん断ひずみ 応力度<許容応力度
	鋼製支承	力学特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性		応力度<許容応力度
橋脚及び橋台		力学特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	応力度<許容応力度
基礎		基礎の力学特性が弾性域を超えることなく、基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	支持力<許容支持力 応力度<許容応力度 応答変位<許容変位
		フーチング	力学特性が弾性域を超えない限界の状態		

## 5-4 レベル 2 地震動に対する耐震性能照査

### 5-4-1 一般

- (1) レベル 2 地震動の耐震性能照査は、着目している構造部材に塑性化が生じた場合、適切な靱性を確保し、エネルギー吸収性能を高めることにより、構造部材に生じる損傷を許容できる範囲にとどめることを目標とする。
- (2) 1次振動モードが卓越するような単純な構造系においては、レベル 2 地震動に対する照査として地震時保有水平耐力法を適用して行う。
- (3) 地震時保有水平耐力法にて耐震性能の照査をおこなう場合、原則として設計振動単位を 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割して行う。

- (1) レベル 2 地震動に対する照査においては、構造部材の強度を向上させるだけで地震力に抵抗することに限界があるため、条文(1)に示す観点に着目することとし、その照査手法として地震時保有水平耐力法を適用するものとした。
- (2) 地震時保有水平耐力法はエネルギー一定則を基本としているため、この手法により耐震性能の照査をおこなう場合には、その適用に十分留意することが必要である。  
したがって、ラーメン構造等のように複数の箇所塑性化が生じるような構造系を採用する場合、エネルギー一定則の適用性が十分に明らかにされていないため、動的照査法により耐震性能を照査するのがよい  
また、液状化の生じない地盤上にある橋台は、レベル 1 地震動に対して耐震性能 1 を満足する場合、レベル 2 地震動に対して耐震性能 2、耐震性能 3 を満足することが明らかとなった。そこで、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上の橋台のみを対象として、橋台基礎に対してレベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を行うものとする。ただし、裏込め土等が存在しない特殊な橋台形式で橋脚と同様な振動特性を有する橋台の場合には、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を橋脚と同様に行う。
- (3) 地震時保有水平耐力法にて耐震性能の照査をおこなう場合、設計水平振動単位を 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割する際に、当該下部構造に作用する慣性力等の荷重条件等が設計水平振動単位全体を考慮した場合と同等になるように適切にモデル化することが必要である。

第3編 耐震設計

表 3-12 レベル 2 地震動時における耐震設計を行う単位

橋の形式		橋軸方向	橋軸直角方向
連続けた橋	地震時水平力分散構造の場合		支承部が直角方向に弾性固定 
	多点固定の場合		大きく異ならない 支承部が直角方向に固定 死荷重反力に相当する上部構造部分 
	一点固定の場合		大きく異なる 支承部が直角方向に固定 
斜材付きπ型ラーメン橋	橋脚高の低いラーメン橋 		
単純けた橋	固定可動条件を有する場合 	死荷重反力に相当する上部構造部分 	

注：橋台は、液状化の生じる地盤上にある場合には、レベル2地震動に対する照査を実施する。

### 第3編 耐震設計

- 1) 地震時保有水平耐力法により耐震性能の照査をおこなうにあたり、ラーメン橋の面内方向のように塑性化が複数の箇所が生じ、その塑性化によって構造系内で断面力の再配分が生じる場合、この影響を適切に考慮することが必要であるため、設計振動単位を分割せずに橋全体をモデル化することが必要である。
- 2) 地震時保有水平耐力法により耐震性能の照査をおこなうにあたり、設計振動単位を分割せずに橋全体をモデル化し、非線形静的解析をおこなうにあたっての留意事項を下記に示す
  - 1) 橋全体モデルによる非線形静的解析は、部材の非線形特性を考慮したモデルに対し、上部構造と下部構造の重量に水平震度を乗じることによって得られる慣性力を作用させ、その荷重(水平震度)を漸増させることにより変位・断面力や部材の非線形化の程度を算定するものである。

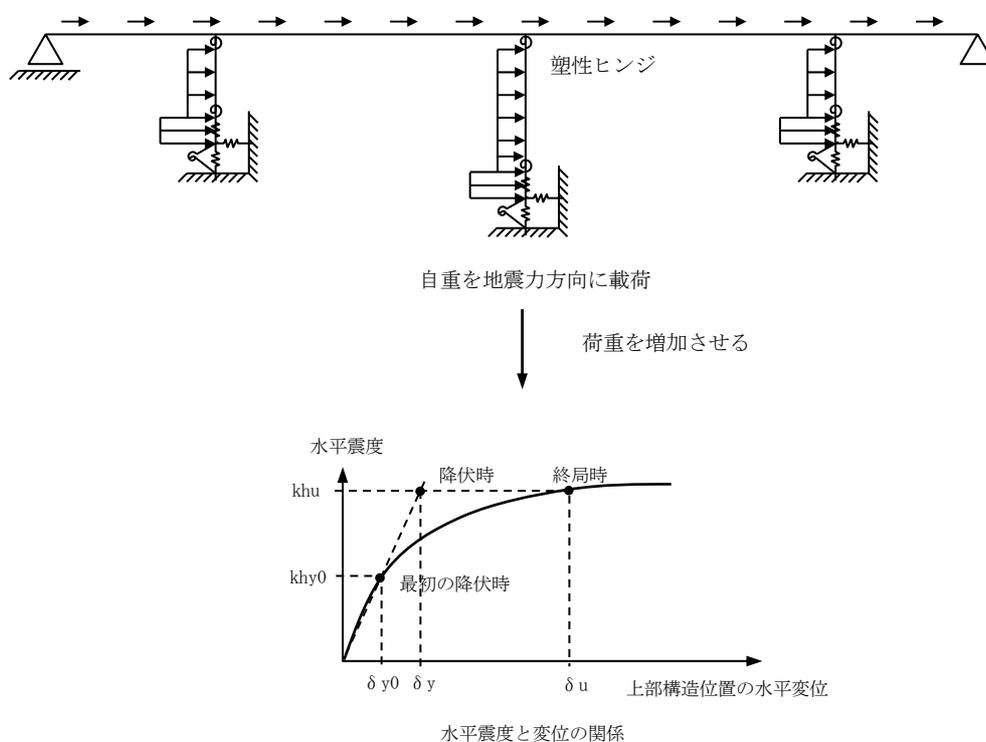


図 3-22 ラーメン橋の非線形静的解析の概念

- ロ) 構造系が単純で特定の振動モードが卓越し、主たる塑性ヒンジの生じる部位が明確になっているようなラーメン橋の場合、卓越する振動モードに相当する静的な地震力を作用させた非線形静的解析により橋全体系の非線形挙動を解析し、これとエネルギー一定則等を組み合わせた静的照査法により耐震性能の照査をおこなうことが可能である。
- ハ) 高橋脚を有するラーメン橋のように、動的照査法による耐震性能の照査が原則である場合においても、変位と水平震度の関係、地震力による軸力変動の影響、水平変位に伴う付加曲げモーメント等を検討することにより、部材の降伏から終局までの機構を把握し、動的照査法による照査にあたっての基礎資料とするため、非線形静的解析をおこなうことが望ましい。
- ニ) 非線形静的解析においては、最初に一つの塑性ヒンジが終局に達してから、全ての塑性ヒンジが終局に達するまでの個々の塑性ヒンジの関係が明らかとなり、橋全体の地震時保有水平耐力や変形性能の把握が可能となるため、個々の塑性ヒンジの耐力バランスに着目することが必要である。
- ホ) 橋全体系モデルによる非線形静的解析を行う場合、モデルの簡略化のために上部構造を全断面有効として剛性を設定するが、慣性力による上部構造の断面力が大きくなり、降伏耐力を上回ることもあることから、上部構造の安全性についても照査を行う。

#### 5-4-2 慣性力の算定方法

- (1) レベル2地震動における慣性力は、構造物の重量にレベル2地震動時の設計水平震度を乗じた水平力とし、これを設計振動単位の慣性力の作用方向に作用させる。
- (2) 上部構造と下部構造の連結部分が慣性力の作用方向に対して可動の場合、上部構造の慣性力としては、上部構造の死荷重反力の1/2にレベル2地震動時の設計水平震度を乗じた力を作用させる。

- (1) レベル2地震動における慣性力の算定方法および作用方向の考え方の基本は、レベル1地震動と同様であるため、レベル1地震動における考え方を参考にするものとするが、設計水平震度については、レベル2地震動における設計水平震度を用いる。
- (2) 上部構造と下部構造の連結部分が慣性力の作用方向に対して可動となる場合、地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査において死荷重反力の1/2にレベル2地震動の設計水平震度を乗じた値を慣性力として用いるが、このような慣性力を考慮するのは可動支承のみを有する橋脚を対象とする。

$$H = 1/2 \cdot R_d \cdot k_{hc}$$

ここに、H : 水平荷重(kN)

R<sub>d</sub> : 死荷重による鉛直反力(kN)

k<sub>hc</sub> : レベル2地震動時における設計水平震度

5-4-3 レベル2地震動の設計水平震度

(1) レベル2地震動の耐震性能照査に用いる設計水平震度は、次式により求める。

1) レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度

$$k_{hc} = c_s \cdot c_{Iz} \cdot k_{hc0} \quad (\geq 0.4 \cdot c_{Iz})$$

ここに、 $k_{hc}$ ：レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度(小数点以下2けたに丸める)

$c_s$ ：構造物特性補正係数

$c_{Iz}$ ：地域別補正係数

$k_{hc0}$ ：レベル2地震動の設計水平震度の標準値

ただし、レベル2地震動の設計水平震度の標準値  $k_{hc0}$  に地域別補正係数  $c_{Iz}$

を乗じた値が 0.40 を下回る場合には設計水平震度は 0.40 に構造物特性補正係数  $c_s$  を乗じた値とする。

2) レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度

$$k_{hc} = c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hc0} \quad (\geq 0.4 \cdot c_{IIz})$$

ここに、 $k_{hc}$ ：レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度(小数点以下2けたに丸める)

$c_s$ ：構造物特性補正係数

$c_{IIz}$ ：地域別補正係数

$k_{hc0}$ ：レベル2地震動の設計水平震度の標準値

ただし、レベル2地震動の設計水平震度の標準値  $k_{hc0}$  に地域別補正係数  $c_{IIz}$

を乗じた値が 0.60 を下回る場合には設計水平震度は 0.60 に構造物特性補正係数  $c_s$  を乗じた値とする。

(2) 同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度を用いることを原則とする。ただし、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、下部構造位置における地盤種別に応じて算出される設計水平震度を用いる。

(1) レベル2地震動における設計水平震度の標準値 ( $k_{hc0}$ ) は、表 3-13、表 3-14 のとおりとする。

表 3-13 レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度の標準値 ( $k_{hc0}$ )

地盤種別	固有周期 T(s) に対する $k_{hc0}$ の値		
I 種	$T < 0.16$	$0.16 \leq T \leq 0.6$	$0.6 < T$
	$k_{hc0} = 2.58 \cdot T^{1/3}$	$k_{hc0} = 1.40$	$k_{hc0} = 0.996 \cdot T^{-2/3}$
II 種	$T < 0.22$	$0.22 \leq T \leq 0.9$	$0.9 < T$
	$k_{hc0} = 2.15 \cdot T^{1/3}$	$k_{hc0} = 1.30$	$k_{hc0} = 1.21 \cdot T^{-2/3}$
III 種	$T < 0.34$	$0.34 \leq T \leq 1.4$	$1.4 < T$
	$k_{hc0} = 1.72 \cdot T^{1/3}$	$k_{hc0} = 1.20$	$k_{hc0} = 1.50 \cdot T^{-2/3}$

### 第 3 編 耐震設計

表 3-14 レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度の標準値 ( $k_{hc0}$ )

地盤種別	固有周期 T(s) に対する $k_{hc0}$ の値		
I 種	$T < 0.3$ $k_{hc0} = 4.46 \cdot T^{2/3}$	$0.3 \leq T \leq 0.7$ $k_{hc0} = 2.0$	$0.7 < T$ $k_{hc0} = 1.24 \cdot T^{-4/3}$
II 種	$T < 0.4$ $k_{hc0} = 3.22 \cdot T^{2/3}$	$0.4 \leq T \leq 1.2$ $k_{hc0} = 1.75$	$1.2 < T$ $k_{hc0} = 2.23 \cdot T^{-4/3}$
III 種	$T < 0.5$ $k_{hc0} = 2.38 \cdot T^{2/3}$	$0.5 \leq T \leq 1.5$ $k_{hc0} = 1.50$	$1.5 < T$ $k_{hc0} = 2.57 \cdot T^{-4/3}$

- 1) レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値に地域別補正係数を乗じた値の下限値をタイプ I で 0.40、タイプ II で 0.60 としたのは、設計水平震度が長周期領域においても地盤面における水平震度を下回らないことおよび長周期領域においても中間周期領域における設計水平震度を大きく下回らないようにすることを意図したものである。
  
- 2) 構造物特性補正係数を考慮した設計水平震度の下限値を  $0.40 \cdot C_z$  としたのは、固有周期が長い構造物等では設計水平震度が極端に小さくなる場合も生じるが、このような場合においても構造物に一定以上の耐力を付与し、耐力の過度に低い構造物が設計されないことに配慮したものである。
  
- 3) 地域別補正係数  $c_{Iz}$  および  $c_{IIz}$  は、本編第 2 章 表 3-2 に示すとおりとする。
  
- 4) レベル 2 地震動に対する耐震性能照査における砂質土層の液状化の判定においては、次式により算出する地盤面における設計水平震度を用いるものとする。

$$k_{hg} = c_z \cdot k_{hgo}$$

ここに、 $k_{hg}$  : レベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度(小数点以下 2 けたに丸める)

$c_z$  : 地域別補正係数

$k_{hgo}$  : レベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値

表 3-15 レベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値 ( $k_{hgo}$ )

地震動 タイプ	地 盤 種 別		
	I 種	II 種	III 種
タイプ I	0.50	0.45	0.40
タイプ II	0.80	0.70	0.60

### 第3編 耐震設計

5) 構造物特性補正係数 $C_s$ は、道路橋示方書V.耐震設計編6.4.5項に基づき算出する。

完全弾塑性型の復元力特性を有する1自由度震度系にモデル化が可能な構造系に対する構造物特性補正係数 $c_s$ は、エネルギー一定則に基づき下式により算出することができる。

$$c_s = 1 / (2 \times \mu_a - 1)^{1/2}$$

ここに、 $c_s$  : 構造物特性補正係数

$\mu_a$  : 完全弾塑性型復元力特性を有する構造系の許容塑性率

許容塑性率の算出は、橋脚の基部に主たる塑性化を考慮する鉄筋コンクリート橋脚の場合には、耐震性能に応じて道路橋示方書V.耐震設計編10.2項の(3)に示される式(10.2.3)および式(10.2.4)に基づきおこなうものとする。

また、ラーメン橋のように、橋脚基部以外の部位にも主たる塑性化を考慮する場合には、橋全体系に対する非線形静的解析等をおこなうことにより、降伏変位と終局変位を求め、これらの値を用いて同式により許容塑性率を算出することができる。

(2) 同一の設計振動単位において、許容塑性率や地盤種別が変化した場合には異なった設計水平震度を与えることになるが、同一の設計振動単位においては、同じ地震力を考慮することが望ましいため、原則として同一の設計振動単位では設計水平震度は同一の値を用いることとする。

#### 5-4-4 耐震性能2の照査

- (1) 耐震性能2の照査は、当該部材に設定した限界状態を超えていないことを照査することにより行う。
- (2) 耐震性能2の照査にあたり設定する橋の限界状態は、橋としての機能の回復を速やかにおこなうようにするため、塑性化を考慮する部材と塑性化させない部材を明確に区分するものとし、地震時には、塑性化を考慮した部材にのみ塑性化が生じるようにした上で、生じる損傷が修復を容易に行い得る程度のもので定める。
- (3) 単柱式鉄筋コンクリート橋脚ならびに一層式の鉄筋コンクリートラーメン式橋脚は、道路橋示方書V.耐震設計編6.4.6項により照査を行う。
- (4) 橋脚基礎は、道路橋示方書V.耐震設計編6.4.7項により照査を行う。
- (5) 橋台基礎は、原則として橋台周辺地盤が橋台に影響を与える液状化が生じると判定された場合、道路橋示方書V.耐震設計編6.4.8項により照査を行う。
- (6) 上部構造は、地震の影響を支配的に受ける上部構造を対象として、道路橋示方書V.耐震設計編6.4.9項により照査を行う。

第3編 耐震設計

(7) 支承部は、道路橋示方書V. 耐震設計編 6.4.10 項により照査を行う。

(1) 耐震性能 2 の照査をおこなう場合、一般的な桁橋における各部材に対して設定される限界状態と主たる照査項目をまとめて下表に示す。

表 3-16 耐震性能 2 に対する主な照査項目

(一般的な桁橋で、橋脚に主たる塑性化を考慮することを設計条件とした場合の例)

耐震性能 2 を満足する各部材の限界状態の組み合わせ			耐震性能の観点		主な照査項目
			照査において 支配的となる 観点		
上部構造	遊間	損傷が生じない限界の状態	耐震設計上の修復性	耐震設計上の供用性	上部構造端部の遊間の設計値 ＜上部構造端部の遊間
支承部	弾性支承	安定した力学特性を示す限界の状態	耐震設計上の修復性	耐震設計上の供用性	せん断ひずみ ＜許容せん断ひずみ
	鋼製支承			耐震設計上の安全性	断面力＜耐力 水平地震力＜水平耐力
橋脚		損傷の修復を容易におこなう得る限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	慣性力＜地震時保有水平耐力 残留変位＜許容残留変位
基礎		副次的な塑性化にとどまる限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	設計水平震度 ＜基礎の降伏耐力 作用せん断力＜せん断耐力
	フーチング	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	作用曲げモーメント ＜降伏曲げモーメント 作用せん断力＜せん断耐力

### 第3編 耐震設計

(3) 鉄筋コンクリート橋脚における耐震性能 2 の照査は、鉄筋コンクリート橋脚の塑性領域を考慮した変形性能により照査を行う。

- 1) 鉄筋コンクリート橋脚は、地震時保有水平耐力  $P_a$  が、当該橋脚が支持している上部構造部分の重量  $W_u$  と橋脚重量  $W_p$  により求まる等価重量  $W$  にレベル 2 地震動の設計水平震度  $k_{hc}$  を乗じて算出される慣性力以上となるように設計する。

$$k_{hc} \cdot W \leq P_a$$

ここに、 $k_{hc}$  : レベル 2 地震動の設計水平震度

$W$  : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)

$P_a$  : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力(N)

地震時保有水平耐力法に用いる等価重量  $W$  は、道路橋示方書 V. 耐震設計編 6.4.6 項に示される式(6.4.8)に基づき算出する。

また、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力  $P_a$  は、道路橋示方書 V. 耐震設計編 10.2 項による。

- 2) 鉄筋コンクリート橋脚は震災後の修復の容易性を考慮し、橋脚に生じる残留変位が許容残留変位以下であるように設計する。

$$\delta R \leq \delta R_a$$

ここに、 $\delta R$  : 橋脚の残留変位(mm)

$\delta R_a$  : 橋脚の許容残留変位(mm)

橋脚の残留変位  $\delta R$  は、道路橋示方書 V. 耐震設計編 6.4.6 項に示される最大応答塑性率を式(6.4.10)により算出し、この値により式(6.4.9)に基づき算出するものとする。

- 3) 橋脚の許容残留変位は、地震による損傷を限定された範囲にとどめ、橋としての機能回復を速やかにおこなうことを要求性能として耐震性能 2 に求めているため、原則として橋脚下端より上部構造の慣性力作用位置までの高さの 1/100 とする。
- 4) 許容残留変位の規定により設計が著しく不合理となるような高橋脚等においては、動的解析による検討を実施する等により、橋全体としての耐震性能確保の観点より別途定める。
- 5) ラーメン橋の橋脚のように上下部構造が一体的に挙動する橋を静的照査法にて耐震性能 2 の照査を非線形静的解析による場合には、下部構造慣性力の分布の影響により等価重量の算定方法が不明確となる。

したがって、非線形静的解析により耐震性能 2 の照査をおこなう場合、橋全体系における降伏水平震度  $k_{hy}$  を求め、レベル 2 地震動の設計水平震度  $k_{hc}$  を直接比較を行う。

$$k_{hc} < k_{hy}$$

ここに、 $k_{hc}$  : レベル 2 地震動における設計水平震度

$k_{hy}$  : 橋全体系における降伏水平震度

また、残留変位の照査にあたっては、橋全体系に対する非線形静的解析を行うことにより、終局水平震度  $k_{hu}$  を求め、エネルギー一定則を適用することにより下式により最大応答塑性率  $\mu_{rt}$  を算出し、残留変位  $\delta R$  を道路橋示方書 V. 耐震設計編 6.4.6 項に示される式(6.4.9)により算出する。

### 第3編 耐震設計

$$\mu_{rT} = 1/2 \{ (c_{2z} \cdot k_{hco}/k_{hu})^2 + 1 \}$$

- ここに、 $\mu_{rT}$  : 橋全体系の最大応答塑性率  
 $c_{2z}$  : 地域別補正係数で地震動のタイプに応じてCIZまたはCIZを用いる  
 $k_{hco}$  : レベル2地震動の設計水平震度の標準値  
 $k_{hu}$  : 橋全体系の終局水平震度

- 6) 鉄筋コンクリート橋脚が曲げ破壊型の場合、弾性限界域以降の非線系域において靱性を許容する設計を地震時保有水平耐力法ではおこなっており、橋脚には弾塑性応答変位が生じ、この弾塑性応答変位が鉄筋コンクリート橋脚の有している終局水平変位以下である場合に、その鉄筋コンクリート橋脚は十分な変形性能を有していると判断される。この変形可能な性能を評価したものが塑性率であり、これに安全率を持たせて評価したものが許容塑性率である。

すなわち、塑性域における変位と弾性限界変位である降伏変位の比が塑性率であり、最大可能な変位である終局変位と降伏変位の比に安全率を考慮したものが許容塑性率である。

- 7) 弾塑性応答変位( $\delta p$ )とは、鉄筋コンクリート橋脚が弾性応答をすると仮定した場合の地震力を受けたときの、橋脚に生じる弾塑性変形による水平変位を示し、この変位と降伏変位( $\delta y$ )の比が応答塑性率( $\mu$ )である。

$$\text{応答塑性率}(\mu) = \delta y / \delta p$$

- 8) 道路橋示方書においては、鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の照査は、力を指標としておこなうことを基本としているが、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚においては、変位を指標としてその照査をおこなうことも可能であり、変位を指標とした場合の照査式は下式のように表される。

$$\mu_r \leq \mu_a$$

ここに、 $\mu_r$  : 橋脚の最大応答塑性率

$\mu_a$  : 橋脚の許容塑性率

- 9) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚における面内方向の耐震性能2の照査を地震時保有水平耐力法によりおこなう場合、ラーメン橋脚全体の水平荷重-水平変位の骨格曲線を求め、エネルギー一定則を適用するものとし、その基本的な項目を下記に示す。

- イ) 塑性ヒンジは柱上下端およびはり両端部の複数箇所に発生する。
- ロ) 塑性ヒンジでの曲げモーメントの曲率関係は軸力に応じて変化する。
- ハ) 終局状態は、構造系が不安定な状態(2柱式ラーメン橋脚では4箇所の塑性ヒンジが終局)に達した状態、もしくは、塑性ヒンジの断面に生じる曲率が、当該断面の終局曲率の2倍に達する状態のいずれか早い状態とする。
- ニ) ラーメン橋脚面外方向の耐震性能2の照査は、各柱部材を1本柱とみなし、それぞれ1本柱としての地震時保有水平耐力法を適用する。

(4) 橋脚基礎は、基礎が地中部に存在することから橋脚躯体等と比べ損傷の発見が困難であり、また、損傷が発生した場合の補修も大規模とならざるを得ないことより、表 3-16 に示す耐震性能 2 の照査を行う。

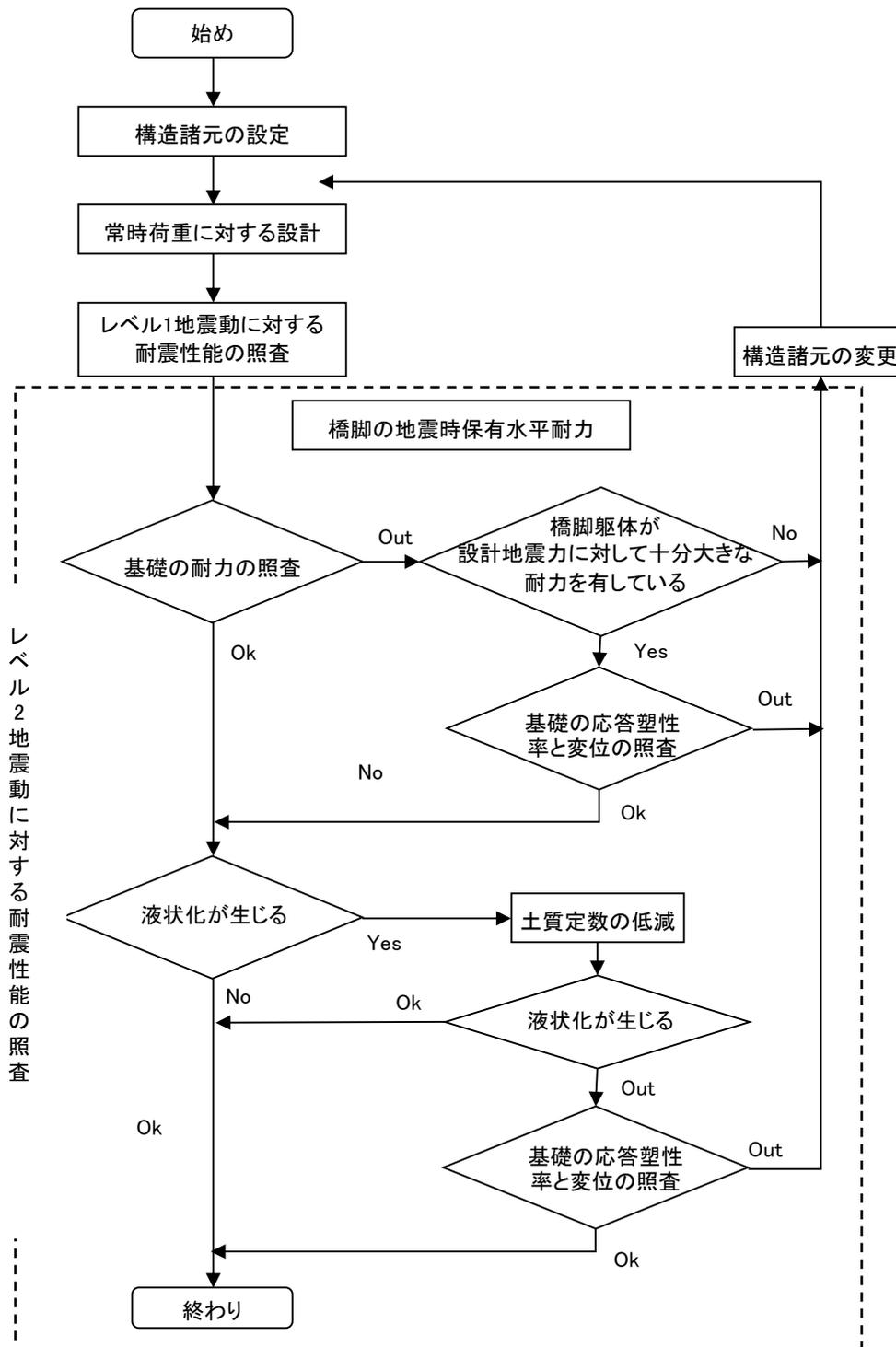


図 3-23 レベル 2 地震動に対する橋脚基礎構造物の照査手順

### 第3編 耐震設計

- 1) 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震性能 2 の照査は、橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合には、死荷重および次式により算出する設計水平震度に相当する慣性力を荷重として考慮するものとする。また、橋脚に生じる応答が弾性域に留まる場合には、橋脚基部に生じる断面力を荷重として考慮する。

$$khp = c \cdot dF \cdot Pu / W$$

- ここに、khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度  
c dF : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度算出のための補正係数(=1.1)  
Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局耐力(N)  
W : 震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)

- 2) 耐震設計上の地盤面より上方に存在する地中の構造部分については、地盤面における設計水平震度に相当する慣性力を考慮するものとする。地中の構造部分に作用させる設計水平震度についてはまだ未解明な点が残されているが、橋脚の下端から伝達される断面力と合わせる設計水平震度としては地盤面における設計水平震度を用いる。

- 3) 橋脚基礎は上記 1)～2)の荷重を作用させたときに、道路橋示方書V.耐震設計編 12.3 項に規定する基礎の降伏に達しないことを照査することを原則とする。

参考までに杭基礎における基礎の降伏状態を下記に示す。

- 1) 全ての杭において杭体が降伏する。  
2) 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。

- 4) 橋脚が設計水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有する場合、または、液状化の影響がある場合等のやむを得ない場合には、橋脚基礎に塑性化が生じることを考慮してもよい。なお、設計水平震度に対して橋脚の終局水平耐力の大きな余裕を有する場合の目安としては、次式の関係を満足しているときと考えてよい。

$$Pa \geq 1.5 \cdot khc \cdot W$$

- ここに、Pa : 基礎が支持する橋脚の終局水平耐力(N)  
khc : レベル 2 地震動の設計水平震度  
W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)

- 5) 上記 4)項により橋脚基礎の耐震性能 2 の照査をおこなう場合には、算出される橋脚基礎の応答塑性率および応答変位が道路橋示方書V.耐震設計編 12.5 項に規定される橋脚基礎の許容塑性率および許容変位以下となることを照査するものとする。

橋脚基礎の許容塑性率および許容変位を下記に示すものとする。

- 1) 許容塑性率の目安： $\mu a = 4$

ただし、場所打ち杭基礎の軸方向鉄筋に SD390 や SD490 の鉄筋を用いる場合には許容塑性率は 2 を目安とするのがよい。

- 2) 許容変位の目安：基礎天端あるいはフーチング底面における回転角で 0.02rad

(5) 橋台基礎における耐震性能 2 の照査は、橋台および橋台基礎に対する既往の被災事例を鑑み、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ついては、照査を行う。

ただし、橋の機能の速やかな回復が困難と判断される橋（例えば、橋長が 25m 以下の単径間の橋レベル 2 地震動に対する照査を省略することができる。

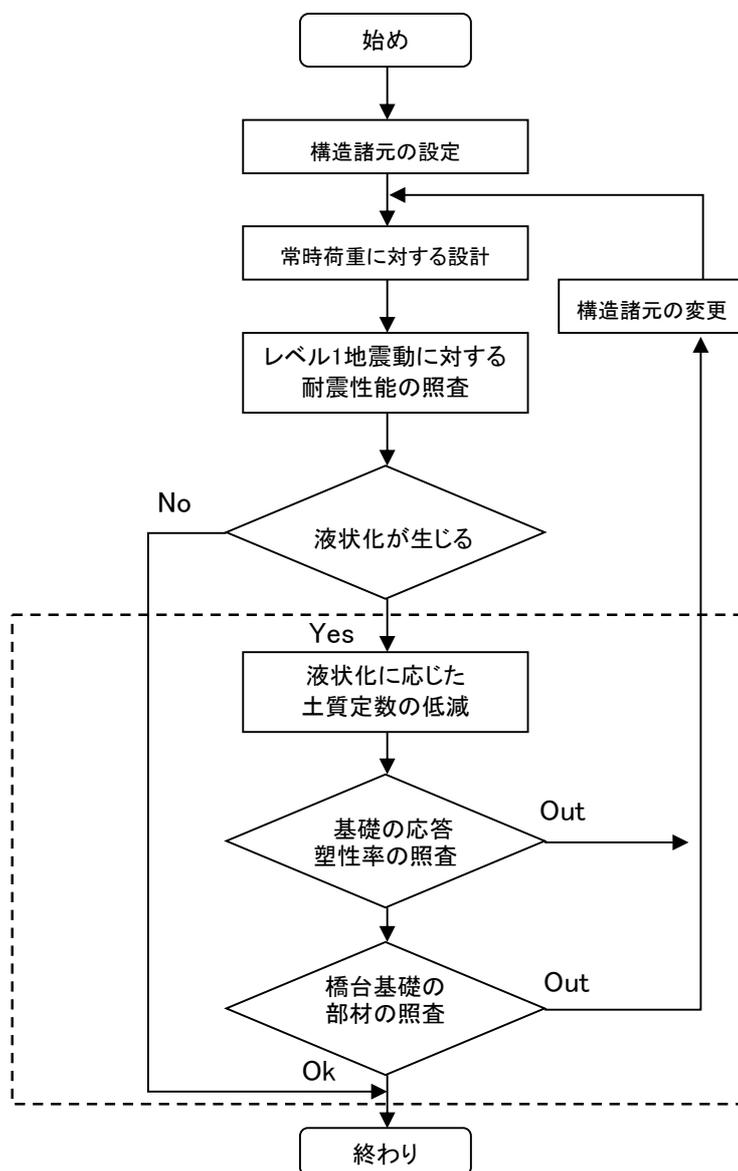


図 3-24 レベル 2 地震動に対する橋台基礎構造物の照査手順

### 第3編 耐震設計

- 1) 橋台基礎の照査に用いる設計水平震度は、橋台および橋台基礎の地震時挙動が背面土の振動に支配されると考えられるため、地盤面における設計水平震度を考慮するものとし、次式により算出する。

$$k_h A = c_A \cdot c_{2z} \cdot k_{hg0}$$

ここに、 $k_h A$  : 地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査に用いる設計水平震度

$c_A$  : 橋台基礎の設計水平震度の補正係数(=1.0)

$c_{2z}$  : 地域別補正係数で地震動のタイプに応じてCIZまたはCIIZを用いる

$k_{hg0}$  : レベル2地震動の地盤面における設計水平震度の標準値

- 2) 橋台基礎の照査に用いるレベル2地震動の地盤面における設計水平震度は、値の大きいタイプIIの地震動の地盤面における設計水平震度を用いる。

ただし、土質定数の低減をする場合における低減係数DEは、タイプIおよびタイプIIの地震動に対して求められる値の小さな値を用いる。

- 3) 橋台基礎の耐震性能2の照査は、道路橋示方書V.耐震設計編13.3項の規定に準じてエネルギー一定則により橋脚基礎の照査と同様に、橋台基礎の応答塑性率を推定し、この値が許容塑性率以下となることを照査する。

橋台基礎の応答塑性率を上述の規定により算出した場合の許容塑性率は3を目安としてよい。ただし、軸方向鉄筋にSD390又はSD490の鉄筋を使用する場合の場所打ち杭基礎については、各杭体の変位量が大きくなることを考慮して塑性化を許容しないのがよい。

- (6) 上部構造における耐震性能2の照査は、橋軸方向に地震力が作用する場合におけるラーメン橋、アーチ橋および吊構造を有する橋、橋軸直角方向に地震力が作用する場合における幅員に比較して固定支間長の長い橋等のように地震の影響を支配的に受ける上部構造について、照査を行う。

- 1) 上部構造においては、地震の影響が上部構造の設計上支配的となり、地震時に上部構造に塑性化を生じさせないようにすることにより、極端に不経済な設計となることが予想される場合以外は、直接交通の供用に関わる部材であることから、耐震設計上の観点からは、基本的に塑性化を生じさせないようにすることが望ましい。

- 2) 地震の影響が上部構造の設計上支配的となるような構造形式の橋において、上部構造に塑性化を生じさせない場合には、上部構造の照査は道路橋示方書II.鋼橋編およびIII.コンクリート橋編により照査を行う。

- 3) 鋼上部構造における主桁およびアーチリブ等については、塑性域での耐力および変形性能に関する知見が現時点においてもまだ未解明な部分が多いため、塑性化を考慮しないことを原則とする。

ただし、着目している部材について試験あるいは詳細なる解析を実施することにより、その安全性を確認することができた場合には、塑性化を考慮してもよい。

- 4) プレストレストコンクリート上部構造によるラーメン橋は、地震時の塑性化を生じさせないことを目的に、補強鉄筋を多く配置することによりプレストレスの損失が大きくなることが予想されるため、主たる塑性化を橋脚に考慮するものとした上で、上部構造に副次的な塑性化を考慮してもよい。

### 第3編 耐震設計

- 5) プレストレストコンクリート上部構造によるラーメン橋において、上部構造に副次的な塑性化を考慮する場合、損傷は軽微なものに抑え、恒久復旧をおこなわずとも長期的に供用性を維持できる状態を限界性能とし、上部構造に生じる最大応答曲率が応急復旧の不要とみなせる許容曲率以下とすることにより限界状態を維持できるものとして判断することができる。

この場合における応急復旧が不要とみなせる上部構造の許容曲率を下表に示す。

表 3-17 応急復旧が不要とみなせる上部構造の許容曲率

照査の方向	応答曲げモーメントに対する引張縁側に、緊張した PC 鋼材を配置している場合	曲げモーメントに対する引張縁側に緊張した PC 鋼材を配置していない場合
橋軸方向	PC 鋼材が弾性限界に達する曲率	最外縁鉄筋が降伏点に達する曲率 ただし、主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重作用時の圧縮縁応力度が $2\text{N/mm}^2$ 以上の場合、最外縁鉄筋の引張ひずみが $0.005$ に達する曲率
橋軸直角方向	ウェブ最外縁鉄筋が降伏または PC 鋼材が弾性限界に達する曲率	

なお、表 3-17 に示される許容曲率の値は、鋼材に付着があり、上フランジ幅に対する外ウェブ間の幅の比率が  $0.54$  の場合の実験結果に基づいて設定されたものである。したがって、鋼材に付着のない場合や張出しフランジの比率が一般的な上部構造に比べ大きい場合などは、別途十分な検討が必要である。

- (7) 支承部における耐震性能 2 の照査は、支承部の挙動が橋全体系への挙動に及ぼす影響を適切に考慮するとともに、上部構造の慣性力が下部構造に確実に伝達させることを念頭に、道路橋示方書 V. 耐震設計編 15 章の規定に準じて行う。

第6章 動的照査法による耐震性能の照査方法

6-1 一般

地震時の挙動が複雑な橋は、動的照査法により耐震性能の照査を行い、その結果を耐震設計に反映させるものとする。

(1) 地震時の挙動が複雑な橋においては、静的照査法による耐震性能の照査では、地震時における橋の挙動を十分に表すことができない場合がある。

したがって、地震時の挙動が複雑な橋は、動的照査法により耐震性の照査を行う。

(2) 地震時の挙動が複雑な橋とは、静的照査法では十分な精度で地震時の挙動を表すことができない橋、また、静的照査法の適用性が限定される橋を指し、一般に下記に示す場合である。

- 1) 橋の応答に主たる影響を与える固有振動モードの形状が静的照査法で考慮する1次の固有振動モードの形状と著しく異なる場合。
- 2) 橋の応答に主たる影響を与える固有振動モードが2種類以上ある場合。
- 3) レベル2地震動に対する耐震性能の照査において、塑性化が複数箇所が生じる可能性がある場合、又は、複雑な構造で塑性化がどこに生じるかはっきりしない場合。
- 4) レベル2地震動に対する耐震性能の照査において、構造部材や橋全体系の非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分に検討されていない場合。

(3) 橋の構造形式と耐震性能の照査に適用可能な照査方法については、下記の表を参考にしてよい。

表.3-18 耐震性能の照査に適用できる耐震計算法

照査する耐震性能	橋の動的特性 地震時の挙動が複雑ではない橋	静的解析の適用が限定される橋		
		塑性化やエネルギー吸収を複数個所に考慮する橋又はエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない構造の橋	高次モードの影響が懸念される橋	塑性ヒンジが形成される箇所がはっきりしない橋、又は複雑な振動挙動をする橋
耐震性能 1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能 2 耐震性能 3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋の例	<ul style="list-style-type: none"> <li>・固定支承と可動支承により支持される桁橋（曲線橋を除く）</li> <li>・両端橋台の単純桁橋（免震橋を除く）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・弾性支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋（両端橋台の単純橋を除く）</li> <li>・免震橋</li> <li>・ラーメン橋</li> <li>・鋼製橋脚に支持される橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・固有周期の長い橋</li> <li>・橋脚高さが高い橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋</li> <li>・アーチ橋</li> <li>・トラス橋</li> <li>・曲線橋</li> </ul>

- (4) ラーメン橋の面内方向において耐震性能の照査をおこなうにあたっては、その構造系が単純で特定の固有振動モードが卓越し、主たる塑性化の生じる部位が明確になっている場合には、卓越する固有振動モードのモード形状を考慮して静的な地震力に置換え、これを作用させたブッシュオーバー解析により橋全体系の非線形挙動を解析し、これとエネルギー一定則等を組合わせた静的照査法によって耐震性能の照査を行ってもよい。

## 6-2 動的照査法に用いる地震動

動的照査法により耐震性能の照査を行うにあたり用いる地震動は、道路橋示方書V.耐震設計編7.2項による。

- (1) 時刻歴で与えられる入力地震動を外力項とする振動系の運動方程式を逐次数値解析により解くことにより、振動系の応答値を時々刻々と求める時刻歴応答解析法を用いて部材の塑性化やエネルギー吸収を考慮した耐震性能2又は耐震性能3の照査をおこなう場合には、入力する地震動としては、一般に1波形だけではなく、3波形程度を用いるのがよい。
- (2) 動的照査法による耐震性能2の照査を行う場合、3波形程度の地震動に対して動的解析を行い、その結果から求められる応答値を平均し、その平均値を応答値として照査を行うのがよい。  
ただし、部材の挙動が弾性域の範囲内となる耐震性能1の照査においては、入力する地震動は1波形でよい。
- (3) 橋全体系をモデル化して動的解析をおこなう場合に、下部構造の設置位置によって地盤種別が異なる場合がある。このような場合には、各々の地盤種別に対する地震動を用いて動的解析をおこない、影響の大きい結果を用いて照査を行うのがよい。
- (4) 一般に地震動は、橋軸方向及び橋軸直角方向に別々に入力すればよい。  
なお、曲線橋のように、橋脚ごとに地震の影響が大きい方向が異なる場合、あるいは橋全体系の構造が非対称で入力振動の振幅の正負を変えた場合に応答が大きく変わる場合には、入力方向を適切に変化させて部材ごとに影響が大きい方向を照査の対象とすればよい。
- (5) タイプIおよびタイプIIの時刻歴応答解析に用いる入力地震動としては、道路橋示方書V.耐震設計編に示される標準化速度応答スペクトルに近い特性を有するように既往の代表的な強震記録を振幅調整した下表に示すものを用いる。

第3編 耐震設計

表. 3-19 動的解析に用いる代表的な強震記録

地震動のタイプ	地盤種別	地震名	記録場所および成分
タイプ I	I 種地盤	平成 15 年 十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上 EW 成分
		平成 23 年 東北地方太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上 EW 成分
			新晩翠橋周辺地盤上 NS 成分
	II 種地盤	平成 15 年 十勝沖地震	直別観測点地盤上 EW 成分
		平成 23 年 東北地方太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上 EW 成分
			阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS 成分
	III 種地盤	平成 15 年 十勝沖地震	大樹町生花観測点地盤上 EW 成分
		平成 23 年 東北地方太平洋沖地震	山崎震動観測所地盤上 NS 成分
			土浦出張所構内地盤上 EW 成分
タイプ II	I 種地盤	平成 7 年 兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS 成分
			神戸海洋気象台地盤上 EW 成分
			猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS 成分
	II 種地盤		JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分
			JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分
			大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W 成分
			東神戸大橋周辺地盤上 N12W 成分
			ポートアイランド内地盤上 NS 成分
			ポートアイランド内地盤上 EW 成分
III 種地盤			

6-3 解析方法および解析モデル

- (1) レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査では、弾性域における橋の動的特性を評価できる解析方法を用いる。
- (2) レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 の照査では、必要に応じて塑性化を考慮する部材の非線形の効果を含めた橋の動的特性を評価できる解析方法を用いる。
- (3) 解析モデルの設定にあたっては、対象部材の破壊形態を確認し、適切な解析モデルを作成しなければならない。

(1) 一般に橋の動的解析に用いられる解析方法としては、応答スペクトル法と時刻歴応答解析法があり、これらの動的解析法の特徴をよく理解し、解析の目的および入力地震動レベルに応じて適切な解析方法を用いる必要がある。

なお、橋全体系の地震時の挙動を表す解析モデルを作るためには、構造物の形状を表現するために必要な節点と構造要素、慣性力の作用を考慮するために必要な構造物の質量分布、力学的特性を求めるときに必要な構造要素の断面特性（断面積、断面二次モーメントなど）、部材に発生する断面力と変形の関係を表現するための非線形履歴モデル、対象とする構造物の境界条件（例えば、隣接橋や地盤との境界部分のモデル化）等が必要となる。各々についての基本的な考え方は、道示V7.3.2 解説を参考にするのがよい。

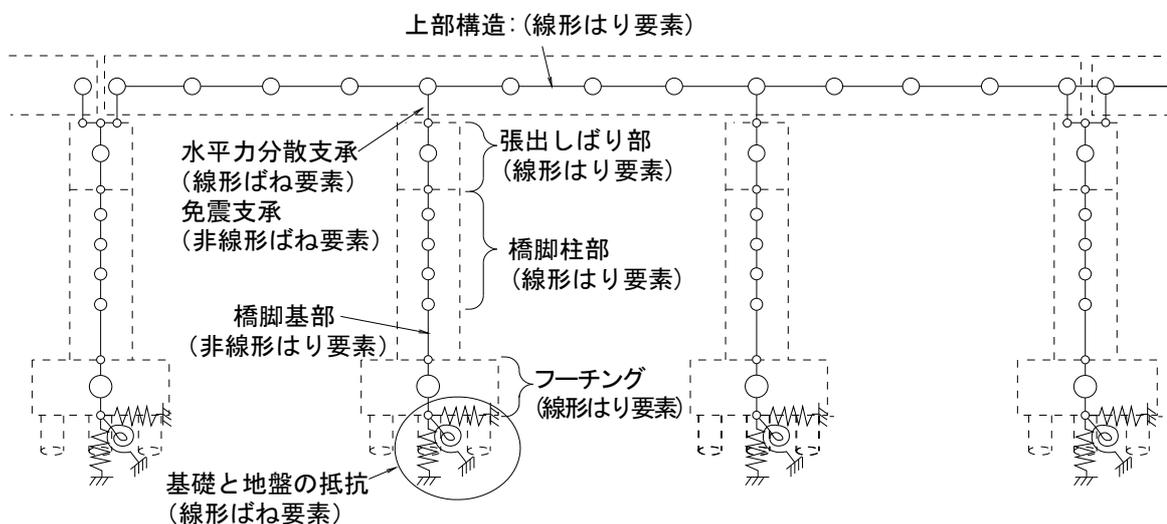


図 3-25 橋の解析モデルの例

### 第3編 耐震設計

固有値解析に用いる部材剛性は、表 3-20 に示す部材剛性を用いて固有振動特性を求める必要がある。

表 3-20 モード減衰定数を算定する際の固有値解析に用いる部材剛性

構造要素		レベル1 地震動	レベル2 地震動
上部構造	鋼構造	降伏剛性	降伏剛性
	コンクリート構造	コンクリート総断面剛性	等価剛性
支承	弾性支承	等価剛性	等価剛性
	免震支承	等価剛性	等価剛性
橋脚	鋼構造	降伏剛性	降伏剛性
	コンクリート構造	コンクリート総断面剛性	降伏剛性
基礎	I 種地盤上の基礎	等価剛性	等価剛性
	II 種地盤上の直接基礎		
	上記以外の条件の基礎		

動的解析の実施にあたって用いる等価減衰定数は、道示 V. 7. 3. 2 の表解 7. 3. 1 に示される値（表 3-21）を目安としてよい。また、構造部材の非線形性を非線形履歴モデルで表現した場合、その部材の履歴減衰は履歴モデルにより自動的に解析に取り込まれるため、非線形履歴モデルを用いて表現した部材の減衰定数は、鉄筋コンクリート橋脚およびコンクリートを充てんした鋼製橋脚では 0.02、コンクリートを充てんしない鋼製橋脚では 0.01 としている。

Rayleigh 減衰モデルは、着目する方向における卓越する固有振動モードの振動数及び減衰定数をよく表すように値を定める必要があり、機械的に小さな減衰となるモード次数を選択するのではなく、固有振動モード図等を確認しながら、応答に寄与するモードを適切に選択する必要がある。

また、初期剛性が高く、比較的小さな変位で降伏する積層ゴム系の免震支承や摩擦減衰が大きくなすべり系の支承のような部材が設計振動単位に存在する場合、初期剛性により減衰効果が過大に評価され橋梁の応答が小さくなることがあるため、当該要素の比例定数のみ  $\beta=0$  とする等により粘性減衰力にその影響が及ばないようにする必要がある。

第 3 編 耐震設計

表 3-21 各構造要素の減衰定数の標準値

構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル : 0.01)	0.03	—	
弾性支承	0.03 (使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数)		—	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
橋脚	0.03	0.05	0.01: コンクリートを充てんしない場合 0.02: コンクリートを充てんする場合	0.02
基礎	0.1 : I 種地盤上の基礎及び II 種地盤上の基礎 0.2 : 上記以外の条件の基礎		—	

(2) 非線形履歴モデルは、骨格線を基本にしなが、正負の繰返し荷重が作用する際の除荷時と再載荷時の力と変形の関係ルール化したものである。ここに橋を構成する要素の中で、実用的な非線形履歴モデルとして提案されている幾つかの非線形履歴モデルを示す。

1) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材の復元力特性をモデル化した非線形履歴モデルは多数提案されているが、いずれのモデルもこの剛性低下と最大点指向が必ず考慮されている。道示V10.2では、鉄筋コンクリート部材の非線形履歴モデルとしてTakeda型モデルが紹介されている。図3-25に、Takeda型モデルの復元力特性を示す。

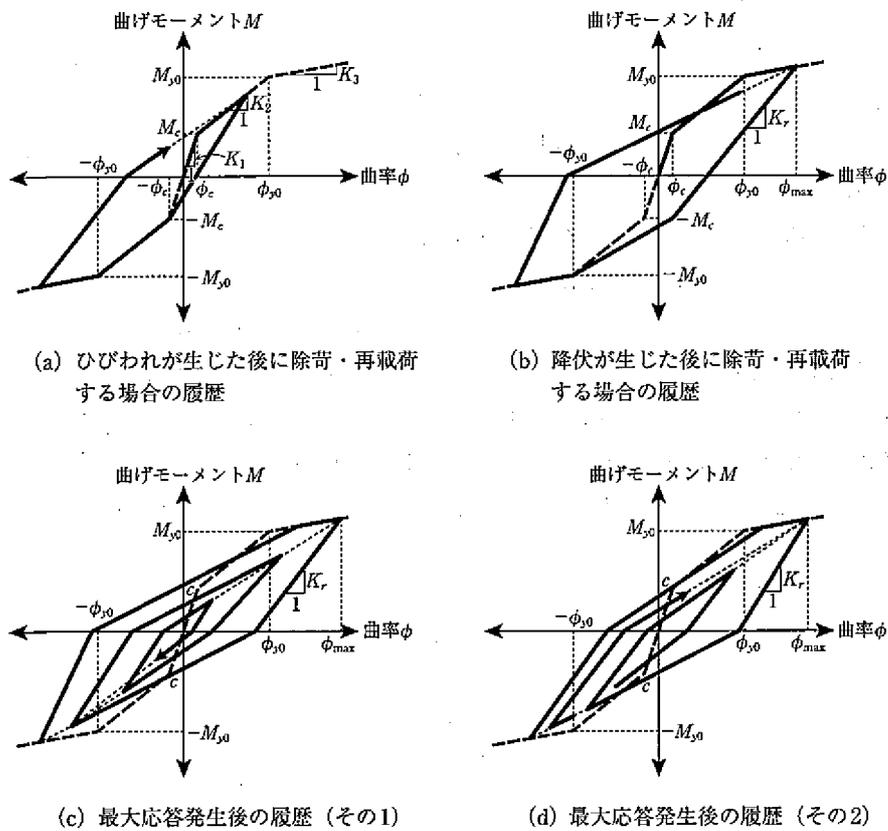


図3-26 鉄筋コンクリート断面の非線形履歴モデル (Takeda型モデル) の概念図

1) 鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ区間。

道示V10.2では、塑性ヒンジ領域の荷重-変形関係は降伏限界の点を降伏点とする完全弾塑性型の骨格曲線で表すことが規定されている。図3-26は塑性ヒンジ区間に用いる非線形履歴モデルである。塑性ヒンジ区間の非線形特性を表す非線形履歴モデルは、ひび割れ点を無視したTakeda型モデルで表しているが、図3-26に示すTakeda型モデルの除荷時剛性 $K_\gamma$ は下式によって与えられる。

$$K_\gamma = K_1 \left( \phi_{\max} / \phi_y \right) - \alpha$$

$K_1$  : 降伏剛性 (一次剛性) (N・mm<sup>2</sup>)

$\phi_{\max}$  : 最大曲率(1/mm)

$\phi_y$  : 降伏曲率(1/mm)

$\alpha$  : 除荷時剛性低下指数 (設計の簡便さを考慮して、応答塑性率率の値にかかわらず0.5を用いる)

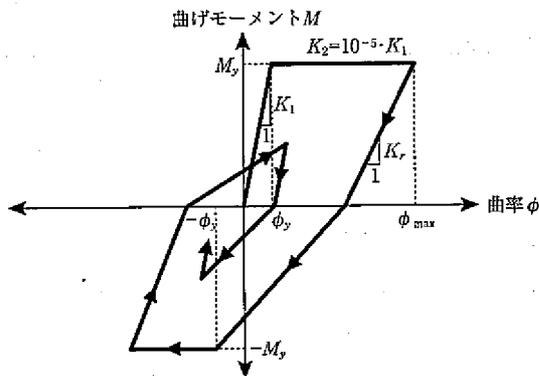


図3-27 鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ区間の非線形履歴モデル

2) 単柱式鋼製橋脚の非線形履歴モデル

バウジナー効果やひずみ硬化という性質を有する鋼材から作られた鋼部材の復元力特性は、移動硬化型バイリニアモデル (図3-27) やトリリニアモデル (図3-28) によって表すことができる。

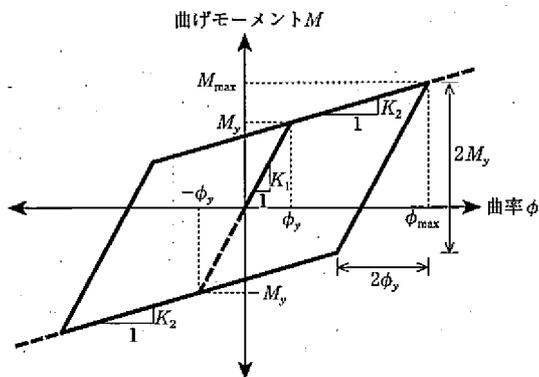


図3-28 バイリニアモデル (移動硬化則)

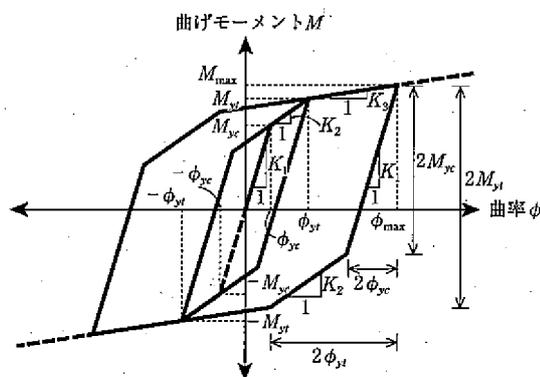


図3-29 トリリニアモデル (移動硬化則)

1) 免震支承の非線形履歴モデル

鉛プラグ入り積層ゴム支承や高減衰積層ゴム支承の復元特性は、ひずみが大きくなりハードニング現象が起きない領域であれば、紡錘形の安定した履歴ループを描くことが知られている。このため、免震支承の非線形履歴モデルとして図3-29が示すバイリニアモデルが一般に用いられる。

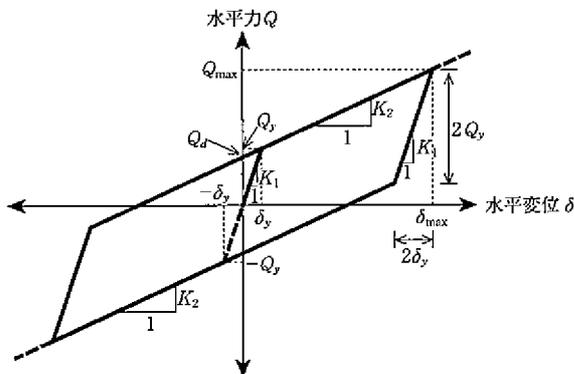


図3-30 積層ゴム系の免震支承に用いるバイリニアモデル

2) 積層ゴム支承の非線形特性の等価線形化

積層ゴム支承を対象とした正負交番載荷実験結果によると、免震支承ほど大きくはないが履歴ループを描き、履歴減衰効果として3%程度以上の減衰定数が得られることが多い。積層ゴム支承は、一般に図3-30に示すような線形せん断ばねで表し、履歴減衰効果は構造減衰として与えられる。

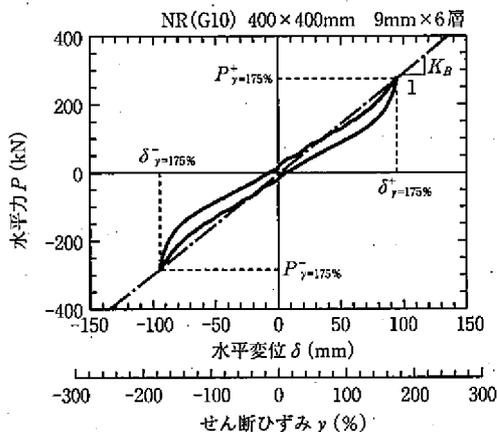


図3-31 積層ゴム支承の水平力 - 水平変位関係と水平方向剛性のモデル化

(3) 例えば、鉄筋コンクリート橋脚の非線形挙動を推定する場合には、解析モデルの設定前に、当該部材が曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移行型あるいはせん断破壊型のいずれであるかを把握しておくことが必要である。したがって、動的照査法により耐震性能を照査する場合であっても、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」10.2項に基づき、対象とする鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態をあらかじめ判定し、その破壊形態に応じて適切に非線形履歴特性をモデル化する必要がある。

## 6-4 耐震性能の照査

- (1) 動的照査法における耐震性能 1 の照査は、動的解析により算出された断面力および変位等を静的照査法による耐震性能 1 の照査に用いる許容値以下になることを照査する。
- (2) 動的照査法における耐震性能 2 の照査は、動的解析により算出された応答塑性率および応答変位に基づく残留変位などが、許容値以下になることを照査する。

(1) 動的照査法における耐震性能 2 の照査における、各構造物の照査項目等を下記に示すものとする。

1) 鉄筋コンクリート橋脚：

- イ) 塑性率に対する照査：応答塑性率が許容塑性率を超過していないことを照査する。
- ロ) せん断力に対する照査：応答せん断力がせん断耐力を超過していないことを照査する。
- ハ) 残留変位に対する照査：残留変位が許容残留変位を超過していないことを照査する。

2) 橋脚基礎構造：

- イ) 静的照査法による照査と同様に、道路橋示方書V.耐震設計編 6.4.7 項の規定に基づき照査を行う。

3) 上部構造：

- イ) 上部構造に塑性化を考慮する場合においては、動的解析による応答値が、道示V14.2.1 又は 14.3.1 に規定される塑性域での耐力及び許容変形量以下となることを照査する。
- ロ) 上部構造に塑性化を考慮しない場合においては、動的解析による応答値を用いて、鋼上部工主要部材に対しては割増係数 1.7 を考慮した許容応力度、コンクリート橋に対しては設計荷重時の照査に基づいて照査する。
- ハ) 桁遊間に対する照査：桁端遊間が、動的解析による最大相対変位に遊間余裕量（一般に 15mm）を加味した値以上であることを照査する。

4) 支承部：

- イ) 支承本体および取付部材に生じる応答断面力が当該部材の耐力以下となっていることを照査する。  
また、動的解析におけるモデルと実際の橋の条件との差異が必ず存在するため、橋全体としての耐震性能を確実に確保することに留意するために、橋全体としての水平耐力が過度に小さくないことや変形が過度に大きくないこと等に配慮することがよい。

したがって、動的照査法により耐震性能 2 を照査した橋に対して、橋脚の地震時保有水平耐力が下式を満足していることを照査するのがよい。

$$Pa \geq 0.4 \cdot c_{2z} \cdot W$$

ここに、Pa：橋脚の地震時保有水平耐力(N)

$c_{2z}$ ：レベル2地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて

$c_{Iz}$  又は  $c_{IIz}$  を用いる。

W：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)

## 第7章 橋梁形式別耐震性能の照査方法

### 7-1 地震時水平力分散構造の耐震性能照査方法

- (1) ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造は、耐震性能1の照査を静的照査法により、耐震性能2の照査を動的照査法により行う。
- (2) 地震時水平力分散構造にゴム支承を用いる場合には、地震時水平力分散ゴム支承または免震支承を用いる。
- (3) ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造の鉄筋コンクリート橋脚は、曲げ破壊がせん断破壊に先行することを原則とする。
- (4) 地震時水平力の分散率の設定にあたっては、橋脚躯体、基礎構造および支承寸法等に十分な配慮を行って決定する。

- (1) 地震時水平力分散構造には、ゴム支承あるいは免震支承を用いた弾性固定方式によるものと、固定支承を用いた多点固定方式によるものが存在するが、ここでは前者のものを対象とする。

ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造が適している条件は、下記のとおりである。

- 1) 橋脚高さが低く、下部構造の剛性が高い場合。
- 2) 橋脚高さ、基礎構造形式および基礎構造の規模が大きく異なる場合。
- 3) 基礎構造の周辺地盤があまり軟弱でない場合。
- 4) 支承に負反力が生じない場合。

ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造は、ゴム支承の変形により長周期構造になり、エネルギー一定則が成立しにくくなる複雑な挙動を示す橋梁構造形式に該当するため、耐震性能2の照査は動的照査法による。

- (2) 地震時水平力分散構造に用いるゴム支承は、レベル2地震動に対しても上部構造から下部構造への地震時水平力の伝達が十分に可能となる地震時水平反力分散ゴム支承または免震支承を用いるものとした。

道路橋示方書V.耐震設計編において免震設計を採用しないことが望ましい条件が示されているが、この条件はゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を用いる場合においても好ましい条件でないことに留意する。

### 第3編 耐震設計

このような場合には、免震支承を用いることで地震時水平力分散ゴム支承に比べ橋の耐震性能を向上させることが可能であるため、このような条件において地震時水平力分散構造を採用する場合には、免震支承の採用を検討する。ただし、この場合には免震支承の有するエネルギー吸収による地震時慣性力の低減効果を見込んではいない。

(3) 地震時水平力分散構造においては、全ての橋脚で地震力を分担し、ねばりある構造とすることが望ましい。一部の橋脚においてせん断破壊が先行する可能性を有すると全体系としてのねばりを損なうことが想定されるため、曲げ破壊先行となるように橋脚を設計するものとする。ただし、橋軸直角方向については、この限りではない。

(4) ゴム支承のバネ定数の設定方法としては、イ) 橋脚天端に作用する水平力、ロ) 橋脚下端における曲げモーメントのいずれかに着目している場合が多いが、一般的には橋脚下端における曲げモーメントを均等化することが望ましい。

ただし、基礎構造形式が杭基礎の場合には、水平力の影響も大きいためこれらの影響も十分に考慮してゴム支承のバネ定数を設定することが望ましい。

#### 7-2 免震構造の耐震性能照査方法

(1) 免震構造とは、道路橋示方書V.耐震設計編第9章に準じて免震設計をおこなった構造を示すものとする。

(2) 免震構造は、耐震性能1の照査を動的照査法あるいは静的照査法によりおこなうものとする。静的照査法で照査をおこなう場合には、免震支承の動的挙動を踏まえた適切なモデルを用いる必要がある。

(3) 免震構造は、耐震性能2の照査は動的照査法によりおこなうものとする。この場合、鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率は1.0以上とするが、応答塑性率は1.0以下として応答を弾性領域に留める。

(1) 道路橋示方書V.耐震設計編には、下記のような条件の場合に免震設計が好ましくないと既述されている。

- 1) 基礎周辺の地盤が土質定数を耐震設計上零にする土層に該当し、基礎の変位が大きくなり支承部に変形が生じにくくなることによって、免震効果が小さくなる場合。
- 2) 下部構造のたわみ性が大きく、もともと固有周期の長い橋では、免震効果が小さく、変位もさらに大きくなる場合。
- 3) 基礎周辺の地盤が軟らかく、橋を長周期化することにより地盤と橋の共振を引き起こし、橋に悪影響を及ぼす可能性を有する場合。
- 4) 活荷重および衝撃を除く主荷重により、ゴム製の支承本体に引張力が生じる場合。

このような条件は、ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造においても好ましい条件でないことに十分留意するものとし、このような場合には、構造形を根本的に見直すこと、例えば多点固定方式あるいはラーメン構造等を考慮し、橋の耐震性能を高める工夫を行う。

また、Ⅲ種地盤に免震構造の採用を検討するにあたっては、長周期化により慣性力の減衰効果を期待することが困難となることが想定されるが、このような場合には減衰性能の向上を免震設計の基本として考える。ただし、上部構造の地震時の応答変位が設計上許容される範囲内の留まるような配慮を行うことが必要である。

なお、道路橋示方書V.耐震設計編に示される免震設計は、免震支承による長周期化と履歴減衰に着目し慣性力の低減を図る方法であるが、この他にも摩擦減衰等に着目し慣性力の低減を図る構造もある。橋の構造特性等を十分に考慮し、対象としている橋に最も望ましい免震構造の採用を行う。

摩擦減衰に着目し慣性力の低減を図る方法においては、その1次剛性の値が大きいことにより、過度に減衰効果が評価されている場合があるため、動的解析にあたって採用する減衰モデルに留意することが必要である。

(2) 一般的に免震構造は、免震支承と橋脚に同時に非線形化を生じさせる構造であり、動的な挙動や履歴減衰を静的に評価することが難しく、また、支承が大きく変形するため地震時反力分散構造と同様にエネルギー一定則の適用性が十分に検討されていない構造であることより、レベル2地震動の耐震性能の照査を動的照査法により行う。

(3) 免震支承はその履歴減衰によって減衰性能を発揮するため、動的照査法により耐震性能の照査を行う。

動的照査法の手法として非線形動的解析を用いて耐震性能の照査を行う場合には、橋脚等の構造物を非線形部材としてモデル化しているため、免震支承についてもバイリニア型等の非線形部材としてモデル化を行う。

#### 7-3 ラーメン橋の耐震性能照査方法

(1) ラーメン橋は、耐震性能1の照査を静的解析法により、耐震性能2の照査を動的照査法により行う。

(2) ラーメン橋の橋軸方向の破壊形態の判定は、橋脚上下端の塑性ヒンジが終局曲げモーメントに達した状態を想定し、終局水平耐力を求め、破壊形態を判定する。

(3) ラーメン橋の橋軸方向地震力作用時の終局点は、いずれか1つの塑性ヒンジが終局点に達した時点とする。

(4) ラーメン橋の橋軸直角方向の耐震性能照査は、はじめに全体系の静的解析により固有周期と上部構造重量の算定をおこない、その後に1基の下部構造のそれが支持する上部構造部分を対象

として、レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査を行う。

- (1) ラーメン橋の耐震性能の照査は、耐震性能 1 の照査を静的照査法、また、耐震性能 2 の照査を動的照査法によりおこなうことを基本とする。

なお、2 径間あるいは 3 径間連続程度で橋脚高および基礎構造規模に大きな違いが認められないような、構造系が単純で特定の振動モードが卓越し、主たる塑性ヒンジの生じる部位が明確となっている場合には、卓越する振動モードに相当する静的な地震力を作用させたプッシュオーバー解析により橋全体系の非線形挙動を解析し、エネルギー一定則等を組合せた静的照査法により耐震性能の照査を行ってもよい。

- (2) ラーメン橋の橋軸方向の終局水平耐力は、橋脚下端の塑性ヒンジ 1 つが終局に達した時点としているが、各橋脚に作用する水平力はこの値より大きくなることも想定されるため、各橋脚の上下端の塑性ヒンジが終局曲げモーメントに達した状態を想定して、下式により終局水平耐力を算定するものとした。

$$P_{ui} = (M_{uui} + M_{uli}) / h_{si}$$

ここに、 $P_{ui}$  :  $i$  橋脚の破壊形態判定時の終局水平耐力

$M_{uui}$  : 橋脚上端の終局曲げモーメント

$M_{uli}$  : 橋脚下端の終局曲げモーメント

$h_{si}$  : 上下端塑性ヒンジの弾塑性回転バネ間距離

- (3) ラーメン橋の橋軸方向地震力作用時の終局点は、全橋脚の上下端の塑性ヒンジのうちいずれか 1 つが終局に達した時点と定義しているが、この理由は下記のとおりである。

- 1) 道路橋示方書 V. 耐震設計編にはラーメン橋脚の終局の定義が示されているが、ラーメン橋脚とは異なり、構造系が多様であり変形性能もさまざまとなり、ラーメン橋脚のように一律に 4 つの塑性ヒンジを終局とすることには問題がある。
- 2) ラーメン橋は一連の橋の中で各橋脚の高さや基礎構造形式が異なるため、下部・基礎構造の剛性に差が生じ、剛性の高い橋脚の塑性ヒンジが早期に終局に達してしまうことが考えられる。このようなラーメン橋においては、全ての塑性ヒンジが終局に達した時点では、最初に終局に達した塑性ヒンジが崩壊に達してしまうことも想定される。したがって、設計上の終局点としては安全性を考慮し、1 つの塑性ヒンジが終局に達した時点を経橋の終局点とすることとした。

- (4) ラーメン橋の橋軸直角方向は、通常の多点固定方式の連続桁橋の耐震設計と同様に考えることが可能であり、静的解析により耐震性能の照査を行う。

## 第4編 鋼橋

### 第1章 設計一般

#### 1-1 適用範囲

この編は、鋼橋の設計に関する標準的な事項について示すものである。

本編の対象とする橋梁は、一般的な規模あるいは形式の橋梁であり、大規模および特殊な形式の橋梁については、別途考慮する。

#### 1-2 設計一般

##### 1-2-1 設計の基本

- (1) 設計にあたっては、上部構造形式の特性を十分に考慮する。
- (2) 構造の簡素化・統一化を図るものとし、運搬、架設、維持管理、景観などを考慮した設計を行う。
- (3) 設計にはライフサイクルコストを考慮する。
- (4) 計算理論は、原則として任意形格子理論による。
- (5) 仮定鋼重と仮定剛度は、実際値との照査を行う。
- (6) 床版はRC床版、PC床版、合成床版などその橋梁に適したものを採用する。

(2) 構造をできるだけ簡素化・統一化することによって、製作の一層の省力化と以下の効果を期待するものである。

- 1) 現場継手の連結作業の省力化
- 2) 床版ハンチ型枠等の統一化による省力化
- 3) 主桁剛度の増加による主桁や床版の耐久性の向上
- 4) 溶接継手箇所への減少による疲労耐久性の向上
- 5) 構造の単純化による維持管理作業の容易性の向上

(3) 設計はライフサイクルコストを考慮すると共に耐疲労性の向上に留意する。

疲労設計については第7章を参照すること。

## 第4編 鋼 橋

(5) 仮定鋼重との実鋼重の差は5%程度以下、仮定剛度と実剛度の差は支間平均で5%程度以下が望ましい。なお、キャンバーの計算は、雪荷重によるたわみは考慮しない。

(6) 現在では床版がRC床版のみではなく多種化している。したがって、ここでは床版をRC床版のみと特定せず各橋梁にそれぞれ適した床版形式を採用するものとした。

### 1-2-2 鋼種の選定

(1) 鋼材は JISG3101 一般構造用圧延鋼材、JISG3106 溶接構造用圧延鋼材および JISG3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の規格に適合するものを原則とする。ただし、溶接を行なう鋼材は、溶接構造用圧延鋼材 (SM 材) の使用を原則とする。

(2) 鋼材は原則として板厚により表 4-1 に基づいて選定するものとする。

表 4-1 板厚による鋼種選定表

鋼種		板厚 (mm)								
		6	8	16	22	25	32	40	50	100
非溶接構造用鋼	SS400									●
溶接構造用鋼	SM400A						●			
	SM400B						○	●		
	SM400C							○		●
	SM490YA			●						
	SM490YB			○				●		
	SM520C							○		●
	SM570									●
	SMA400AW					●				
	SMA400BW					○		●		
	SMA400CW							○		●
	SMA490AW			●						
	SMA490BW			○				●		
	SMA490CW							○		●
SMA570W									●	

(3) 鋼材は、発生応力度及び板厚を考慮し、低強度のものを使用するものとする。

(1) 形鋼や薄い鋼板などの SM 材の入手が困難な場合は、事前に溶接性に問題が無いことを確認した上で SS400 材を使用することができる。

(2) 高強度の鋼材を使用することにより、軽量化すれば経済的には有利になる場合はあるが、反面活荷重による変形が大きくなり、振動しやすく、主桁のみならず床版に対しても悪影響を及ぼす場合もある。従って、設計にあたっては、以下の事項に留意するものとする。

- 1) SM400 材 (SMA400 材) を用いる板厚は 25mm までとし、25mm をこえる場合は SM490Y 材 (SMA490 材) とする。
- 2) SM570 材 (SMA570 材) は少数主桁橋、連続桁の中間支点上、2 軸応力部材のような過大な板厚となる場合に使用する。

## 第4編 鋼 橋

- 3) 床組は SM400 材 (SMA400 材) ・ SM490Y 材 (SMA490 材) を使用することを原則とする。
- 4) 補強材 ・ 対傾構およびその他の部材は、SM400 材 (SMA400 材) を使用することを原則とする。

### 1-2-3 鋼材

- (1) 主鋼の部材として使用する板厚は、原則として 9～50mm とする。ただし、部材の厚板化が必要な場合には 100mm まで使用できるものとする。
- (2) 板厚が 40mm を超える場合は、原則として降伏点または耐力が変化しない鋼材 (降伏点一定鋼) を使用するものとする。
- (3) 形鋼については、市場性を考慮の上、採用するものとする。
- (4) 耐候性鋼材仕様とする場合でも箱桁内面の補剛材は一般鋼材とし、D-5 塗装系 (変性エポキシ樹脂塗料内面用) による塗装を施すものとする。

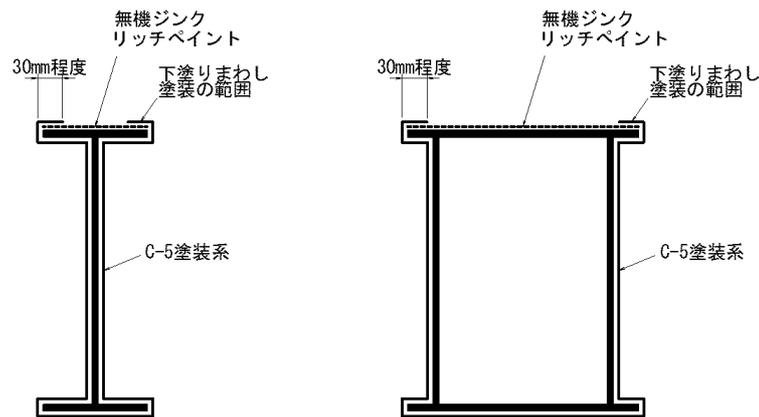
- (1) 橋梁の合理化 ・ コスト縮減等から、部材の厚板化が必要な場合には 100mm まで使用できるものとする。また、板厚が 8mm 未満の鋼材については、道路橋示方書 ・ 同解説Ⅱ鋼橋編 (平成 24 年 3 月) 4.1.4 および 9.4.5 の規定によるものとする。なお、東北地方では、冬期の凍結抑制剤による影響が心配されるので、閉断面縦リブの最小厚は 8mm とする。
- (2) 板厚が 40mm を超える場合は、許容応力度の低減を考慮する必要のない降伏点一定鋼を使用することにより重量の低減が図られ、YP 一定エキストラによる鋼材費の増分を考慮しても、コストが低減されることになる。なお、使用にあたっては鋼材の名称 (SM400C, SM520C, SM570, SMA400CW, SMA490CW, SMA570W) のあとに “-H” を付記して JIS 規格材と区分するものとする。  
また、極厚の場合、鋼重低減、製作加工工数の削減、フィラープレートの省略等の観点から LP 鋼板の採用が有効となる場合もある。
- (3) 二次部材においては、工場での加工工数の低減等により省力化を図ることを目的に、組立て部材よりも形鋼の使用を検討するものとするが、形鋼のサイズは、市場性を考慮のうえ決定する。
- (4) 箱桁の内面は保護性錆の形成が困難であるため、耐候性鋼材仕様とする場合でも箱桁内面の補剛材は耐候性鋼板を用いないで一般鋼材とし、D-5 塗装系 (変性エポキシ樹脂塗料内面用) を施すこと。

1-2-4 塗装仕様

- (1) 外面塗装はC-5 塗装系とし、高力ボルトは防錆処理ボルトの使用を原則とする。
- (2) 箱桁の内面塗装はD-5 塗装系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）を原則とする。
- (3) 床版コンクリートの接触面は無機ジンクリッチペイントを塗布し、上フランジ角部は下塗りをまわし塗装すること。
- (4) 摩擦接合面には無機ジンクリッチペイントを塗布すること。

(1) 外面塗装は、塗装の寿命を長期化することを目的にC-5 塗装系とし、高力ボルトは、本締め後から現場塗装までの防錆を目的に、防錆処理ボルトの使用を原則とする。

(2) 箱桁内面の塗装は塗膜の防錆効果を長期間維持でき、尚且つ明色仕上げが可能なD-5 塗装系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）を用いる。



(1) I 形断面主桁

(2) 箱形断面主桁

図4-1 コンクリート接触面の処理

(3) 床版コンクリートの接触面は、コンクリートの打設前までの防錆を目的に無機ジンクリッチペイントを塗布するものとする。さらに、上フランジ角部はコンクリートのかぶりが薄く腐食しやすいことから、下塗りをまわし塗装するものとする。

(4) 摩擦接合面は、現場での浮き錆等除去作業の軽減と所要摩擦力の確保、塗装の長寿命化を目的に無機ジンクリッチペイントを塗布するものとする。

## 第4編 鋼橋

### 1-2-5 無塗装耐候性鋼材

- (1) 無塗装耐候性鋼材の適用地域は「第1編 第3章 3-2 上部構造形式の選定(5)」解説に示した地域とする。
- (2) 無塗装耐候性鋼材を採用した橋梁では、保護性錆が発生し易い構造とする。
- (3) 無塗装耐候性鋼材の桁端部（桁高+1.0mを目安）は、「金属溶射+ふっ素樹脂塗装」を採用する。
- (4) 床版コンクリートの接触面は、無機ジンクリッチペイントを塗布すること。
- (5) 摩擦接合面には無機ジンクリッチペイントを塗布すること。

(1) 無塗装耐候性鋼材の適用地域は「道示Ⅱ、鋼橋編第5章 図-解5.2.1」を基本とした。

(2) 無塗装耐候性鋼材を採用した橋梁では、保護性錆が発生し易い構造とするため、以下の構造細目を満足するようにする。なお、箱断面の斜め部材などで連結部に隙間を空けると雨水が侵入して箱断面内に滞水することが考えられる場合には、雨水の浸入を防ぐ構造を検討する。

- 1) I桁及び箱桁下フランジの連結部は10mm～20mmの隙間を空ける。
- 2) I桁外桁補剛材のスカールップはR=50mmとするものとする。ただし、桁端塗装する場合はこの限りではない。

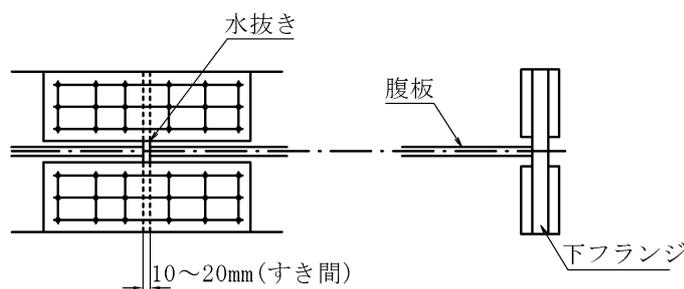


図4-2 下フランジの連結部

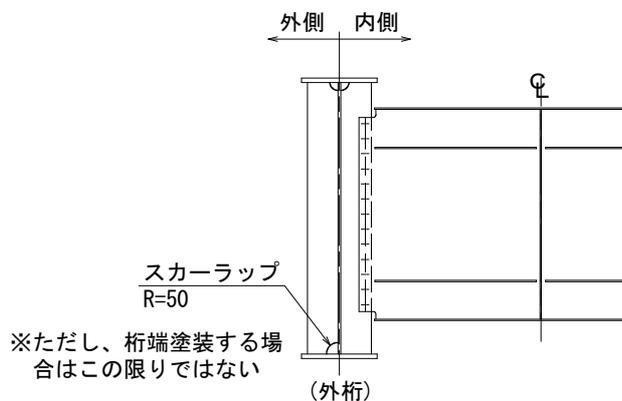


図4-3 外桁補剛材のスカールップ  
(中間支点横桁の例)

## 第4編 鋼橋

(3) 桁の端部は非常に腐食し易い環境にあるため、保護性錆の発生は図りにくい。したがって、耐久性及び施工性を考慮し、桁端部は「金属溶射+ふっ素樹脂塗装」を採用する。

桁端の塗装範囲は、「桁高+1.0m」を超えた直近の垂直補剛材など、切りのよいところまでとする。

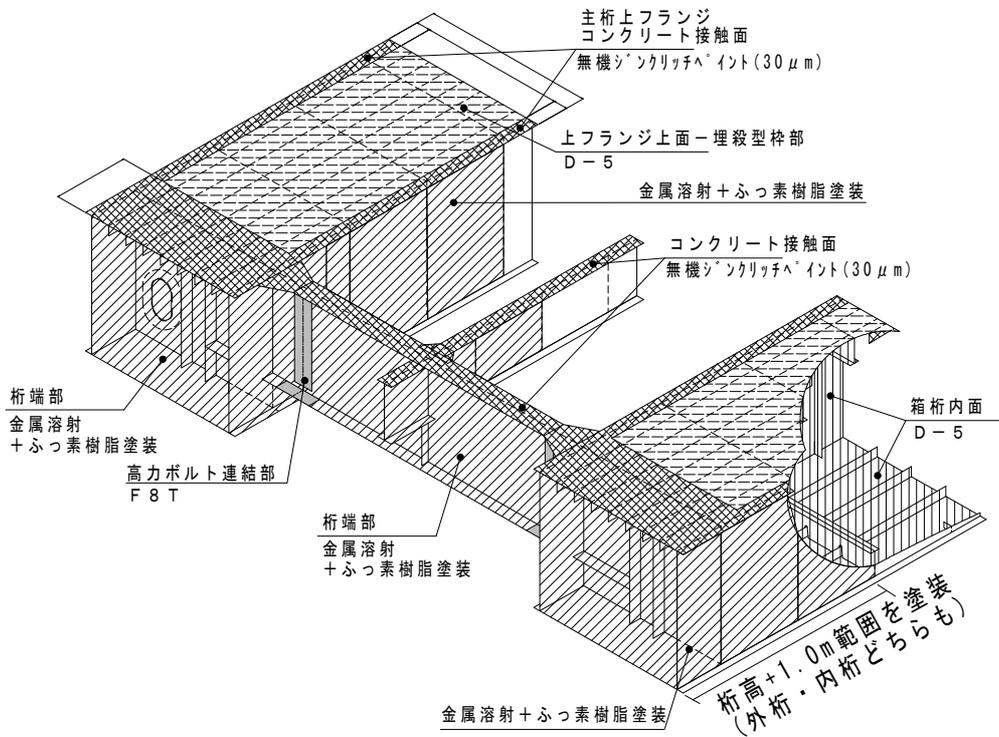


図4-4 耐候性鋼材の桁端塗装区分図(箱桁)

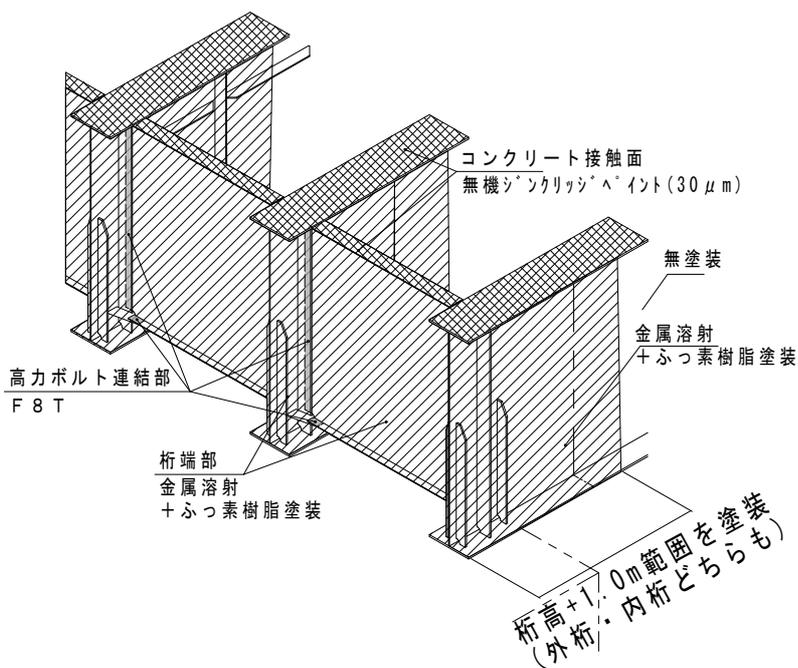


図4-5 耐候性鋼材の桁端塗装区分図(鉸桁)

## 第4編 鋼橋

表4-2 耐候性鋼材を使用した桁端部の塗装仕様例

### 耐候性鋼材を使用した桁端部の塗装仕様について

#### 一般外面(本体)の塗装仕様

塗装工程	塗料名	塗装方法	標準使用量 (g/m <sup>2</sup> )	目標膜厚 (μm)	
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			
	プライマー	無機ジंकリッチプライマー	スプレー	160	15
製作工場	前処理	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			
	金属溶射	亜鉛・アルミニウム合金		100以上	
	封孔処理	封孔処理剤 スプレー塗装			
	中塗	ふっ素樹脂塗料用中塗	スプレー	200	30
	上塗	ふっ素樹脂塗料上塗	スプレー	150	25

注)1: 封孔処理剤は膜厚に含めない

#### 連結部(添接板、ボルト頭部)の塗装仕様

塗装工程	塗料名	塗装方法	標準使用量 (g/m <sup>2</sup> )	目標膜厚 (μm)	
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			
	プライマー	無機ジंकリッチプライマー	スプレー	160	15
製作工場	前処理	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			
	金属溶射	亜鉛・アルミニウム合金		100以上	
現場	封孔処理	封孔処理剤 スプレー塗装			
	下塗	超厚膜形エポキシ樹脂塗料	スプレー (はけ・ローラー)	1100 (500×2)	300
	中塗	ふっ素樹脂塗料用中塗	スプレー (はけ・ローラー)	170 (140)	30
	上塗	ふっ素樹脂塗料上塗	スプレー (はけ・ローラー)	140 (120)	25

注)1: 溶融亜鉛めっき高力ボルト(F8T)

注)2: 封孔処理剤は膜厚に含めない

#### 溶射施工困難箇所の塗装仕様

塗装工程	塗料名	塗装方法	標準使用量 (g/m <sup>2</sup> )	目標膜厚 (μm)	
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			
	プライマー	無機ジंकリッチプライマー	スプレー	160	15
製作工場	前処理	動力工具処理 ISO St3			
	下塗	有機ジंकリッチペイント	はけ	300×2	75
	〃	超厚膜形エポキシ樹脂塗料	はけ	500×2	300
	中塗	ふっ素樹脂塗料用中塗	スプレー	170	30
	上塗	ふっ素樹脂塗料上塗	スプレー	140	25

(4) 床版コンクリートの接触面は、コンクリートの打設前までの防錆を目的に無機ジंकリッチペイントを塗布するものとする。

(5) 摩擦接合面は、現場での浮き錆等除去作業の軽減と所要摩擦力の確保を目的に無機ジंकリッチペイントを塗布するものとする。

1-3 斜橋

斜角は原則として  $60^\circ$  以上とするが、構造性上からは、 $70^\circ$  以上とすることが望ましい。

やむをえず、斜角が  $60^\circ$  未満となる場合には、床版鈍角部の応力分布や構造細部について十分検討する。

なお、こ線橋、こ道橋は補修時の交差物件への影響を考慮する必要があるため、上部構造および床版の構造性の観点から、床版端部の鉄筋追加配置が不要な  $70^\circ$  以上とすることを原則とする。

1-4 曲線橋

曲線橋の主桁構造は、支間長および曲線半径により、適切な構造形式を選定するものとする。また、合成桁を曲線橋とする場合には、その中心角  $\phi$  は  $5^\circ$  を超えてはならない。

- (1) 平面線形が曲線の場合でも、できるだけ直線桁、または支点上での直線折れ桁を採用するものとする。径間部および端部の車道部 RC 床版張出し長は、原則として図 4-6 のとおりとする。ただし、歩道部の張出し長は、2.0m 程度までとしてもよい。

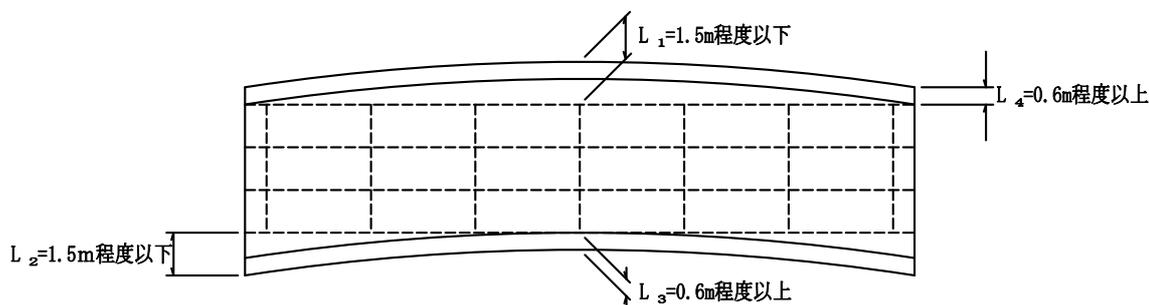


図 4-6 曲線橋における床版張出し長（車道部）

- (2) 支間長および曲線半径から構造形式を選定する場合の目安は、図 4-7 のとおりとする。

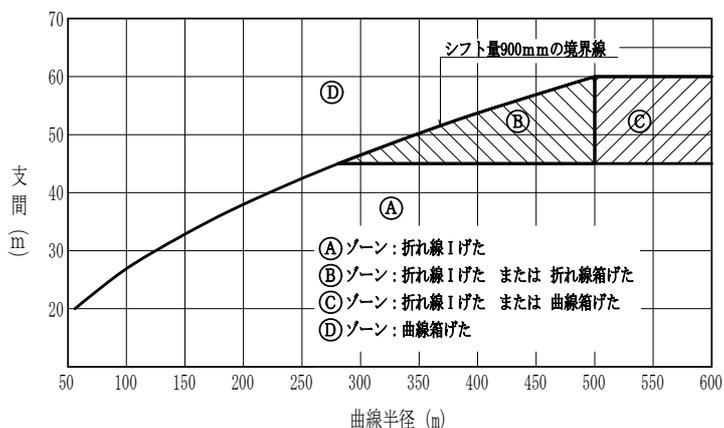


図 4-7 支間長、曲線半径による形式選定図

## 第4編 鋼橋

- 1) I桁では、直線桁または支点上での直線折れ桁を採用することを基本とするが、少数鈹桁のように床版と主構が協働でねじり剛性を確保する場合は、曲線桁としても良い。ただし、上部構造全体としてコスト及び施工性や耐久性に対して不利とならないよう留意する必要がある。尚、上記で曲線桁を採用する場合でも、最小曲線半径は $R=1000\text{m}$ とする。
  - 2) 支間長が45～60mの区間では、桁高の制約（輸送および桁下余裕）を考慮したうえで、できるだけI桁を採用するものとする。
- (3) 曲線橋に合成桁を採用する場合には、ねじりによる応力や変形等も加わり、床版の応力的負担が増加することになるため、曲線の中心角 $\phi$ が $5^\circ$ を上回ってはならない。（下図参照）

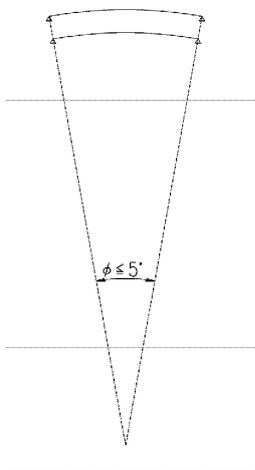


図4-8 曲線合成桁を採用する場合の最大中心角

## 第2章 鉄筋コンクリート床版

### 2-1 適用範囲

鉄筋コンクリート床版の設計にあたっては、道示Ⅱ 9章 床版の規定を満足するものとする。  
また、その他の床版については、各指針、マニュアルを準拠して設計、施工するものとする。

この規定は、道路橋の鉄筋コンクリート床版について適用されるものであり、床版橋（スラブ橋）、鋼床版、I形鋼格子床版、PC床版、合成床版などには適用しないものとする。  
PC床版、合成床版等については、各指針、マニュアルを準拠して設計、施工するものとする。

### 2-2 鉄筋コンクリート床版の最大設計支間

鉄筋コンクリート床版の最大支間は3.0mとする。

鉄筋コンクリート床版の最大支間は3.0m以下とするが、床版コンクリートのひびわれ抑制の観点から、道示Ⅱ9.2.5 P272に示す床版最小全厚、及び「2-5 配筋、2-6 コンクリート及び鉄筋の許容応力度」に対して若干の余裕をもって満足する支間として2.8m以下とするのが良い。

### 2-3 床版の設計曲げモーメント

- (1) 床版の設計曲げモーメントは、道示Ⅱ9.2.4によって求めるものとする。
- (2) 剛性の著しく異なる桁で床版が支持されている場合は、床版支持桁の不等沈下の影響による付加曲げモーメントを考慮して設計を行う。

分配横桁を有する並列桁の場合で、外側主桁と内側主桁の断面二次モーメントの比が2.0程度以下であれば、支持桁の剛性の相違による付加曲げモーメントは微少であるため、特に考慮する必要はない。

箱桁形式などの剛性が著しく異なる桁で支持される床版に対する付加曲げモーメントの算定は、道示Ⅱ付録-1 付加曲げモーメント算定図表による。

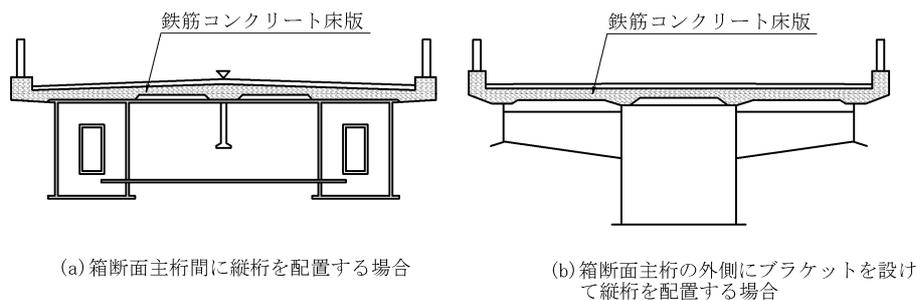


図4-9 床版の支持桁相互の剛性が著しく異なる場合の例

2-4 床版の厚さ

床版の厚さは、大型車両の交通量、支持構造物の特徴などを考慮した次式による。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$$

ここに、 $d$ ＝床版の厚さ（mm）（第1位を四捨五入する。ただし  $d_0$  を下回らないこと）

$d_0$ ＝道示Ⅱ9.2.5に規定される床版の最小全厚（mm）（小数第1位を四捨五入し第1位まで求める。ただし160mmを下回らないこと）

$k_1$ ＝大型車両の交通量による係数で、表4-3による。

$k_2$ ＝支持桁の剛性の相違によって生じる付加曲げモーメント係数で、下式で与えられる。

$$k_2 = 0.9\sqrt{M/M_0} \geq 1.00$$

$M_0$ ：道示Ⅱ9.2.4(1)～(3)に規定する曲げモーメント

$M$ ： $M_0$ に床版の支持桁剛性の違いなどの影響によって付加される曲げモーメント（ $\Delta M$ ）を加えた曲げモーメント

表4-3 大型車両の交通量による係数（ $k_1$ ）

1方向あたりの大型車両の計画交通量（台/日）	係数（ $k_1$ ）
500未満	1.10
500以上1,000未満	1.15
1,000以上2,000未満	1.20
2,000以上	1.25

- (1)  $k_1$ を適用する場合の大型車両の計画交通量は、車線数に関係なく1方向あたりの交通量とする。
- (2) 一般の並列桁橋においては、支持桁の剛性の相違による付加曲げモーメントは微小であるため、 $k_2=1.0$ としてよい。

2-5 配筋

- (1) 鉄筋は原則としてSD345とし、その直径はD16mm、D19mmとする。
- (2) 鉄筋のかぶりは、原則として純かぶり度で3cmとする。
- (3) 鉄筋の中心間隔は、引張鉄筋については10cm、12.5cm、15cmとし、圧縮鉄筋は引張側の2倍とする。なお、主桁直角方向に配置する折曲げ鉄筋は、原則として連続させるものとする。
- (4) 鉄筋の定尺は12mとする。
- (5) 主鉄筋の配置は、原則として斜角が70°以上のときは、斜角方向、斜角が70°未満のときは、主桁直角方向とする。
- (6) 連続桁の中間支点付近で負の曲げモーメントが発生する区間の床版には、橋軸方向の引張りに対する鉄筋を補強する。

## 第4編 鋼橋

- (1) 主鉄筋は原則として D16mm、D19mm とし、D13mm、D22mm は特殊な場合に使用する。  
また、鉄筋の重ね継手長は下表による。

表 4-4 鉄筋の重ね継手長 (単位:mm)

鉄筋径	D13	D16	D19	D22
非合成桁の場合	410	500	600	690
合成桁の場合	370	450	530	620

- (2) 鉄筋の純かぶりは原則として 3cm とする。  
塩害の影響がある箇所については、別途検討を要する。
- (3) 折曲げ鉄筋は原則として連続させるものとするが、幅員のせまい場合を除き、鉄筋の加工、組立の施工性を考慮して 2 分割としてよい。

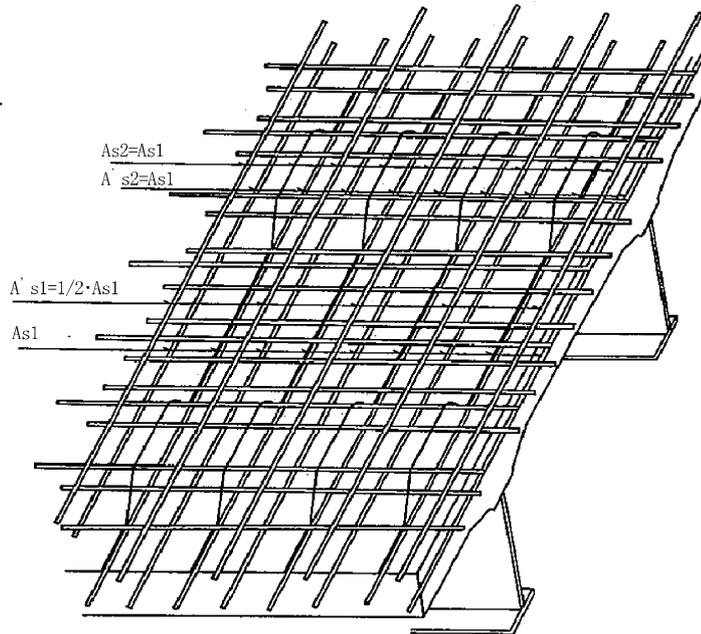


図 4-10 床版の配筋の例

- (4) 斜角が  $70^\circ$  未満で主鉄筋を主桁直角方向に配置する場合、および支承線が法線方向と異なる曲線橋の支承部付近は、斜角の影響を受けるので、支承線方向に鉄筋を配置するものとする。また、主鉄筋の配置方法は、図 4-11～図 4-15 のとおりとする。

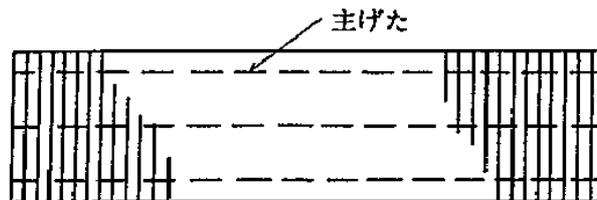


図 4-11 主鉄筋の配筋方向 (直橋の場合)

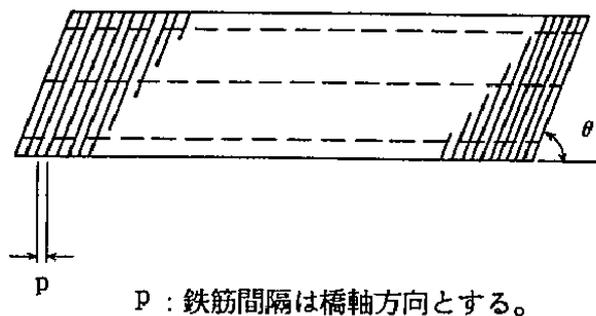


図4-12 主鉄筋の配筋方向 (斜角  $90^\circ > \theta \geq 70^\circ$  の場合)

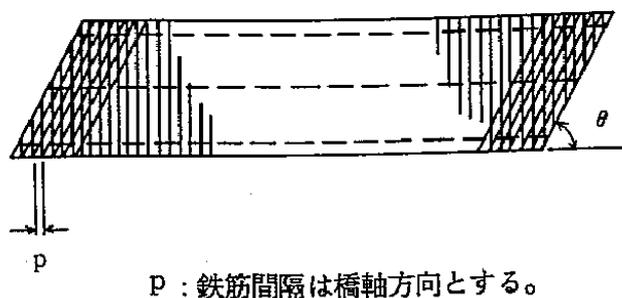


図4-13 主鉄筋の配筋方向 (斜角  $\theta < 70^\circ$  の場合)

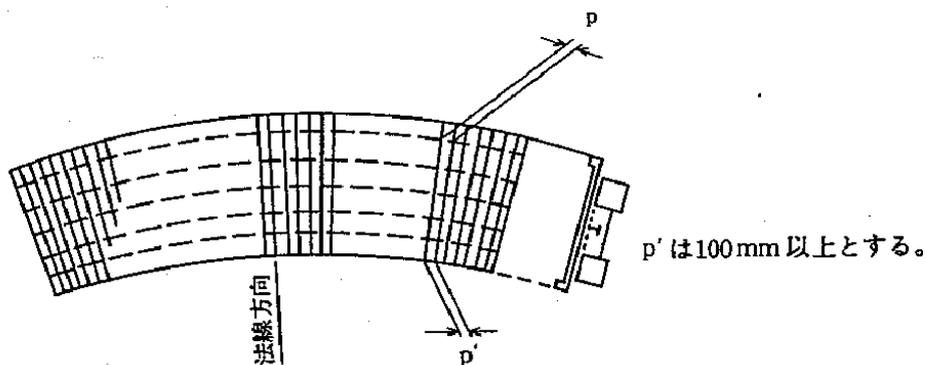


図4-14 主鉄筋の配筋方向 (支承線が法線方向と一致する曲線橋の場合)

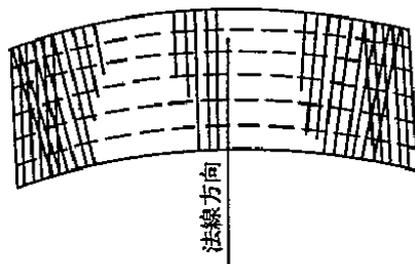


図4-15 主鉄筋の配筋方向 (支承線が法線方向と異なる曲線橋の場合)

## 第4編 鋼橋

- (5) 連続桁の中間支点における橋軸方向に補強する鉄筋は、施工上支障のない範囲内でD19mmを可能な範囲で狭い間隔（ただし10cm以上）で、死荷重による曲げモーメントが生ずる区間に配置する。

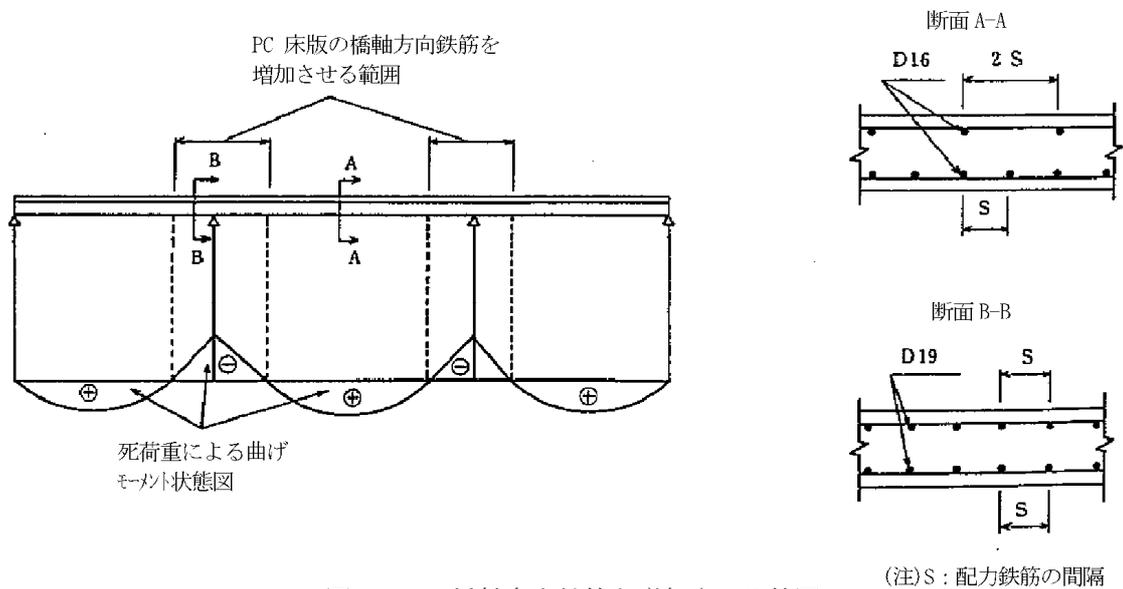


図 4-16 橋軸方向鉄筋を増加させる範囲

2-6 コンクリート及び鉄筋の許容応力度

(1) 床版を設計する場合のコンクリートおよび鉄筋の許容応力度は、次のとおりとする。	
1) コンクリート	
主桁と合成作用を考えない床版	$\sigma_{ca}=8\text{N/mm}^2$ ( $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )
主桁と合成作用を考慮する床版	$\sigma_{ca}=8.5\text{N/mm}^2$ ( $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )
2) 鉄筋	
SD345	$\sigma_{ta}=140\text{N/mm}^2$
(2) 地覆、剛性防護柵、および複合型防護柵を設計する場合のコンクリート及び鉄筋の許容応力度は次のとおりとする。	
1) コンクリート	
地覆、剛性防護柵	$\sigma_{ca}=8\text{N/mm}^2$ ( $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )
複合型防護柵	$\sigma_{ca}=10\text{N/mm}^2$ ( $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )
2) 鉄筋 SD345	$\sigma_{sa}=140\text{N/mm}^2$

(1) 主桁と合成作用を考慮する床版部の地覆部については、床版と同等の強度のコンクリートを使用する。

常時以外の荷重の組合せにおいて、許容応力度の割増を行なう場合の鉄筋の許容応力度の基本値は、次のとおりとする。

衝突時	: 200N/mm <sup>2</sup>
活荷重+風荷重	: 140N/mm <sup>2</sup>
風荷重のみ	: 140N/mm <sup>2</sup>

付加曲げモーメントを考慮しない設計曲げモーメントで断面設計を行なう場合の鉄筋の許容応力度は、120N/mm<sup>2</sup>程度とする。

2-7 ハンチ

床版には、原則として支持桁上にハンチを設けるものとする。

- (1) 床版作用によって主桁付近の版のコンクリートに生じるひびわれの防止、およびずれ止め付近での局部応力の緩和のためハンチを設ける。
- (2) ハンチ高は、床版張り出し部の応力度照査などを踏まえて設定するものとし、添接板上面より20mm以上の高さを確保するものとする。また、フランジ上面からのハンチ高が80mm以上の場合には、道示Ⅱ9.2.10によりハンチに用心鉄筋を配置する。

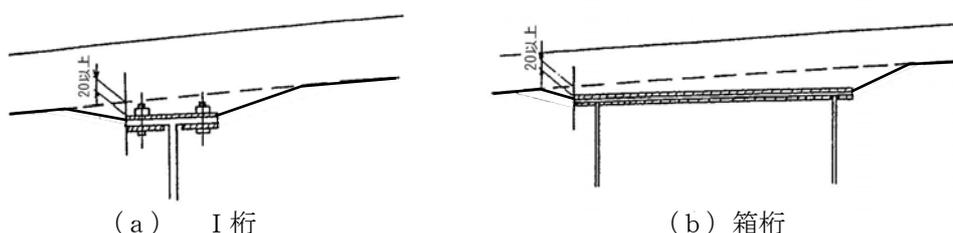
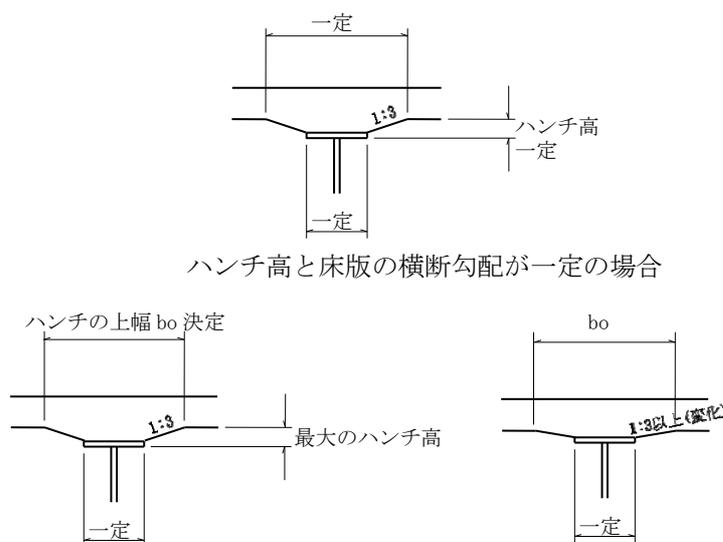


図4-17 ハンチの高さ

- (3) 従来床版のハンチは、上フランジの下面に合わせていたが、フランジが厚くなると無筋コンクリート部分にひびわれが発生しやすくなることから、上フランジ上面から立ち上げる。

この場合、桁高は、上フランジ上面から腹板下端までの「下にげ」とする。また、フランジ上面に型枠を合わせる施工には十分留意する。

ハンチ形状は、フランジ幅が一定であるため、ハンチ高と床版の横断勾配が一定の場合は、全長を一定とするが、ハンチ高または床版の横断勾配が変化する場合、最大のハンチ高で1:3よりゆるやかな傾斜としてハンチの上幅を決定し、この上幅を一定にしてハンチの傾斜を変化させる。



ハンチ高または床版の横断勾配が変化する場合

図4-18 ハンチ形状

- (4) 箱桁上面のハンチは打ち下ろし、原則として埋殺し型枠を使わないものとするが、ハンチ高が50mm以上の場合は埋殺し型枠を使用する。この場合、型枠内部に侵入した水の排水のため、縦断勾配の低い側の桁端部および添接部の縦断勾配の高い側に、上フランジ上面に接して水抜き管を設ける。

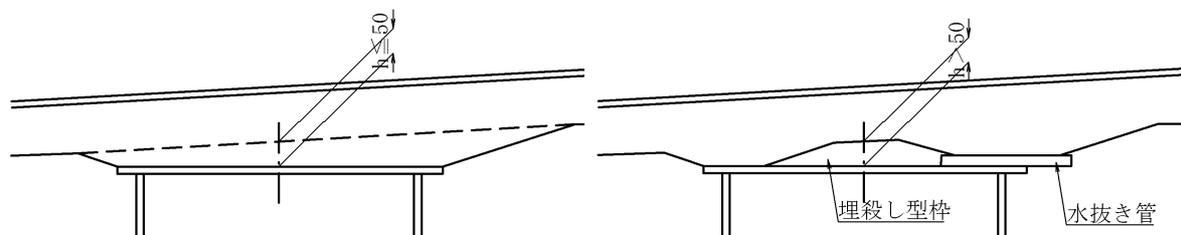


図4-19 箱桁のハンチ

- (5) 床組などのように上フランジが厚くならない場合は、ハンチをフランジの下面に合わせてよい。

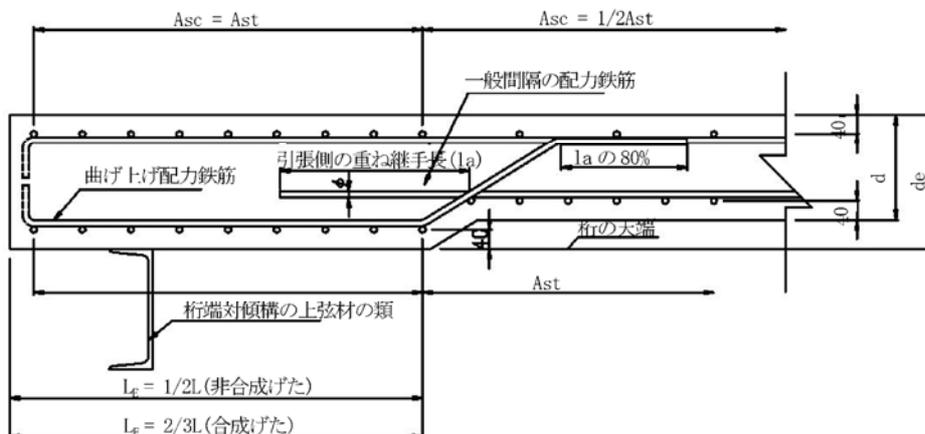
## 2-8 桁端部の床版

- (1) 桁端部の車道部分の中間部床版は、原則として十分な剛度を有する端横桁で支持するとともに、床版厚さをハンチ高だけ増す。
- (2) 桁端部の車道部分の片持部床版は、必要に応じて端ブラケットなどで支持すること。

- (1) 桁端部の床版は、そこで連続性が断たれるので主鉄筋方向の曲げモーメントは一般部の床版に比べて2倍程度となる。また、桁端部には通常、伸縮装置が設けられ、その付近の不陸によって自動車荷重による衝撃が桁端部の床版に作用しやすいことから、桁端部の車道の中間部床版は、十分な剛度を有する端横桁で支持すること。
- (2) 桁端部の片持部床版においては、張り出し長が1.5mをこえた時、または道示Ⅱ9.2.4表9.2.1に規定する値の2倍の曲げモーメントに対し、桁端部以外の片持部の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋量でも対応できない時は、端ブラケットを設置するものとする。ただし、一般には2倍の鉄筋量で対応する。
- (3) 桁端部における端横桁、端ブラケットの剛度は、道示Ⅱ9.2.11桁端部の床版による。

## 第4編 鋼橋

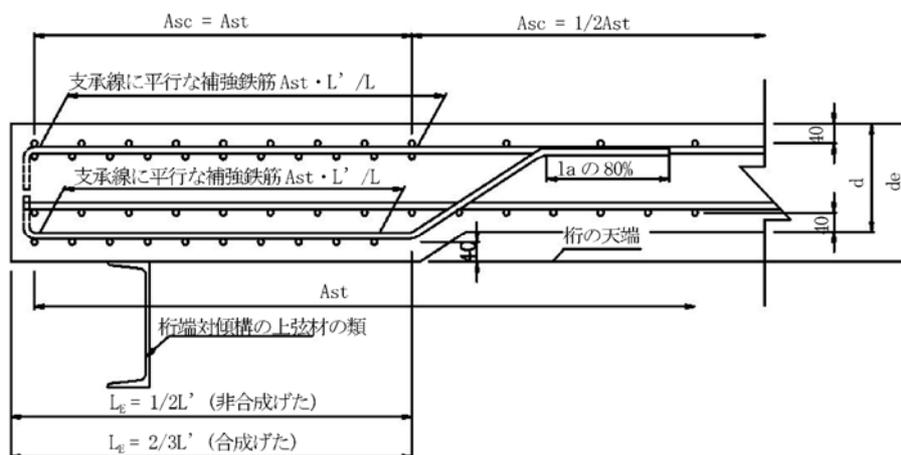
(4) 桁端部の構造は、原則として図4-20、図4-21のとおりとする。



- |                       |                    |
|-----------------------|--------------------|
| Ast : 引張主鉄筋量          | Asc : 圧縮主鉄筋量       |
| d : 床版厚さ              | de : 桁端部の床版の厚さ     |
| L : 橋軸直角方向の床版支間長      | Le : 桁端部の床版増厚部分の長さ |
| la : 引張鉄筋に必要とされる重ね継手長 |                    |

注) 床版端部が鋼板（鋼製伸縮装置）で囲まれていない構造は配力鉄筋を端部で点線のように折曲げる。

図4-20 桁端部の構造（斜角  $90^\circ \geq \theta \geq 70^\circ$  の場合）



- |                   |                       |
|-------------------|-----------------------|
| Ast : 引張主鉄筋量      | Asc : 圧縮主鉄筋量          |
| d : 床版厚さ          | de : 桁端部の床版の厚さ        |
| L : 橋軸直角方向の床版支間長  | Le : 桁端部の床版増厚部分の長さ    |
| L' : 支承線に平行な床版支間長 | la : 引張鉄筋に必要とされる重ね継手長 |

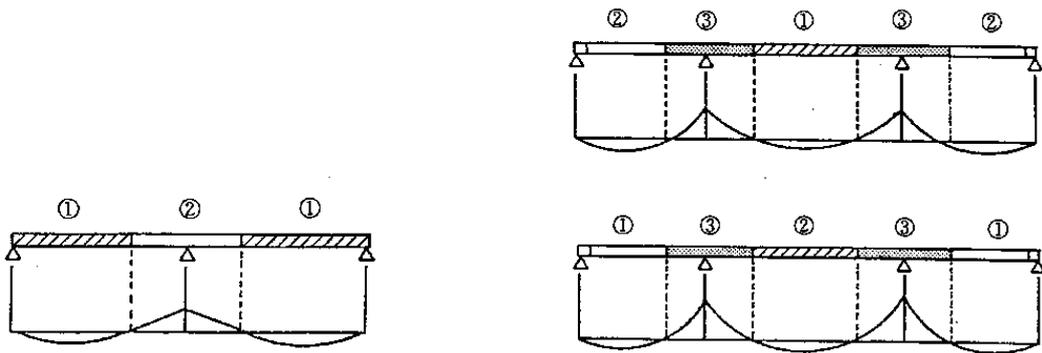
注) 床版端部が鋼板（鋼製伸縮装置）で囲まれていない構造は配力鉄筋を端部で点線のように折曲げる。

図4-21 桁端部の構造（斜角  $\theta < 70^\circ$  の場合）

## 2-9 床版コンクリートの打設

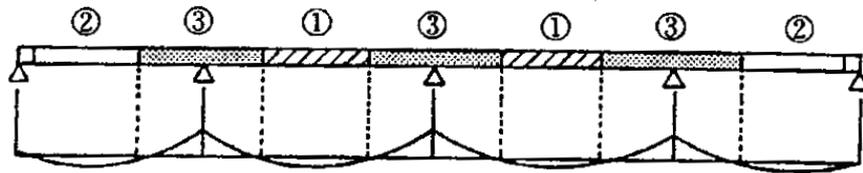
鋼橋の床版においては、上部構造の形式により打設順序が異なることから、設計時に打設ブロック割、打設順序などについて検討する。

- (1) 床版コンクリートの打設ブロック割、順序については、橋梁形式、床版構造、1日当たり打設可能数量、工期などを考慮し、下記事項に留意のうえ、決定する。
- 1) 床版を支持する構造に局所的な変形を与えたり、許容応力度をこえることのないようにする。
  - 2) できるだけ左右対称に打設するようブロック割を計画し、死荷重応力と変形のバランスを図る。
  - 3) 打継目は、欠陥を生じやすいのでその数をできるだけ少なくする。
  - 4) 後から打設されるコンクリートによる桁の変形により、先に打設されたコンクリートに引張り応力を生じさせないよう、各施工段階ごとに計算をおこない、その安全性を検討するものとする。
  - 5) 打設順序によっては、 $n$ （鋼材のヤング係数とコンクリートのヤング係数の比）の関係上、応力およびたわみが設計計算と異なる場合が起こるので注意する。
- (2) 一般に行われている床版コンクリートの打設順序は、おおむね図4-22のとおりである。

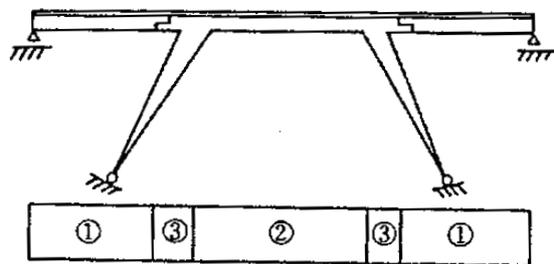


(a) 2 径間連続桁橋

(b) 3 径間連続桁橋

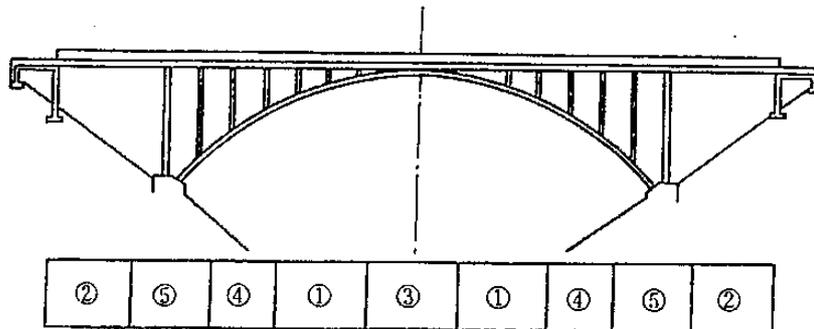


(c) 4 径間連続桁橋



側径間部にヒンジのない場合は、(b) に準じて打設するものとする。

(d) ラーメン橋



(e) アーチ系橋梁

図4-22 床版打設順序の例

第3章 プレートガーダー一般

3-1 主桁の配置

- (1) 主桁またはトラス橋などの縦桁は、大型車両の車輪の軌跡が床版に与える影響を考慮してその配置を定めるものとする。
- (2) 主桁、または縦桁の間隔は、原則として3.0m程度以下とする。

(1) 一般的に車線が明確に示されている道路の場合、車輪の通る軌跡は図4-23に示すように、およそ幅50cm程度の範囲に集中している。橋の床版において、ほぼ一定位置に加わる過大な荷重による変形は、その部分の床版下面を早期に疲労させ、ひびわれ発生の要因となり、さらにこれが伝播して破損が進む過程をたどることが知られている。

これらの現象を考えると、主桁、または縦桁を大型車両の車輪の軌跡近くに配置することは極めて効果的と思われることから、橋の設計にあたっては、当初から床版を念頭に置いて、主桁、または縦桁はできるだけ車輪の軌跡の近くに配置することが望ましい。

また、剛性の高い箱桁と剛性の低い縦桁に支えられる床版に輪荷重が作用した場合、床版にたわみ差が生じ床版の疲労耐久性に影響する。これによる床版の損傷も確認されていることから、主桁配置は鋼重による経済性のみで決定することなく、床版の耐久性向上のため車両の軌跡を考慮して決定する必要がある。

	昭和47年	昭和46年	平均
$\bar{a}$	0.731b	0.721b	0.726bb
$\sigma$	0.090b	0.103b	0.096b

$\bar{a}$  : 平均値       $\sigma$  : 標準偏差

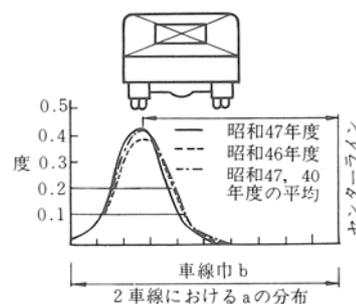


図4-23 2車線道路における a の分布

図4-23 車両の軌跡

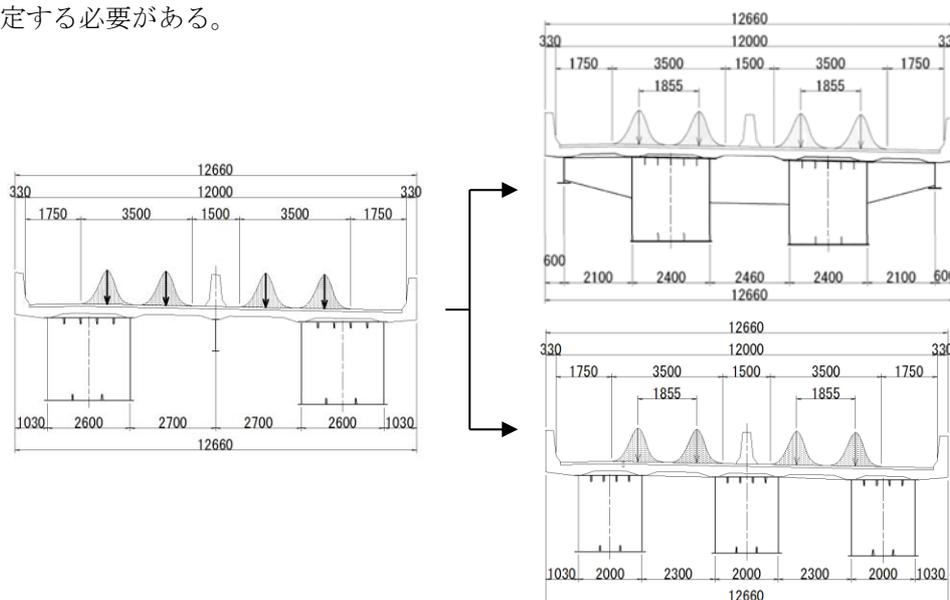


図4-24 大型車の車輪の軌跡を考慮した桁配置の例

(2) 主桁、または縦桁の間隔は、鉄筋コンクリート床版の配筋とその応力度により、2.3m～2.8m程度にすることが望ましい。

また、外桁位置は、床版の耐久性および外桁内桁の荷重分担比などに配慮し、なるべく地覆に近づけ、床版張出し長を短くするものとする。

### 3-2 主構造の設計

主構造の設計は、荷重分配作用を考慮するものとする。

(1) 十分な剛性をもつ荷重分配横桁は、主桁相互の不等沈下による付加曲げモーメントの減少、および耐荷力を向上させるので、プレートガーターは格子構造とし、荷重分配作用を考慮する。

(2) I 桁および箱桁の格子剛度 (Z) は 10 以上とする。格子剛度が Z=10 程度以下になると主桁相互間の相対変位により床版に不等沈下による付加曲げモーメントが生じ床版破損の一因となる。

また、Z=25 程度でほぼ Z=∞ の状態に近づき、これ以上格子剛度を大きくしても無意味であることから、格子剛度は、主桁と横桁との取合いや鋼重の軽減の程度などを考慮して、Z=15～20 程度とするのが望ましい。

(3) 格子剛度は、次式により求めるものとする。

$$Z = \frac{I_a}{I} \left( \frac{\ell}{2a} \right)^3$$

ここに Z : 格子剛度  
 $I_a$  : 横桁の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)  
 $I$  : 主桁の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)  
 $\ell$  : 支間長 (連続桁では等価支間長) (m)  
 $a$  : 主桁間隔 (m)

(4) 箱桁のねじり曲げ剛度は次式により求めるものとし、ねじり曲げ剛度は原則として 1 以下とする。

$$\gamma = \frac{G \cdot K + I_w (\pi/L)^2}{E \cdot I_y}$$

ここに  $\gamma$  : ねじり曲げ剛度  
 $G$  : せん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $K$  : 純ねじり定数 (mm<sup>4</sup>)  
 $E$  : ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $I_y$  : 断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)  
 $I_w$  : そりねじり定数 (mm<sup>6</sup>)

3-3 断面変化位置及び部材長

- (1) 主桁の断面変化位置（連結位置）、および変化数は、構造的および施工性など、種々の条件を考慮して決定する。
- (2) 最大断面力位置での連結は避ける。
- (3) 部材長は現地および輸送経路を調査のうえ決定する。

(1) プレートガーダーにおける断面変化位置（連結位置）は、製作、輸送および架設を考慮のうえ決定する。

(2) 連結位置は、最大断面力位置を避けて孔引きによる断面補強が少ない位置とし、部材数はなるべく少なくする。また、箱桁の場合で連結位置で断面変化させると合理的な断面構成にならない場合は、一部材一断面とせずに、あえて板継ぎ溶接を設けて断面変化させるなどの配慮が必要である。

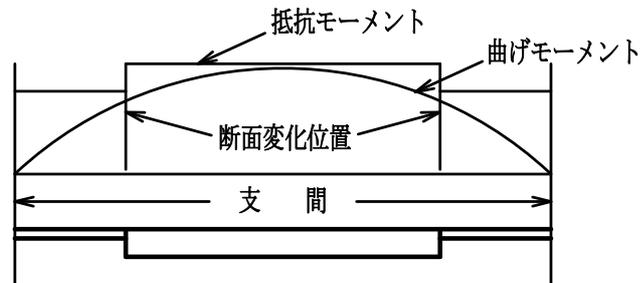


図4-25 断面変化位置

(3) 部材長を長くすると現場継手数が減り有利な面もあるが、経路によっては輸送不能となる場合が生ずることから、輸送経路を十分に調査のうえ決定するものとする。一般的に輸送を考慮した場合の最大部材長は、12mが望ましい。

なお、部材断面を構成する鋼板の幅によっては、鋼板の長さにも輸送上の制約を受けることに留意する必要がある（鋼板幅3.5m超の場合、鋼板長さ11m以下）。

3-4 主桁の断面構成

- (1) 主桁断面は、各橋種に応じて、設計、製作、輸送架設および維持補修上、最適な構成とする。
- (2) 桁高は、各橋種に応じて最も合理的な高さとなるように決定する。
- (3) 断面変化は、原則として継手位置で行う。
- (4) I桁の上下フランジ幅は、原則としてそれぞれ桁全長にわたり同一幅とする。
- (5) 腹板厚は、原則として桁全長にわたり同一厚とする。
- (6) 水平補剛材の配置は、原則として1段までとする。
- (7) 圧縮側上フランジは、コンクリート床版と接していても、局部座屈は防止されていないものとする。

(2) 標準的な桁高の範囲は、「第1編 橋梁計画 第3章 3-3」に示されているが、詳細設計にあたっては、この範囲内において最も合理的な桁高を決定する。

(3) 工場製作の省力化のため、板継ぎ溶接のない構造とし、断面変化は継手位置で行う。

(4) 連続桁の下フランジ幅は、断面構成上の合理性および支承形状によって、支点部のみ部分的に広げることとするが、この場合は、板継ぎ溶接を設けず連結板間のフランジ幅を一定で広げることが基本とするものとする。連続桁の上フランジ幅は、床版施工時の型枠作業、ハンチ高の管理、配筋作業の省力化に配慮して桁全長で同一幅とする。

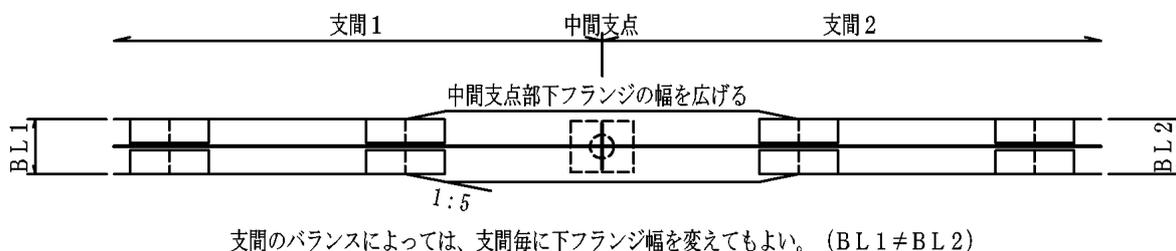


図4-26 連続桁の中間支点部の下フランジ幅

ゴム支承のソールプレート幅との関係から、やむを得ず中間支点の一部を拡幅する場合は図4-27のようにする。この場合は、溶接箇所での疲労照査を行う。



図4-27 連続桁の中間支点の一部を拡幅する場合の下フランジ幅

## 第4編 鋼橋

- (5) 連続桁の中間支点付近のせん断力が大きい箇所では、水平補剛材段数や垂直補剛材間隔を調整したり、フランジ応力度に余裕を持たせることで、腹板厚を厚くしない方向で検討を行うものとする。どうしても厚くせざるをえない場合には、厚くした腹板厚を桁全長通すことは避け、板継ぎ溶接で対応する。
- (6) 水平補剛材は原則として1段までとするが、変断面の連続桁の中間支点付近で、水平補剛材段数を増やすことにより、腹板厚が前後と同一にできる場合には段数を増やしてもよい。  
また、等断面で腹板高が高くなった場合の最小腹板厚と水平補剛材段数の組合せは、腹板厚が13mmでおさまる桁高まで水平補剛材1段とし、それをこえる桁高では腹板厚を11mmとし水平補剛材を2段としてよい。
- (7) 床版コンクリートによって鋼板の局部座屈が十分に防止されるとは考えられないため、床版コンクリート硬化後も局部座屈は考慮する。

3-5 部材断面

最大桁高・最大部材幅は、輸送上の制約から3.0mを標準とする。

- (1) 桁高が3.0mをこえる場合は、ウェブを縦継ぎする。
- (2) 1箱桁および鋼床版橋については、輸送を考慮して最大部材幅は3.0mとするが、それ以上については経済性や輸送の可能性を十分に検討する必要がある。なお、部材積載時の幅員が3.5mを越える輸送は、一般交通に影響を与えることから、原則として極めて有利な場合の他は用いない。
- (3) 少数主桁を横積するなど車両制限令の特認可制限度（幅3.5m）の輸送は、一般交通に影響を与えること、部材の反転作業に伴う影響を考慮し、極めて有利な場合のほかは用いない。

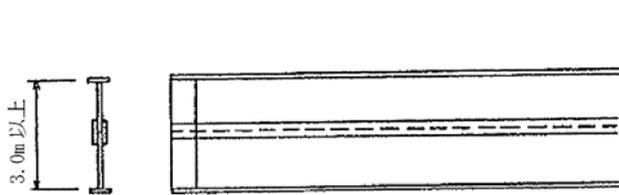


図4-28 等断面ウェブの縦継ぎ図

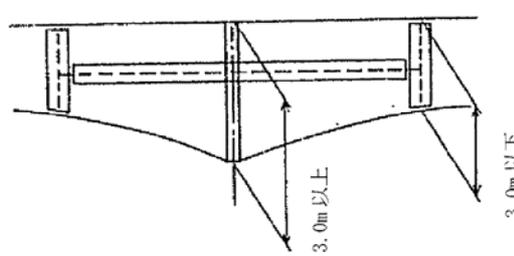


図4-29 変断面ウェブの縦継ぎ

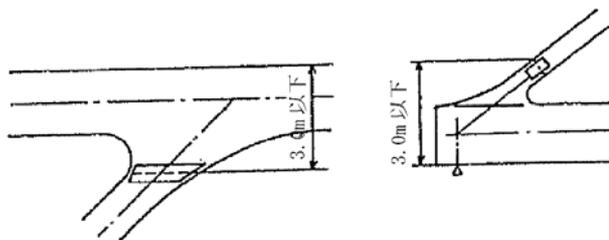


図4-30 隅角部での板継ぎ

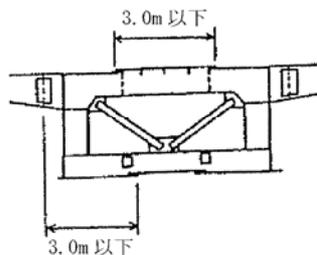


図4-31 1箱桁橋の部材幅図

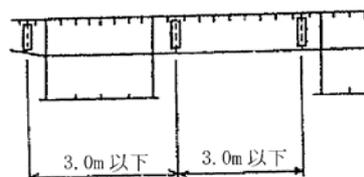


図4-32 鋼床版橋の部材幅

3-6 部材の連結

- (1) 部材の連結位置は、構造的、施工性をふまえ適切に決定する。
- (2) 部材の現場継手は、高力ボルト摩擦接合とし、原則としてトルシア型高力ボルト S10T-M22 (S10TW-M22) を用いる。
- (3) 板厚差のあるフランジの高力ボルト継手は、原則としてフィラープレートを用いて連結する。
- (4) 特殊ボルト（支圧接合または引張接合を採用する高力ボルト等）を使用する場合は、十分な検討を行う。
- (5) 主桁の現場継手位置は、原則として垂直補剛材間に配置する。
- (6) 継手の計算に用いる曲げモーメントおよびせん断力は、接合線位置の値を用いるものとする。
- (7) 腹板の継手は、原則としてモーメントプレートとシアプレートとを一体化した連結板を用いる。

(2) トルシア型高力ボルトは、専用の締付け機により締付けをおこなうが、端対傾構などにおいて、作業空間が確保できず手動レンチにより締付けをおこなう場合は、高力ボルト F10T (F10TW) を使用する。

(3) 連結部の構造は、以下の事項に留意する。

1) フィラープレート厚は、原則として連結部の母材板厚差とする。

表 4-5 フィラープレート厚

使用鋼材		フィラープレート厚T	
		一般鋼材	耐候性鋼材
板厚差 Δt	1 mm	薄い方の母材を 1 mmUPする (フィラープレートは用いない)	薄い方の母材を 1 mmUPする (フィラープレートは用いない)
	2 mm	T=2.3 mm	薄い方の母材を 2 mmUPする (フィラープレートは用いない)
	3 mm	T=3.2 mm	T=3.2 mm
	4 mm	T=4.5 mm	T=4.5 mm
	5 mm	T=4.5 mm	T=4.5 mm
	6 mm以上	T=板厚差 Δtと同じ	T=板厚差 Δtと同じ
フィラープレート 材質		SS400	一般部：SPA-H or SMA400 箱桁内面：SS400

2) I 桁引張フランジ連結部の孔引きは、2 孔引きから始めるものとするが、応力的に余裕がある場合には 4 孔引き、6 孔引きについても試算し、できるだけ連結板を小さくする。

3) 箱桁引張フランジ連結部は、1 列目を間引きするものとするが、応力的に余裕がある場合には、間引きをなくし、連結板を小さくする。

(5) 連結板長が垂直補剛材間隔を超える場合には、部分的に垂直補剛材間隔を広げる。

## 第4編 鋼 橋

(6) 連結部に働く断面力は、厳密には接合線とボルトとの水平方向距離の影響を考えなければならないが、一般にはこの影響は小さいので、無視してよい。

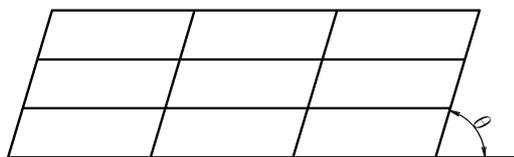
(7) 1 ボルト線上の本数が多く多列配置となるとボルトに作用する力が不均等になることから、高力ボルト摩擦接合継手では8本以下を基本とする。

なお、接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合は最大12本までとすることができるが、摩擦接合用高力ボルトの許容力に低減係数を乗じる必要がある。

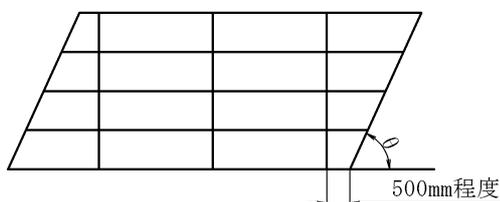
3-7 骨組

骨組については、斜角および横断勾配などから構造を決定する。

(1) 斜角  $70^\circ$  以上の場合、横桁は斜め配置でよいが、 $70^\circ$  未満では直角配置とする。



(a) 斜め配置 (斜角  $\theta \geq 70^\circ$ )



(b) 直角配置 (斜角  $\theta < 70^\circ$ )

図4-33 横桁の配置

(2) 荷重分配横桁の間隔は、20m以下とする。

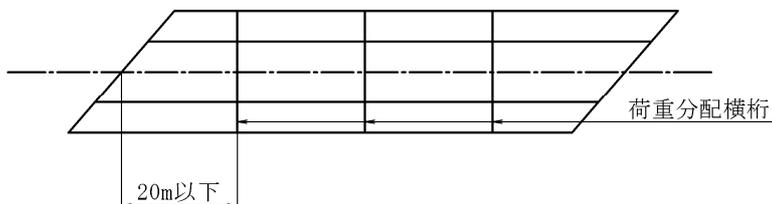


図4-34 荷重分配横桁の配置

(3) 主桁の骨組は、原則としてハンチ高を一定とし、縦横断調整を横桁対傾構などで行う。

(4) 計画高と腹板天端の間隔は、ハンチ構造に配慮し、原則として一定とする。ただし、逆キャンバーとなる特殊な線形においては、ハンチ高で調整する。

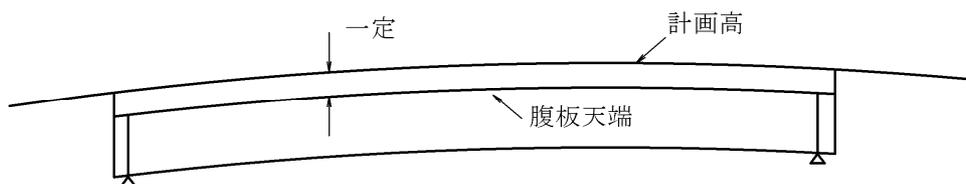


図4-35 計画高と腹板天端の間隔

3-8 細部構造

- (1) 主桁などにおける板厚の変化は、厚いほうの板厚の1/2以下とする。
- (2) 主桁のフランジ板厚変化にともなうフランジ面と腹板高の取り合いは、現場施工の省力化を考慮する。
- (3) 溶接の集中・交差は避ける。
- (4) 補剛材、対傾構および横構などの交差・連結などについては、構造的ならびに製作、架設などを考慮する。
- (5) 支承部近傍には架橋後の維持管理を留意するため、ジャッキアップ作業を前提とした桁補強を行っておくものとする。ジャッキアップ補強材の設計反力は、死荷重+活荷重（衝撃込み）とする。また不均等係数1.1倍を考慮するものとし許容応力度の割増は行わない。

(1) 板厚差のあるフランジをフィラープレートを用いて連結する場合の板厚の変化は、これまでの実験結果を踏まえ、厚いほうの板厚の1/2以下としたものである。なお、やむをえず板継ぎ溶接を使用する場合の板厚変化は、製作性を考慮して最大20mmまで(1/5の勾配をつける)とするのがよい。

(2) 取り合いは、フランジ面をそろえる方法（上下フランジの外側面をそろえる）と腹板高をそろえる方法（上下フランジの内面をそろえる）があるが、現場施工の省力化の観点から、上フランジ上面をそろえる。

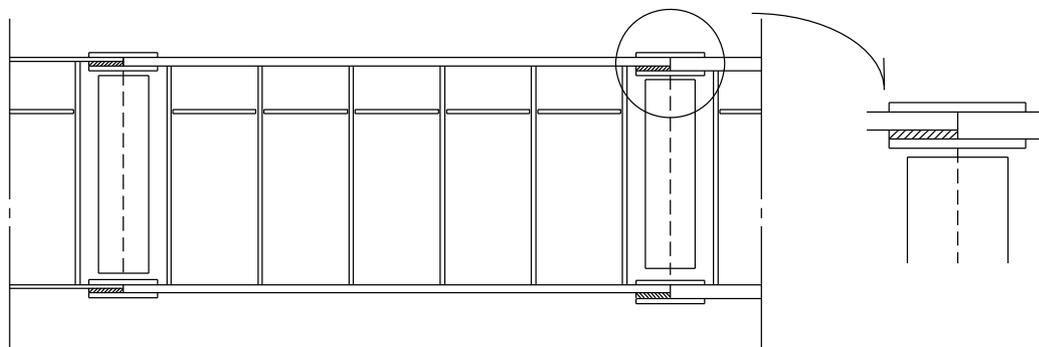


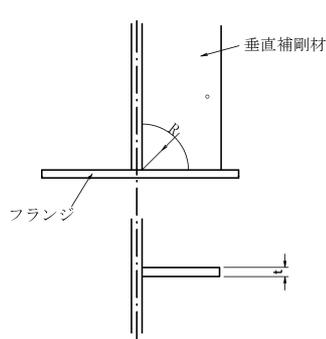
図4-36 フランジ面をそろえる方法

(4) 細部構造詳細

1) 垂直補剛材などのスカーラップは、まわし溶接および塗装の品質の確保から、その半径は原則として板厚が16mm以下で35mm、16mmをこえる場合は40mmとする。

なお、耐候性鋼材の場合、外桁の外側のスカーラップは滞水を避けるため50mmとする。

## 第4編 鋼橋

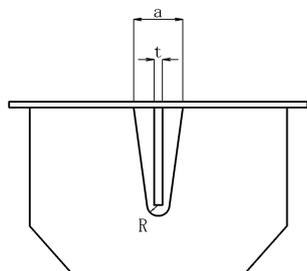


板厚とスカーラップ  
半径 R の関係 (単位: mm)

t	R
$t \leq 16$	35
$t > 16$	40

図 4-37 垂直補剛材のスカーラップ

2) 下横構ガセットのスカーラップの形状寸法は、垂直補剛材の板厚に応じ、原則として図 4-38 に示すとおりとする。



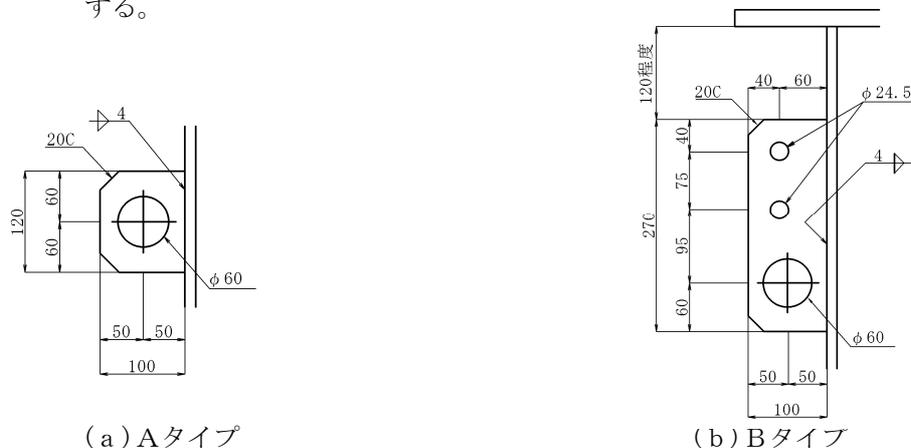
板厚とスカーラップ  
半径 R の関係 (単位: mm)

t	a	R
$t \leq 12$	70	20
$12 < t \leq 22$	80	20
$22 < t \leq 32$	90	25

図 4-38 横構ガセットプレートのスカーラップ

3) 吊り金具は、RC床版打設、塗装作業および架設後の維持管理を考慮し、工場製作の段階で取り付けるものとする。また、吊り金具は用途に応じ次の2タイプとし、橋軸方向の設置間隔は、1.8m以内とする。

- Aタイプ：床版打設時および塗装時の足場用として、上フランジの突出長が短い場合や、桁高が高く（1.5m以上）、手の届く高さに金具を設ける必要がある場合に設置する。
- Bタイプ：塗装足場用と RC 床版の打設時に用いる型枠支保工に兼用するもので外桁に設置する。



(a) Aタイプ

(b) Bタイプ

図 4-39 吊り金具

4) RC床版の支保工取り付け金具の溶接は工場で行うことを原則とする。やむを得ず現場で溶接する場合には工場と同等の品質が得られるように施工しなければならない。

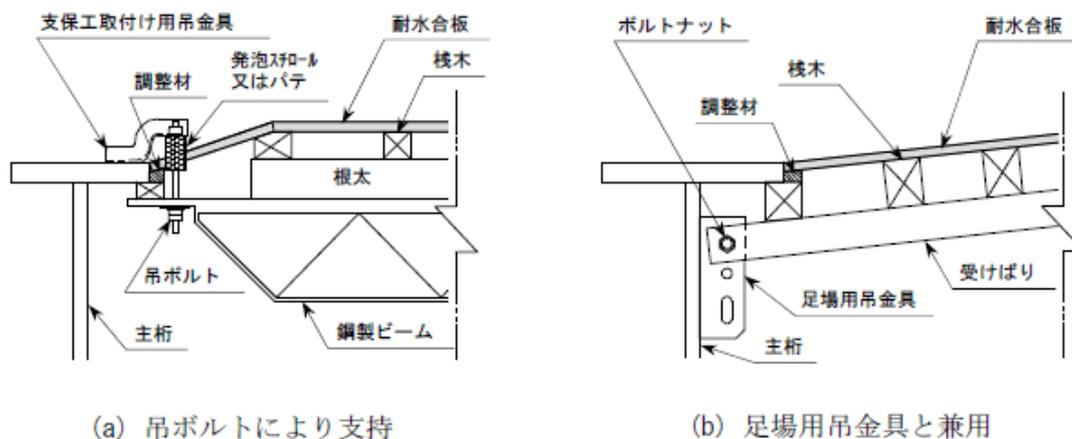


図4-40 型枠支保工取り付け用吊金具

5) 垂直補剛材と横桁腹板との取り合いは、図4-41のとおりとする。

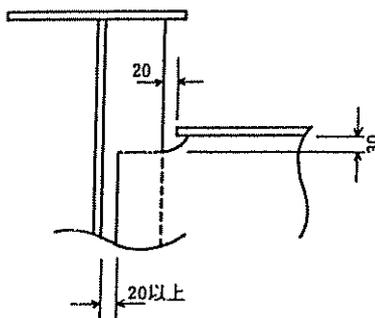


図4-41 垂直補剛材と横桁腹板

6) 桁端部には維持管理のための空間（500mm以上）を確保することとし、桁側を切欠くことを基本とする。ただし、桁高が低い場合など桁側を切欠くことが難しい場合はパラペット側を切欠いて空間を確保する。なお、桁側を切り欠く場合は下フランジまで切り欠くものとし、桁端には水切りを設ける。また、桁かかり長の照査にあたっては、切り欠きを考慮する必要があることに留意する。

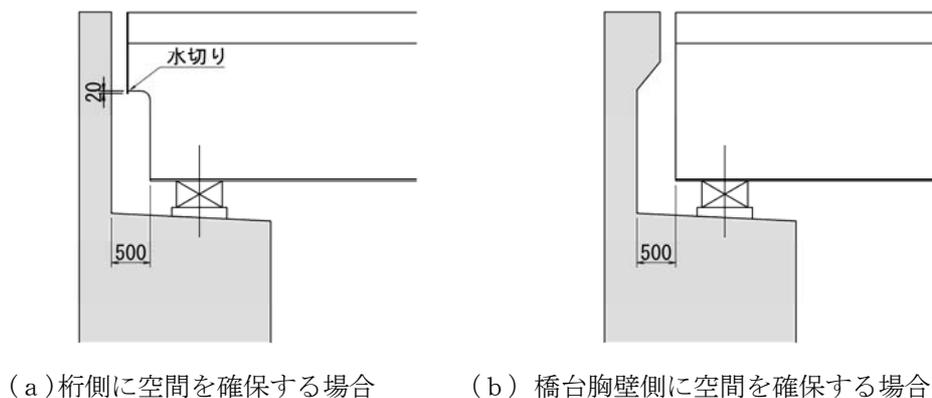


図4-42 桁端部の切欠き

(5) 架橋後の維持管理を容易にするため、ジャッキアップ作業を前提とした桁補強を行うものとする。ジャッキアップ位置は、各橋梁の立地条件に応じて、支承前面位置の主桁あるいは横桁を基本とする。

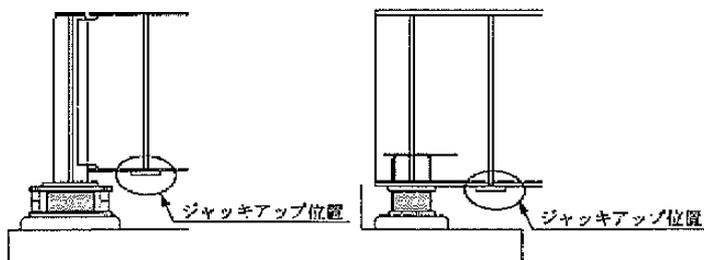


図4-43 ジャッキアップ位置

不均等係数は剛な構造物を多点支持した状態でこう上、降下作業を行う場合を想定している。これに依りがたいジャッキアップのケースが想定される場合は、「鋼道路橋施工便覧（日本道路協会）平成27年3月」を参考に適宜考慮すること。

なお、ジャッキアップ作業時の交通状況は、通行止め時と供用時の双方が考えられるが、ここでは供用しながらのジャッキアップ作業を想定し、許容応力度の割増しは考慮しないものとした。

また、将来の維持管理への継承のため、補強材の設置箇所には、「ジャッキアップポイント」と桁に明記すること。

ジャッキアップポイントの明示には、耐候性に優れたフィルム状の粘着シートを用いるものとする（下地：橋梁塗装と同系色、文字：黒または白）。

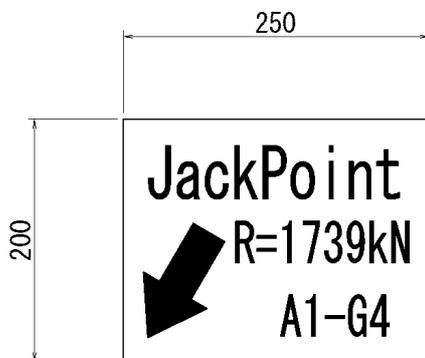


図4-44 ジャッキアップの明示（例）  
(側面図)

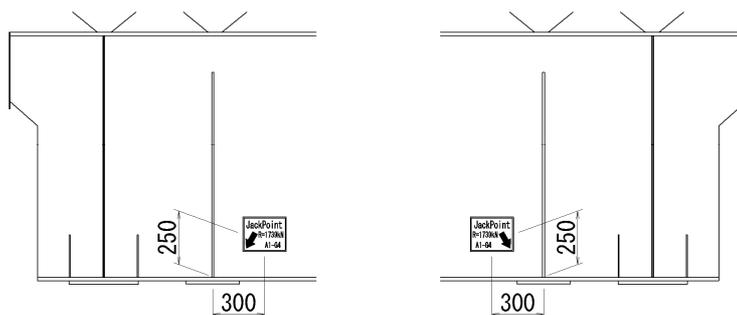


図4-45 ジャッキアップの明示位置（例）

3-9 RC床版を有する合成桁の構造細目

- (1) 合成桁の設計は、活荷重合成を原則とする。
- (2) 合成桁の鋼材と床版コンクリートのヤング係数比は7としてよい。
- (3) 合成断面の中立軸は鋼桁断面内とする。
- (4) ずれ止めを取り付ける鋼桁のフランジの最小厚は10mmとする。
- (5) ずれ止めはスタッドを用いることを標準とする。
- (6) 端支点部には補強鉄筋を配置する。
- (7) 床版コンクリートの打ち継目には補強筋を配置するものとする。

(1) 合成桁の設計は、活荷重合成と死・活荷重合成桁があるが、施工のし易さと工程が短くできる活荷重合成桁を原則とした。

(2) 鋼材と床版コンクリートのヤング係数はコンクリートの強度により異なることになるが、ヤング係数比の多少の変化が変形量や断面応力の計算に及ぼす影響は小さいため7とする。

(3) 合成桁では鋼桁と床版の合成作用を考慮したものであるが、床版に引張応力を負担させないこととして、合成断面の中立軸は鋼桁断面内とした。

(4) ずれ止めを取り付ける鋼桁のフランジは著しい変形を生じることを防ぐため、最小厚を10mmとした。

(5) スタッドは以下の規格を標準とする。

軸径 : 19mm もしくは 22mm JIS B 1198 「頭付きスタッド」

最大間隔 : 床版コンクリートの厚さの3倍かつ600mm以下

最小間隔 : 橋軸方向 5d または 100mm 橋軸直角方向 d+30mm

## 第4編 鋼橋

(6) 端支点付近には活荷重や死荷重による応力のほか温度差応力、乾燥収縮による応力等が集中的に作用するので、補強鉄筋を配置してせん断力が円滑に伝達されるようにした。補強鉄筋はD16とし、配置は下図のとおりとする。

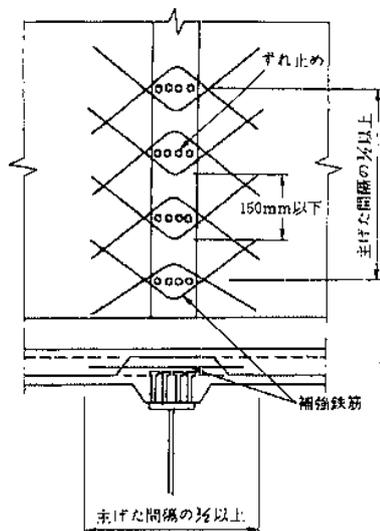


図 4-46 端支点部の補強鉄筋の配置

(7) 床版コンクリートの補強鉄筋は下図のように配置する。

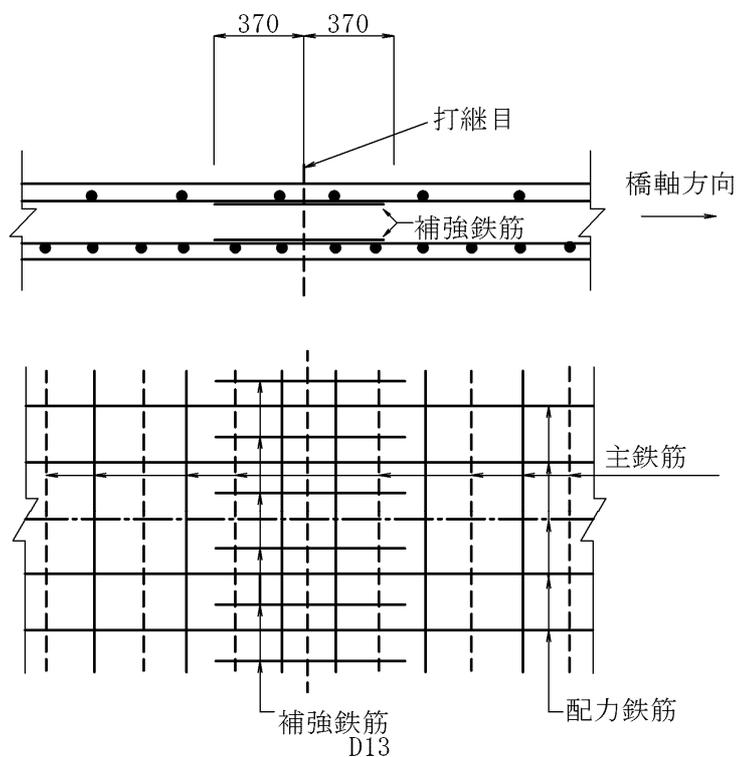


図 4-47 床版の打ち継目の補強

## 第4章 I 桁橋

### 4-1 断面構成

- (1) フランジの最大幅は、腹板高の 1/3 程度とする。  
 (2) フランジの最小幅は 200mm で、かつ腹板高の 1/6 程度とする。  
 (3) カバープレートは、原則として使用しないものとする。

(1) フランジ幅を腹板高に比べてあまり大きくすると、せん断遅れによりフランジ断面の応力分布が均一でなくなるおそれがあることから、フランジの最大幅を規定した。

(2) フランジの最小幅は、輸送、架設中の剛性確保、支承との取り合い等を考慮して定めた。

(3) フランジは、原則として一枚の板で構成するものとする。

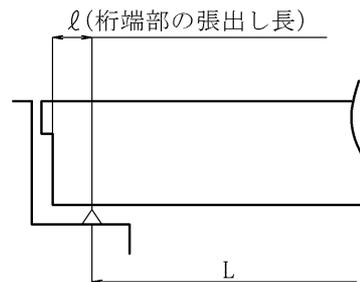
### 4-2 桁端部の張出し長

桁端部の張出し長は、主桁、支承構造、伸縮装置、排水装置、落橋防止システム、維持管理空間等を考慮のうえ、決定する。

桁端部の張り出し長は、直橋の場合には表 4-6 に示す値を目安とするが、斜橋の場合には、斜角の影響を加味する。

表 4-6 桁端部の張り出し長

支間長 L (m)	張出し長 $\ell$ (mm)
$L \leq 20$	200~250
$20 < L \leq 30$	250~300
$30 < L$	300~500



### 4-3 横桁・横構の配置

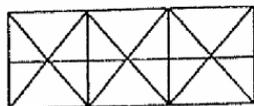
横桁および横構は、斜角、主桁本数などにより適切に配置する。

(1) 横桁は、斜角  $70^\circ$  以上では斜め配置とするが、 $70^\circ$  未満では直角配置とする。

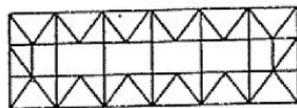
第4編 鋼橋

(2) 桁端部の横構配置は取り合いを十分配慮する。

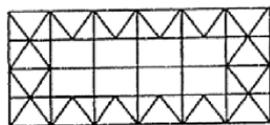
(3) 横桁及び横構の標準的な配置は、図4-48のとおりとする。



3主桁



4主桁

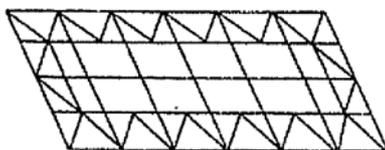


5主桁

a) 直橋の場合

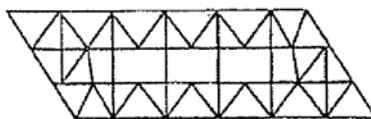


4主桁

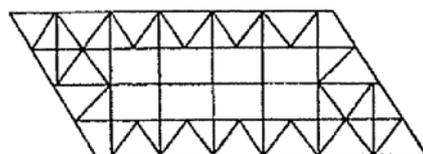


5主桁

b) 斜橋で斜角  $70^\circ$  以上の場合



4主桁



5主桁

c) 斜橋で斜角  $70^\circ$  未満の場合

図4-48 横桁、横構の配置

4-4 垂直補剛材

- (1) 垂直補剛材の間隔は、道示Ⅱ11.4.3の規定を満足するとともに、横桁、対傾構、横構の取り付け位置などを考慮し、決定する。
- (2) 支点部の垂直補剛材は、原則として腹板の両側に対称に設け、フランジの両縁に達するまで延ばすものとし、垂直補剛材とフランジは溶接する。
- (3) 支点部以外の垂直補剛材の取り付け方は、次のとおりとする。
  - 1) 垂直補剛材と圧縮フランジは溶接する。
  - 2) 荷重集中点の垂直補剛材と引張フランジは、原則として溶接せず密着させる。
  - 3) 荷重集中点以外の垂直補剛材と引張フランジは、適当な間隔をあけて取り付ける。
  - 4) 床版に接する引張フランジと垂直補剛材は溶接する。
- (4) 支点部の垂直補剛材と腹板との連結は、垂直補剛材が全集中荷重をうけるものとして設計する。
- (5) 鋼桁の支承部では、支承縁端直上の腹板に垂直補剛材を設けることを基本とする。

(1) 垂直補剛材は、主桁の支点、および横桁、対傾構などの取り付け部のような荷重集中点、ならびに主桁のせん断座屈に対し、道示Ⅱ11.4.3に規定する間隔で配置する。

(2) 集中荷重が直接フランジに作用する構造において、支持位置に取り付けた垂直補剛材は、偏心の影響、作用力の腹板への円滑な伝達を考慮して腹板の両側に対称に設け、フランジの両縁に達するまで延ばすとともに、垂直補剛材とフランジは溶接する。

(3) 支点部以外の垂直補剛材のすみ肉溶接サイズは、原則として荷重集中点（対傾構、横桁等の取り付け部）の垂直補剛材は6mm、それ以外の垂直補剛材は4mmとする。

また、荷重集中点以外の垂直補剛材と引張フランジの間隔は35mm程度とする。

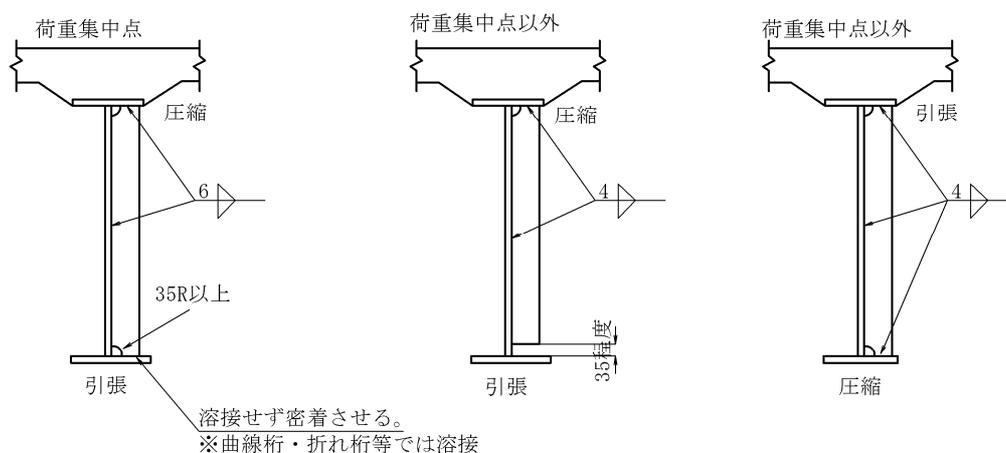


図4-49 支点部以外の垂直補剛材の取り付け方

(4) 支点上などのようにフランジを通して集中荷重が作用する場合、腹板と垂直補剛材との応力分担が明確でないことから、安全側をとって全集中荷重を垂直補剛材が受け持つものとしたものである。

また、すみ肉溶接サイズは垂直補剛材のせん断応力分布を、腹板間で下端に底辺をもつ三角形分布と考えて決定する。

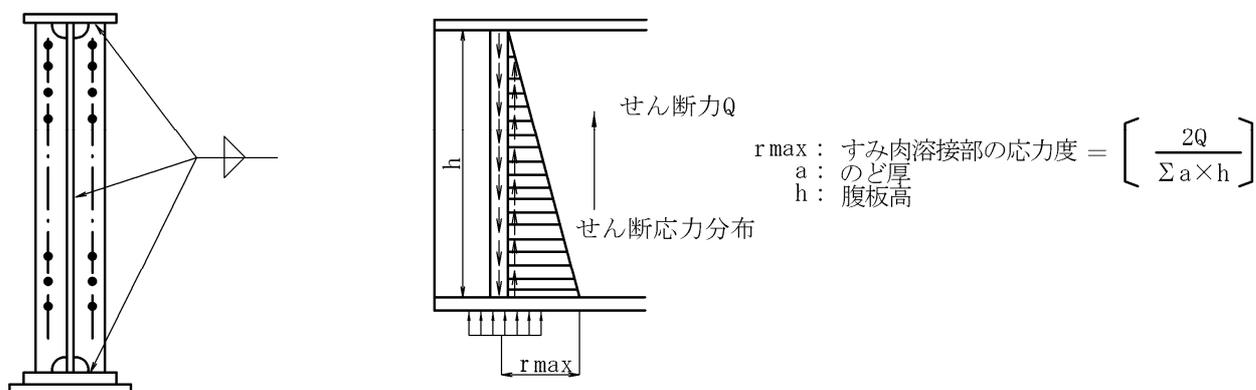


図4-50 支点部の垂直補剛材の取り付け方およびせん断応力の分布

(5) 支承端部直上の鋼上部構造には、橋軸方向の慣性力と支承高に起因する偶力により、上下方向の力が生じ、フランジや腹板の局部座屈が生じることがある。これを防止するため、図4-51のように支承縁端直上の腹板に垂直補剛材を設ける。

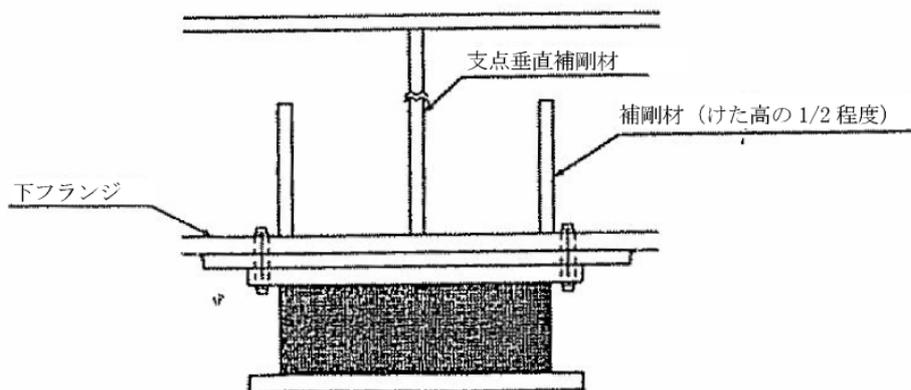


図4-51 垂直補剛材による支承上の鋼橋腹板の補強例

## 第4編 鋼橋

(6) フランジの縁端よりも垂直補剛材が突出する場合は、廻し溶接が出来ないので角を落とすものとし、その構造は、図4-52のとおりとする。

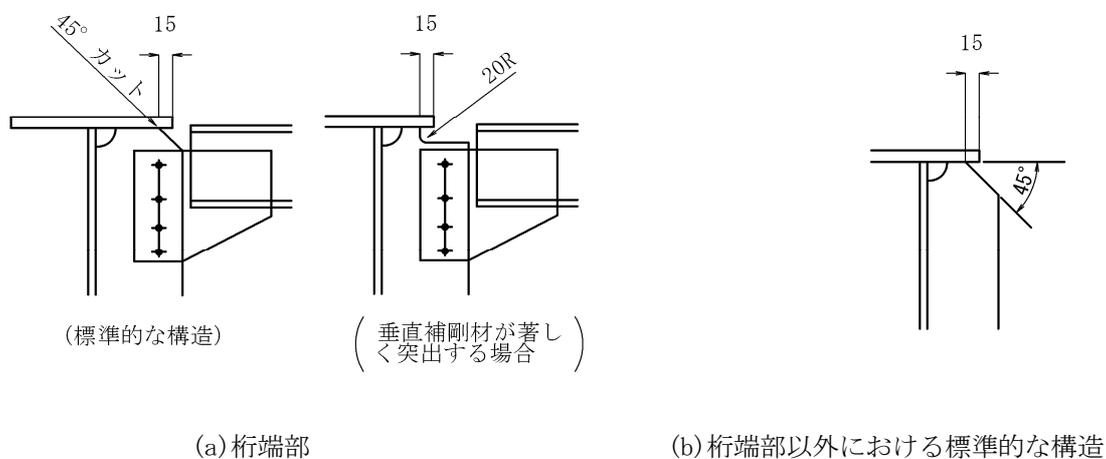


図4-52 垂直補剛材の角落とし

(7) 斜橋の場合の垂直補剛材は腹板に直角に取り付けるが、対傾構、荷重分配横桁の取り付く垂直補剛材は斜めに取り付ける。

(8) 垂直補剛材は内桁、外桁共に橋軸中心線側に取り付け、板厚についても、端補剛材、中間補剛材別に内桁、外桁共同じとするのが望ましい。

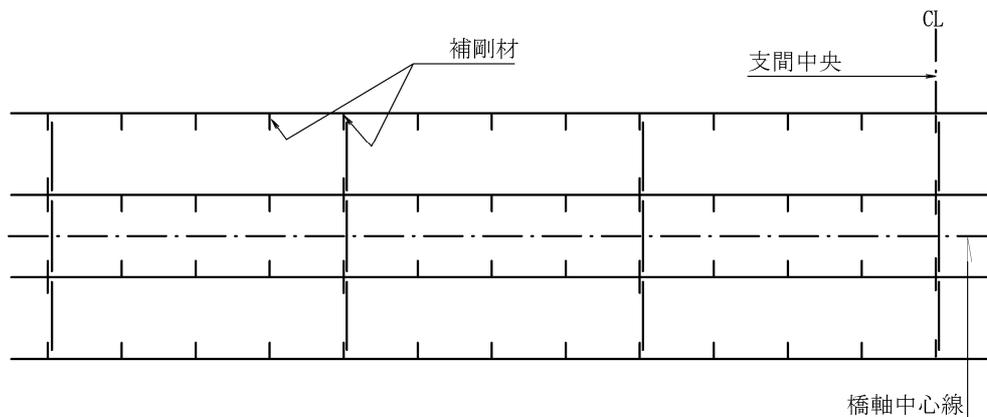


図4-53 垂直補剛材の配置

4-5 水平補剛材

- (1) 水平補剛材は、原則として垂直補剛材と同一面に設置する。  
 (2) 連続桁で交番応力となる部分の水平補剛材は、1対傾構間隔程度の範囲において上下の水平補剛材をラップさせる。

(1) 水平補剛材は、製作及び美観などを考慮して外桁、内桁共、垂直補剛材と同一面に設置する。

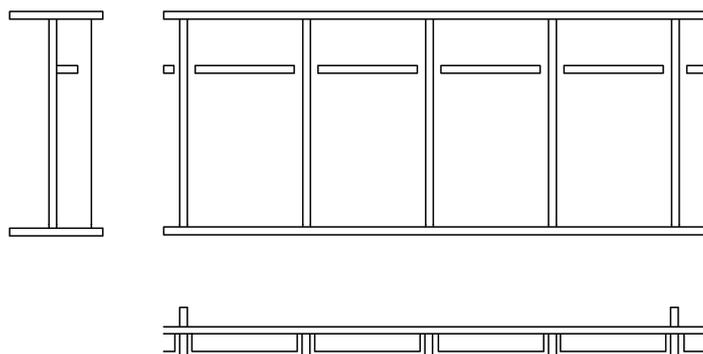


図4-54 水平補剛材と垂直補剛材の取り付け面

(2) 連続桁の死荷重による曲げモーメントの符号が変わる区間では、垂直補剛材4パネル間程度、または1対傾構間隔程度の範囲は、上下に水平補剛材を配置する。

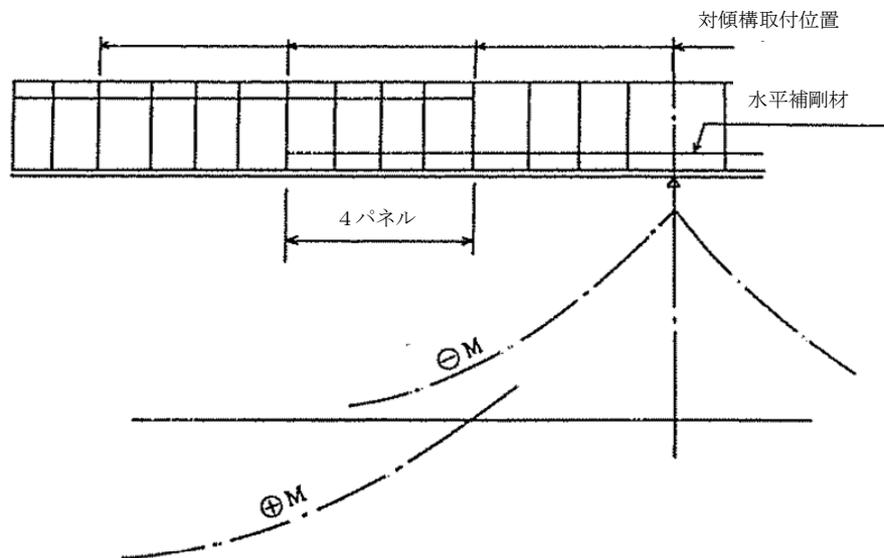


図4-55 交番応力区間の水平補剛材

(3) 水平補剛材と垂直補剛材の離れは、溶接や塗装の施工性を考慮し、原則として35mmとする。連結箇所では水平補剛材と連結板との隙間は20mmを標準とする。また、連結部付近の短い水平補剛材を省略する場合は、腹板幅厚比、パネルのアスペクト比から省略が可能か検討する。

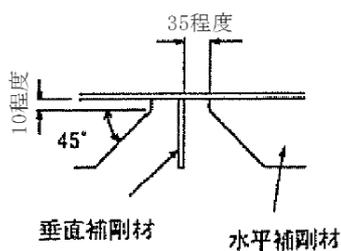


図4-56 水平補剛材と垂直補剛材の離れ

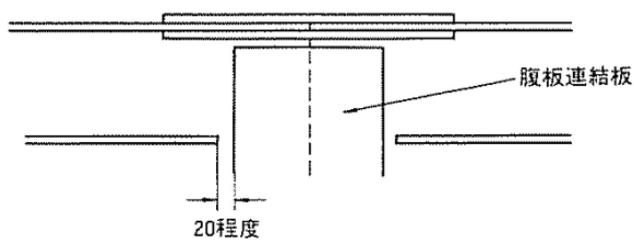


図4-57 水平補剛材と連結板の離れ

(4) 連続桁の中間支点付近のように、水平補剛材が下フランジ側に配置される場合には、ボルト締め作業に配慮して、水平補剛材と横構部材との取り合いは、図4-58の構造とするのが望ましい。

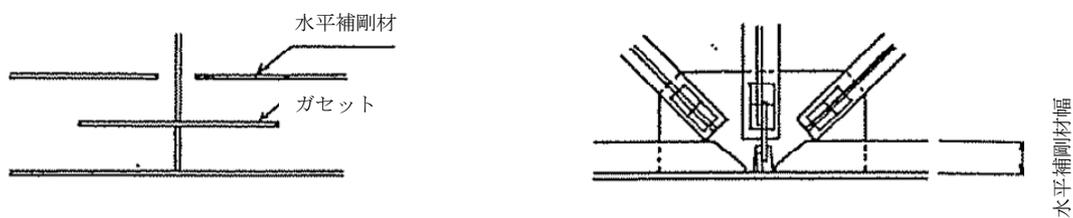


図4-58 水平剛材と横構部材との取り合い

4-6 横桁

- (1) 端支点部および中間支点部に設ける横桁は、充腹形式の横桁の採用を基本とする。
- (2) 床版が3本以上の桁で支持され、かつ、桁の支間が10mをこえる場合は、これらの桁の間に剛な荷重分配横桁を設ける。
- (3) 荷重分配横桁の間隔は20mを超えないこと。

(1) 東日本大震災等では、橋軸直角方向の地震力によって支承部周辺の横構や対傾構が座屈して変形する被害も確認されている。このため、横桁の下端は図4-59に示すように極力下フランジに近い位置まで下げるとともに、十分な剛性と強度を確保する充腹構造の横桁の採用を基本とする。なお、桁端部に充腹構造の横桁を適用する場合は、桁端部に維持管理用の空間を設ける等の計画上の配慮が必要である。

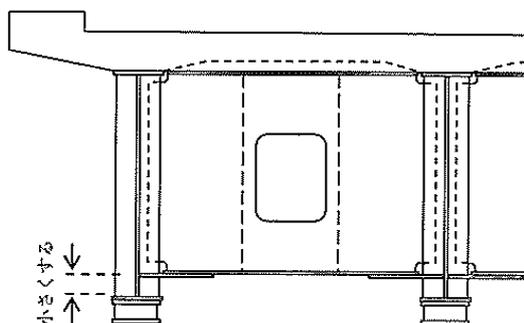


図4-59 鋼桁における端横桁の構造の例

- (2) 床版の設計曲げモーメントは、床版を支持する桁の不等沈下はないという仮定のもとに求められることから、この仮定に反しないように、各主桁の相対たわみによる床版への悪影響を除くため、荷重分配横桁を設ける。
- (3) 支間が大きくなった場合、支間中央に設置した1本の横桁による分配効果は、ある支間方向の距離以上には及ばないと考えられるので、荷重分配横桁の間隔は20m以下とし、おおむね次のように配置するのが望ましい。

- 支間長 35～40m 以下：支間中央に1本
- 支間長 35～40m 以上：支間中央とその両側の3本

(4) 横桁と主桁の連結部は、横桁のモーメントはフランジで伝達し、せん断力は腹板で伝達する。連結部の構造は図4-60(b)を用いるものとするが、フランジの連結ボルトが8本を超えるような大きな断面の横桁は図4-60(a)に示す構造とする。

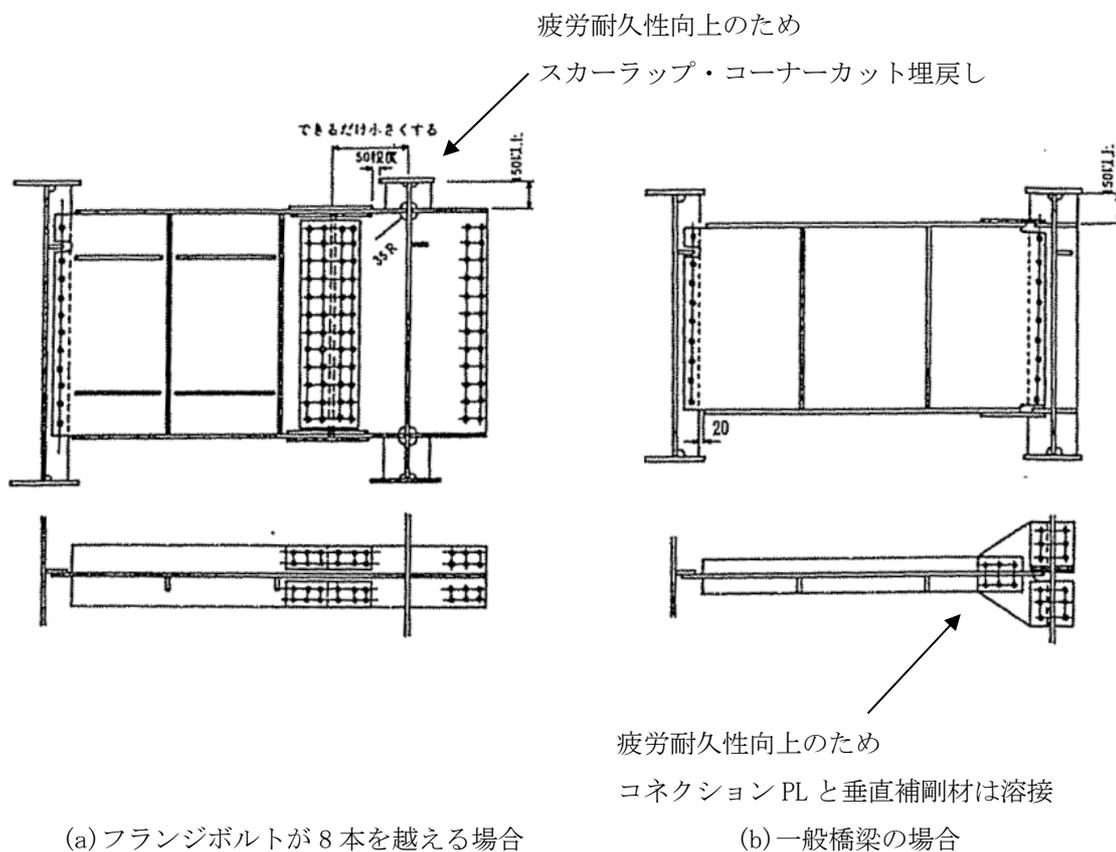


図4-60 主桁と荷重分配横桁の連結構造

#### 4-7 対傾構

- (1) 支点上に対傾構を設ける場合は、桁端部をコンクリートで巻き立てて桁端部の変形を防止する構造とする。
- (2) 中間対傾構は6m以内で、かつフランジ幅の30倍をこえない間隔で設けるものとする。

- 1) 端支点部および中間支点部は充腹形式の横桁の採用を基本とする。やむを得ず支点上に対傾構を設ける場合は、橋軸直角方向の慣性力による対傾構の座屈変形を防止するため、桁端部をコンクリートで巻き立てて桁端部の変形を防止すること。
- 2) 端対傾構および中間支点上対傾構は、風荷重による水平力に対して2組、地震荷重による水平力に対して(主桁本数-1)の組数で抵抗するものとする。
- 3) 中間対傾構は荷重分配作用に関与しないものとする。
- 4) 端対傾構のガセットの取り付けは、図4-61の構造とし、偏心が少なくなるようにする。
- 5) 端対傾構上弦材に適切な間隔で、スラブ止め(RB16φ×500 SR235)を設ける。

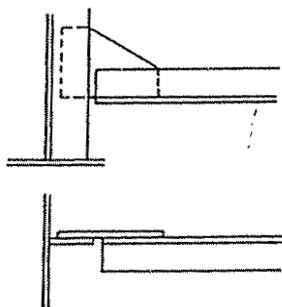


図4-61 端対傾構のガセットの取り付け

#### 4-8 横構

- (1) 支間が25mをこえる場合には、下横構を設ける。
- (2) 下横構には、風荷重と地震荷重が等分布で作用するものとし、風荷重に対してはその部材に最も不利なように、地震荷重に対しては均等に載荷する。
- (3) 下横構に作用する横荷重は全横荷重の1/2とする。
- (4) 下横構の標準的な配置は「4-3 横桁・横構の配置」による。

- (1) 上路プレートガーダーは床版が横力に対して抵抗することから上横構を省略するものとする。また、支間が25m以下の場合、対傾構が横力に対する十分な剛性と抵抗があることから、下横構も省略する。

曲線橋は、構造物全体のねじれ抵抗を確保するため、支間が25m以下であっても下横構を設ける。

(2) 下横構に作用する荷重の載荷方法は図4-61のとおりとする。

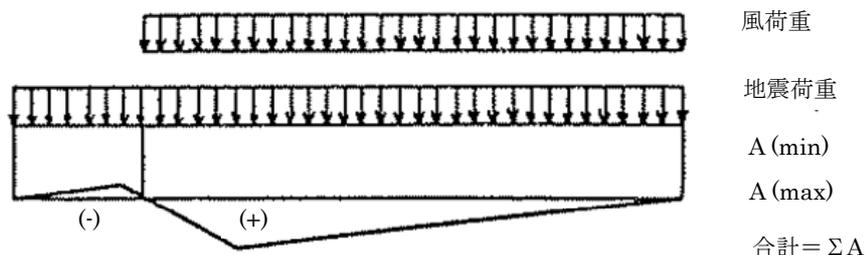


図4-62 下横構に作用する荷重

(3) I形プレートガーダーは、主桁に強固に結合されたRC床版を有することからRC床版が全横荷重の1/2を分担するものとする。

#### 4-9 対傾構・横構の部材細長比および使用形鋼

(1) 対傾構・横構の部材の細長比は、橋全体の剛性を確保する目的から、表4-7に示す値以下とする。

表4-7 部材の細長化

部材	細長比 ( $\ell/r$ )
圧縮材	120
引張材	200

ここに、

$\ell$  : 引張部材の場合骨組長、圧縮部材の場合有効座屈長 (mm)

$r$  : 部材総断面の断面二次半径 (mm)

(2) 1橋梁内において対傾構や横構に使用する形鋼の種類は、各々1~3種類程度とするのが望ましい。

(1) 部材の細長比は道示Ⅱ4.1.5に準拠し、橋全体の剛度をより高めることを目的に、主部材あつかいとしたものである。

なお、フランジがガセットプレートに連結された山形及びT形断面を有する圧縮部材における断面二次半径は、ガセット面に平行な軸周りの断面二次半径を用いる (道示Ⅱ4.5)。

また、対傾構や横構の部材で部材の両面にガセットを設けない構造における有効座屈長は、骨組長の0.9倍とする (道示Ⅱ13.2.3)。

(2) プレートガーダー橋においては使用形鋼の仕様や規格の標準化を目的として1橋梁内において使用する形鋼の種類数は、1~3種類程度までとする。

4-10 細部構造

- (1) 斜橋の主桁端部のフランジは、伸縮継手の取り付けなど施工性に配慮するものとする。  
 (2) 対傾構および横構部材の取り合いは、部材の取り付けおよび塗装作業などに配慮するものとする。  
 (3) 支点上の下フランジ幅は支承のソールプレート幅に配慮するものとする。

(1) 上フランジについては、伸縮継手の取り付けや床版の打ち下ろしの都合からフランジ全幅を斜めに切るが、下フランジについては、50mm程度を残してフランジの半幅を斜めに切る。

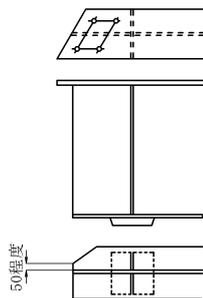


図4-63 斜橋の主桁端部フランジの形状

(2) 対傾構および横構の取り合い。

1) 中間対傾構の取り合いは、図4-64のとおりとする。

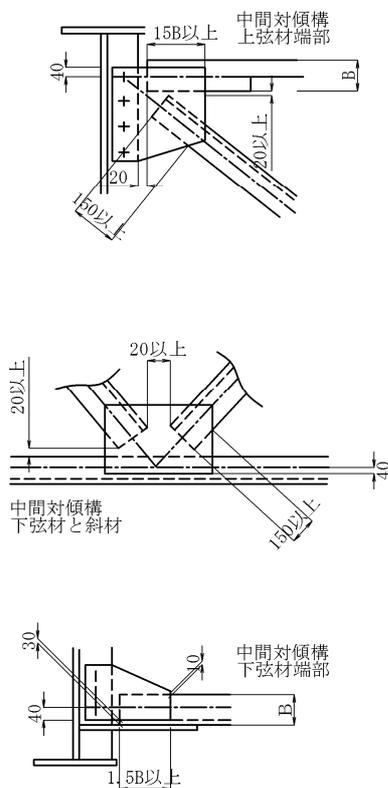


図4-64 中間対傾構

## 第4編 鋼橋

2) 横構と主桁の取り合いは図4-65～図4-67のとおりとする。

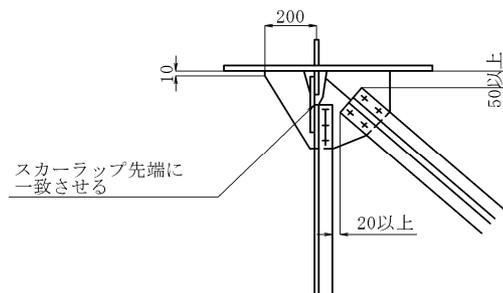


図4-65 下横構端部

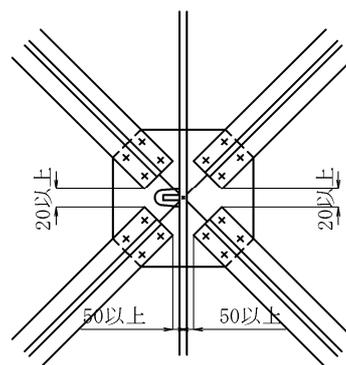
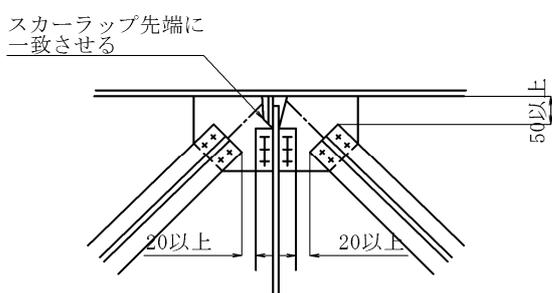


図4-66 分配横桁位置の横構ガセット 図4-67 内桁における横構交差部のガセット

(3) 支点上の下フランジ幅と支承のソールプレート幅の関係は、図4-68を基本とするが、下フランジ幅が支承幅に比べ特に狭い場合は図4-69の様に、支承部付近だけを広げる。

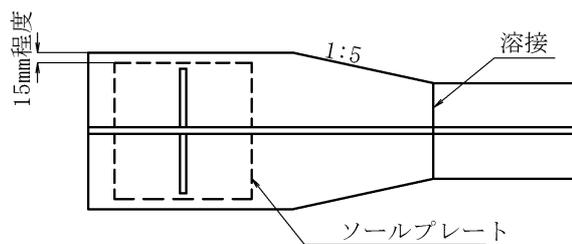
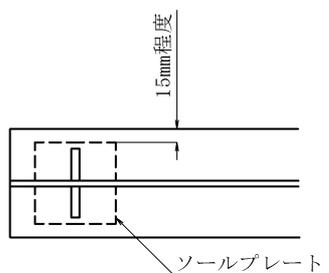
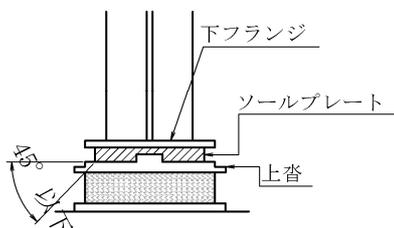


図4-69 ソールプレート幅が下フランジ幅より広い場合



ソールプレート下側縁端から45°で引いた線が50mm支承内になければならない。

図4-68 ソールプレート幅が下フランジ幅より狭い場合

第5章 箱桁橋

5-1 断面構成

箱桁の断面構成は、構造的性、施工性（製作、輸送、架設）を検討のうえ決定する。

(1) 箱桁は、トラック輸送上から最大部材幅は3.0mとし、図4-70のような単体箱桁、または組立箱桁とする。ただし、曲線桁については、曲率による部材幅増を考慮する必要がある。

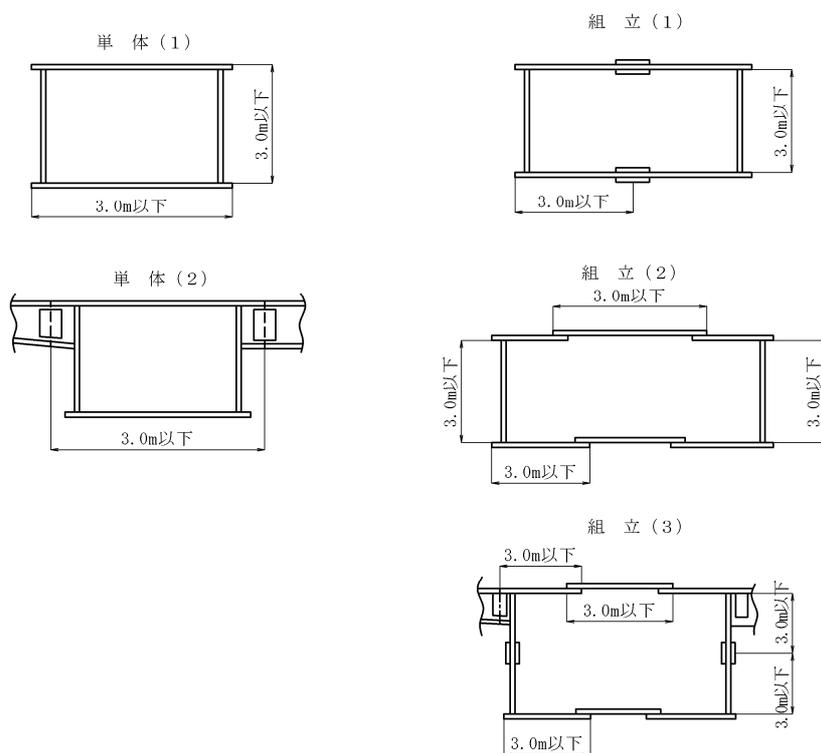


図4-70 箱桁の断面構成

(2) 箱桁の最小寸法は、箱桁内部の作業性から、図4-71のとおりとする。

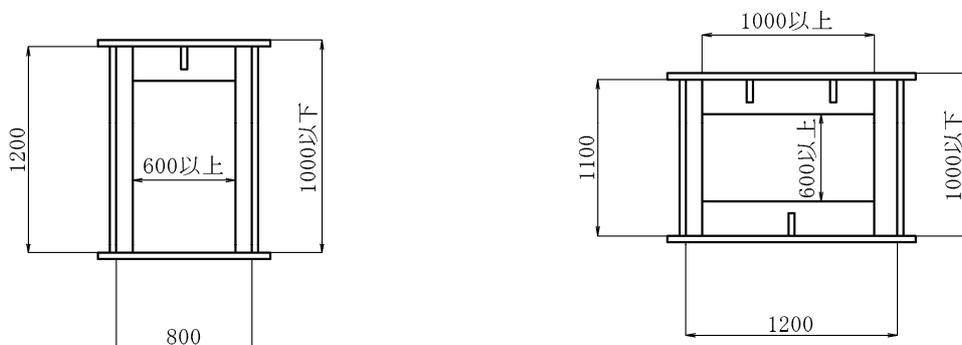


図4-71 箱桁の最小寸法

(3) フランジ、腹板の板厚を変化させる場合は、製作上の便宜を考え、原則として内面合わせとする。

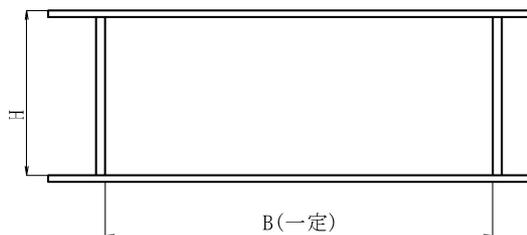


図4-72 板厚が変化する場合の板面の合わせ方

(4) 下フランジの突出長さは床版型枠用支保工が必要な場合には、下フランジ上面への連結板の取り付け、すみ肉溶接などを考慮して、下フランジ縁と基本線の間隔は120mmとするが、支保工を用いず、下フランジを突出させる必要のない場合は、溶接代を考慮して腹板外面から10~15mmとする。



(a) 支保工が必要な場合 (b) 支保工が不要な場合

図4-73 下フランジの突出長

(5) 下フランジは製作及び架設に配慮し、原則として水平とするが、建築限界などの桁下制限がある場合には横断勾配をつける。

上フランジは死荷重軽減のため、路面の横断勾配に合わせるものとするが、横断勾配が2%以下の場合には、ハンチ部の重量が大きくないため、施工性に配慮して水平とするものとする。上フランジを傾ける場合は、箱桁橋一連の区間について横断勾配から判断し、その区間内では一定値とすることを原則とするが、横断勾配が著しく変化する場合は、横断勾配の変化に合わせた上フランジとすることも検討する。

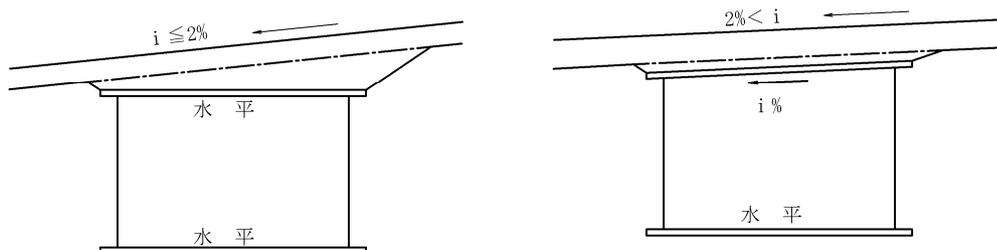


図4-74 フランジの形状

5-2 縦リブおよび横リブ

- (1) 縦リブはフランジと同材質とし、原則として主桁の断面性能に加算する。
- (2) 縦リブはフランジと直角に取り付ける。
- (3) 圧縮フランジを補剛する縦リブは、腹板純間隔と板厚により決定する。
- (4) 縦リブ断面は原則としてブロック内で上下フランジ毎に統一するものとする。また、材質毎に縦リブ断面を統一することなども検討する。
- (5) 引張側縦リブの連結において、ボルト孔による断面欠損分は、主桁のフランジ側で負担させる。
- (6) 横リブは、原則としてダイヤフラム間に1本以上配置する。
- (7) 横リブの縦リブ用スカーラップは統一形状とし、最大縦リブ断面にて決定する。
- (8) 横リブには、溶接施工性および疲労の面からフランジを設けて垂直補剛材に取り付ける。

(1) 縦リブは、断面が主桁全体の断面積に占める割合が比較的大きいので、経済性を考慮して、フランジと同材質とし、主桁の断面性能に加算する。

(2) フランジに対する縦リブの取り付け角度は、溶接施工性の面から直角とし、溶接サイズ 6mm 程度のすみ肉溶接とする。

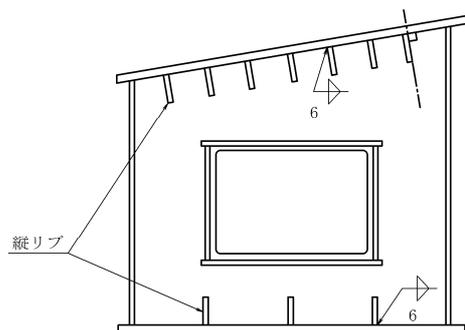


図4-75 縦リブの取付け角度

(3) 圧縮フランジを補剛する縦リブは、腹板純間隔と板厚から本数と断面が決めるが、連続桁の場合は引張フランジへ移る箇所があるので、構造上偶数分割とし、引張フランジになる範囲は、リブ本数を1本置きに間引くのが望ましい。

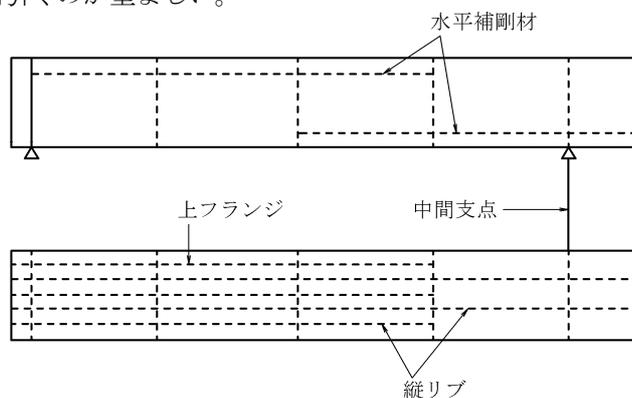


図4-76 縦リブの配置

(6) 圧縮フランジの横リブは、フランジが厚く、縦リブの断面も大きい場合には、ダイヤフラム間に1ヶ所または、それ以上配置してもよい。また、引張フランジの横リブは、輸送架設時を考慮して、ダイヤフラム間に1ヶ所または、それ以上は配置する。

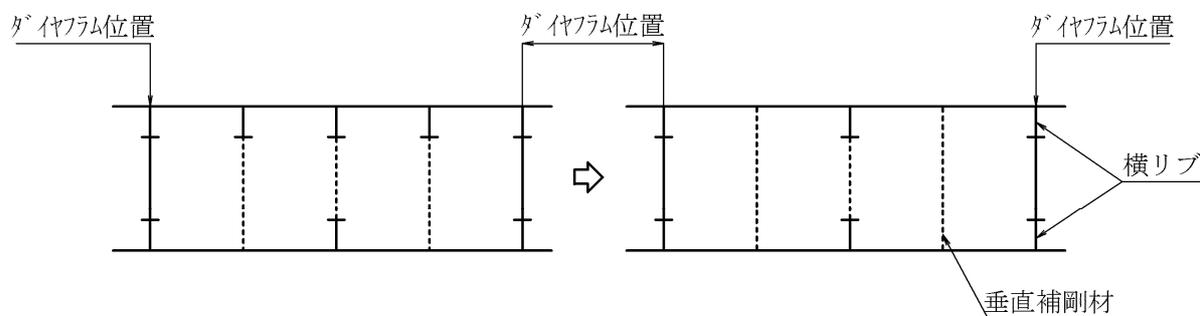


図4-77 横リブ配置

(7) 縦リブと横リブが交差する場合の横リブのスカールップは、図4-78のとおりとする。

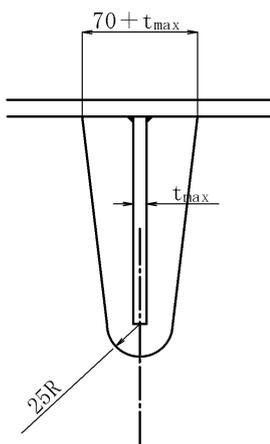


図4-78 横リブのスカールップ

横リブと垂直補剛材の取り合いは図4-79による。

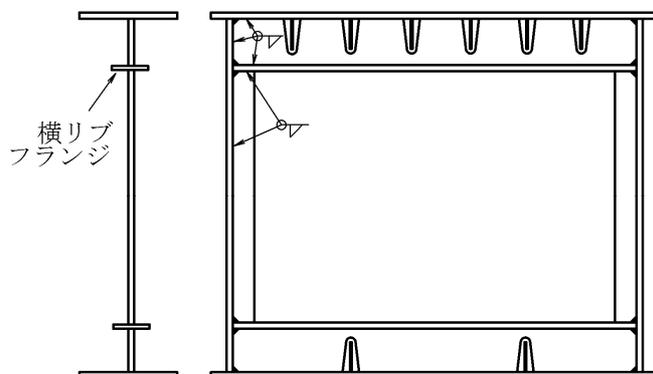


図4-79 横リブと垂直補剛材の取り合い

5-3 ダイヤフラム

- (1) 箱桁には、断面形状の保持、剛性の増大、応力の減少および局部集中荷重の桁への円滑な伝達のため、十分な剛性を有するダイヤフラムを設ける。
- (2) ダイヤフラムは、支点上ダイヤフラムと中間ダイヤフラムで構成する。

1) 箱桁支点上には、箱桁の断面形状の保持および箱桁腹板からのせん断力を支承に円滑に伝えるために、支点上ダイヤフラムを設けるものとし、その標準形状は、図4-80のとおりとする。

また、中間支点上ダイヤフラムで、縦リブを貫通させた場合には、断面の欠損による照査を行わなければならない。

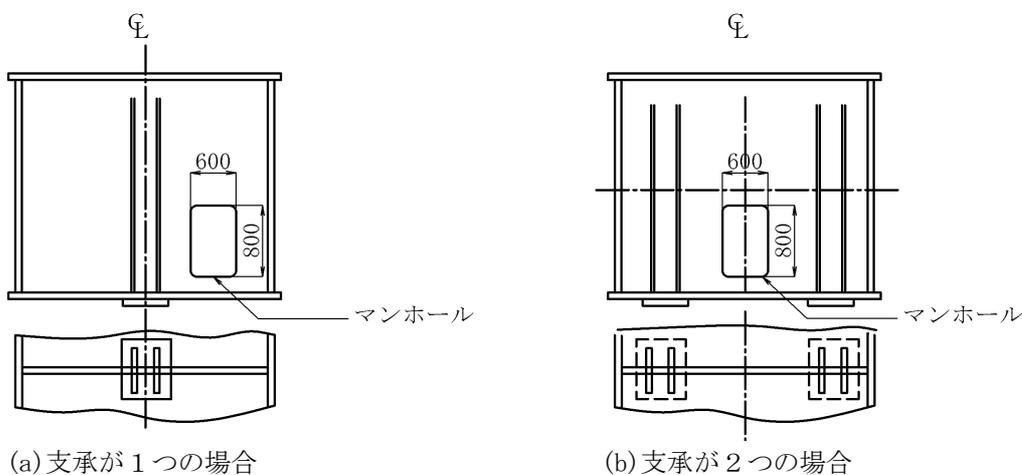
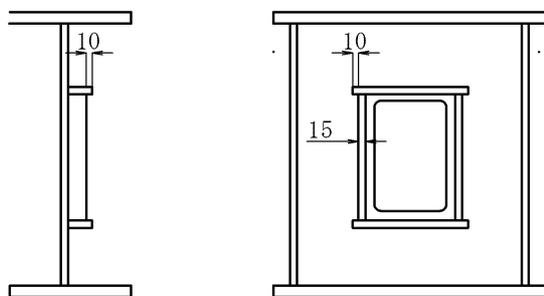


図4-80 支点上ダイヤフラム

なお、マンホールは5-8に示すように、点検時の進入のし易さに配慮し、極力下側に寄せて配置するのが良い。

2) 中間部には、箱桁の断面形状の保持、横桁およびブラケット取り付け部からの作用力の円滑な伝達などのために、中間ダイヤフラムを設けるものとし、その形状は、原則として図4-81に示す充腹板方式とする。



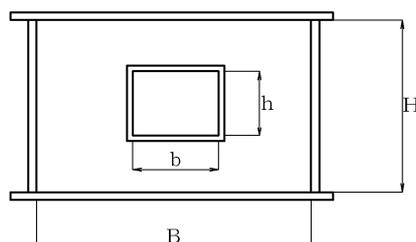
注) 開口部の補強プレートは片側にのみ設置すればよい。

図4-81 中間ダイヤフラム

## 第4編 鋼 橋

- 3) 中間ダイヤフラムの間隔は、原則として6m以下とし、横桁およびブラケット取り付け部の位置を考慮して決定する。
- 4) 充腹板方式のダイヤフラムの開口率（ $\rho$ ）は、次式により求める。なお、開口率（ $\rho$ ）が0.4以下の場合には充腹板方式として、0.8以上の場合にはラーメン方式として考える。

$$\rho = \sqrt{\frac{b \times h}{B \times H}}$$



- 5) ダイヤフラムの剛性および応力照査は、「鋼道路橋設計便覧 3.3.4」による。
- 6) 斜橋のダイヤフラムは、製作面の配慮などから支点部を除き、箱桁に直角に設ける。

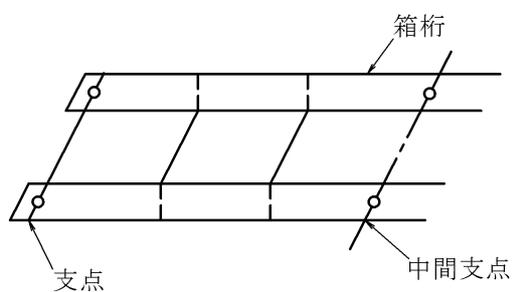


図 4-83 箱桁のダイヤフラムの方向

### 5-4 横桁

並列箱桁では、原則として6m以下の間隔で横桁を設ける。

- (1) 並列箱桁では、ダイヤフラムの位置に応じて、荷重分配を考慮したI断面横桁を設ける。
- (2) 箱桁の剛域を無視して求めた横桁の断面力は図4-84に示すように箱桁取り付け部に断面力を移動させる。

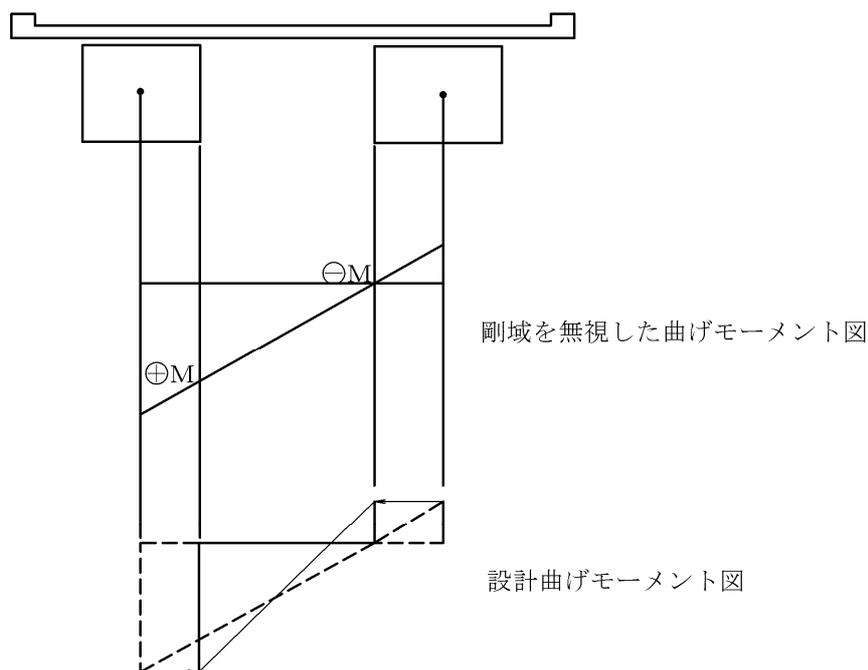


図4-84 横桁の断面力

### 5-5 横構

箱桁は横方向の剛性が大きいので横構は省略する。

### 5-6 支承配置

並列箱桁は、原則として1主桁1支承とする。

箱桁では支点におけるねじりモーメントが大きいため、1主桁2支承では負の反力を生じる可能性があることから並列箱桁においては、原則として1主桁1支承とする。

### 5-7 箱桁内の排水

箱桁の内部には排水孔を設ける。

箱桁の内部は高湿度で、しかも水が溜まりやすいことから、内部に水の通りみちをつくり、端部で排水孔により外部に排水する。

排水孔には水きりのために鋼管または孔あきプレート（耐候性鋼材の場合）を溶接する。

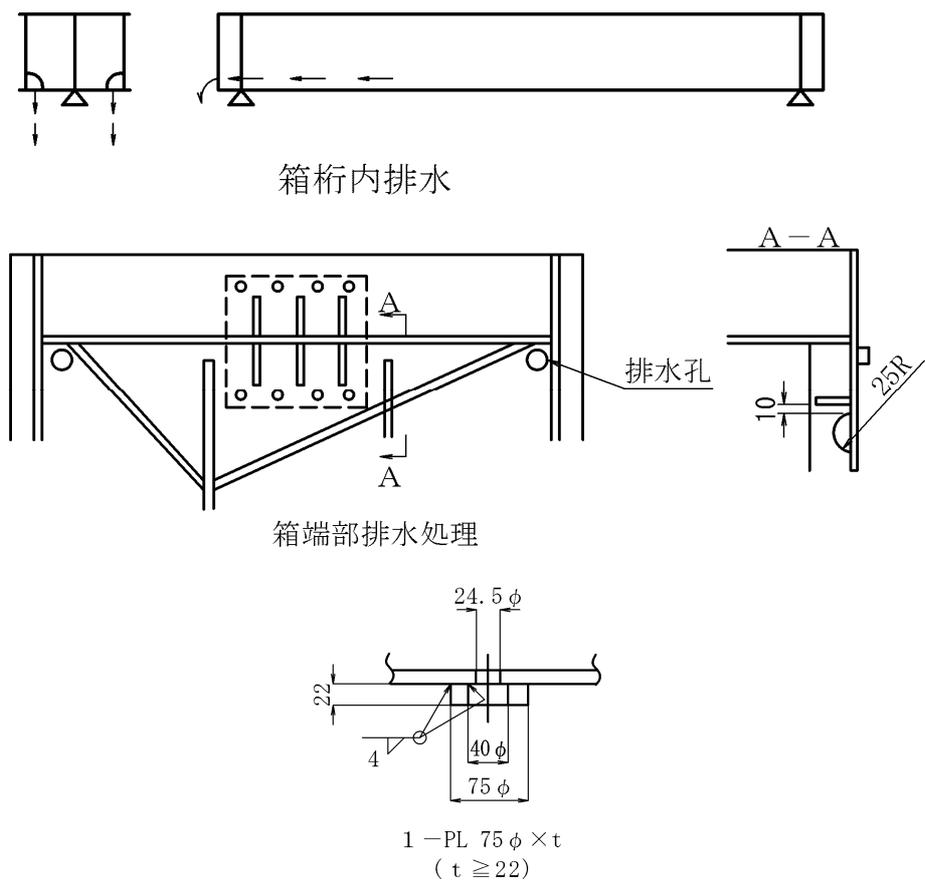


図4-85 箱桁内の排水

### 5-8 マンホール

- (1) 箱桁には、架設、内部塗装および橋梁点検などのための、マンホールを設ける。
- (2) マンホールの構造は、原則として内開き形式とする。
- (3) マンホールの取り付け位置は、原則として端ダイヤフラムとする。

(2) マンホールの構造には、内開き形式、外開き形式および取り外し形式があるが、取り付け位置を考慮し、原則として内開き形式とする。

なお、マンホールの材料は母材と同様に鋼材を用いることを基本とするが、維持管理性の良いFRP等の軽量素材を適用してもよい。

## 第4編 鋼橋

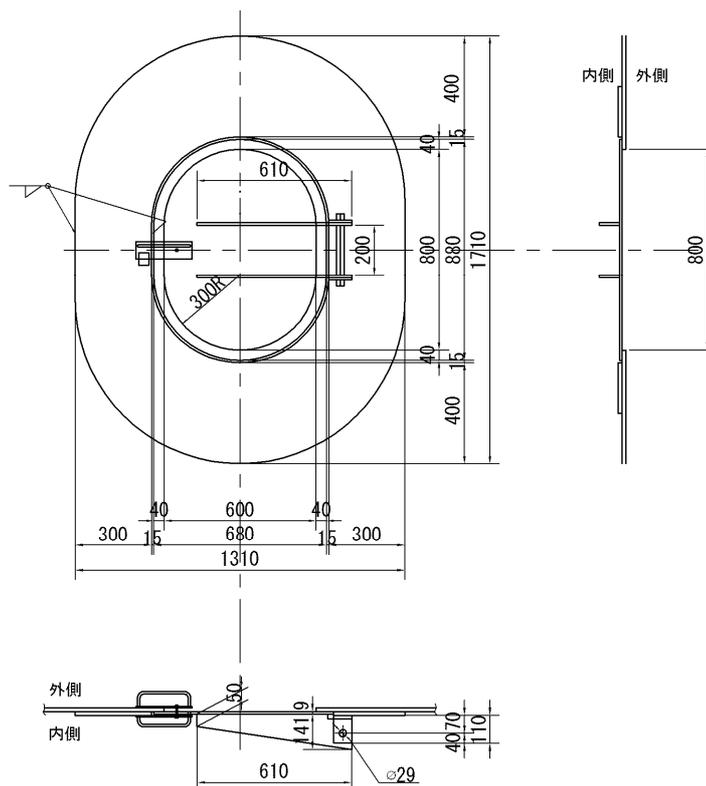


図4-86 マンホールの構造

マンホールの開口サイズは上図を標準とするが、箱断面が狭小で配置が困難な場合は、最小寸法400×600まで縮小しても良い。

(3) 橋梁点検は橋梁検査路と沓座を利用して行われることから、マンホールの取り付け位置は、原則として端ダイヤフラムとする。マンホールは、点検時に進入のし易さに配慮し、極力下側に寄せて配置するのが良い。

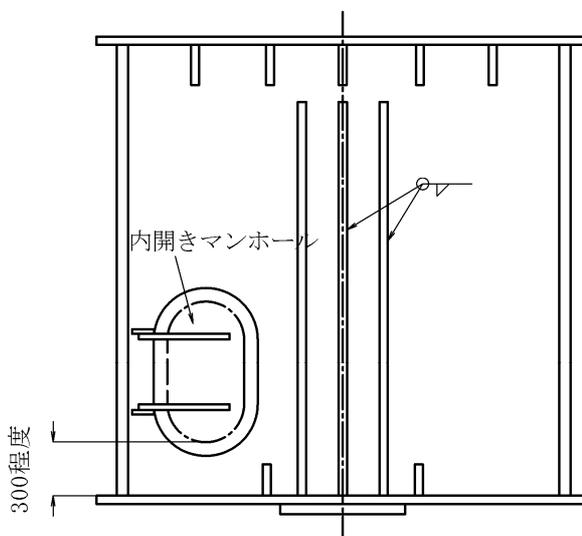
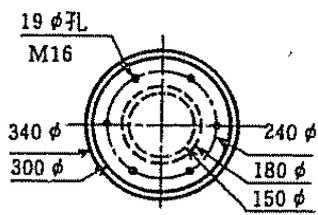


図4-87 マンホールの取付位置

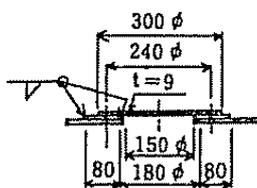
5-9 ハンドホール

箱桁の上面フランジには、架設のためのハンドホールを設ける。

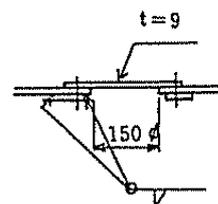
- (1) 架設時における箱桁内部の部材、工具の受渡し、エアホースの挿入のために、上フランジにハンドホールを設ける。
- (2) ハンドホールの構造は、図4-88のとおりとする。



(a) 平面図



(b) R C床版の場合の断面図



(c) 鋼床版の場合の断面図

図4-88 ハンドホールの構造

5-10 維持管理上の配慮

箱桁内部に橋脚番号・ダイヤフラム番号を表示する。

(1) 箱桁内部のような閉塞空間で定期点検を行う場合、自分の居場所を見失う場合がある。そこで、点検者が居場所を把握できるように、箱桁内部に橋脚番号およびダイヤフラム番号を表示しておく配慮が望ましい。

各表示は、フィルム状の粘着シートを用いるものとし（文字色は赤や黒など箱桁内部でも見やすい色を使用する）、ダイヤフラムの見やすい位置に貼り付ける。

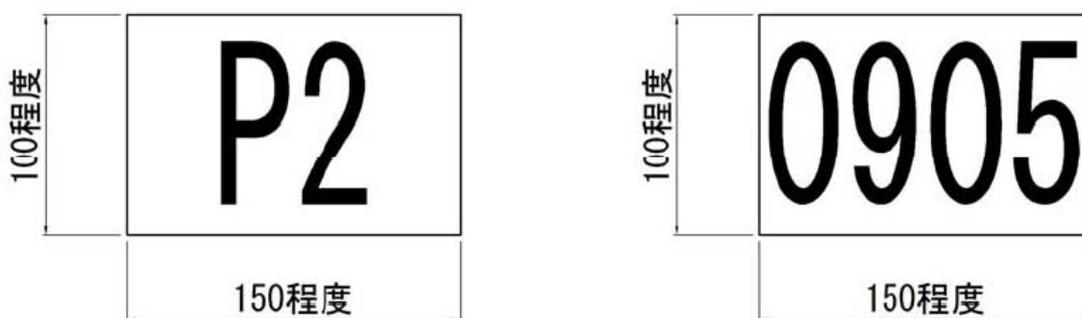


図4-89 橋脚番号・ダイヤフラム番号の表示（例）

ダイヤフラム番号は、橋梁定期点検要領の4ケタの要素番号を起点側の支点から4箇所目毎を基本として表示する。

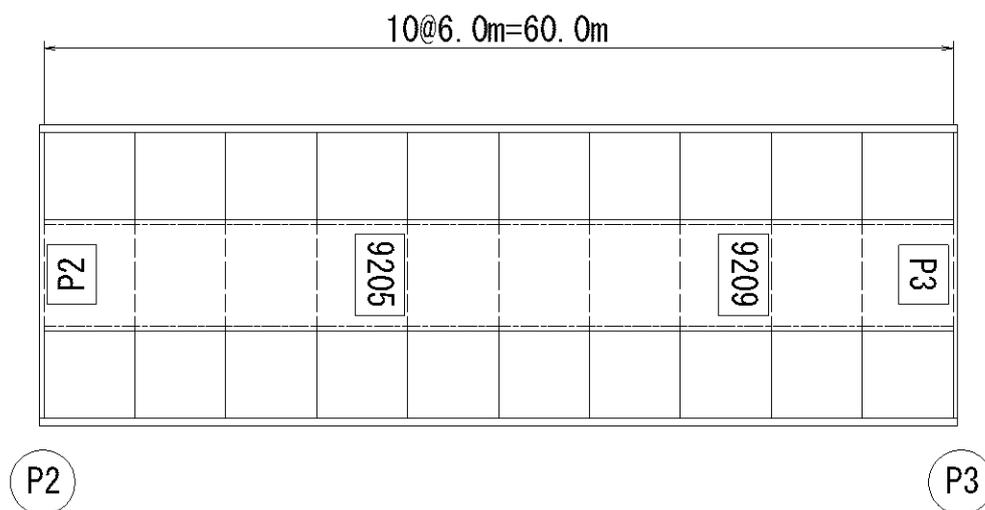


図4-90 橋脚番号・ダイヤフラム番号の表示箇所（例）

## 第6章 少数主桁橋

### 6-1 設計の基本

- (1) 少数主桁橋は、PC床版や合成床版を用い、I断面の主桁を3本以上配置した形式を基本とするものである。
- (2) 横構を省略し、床版にて横方向力を伝達する構造とする。
- (3) 適用支間は単純桁では60m程度、連続桁では70m程度までとする。

(1) 主桁本数を少なくすることにより、材片数、部材数や溶接延長を低減でき、製作工数の低減と現場作業の効率化により経済性を図れるが、床版補修時の全面通行止めの回避および期間短縮を考慮して3本以上とした構造を基本とする。

床版の長支間化に対しては、PC床版や合成床版を適用する。

(2) 床版をPC床版や合成床版としたことにより、剛度や耐久性が向上し、健全性が維持できることから、従来横構に期待していた風荷重・地震の伝達をすべて床版で受け持つものとする。

(3) 最大支間長はこれまでの採用実績と耐風性能上の観点から、単純桁では60m程度、連続桁では70m程度までとする。

少数主桁は直橋において採用することを基本とするが、これまでの実績から斜角 $75^\circ$ 以上、 $R=1000m$ 程度を採用の目安とする。ただしバチ型は適用外とする。

平面曲線に対しては、曲線桁とすることを原則とする。

なお、少数主桁橋はPC床版や合成床版を用いて床版支持間隔を広げることにより、主桁本数を少なくし、横桁・横構などを単純化または省略して合理化を図った橋梁である。このため幅員の狭い橋でも、3主桁以上であれば少数主桁橋の適用は可能であるが、床版支持間隔を広げることによって発揮される少数主桁橋のメリットが生かせなくなる。このことから、例えば3主桁の鈹桁橋で床版支持間隔が3m以下となるような幅員の狭い橋では、通常のRC床版の鈹桁橋の採用を前提に考えれば良い。

## 6-2 全体系の解析

- (1) 鉛直荷重に対しては平面任意形格子理論により断面力を算出する。
- (2) 水平荷重（風、地震）に対しては、床版を介して伝達することを前提とし、支点上横桁・支点上補剛材の設計には床版剛性を考慮する。
- (3) 完成系の安全性のみならず、架設時など施工時の安全性についても検討する。

- (1) 床版の剛性により水平力を伝達させるため、支点付近では床版からの力を補剛材や横桁を介して支承に確実に伝達出来るように、床版と主桁および支点上横桁は確実に接合することとする。
- (3) 架設時は、横倒れ座屈などを十分検討した上で施工するものとし、必要に応じて仮設材を設けて安全性を確保する。

## 6-3 主桁の配置

主桁の間隔は最大 6m 程度とする。

床版支間が 6m の実物大床版を用いた移動載荷試験が旧 JH で行われており、疲労に対しての耐久性が確認されていることから、この条文を規定したものである。

## 6-4 補剛材

- (1) 中間横桁取付部の垂直補剛材は、主桁下フランジの固定点としての剛度が確保でき、かつ横桁からの端モーメントを伝達できる断面とする。
- (2) 荷重集中点の補剛材で上フランジと垂直補剛材の溶接部は完全溶け込み溶接とする。
- (3) 支点上補剛材は横桁と主桁からなるラーメンの柱として剛度の確保及び、応力の伝達が可能なように設計する。

- (1) 垂直補剛材と主桁腹板および中間横桁で構成されるラーメンフレームが、主桁フランジの固定点としての十分な剛度を確保できるように、「鋼道路橋設計便覧第5章」のポニートラスの垂直材と同様の照査を行うとともに、横桁の桁高が低いことなどから、横桁の端部のモーメントに対して十分抵抗できる断面とすることを規定したものである。
- (2) 上フランジと横桁が取り付く垂直補剛材の溶接は、床版の回転変形を拘束することから応力集中が発生する。従って、この部分の溶接を完全溶け込み溶接とする。

6-5 ずれ止め

ずれ止めは、原則として頭付きスタッドを用いる。

(1) PC床版プレートガーダー橋では、風荷重や地震に対し床版剛性を考慮しており、床版や橋面舗装による地震時の慣性力や壁高欄および、遮音壁の受ける風圧力は、床版から支点付近のずれ止めを伝って、支点上横桁、支点へと伝わる。従って、ずれ止めは、橋軸方向と橋軸直角方向のせん断力を受けるため、方向性に依存しない頭付きスタッドを用いる。

スタッドは主桁の輸送・架設において支障となる。特にプレキャストPC床板の場合は、その架設にも配慮してネジ式スタッドを標準とする。

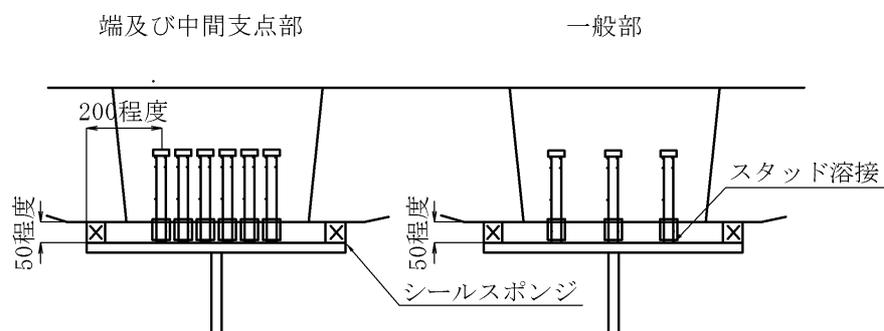


図4-91 ネジ式スタッドジベル配置図

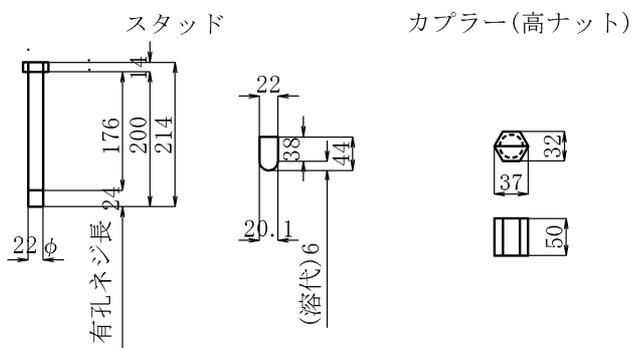


図4-92 ネジ式スタッドジベル詳細図

6-6 横桁

- (1) 横桁断面は、横桁と垂直補剛材によって形づくられるU型フレームとして必要な断面を確保する。
- (2) 横桁間隔は、主桁圧縮フランジの固定間距離に配慮して決定する。
- (3) 中間横桁は、原則として施工性を考慮し、H形鋼を用いるものとする。また、その取付け位置は中段配置を基本とする。
- (4) 横桁と主桁の連結は、横桁に発生する断面力を垂直補剛材に確実に伝達できる構造とする。
- (5) 端支点横桁及び中間支点横桁は耐震性を考慮した構造とする。

(1) 圧縮フランジの固定点としての剛度を確保するため、「鋼道路橋設計便覧第5章」によりポニートラスにおけるU型フレームとして必要な断面を確保することを規定したものである。

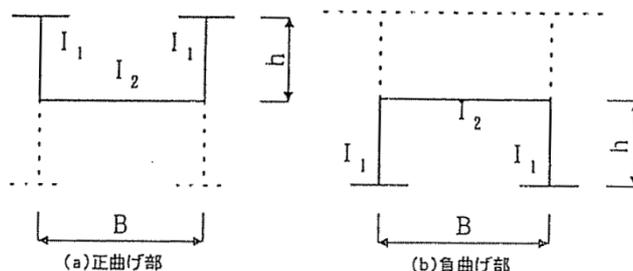


図4-93 U型フレーム

$$C = \frac{6EI_1I_2}{h^2(3BI_1+2hI_2)}$$

ここに、C : 所要剛度

E : ヤング率

$I_1$  : 腹板の有効幅+垂直補剛材の柱としての断面二次モーメント

腹板の有効幅は「道示Ⅱ11.5.2」によるものとする

$I_2$  : 中間横桁の断面二次モーメント

(2) 中間支点付近の主桁下フランジは圧縮側となり、主桁固定点間距離が長くなると許容応力度が低減され、中間支点付近の横桁間隔をむやみに大きくするのは経済性を考えると不利になることから、一般的には横桁間隔は支点付近を5m程度、その他を10m程度を目安とする。

(3) 中間横桁は、工場で製作するビルトHとH形鋼の使用が考えられるが、一般的には工場製作の省力化からH形鋼を使用する。

## 第4編 鋼橋

- (4) U形フレームとして必要な剛度を確保し、横桁端部に発生する断面力を確実に伝達できる構造とする。

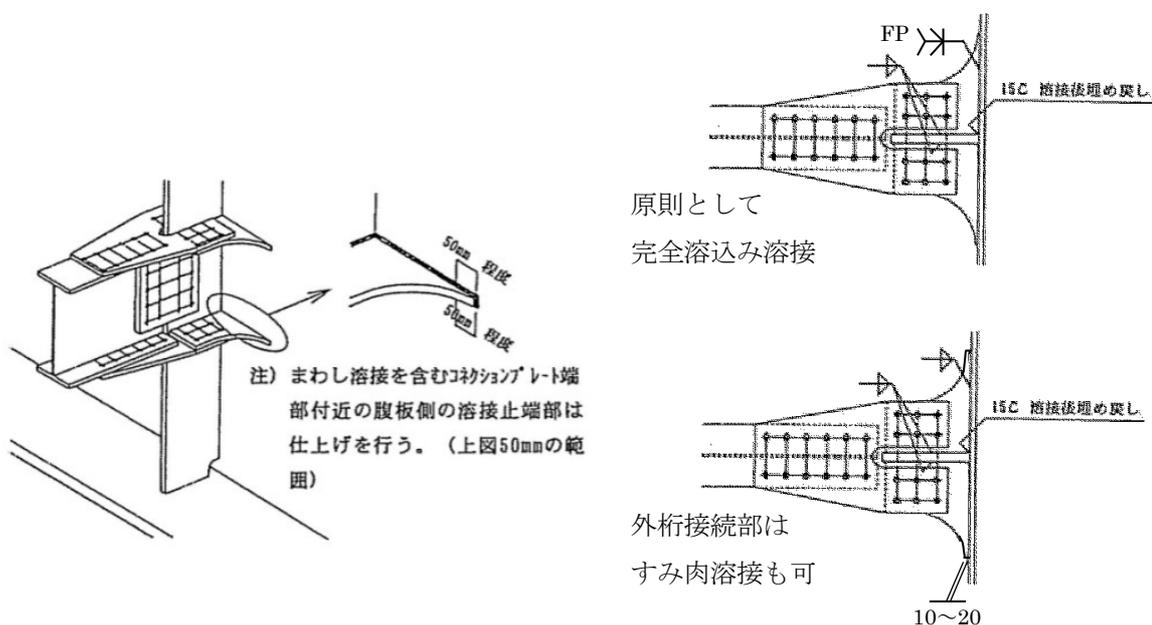


図4-94 横桁接合構造

- (5) 端支点横桁は主桁端部の防錆、騒音・振動の低減及び耐震性の観点より、中間支点横桁は、全体横倒れ座屈防止の観点よりコンクリートを巻き立てる構造を基本とする。

橋台パラペットと桁端との遊間が少なく型枠の離脱が困難な場合は、鋼製作型枠または埋設型枠の使用かパラペット側のコンクリート巻立てを省略することもある。

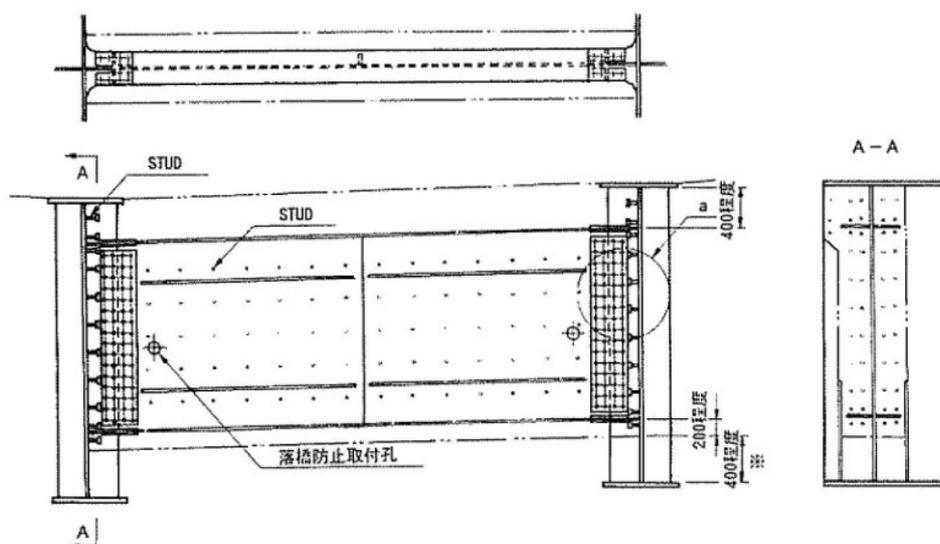


図4-95 端支点横桁コンクリート巻立て図

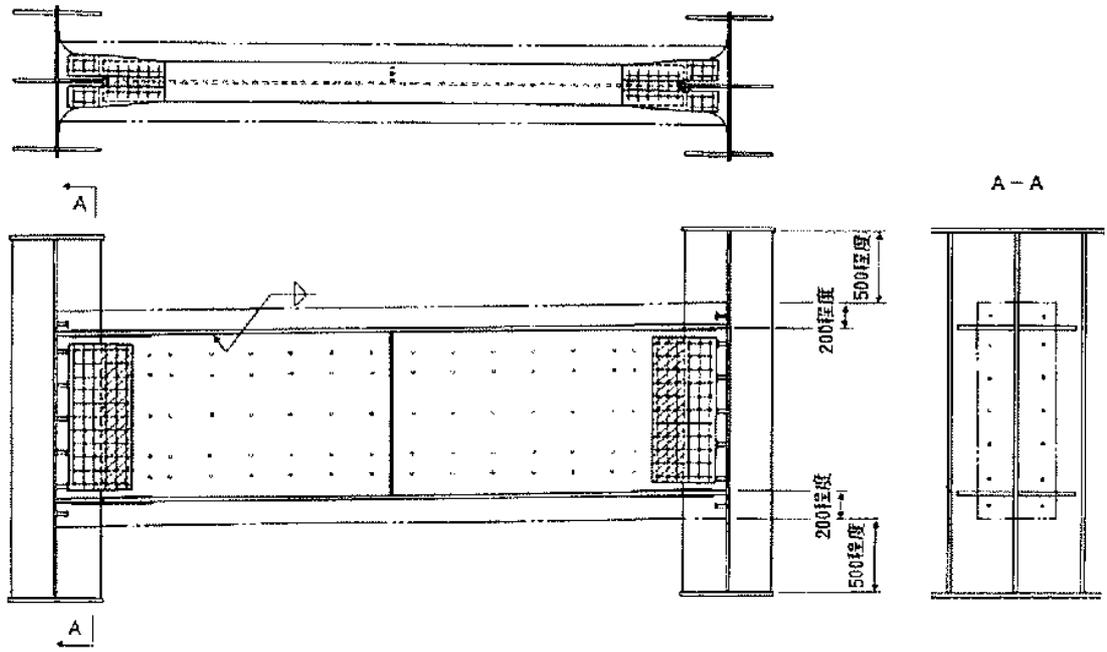


図4-96 中間支点横桁コンクリート巻立て図

## 6-7 床版

### 6-7-1 設計一般

- (1) 少数主桁橋の床版は、PC床版や鋼・コンクリート合成床版とする。  
 (2) PC床版は、床版支間方向をPC構造、床版支間直角方向はRC構造として設計する。

(1) 少数主桁橋の床版としては、プレキャストPC床版、場所打ちPC床版、鋼・コンクリートの合成床版の実績がある。

PC床版は、現場打ちPC床版とプレキャストPC床版がある。PC床版の採用に際し、場所打ちPC床版は、現場施工においてひび割れの発生に注意が必要であり、プレキャストPC床版は部材の製作、運搬や架設方法について検討を行う。

なお、プレキャストPC床版は「JIS A 5373 推奨仕様 2-4 道路橋用プレキャストPC床版」に準拠すること。

鋼・コンクリート合成床版は、一般に曲線や斜角がある場合に採用を検討することが多い。合成床版を検討する場合は、「橋建協標準合成床版（平成22年7月）（社）日本橋梁建設協会」を参考とする。

合成床版の下鋼板の防蝕は亜鉛アルミ溶射、熔融アルミ溶射、熔融亜鉛メッキ、塗装、無塗装耐候性鋼材から選択する。

(2) PC床版支間方向はPC構造とする。また、床版支間直角方向は、RC構造とするが、過度のひびわれが発生し床版全体の剛性が低下しないよう、鉄筋の引張応力度を照査することとし、その制限値は鉄筋の疲労強度やひび割れ幅を考慮して、120N/mm<sup>2</sup>程度とする。

### 6-7-2 床版支間と床版厚

床版支間の取り方および床版の最小厚は、表4-8による。

表4-8 床版支間の取り方および床版厚

床版支間の取り方	床版支間は主鉄筋あるいは横締めPC鋼材配置方向に測った支持桁の中心間隔とする。
床版厚	道示Ⅲ7.3.2により求める。

(3) 鋼橋のPC床版の支間は、桁の回転拘束力等が不明であることから、主鉄筋あるいは横締めPC鋼材配置方向に測った支持桁の中心間隔とすることとした。

(4) 鋼橋のPC床版厚は、6m支間の連続版について疲労載荷試験を実施した結果、道示Ⅲから求めた最小全厚にて床版の耐荷力・耐久力が確認できたため、道示Ⅲ7.3.2により算出することにした。

6-7-3 床版の設計曲げモーメントおよび応力度の照査

- (1) T 荷重 (衝撃を含む) および死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメントは、道示Ⅲ7.4.2により求める。
- (2) 床版の部材寸法、横締めPC鋼材は、表4-9に示す制限値を満足するように決定する。

表4-9 制限値と決定項目

制限値	決定項目
全死荷重時：フルプレストレス	横締めPC鋼材
設計荷重時：フルプレストレス	

(1) T 荷重による床版の設計曲げモーメントの算出は、道示Ⅲ7.4.2に規定する床版支間長の適用範囲内では、道示式による。

PC床版少数主桁橋の死荷重による床版曲げモーメントは、図4-97に示すモデル (a) (横桁による主桁の拘束を考慮し、完全固定としたモデル) と、モデル (b) (主桁の拘束度を無視し、張出しを考慮した単純梁モデル) により算出するものとする。これは、以下の理由による。

- ① PC 床版少数主桁橋の死荷重による床版曲げモーメントは、張出し床版部の影響により中間床版部の正の曲げモーメントが打消される傾向にあること。
- ② 中間横桁による主桁変形拘束の影響により、床版曲げモーメントが橋軸方向の位置に応じ変化すること。
- ③ PC 床版少数主桁橋の主桁の拘束度は、実際にはモデル (a) とモデル (b) の中間にあると考えられること。



図4-97 床版の死荷重による曲げモーメントを算出するための解析モデル

## 第4編 鋼橋

### 6-7-4 構造細目

PC床版の構造細目は、道示Ⅲ7.5～7.8による他、下記に示す事項も満足させるものとする。

- (1) プレキャストPC床版相互の橋軸方向継手はRCループ継手とし、膨張コンクリートを用いる。
- (2) 床版のハンチは以下のとおりとする。
  - 1) 床版には原則としてハンチを設けるものとし、その高さは8.0cm程度以上とする。
  - 2) ハンチ勾配は1:5以上の勾配をつけることを基本とする。
  - 3) プレキャストPC床版のハンチ下面の水平区間は、鋼桁フランジ端より5cm～15cm程度余裕を持たせることが望ましい。
- (3) 端部の床版はハンチ高だけ増厚するものとし、床版増厚部の長さは少なくとも第一横桁以上を確保する。
- (4) プレキャストPC床版敷設のための無収縮モルタル厚は、フランジ上面から30mmを基本とする。

(1) 以下の利点を考慮し、RCループ継手を用いる。

- 1) ループ内のコンクリートに対して鉄筋の拘束効果があり、必要重ね継手長が短くなり、間詰め幅を小さくできる。
- 2) 継手部のコンクリート打設のみの現場施工であり、省力化と経済性の面で優れる。
- 3) 損傷した場合の床版の取替えが容易で、維持管理面に優れる。

(3) 桁端部の床版増厚は、端部衝撃の影響を緩和し、橋梁全体の振動やそれに伴う騒音を低減する目的で行うものである。また、増厚範囲については、道示の規定および型わく・床版施工性の観点から第一横桁の位置（6m程度）を基本とするが、横桁位置がそれよりも大きい場合には、別途検討する。

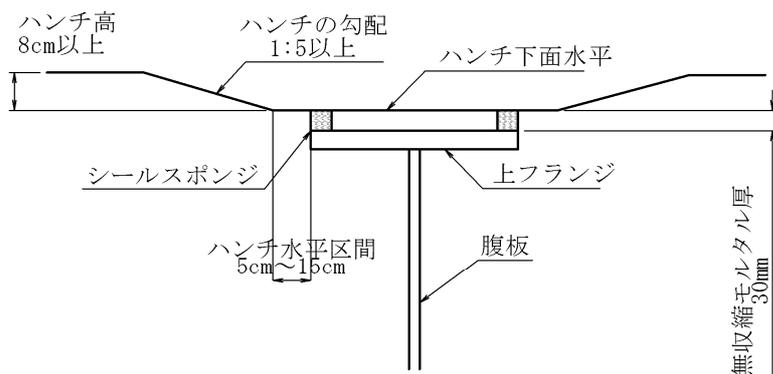


図4-98 プレキャストPC床版ハンチ形状等

## 第7章 疲労設計

### 7-1 適用範囲

疲労設計にあたっては、「道示Ⅱ第5章5.3疲労設計」及び「鋼道路橋の疲労設計指針」の規定を満足するものとする。

この規定は、道路橋のうち主として鋼製の上部構造における自動車荷重に対してこれを適用する。コンクリート床版のうち、道示Ⅱ第2章により設計された鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版については疲労耐久性が確保されているものと考え、設計の適用外として良い。

### 7-2 基本事項

- (1) 疲労設計にあたっては、著しく疲労強度が低い継手や過去に疲労損傷が報告されている構造の採用を避ける。
- (2) 疲労設計は原則として活荷重等によって部材に生じる応力変動の影響を評価して必要な対策を実施する。
- (3) 部材の連結は疲労強度等級の高い継手を採用する。

(1) 鋼道路橋の疲労設計の基本は、疲労強度が著しく低い継手や過去に疲労損傷の発生が報告されているような構造を回避することを原則とする。また、変動荷重によって部材に発生する応力変動を評価して、所要の疲労耐久性を確保するものとする。なお、応力変動の評価が困難な場合は、過去の知見などから疲労耐久性に優れる継手を採用する。

なお、構造計画上は断面や剛度の急変は避け、切欠き部や溶接継手部などでは、R加工を行い、応力集中を生じない構造を採用するのが良い。

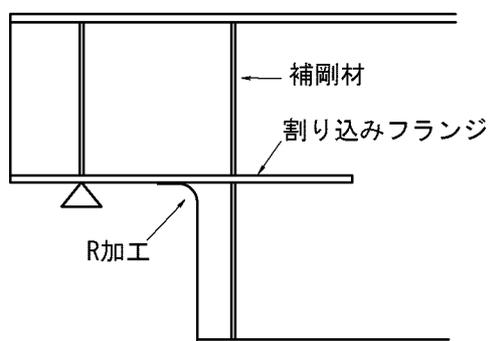


図4-99 主桁腹板切欠きの例

## 第4編 鋼 橋

- (2) 疲労現象は、応力度の変動とその繰り返しにより発生するものである。よって、自動車荷重以外の要因により疲労損傷が懸念される場合は、その影響を考慮して適切に設計する。
- (3) 部材の連結は疲労強度等級の高い継手が望ましい。

7-3 疲労照査の流れ

疲労照査は以下のフローチャートにより行う。

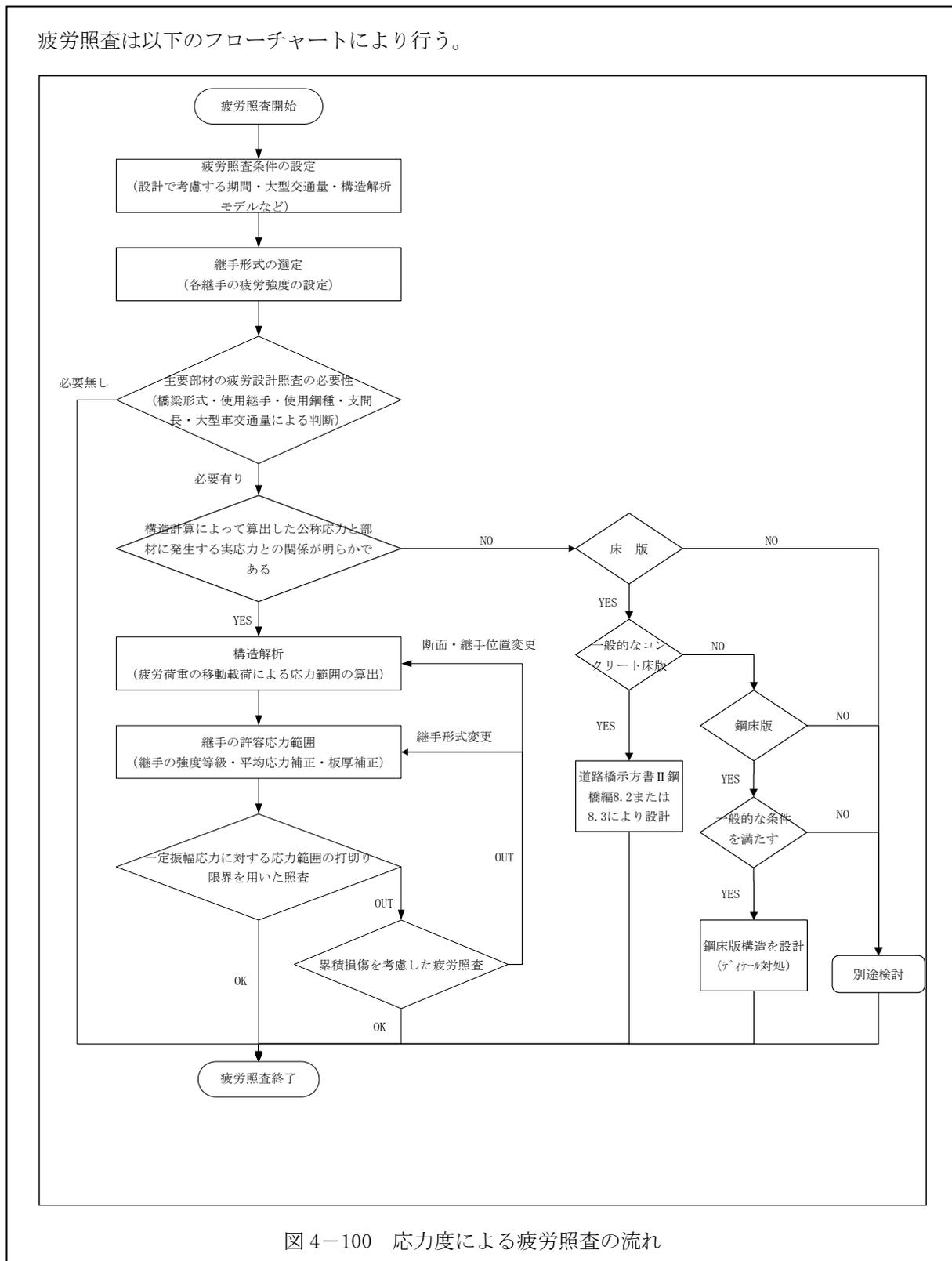


図 4-100 応力度による疲労照査の流れ

## 第4編 鋼 橋

(1) 下表に示す条件を全て満たす場合、疲労に対する安全性が確保されていると見なして良い。

表 4-10 疲労に対する安全性が確保されている条件

橋梁形式	コンクリート床版を有する鋼桁橋
使用継手	「鋼道路橋の疲労設計指針」に示される 疲労強度等級 A~F に分類される継手
使用鋼種	SS400、SM400、SM490、SM490Y、SM520、SMA400、 SMA490、SMA490Y、SMA520
支間長	最小支間長が 50m 以上
ADTTSLi	1000 台 / (日・車線) 以下

(2) 一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界による照査とは、着目する継手の最大応力範囲の値と一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界の値を比較することにより疲労に対する安全性を照査するものである。ここに一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界とは、発生する応力範囲がその値以下の場合、疲労損傷は生じないという応力範囲の限界値である。

(3) 一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界による照査を満足しない場合は、設計で考慮する期間における応力範囲とその回数を用いて、累積損傷度を照査する。

(4) 鋼床版では、設計計算で得られる応力範囲を基にした疲労安全性の照査により適切な評価を行うことが一般に困難である。そこで、鋼道路橋の疲労設計指針に示す適用範囲に限定した上で、疲労耐久性が確保できる構造詳細を採用することにより、疲労に対する安全性が確保できるものとする。

(5) 図中「別途検討」とは、より疲労耐久性に優れる構造詳細を採用することや詳細な解析や実験を行う等により、鋼道路橋の疲労設計指針に示す以外の方法によって疲労耐久性を照査することである。

7-4 継手の照査位置及び各部材の強度等級

継手の照査位置毎に、疲労強度等級に応じて疲労照査を行う。

疲労設計における継手の照査位置、および疲労強度等級については、「鋼道路橋疲労設計指針（日本道路協会）」などを参考とする。

7-5 応力度による疲労照査法

疲労照査は以下に示す①が満足される場合、疲労の安全性が確保されていると判断しても良い。  
 ①が満足されない場合は②の方法による照査を実施する。

① 一定振幅応力による照査  
 ② 累積損傷度による照査

但し上記にて安全性が確保されない場合や鋼床版を有する橋梁の場合には、A～Cの対処を行う。

A 継手形式をより疲労強度の高い継手に変更する。  
 B 発生応力度の低い位置へ継手位置を変更する。  
 C 断面形状を変更して発生応力度を低減する。

(1) 疲労照査式は以下の2式により実施する。

1) 一定振幅による照査式

$$\Delta \sigma_{\max} \leq \Delta \sigma_{ce} \cdot C_R \cdot C_t$$

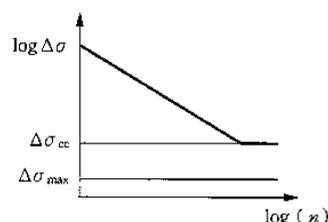
$\Delta \sigma_{\max}$  : 対象継手部の最大応力範囲

$\Delta \sigma_{ce}$  : 一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界

$C_R$  : 平均応力の影響を考慮する場合の補正係数

鋼道路橋の疲労設計指針 (H14.3) 3.3 P24 により決定する。

$C_t$  : 板厚の影響による補正係数 =  $\sqrt[4]{25/t}$      $t$  : 板厚(mm)



2) 累積損傷度による照査式

$$D \leq 1.00$$

$D$  : 累積損傷度、 $D = \sum D_i$

$D_i$  : 車線  $i$  に対する疲労設計荷重の移動載荷による累積損傷度、 $D_i = \sum (nt_i / N_{i,j})$

$nt_i$  : 設計で考慮する期間に考慮する疲労設計荷重の載荷回数、 $nt_i = ADTT_{SLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y$

$ADTT_{SLi}$  : 一方向一車線 (車線  $i$ ) 当たりの日大型車交通量、 $ADTT_{SLi} = ADTT / n_L \times \gamma_L$

$n_L$  : 車線数

$\gamma_L$  : 車線交通量の偏りを考慮するための係数

(偏りが無い場合には 1.0 としてよい)

$ADTT$  : 一方向当りの日大型車交通量

$\gamma_n$  : 頻度補正係数 (標準的には 0.03 としてよい)

$Y$  : 設計で考慮する期間 (100 年としてよい)

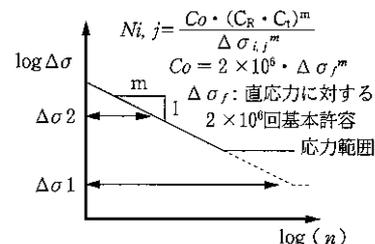
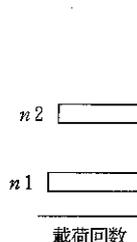
$N_{i,j}$  : 疲労設計曲線より求められる  $\Delta \sigma_{i,j}$

または  $\Delta \tau_{i,j}$  に対応する疲労寿命

$\Delta \sigma_{i,j}$ 、 $\Delta \tau_{i,j}$  : 車線  $i$  に対する

疲労設計荷重 1 組の移動載荷によって

得られる  $j$  番目の応力範囲



## 第4編 鋼橋

(2) ②累積損傷度による照査の結果、疲労に対する安全性が確保されない場合は、以下の対処を行うものとする。

- ① 継手形式をより疲労強度の高い継手に変更する。
- ② 発生応力度の低い位置へ継手位置を変更する。
- ③ 断面形状を変更して発生応力度を低減する。

疲労による影響の大きい構造形式は、死荷重と活荷重の割合、疲労設計における変動振幅応力と設計断面力による応力の割合から、概ね、鋼床版鈹桁、鋼床版箱桁、非合成鈹桁、合成鈹桁、非合成箱桁の順である。

疲労の影響が大きい部位としては、支間中央部の垂直補剛材や横構取り付けガセットなどであり、疲労照査を満足しない場合は、疲労強度等級を高い継手に変更するものとし、必要に応じて板厚等を変更して発生応力を低減することや継手位置の変更を行うものとする。

(3) 変動振幅応力を考慮した累積損傷度による疲労照査では、一方向あたりの日大型車交通量あるいは車線数により「各応力範囲  $\Delta \sigma_{i,j}$  が設計で考慮する期間に発生する頻度」が決定される。したがって、計画交通量については十分検討した上で照査に使用することが必要である。

計画交通量は、該当橋梁位置の最新の「将来交通量推計」によるものとする。大型車交通量は床版厚さの設定に用いる大型車交通量の値と整合を図るものとする。



## 第5編 コンクリート橋

### 第1章 設計一般

#### 1-1 適用の範囲

この編は、プレストレストコンクリート橋および鉄筋コンクリート橋の設計に関する標準的な事項について示すものである。

本編の対象とする橋梁は、一般的な規模あるいは形式の橋梁であり、大規模橋梁あるいは特殊な形式の橋梁については、別途考慮する。

#### 1-2 設計の基本

- (1) 設計にあたっては、上部構造形式の特性を十分に考慮するものとする。
- (2) 構造の各部はなるべく簡単にし、施工、構造的、維持管理、景観などに配慮した設計を行う。

#### 1-3 斜 橋

##### 1-3-1 構造解析

- (1) 斜橋の断面力は、原則として格子構造理論により算出する。
- (2) 斜角は原則として $60^\circ$ 以上とするが、構造的からは $70^\circ$ 以上とするのが望ましい。

(1) 斜橋の断面力は、主横桁からなる格子構造とみなすことができるので、原則として格子構造理論により算出する。

##### 1-3-2 主桁および横桁の配置

- (1) 主桁は、原則として支点部で等間隔となるよう配置する。
- (2) 横桁は、支承線の方角、主桁の方角等を考慮して配置する。

## 第5編 コンクリート橋

(2) 横桁は、主桁の横方向の剛性を高め、主桁のたわみ差やねじり変形による床版、支承などの構造に有害な影響をおよぼすのを防止する。この趣旨にしたがい、支点上のほか、1支間につき1箇所以上かつ15m以下を基本として、以下に示すように横桁を適切に配置する。

- 1) 橋梁両端部の支承線が互いに平行の場合は、図5-1のように横桁は支承線に平行に配置するのが望ましい。
- 2) 支承線が平行でなく、かつ主桁も平行でない場合は、図5-2(a)のように横桁は斜角 $\theta$ の大きい方の支承に平行に配置するのが望ましい。
- 3) 支承線が平行でなく、主桁が平行で、橋面形状が台形をなす場合は、図5-2(b)のように横桁は主桁に直角に配置するのが望ましい。

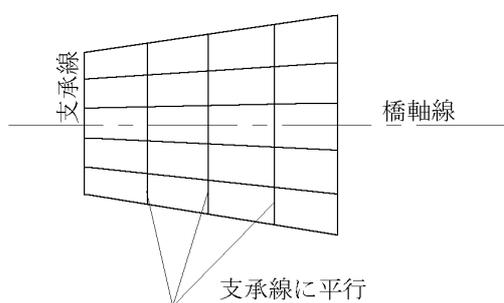
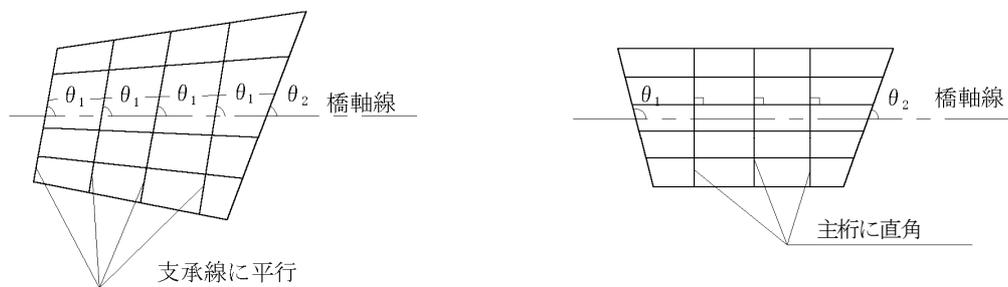


図5-1 支承線が平行の場合の横桁の配置



(a) 主桁が平行でない場合

(b) 主桁が平行で橋面形状が台形の場合

図5-2 支承線が平行でない場合の横桁の配置

1-3-3 横締め方向

床版の横締めは、原則として斜角方向とする。

桁長が各々異なる場合の横締めケーブルの配置は、施工性に配慮し、原則として図5-3のとおりとするが、幅員が広く、かつ斜角が小さい場合は、ケーブルの定着が困難となることから、図5-4のとおりとする。

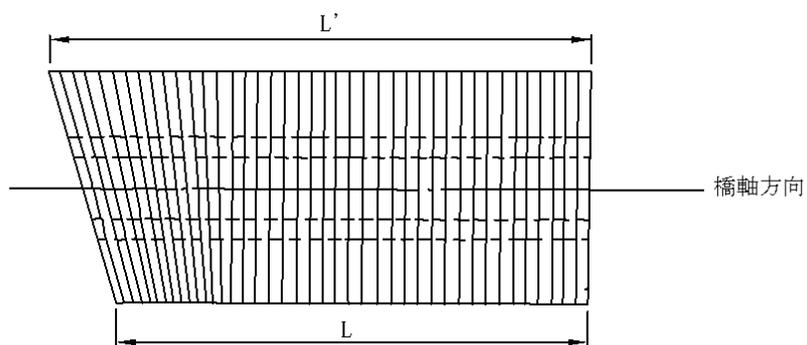


図5-3 横締めケーブルを扇形に配置する場合

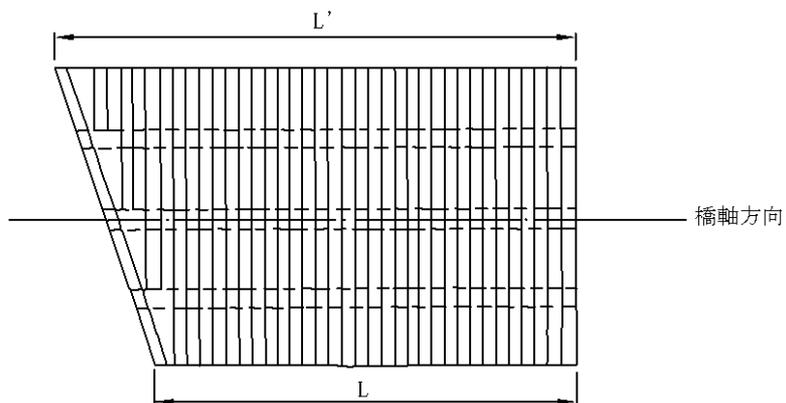


図5-4 横締めケーブルを平行に配置する場合

1-4 曲線橋

1-4-1 主桁の配置

- (1) 曲線橋における主桁は、原則として主桁の軸線を曲線の弦方向に平行に配置し、床版張出し部が最小となるよう間隔を決める。
- (2) 同一径間内で、横断勾配に差が生じる場合には、原則として橋体上面を平面とし、舗装厚で調整する。

(1) 平面的な主桁の配置は図5-5に示すように、主桁の軸線を曲線の弦方向に配置し、床版張出し部の左右の設計断面力に応じてシフト量を決定するのが望ましい。

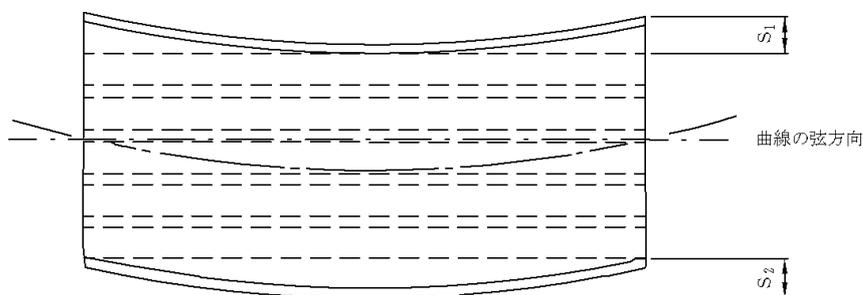


図5-5 主桁の配置

床版張出し部の処理は、以下のように行う。

- 1) シフト量が小さい場合は、水切り幅を変化させてシフト量を確保し、地覆は少なくとも床版に100mm程度載せる。

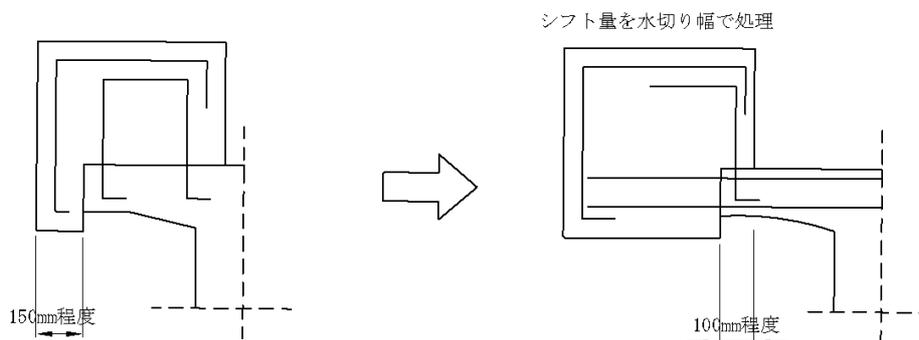


図5-6 シフト量が小さい場合の床版張出し部

2) シフト量が大きく、水切り幅で処理できない場合は、張出し床版を設ける。

この際、鉄筋量の不足と思われるひびわれの発生事例が挙げられているため、ひびわれの発生を防ぐ配慮が必要である。

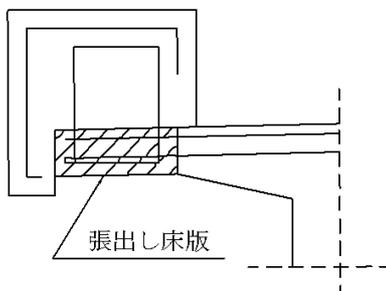


図5-7 シフト量が大きい場合の床版張出し部

(3) 横断勾配に差が生じる場合は、橋体上面を平面とし、舗装厚を変化させて対処するが、舗装厚を確保しながら調整舗装厚が最も小さくなるように、橋体上面の縦断勾配および横断勾配を定め、主桁を適切に配置する。

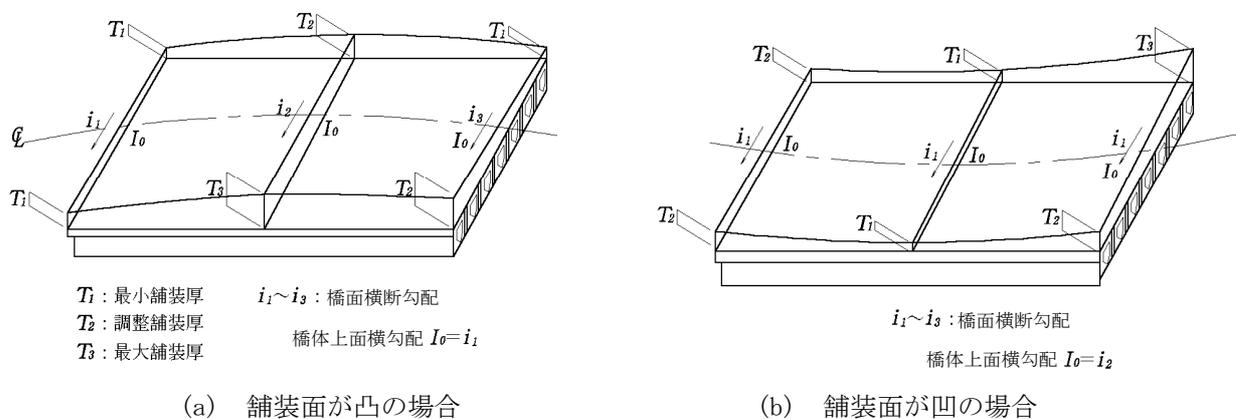


図5-8 橋体上面勾配の決め方

### 1-5 PC橋

PC橋は、凍害や塩害による損傷が発生した場合、補修・補強することが困難となる場合があり、新設時にこれらの損傷に対応できる性能を有していることが望まれる。

よって、これまでの海岸からの飛来塩分による塩害のほか、凍害、アルカリ骨材反応に対する配慮とともに、橋面に散布された凍結抑制剤に起因する塩害に対しても配慮する必要がある。

これらに対応した仕様については「3-1 PC橋の仕様」を参照のこと。

## 第2章 床版

### 2-1 床版の厚さ

#### 2-1-1 プレストレストコンクリート床版

- (1) 車道部の床版の最小全厚は、いかなる部分も16cmを下まわらないものとする。
- (2) 片持版の版先端の厚さは、(1)によるほか表5-2の片持版の最小全厚の50%以上としなければならない。
- (3) 床版の2方向にプレストレスを導入する場合は、(1)および(2)の規定を満足するものとする。
- (4) 床版の1方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚は(1)および(2)によるほか表5-1による。

表5-1 床版の1方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚

床版の支間の方向 プレストレス を導入する方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行
	床版の支間の方向に平行	表5-2の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%
床版の支間の方向に直角	表5-2の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表5-2の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値

(1) PC床版の厚さは、使用するPC鋼材の種類、配置形状、定着具の大きさ、配置、純かぶりなどを考慮して決定されるが、片持版端部及び2方向にプレストレストを導入する床版では、20cm以上とするのが望ましい。

(2) 片持版の最小全厚は、支持桁のウェブ前面における厚さとする。

## 第5編 コンクリート橋

### 2-1-2 鉄筋コンクリート床版

車道部の床版の最小全厚は、次式による。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$$

ここに、 $d$  : 床版厚さ(cm) (小数第1位を四捨五入する。ただし、 $d_0$ を下回らないこと)

$d_0$  : 表5-2に示す車道部分の床版の最小全厚(cm) (小数第2位を四捨五入し、小数第1位まで求める。 $d_0 \geq 16$ cm)

$k_1$  : 大型車両の交通量による係数で、表5-3による。

$k_2$  : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数。  
コンクリート橋では $k_2 = 1.0$ としてよい。

表5-2 車道部分の床版の最小全厚 (cm)

床版の区分		床版の支間の方向(注)	
		車両進行方向に直	車両進行方向に角
連続版		$3\ell + 11$	$5\ell + 13$
片持版	$\ell \leq 0.25$	$28\ell + 16$	$24\ell + 13$
	$\ell > 0.25$	$8\ell + 21$	

ここに  $\ell$  : 道示Ⅲ7.4に規定するT荷重に対する床版の支間 (m)

(注) 床版の支間の方向は道示Ⅲ図-7.3.1による

表5-3 大型車両の交通量による係数 ( $k_1$ )

1方向あたりの大型車両の計画交通量 (台/日)	$k_1$
500未満	1.10
500以上1000未満	1.15
1000以上2000未満	1.20
2000以上	1.25

- (1)  $k_1$ を適用する場合の大型車両の計画交通量は、車線数に関係なく1方向あたりの交通量とする。
- (2) コンクリート橋の床版は、一般にコンクリートの支持桁と剛結されていることから、連続版あるいは片持版の計算式を適用する。
- (3) 片持版の最小全厚とは、支持桁のウェブ前面における厚さとする。

## 2-2 設計曲げモーメント

床版の設計曲げモーメントは道示Ⅲ7.4.2により求める。

一般にコンクリート橋の床版は、支持桁と剛結されているため、床版の支間曲げモーメントは連続版として算出する。

## 2-3 PC鋼材の配置

- (1) PC鋼材は、原則として床版に一樣にプレストレスが導入されるよう配置する。
- (2) PC鋼材の配置間隔は、定着具の大きさ、プレストレス力の分布幅などを考慮して定める。
- (3) 斜橋の支承付近における床版支間方向のPC鋼材は、支承線方向に配置する。

(1) 床版に一樣にプレストレスが導入されていないと、プレストレスによる二次的な曲げモーメントおよびせん断力が生じ、複雑な応力状態となるので、床版には一樣なプレストレスが導入されるようPC鋼材の定着間隔などを定める。

(2) プレストレスは、PC鋼材定着位置より分布して床版に導入されるので、PC鋼材の配置は、PC鋼材定着具の大きさのほかに、この分布幅を考慮して設計断面でのプレストレスが過大あるいは過小とならないようにする。

(3) 支承部付近は、斜角の影響を受けるので、支承線方向にPC鋼材を配置する。

## 2-4 配筋

- (1) 主鉄筋はSD345を用いることを基本とし、その直径はD16mm、D19mmとする。
- (2) 鉄筋の純かぶりは原則として30mmとする。
- (3) 鉄筋の中心間隔は、引張鉄筋については100mm、125mm、150mmとし、圧縮鉄筋は引張側の2倍とする。
- (4) 鉄筋の定尺は12mとする。
- (5) 主鉄筋の配置は、原則として斜角が70° 以上の場合は斜角方向、斜角が70° 未満の場合は主桁直角方向とする。

(1) 主鉄筋径は原則としてD16mm、D19mmとし、D13mm、D22mmは特殊な場合に使用する。

第5編 コンクリート橋

(5) 斜角が $70^\circ$ 未満で主鉄筋を主桁直角方向に配置する場合の支承部付近は、斜角の影響を受けるので、支承線方向に鉄筋を配置する。また、主鉄筋の標準的な配筋方法は図5-9～図5-11のとおりとする。

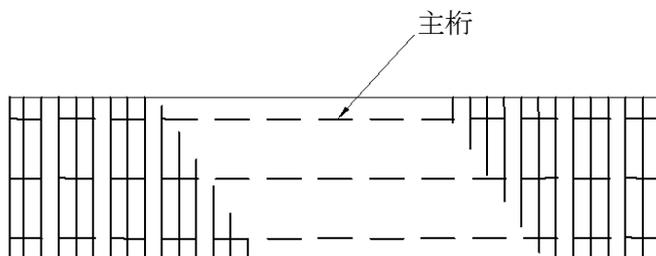
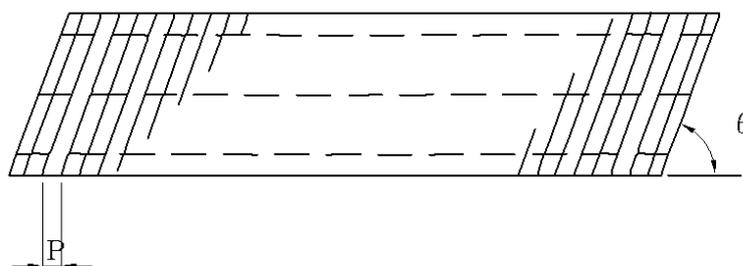
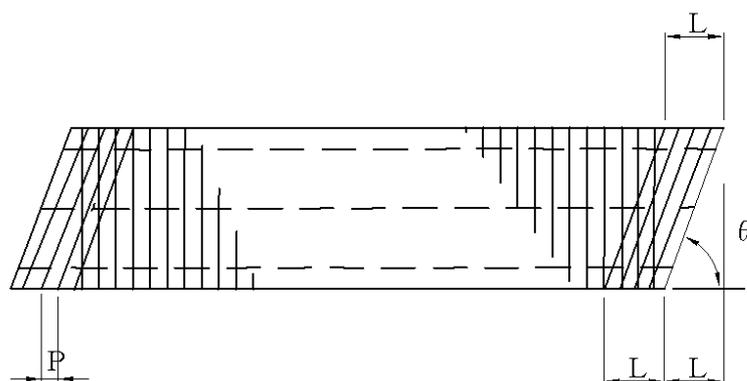


図5-9 主鉄筋の配置方向（直橋の場合）



P：鉄筋間隔は主桁方向とする。

図5-10 主鉄筋の配置方向（斜角 $90^\circ > \theta \geq 70^\circ$ の場合）



P；鉄筋間隔は主桁方向とする。

L；Lの区間は主鉄筋を支承線方向に間隔P以下に配置する。

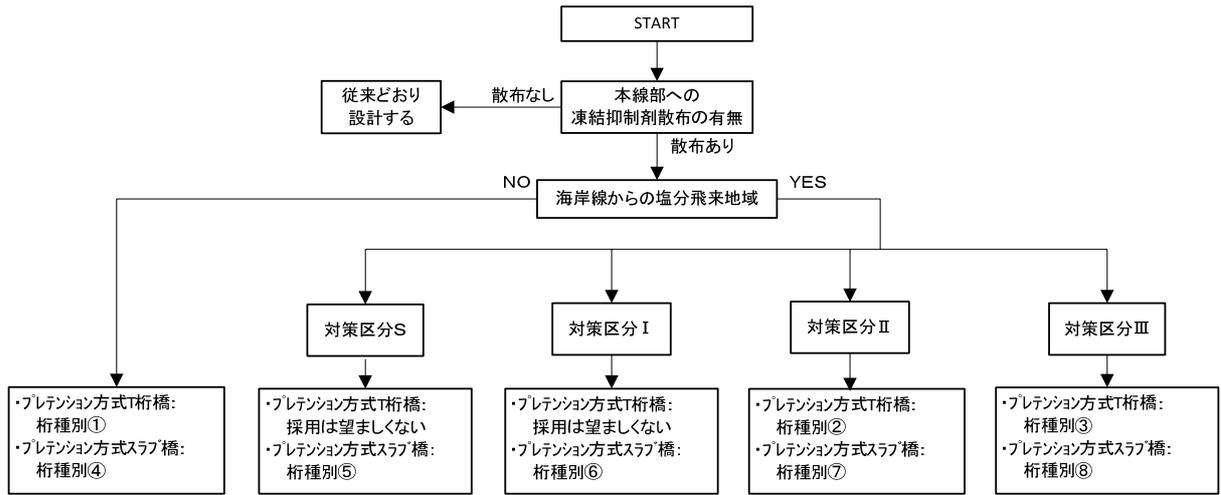
図5-11 主鉄筋の配置方向（斜角 $\theta < 70^\circ$ の場合）

第3章 プレストレストコンクリート橋

3-1 PC橋の仕様

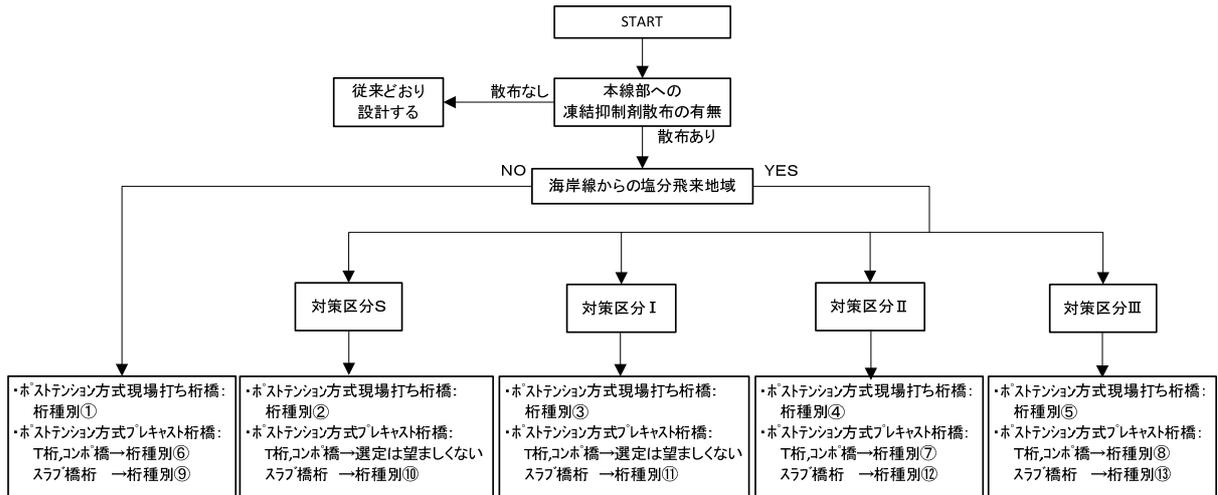
PC橋の桁種別は、橋梁の環境条件により以下の図5-12、図5-13に示すフローにより選定する。

また、それぞれの桁種別に対する仕様を表5-4、表5-5、表5-6に、桁端部コンクリート塗装範囲に設ける塗装鉄筋の配置案を図5-14、図5-15、図5-16に示す。



※ 海岸線からの飛来塩分の影響による対策区分は、道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編に示される海岸線からの距離に基づき設定する。  
 ※ 地山に近接する橋、並列橋、交差道路に凍結抑制剤が散布される区道橋で、凍結抑制剤による影響を受ける場合は、周辺の既設上部構造の損傷状況等を考慮し、別途、「鋼材かぶりの増厚」、「塗装鉄筋・被覆PC鋼材の使用」等、適切な対策を講じること。

図5-12 プレテンション方式PC橋の桁種別選定フロー



※ 海岸線からの飛来塩分の影響による対策区分は、道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編に示される海岸線からの距離に基づき設定する。  
 ※ 地山に近接する橋、並列橋、交差道路に凍結抑制剤が散布される区道橋で、凍結抑制剤による影響を受ける場合は、周辺の既設上部構造の損傷状況等を考慮し、別途、「鋼材かぶりの増厚」、「塗装鉄筋・被覆PC鋼材の使用」等、適切な対策を講じること。

図5-13 ポストテンション方式PC橋の桁種別選定フロー

第5編 コンクリート橋

表5-4 プレテンション方式PC橋における環境条件とその仕様

	環境条件	桁種別	仕様	参考資料等
プレテンション方式T桁橋	一般地域	① プレテンション方式 高耐久PC桁(一般)	(1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 25,25,25 ・主ケーブル: 被覆PC鋼材 ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)横組工 ・鋼材最小かぶり(mm)(床版上面,床版下面,横桁側面・下面): 30,30,35 ・横締ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシース ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保、防錆処理	・道路橋用橋げた設計・製造便覧 JIS A 5373 (H16.3 PC建協) ・高耐久PC桁設計施工のポイント [プレテンションけた橋げた編]【第二版】 (H28.2 PC建協東北支部)
	飛来塩分影響地域 (対策区分 S, I)	—	採用は望ましくない。	
	飛来塩分影響地域 (対策区分 II)	② プレテンション方式 高耐久PC桁(海岸線)	(1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 25, <b>35,35</b> ・主ケーブル: 被覆PC鋼材 ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)横組工 ・鋼材最小かぶり(mm)(床版上面,床版下面,横桁側面・下面): 30, <b>50,50</b> ・横締ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシース ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保、防錆処理	・同上 ・同上 ・塩害に対するプレキャストPC桁の 設計・施工資料(H17.3 PC建協)
	飛来塩分影響地域 (対策区分 III)	③ プレテンション方式 高耐久PC桁(海岸線)	一般地域(桁種別①)と同じ	
プレテンション方式スラブ橋	一般地域	④ プレテンション方式 高耐久PC桁(一般)	(1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 25,25,25 ・主ケーブル: 被覆PC鋼材 ・鉄筋: 塗装鉄筋 ・コンクリート: 空気量 6.0%程度(4.5%~6.9%)、水セメント比 40%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)間詰部 ・鋼材最小かぶり(mm): 35 ・横締ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシース ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着具のかぶり確保、防錆処理	・道路橋用橋げた設計・製造便覧 JIS A 5373 (H16.3 PC建協) ・高耐久PC桁設計施工のポイント [プレテンションスラブ橋げた編]【第二版】 (H28.2 PC建協東北支部)
	飛来塩分影響地域 (対策区分 S)	⑤ プレテンション方式 高耐久PC桁(海岸線)	(1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 25,25, <b>70</b> ・主ケーブル: 被覆PC鋼材 ・鉄筋: 塗装鉄筋 ・コンクリート: 空気量 6.0%程度(4.5%~6.9%)、水セメント比 40%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)間詰部 ・鋼材最小かぶり(mm): <b>70</b> ・横締ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシース ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着具のかぶり確保、防錆処理	・同上 ・同上 ・塩害に対するプレキャストPC桁の 設計・施工資料(H17.3 PC建協)
	飛来塩分影響地域 (対策区分 I)	⑥ プレテンション方式 高耐久PC桁(海岸線)	(1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 25,25, <b>50</b> ・主ケーブル: 被覆PC鋼材 ・鉄筋: 塗装鉄筋 ・コンクリート: 空気量 6.0%程度(4.5%~6.9%)、水セメント比 40%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)間詰部 ・鋼材最小かぶり(mm): <b>70</b> ・横締ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシース ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着具のかぶり確保、防錆処理	
	飛来塩分影響地域 (対策区分 II)	⑦ プレテンション方式 高耐久PC桁(海岸線)	(1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 25,25, <b>35</b> ・主ケーブル: 被覆PC鋼材 ・鉄筋: 塗装鉄筋 ・コンクリート: 空気量 6.0%程度(4.5%~6.9%)、水セメント比 40%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)間詰部 ・鋼材最小かぶり(mm): <b>50</b> ・横締ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシース ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着具のかぶり確保、防錆処理	
	飛来塩分影響地域 (対策区分 III)	⑧ プレテンション方式 高耐久PC桁(海岸線)	一般地域(桁種別④)と同じ	

※ 上記仕様は、東北地方整備局管内の直轄国道に架かる橋梁におけるこれまでの損傷事例に基づき定めたものであるが、今後の橋梁点検結果を踏まえ、その仕様を変更することがある。  
 ※ 海岸線からの飛来塩分の影響による対策区分は、道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編に示される海岸線からの距離に基づき設定する。  
 ※ 上表において赤文字とした仕様は、各桁断面の一般地域における桁の仕様(桁種別①、④)と異なる項目を示す。  
 ※ プレテンション方式T桁橋に対するコンクリートの空気量は、耐凍害性の観点より、JIS規格の範囲内で可能な限り6%に近づけるのがよい。

## 第5編 コンクリート橋

表5-5 ポストテンション方式場所打ち桁橋における環境条件とその仕様

	環境条件	桁種別	仕様	参考資料等
ポストテンション方式場所打ち桁橋	一般地域	① ポストテンション方式 場所打ち標準桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼材最小かぶり: 35mm</li> <li>・主ケーブル(内): 普通PC鋼材+PEシース、防錆仕様グラウトキャップ</li> <li>・主ケーブル(外): 二重被覆PC鋼材</li> <li>・横締めケーブル: プレグラウトPC鋼材</li> <li>・鉄筋: 普通鉄筋、塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ)</li> <li>・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下</li> <li>・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保</li> <li>・桁端部処理: コンクリート塗装</li> </ul>	・H24道示Ⅲコンクリート橋編
	飛来塩分影響地域 (対策区分 S)	② ポストテンション方式 場所打ち塩害対策桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼材最小かぶり: <b>70mm</b></li> <li>・主ケーブル(内): <b>被覆PC鋼材</b>+PEシース、防錆仕様グラウトキャップ</li> <li>・主ケーブル(外): 二重被覆PC鋼材</li> <li>・横締めケーブル: プレグラウトPC鋼材</li> <li>・鉄筋: <b>塗装鉄筋</b></li> <li>・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下</li> <li>・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保、<b>防錆処理</b></li> <li>・桁端部処理: コンクリート塗装</li> </ul>	・同上
	飛来塩分影響地域 (対策区分 I)	③ ポストテンション方式 場所打ち塩害対策桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼材最小かぶり: <b>70mm</b></li> <li>・主ケーブル(内): <b>被覆PC鋼材</b>+PEシース、防錆仕様グラウトキャップ</li> <li>・主ケーブル(外): 二重被覆PC鋼材</li> <li>・横締めケーブル: プレグラウトPC鋼材</li> <li>・鉄筋: 普通鉄筋、塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ)</li> <li>・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下</li> <li>・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保</li> <li>・桁端部処理: コンクリート塗装</li> </ul>	・同上
	飛来塩分影響地域 (対策区分 II)	④ ポストテンション方式 場所打ち塩害対策桁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼材最小かぶり: <b>50mm</b></li> <li>・主ケーブル(内): 普通PC鋼材+PEシース、防錆仕様グラウトキャップ</li> <li>・主ケーブル(外): 二重被覆PC鋼材</li> <li>・横締めケーブル: プレグラウトPC鋼材</li> <li>・鉄筋: 普通鉄筋、塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ)</li> <li>・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下</li> <li>・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保</li> <li>・桁端部処理: コンクリート塗装</li> </ul>	・同上
	飛来塩分影響地域 (対策区分 III)	⑤ ポストテンション方式 場所打ち塩害対策桁	一般地域(桁種別①)と同じ	・同上

※ 上記仕様は、東北地方整備局管内の直轄国道に架かる橋梁におけるこれまでの損傷事例に基づき定めたものであるが、今後の橋梁点検結果を踏まえ、その仕様を変更することがある。  
 ※ 海岸線からの飛来塩分の影響による対策区分は、道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編に示される海岸線からの距離に基づき設定する。  
 ※ 上表において赤文字とした仕様は、一般地域における桁の仕様(桁種別①)と異なる項目を示す。  
 ※ コンクリートの空気量は、耐凍害性の観点より、JIS規格の範囲内で可能な限り6%に近づけるのがよい。

第5編 コンクリート橋

表5-6 ポストテンション方式プレキャスト桁橋における環境条件とその仕様

	環境条件	桁種別	仕様	参考資料等
ポストテンション方式プレキャスト桁橋	(バルブ)下桁、コンボ橋	一般地域	⑥ ホストテンション方式 プレキャスト標準桁 (1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 35,35,35 ・主ケーブル: 普通PC鋼材+PEシー、防錆仕様グラウトキャップ ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)横組工 ・鋼材最小かぶり(mm)(床版上面,床版下面,横桁側面・下面): 30,30,35 ・横組ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシー ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保、防錆処理 (3)PC板(コンボ橋) ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,下面): 25,25 ・PCケーブル: 被覆PC鋼材	・H24道示Ⅲコンクリート橋編 ・道路橋橋げた用セグメント 合成床版用プレキャスト版 JIS A 5373 (H16.3 PC建協)
		飛来塩分影響地域 (対策区分 S, I)	— 採用は望ましくない	
		飛来塩分影響地域 (対策区分 II)	⑦ ホストテンション方式 プレキャスト塩害対策桁 (1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 35,50,50 ・主ケーブル: 普通PC鋼材+PEシー、防錆仕様グラウトキャップ ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)横組工 ・鋼材最小かぶり(mm)(床版上面,床版下面,横桁側面・下面): 30,50,50 ただし、コンボ橋のPC板上の場所打ち床版下面は30mm ・横組ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシー ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保、防錆処理 (3)PC板(コンボ橋) ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,下面): 25,35 ・PCケーブル: 被覆PC鋼材	・同上 ・同上 ・塩害に対するプレキャストPC桁の 設計・施工資料(H17.3 PC建協)
	飛来塩分影響地域 (対策区分 III)	⑧ ホストテンション方式 プレキャスト塩害対策桁	一般地域(桁種別⑥)に同じ	
	スラブ橋桁	一般地域	⑨ ホストテンション方式 プレキャスト標準桁 (1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 35,35,35 ・主ケーブル: 普通PC鋼材+PEシー、防錆仕様グラウトキャップ ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)間詰工 ・鋼材最小かぶり(mm): 35 ・横組ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシー ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保、防錆処理	・H24道示Ⅲコンクリート橋編
		飛来塩分影響地域 (対策区分 S)	⑩ ホストテンション方式 プレキャスト塩害対策桁 (1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 35,35,70 ・主ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシー、防錆仕様グラウトキャップ ・鉄筋: 塗装鉄筋 ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)間詰工 ・鋼材最小かぶり(mm): 70 ・横組ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシー ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保、防錆処理	・同上 ・塩害に対するプレキャストPC桁の 設計・施工資料(H17.3 PC建協)
		飛来塩分影響地域 (対策区分 I)	⑪ ホストテンション方式 プレキャスト塩害対策桁 (1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 35,35,70 ・主ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシー、防錆仕様グラウトキャップ ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)間詰工 ・鋼材最小かぶり(mm): 70 ・横組ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシー ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保、防錆処理	
		飛来塩分影響地域 (対策区分 II)	⑫ ホストテンション方式 プレキャスト塩害対策桁 (1)主桁 ・鋼材最小かぶり(mm)(上面,側面,下面): 35,35,50 ・主ケーブル: 普通PC鋼材+PEシー、防錆仕様グラウトキャップ ・鉄筋: 塗装鉄筋(桁端部コンクリート塗装範囲のみ) ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・桁端部処理: コンクリート塗装 (2)間詰工 ・鋼材最小かぶり(mm): 50 ・横組ケーブル: 被覆PC鋼材+PEシー ・コンクリート: 空気量 4.5%±1.5%、水セメント比 45%以下 ・PC鋼材定着部: 定着部かぶり確保、防錆処理	
		飛来塩分影響地域 (対策区分 III)	⑬ ホストテンション方式 プレキャスト塩害対策桁	一般地域(桁種別⑥)に同じ

※ 上記仕様は、東北地方整備局管内の直轄国道に架かる橋梁におけるこれまでの損傷事例に基づき定められたものであるが、今後の橋梁点検結果を踏まえ、その仕様を変更することがある。  
 ※ 上記仕様は、プレキャストセグメント桁(工場製作桁)を基本としている。  
 ※ 海岸線からの飛来塩分の影響による対策区分は、道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋編に示される海岸線からの距離に基づき設定する。  
 ※ 上表において赤字とした仕様は、各桁断面の一般地域における桁の仕様(桁種別⑥、⑨)と異なる項目を示す。  
 ※ コンクリートの空気量は、耐凍害性の観点より、JIS規格の範囲内で可能な限り6%に近づけるのがよい。  
 ※ コンボ橋のPC板上の場所打ち床版下面における鋼材最小かぶりは、PC板により直接外気に触れない箇所のため、一般地域における鋼材最小かぶりと同様とした。

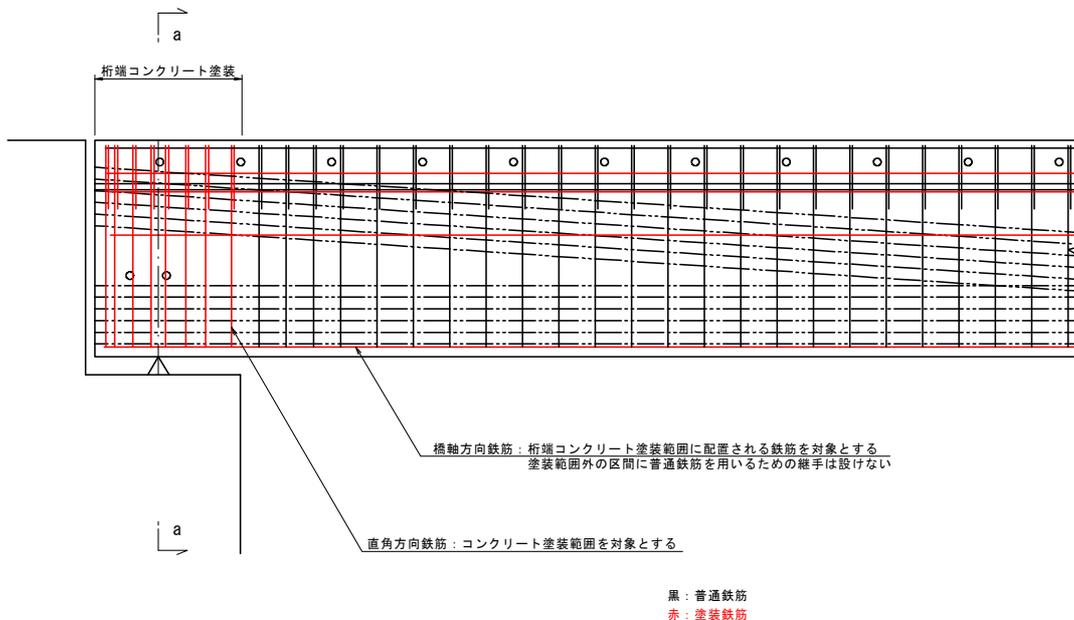
# 第5編 コンクリート橋

## 1. プレテンション方式T桁橋の塗装鉄筋配置案

### 塗装鉄筋の配置範囲

- ・最も外縁に位置する横断方向鉄筋（桁端部コンクリート塗装範囲）
- ・最も外縁に位置する橋軸方向鉄筋（桁端部コンクリート塗装範囲、範囲外区間で普通鉄筋に切替えるための継手をあえて設ける必要はない）
- ・フック等が外縁と接する鉄筋、組立筋、段取り筋、壁高欄鉄筋（桁端部コンクリート塗装範囲）

主桁側面図



断面図

端横桁側面図

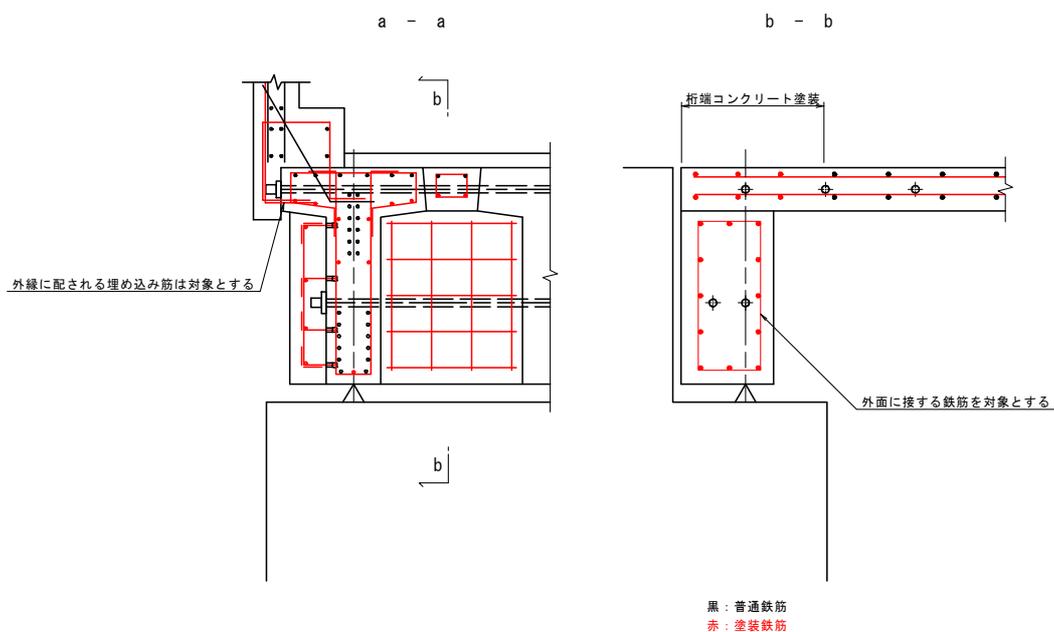


図5-14 プレテンション方式T桁橋の塗装鉄筋配置案

## 第5編 コンクリート橋

### 2. ポストテンション方式場所打ち桁（箱桁）の塗装鉄筋配置案

**塗装鉄筋の配置範囲**

- ・最も外縁に位置する横断方向鉄筋（桁端部コンクリート塗装範囲）
- ・最も外縁に位置する橋軸方向鉄筋（桁端部コンクリート塗装範囲、範囲外区間で普通鉄筋に切替えるための継手をあえて設ける必要はない）
- ・フック等が外縁と接する鉄筋、組立筋、段取り筋、壁高欄鉄筋（桁端部コンクリート塗装範囲）

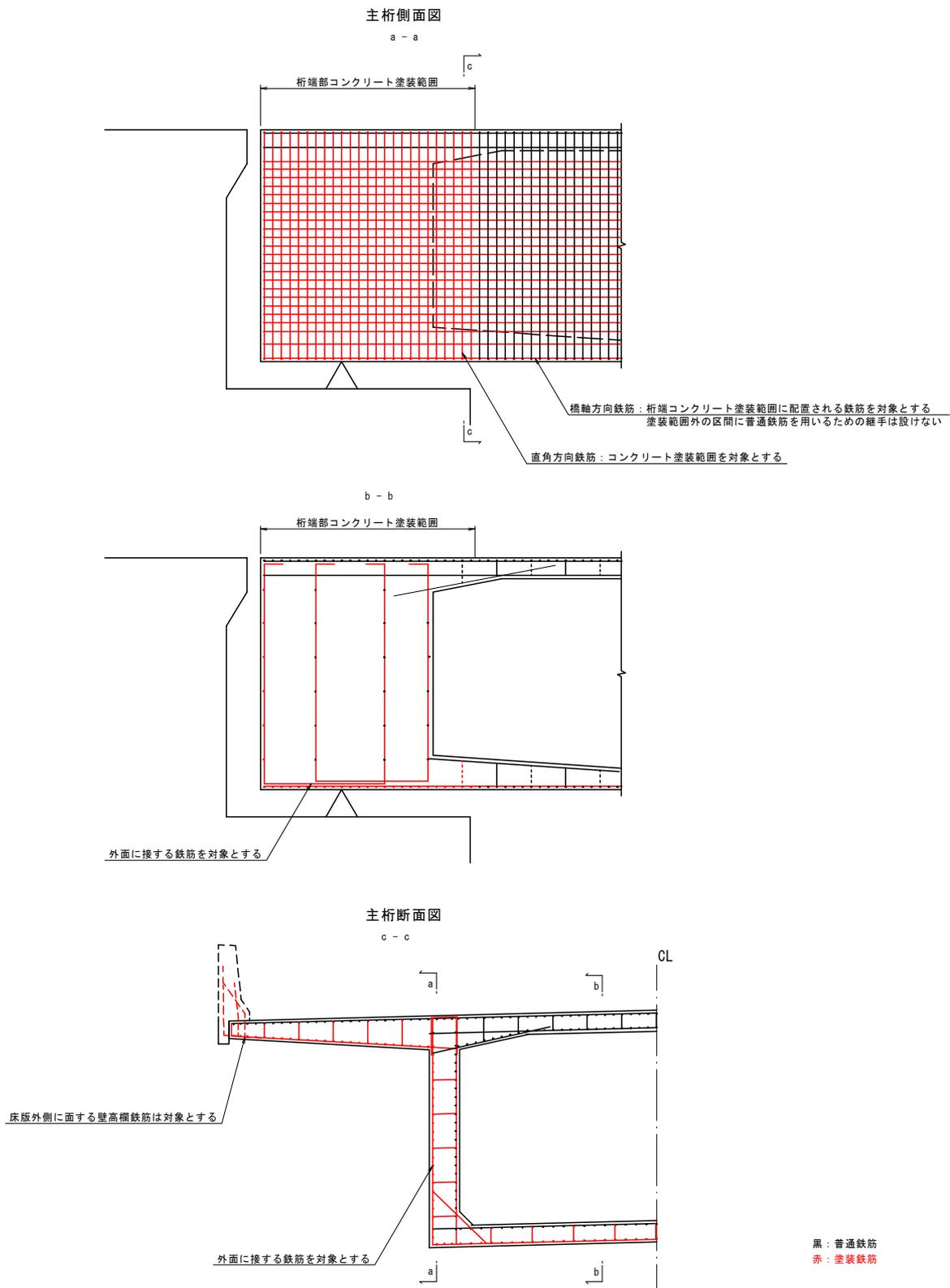


図5-15 ポストテンション方式場所打ち桁（箱桁）の塗装鉄筋配置案

## 第5編 コンクリート橋

### 3. ポストテンション方式プレキャスト桁橋（T桁、コンポ橋）の塗装鉄筋配置案

**塗装鉄筋の配置範囲**

- ・最も外縁に位置する横断方向鉄筋（桁端塗装範囲）
- ・最も外縁に位置する橋軸方向鉄筋（端部セグメント）
- ・フック等が外縁と接する鉄筋、組立筋、段取り筋（桁端塗装範囲、橋軸方向に配置する段取り筋などは端部セグメント）

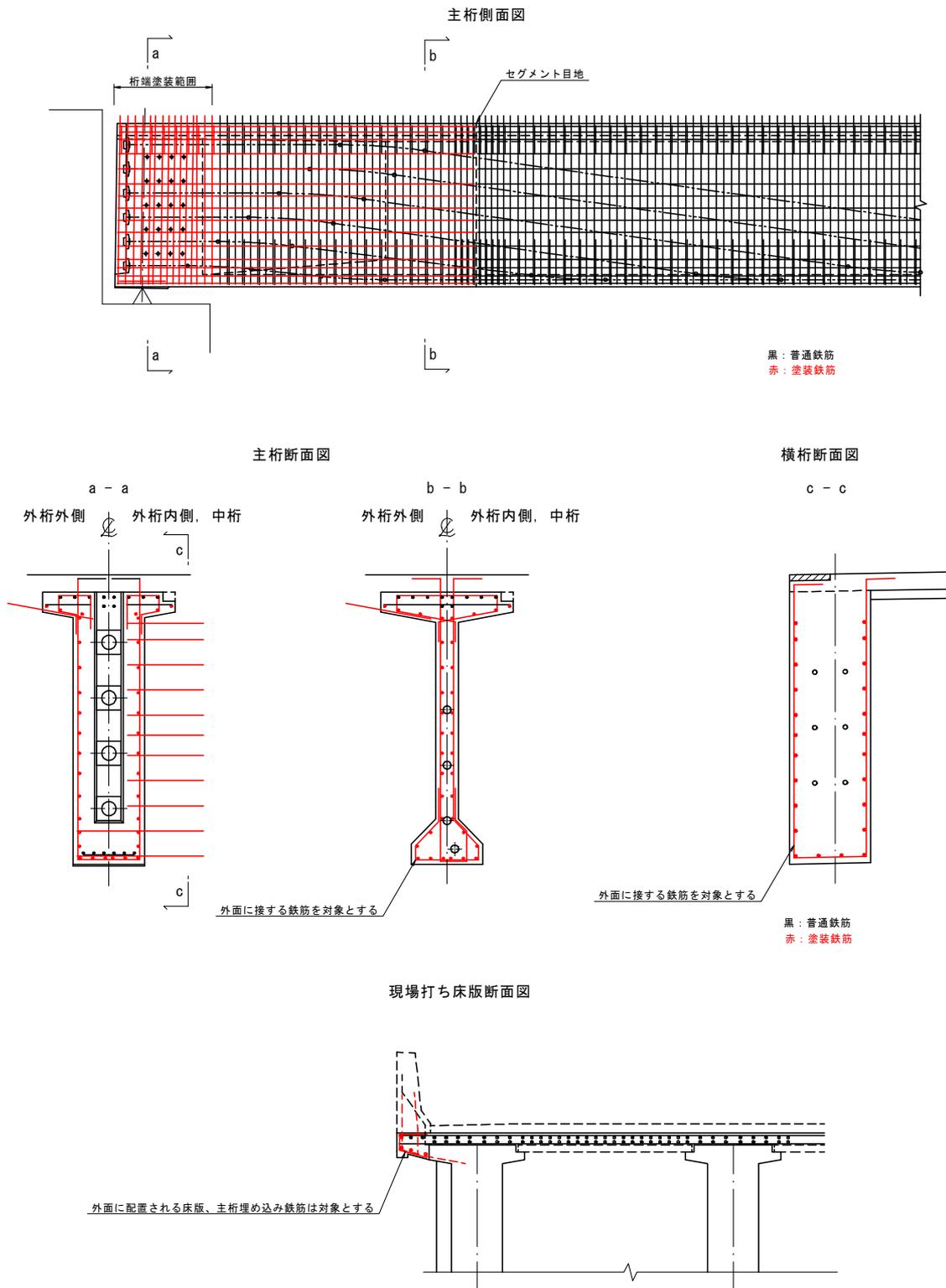


図5-16 ポストテンション方式プレキャスト桁橋（T桁、コンポ橋）の塗装鉄筋配置案

3-2 使用材料

3-2-1 コンクリート

コンクリートの設計基準強度は、原則として表5-7の値とする。

表5-7 コンクリートの設計基準強度と使用区分

設計基準強度	使用区分
$\sigma_{ck} = 50\text{N/mm}^2$	プレテンション方式T桁橋の主桁 プレテンション方式スラブ橋の主桁 工場製作のプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式の主桁 PC板
$\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$	現場製作のポストテンション方式T桁橋の主桁 現場製作のプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式の主桁 張出し架設を行うポストテンション方式場所打ち桁（箱桁橋） 押出し架設を行うポストテンション方式場所打ち桁（箱桁橋）
$\sigma_{ck} = 36\text{N/mm}^2$	オールステージング施工によるポストテンション方式場所打ち桁 （中空床版橋、箱桁橋、斜材付きπ型ラーメン橋）
$\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	プレテンション方式T桁橋の横桁および床版場所打ち部 プレテンション方式スラブ橋の場所打ち部（中埋めコンクリート） ポストテンション方式T桁橋の横桁および床版場所打ち部 ポストテンション方式合成桁橋（コンポ橋）の横桁および床版場所打ち部 プレキャスト桁架設方式連続桁橋の連結部、横桁および床版場所打ち部 伸縮装置後打ち部
$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$	地覆、剛性防護柵（ただし、複合型防護柵の場合は $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ ）
$\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$	勾配調整コンクリート、歩道部中詰めコンクリート

- (1) プレテンション方式の桁、プレキャストセグメント工法による桁、およびPC合成床版タイプ合成桁に使用するPC板は、設備の整った工場で作製され、品質管理が十分に行えることから $\sigma_{ck} = 50\text{N/mm}^2$ とする。バルブT桁とPC合成床版タイプ合成桁は、工場製作のプレキャストセグメント工法を標準とする。
- (2) ポストテンション方式の桁のうち、工場と同程度の設備が整った現場近くのヤードで作製されるもの、プレキャストセグメント工法による桁のうち、輸送上の制約で工場製作の桁を現場に運べない場合の現場製作については、工場と同程度の管理が行えることから $\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ とする。
- (3) 場所打ちコンクリートは、主桁などのプレストレスの導入レベルの高い部材は $\sigma_{ck} = 36\text{N/mm}^2$ とするが、張出し架設および押出し架設のように、工程上早期に強度発現が必要な場合には、品質管理を十分に行うことを前提に $\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ とする。

## 第5編 コンクリート橋

(4) 横桁、床版などの場所打ち部でプレストレスが導入される部材は現場施工となることから $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ とし、早強ポルトランドセメントに膨張材を配合した収縮補償コンクリートを標準とする。

また、ポストテンション方式合成桁橋（コンポ橋）の床版場所打ち部は、普通ポルトランドセメントを標準とする。

(5) 鉄筋コンクリート製の剛性防護柵については、施工性、安全性、省力化等から地覆と剛性防護柵を一体化にしたスリップフォーム工法での施工が増加していることから、地覆と同一の強度とする。

### 3-2-2 PC鋼材

PC鋼材は経済性、構造物の規模、構造形式、施工性、導入するプレストレスの大きさ及び定着部付近の部材寸法を十分に考慮して選定する。

防錆仕様のPC鋼材の選定にあたっては、要求される耐久性等の性能を満足できるPC鋼材を用いる。

(1) PC鋼材は、定着具の配置、偏心量、施工性および経済性を踏まえて選定するものとするが、一般に導入手力の小さい鋼材を数多く配置した方が、部材断面にプレストレスを均等に導入できる利点がある。

(2) PC鋼材は、原則として経済性、市場性に問題がなく、設計上の利点がある低リラクセーション品を使用する。ただし、樹脂等で被覆された防錆仕様PC鋼材は、低リラクセーション品がない場合が多いため、当面は次の仕様を標準とする。

- ・プレテンション方式：低リラクセーション品
- ・ポストテンション方式：通常品

(3) 内ケーブル（縦締め、横締め）に樹脂等で被覆された防錆仕様PC鋼材を用いる際は、被覆鋼材の規格や定着具の有無などを確認の上、市場にある規格（線径、強度、リラクセーション等）のものを用いる。また、防錆仕様のPC鋼材の選定は、「道路橋示方書」、「本マニュアル」及び「高耐久PC桁設計施工のポイント」の他に下記資料を参考とし、基準および資料等に示される以外のPC鋼材を用いる場合には、基準および資料等に示された性能と同等以上の性能を有することの確認を行うこととする。

- ・「コンクリートライブラリ 133 エポキシ樹脂を用いた高機能PC鋼材を使用するプレレストコンクリート設計施工指針(案) 平成22年8月 公社) 土木学会」
- ・「高強度PC鋼材を用いたPC構造物の設計施工指針 平成23年6月 公社) プレレストコンクリート技術協会」

プレキャスト桁の横締めなどに用いる太径のシングルストランド（SWPR19 1S21.8mm, 1S28.6mmなど）は、現時点でエポキシ樹脂被覆された製品がない。この代替品として、高強度PC鋼材を使用した製品も開発されているため、市場性等を確認の上、使用鋼材を選定する必要がある。

## 第5編 コンクリート橋

(4) 近年、従来からのセメント系グラウト以外の防錆材料を用いたプレグラウトPC鋼材が実用化されており、これを用いることより、グラウト工が不要で施工の省力化が可能となるが、現在市販されている製品は、1本ごとに定着されるPC鋼より線に限られていることと、樹脂の硬化性状がコンクリートの硬化時の温度に大きく影響を受けるタイプもある。この特性を考慮して、床版の横締め等に採用するのがよい。

使用実績のあるプレグラウトPC鋼材は、表5-9のうち鋼より線SWPR19の場合1S21.8および1S28.6で下図に示す形状である。

また、設計にあたっては、表5-8の標準摩擦係数により行う。

表5-8 プレグラウト鋼材の摩擦係数

	$\mu$ (1/rad)	$\lambda$ (1/m)	備考
横締めケーブル	0.10	0.003	直線に近く、比較的短い鋼材
縦締めケーブル	0.30	0.004	上記以外の横締め鋼材を含む

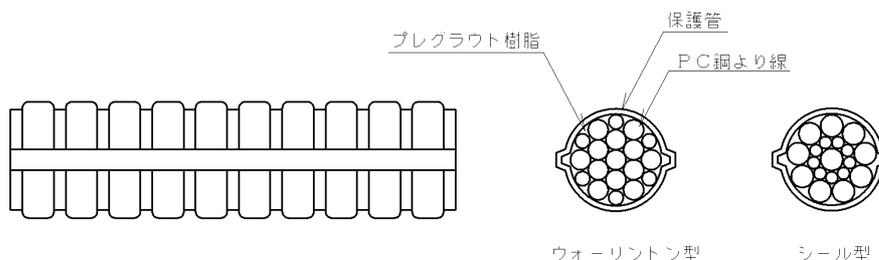


図5-17 プレグラウトPC鋼材の形状

(5) 横締めは施工性を考慮し、原則としてケーブルを用いるものとするが、横締め長が短い場合はセットロスの影響が大きく不経済になる場合がある。施工性、経済性を検討し、有利になる場合には鋼棒を使用してもよい。

(6) PC斜材付き $\pi$ 型ラーメン橋の斜材は鋼材配置のスペースが限られるため、原則として導入力の大いB種2号の鋼棒（SBPR930/1180）または、SWPR19L 1S28.6を用いる。

(7) PC箱桁橋に使用する外ケーブルは2重防食PC鋼材を標準とし、タイプは経済性、施工性、維持管理性など総合的な観点から決定する。

外ケーブルに使用する防錆仕様PC鋼材は、本項(3)の内ケーブルに使用する防錆仕様PC鋼材に準拠した製品を用いることを標準とし、参考とする基準および資料等に示される以外のPC鋼材を用いる場合には、基準および資料等に示された性能と同等以上の性能を有することの確認を行うこととする。

樹脂等で防食加工した外ケーブルは、7本より線が独立して配置されるパラレルタイプと、7本より線を数本束ねて加工したマルチタイプに大きく分かれる。2重防食の方法は、エポキシ被覆鋼材の周囲をポリエチレン被覆したものや、亜鉛メッキ処理した鋼材の周囲をポリエチレンで保護したもの、アンボンドストランドの周囲をポリエチレンで保護したものなどがある。

第5編 コンクリート橋

(8) 一般的に用いられるPC鋼材は表5-9のとおりである。

表5-9 一般的に用いられるPC鋼材

	鋼材記号	緊張材の 共通表示	引張能力 kN/本	引張能力 共通表示	セット 量 (mm)	定着方法
鋼 線	SWPR1A	12W5	382	40TON型	4	くさび 定着
		12W7	700	70TON型	5	
		12W8	880	95TON型	6	
鋼 より 線	SWPD3	φ2.9	38.2	—	—	
	SWPR7A	φ9.3	88.8	—	—	
	SWPR7B	7S12.7B	1281	130TON型	9	
	SWPR7A	12S12.4A	1920	195TON型	7	
	SWPR7B	12S12.7B	2196	225TON型	8	
		12S15.2B	3132	320TON型	11	
	SWPR19	1S17.8	387	40TON型	3	
		1S19.3	451	50TON型	3.5	
		1S21.8	573	60TON型	4	
		1S28.6	949	100TON型	5	
鋼 棒	SBPR 930/1080 (B種1号)	1B23B1	449	45TON	—	ねじ定着
		1B26B1	573	55TON	—	
	SBPR 785/1030 (A種2号)	1B26A2	547	55TON	—	
		1B32A2	828	80TON	—	
	SBPR 930/1180 (B種2号)	1B26B2	626	60TON	—	
		1B32B2	949	95TON	—	

PC鋼材定着時セット量は、各定着工法で異なるのでその値については、下記の文献などを参考にする。

- ① コンクリートライブラリー66 プレストレストコンクリート工法設計施工指針(案) 公社) 土木学会
- ② PC定着工法 2010年版 公社) プレストレストコンクリート工学会
- ③ 定着工法ごとの設計施工指針

(9) PC鋼材の防錆処理定着具の例を図15-5に示す。また、シングルストランドやPC鋼棒を用いた横締め定着部に防錆処理を施す場合は、常温亜鉛メッキやエポキシ樹脂塗料を塗布し防錆処理を施した上、表面に防水処理を施す。横締め鋼材等で支圧板を後付けする場合は、周囲をシール材で止水する。

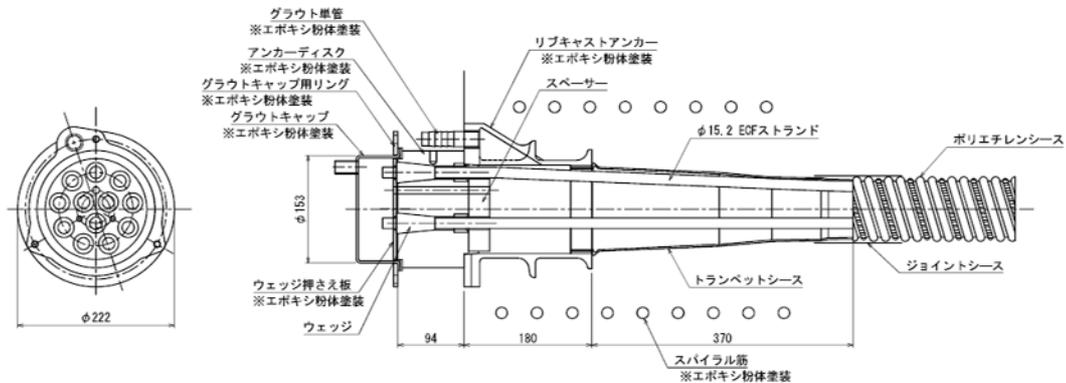
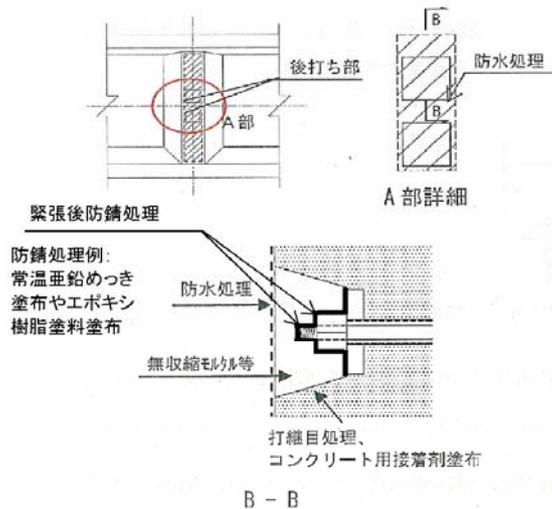


図5-18 防錆処理定着具の例 (エポキシ粉体塗装)

横桁横締めPC鋼材定着部や片持架設場所打ち箱桁のワーゲンアンカー、レールアンカーなどの後埋め部からの水の浸入によるPC鋼材などの腐食を防止するため、防水処理を行う。

a) 横桁横締めPC鋼材定着部後埋め部



b) ワーゲンアンカー、レールアンカー後埋め部

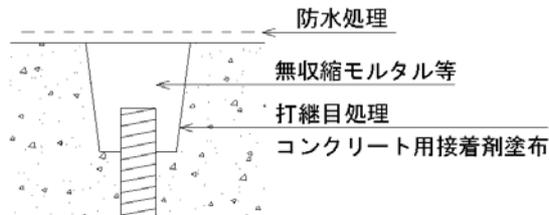


図5-19 横締め鋼材などの防錆処理の例

(PC構造物の耐久性向上の仕様 (案) H25.4 PC建協東北支部塩害対策WGより)

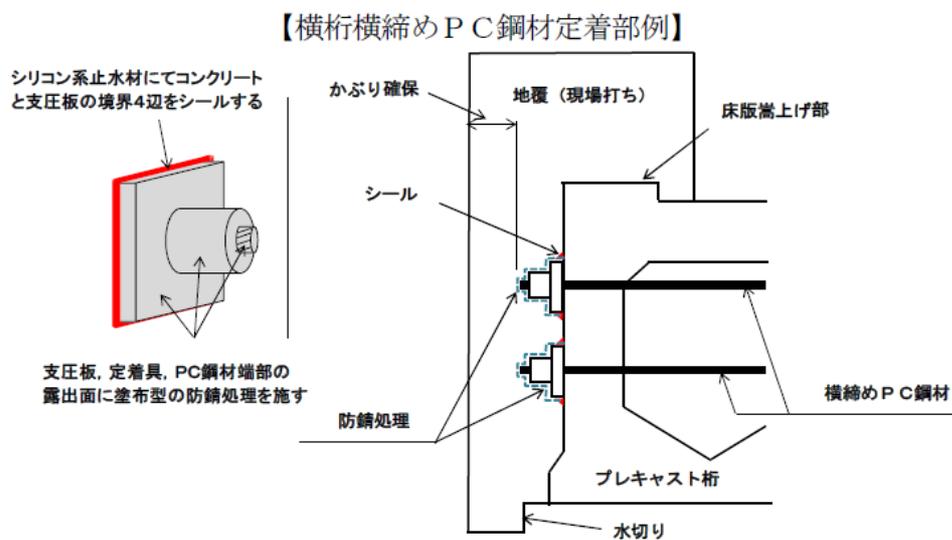


図5-20 横桁横締めPC鋼材定着部例

- (10) グラウトキャップは、防錆塗装された鋼製グラウトキャップまたは樹脂製グラウトキャップを標準とする。

## 第 5 編 コンクリート橋

### 3-2-3 PEシース

PEシースを用いる場合は、「PEシースを用いたPC橋の設計施工指針（案）平成27年8月（公益社団法人プレストレストコンクリート工学会）」を参考に構造細目等を適切に設定すること。

(1) PC鋼材とPEシースの組合せは下記のとおりとする。

1) 場所打ち桁、プレキャストセグメント箱桁：

後挿入用の鋼製シースの呼び径と同径のPEシースを用いることを目安とする。

2) プレキャスト桁（ポステンT桁、ポステンスラブ橋桁、ポステンコンボ橋桁）：

先挿入用の鋼製シースの呼び径と同径のPEシースを選択してよい。同径のPEシースが市販されていない場合は、空隙率を確保し最も近い呼び径のPEシースを用いる。

表 5-10 PC鋼材に応じた標準的なシース内径と空隙率

鋼材種別		普通 PC鋼材 断面積 (mm <sup>2</sup> )	PEシース				(参考：鋼製シース)			
			標準 内径 (mm)	空隙率 (%)	ジョイント 外径 (mm)	標準部 外径 (mm)	標準 内径 (mm)	空隙率 (%)	ジョイント 外径 (mm)	標準部 外径 (mm)
マルチ ストランド	7S12.7	691.0	55 [55]	71 [71]	71~77 [71~77]	64~70 [64~70]	55 (58)	71 (74)	61 (70)	58 (65)
	12S12.7	1184.5	65 [70]	64 [69]	80~85 [87~92]	74~78 [80~85]	65 (70)	64 (69)	71 (82)	68 (77)
	12S15.2	1664.4	75 [80]	62 [67]	89~98 [96~103]	85~90 [90~95]	75 (80)	62 (67)	81 (92)	78 (87)
シングル ストランド	1S19.3	243.7	35 [35]	75 [75]	45~51 [45~51]	41~44 [41~44]	28 (32)	60 (70)	34 (38)	30.5 (35)
	1S21.8	312.9	35 [38]	67 [72]	45~51 [50~53]	41~44 [45.5~47]	35 (38)	67 (72)	41 (44)	38 (41)
	1S28.6	532.4	45 [45]	67 [67]	57~63 [57~63]	51~57 [51~57]	45 (45)	67 (67)	51 (51)	48 (48)

注) ・PEシースの[ ]内は場所打ち桁で後挿入する場合の目安

・鋼製シースの( )内は後挿入用

・プレキャストセグメント桁は製作精度が高くPC鋼材挿入長が比較的短いこと、PC鋼材挿入前にシースの変形を確認できること、3m程度の桁高であれば打込み時の変形が問題にならないことを考慮し、PEシースはPC鋼材の挿入時期や方法によらずコンクリート打込み前にPC鋼材挿入する場合に使用される鋼製シースの内径と同径のものを選定する。

(2) PEシースの摩擦係数は、鋼製シースと同様下記のとおりとする。

表 5-11 PEシースの摩擦係数

鋼材種類	$\mu$	$\lambda$
PC鋼より線	0.30	0.004
PC鋼線	0.30	0.004
PC鋼棒	0.30	0.003

(3) PEシースの最小曲げ半径は、下記のとおりとする。

表 5-12 PEシースの最小曲げ半径

PC鋼材種別	PC鋼材配置方向	最小曲げ半径 (mm)
マルチストランド	主方向ケーブル	200D * <sub>1</sub> * <sub>2</sub>
シングルストランド	横締めケーブル	100D * <sub>1</sub>

\*1 D: PEシースの呼び径 (mm)

\*2 すり減り抵抗性試験(JPCI-A003)にてすり減り抵抗性が確認された曲げ半径を用いる場合はこの限りではない。

(4) PEシースの支持間隔は、下表のとおりとする。

表 5-13 PEシースの支持間隔

PC鋼材種別	シース呼び径 (mm)	最大支持間隔 (mm)
マルチストランド	φ95 未満	750
シングルストランド	——	500

(1) 1) 張出し架設工法等のようにPC鋼材を後挿入する場所打ち桁やセグメント製作後にPC鋼材を挿入する箱形断面のプレキャストセグメント桁は、設計時におけるPC鋼材配置の自由度が高いため、後挿入用の鋼製シースの呼び径と同径のPEシースを用いることを目安とした。

2) 合理的な断面形状で主桁断面が標準化されているプレキャスト桁は、鋼材配置の自由度が低く、所定のあきを確保するためには部材厚の変更が必要となることもあるため、セグメント桁のようにコンクリート打設後にPC鋼材を後挿入する場合であっても、先挿入用の鋼製シースと同一呼び径のPEシースを用いることとした。

## 第5編 コンクリート橋

- 3) PEシースを用いたことによりシース径が大きくなった場合、ウェブ厚や下フランジ厚等の断面寸法と鋼材配置寸法を見直すことが必要となることもある。
- (2) PEシースの摩擦係数は、従来から使用されている道路橋示方書やコンクリート標準示方書等に示される鋼製シースの摩擦係数の値に従うこととした。
- (3) PC鋼材の曲線部において、PC鋼材とPEシースの接触により生じるすり減りの影響が大きいことが知られているため、PEシースの最小曲げ半径は鋼製シースに比べ大きな値としている。諸条件により曲げ半径を標準値より小さくする場合は、使用条件に応じた「すり減り抵抗性試験」を行い、その結果に基づいた最小曲げ半径を設定できる。
- (4) 表5-13は、PEシース製造会社が実施した「曲げ特性試験」結果より、すべての製造会社の製品が満足するよう設定したものである。これより広い間隔にてPEシースを支持・固定する場合や、マルチストランドに用いる呼び径 $\phi 95$ mm以上のシースを使用する場合は、製造会社の発行する試験成績書に記載されたPEシースの剛性より支持間隔を計算し、その間隔以下で配置してもよい。ただし、その際の最大支持間隔は、PC鋼材を後挿入する場合はPEシース呼び径の12倍以下、PC鋼材を先挿入する場合はPEシース呼び径の12倍程度に抑える。

## 第5編 コンクリート橋

### 3-2-4 鉄筋

- (1) 鉄筋は異形鉄筋SD345を用いることを基本とし、鉄筋径はポストテンション方式の部材で13mm以上、プレテンション方式の部材で10mm以上とする。
- (2) 鉄筋の最大径は、原則としてD25とする。  
ラーメン橋でレベル2地震動に対して補強が必要となる場合は、桁高、部材厚の見直しや、高強度鉄筋の適用を検討する。
- (3) 塗装鉄筋を使用する場合は、「コンクリートライブラリー112号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] (H15/11)」を参考とする。

- (2) 鉄筋の最大径は、施工性に配慮し重ね継手で可能なD25とする。  
ただし、ラーメン橋におけるレベル2地震動に対する補強鉄筋量が多くなる場合等は、太径鉄筋の使用による施工性の低下を避けるため、桁高、部材厚の見直しや高強度鉄筋の適用を検討すること。

### 3-3 設計計算に関する一般事項

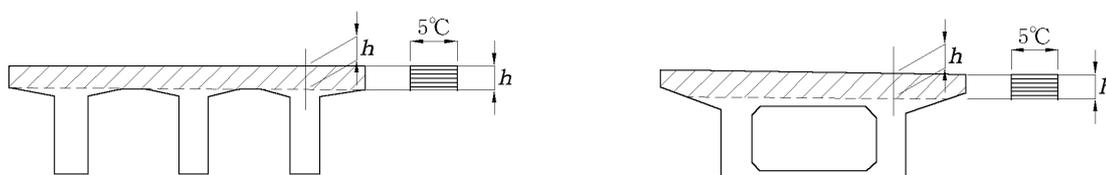
#### 3-3-1 不静定力の計算

不静定構造においては、死荷重、活荷重などの一般的な荷重のほか、次の状態においても不静定力が発生するので、これらの影響も考慮する。

- (1) 温度変化の影響
- (2) 床版とその他の部分との温度差の影響
- (3) コンクリートの乾燥収縮の影響
- (4) コンクリートのクリープの影響
- (5) プレストレス力による影響
- (6) 地震の影響
- (7) 支点移動の影響

(1) コンクリート部材に温度変化あるいは温度差が生じ、これによる変形が拘束される場合には、不静定力が発生するので、この影響を考慮しなければならない。温度変化の範囲および温度差は「第2編 橋梁一般 1-6」による。

(2) 温度差は直射日光による影響を考慮したもので、床版とその他の部分の温度差は $5^{\circ}\text{C}$ を標準として、桁軸方向の断面力を算出するが、この場合、床版の形状は、図5-21に示すように平均厚さとした矩形断面に換算する。



h : 床版の平均厚

図5-21 床版の温度分布の仮定

(3) コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響は、次の場合に考慮する。

- ① 断面を分割施工する場合
- ② 構造系の変化を伴う施工を行う不静定構造の場合
- ③ コンクリートの材令が異なる部材を組み合わせた構造の場合

コンクリートの材令差は、あらかじめ橋梁ごとの施工工程を仮定し、これにもとづいて算出する。

3-3-2 PC鋼材定着時セット量

PC鋼材定着にセットロスを生じることがある工法では、これによるPC鋼材引張応力度の減少を考慮する。

PC鋼材定着時セット量は各定着工法で異なるので、その値については「プレストレストコンクリート工法設計施工指針」（土木学会）」または、定着工法ごとの設計施工指針による。

3-3-3 部材応力度の計算位置

部材応力度の計算は、支点付近、断面力最大および最小位置、断面変化位置、その他必要な位置で行う。

(1) 部材の曲げ応力度、せん断応力度などの検討すべき位置を示したものであり、支点付近のせん断応力度の照査は図5-22に示す断面について行う。

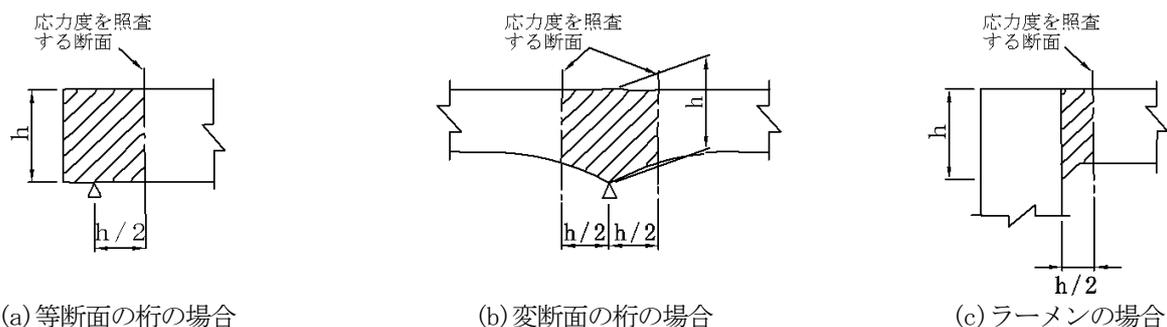


図5-22 支点付近のせん断応力度の照査断面

(2) 支点付近でウェブ拡幅する場合は、ウェブ拡幅始点が危険となることがあるので、この断面についても照査を行う。

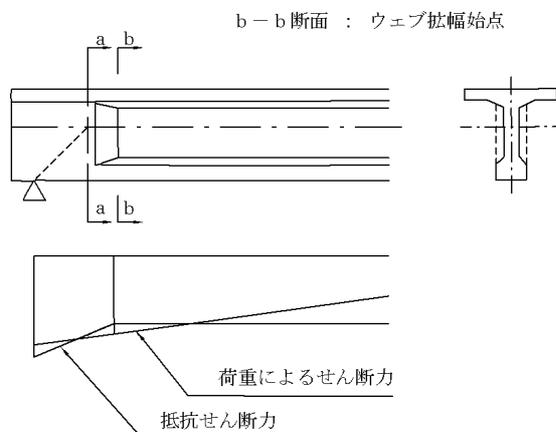


図5-23 ウェブ拡幅始点の照査断面

(3) PC鋼材の定着はウェブに設けることが原則であるが、PC鋼材を曲げ上げてフランジ上面に定着する場合には、この定着位置についても斜引張応力度の検討を行う（図5-24 a-a断面）。また、鋼材傾斜角の変化位置についても、必要に応じ照査を行う。

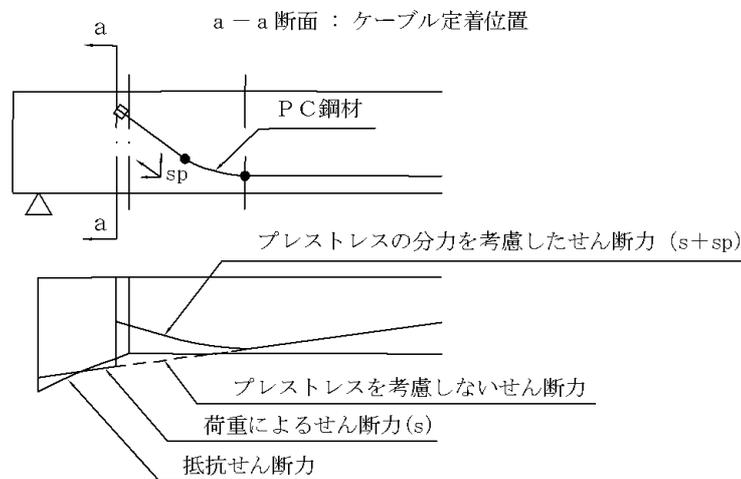


図5-24 PC鋼材定着位置の照査断面

### 3-3-4 曲げモーメントおよび軸方向力が作用する部材の設計

- (1) 設計荷重作用時に部材断面に生じるコンクリートおよびPC鋼材の応力度は、「3-4」に示す許容応力度以下としなければならない。
- (2) 次の場合には設計荷重作用時において、原則としてコンクリートに引張応力度が生じないように設計する。
  - ① 活荷重および衝撃以外の主荷重作用時
  - ② 桁の上面
  - ③ プレキャストセグメント工法におけるセグメント継目部
  - ④ 横締めを行う床版（プレレストコンクリート床版）
  - ⑤ 海水、塩害などによる、腐食性の大きい環境にある部材

(1) PC部材は、耐久性の面より、主荷重から活荷重と衝撃を除いた持続荷重に対しては、コンクリートのひびわれを防ぐため、コンクリートに引張応力度を生じさせない。

(2) 桁の上面に引張応力度が生じるとひびわれが発生し、水分が進入して劣化を促進することになることから、桁の上面には主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時において引張応力度を生じさせない。特に、連続桁の中間支点部では、断面の上側に引張応力度が生じることになるので注意する。また、プレキャスト桁架設方式連続桁橋の中間支点部についてはプレストレスが導入されていないので、鉄筋コンクリート橋に準じて設計を行う。なお、④横締めを行う床版のうち、箱桁内部ウェブ付根下側の床版は $0.3\text{N/mm}^2$ 程度の引張応力度の発生を許容する。

## 第5編 コンクリート橋

- ③ プレキャストセグメント工法においては、セグメント継目部に鉄筋を配置することができないため、鉄筋によるひびわれ幅の抑制が不可能であることから、主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時においてコンクリートに引張応力を生じさせない。
- ④ 横締めを行うプレストレストコンクリート床版は、ひびわれによる損傷を防ぐため、主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時において、プレストレスを導入した方向に対しても引張応力度を生じさせない。
- ⑤ 海水、塩害などによる、腐食性の大きい環境にある部材については、ひびわれ発生が内部の鋼材を腐食させる要因となることから、部材のすべてにおいて、主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時に引張応力度を生じさせない。

### 3-3-5 セン断力が作用する部材の設計

(1) コンクリートの設計荷重作用時のコンクリートが負担できる平均せん断応力度と、終局荷重作用時の平均せん断応力度の最大値は表5-14のとおりとする。

表5-14 コンクリートの平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度	24	30	36	40	50
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.39	0.45	0.51	0.55	0.65
コンクリートの平均せん断応力度の最大値	3.2	4.0	4.8	5.3	6.0

(2) 設計荷重作用時の斜引張応力度の照査は、次の断面位置で行う。

- ① 断面の中立軸の位置
- ② 部材の断面幅が最小となる位置
- ③ 垂直応力が零となる位置

(1) 表5-7に示すコンクリートの設計基準強度に対するそれぞれの値を示したものである。

(2) 一般に斜引張応力度は、断面に曲げ引張応力度が生じていないときは断面の図心位置またはウェブ幅が最小の位置において最大となり、断面に引張応力度が生じているときはウェブ内の垂直応力が零となる位置で最大となることから、照査する断面位置を規定したものである。

## 第5編 コンクリート橋

### 3-3-6 ねじりモーメントが作用する部材の設計

終局荷重作用時のねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、およびねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和の最大値は、表5-15のとおりとする。

表5-15 コンクリートせん断応力度の最大値(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度	24	30	36	40	50
ねじりモーメントによるせん断応力度	3.2	4.0	4.8	5.3	6.0
ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度との和	4.0	4.8	5.6	6.1	6.8

- (1) 表5-7に示すコンクリートの設計基準強度に対するそれぞれの値を示したものである。
- (2) ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の組み合わせにおいては、組み合わせ応力度が最大となる荷重状態で行うことが望ましいが、計算の簡便さを考慮し、それぞれが最大となる載荷状態の値を加えてもよい。

### 3-3-7 そり

- (1) プレテンション桁の場合は、プレストレスによりそりが生じることから、設計に際しては次の点に留意にする。
- 1) 舗装厚は、桁のそり量と縦断勾配を考慮して決定する。
  - 2) 橋台、橋脚上の桁据付け高は、桁のそり量を考慮して決定する。
- (2) ポストテンション桁の場合は、型枠をそり量だけ下げこすか、あるいは上げこすことにより、そりを緩和させる。

- (1) プレテンション桁は、プレストレスによりそりが生じる。このそりは死荷重によるたわみと、時間経過にともなうクリープたわみにより緩和されるが、最終的に残るそり( $\delta_1$ )に対しては、舗装厚、桁の据付け高などにより調整する。
- 1) 舗装面が凸の場合で、桁の曲率より舗装面の曲率の方が小さい場合は、両桁端で最小舗装厚となるよう計画する。

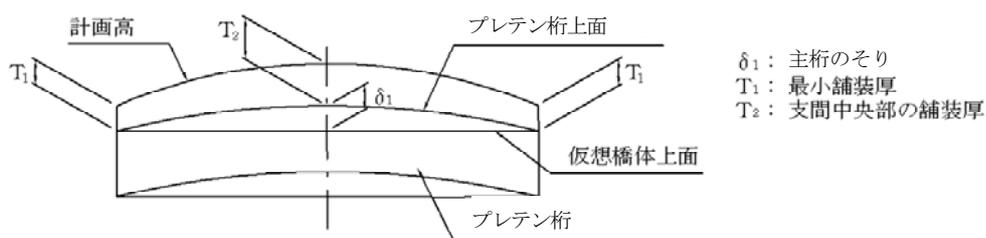


図5-25 舗装面が凸の場合で、桁の曲率>舗装面の曲率の場合

第5編 コンクリート橋

2) 舗装面が凸の場合で、桁の曲率より舗装面の曲率の方が大きい場合は、桁中央部で最小舗装厚となるよう計画する。

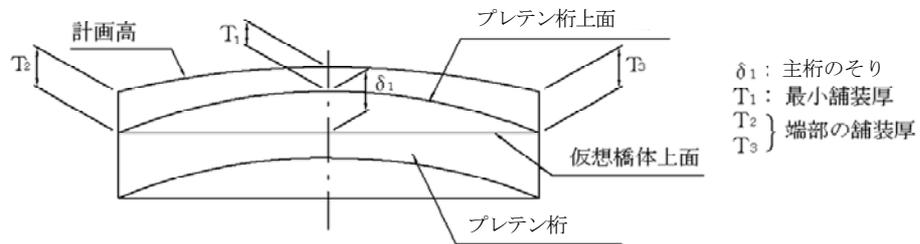


図5-26 舗装面が凸の場合で、桁の曲率<舗装面の曲率の場合

3) 舗装面が凹の場合は、桁中央部で最小舗装厚となるよう計画する。

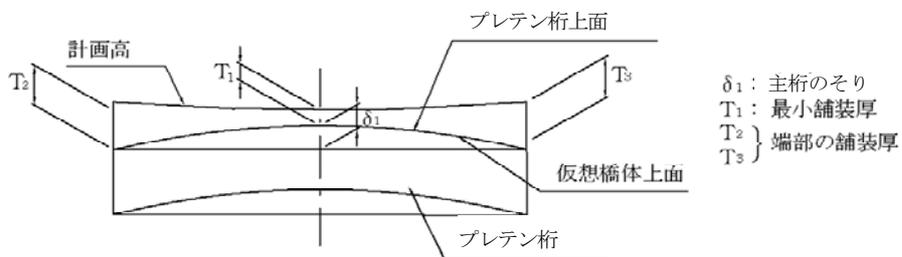


図5-27 舗装面が凹の場合

3-4 許容応力度

3-4-1 コンクリートの許容応力度

(1) コンクリートの許容圧縮応力度は表5-16のとおりとする。

表5-16 コンクリートの許容圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度			30	36	40	50
応力度の種類						
プレストレス直後	曲げ圧縮 応力度	(1)長方形断面の場合	15.0	17.0	19.0	21.0
		(2)T形および箱形断面の場合	14.0	16.0	18.0	20.0
	(3)軸圧縮応力度		11.0	13.0	14.5	16.0
その他	曲げ圧縮 応力度	(4)長方形断面の場合	12.0	13.5	15.0	17.0
		(5)T形および箱形断面の場合	11.0	12.5	14.0	16.0
	(6)軸圧縮応力度		8.5	10.0	11.0	13.5

なお、二方向から同時に曲げモーメントを受ける場合の許容曲げ圧縮応力度は、長方形断面の許容値に1.0N/mm<sup>2</sup>を加えた値とする。

(2) コンクリートの許容引張応力度は表5-17のとおりとする。

表5-17 コンクリートの許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度			30	36	40	50
応力度の種類						
曲げ	(1)プレストレス直後		1.2	1.3	1.5	1.8
	(2)活荷重および衝撃以外の主荷重		0	0	0	0
引張	主荷重および主荷重に相当する特殊荷重	(3)床版およびプレキャストセグメント工法におけるプレキャストセグメント継目部の場合	0	0	0	0
		(4)その他の場合	1.2	1.3	1.5	1.8
(5)軸引張応力度			0	0	0	0

(3) コンクリートの許容斜引張応力度は表5-18のとおりとする。

表5-18 コンクリートの許容斜引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度			30	36	40	50
応力度の種類						
斜引張	活荷重および衝撃以外の主荷重	(1)せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	0.8	0.9	1.0	1.2
		(2)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.2	1.3	1.5
応力度	衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せ	(3)せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	1.7	1.9	2.0	2.3
		(4)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.4	2.5	2.8

第5編 コンクリート橋

(4) コンクリートの許容付着応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表5-19のとおりとする。

表5-19 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度			
		30	36	40	50
付着応力度	1) 丸 鋼	0.9	0.96	1.0	1.0
	2) 異 形 棒 鋼	1.8	1.9	2.0	2.0

(5) コンクリートの許容押抜きせん断応力度は表5-20のとおりとする。

表5-20 コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度			
		30	36	40	50
押抜きせん断応力度		1.0	1.1	1.2	1.4

(1) 表5-7に示すコンクリートの設計基準強度に対するそれぞれの値を示したものである。

コンクリートの許容斜引張応力度は道示Ⅲ3.2の規定に基づいて計算した値を示したものである。

(2) 二方向から同時に曲げモーメントを受けた場合に生じる二軸曲げ圧縮応力度は、部材断面の隅角部に発生する局所的な応力であるため、断面の形状にかかわらず長方形断面の許容曲げ圧縮応力度に1.0N/mm<sup>2</sup>を加えた値としたものである。

(4) 塗装鉄筋の重ね継手長を算出する場合は、表5-19の許容付着応力度を85%に低減すること。詳しくは、「コンクリートライブラリー112 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](土木学会)」を参照のこと。

## 第 5 編 コンクリート橋

### 3-4-2 PC鋼材の許容応力度

PC鋼材の許容引張応力度は表5-21のとおりとする。

表5-21 PC鋼材の許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

PC鋼材の種類		許容引張応力度		プレストレス中	プレストレス直後	設計荷重作用時
		5mm	7mm			
鋼線	SWPR1A	5mm		1260	1120	960
	および	7mm		1170	1050	900
	SWPD1	8mm		1125	1015	870
鋼より線	SWPD3 (3本より)			1520	1330	1140
	SWPR7A (7本より)			1305	1190	1020
	SWPR7B (7本より)			1440	1295	1110
	SWPR19 (19本より)	17.8mm		1440	1295	1110
		19.3mm		1440	1295	1110
21.8mm			1440	1260	1080	
28.6mm			1350	1260	1080	
鋼棒	丸棒 A種	2号	SBPR785/1030	706	667	588
	丸棒 B種	1号	SBPR930/1080	837	756	648
		2号	SBPR930/1180	837	790	697

PC鋼材の許容引張応力度は道示III.3.4の規定にもとづいて計算した値を示したものである。

### 3-4-3 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は「4-3-2」による。

### 3-5 構造細目

#### 3-5-1 鉄筋の配置

鉄筋の間隔、純かぶり、フック、定着および継手については道示Ⅲ6.6による。

海岸地域に建設され、海塩粒子による被害が予想される場合の鉄筋の純かぶりは、道示Ⅲ5.2による。

#### 3-5-2 PC鋼材の配置

- (1) PC鋼材の配置は道示Ⅲ6.6.6による。
- (2) PC鋼材は、原則として主桁全長にわたって配置するが、やむを得ず途中で定着する場合は道示Ⅲ6.6.7、6.6.8による。
- (3) ポストテンション方式の場合、PC鋼材（シースを含む）のあきは、4cm以上かつ粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする。また、棒状パイプレーター挿入のためのあきを1ヶ所以上設ける。
- (4) PC鋼材の継手位置は、やむを得ない場合を除き1箇所集中させない。
- (5) PC鋼材は施工時に動かないよう十分強固に支えること。

(1) 主桁に配置するPC鋼材は全長にわたって配置するものとし、原則として途中定着は行わない。ただし、桁端部において定着具の配置が困難になるなど、やむを得ない場合は途中定着を行ってもよいが、その場合、定着位置、定着部の補強は道示Ⅲ6.6.7、6.6.8による。

(2) PC鋼材は、やむを得ない場合でも、表5-22に示す本数を配置するのがよい。ただし、内外ケーブル併用方式や全外ケーブル方式の場合を除く。

表5-22 PC鋼材の最少本数

断面形状	本数
T桁	4本/1ウェブ
中空床版	2本/1ウェブ
箱桁	5本/1ウェブ

## 第5編 コンクリート橋

- (3) 密実なコンクリートを得るために、鉄筋やPC鋼材（シーブを含む）の周囲にコンクリートを十分行きわたらせるのに必要な最少のあきを規定したものである。また、コンクリート橋では、比較的硬練りのコンクリートが用いられ、その締固めには一般的に直径50～60mm程度の内部振動機が用いられることから、その挿入を容易にし、十分に締固めができるためのあきを1断面に1箇所以上設ける。
- (4) 一般に1箇所当りの継手は、全数の1/2以下とするのが望ましい。

### 3-5-3 桁端の張出し長

桁端部の張出し長は、端部定着ケーブルの定着位置、プレストレスの伝達長、支承、伸縮継手を考慮して決定する。

桁端部の張出し長は、原則として表5-23のとおりとするが、斜橋の場合には支承の大きさに注意し、支承が桁端からとび出さないよう適切な張出し長を確保する。

表5-23 桁端部の張出し長

		支間L (m)	張出し長・(cm)	摘 要
プレテンション	スラブ橋	$5 \leq L \leq 7$	15	JIS A 5373 推奨仕様2-1
		$7 < L \leq 9$	20	
		$9 < L \leq 14$	25	
		$14 < L \leq 19$	30	
		$19 < L \leq 24$	35	
	T桁橋	$18 < L \leq 19$	30	
		$19 < L \leq 24$	35	
ポストテンション	T桁橋 コンポ橋	$L < 30$	35	PCバルブT桁 コンポ橋 (JIS A 5373 推奨仕様2-2)
		$30 \leq L < 40$	40	
		$40 \leq L \leq 45$	45	
		$L \leq 29$	35	建設省標準設計
		$29 < L \leq 37$	40	
		$37 < L \leq 45$	45	

### 3-6 外ケーブル構造

#### 3-6-1 適用

外ケーブル構造は、内ケーブル構造と併用し、箱桁の桁高の範囲内に2重の防錆処理を施したPC鋼材を配置し、定着部あるいは偏向部を介して永続的にプレストレスを与える設計に適用する。

(1) 外ケーブル構造を採用したPC橋は、PC鋼材をコンクリートの外に配置するため、コンクリートの部材厚、特にウェブの厚さを薄くでき、自重の軽減が可能である。また、コンクリート部材内へのシースの取付け作業が不要となると同時に、コンクリート断面内に緊張材が少なくなることからコンクリートの打設が容易になり、施工性の向上および工期の短縮が可能となる。

反面、外ケーブルは桁断面内空部に配置するため、内ケーブルに比較して、鋼材の偏心量は小さく、曲げおよびせん断に対する寄与は小さい。終局耐力も付着のある内ケーブルより小さくなる。

これらから、外ケーブル構造を採用した場合、内ケーブルのみの構造に対して、鋼材の偏心量を確保するために、桁高を高くしたり、大容量の緊張材を使用することによって対処する必要が生じる。

外ケーブル構造を採用した事例は、外ケーブルを外部環境から保護することのできるPC箱桁橋が最も多い。

(2) PC箱桁橋を計画する際は、外ケーブル構造の特性を踏まえ、構造的、施工性および経済性から内ケーブル構造との併用を検討し、設計を行うものとする。外ケーブルと内ケーブルの比率は、その効果が十分に得られるように設定するとともに、将来の耐久性にも配慮して検討する必要がある。「PC道路橋計画マニュアル (H22.2一社プレレスト・コンクリート建設業協会)」より、比率設定の例を以下に示すが、張出し架設にて施工されるPC箱桁橋においては、架設時荷重を内ケーブル、後死荷重や活荷重を外ケーブルにて負担させている事例が多い。

- ・全て外ケーブルとする場合
- ・外ケーブルを配置可能な範囲で最大限配置し、その他を内ケーブルで負担する場合
- ・永久荷重を内ケーブル、変動荷重を外ケーブルで負担する場合
- ・架設時に必要な分を内ケーブル、その他を外ケーブルで負担する場合
- ・内ケーブルを上床版および下床版に配置し、その他を外ケーブルで負担する場合

(3) 外ケーブル方式の緊張材を定着する横桁、隔壁、および定着突起には大きな局部応力が生じ、鉄筋またはPC鋼材で補強する必要がある。定着部の部材厚やハンチなどの形状・寸法および補強鋼材量は実績を考慮し簡易式にて補強を決定してよい。しかし、主桁の断面形状や定着部の構造、架設工法の制約などにより、簡易法が適切でないことがあるため、十分留意しなければならない。

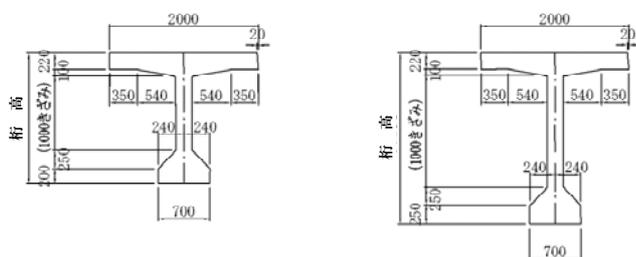
「新技術評価事例 (コンクリート構造) - 外ケーブル構造 - (H19.8 一社プレレストコンクリート建設業協会)」では、定着部及び偏向部の構造を主桁の拘束面数で分類し、各構造に対する慣用的な断面力算定方法を示している。拘束面数が多い場合(3~4面)は、簡易モデルを用いる事例が多いが、形状が複雑あるいは開口の影響が無視できない場合はFEM解析による応力照査が併行される場合もある。一方、拘束面数が少ない場合(1~2面)は、実挙動に近い解析応答値(FEM解析等)により安全性が検証される場合が多い。

3-7 T桁橋

3-7-1 適用

主桁断面が、T形で構成される橋の設計に適用する。

- (1) ここでは、プレテンション方式およびポストテンション方式の両工法のT桁を対象とする。  
 ポストテンション方式T桁は、合理化・コスト削減を考慮し、PCバルブT桁を基本とし、工場製作のプレキャストセグメント工法を標準とする。
- (2) PCバルブT桁は、経済性を考えてフランジ幅2.0mの桁を標準とする。



(a) 支間長35m未満 (b) 支間長35m以上

図5-28 PCバルブT桁の主桁形状

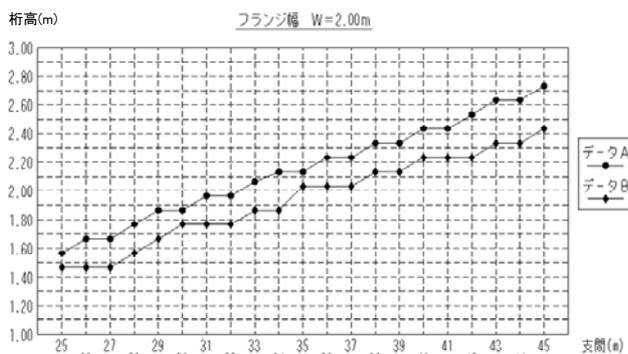
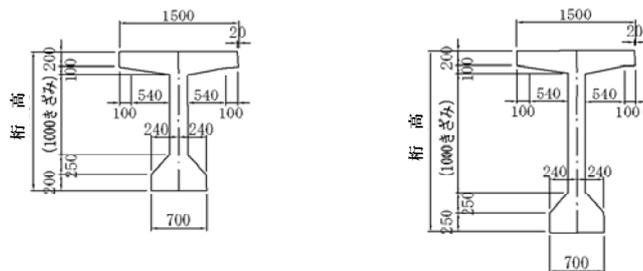


図5-29 PCバルブT桁の桁高、支間の関係の目安の範囲

- (3) 交差道路等により、縦断計画上、上部工高を低くする必要がある場合は、フランジ幅1.5mの桁を用いる。



(a) 支間長35m未満 (b) 支間長35m以上

図5-30 PCバルブT桁の主桁形状

3-7-2 構造解析

- (1) 桁の断面力は、原則として格子構造理論により算出する。ただし、直橋あるいは斜角75°以上の斜橋で、床版の支間が短く多主桁の場合は版構造とみなし、直交異方性版理論で解析してもよい。
- (2) 格子構造理論により断面力を算出する場合には、一般に部材のねじり剛性を無視してもよい。
- (3) 斜角は原則として60°以上とするが、ねじりの影響を考慮して70°以上とすることが望ましい。

(1) T桁橋は、主桁および横桁からなる格子構造とみなすことができるので、原則として格子構造理論により断面力を算出する。ただし、直橋および斜角75°以上の斜橋で、床版の支間が短く主桁が3本以上の多主桁の場合は、直交異方性版理論で解析しても同程度の結果が得られるので、これにより解析してもよい。

(2) T桁橋を格子構造理論により解析した場合のねじりモーメントは、そのほとんどが変形適合ねじりモーメントであり、ねじりひびわれの発生によりねじり剛性が低下し、ねじりモーメントも非常に小さくなることから、部材のねじり剛性は無視して解析してよい。ただし、斜角が70°未満の場合には、ねじりの影響が大きく現れるため、ねじり剛性を考慮して格子構造理論により解析を行い、ねじりに対する検討を行う。

(3) 解析方法と斜角の関係は図5-31に示すとおりである。

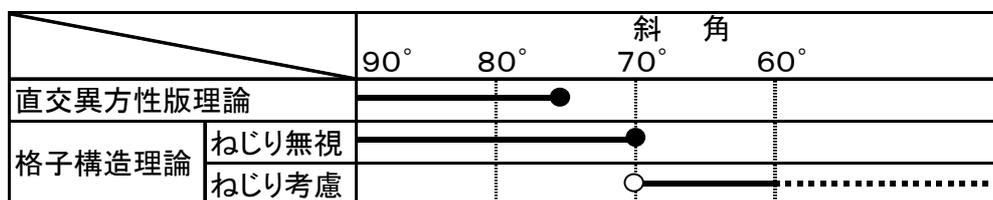


図5-31 解析方法と斜角の関係

3-7-3 主桁の据付け

コンクリート橋では、支承を水平に据付けるため、レアーを設けることを原則とする。

ただし、パット型ゴム支承を使用する場合は、以下によってよい。

- (1) 縦断勾配に対する主桁の据付けは支承部に打足しレアーを設ける。
  
- (2) 横断勾配が片勾配の場合の主桁の据付けは次のとおりとする。
  - 1) ウェブは、原則として鉛直に据付ける。
  - 2) フランジ厚の変化と舗装厚の変化により対処する。
  - 3) 片勾配が4%を超え舗装厚の変化が大きくなる場合は、プレテンション方式スラブ橋、場所打ち桁および合成床版橋の採用を考えるとよい。
  
- (3) 横断勾配が両勾配の場合は、プレテンション方式T桁、ポストテンション方式T桁とも、ウェブは原則として鉛直に据付けるものとし、勾配はレベリング舗装にて調整する。

(1) 縦断勾配に対して

主桁支承部には、図5-32に示す打足しによるレアーを設ける。

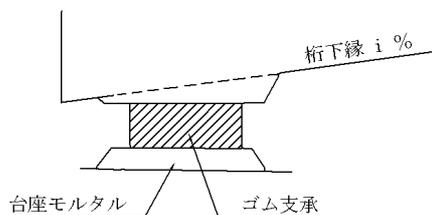


図5-32 縦断こう配に対する主桁の据付け

(2) 横断勾配（片勾配）に対して

- 1) プレテンション方式T桁の横断勾配が  $I \leq 4\%$ 、ポストテンション方式T桁の横断勾配が  $I \leq 2\%$  の場合、ウェブは鉛直に据付け、横断勾配はフランジ厚を変化させることにより対処する。

2) プレテンション方式T桁の横断勾配が  $I > 4\%$ 、ポストテンション方式T桁の横断勾配が  $I > 2\%$  の場合、ウェブは鉛直に据付け、プレテンション方式T桁で横断勾配が  $I \leq 4\%$ 、ポストテンション方式T桁で横断勾配が  $I \leq 2\%$  までは、フランジ厚を変化させ、残りは舗装厚により対処する。

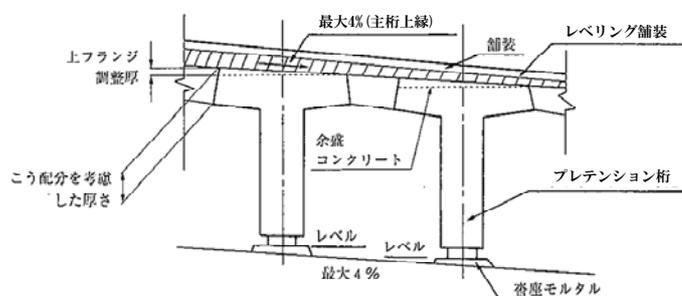


図5-33 横断勾配に対する主桁の据付け

3) スラブ橋の場合

スラブ橋の主桁は、T桁の形状に比べて安定しているため、主桁を4%まで傾け、残りは舗装厚により対処するものとする。ただし、パット型ゴム支承以外の支承を用いる場合は、桁下面が水平になるようにレアーを設ける。

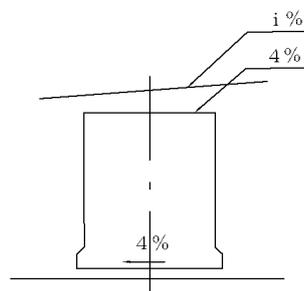


図5-34 床版橋の片こう配の対処

(3) 横断勾配（両勾配）に対して

1) プレテンション方式T桁橋、ポストテンション方式T桁橋とも、ウェブは鉛直に据付け、横断勾配の調整は、基層と同等以上の材料によるレベリング舗装により対処することを基本とする。ただし、片勾配区間などで舗装厚が厚くなる場合や、ひびわれ抑制のための対策が施されたコンクリートを使用する場合には、勾配調整コンクリートによる対応もできるものとする。

レベリング舗装1層の最小厚は3cm（骨材径の約2倍）とし、最大厚は7cmとする。

勾配調整コンクリートの最小厚は原則として5cmとする。

第5編 コンクリート橋

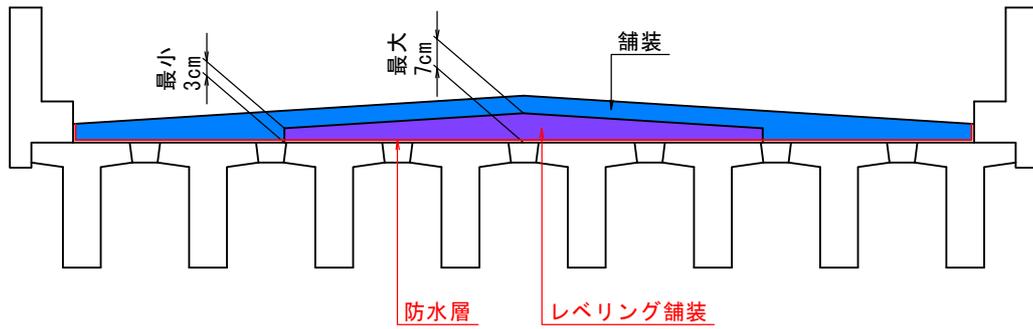


図5-35 横断勾配（両勾配）に対する対処

2) 両勾配の場合は、縦断勾配の低い側の桁端部に、輪荷重に対応する導水パイプを設置する。

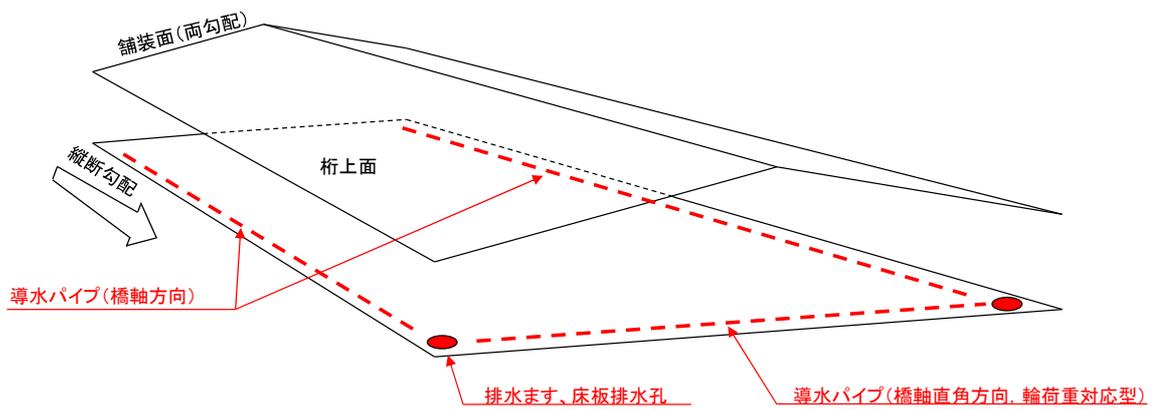


図5-36 両勾配のときの導水パイプ配置

3-7-4 床版の構造細目

- (1) 床版場所打ちコンクリートの幅は75cm以下とし、プレキャスト桁フランジより出した鉄筋により十分に結合する。ただし、横締めPC鋼材が配置された床版で場所打ちコンクリートの幅が30cm以下の場合には、この鉄筋は出さなくてよい。

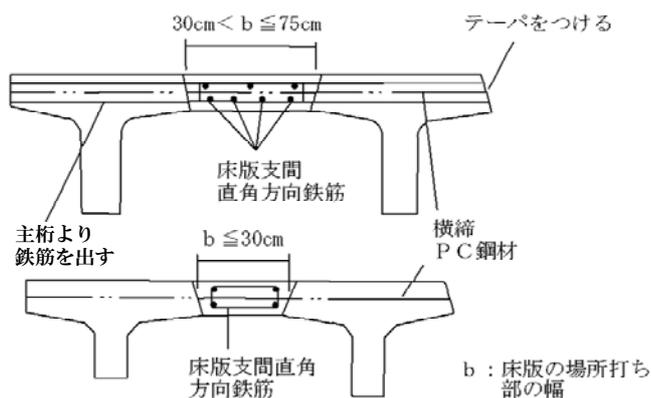


図5-37 床版場所打ちコンクリートの幅

- (2) 床版の横締め鋼材および床版支間方向鉄筋の配置は、原則として斜角と同方向に配置するものとする。ただし、斜角をやむを得ず $60^\circ$ 未満とする場合は主桁に直角に配置するものとするが、セグメント桁などこれによりがたい場合は斜角と同方向に配置してもよい。

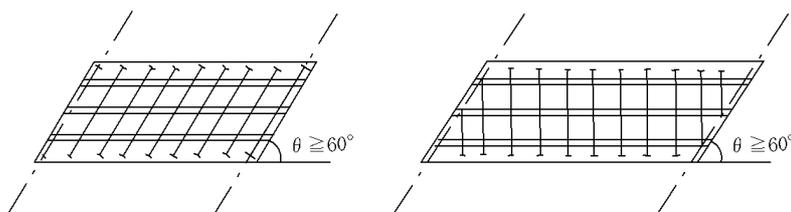


図5-38 床版横締め鋼材の配置

3-7-5 横桁の構造細目

- (1) 主桁の支点上には、横桁を設けることを標準とする。
- (2) 中間横桁は、1支間につき1箇所以上かつ15m以下の間隔で設ける。
- (3) 横桁は、原則としてPC鋼材を配置する。
- (4) 中間横桁のウェブの最小厚は20cmとする。
- (5) 中間横桁は、原則として支承線に平行に配置する。

(1) 主桁のたわみ差やねじり変形により、床版、支承などの構造に有害な影響を及ぼす場合があるので、主桁の直角方向の剛性を高めるため、支点横桁および中間横桁を設ける。

十分な構造解析に基づき中間横桁の機能を床版で代用できると考えられる場合は、プレストレストコンクリート床版を有する斜角 $70^\circ$ 以上のT桁橋について中間横桁を30m以下の間隔で設けることとしてよい。ただしこの場合は床版の最小全厚を10%増加させるとともに床版の支間曲げモーメントを単純版の90%として設計してよい。

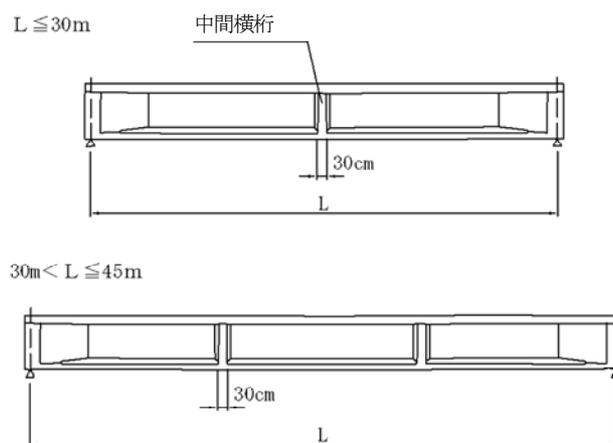


図5-39 ポストテンション方式T桁の横桁配置 (PCバルブT桁)

(3) 斜橋の場合で横桁を支承線と平行に配置するときは、切欠きを設けて標準アンカープレートを使用し、横締めを定着面と直角に定着するのを原則とするが、斜角が $75^\circ$ 以上の場合には異形アンカープレートを用いてもよい。

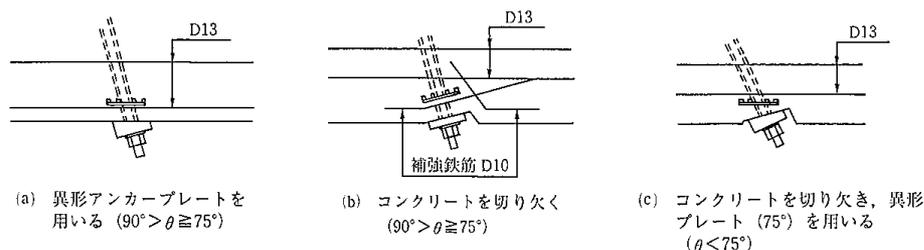


図5-40 斜橋に対する横締めPC鋼材の端部処理

## 第5編 コンクリート橋

- (5) 斜橋の場合、中間横桁を支承線に平行に配置すると、各主桁のたわみのほぼ同じ位置が横桁で結ばれるため、主桁および横桁の断面力は小さくなることから、中間横桁の配置は一般に支承線に平行に配置する。

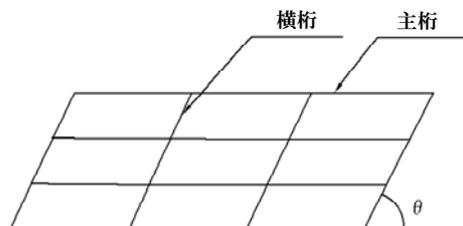


図5-41 斜角 $60^\circ$  以上の場合の横桁の配置

主桁と横桁との継目は、主桁軸に平行とする。

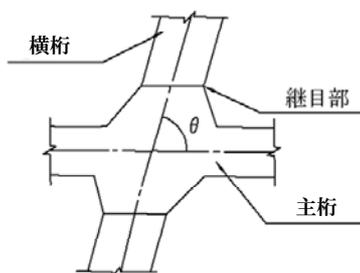


図5-42 斜角 $60^\circ$  以上の場合の横桁の打継目

## 第5編 コンクリート橋

### 3-7-6 プレキャストセグメント工法の継目部

- (1) プレキャストセグメント橋は、継目部のない桁として構造解析をした上で、継目部の照査を行う。
- (2) 継目部は、設計荷重作用時およびプレストレス直後において引張応力が生じないように設計する。
- (3) 継目部は、設計荷重をこえる大きな活荷重が作用した場合に、ひび割れが発生しないように設計する。
- (4) 継目部の鋼製接合キーは、架設時および終局荷重作用時に作用するせん断応力に対して設計する。

(1) プレキャストセグメント橋の安全性は、セグメント継目部の耐荷性能に大きく影響される。設計にあたっては、継目部を照査断面に含めた継目部のない通常の部材として、構造形式に応じて設計を行うとともに、継目部の応力度の照査を行う。

(2) プレキャストセグメント橋の継目部は、桁の軸方向鉄筋が連続して配置されていないため、設計荷重作用時にフルプレストレスの状態とする。プレストレス直後においても接着剤が完全に硬化していないことから、引張応力が生じないことを照査する。

(3) 継目部のコンクリートの曲げ引張応力度の許容値は、許容曲げ引張応力度の70%割増した値とする。ただし、設計基準強度 $50\text{N/mm}^2$ の工場製作のプレキャストセグメントは、一律 $3.0\text{N/mm}^2$ とする。

ここでいう大きな活荷重とは、下記の荷重の組合せをいう。

1) 桁  $\sigma_o + 1.7\sigma_L$

2) 床版  $\sigma_o + 1.7\sigma_{LS} + 0.5\sigma_g$

ここに、 $\sigma_o$  : 活荷重および衝撃以外の主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度

$\sigma_L$  : 活荷重および衝撃によるコンクリートの曲げ引張応力度

$\sigma_{LS}$  : 活荷重および衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度

$\sigma_g$  : 活荷重および衝撃による桁としてのコンクリートの曲げ引張応力度

(4) 鋼製接合キーが受持つことのできるせん断応力度は、架設時 $100\text{N/mm}^2$ 、終局荷重作用時 $235\text{N/mm}^2$ としてよい。鋼製接合キーの機械的性質は、下記のとおりとする。

表5-24 鋼製接合キーの機械的性質

材 質	SS400, FCD450
引張強さ	$400\text{N/mm}^2$ 以上
降 伏 点	$215\text{N/mm}^2$ 以上
伸 び	10%以上

## 第5編 コンクリート橋

### 3-7-7 プレキャストセグメント工法継目部の構造細目

- (1) プレキャストセグメントの分割は、プレキャストセグメントの製作、運搬、架設工法を考慮して決定する。
- (2) プレキャストセグメントの接合面は、原則として主桁部材軸線に直角に設ける。
- (3) プレキャストセグメントの継目部付近は、補強鉄筋を配置する。
- (4) プレキャストセグメントの継目部はエポキシ樹脂接着剤を接合材料とし、鋼製接合キーかコンクリート製接合キーを用いる。

- (1) 一般にプレキャストセグメントの分割数は、曲げモーメントが最大となる支間中央での継目を避けるために奇数個とする。
- (2) プレキャストセグメントの接合幅は、プレストレス力の接合面に沿った分力が極力生じないように、主桁部材軸線に直角に設ける。

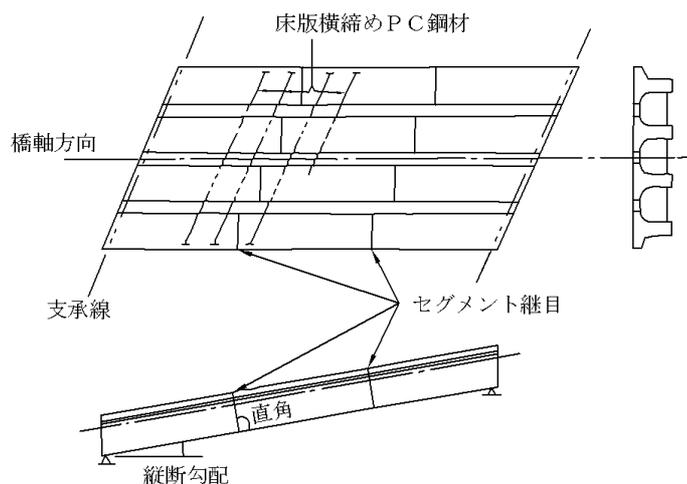


図5-43 セグメント継目の配置

- (3) 継目付近のスターラップ間隔は、継目部以外のスターラップ間隔の1/2、または10cm程度とし、補強範囲は30cm以上とする。
- (4) 接合キーは、T桁やPCコンポ橋のように部材寸法が小さい場合は、原則として鋼製接合キーとする。接合キーのかぶりや、接合キーとPC鋼材シーすとのあきは7cm以上とする。

### 3-8 合成桁橋

#### 3-8-1 設計一般

プレキャストコンクリート桁と場所打ち床版とが一体となった合成断面で荷重に抵抗する合成桁橋のうち、PC桁とPC合成床版による合成桁（PC合成床版タイプ合成桁）橋に適用する。

- (1) PC合成床版タイプ合成桁は、工場製作のプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式を標準とする。
- (2) PC合成床版タイプ合成桁は、斜角 $70^\circ$ 以上を標準とし、 $70^\circ$ 以下の橋梁ではねじりを考慮した格子解析を行う。PC合成床版タイプ合成桁は、プレキャストセグメント工法によるため、現場の省力化等に有利なほか、プレキャストPC板が型枠支保工として機能するため桁下に交通制限等がある場合に有利である。

#### 3-8-2 構造解析

桁の断面力は、原則として格子構造理論により算出する。

PC合成床版タイプ合成桁橋は、省力化、コスト削減を念頭に開発された工法で、中間横桁が1支間につき1箇所と従来の桁橋より間隔を大きくとっていることが特徴である。格子構造理論により十分な解析を行い、さらに荷重分配性能を確かにするために斜角 $70^\circ$ 以上の橋梁に適用する。

#### 3-8-3 主桁の構造細目

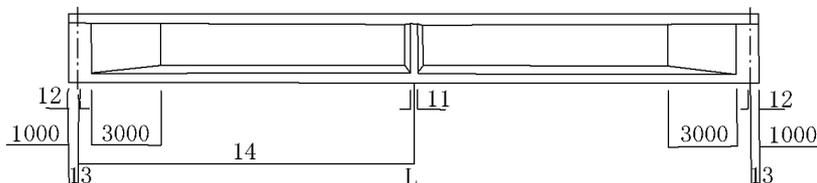
- (1) 主桁は、上フランジ面やPC板上面の表面仕上げにより一体化された床版との合成断面で、橋面荷重及び活荷重の合成後荷重に対して安全となるように設計する。
- (2) 合成桁として断面力に抵抗する床版の有効断面は、原則として場所打ちコンクリート部分だけとする。
- (3) 応力度照査にあたって、プレキャスト桁と場所打ち床版におけるコンクリートのクリープ、乾燥収縮の差を考慮する。
- (4) 曲線橋や斜角の小さい斜橋のように合成桁にねじりが生じる場合や、施工時に接合面に対して垂直方向の引張力が作用する場合は、用心鉄筋を配置する。

- (1) 合成桁橋は、施工順序および施工工程により、同一断面内の応力分布が異なる。あらかじめ想定した施工条件に従い、合成前及び合成後の施工段階ごとに応力度を算定する。

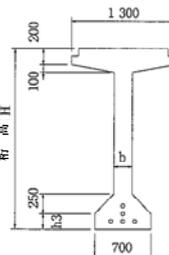
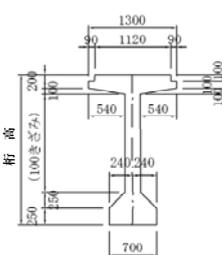
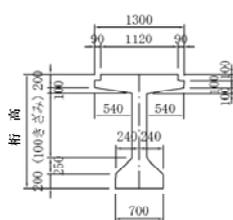
## 第5編 コンクリート橋

(2) PC合成床版中のPC板は、桁の支間直角方向に継目があり、継目部で断面が減少しているため、有効断面としてPC板は無視する。

JIS A 5373(2004) 推奨仕様2-3を参照のこと。



支間(L)	中間横桁本数	11	12	13	14
25.0m	1	0.300	0.700	0.350	12.5
30.0m			0.700	0.400	15.0
35.0m			0.700	0.400	17.5
40.0m			0.800	0.450	20.0
45.0m			0.800	0.450	22.5



支間 L	PC鋼材	下フランジ高 h3	ウェブ厚 b
25 ≤ L ≤ 38m	12S12.7	200mm	220mm
38 < L ≤ 45m	12S15.2	250mm	230mm

図5-44 主桁の形状

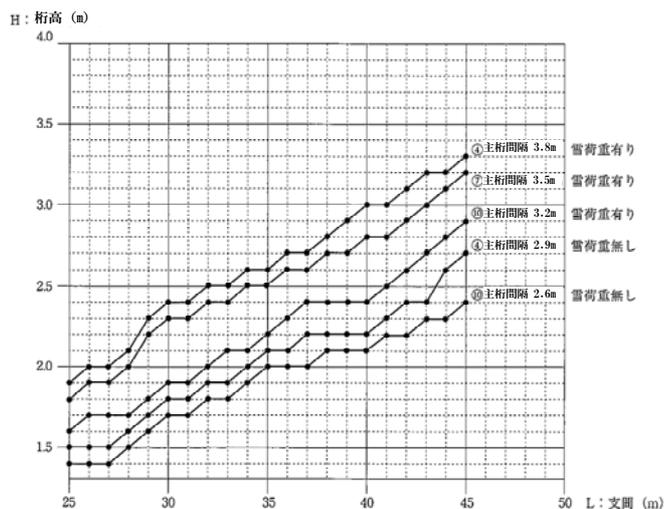


図5-45 桁高、支間の関係の目安

## 第5編 コンクリート橋

- (4) 曲線橋や斜角の小さい斜橋のように合成桁にねじりが生じる場合や、施工時に接合面に対して垂直方向の引張力が作用する場合は、接合面の急激な破壊が生じないように、コンクリート間の付着に対する配慮に加えて、用心鉄筋を配置する。その際、スターラップと用心鉄筋を合計した鉄筋量は、桁と床版の接合面の面積の0.2%以上を目安とする。

## 第5編 コンクリート橋

### 3-8-4 PC合成床版の構造細目

- (1) 床版は、PC板と場所打ちコンクリートの一体化した合成床版で、橋面荷重及び活荷重の合成後荷重に対して安全となるように設計する。
- (2) 床版の支間のとり方、曲げモーメントの算定は鉄筋コンクリート床版の規定に準拠する。
- (3) PC合成床版の厚さは、PC板と場所打ちコンクリートの合計厚とする。場所打ちコンクリートは最小厚15cmとし、PC板の1.5倍以上とする。

- (1) 設計荷重作用時の合成床版支間中央は、PC板に引張応力度を発生させないようにするとともに、場所打ちコンクリート打設後の合成断面に合成後荷重でもPC板に引張応力度が生じないようにする。
- (2) 床版の曲げモーメントの算定は、鉄筋コンクリート床版の規定に準拠する。ただし、中間横桁間隔が15mを越える橋梁では、主桁の荷重分配作用が低下する。そこで、床版の支間曲げモーメントを道示Ⅲ7.4に規定する支間曲げモーメントの単純版の90%として設計する。

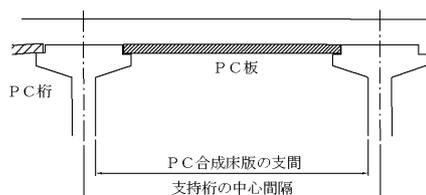
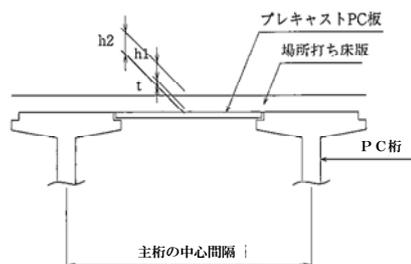


図5-46 PC合成床版の支間

- (3) 場所打ちコンクリートに配力鉄筋を配置し、PC板の1.5倍以上の厚さとすれば、全体として等方性スラブとして挙動すると考えてよい。主桁中心間隔と合成床版厚は図5-47を標準とする。



主桁間隔	PC板厚 t (mm)	場所打ち床版厚 h1 (mm)	合成床版厚 h2* (mm)
2 600mm	70	160	230
2 900mm	70	170	240
3 200mm	80	170	250
3 500mm	90	170	260
3 800mm	100	170	270

\* 床版厚は、「道路橋示方書・同解説 Ⅶ.3 床版の厚さ」大型自動車の交通量が多い場合として  $h1=1.25$  の割増を考慮している。

図5-47 主桁間隔と合成床版厚、PC板厚の目安

3-8-5 PC板の構造細目

- (1) PC板は厚さ7cm以上のプレテンション方式の工場製品とする。
- (2) PC板は、横桁上に載せない構造とする。
- (3) PC板は、施工時の有効プレストレス、自重、場所打ちコンクリートおよび施工時荷重に対して安全に設計する。
- (4) PC板は主桁に対して直角に敷設し、斜橋の場合は端部で調整することを原則とする。
- (5) PC板の上面には床版の支間方向に凹凸を設けることを標準とする。

(1) PC板は厚さが薄いため、工場製品に限定する。PC板と場所打ちコンクリートの打継目の一体化は、既に多くの研究で確認されているが、さらに信頼性を高めるために、PC板の上に凹凸を設ける。JIS A 5373(2004) 推奨仕様2-3を参照のこと。

(2) PC板は、床版支間（橋軸直角）方向にだけプレストレスが導入されているため、横桁の上に載せると、PC板の橋軸方向に大きな曲げモーメントが生じ、ひび割れの原因となるため、一体化させない。

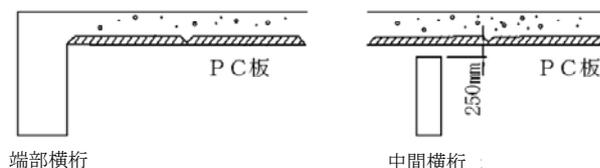


図5-48 横桁部のPC板配置

(3) 施工時荷重とは、作業員やコンクリート打込み用器具などの重量で、一般に $3.5\text{kN/m}^2$ としてよい。

(4) 斜橋の場合は端部に調整用のPC板を敷設するか、場所打ち部を設けるのがよい。

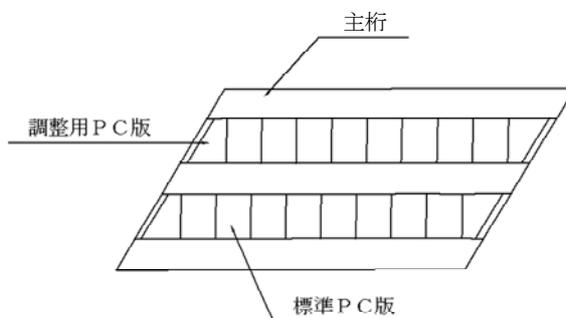


図5-49 斜橋におけるPC板の敷設

## 第 5 編 コンクリート橋

### 3-8-6 プレキャストセグメント工法の継目部

プレキャストセグメント工法の継目部は「3-7-6」による。

### 3-8-7 プレキャストセグメント工法継目部の構造細目

プレキャストセグメント工法継目部の構造細目は「3-7-7」による。

### 3-9 箱桁橋

#### 3-9-1 適用

主桁断面が箱形をなす橋の設計に適用する。

#### 3-9-2 断面力の算定

- (1) 斜角が $70^\circ$ 以上の単一箱桁橋および多重箱桁橋の断面力は、箱桁全断面を1本のはりとして断面力を算出する。ただし、多重箱桁橋においては全幅と支間の比（全幅／支間）が0.5以上の場合は、原則として格子構造理論によって断面力を算出する。
- (2) 多主桁箱桁橋、斜角 $70^\circ$ 未満の単一箱桁橋、多重箱桁橋および曲線橋の断面力は原則として格子構造理論により算出する。
- (3) 横方向の設計は、上下フランジとウェブにより、構成されるラーメン構造として下フランジおよびウェブの断面力を求める。

(1) 全幅と支間の比が0.5未満の多主桁箱桁橋の場合には、主載荷重を車道部分に満載して算出した断面力を主桁本数で除して、各主桁の断面力としてよい。

(2) 斜角が $70^\circ$ 未満の単一箱桁橋および多重箱桁橋の場合は、ねじりの影響を考慮する必要があるため、部材のねじり剛性を考慮して格子構造理論によって解析する。

(3) よく使用されている標準的な箱桁橋の断面は図5-47に示すとおりである。

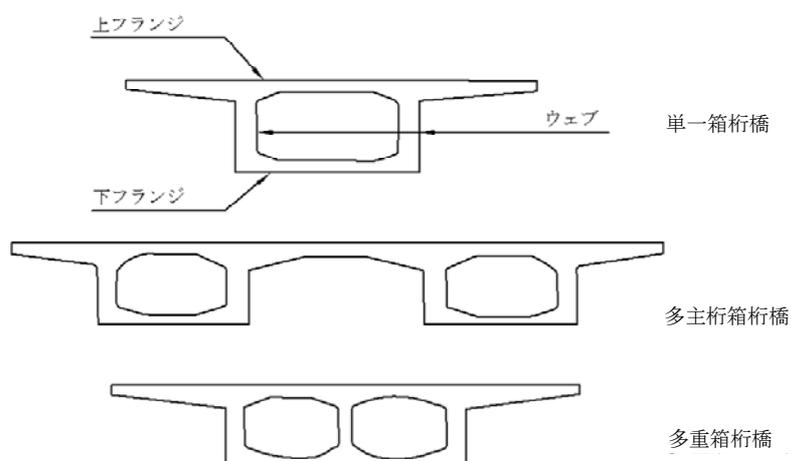


図5-50 標準的な箱桁橋の断面

(4) 橋軸方向の設計における解析モデルの参考例は以下に示すとおりである。

1) 単一箱桁橋

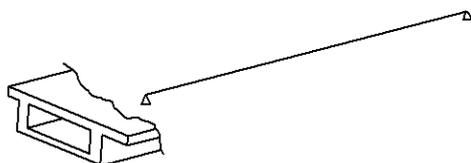


図5-51 単一箱桁橋の解析モデル ( $70^\circ \leq \text{斜角 } \theta \leq 90^\circ$ )

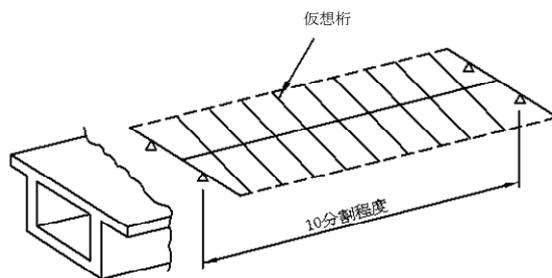


図5-52 単一箱桁橋 (斜角  $\theta < 70^\circ$ ) および曲線橋の解析モデル

2) 多主箱桁橋

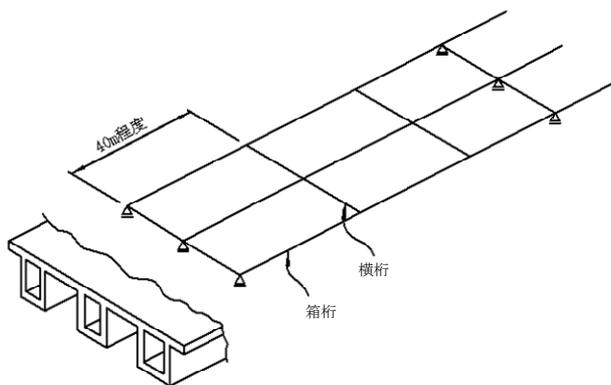


図5-53 多主箱桁橋の解析モデル

3) 多重箱桁橋

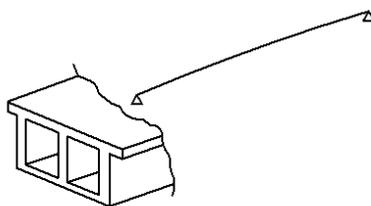


図5-54 多重箱桁橋の解析モデル (全幅/支間が0.5以下の場合)

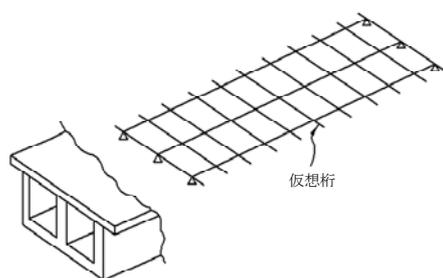


図5-55 多重箱桁橋の解析モデル（全幅／支間が0.5以上の場合）

(5) 活荷重による上フランジの曲げモーメントは、床版の設計曲げモーメントにより求める。

下フランジおよびウェブの断面力は、図5-53示すように、橋軸方向に1mの奥行きを有する箱形ラーメン構造にモデル化し、上フランジの支点曲げモーメントを別々に外力モーメントとして箱形ラーメン構造に作用させて、着目点に最も不利となるような組合せにより算定する。

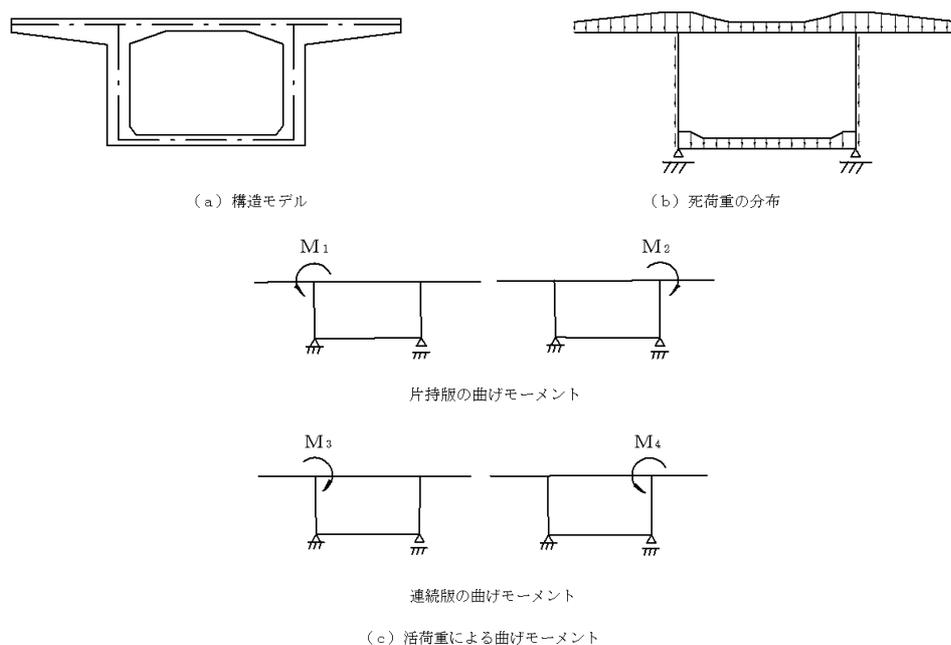


図5-56 下フランジおよびウェブの曲げモーメント

## 第5編 コンクリート橋

### 3-9-3 横桁および隔壁の構造細目

- (1) 支点上には必ず横桁および隔壁を設ける。
- (2) 中間横桁および隔壁は、原則として1径間に1箇所以上設ける。
- (3) 横桁および隔壁の最小厚は20cmとする。

(1) 多主桁箱桁橋には、橋軸直角方向の剛性の確保および荷重分配作用を高めるため、支点上のほか、支間内にも横桁および隔壁を設ける。この場合、一般に支間中央に配置するのが有効であるが、支間の長い場合には40m程度の間隔で配置する。

単一箱桁橋および多重箱桁橋は比較的橋軸直角方向の剛性が高い構造であるため、1径間に1ヶ所の隔壁を設けるのが一般的である。

(2) 斜角を有する箱桁橋の横桁および隔壁の配置は「3-7-5」に準じる。

(3) 横桁および隔壁の厚さは、鋼材の配置などを考慮して最小厚を規定したものである。

3-10 連続桁橋

3-10-1 断面力の算出

(1) 連続桁の中間支点の設計曲げモーメントは道示Ⅲ14.3.2により低減してよい。  
 (2) 支点不等沈下が予想される場合は、「第2編 橋梁一般 1-9」によりその影響を考慮する。

(1) 連続桁の中間支点付近の曲げモーメントは、はり理論ではとがった状態になるが、実際には支承幅、桁の高さ、横桁の影響を受けてなめらかな形状となるため、設計曲げモーメントは道示Ⅲ14.3.2にしたがい低減させるものとし、この場合の応力度などを照査する断面は、横桁や隔壁を無視した断面としてよい。

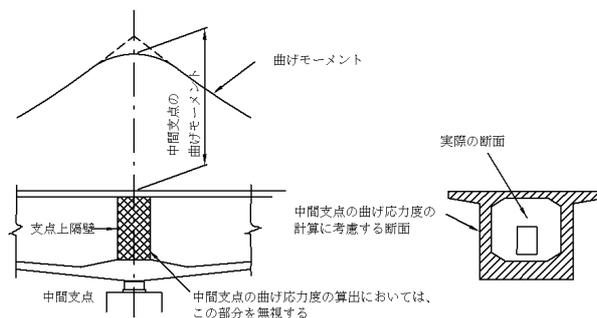


図5-57 応力度などを照査する断面

(2) 連続桁のような不静定構造物は、基礎の不等沈下が生じないように計画すべきであるが、やむをえず、地盤の圧密沈下などに起因する基礎間の不等沈下が予想される場合には、「第2編 橋梁一般 1-9」により支点移動の影響を考慮する。

3-10-2 支承付近に生じる地震時応力の検討

支承に固定支承や地震時水平力分散支承を用いた場合、支承部に大きな水平力が作用する。この水平力に対して、上部構造がせん断破壊することがないように適切に補強しなくてはならない。

(1) 端支点の支承に大きな水平力が作用する橋では、図5-58に示すように、上部構造の端部が支承のアンカーボルト近傍からせん断破壊することのないように、PC鋼材および鉄筋の配置について配慮する必要がある。

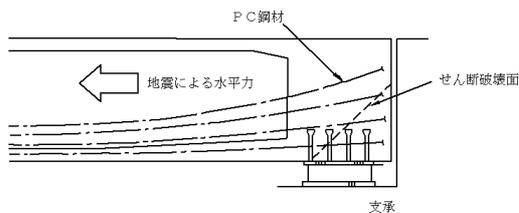


図5-58 支承のアンカーボルト近傍におけるPC鋼材配置の例

(2) 箱桁橋の支承部における、橋軸直角方向に作用する水平力に対する鉄筋補強の例を図5-59に示す。

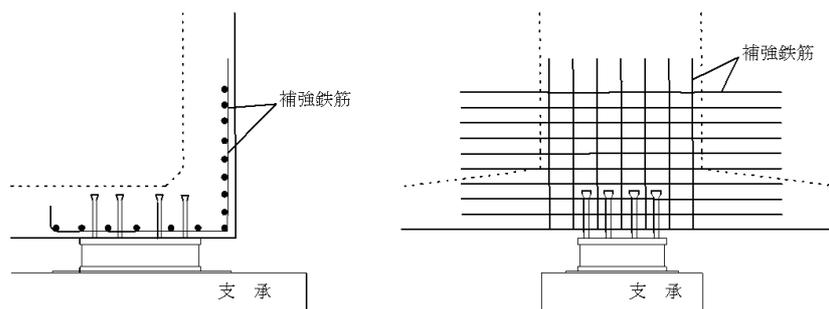


図5-59 支承部の橋軸直角方向に対する鉄筋補強の例

### 3-10-3 張出し架設工法における柱頭部の設計

張出し架設工法における柱頭部は、アンバランスモーメントに対して安全なように設計する。

(1) 張出し架設工法は、移動式作業車により橋脚部から支間中央部に向かって橋体ブロックを継ぎだし、左右のバランスを保ちながら張出していく工法であり、橋体ブロックは一般に左右交互に継ぎだすため、左右の死荷重差、移動式作業車の位置および重量、地震力などにより柱頭部にアンバランスモーメントが発生するが、このアンバランスモーメントは、仮支承と仮固定用PC鋼棒により対処する。

(2) 仮固定用PC鋼棒は、張出し架設中の死荷重および移動式架設作業車などによる鉛直力とアンバランスモーメントに対して緊張直後の許容引張応力度以内となるように設計し、仮支承から桁が浮上らないように、プレストレスを導入する。

(3) 地震時は、死荷重および移動式架設作業車などによる鉛直力とアンバランスモーメントおよび図5-60に示す地震力に対してPC鋼材が引張強度 ( $\sigma_{pu}$ ) 以内となるよう設計する。

図5-60で示した設計水平震度  $k_h$  は架設時の構造系で最も厳しい状態におけるレベル1地震動の設計水平震度を用いる。

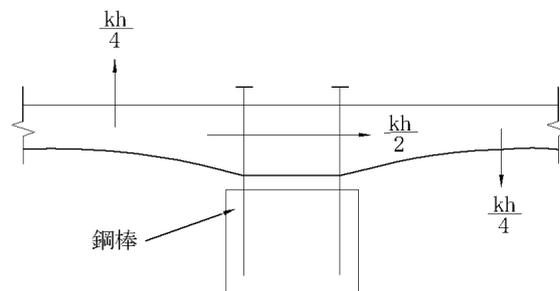


図5-60 柱頭部に作用する地震力

3-10-4 構造細目

連続桁橋の中間支点付近には、ウェブおよび下端側に用心鉄筋を配置する。

連続桁橋の中間支点付近は、曲げモーメントおよびせん断力がともに最大となり、かつ集中的な支点反力を受けて応力状態も複雑となる。ウェブには水平引張力、桁下端には理論解析した応力より大きな圧縮力が生じるので、用心鉄筋を配置する。

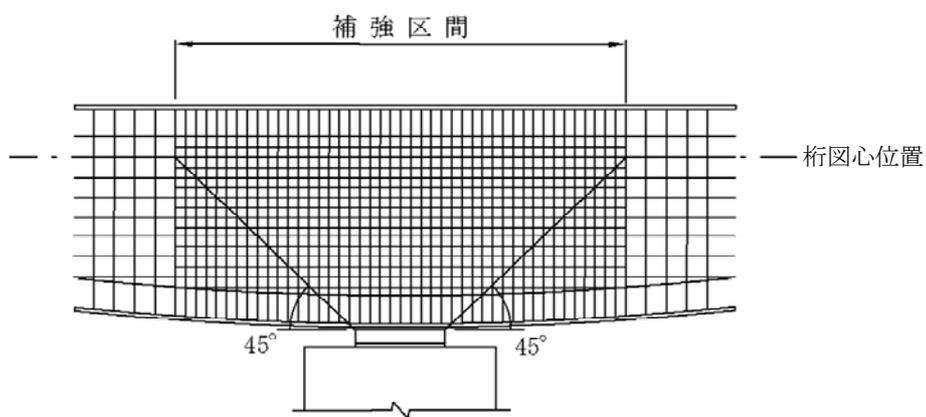


図5-61 中間支点部の用心鉄筋の配筋例

## 第5編 コンクリート橋

### 3-10-5 連続桁中間支点部のマスコンクリートのひび割れ検討

連続桁橋の中間支点部やラーメン橋の柱頭部は、マスコンクリートとして施工されるため、温度ひび割れに留意しなければならない。

連続桁橋の中間支点部やラーメン橋の柱頭部は隔壁と橋脚頭部からなり、一体にマスコンクリートとして打設され、硬化熱による温度応力が大きく、ひび割れが発生しやすい。

施工段階において必要に応じて、打設時の気温、セメント、型枠の種類、打設ロッドを設定して解析を行い、低発熱型セメント使用の検討や、引張り応力に応じた補強鉄筋・PC鋼材の追加配置量を算定する。

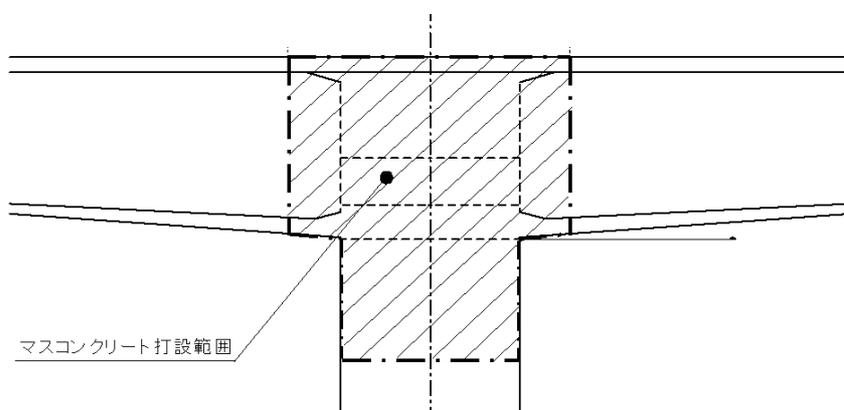


図 5-62 柱頭部

#### 関連規定

コンクリート標準示方書[施工編]

- ・4章 施工段階におけるひび割れ照査
- ・6章 コンクリートの配合設計

3-10-6 張出し床版先端部のPC鋼材配置

張出し架設工法において施工ブロック長が短く張出し床版長が長い場合、施工時の打継目部で張出し床版先端まで有効にプレストレスが導入されない状態が考えられる。

このような状態が想定される場合には、張出し床版先端付近にブロック毎または数ブロック毎に緊張できる補強PC鋼材を配置する。

張出し床版先端部まで有効にプレストレスが導入されない箇所は、張出し架設時の主桁断面力や横締めPC鋼材の緊張、温度応力や乾燥収縮の進行などの影響により張出し床版先端付近の打継目に引張応力が発生し、漏水などの現象が生じる恐れがある。このような場合、張出し床版先端部にPC鋼材を配置し、補強する。

補強PC鋼材は、「PC鋼棒φ32mm」を用いた事例が多いことより、設計段階では「PC鋼棒φ32mm(SBPR 930/1180)」を配置するものとし、施工段階において、現場の諸条件等勘案しつつ最終的な補強PC鋼材を決定する。なお、補強PC鋼材は、設計計算には見込まないものとし、定着具のかぶりや排水柵との取り合いに配慮して配置する必要がある。

プレストレスの有効幅は、道示Ⅲ6.6.7 PC鋼材の定着により、次式により求められる。

$$B = L \cdot \tan \beta$$

ここに、

B：打継目位置でのプレストレスの有効分布幅

L：施工ブロック長

$\beta$ ：プレストレス力の広がり角度(=33° 40′)  $\tan \beta = 2/3$

すなわち、施工ブロック長とプレストレス有効長の関係は表5-25のようになる。

表 5-25 有効分布幅

施工ブロック長 L (m)	プレストレス有効幅 B (m)
3.0	2.0
3.5	2.3
4.0	2.7

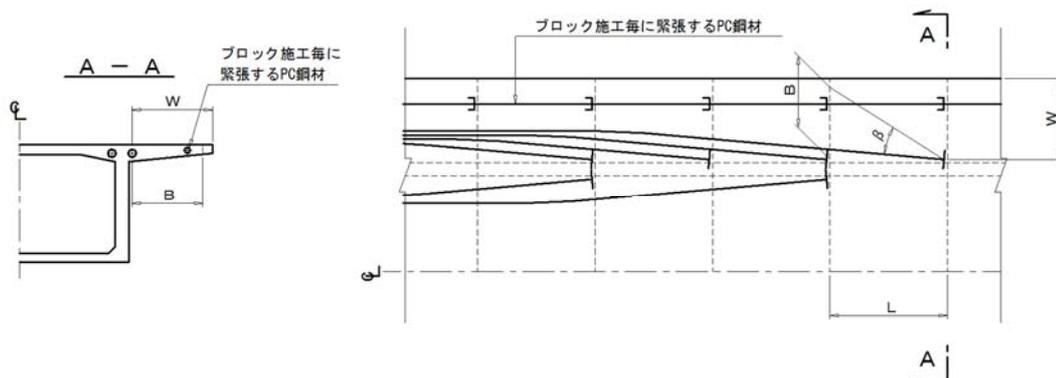


図 5-63 張出し床版先端部PC鋼材配置例

### 3-11 プレキャスト桁架設方式連続桁橋

#### 3-11-1 設計一般

- (1) プレキャスト桁架設方式連続桁橋とは、プレキャスト単純桁を架設し、その後に中間橋脚上でこれらを連結して、連続桁とするプレストレストコンクリート桁橋である。
- (2) 支間長は等径間とみなせる程度で、45m程度以下を目安とする。
- (3) 斜角は、原則として70°以上を目安とする。また、桁の平面的な折れ角が生じる場合には格子解析により影響を考慮する。

(1) プレキャスト桁架設方式連続桁橋は、一般的に図5-64に示す手順で施工され、次に示すような構造上の特徴をもっている。連結部の構造により鉄筋コンクリート方式とプレストレストコンクリート方式に分類されるが、原則として実績の多い鉄筋コンクリート方式による。

- 1) 連結部では、ある一定の間隔をあけて配置されたプレキャスト桁の上フランジ内の埋込み鉄筋に連結鉄筋を重合せ、横桁とともにコンクリートが打設される。
- 2) 中間橋脚上に用いる支承は、所要の鉛直ばね定数をもつゴム支承が用いられ、連結後の主桁の挙動が1点支承に近い支持条件を持つようにされている。
- 3) 中間橋脚上は鉄筋コンクリート構造とし、橋軸方向には一般にプレストレスが導入されていない。

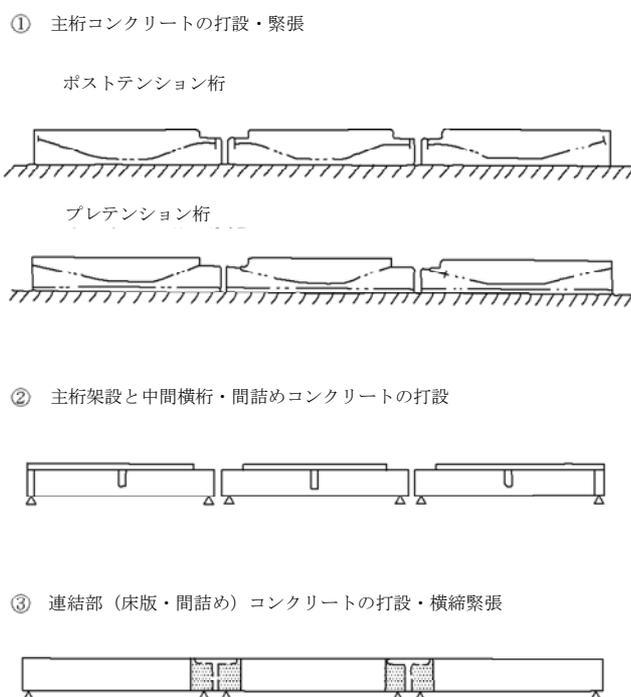


図5-64 プレキャスト桁架設方式連続桁橋の一般的な施工手順

## 第5編 コンクリート橋

(2) プレキャスト桁支間は、プレテンション桁では24mまで、ポストテンション桁では45m以下であることから、これらの値がプレキャスト桁架設方式連続桁橋の適用支間の目安となる。しかし、支間長が長くなると連結部の断面力が大きくなり、単純桁の桁高では連結部の設計が困難になる場合には、桁高を高くするなどにより対処する。

(3) 連結部横桁は、ねじりに対する補強筋を配置することが困難であることから、プレキャスト桁架設方式連続桁橋はねじりの影響の少ない斜角70°以上を目安とするが、ねじりに対する検討を行って十分安全を確認した場合においても斜角は60°以上とするのが望ましい。

### 3-11-2 荷重の種類と組合せ

(1) プレキャスト桁架設方式連続桁橋の設計にあたっては、次の荷重を考慮する。

- ① 主桁重量、床版および横桁重量 (D1)
- ② 橋面工重量 (D2)
- ③ プレストレス力 (P S)
- ④ 活荷重 (L)
- ⑤ 衝撃 (I)
- ⑥ コンクリートのクリープの影響 (C R)
- ⑦ コンクリートの乾燥収縮の影響 (S H)
- ⑧ 温度変化の影響 (T1)
- ⑨ 床版とその他の部分との温度差の影響 (T2)
- ⑩ 支点の不等沈下の影響 (S D)

(2) 支間中央部の設計は、次の荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについて行う。

- (a)  $D1 + D2 + P S + L + I + C R + S H + T1 + T2$
- (b)  $D1 + D2 + P S + L + I + C R + S H + T1 + T2 + S D$

(3) 連結部の設計は、次の荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについて行う。

- (a)  $D2 + L + I + C R + S H + T1 + T2$
- (b)  $D2 + L + I + C R + S H + T1 + T2 + S D$

(1) プレキャスト桁架設方式連続桁橋では連結部の施工によって構造系が変化するので、死荷重は連結部の施工前の単純桁として作用する死荷重 (D1) と連結部施工後の連続桁に作用する死荷重 (D2) に分ける。

- ⑧ 温度変化の影響は支承条件が多点固定のように、温度による変形が拘束される場合に考慮する。
- ⑨ 床版とその他の部分との温度差の影響については、「3-3-1解説(2)」を参照する。
- ⑩ 支点不等沈下が予想される場合は「第2編 橋梁一般 1-9」により、その影響を考慮する。

## 第5編 コンクリート橋

(2) (3)プレキャスト桁架設方式連続桁橋では、構造系の変化にともなってコンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力が発生する。この不静定力については、従来は着目した断面に対して不利に作用する場合のみ考慮するのが一般的であったが、大型供試体を用いた載荷試験および実橋調査などにより連結部が十分な耐力を有していることが確認されたため、コンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力を荷重の組合せにおいて考慮する。

### 3-11-3 連結鉄筋の許容応力度

連結鉄筋の許容応力度は、死荷重時において $100\text{N}/\text{mm}^2$ 、設計荷重時において $160\text{N}/\text{mm}^2$ とする。

連結鉄筋は、引張領域に重ね継手で配置されており、継手が同一断面に集中していることから、許容応力度を他の部分より小さくしたものである。また荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合の許容応力度は、この値を基本として割増しを行う。

### 3-11-4 設計計算

(1) 断面力は、主桁自重、横桁および床版自重については単純桁として、橋面工重量、活荷重、衝撃については連続桁として、原則として格子構造理論により算出する。

ただし、直橋あるいは斜角 $75^\circ$ 以上の斜橋で主桁が3本以上ある多主桁の橋梁に対しては版構造とみなし、直交異方性版理論で解析してもよい。

(2) 連続桁の解析モデルは、中間橋脚上の2点のばね支持を考慮する。

(3) 連結桁橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、道示Ⅲコンクリート橋編14.3.2による低減を行わない。

(1) 格子構造理論により断面力を算出する場合、斜角が $70^\circ$ 以上の橋梁については部材のねじり剛性は無視してもよい。

(2) 連続桁の解析モデルについては、図5-65示すように中間橋脚上の2点のばね支持を考慮して解析するものとするが、衝撃係数を算出するための支間は $Lc1$ 、 $Lc2$ 、 $Lc3$ を用いる。

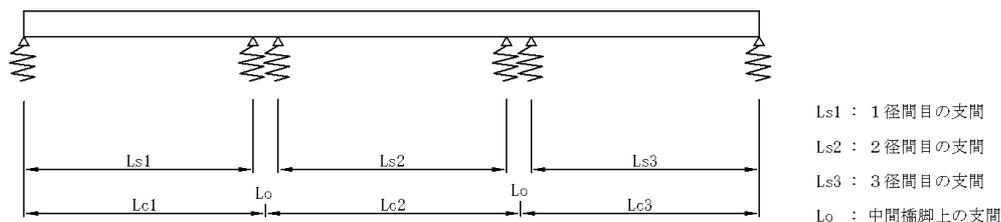


図5-65 解析モデルと設計支間

(3) 一般の連続桁橋では、中間支点部の負の設計曲げモーメントを道示Ⅲ14.3.2により低減しているが、プレキャスト桁架設方式連続桁橋では中間橋脚上で2点支持とした解析モデルを採用することから、この低減は行わない。

3-11-5 連結部の計算断面

(1) 連結部の設計断面は、図5-66示す横桁中心位置の断面B-B、横桁前面位置の断面A-Aおよび断面C-Cとする。

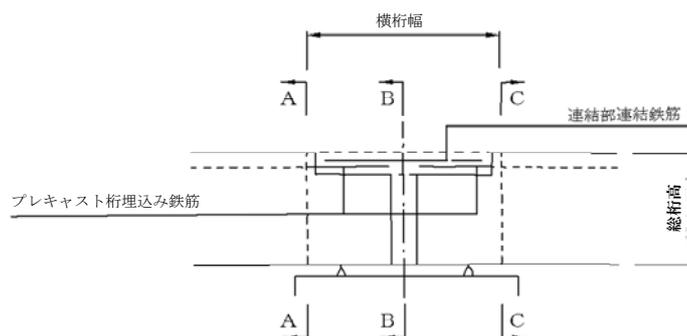
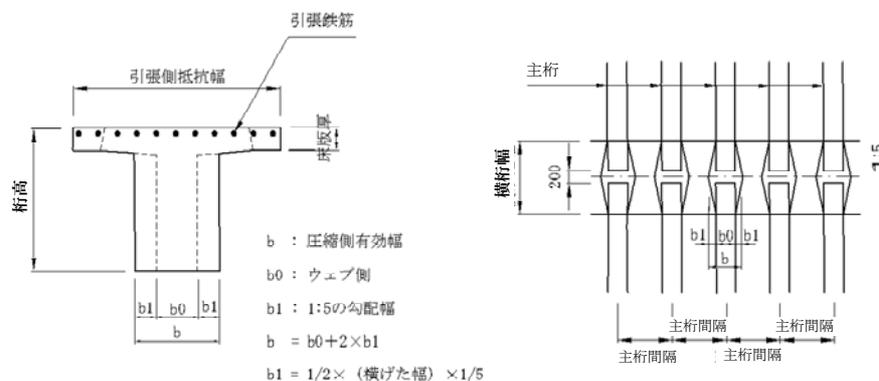
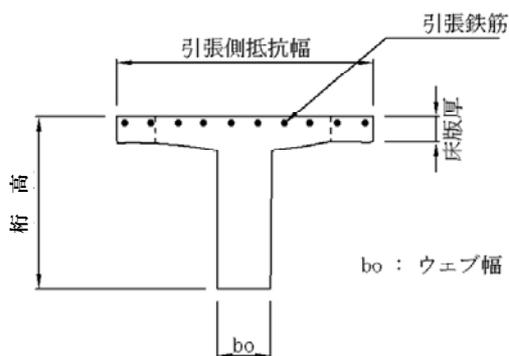


図5-66 連結部の設計断面

(2) 連結部に作用する負の曲げモーメントに対する抵抗断面は、図5-67の実線で示される断面状態とし、下フランジ圧縮側の有効幅は、連結部の横桁前面位置より1:5の範囲で考慮してよい。



(a) 横桁中心位置の断面B-B



(b) 横桁前面位置の断面A-Aおよび断面C-C

図5-67 負の曲げモーメントに対する抵抗断面

(1) 連結部に作用する正の曲げモーメントに対しては図5-66に示す横桁中心位置の断面B-Bについて照査を行うものとし、抵抗断面は図5-68の実線で示される断面形状とする。

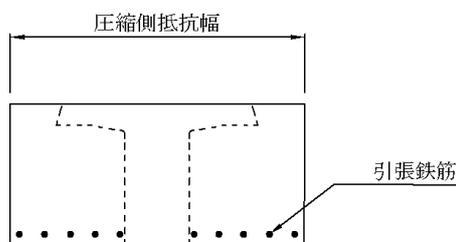


図5-68 正の曲げモーメントに対する抵抗断面（横桁中心位置の断面B-B）

(1) 連結部に作用する曲げモーメントに対しては、一般に横桁中心位置の断面B-Bで照査しておけば安全であるが、断面A-A、断面C-Cでは、連結後に作用する負の曲げモーメントにより、プレキャスト桁の下縁に圧縮応力を生じる場合があるので、これについても照査する。

(2) 連結部には一般に負の曲げモーメントが作用するが、スパンが短く、自重の軽いプレテンション桁を用いる場合などでは、連結部に正の曲げモーメントが生じることがある。また、不等沈下の影響を考慮する場合には正の曲げモーメントが作用する場合がある。このような場合には、場所打ちの横桁部下端に鉄筋を配置して抵抗させる。

### 3-11-6 連結部の構造

(1) 連結部の構造は次による。

- 1) 連結部の桁端の間隔は20cmを標準とする。
- 2) 床版切欠き長は、連結鉄筋の長さ、両端部の余裕をそれぞれ50mm加えた長さ以上とし、連結鉄筋の長さは、鉄筋の重ね継手長に連結部の桁端の間隔20cmを加えた長さとする。
- 3) 横桁の幅は、ポストテンション方式桁の場合は桁高以上とし、プレテンション方式T桁の場合は床版切欠き長+10cm程度とする。プレテンション方式スラブ橋桁の場合は、正のモーメントに対す

## 第5編 コンクリート橋

る筋鉄（断面下側の鉄筋）を主桁の連結部隔壁内に埋め込む構造としており、この隔壁の幅は引張鉄筋を確実に定着するため20cm程度とし、横桁幅は床版切欠き長+40cm程度とする。

- 4) 横桁には、主桁を縫う形でPC鋼材を配置する。そのプレストレス量は横桁断面に対してプレテンション方式桁の場合 $1.0\text{N/mm}^2$ 以上、ポストテンション方式桁の場合は $1.5\text{N/mm}^2$ 以上とする。この場合、横桁断面とは、（横桁幅×総桁高）とする。

(2) 連結部の鉄筋は次による。

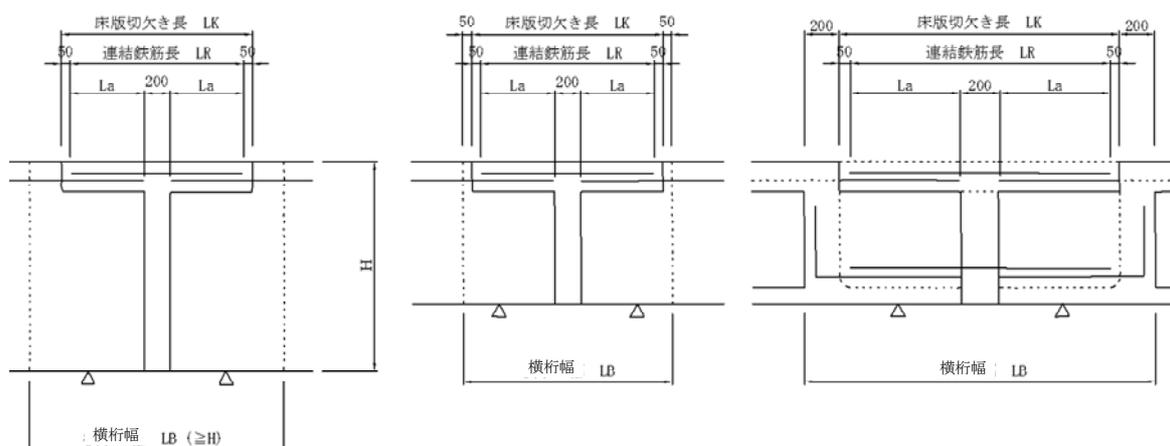
- 1) 上側引張鉄筋は、2段配置までとする。
- 2) 上側引張鉄筋は、原則としてD22mm以下、中心間隔は10cm以上とする。
- 3) 上側引張鉄筋の最小鉄筋量は、1段配置で次のとおりとする。

ポストテンション方式桁：D22mm 中心間隔15cm

プレテンション方式桁：D19mm 中心間隔15cm

- 4) 埋込み鉄筋の長さは支間 $L_s$ の20%以上とする。
- 5) 埋込み鉄筋と連結鉄筋の重ね継手長は、鉄筋の許容引張応力度とコンクリートの付着応力度により求めるものとし、コンクリート $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ とSD345の組み合わせでは、鉄筋の28倍以上とする。
- 6) 横桁の下側には主桁の正の曲げモーメントと支点の不等沈下に対する主鉄筋を配置しなければならないが、計算上主鉄筋が必要でない場合でも、用心鉄筋として、上側鉄筋量の1/2以上の鉄筋を配置する。
- 7) 横桁の配力鉄筋はD13mmを20cm以下の間隔で配置する。
- 8) ポストテンション方式T桁の切欠き部のずれ止め鉄筋はD13mm以上とし、中心間隔は15cm以下とする。

(1) 横桁幅は、横桁を介して主桁の連続性を確保する必要があるため、ポストテンション方式桁の場合は桁高と同じ長さ以上とし、プレテンション方式桁は床版の切欠き部を完全に包むものとしたものである。



(a) ポストテンション方式桁

(b) プレテンション方式T桁

(c) プレテンション方式スラブ橋桁

図5-69 連結部の寸法

## 第5編 コンクリート橋

- 4) 主桁コンクリートと横桁コンクリートを一体化するために、プレストレスが横桁断面に均等に分布するように横桁PC鋼材を配置する。

横桁の横締めPC鋼材は、ダイヤフラムを設けて主桁ウェブで定着する(図5-70)。

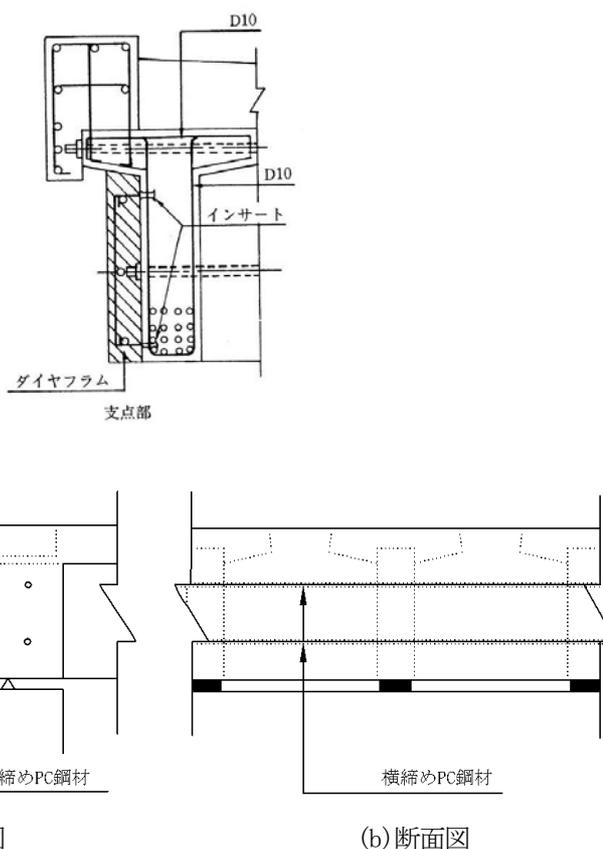


図5-70 連結部横締めPC鋼材

- (2) 上側鉄筋は、重ね継手位置が同一断面にあり、施工性、ひびわれ制御、鉄筋の応力度の面からは1段配置とすることが望ましいが、やむを得ない場合は2段配置までとし、鉄筋径についてはD22mm以下とするのが望ましいが、配置困難な場合はD25mmまで用いてよい。また、鉄筋の中心間隔は、振動機を挿入するあきを確保するため、10cm以上とする。

- 4) 連結桁の反曲点は支間( $L_s$ )の20%付近にあり、上側引張鉄筋を圧縮域に定着させるには、埋込み鉄筋長は $(0.2L_s + \text{定着長})$ となるが、前死荷重(D1)が単純桁に作用していることを考慮すると反曲点の位置は支間の20%付近よりかなり中間支点寄りになることから、埋込み鉄筋の長さは支間の20%以上とした。

- 8) 切欠き部は横桁に包まれてしまうため、ずれせん断は発生しないが、用心鉄筋として図5-71に示すずれ止め筋を配置する。

## 第5編 コンクリート橋

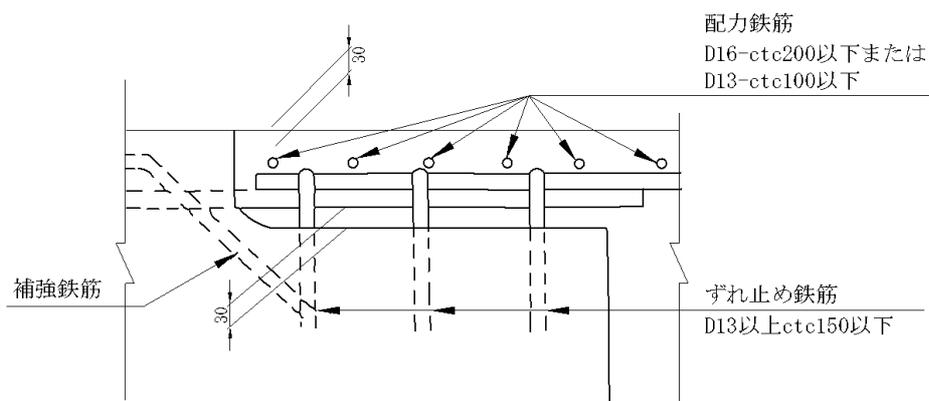


図5-71 連結部におけるずれ止め鉄筋

### 3-11-7 支承

- (1) プレキャスト桁架設方式連続桁橋の支承には、ゴム支承を用いる。
- (2) 中間支点上のゴム支承の設計圧縮ばね定数は、下記の値を標準とする。  
プレテンション桁 280kN/mm 以下  
ポストテンション桁 800kN/mm 以下
- (3) 設計に用いる反力は、連結前の荷重に対しては単純桁として、連結後の荷重に対してはばね支承を考慮した連続桁として算出した反力を加算して求める。

- (1) プレキャスト桁架設方式連続桁橋に用いる支承は、連結後において主桁の挙動が1点支承に近い支持条件となるように所要の鉛直ばね定数をもつゴム支承を用いる。

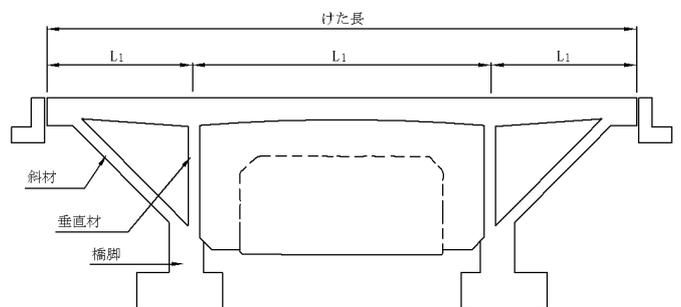
ゴム支承の設計圧縮ばね定数は、一般に連結桁端に使用されているゴム支承の設計圧縮ばね定数より定めたものであり、設計にはこの値を用いてよい。ただし、算出された支点反力にもとづいてゴム支承を設計し、このばね定数が仮定したばね定数を上回る場合は、別途設計圧縮ばね定数を定め直す。

3-12 斜材付きπ型ラーメン橋

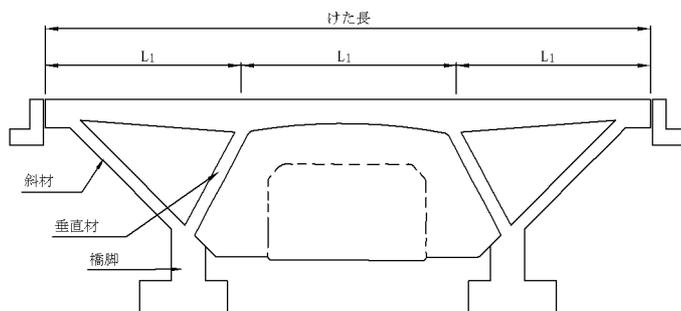
3-12-1 設計一般

斜材付きπ型ラーメン橋の形式には、標準斜材付きπ型ラーメン橋と、変形斜材付きπ型ラーメン橋があるが、形式の決定にあたっては架橋地点の状況、桁下空間、構造的性、景観などを考慮して総合的に決定する。

- (1) 斜材付きπ型ラーメン橋は、3径間連続の桁と、中間2支点の垂直材および端支点と橋脚とを結ぶ斜材で構成され、端支점에発生する負反力を斜材の引張力で抵抗させることから、一般的な3径間連続桁橋に比べ、中央径間長を長くできるのが特徴である。
- (2) 斜材には、PC鋼棒を配置し、コンクリートに交番応力を発生させないものとするが、引張力が過大になるとPC鋼材の配置が困難となることから、一般には側径間に対する中央径間の比を3～5程度としている事例が多い。支間中央部と支点部の断面力のバランスからみた場合には、側径間に対する中央径間の比は3程度とするのが望ましい。
- (3) 斜材付きπ型ラーメン橋の形式には図5-72に示すように、垂直材を垂直に配置した標準斜材付きπ型ラーメン橋と垂直材を斜めに配置した変形斜材付きπ型ラーメン橋とがあるが、斜材付きπ型ラーメン橋の形式決定にあたっては、架橋地点の地形、桁下空間などの交差条件、構造的性、景観などを考慮し、総合的に判断して決定する。



(a) 標準斜材付きπ型ラーメン橋



(b) 変形斜材付きπ型ラーメン橋

図5-72 斜材付きπ型ラーメン橋の形式

3-12-2 断面力の算定および安全性の確認

- (1) 断面力の算定は、原則として任意形骨組構造を用いて行うものとするが、幅員が8mをこえる場合は、荷重分配を考慮する。
- (2) 基礎の水平変位  $\delta = 5\text{mm}$  (片側  $\delta = 2.5\text{mm}$ ) を考慮して設計を行う。ただし、直接基礎の場合は、基礎の変位は考慮しなくてもよい。
- (3) 斜材には設計荷重作用時においてコンクリートに引張応力を生じさせない。
- (4) 斜材背面地盤の影響は考慮しない。

(1) 骨組構造の解析モデルは図5-73に示すように、脚柱上端をヒンジ結合とし、他の部材の結合は剛結とする。

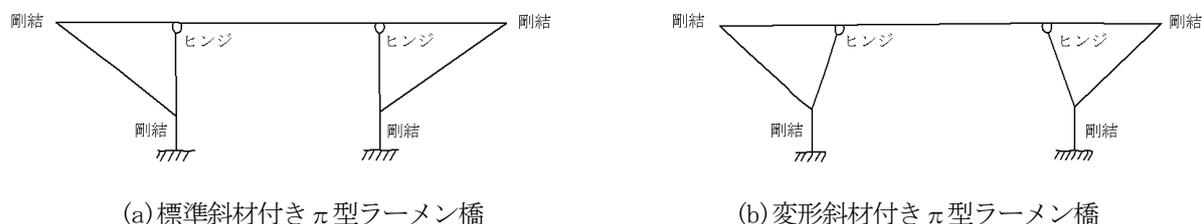


図5-73 骨組構造の解析モデル

また、変形斜材付きπ型ラーメン橋の脚柱の骨組軸線は図5-74のようにあつかう。

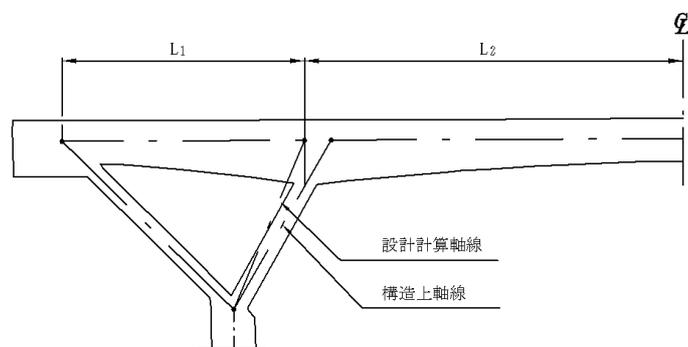


図5-74 変形斜材付きπ型ラーメン橋の骨組軸線

- (2) 基礎に杭基礎を採用した場合は、基礎の水平変位を考慮するものとするが、斜材付きπ型ラーメン橋は高次の不静定構造であること、およびコンクリートのクリープによる影響などを考慮し、基礎の水平変位は5mmとする。
- (3) 斜材は、斜材付きπ型ラーメン橋の構造が成り立つ最も重要な部材であることから、安全を考慮して、設計荷重作用時に次式によって求めた引張力に対し、コンクリートに引張応力が生じないようにプレストレスを導入する。

$$T = 2T_{1+i} + T_{d1} + T_{d2} / 1.5$$

$$T = T_{d1} + T_{d2} / 1.5 + T_E$$

- ここに  $T$  : 斜材に生じる引張力  
 $T_{1+i}$  : 衝撃を含む活荷重による最大引張力  
 $T_{d1}$  : 斜材に引張力を生じさせる部分に加わる死荷重による引張力  
 $T_{d2}$  : 斜材に圧縮力を生じさせる部分に加わる死荷重による圧縮力  
 $T_E$  : 地震による最大引張力

(4) 斜材付き  $\pi$ 型ラーメン橋では、斜材がのり面と接しているが、土圧や土塊の抵抗の影響を考慮しないこととした。

### 3-12-3 地震時の検討

斜材付き  $\pi$ 型ラーメン橋は、橋軸方向、橋軸直角方向とも地震時の検討は、静的照査法と動的照査法によって行う。

橋軸方向、橋軸直角方向ともに、垂直材、斜材および橋脚は、地震時によって断面が決定されるため、斜材付き  $\pi$ 型ラーメン橋は地震時の検討が必要であり、静的照査法によるレベル1地震動に対する設計と動的照査法によるレベル2地震動に対する設計を行う。

設計は、道示V編 6章 「静的照査法による耐震性能の照査方法」および7章 「動的照査法による耐震性能の照査方法」に準じて行う。

斜材付き  $\pi$ 型ラーメン橋の橋軸方向のレベル2地震動に対する設計において塑性化が生じる箇所としては、橋脚基部、垂直材および斜材端部などが考えられるが、垂直材や斜材の両端部が塑性ヒンジ化しても荷重伝達が軸力に移行するため、塑性ヒンジのエネルギー吸収ができない。このため、橋脚基部に主たる塑性ヒンジを設け、確実にエネルギー吸収が図れるように設計する。

橋脚直角方向のレベル1地震動に対する検討では、主桁に生じる引張力は極力プレストレスで抵抗させるものとし、とりきれない場合は引張鉄筋を配置する。

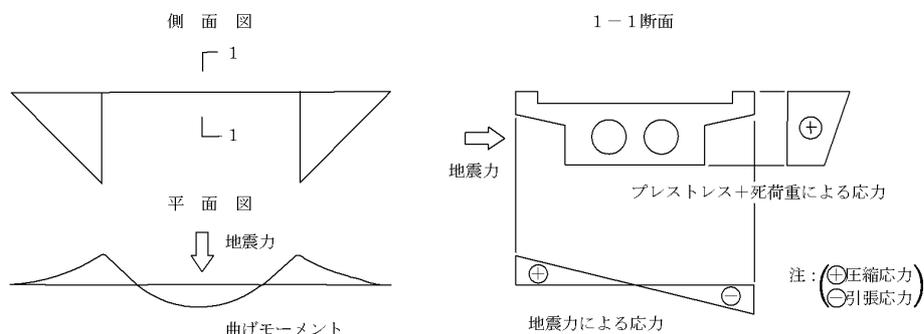


図5-75 橋軸直角方向地震時（レベル1地震動）の検討

橋軸直角方向のレベル2地震動に対する設計では、橋脚基部の曲げモーメントが終局モーメントに達した時、主桁、垂直材および斜材が初降伏に達しないように鉄筋を配置する。

3-12-4 構造細目

(1) 斜材付きπ型ラーメン橋の斜材端部の切欠寸法は、図5-76による。

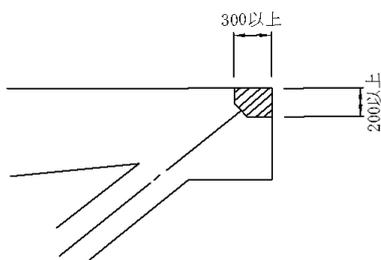


図5-76 斜材端部の切欠寸法

(2) 斜材付きπ型ラーメン橋には、原則として図5-77(a)に示すような小橋台および埋設ジョイントを設けるものとする。また、盛土部や切土部でフーチング床堀影響範囲が桁端から外れる場合は、図5-77(b)に示すように小橋台を設けず踏掛版を設ける。

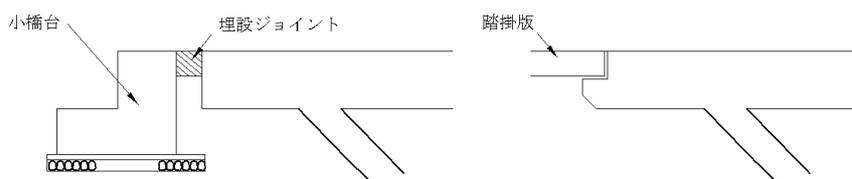


図5-77(a) 小橋台および埋設ジョイント

図5-77(b) 踏掛版

(3) 横桁幅および斜材厚、垂直材厚は図5-78および表5-26に示す値を標準とする。

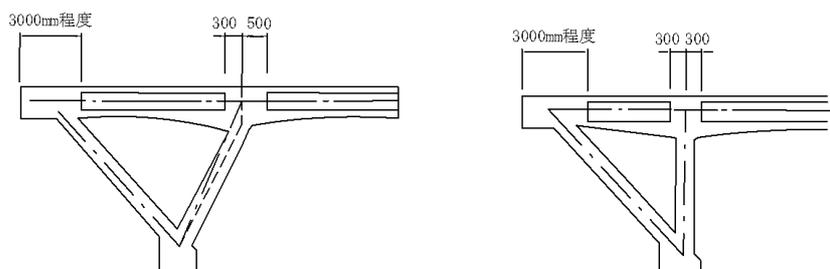


図5-78 横桁幅

表5-26 斜材および垂直材厚

橋長	斜材厚	垂直材厚
$L \leq 50\text{m}$	300 mm	400 mm
$L > 50\text{m}$	400 mm	500 mm

一般に、斜材付きπ型ラーメン橋の取付部は、基礎の施工にともない、掘削および埋戻しがされることから、小橋台の沈下に十分留意し、取付部の不連続性を防止するとともに、車両の衝撃からPC鋼材定着部を保護する。

3-12-5 土留め壁

(1) フーチングには土留め壁を設ける。  
 (2) 土留め壁は斜材背面の土圧に対して安全となるように設計する。

(1) フーチング施工後、斜材、垂直材および橋脚の施工のため、斜材背面の埋戻しを行う必要があることから、フーチング上に土留め壁を設置する。

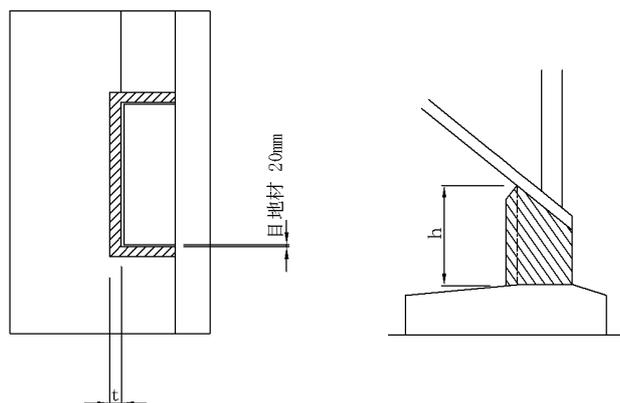


図5-79 土留め壁

(2) 土留め壁は背面の土圧に対して安全となるように設計するが、一般には表5-27に示す壁厚および鉄筋量を用いてよい。

表5-27 土留め壁の壁厚と鉄筋量

土留め壁高さ (h)	壁厚 (t)	鉄筋量
$h \leq 2.0\text{m}$	200mm	D16 ctc150
$2.0\text{m} < h \leq 2.5\text{m}$	300mm	D19 ctc150
$2.5\text{m} < h \leq 3.0\text{m}$	350mm	D25 ctc150

(3) 土留め壁は、橋脚コンクリートの型枠を兼用するものとし、土留め壁と脚柱との間に目地材を入れる。

3-12-6 のり面処理

斜材付近ののり面は、原則としてコンクリートブロック積で処理する。

(1) 斜材付近ののり面は、埋戻し土による盛土のり面となることから、コンクリートブロック積によりのり面を安定させる。

(2) コンクリートブロック積みの範囲は図5-80を標準とし、斜材と接する左右のブロック積は、斜材と同一面とする。

第5編 コンクリート橋

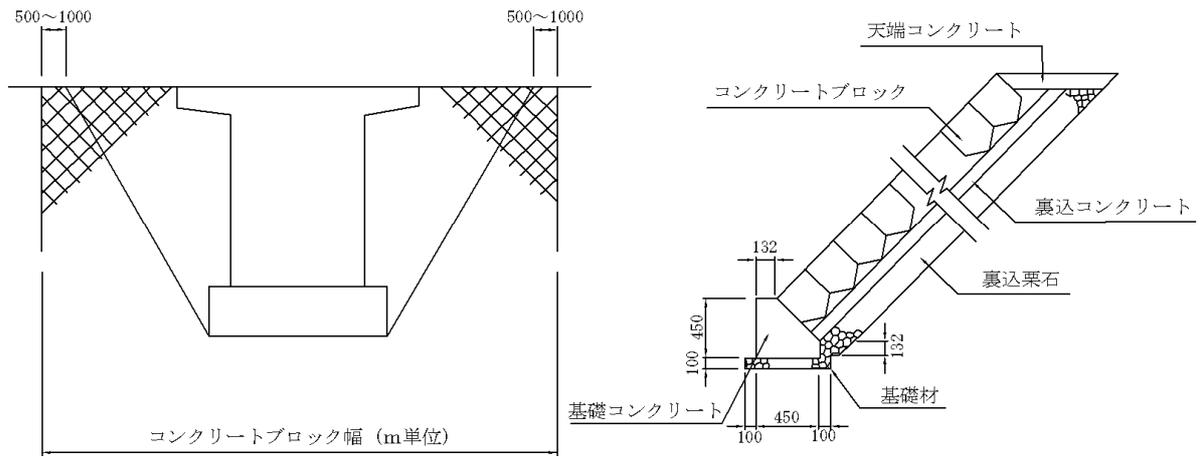


図5-80 コンクリートブロック積みの範囲

3-13 中空床版橋

3-13-1 設計一般

- (1) 中空床版橋の断面力は、原則として版理論により算出する。
- (2) 片持版を有する中空床版橋の有効幅は主版幅としてよい。
- (3) 片持床版の橋軸直角方向は道示Ⅲ7.4.2により設計する。

(1) 中空床版橋の断面力は、厳密には異方性版として解析すべきであるが、等方性と仮定しても実用上は問題がないため、等方性版としてOlsenの薄版理論により求めてよい。ただし、Olsenの薄版理論は線支承を前提としたものであり、支承条件がこれと著しく異なる場合、または、斜角の影響が著しくなる斜角が80°未満の場合は、格子構造理論により解析を行うのが望ましい。

(2) 片持部の曲げ剛性は、主版部に比べ十分に小さいため、有効幅は主版幅をとるが、この場合、片持部の主版部に与える影響は、縁端荷重および縁端モーメントとして考慮する。

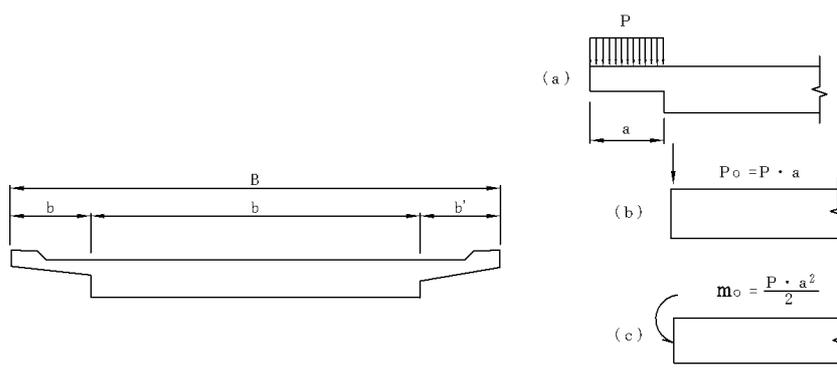


図5-81 縁端荷重および縁端モーメント

## 第5編 コンクリート橋

### 3-13-2 主桁の断面形状

- (1) プレテンション方式PC単純床版橋の断面形状はJIS桁か、これに準じる桁を使用する。
- (2) 場所打ち中空床版橋の断面形状は、図5-82を標準とする。

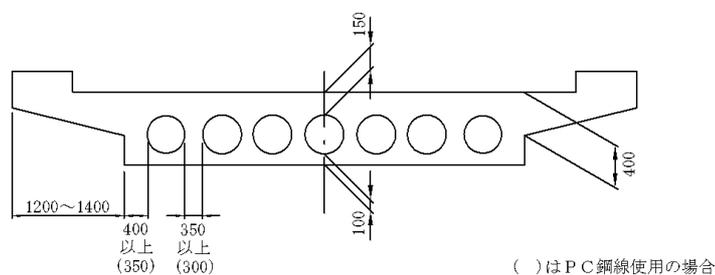


図5-82 場所打ち中空床版橋の断面形状

- 1) 片持版の張出し長は1200~1400mm程度とする。
- 2) 片持版の付け根の厚さは400mmを標準とする。
- 3) ボイドの純間隔は、PC鋼より線を用いる場合は350mm以上、PC鋼線を用いる場合は300mm以上とする。
- 4) 主版端部からボイドまでの距離は、PC鋼より線を用いる場合は400mm以上、PC鋼線を用いる場合は350mm以上とする。
- 5) ボイドの上下の純かぶりはそれぞれ150mm、100mmとする。

- (1) 斜角が70°未満の場合には、斜角方向の鉄筋が重なって配置されるので、ボイドの下の純かぶりは125mmとする。

### 3-13-3 横桁の形状

- (1) 支承上の横桁幅は版厚以上とする。
- (2) 中間横桁幅は300mm以上とする。

横桁幅のとり方は図5-83に示すように、支承線に対し直角方向に必要幅を確保する。

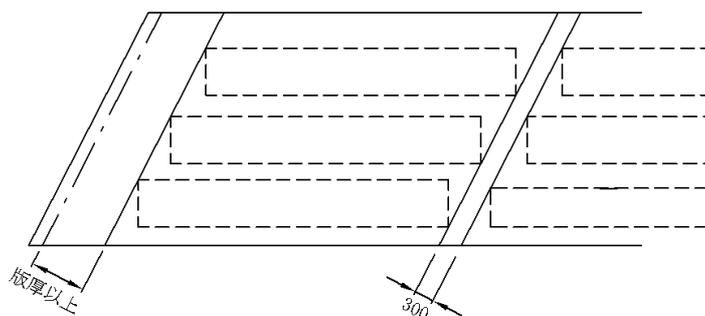


図5-83 横桁幅のとり方

3-13-4 耐久性向上策

中空床版橋は、耐久性向上のため下記の対策を適宜講じること。

- (1) ボイド内滞水防止のための水抜き孔設置
- (2) コンクリート打設時のボイド浮き上がり防止対策
- (3) ボイド直下のコンクリート打設不良対策

- (1) ボイド内の滞水防止のため、各ボイドの低い側の桁端に水抜きパイプを設置する。  
水抜きパイプの例を以下に示す。

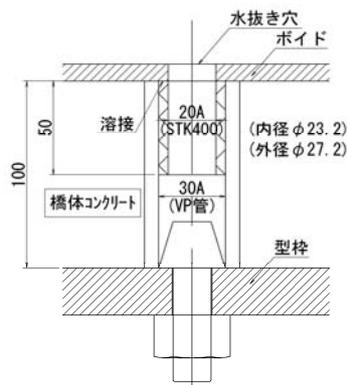


図5-84 水抜きパイプ参考例

- (2) ボイドの浮き上がり防止対策例を以下に示す。

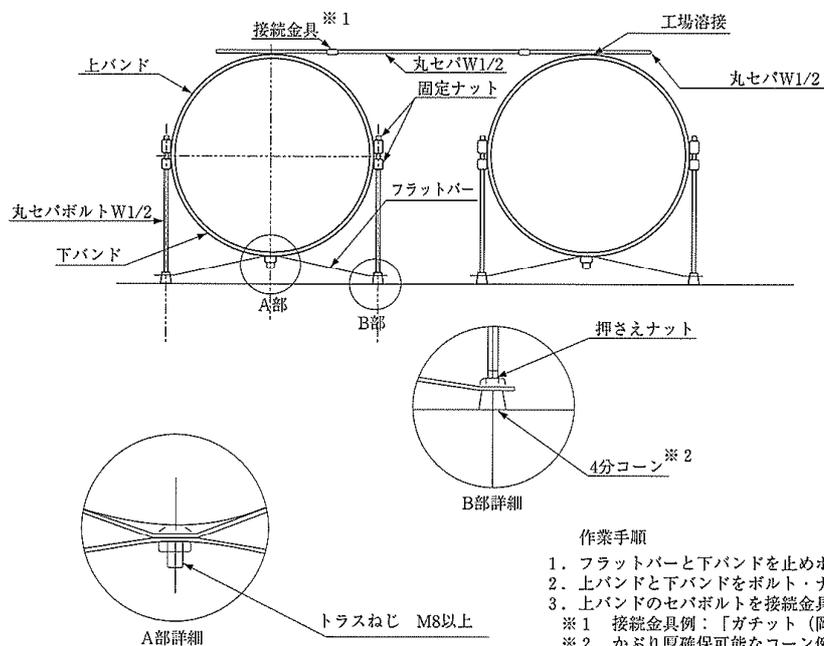


図5-85 ボイドの浮き上がり対策例

- (3) ボイド直下部は、コンクリートの打設状況が直接確認できない。よって、下床版のボイド直下への「透明型枠」設置やボイド自体に点検窓を設ける等、対策を講じること。

第4章 鉄筋コンクリート橋

4-1 使用材料

4-1-1 コンクリート

コンクリートの設計基準強度は、原則として表5-28の値とする。

表5-28 コンクリートの設計基準強度と使用区分

設計基準強度	使用区分
$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$	橋体コンクリート 地覆、剛性防護柵

4-2 設計計算に関する一般事項

- (1) 設計にあたっては、設計荷重作用時においては許容応力度設計法で部材断面に生じる応力度を照査するとともに、終局荷重作用時においては破壊に対する照査も行う。
- (2) 部材の設計に用いる断面力は弾性理論により算出するものとするが、この場合、部材の曲げ剛性、せん断剛性およびねじり剛性は、コンクリートの全断面を有効とし、鋼材を無視した値を用いてよい。

4-3 許容応力度

4-3-1 コンクリートの許容応力度

- (1) コンクリートの許容圧縮応力度および許容押抜きせん断応力度は、表5-29のとおりとする。なお、二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は、表5-29の値に $1.0\text{N/mm}^2$ を加えた値とする。

表5-29 コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度		24
応力度の種類		
圧縮 応力度	(1) 曲げ圧縮応力度	8.0
	(2) 軸圧縮応力度	6.5
	(3) 許容押抜きせん断応力度	0.9

(2) コンクリートの許容付着応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表5-30のとおりとする。

表5-30 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度 応力度の種類	24
(1) 普通丸鋼	0.8
(2) 異形棒鋼	1.6

二方向から同時に曲げモーメントを受けた場合に生じる二軸曲げ応力度は、部材断面の隅角部に発生する局所的な応力であるため、断面の形状にかかわらず長方形断面の許容曲げ圧縮応力度に1.0N/mm<sup>2</sup>を加えた値としたものである。

#### 4-3-2 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表5-31のとおりとする。

表5-31 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類		
		SD295A	SD345	
引張 応力 度	(1) 活荷重および衝撃以外の主荷重		100	100
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	(2) 一般の部材	180	180
		(3) 床版および支間長10m以下の床版橋	140	140
		(4) 水中あるいは地下水位以下に設ける部材	160	160
	(5) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値		180	200
	(6) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値		180	200
(7) 圧縮応力度		180	200	

(1) 有害なひびわれの発生を防止するため、死荷重のみが作用するときの鉄筋の応力度は100N/mm<sup>2</sup>以下とする。

(2) 鉄筋コンクリート床版の鉄筋の許容応力度は140N/mm<sup>2</sup>に対して20N/mm<sup>2</sup>程度余裕を持たせる。

#### 4-4 構造細目

##### 4-4-1 最小鉄筋量

部材には、その断面積の0.15%以上の鉄筋を配置することを原則とする。

鉄筋コンクリートの部材には、ひびわれを有害でない程度に抑えるため、部材のいかなる断面においても、その断面積の0.15%以上の鉄筋を配置するものとする。鉄筋コンクリート部材に配置する軸方向主鉄筋および桁に配置する斜引張鉄筋の最小鉄筋量は、道示Ⅲ6.4による。

##### 4-4-2 鉄筋の配置

鉄筋の配置は「3-5-1」による。

#### 4-5 中空床版橋

##### 4-5-1 設計一般

「3-13-1」による。

##### 4-5-2 主桁断面形状

中空床版橋の断面形状は、図5-86を標準とする。

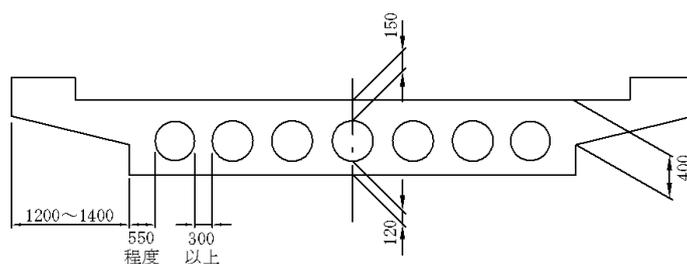


図5-86 中空床版橋の断面形状

- 1) 片持版の張出し長は1200～1400程度とする。
- 2) 片持版の付け根の厚さは400mmを標準とする。
- 3) ボイドの純間隔は300mm以上とする。
- 4) 主版端部からボイドまでの距離は550mm程度とする。
- 5) ボイドの上下の純かぶりはそれぞれ150mm、120mmとする。

## 第5編 コンクリート橋

RC中空床版橋は、軸方向に比較的太径の鉄筋が配置されるため、ボイドの下の純かぶりは施工性を配慮して120mmを標準としたが、斜角が70°未満の場合には、斜角方向の鉄筋が重なって配置されるので、150mmとする。

### 4-5-3 主桁の構造細目

- (1) スターラップはU型を使用する。
- (2) 軸方向主鉄筋は2段配筋までとし、原則としてスターラップで囲むものとするが、やむをえない場合は外へ出してもよい。

従来スターラップの形状はU形およびX形としていたが、X形は施工性に劣るためU形を標準とした。

### 4-5-4 片持床版の構造細目

片持床版の橋軸方向には、用心鉄筋を配置する。

(1) 片持床版部には、温度差、乾燥収縮などにより引張応力が生じ、ひびわれ発生の原因となることがあるため、片持床版の上側および下側に図5-87に示す用心鉄筋を配置する。なお、連続床版橋の中間支点部付近では、片持床版は主版と一体になって負の曲げモーメントに抵抗するので片持床版の上側に単位幅当りに換算して引張主鉄筋の1/2以上の鉄筋を配置する。

(2) 片持床版部の橋軸方向用心鉄筋は表5-32を標準とし、図5-88の範囲に配置する。

なお、中間支点部の上側鉄筋は、引張主鉄筋をD32mmと想定し、その1/2以上のD25mmを配置する。



図5-87 片持床版の用心鉄筋

表5-32 片持床版の用心鉄筋

	端部	中間支間部	中間支点部
上側鉄筋	D22 ctc125	D16 ctc125	D25 ctc125
下側鉄筋	D13 ctc125	D22 ctc125	D16 ctc125

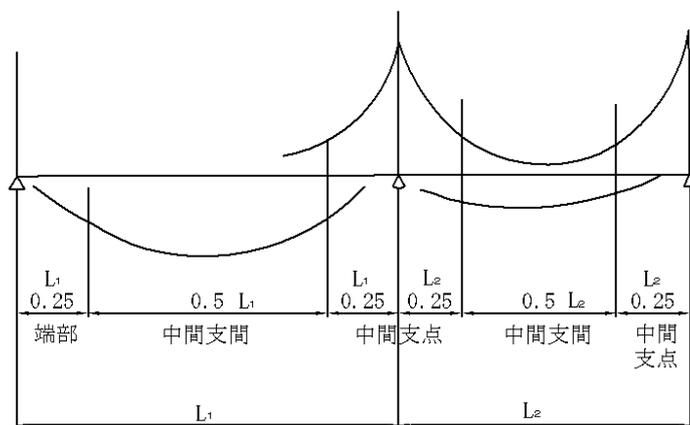


図5-88 片持床版の用心鉄筋の配筋範囲

4-5-5 耐久性向上策

耐久性向上策は「3-13-4」による。

## 第6編 下部構造

### 第1章 材料および許容応力度

#### 1-1 コンクリート

(1) コンクリートの設計基準強度 ( $\sigma_{ck}$ ) および使用区分は、原則として表 6-1 のとおりとする。

表 6-1 コンクリートの設計基準強度と使用区分

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

(2) 許容応力度

1) コンクリートの許容応力度は、表 6-2 のとおりとする。

表 6-2 コンクリートの許容応力度

応力度の種類		設計基準強度	無筋コンクリート	鉄筋コンクリート	
			$\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
		18	24	30	
1. 圧縮応力度	曲げ圧縮応力度		4.5	8.0	10.0
	軸圧縮応力度		4.5	6.5	8.5
2. 曲げ引張応力度			0.23	—	—
3. せん断応力度	コンクリートのみで負担する場合 ( $\tau_{a1}$ )		—	0.23	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 ( $\tau_{a2}$ )		—	1.7	1.9
	押抜きせん断応力度 ( $\tau_{a3}$ )		—	0.9	1.00
4. 支圧応力度 ( $\sigma_{ba}$ )			5.4	0.5 $\sigma_{ck}$ 以下	0.5 $\sigma_{ck}$ 以下
5. 付着応力度	異形棒鋼		—	1.6	1.8

第6編 下部構造

2) 水中で施工する場所打ち杭及び地中連続壁のコンクリートの許容応力度は、表6-3のとおりとする。

表6-3 水中で施工する場所打ち杭及び地中連続壁の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの呼び強度		30	36	40
水中コンクリートの設計基準強度 ( $\sigma_{ck}$ )		24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 ( $\tau_{a1}$ )	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 ( $\tau_{a2}$ )	1.7	1.8	1.9
付着応力度 (異形棒鋼)		1.2	1.3	1.4

(注) 深礎基礎は、十分な施工管理が行える形状寸法を確保し確実にコンクリート打設の施工管理が実施されることを前提に大気中で施工するコンクリートの許容応力度を適用できることに留意する。

3) 既成コンクリートの許容応力度は、表6-4、表6-5のとおりとする。

表6-4 PHC杭のコンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

杭種	PHC杭	SC杭
応力度の種類		
設計基準強度	80	80
曲げ圧縮応力度	27	27
軸圧縮応力度	23	23
曲げ引張応力度	0	—
せん断応力度	0.85	0.85

(注) 許容せん断応力度は、コンクリートのみでせん断力を負担させる場合の値を示す。

表6-5 地震の影響を考慮するときのPHC杭のコンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

有効プレストレス $\sigma_{ce}$	$40 \leq \sigma_{ce} < 70$	$70 \leq \sigma_{ce}$
曲げ引張応力度	3.0 (30)	5.0 (50)

第 6 編 下部構造

(3) 設計計算に用いる物理定数

コンクリートのヤング係数は、表 6-6 のとおりとする。

表 6-6 コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

種 類	ヤング係数
設計基準強度 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$	$2.2 \times 10^4$
設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	$2.5 \times 10^4$
設計基準強度 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$	$2.8 \times 10^4$
深 礎 杭	$2.5 \times 10^4$ (設計基準強度： $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )
	$2.8 \times 10^4$ (設計基準強度： $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )
場所打ち杭	$2.5 \times 10^4$ (呼び強度： $30\text{N/mm}^2$ ) (設計基準強度： $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ )
	$2.8 \times 10^4$ (呼び強度： $40\text{N/mm}^2$ ) (設計基準強度： $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )
P H C 杭	$4.0 \times 10^4$ (設計基準強度： $\sigma_{ck}=80\text{N/mm}^2$ )
S C 杭	$3.5 \times 10^4$ (設計基準強度： $\sigma_{ck}=80\text{N/mm}^2$ )

## 第6編 下部構造

(1) コンクリートは原則として、表 6-1 の設計基準強度を用いるものとする。

上部構造の規模、支承条件および地形条件などから下部構造の寸法が制約される場合、高さが 30m を越える高橋脚では、設計基準強度  $30\text{N/mm}^2$  のコンクリートを使用してもよい。また、過密配筋の回避等による施工の合理化を目的に軸方向鉄筋に SD390、SD490 を使用する場合、設計基準強度  $30\text{N/mm}^2$  のコンクリートを選定するのが良い。

(2) 1) コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 ( $\tau_{al}$ ) は、コンクリートが負担できる平均せん断応力度 ( $\tau_c$ ) を 1.5 の安全率で乗じた値としていることから、地震の影響を考慮する場合においては道示 IV5.2 表-5.2.1 に示す  $\tau_c$  の値を用いる。

その他の従荷重あるいは従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合においては 1-3 に示す荷重組合せに応じた割増係数を  $\tau_{al}$  に乗じた値を許容応力度としてよい。

2) 杭頭接合部は杭とフーチングとの複合構造であり、その応力伝達機構や破損構造が複雑であること、また、せん断耐力にはコンクリート強度ばかりでなく、部材の断面の形状や引張鉄筋量等に関係することなどを総合的に判断し、押抜きせん断応力度に対しては荷重の組合せによる割増しをおこなわない。

3) 水中で施工するコンクリートの許容応力度については、大気中で施工する場合と、その値を取り違えないように適用区分を示した。

(3)  $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$  のヤング係数は道示 I 3.3 表-3.3.3 に規定されている値を用いて直線補完により求めたものである。

1-2 鉄筋および構造用鋼材

- (1) 鉄筋の材質は原則としてSD345とし、鉄筋径は下記に示すとおりとする。  
 13mm、16mm、19mm、22mm、25mm、29mm、32mm、35mm、38mm、41mm、51mm  
 ただし、場所打ち杭には38mm以上の径は使用しないことを原則とする。  
 また、過密鉄筋の回避を目的に、SD390、SD490を使用できる。
- (2) 鉄筋の最大定尺長は原則として12mとする。
- (3) 鉄筋の許容応力度は表6-7のとおりとする。

表6-7 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類			
		SD345	SD390	SD490	
i) 活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合(はり部材等)		100	100	100	
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	ii) 一般の部材	180	180	180
		iii) 水中あるいは地下水位以下に設ける部材	160	160	160
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含む場合の基本値	iv) 軸方向鉄筋	200	230	290
		v) 上記以外	200	200	200
	vi) 鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値	200	230	290	
vii) 圧縮応力度		200	230	290	

- (4) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の材質は、原則としてSKK400(JIS A 5525)とする。  
 ただし、鋼管ソイルセメント杭に使用する鋼管は、ソイルセメントとの付着を確保するための外面突起を有するものを標準とする
- (5) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の許容応力度は、表6-8のとおりとする。

表6-8 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類	SKK400	SKK490
許容曲げ引張応力度	140	185
許容曲げ圧縮応力度	140	185
許容せん断応力度	80	105

(注) 現場溶接の許容応力度は、表6-8に示す値の90%とする。

## 第 6 編 下部構造

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

場所打ち杭には、35mm 以下の径の使用を標準としたが、杭が鉄筋応力で決定され杭列・杭本数増となり著しく不経済と成り得る場合やフーチング鉄筋との取り合い、施工性等より一重配筋が望ましいと考えられる場合は太径鉄筋の使用も可能とする。

平成 24 年版の道路橋示方書に高強度鉄筋 SD390、SD490 が記載されたが、部材厚の縮小を目的に使用することは、鉄筋組立時に施工性を悪化させる懸念があり、好ましくない。このため、過密配筋の回避による施工の合理化を目的とする場合に限り、高強度鉄筋 SD390、SD490 の使用を検討しても良い。

(3) 1) 表 6-7 に示す ii)、iii) の適用区分は原則として下記による。

ii) を適用・・・ウィング、側壁および下記以外の部材。

iii) を適用・・・河川橋では、H.W.L 以下の部材。河川橋以外ではフーチング。

ただし山地部等で地下水位がフーチング底面より明らかに低いことが確認できる場合には ii) を適用する。

2) 下図のようなラーメン橋台において輪荷重の繰返しを直接受ける頂版は鉄筋コンクリート床版に準ずるものとし、鉄筋の許容応力度は表 6-9 の値を用いる。

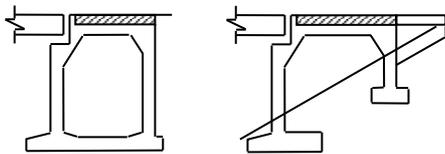


表 6-9 頂版鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

常 時	140
地震時	$200 \times 1.5 = 300$

(4) 杭体に生じる応力度により杭サイズが決定される場合で、打撃による座屈の恐れがない場合には SKK490 の使用について検討する。

1-3 荷重組合せによる許容応力度の割増し

下部構造設計における荷重組合せによる許容応力度の割増しは表 6-10 による。

表 6-10 許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ		割増し係数	
		鉄筋コンクリート構造 無筋コンクリート構造	鋼構造
1)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)	1.00	1.00
2)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)	1.15	1.15
3)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)	1.25	1.25
4)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)	1.35	1.35
5)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)	1.25	1.25
6)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)	1.50	1.70
7)	活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)	1.50	1.50
8)	施工時荷重 (ER) の組合せ	完成後の応力度が著しく低くなる場合	1.50
		完成後の応力度が許容応力度と同程度になる場合	1.25

1-4 土の諸定数

設計計算に用いる土の単位重量およびせん断抵抗角は、原則として土質試験をおこなって定める。

- 1) 橋台裏込土の単位重量( $\gamma$ )と、せん断抵抗角( $\phi$ )は、土質の状況によってさまざまに変化するが、一般的には、 $\phi = 30^\circ \sim 35^\circ$ 、 $\gamma = 18\text{kN/m}^3 \sim 20\text{kN/m}^3$ の範囲にある。したがって、裏込土の産出箇所を設計段階で特定できない場合については、経済性にも大きく影響を与えることなく、安全性の高い設計となる表 6-11 に示す値を用いる。

表 6-11 橋台裏込土の諸定数

裏込土の種類	単位重量 $\text{kN/m}^3$	せん断抵抗角 (度)
砂質土および砂、砂礫	20	30

- 2) 橋台裏込めには原則として、粘性土は用いない。
- 3) 箱式橋台の中詰土、ラーメン式橋台内の通路部や逆T式橋台の前趾上などの埋戻し土は表 6-12 に示す値を用いる。

表 6-12 中詰土・埋戻し土の諸定数

土の種類	単位重量 $\gamma$ $\text{kN/m}^3$	せん断抵抗角 (度)	備 考
中 詰 土	18 [15]	30	[ ]内は滑動照査時
埋戻し土	18	30	

- 4) 地下水位以下にある土の単位重量は、表 6-11、表 6-12 の値から 9 を差し引いた値とする。

## 第2章 設計に関する一般的事項

### 2-1 設計の基本方針

- (1) 下部構造の設計にあたっては、上部構造からの荷重ならびに下部構造自体に作用する荷重を安全に地盤に伝えるとともに、上部構造より与えられた設計条件を満たすものとする。
- (2) 下部構造は、洪水の影響を適切に考慮して設計する必要がある。
- (3) 下部構造は、常時、暴風時及び地震時に対して、橋全体系の要求性能を満足するように各部材の限界状況を適切に設定し、この限界状態をこえないことを照査するものとする。常時、暴風時及びレベル1地震動に対しては許容応力度法により、部材に生じる応力度が許容応力度以下となることを、さらに、道示IV9.2の規定に従って、基礎の安定性を照査するものとする。また、レベル2地震動に対しては、道示V6.4の規定に従って地震時保有水平耐力法、あるいは、道示V7.4の規定に従って動的解析法により照査する。
- (4) 下部構造の設計にあたっては、耐久性の確保に配慮しなければならない。
- (5) 基礎構造は、上部構造及び下部構造からの作用荷重に対して地盤反力度、杭頭反力、変位等を算定し、その安定性を照査するとともに、安定計算により算定された断面力に対して部材の安全性の照査を行う。

- (2) 下部構造の設計にあつては、それぞれの建設地点における河川の性状、既往の洪水規模、湾曲部等の水衝部との位置関係等を十分把握し、橋の架橋位置やけた下の余裕高さを決定する必要がある。
- (3) 橋台は、根入れ部の土砂、裏込め土等による減衰効果が大きいいため、地震時に作用する慣性力が相対的に小さく、橋脚に比較して地盤との相対変位が小さいことから、レベル2地震動による耐震設計はおこなわない。
- (4) 鉄筋コンクリート構造の場合には、コンクリート及び鉄筋それぞれの劣化因子に対して耐久性を有するように検討する必要がある。塩害の影響が懸念される場合には道示IV6.2の規定に従って十分な検討を行うものとする。なお、路面凍結抑制剤の飛散に対する影響については、第2編 10.4 凍結抑制剤が散布される箇所への橋の対策に準ずる。
- (5) 基礎構造の設計においては、常時及びレベル1地震動に対しては許容応力度法により支持力や変位、応力度等を照査するとともに、レベル2地震動に対しては地震時保有水平耐力法により基礎構造の安定性を照査し、部材の設計をおこなう。

## 2-2 部材の設計計算

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時における部材の照査にあたっては、部材断面に生じる断面力は、弾性理論により算出する。
- (2) レベル2地震時における部材の照査にあたっては、部材に生じる断面力及び変形は、部材の塑性化を考慮した解析により算出する。

- (1) レベル1地震動に対する断面照査時には、コンクリート部材、鋼部材を問わず、その部材に生じる軸方向力、せん断力、曲げモーメントは弾性理論によって求めるものとし、コンクリート部材の曲げ剛性、せん断剛性およびねじり剛性は、計算を簡略化するため、鋼材を無視し、コンクリートの全断面を有効として算出した値を用いる。
- (2) レベル2地震動に対する橋脚および基礎の耐震設計を行う場合、鉄筋コンクリート橋脚、杭、ケーソン本体などについては、部材の非線形域でのエネルギー吸収性能を考慮した設計をおこない、その他はり部材、フーチングなどについては、部材の非線形域でのエネルギー吸収性能が不明なこと、地震時に交番繰り返し荷重を受けないことを考慮し、発生する断面力が部材の耐力に達しないように設計をおこなう。

2-3 下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の活荷重は、原則としてL荷重を用いるものとし、構造物に最も不利な影響を与えるように負載する。

- 1) 下部構造を設計する場合の活荷重は、ほとんどの場合L荷重が不利な影響を与えるので、L荷重を載荷することとしたが、スパンが小さい(15m 未満)場合には、T荷重を載荷するほうが大きいことがあるので、検討を行う。
- 2) 幅員方向の活荷重は、下部構造の躯体形状にしたがって、考えている部材断面に最大応力度を生じさせるように載荷する。

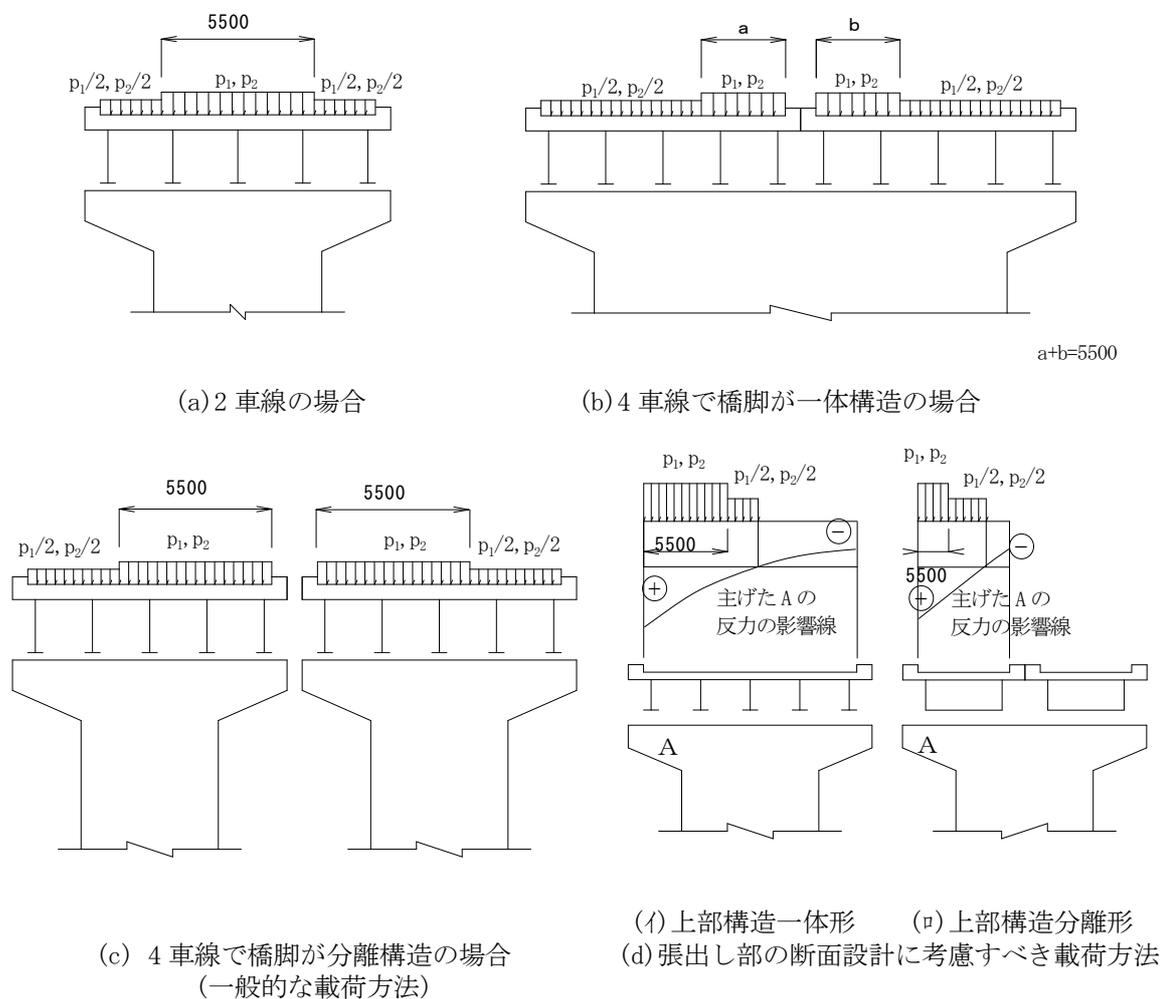


図6-1 活荷重の載荷方法

3) はりなどの設計に用いる活荷重反力算出にあたっての橋軸方向の荷重は、図 6-2 に示す方法による。

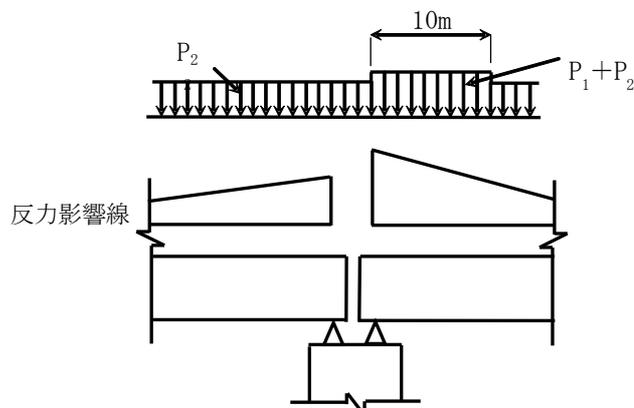


図 6-2 はりなどを設計する場合の活荷重の荷重方法

## 2-4 橋台に作用する土圧

(1) 土圧は背面に作用する分布荷重とし、常時は道示 I 2. 2. 6、地震時は道示 V 6. 2. 4 による。

(2) 常時においては、橋台背面に地表面載荷荷重  $10\text{kN/m}^2$  を考慮する。

(3) 土圧の作用面は次のとおりとする。

- 1) 重力式橋台、箱式橋台、およびラーメン式橋台で後フーチングが短い場合は、躯体コンクリート背面とする。
- 2) 逆 T 式橋台の場合は、安定計算においては後フーチング縁端から鉛直な仮想背面とし、たて壁の設計においては、躯体コンクリート背面とする。

1) 重力式橋台、および後フーチングの突出長が 1m 未満の箱式橋台、ラーメン式橋台の土圧の作用面は、躯体コンクリート背面とする。

また、逆 T 式橋台の場合は、後フーチングの突出長が長い場合、安定計算とたて壁の断面計算の土圧作用面を区別したものである。

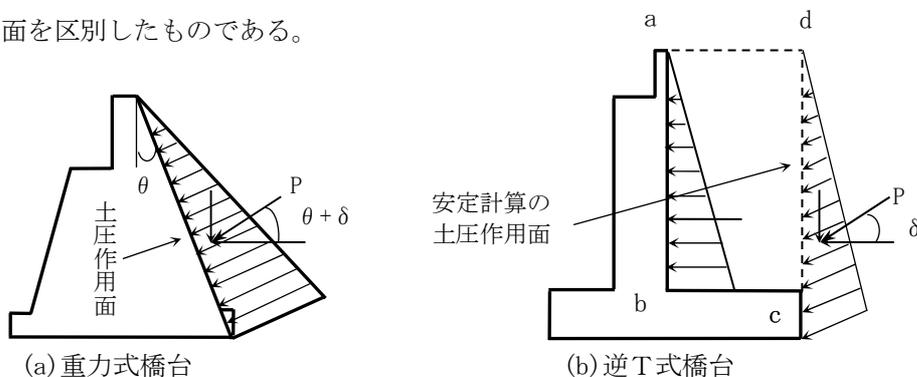


図 6-3 土圧の作用面

第6編 下部構造

2) 土圧作用面の壁面摩擦角 ( $\delta$ ) は、表 6-13 の値を用いる。

表 6-13 土圧作用面の壁面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角	
			常時 $\delta$	地震時 $\delta_E$
重力式 箱式またはラーメン式 (後フーチング突出長 1m 未満)	安定計算、壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0
逆 T 式 箱式またはラーメン式 (後フーチング突出長 1m 以上)	安定計算	土と土	$\phi$	$\phi/2$
	壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0

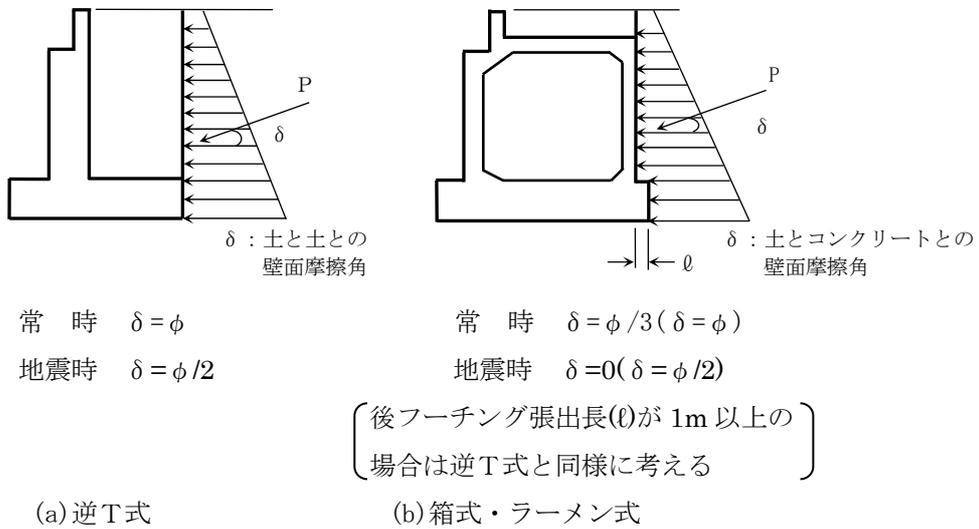


図 6-4 安定計算用の壁面摩擦角

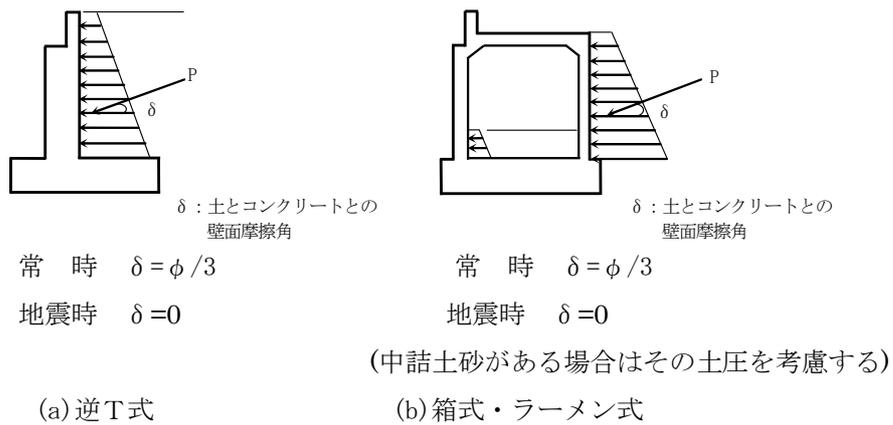


図 6-5 躯体設計用の壁面摩擦角

2-5 荷重の組合せ

橋台、橋脚の設計は、道示IV3.2表-3.2.1に規定する荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについて、安定計算および部材の断面計算をおこなう。

1) 橋台の設計における荷重の組合せは、表6-14のとおりとする。

表6-14 荷重の組合せ(橋台)

荷重項目		計算ケース	常時	地震時
躯体および土砂自重		(G, W)	○	○
上部工 反力	死荷重	(Rd)	○	○
	活荷重	(Rℓ)	△	×
土圧力		(P)	○	○
地表面載荷荷重		(q)	○	×
前フーチング上の土砂自重		(Dv)	○	○
浮力		(U)	△	△
地震の影響			×	○

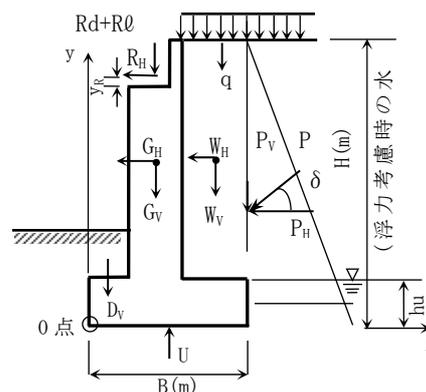


図6-6 橋台設計用の荷重

注) ○ : 考慮する △ : 場合により考慮する × : 考慮しない

- イ) 常時における活荷重は支持の計算においては考慮するが、滑動および転倒の計算においては考慮しない。
- ロ) 安定計算において前フーチングの上載土砂は鉛直力として考慮するが、地震時の水平方向慣性力は考慮しない。
- ハ) 後フーチングの上載土砂は安定計算においては鉛直力、水平方向慣性力とも考慮するが、たて壁の断面計算においては水平方向慣性力は考慮しない。
- ニ) 浮力について
  - ア) 浮力は、下部構造の安定に不利となるように考えるものとし、転倒や滑動の計算には考慮し、支持の計算には考慮しない。
  - イ) 橋台に浮力を考慮する場合の水位は、河川区域内では常時で H.W.L (高水位)、地震時で M.W.L (平水位) とするが、平地部においては、地下水位もしくは、フーチング上面のいずれか高い方とする。山地部等で地下水位がフーチング底面より明らかに低いことが確認できる場合には、浮力を考慮しなくてもよい。
  - ウ) H.W.L (高水位) および M.W.L (平水位) については、河川管理者等と協議すること。

第6編 下部構造

d) 河川管理者との協議において M.W.L (平水位) が不明な場合は、以下の①, ②により M.W.L (平水位) を決定するのがよい。

①単断面の場合 (HWL×1/2 を設計水位とする)

②複断面の場合 (高水敷高を設計水位とする※)

※ただし、計画高水敷高より現地盤が高い時は現地盤高を設計水位とする

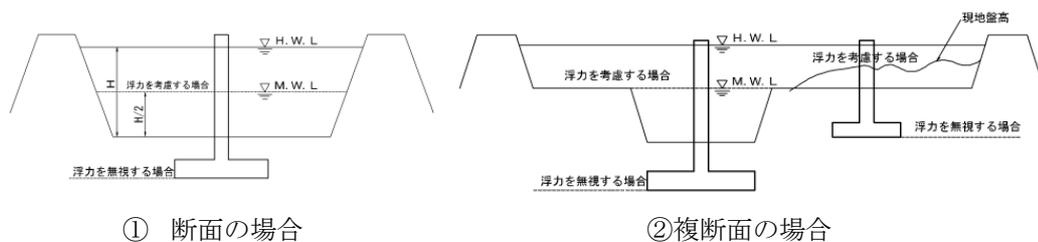


図 6-7 M.W.L. の考え方

ホ) 地表面載荷荷重は、各計算においても最も不利となるように載荷するものとする。

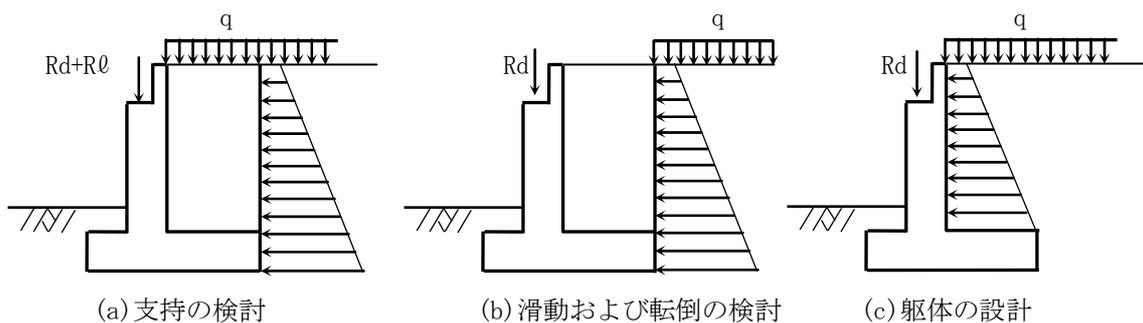


図 6-8 地表面載荷荷重の載荷方法例

2) 橋脚の設計における荷重の組合せは、表 6-15 のとおりとする。

表 6-15 荷重の組合せ (橋脚)

計算ケース		常時	地震時	暴風時
荷重項目				
躯体	自重 (G)	○	○	○
上部工	死荷重 (Rd)	○	○	○
反力	活荷重 (R0)	○	×	×
フーチング上の土砂自重 (Dv)		○	○	○
温度荷重		△	×	×
流水圧		△	×	△
動水圧 (PWH)		×	△	×
浮力 (U)		×	△	△
地震の影響		×	○	×
風荷重		×	×	○

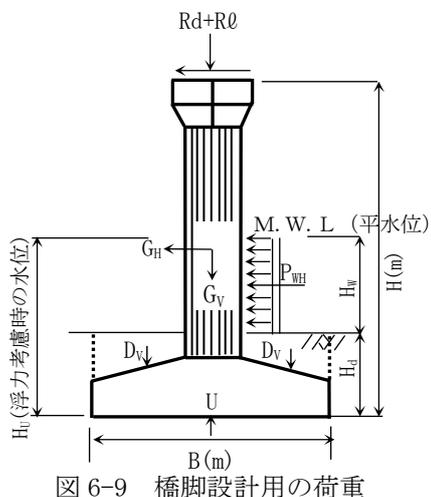


図 6-9 橋脚設計用の荷重

注) ○ : 考慮する △ : 場合により考慮する × : 考慮しない

- イ) フーチング上の土砂自重は、将来洗掘のおそれがある場合には、浮力考慮時に考慮しない。また、地震時における安定計算では、水平方向の慣性力は考慮しない。
- ロ) 河川中の橋脚の浮力および動水圧は地震時のみ考慮するものとし、その場合の水位はM.W.L（平水位）とするが、平地部においては、地下水位もしくはフーチング上面のいずれか高い方とする。山地部等で地下水位がフーチング底面より明らかに低いことが確認できる場合には、浮力を考慮しなくてもよい。
- ハ) H.W.L（高水位）およびM.W.L（平水位）については、河川管理者等と協議すること。河川管理者との協議においてM.W.L（平水位）が不明な場合は、2-5 1) ニ) d)により決定してもよい。
- ニ) 橋軸方向および橋軸直角方向の安定計算は、原則として常時においては（死荷重+活荷重）、地震時には（死荷重+地震の影響）の組合せとする。
- ホ) 多径間連続橋などを用いる場合、常時において温度変化の影響を組み合わせた場合に対しても設計しておく必要がある。
- 一般的には基礎本体部材の安全性の照査のみを行えばよいが、以下の場合には基礎の安定性に影響が無いに留意する必要がある。
- イ) 連続径間数が多く、基礎に過大な変位が生じる可能性がある場合
  - ロ) 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小さい場合
  - ハ) 常時の状態で基礎に著しい偏心が生じている場合
  - ニ) 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
- 上述の影響が生じる径間数は、支間長、橋脚高さ等により異なるため、影響の有無は個別に判断する必要がある。
- ヘ) 橋脚高の高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右されることがあるので、このような場合は暴風時として安定計算をおこなう。
- ト) 風荷重や温度変化の影響などによる水平方向の荷重を考慮する場合は、活荷重を組合せる場合についても検討する。
- チ) 図6-10に示すように橋脚の前面側と背面側とで地盤高が異なり、躯体に偏土圧が作用する場合には、安定計算および柱の断面計算に偏土圧を考慮する。
- 偏土圧を考慮する目安としては、前面側地盤から45°で立ち上げたライン内に躯体が入る場合とする。

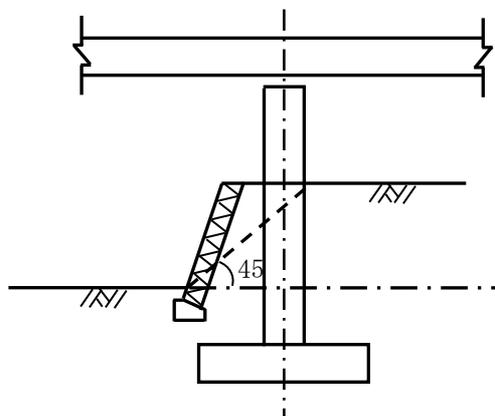


図 6-10 橋脚の偏土圧の載荷例

### 第3章 橋台・橋脚の設計

#### 3-1 適用範囲

この章は、主として鉄筋コンクリート構造の橋台・橋脚の躯体およびフーチングの設計に適用する。

ここでは、主として、鉄筋コンクリート構造の橋台・橋脚の躯体およびフーチングの設計について規定するものであり、鋼製橋脚やPC構造部材等については、他の規定による。

#### 3-2 橋座の設計

(1) 橋座幅は、支承縁端と下部構造頂部縁端との距離(S)および、桁端から下部構造頂部縁端までの桁かかり長(SE)と桁端遊間、支承幅を考慮のうえ、決定する。

(2) 下部構造頂部における橋軸方向及び橋軸直角方向の支承縁端と下部構造頂部縁端との距離S(m)は、次に示す値とする。

$$S = 0.2 + 0.005\ell \quad \ell : \text{支間長 (m)}$$

(3) 橋座部は、橋軸方向及び橋軸直角方向において、道示V耐震設計編 15.2 に規定する支承部の設計水平地震力に対し、十分な耐力を有するよう設計をおこなう。

(4) 橋座部は、鉄筋を配置することにより十分に補強をおこなう。

(5) 桁端から下部構造頂部縁端までの桁かかり長(SE)については道示V 16.2による。

(6) 橋座は原則として段差を設けない構造とする。

(1) 橋座幅は、一般的に次式により求める。

$$B \geq S'_{E1} + S'_{E2} + a$$

$$S'_{E1} \geq S_1 + b_1/2 + \ell_1$$

$$S'_{E2} \geq S_2 + b_2/2 + \ell_2$$

ここに、

- B : 橋座幅
- $S_1, S_2$  : 支承縁端と下部構造頂部縁端との距離
- $S'_{E1}, S'_{E2}$  : 桁端から下部構造頂部縁端  
までの桁かかり長
- $b_1, b_2$  : 支承幅
- $\ell_1, \ell_2$  : 桁端の張出し長
- a : 遊間

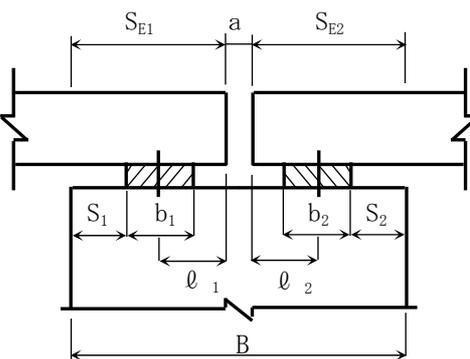


図 6-11 橋座幅

$S'_{E1}, S'_{E2}$  の位置が道示 V16.2 に規定する桁かかり長 ( $S_E$ ) より小さい場合は、 $S_E$  を用いる。

なお、遊間 a は桁と桁もしくは桁とパラペットなどが地震時に衝突しないように、適切な値を確保するものとし、次に求める。

ゴム支承による荷重分散方式では、桁の移動量はレベル 2 地震動が作用した（地震時保有水平耐力法）設計時が卓越するため、次式により求める。

$$a = U_B + L_A \quad : \text{桁と橋台又は橋脚の段違い部}$$

$$= C_B \cdot U_B + L_A \quad : \text{桁と桁}$$

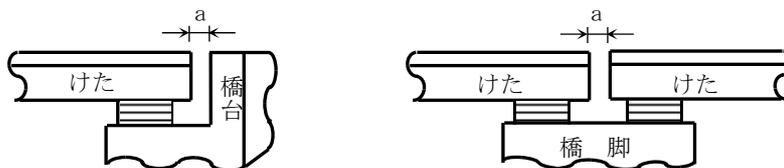


図 6-12 桁端部の遊間

$$U_B = H / \Sigma K_i$$

$$H = C_m \cdot P_u$$

$$K_i = 1 / (1/K_p + 1/k_{si})$$

$$K_{si} = A' \cdot G_0 / \Sigma t_e \cdot n$$

a : 桁端部の遊間量

$L_A$  : 余裕量 (+15mm)

$U_B$  : レベル 2 地震動が作用した場合の支承の設計移動量

$C_m$  : 支承の設計変位の算出に用いる動的補正係数で 1.2 とする。

$P_u$  : 橋脚に塑性化を考慮する場合には橋脚の終局水平耐力に相当する水平力、また、基礎に塑性化を考慮する場合には基礎の最大応答変位に相当する水平力。

$\Sigma K_i$  : 橋脚およびゴム支承の合成ばね定数の合計

$K_p$  : 橋脚の降伏剛性

$K_{si}$  : 支承の剛性

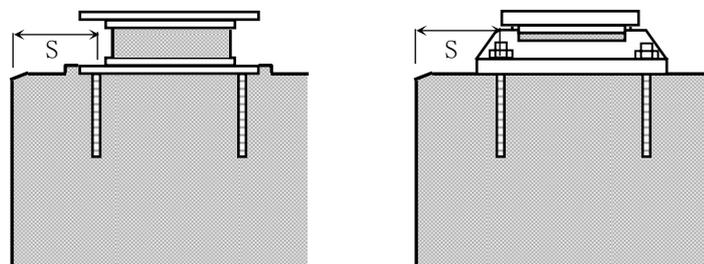
$C_B$  : 掛け違い部での遊間量の補正係数。隣接する 2 連の桁の固有周期差に応じて道示 V

14.4.1表-14.4.1によるものとする。

- $A'$  : ゴム支承の製品寸法により求めた支圧面積
- $G_0$  : ゴムのせん断弾性係数
- $\Sigma t_0$  : ゴムの支承の厚さ(1支承のゴム厚部分)
- $n$  : 1支承線上のゴム支承の個数

1 点固定支承やヒンジ支承を有する桁の場合は、地震時の移動量(橋脚の弾性変形)が温度変化の変形より小さい場合があるため、温度変化における桁の移動量や活荷重によるたわみを考慮して決定する。

(2) 1) 支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離(S)は図6-13に示すように、地震時の荷重を伝達する部材としてアンカーボルトにより支承を固定する場合には、支承の種類に関係なく、アンカーボルトの中心から下部構造頂部縁端までの距離としてよい。



(a) ゴム支承

(b) 鋼製支承

図6-13 支承縁端距離(S)

2) 直線における支承縁端距離(S)は、橋軸方向および橋軸直角方向のそれぞれについて確保するものとし、斜線および曲線橋においては、最も不利となる距離を2方向で確保するものとする。

なお、橋軸直角方向の支承縁端距離の場合、桁の架設、架替え等の作業空間も考慮して定める。

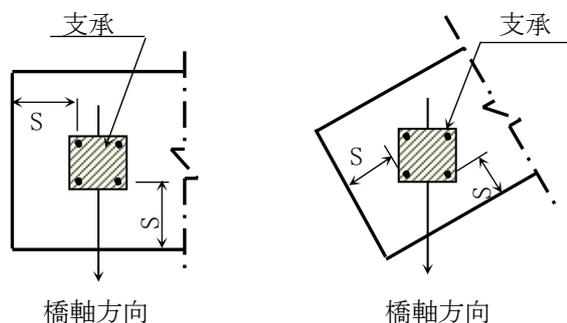


図6-14 支承縁端距離の方向

3) 斜線および曲線橋における桁端から、下部構造頂部縁端までの桁かかり長( $S_E$ )は、下部構造の設計断面方向にとる。

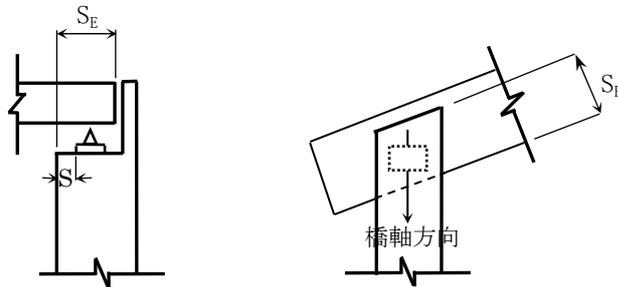


図 6-15 斜線および曲線橋における  $S_E$  の方向

(3) 橋座部は、支承を通じて上部構造を支持する箇所であるため、地震時などに大きな水平力が作用し、橋座部のコンクリートが破壊した場合には、桁の沈下や落下につながる可能性もあるため、橋軸方向においては、支承部の設計水平地震力に対し十分な耐力を有するよう次式により設計をおこなう。

$$H \leq P_{bs}$$

$H$  : 支承部の設計水平地震力

$P_{bs}$  : 橋座部の耐力

なお、支承部の設計水平地震力については、道示V15.4により、橋座部の耐力については、道示IV8.6による。

水平補強筋は、中間帯鉄筋と同等の定着を行ったD16以上の鉄筋で、スターラップと同間隔に配置し、以下の算定法で橋座部の耐力が作用する水平力以上になる様に鉄筋量を定めるものとする。ただし、計算で必要とならない場合でも配置するのが望ましい。(図6-16)

$$H = C_m \cdot P_u / n$$

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

$H$  : 各支承部の設計水平地震力

$C_m$  : 支承の設計変位の算出に用いる動的補正係数で1.2とする

$P_u$  : 橋脚に塑性化を考慮する場合には橋脚の終局水平耐力に相当する水平力、また、基礎に塑性化を考慮する場合には基礎の最大応答変位に相当する水平力

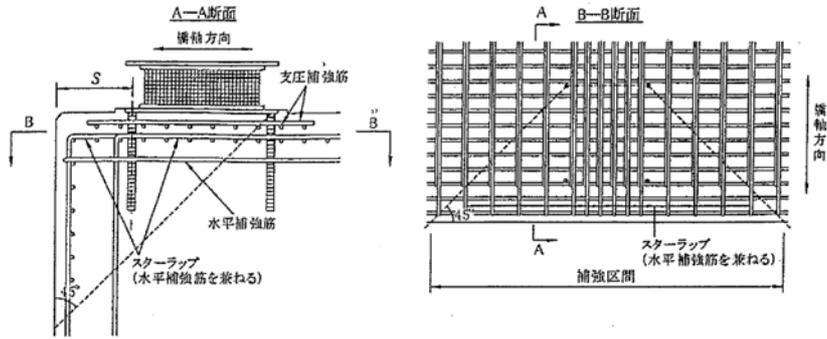
$n$  : 1基当りの支承数

$P_c$  : コンクリートの負担する耐力

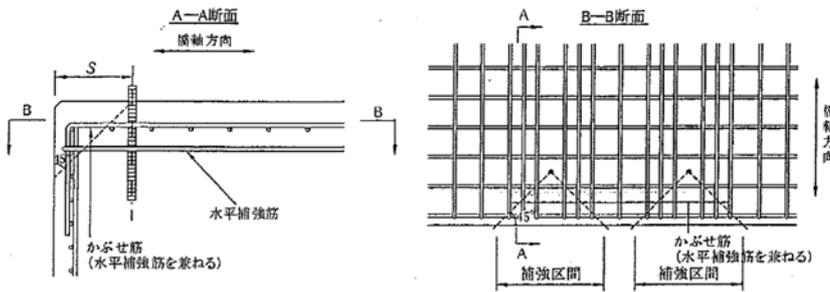
$P_s$  : 補強筋の負担する耐力

第6編 下部構造

一方、支承受付け部においては支承面に作用する鉛直力による支圧に対して、D16以上の支圧補強筋を格子状に配置する(図6-16(a))。但し、当該部は鉄筋が交錯するため、配筋にあたっては相互の鉄筋の取り合いやかぶり等に十分配慮する必要がある。また、変位制限構造などにアンカーバーを用いる場合、その取付け部も同様に鉄筋による十分な補強を行う必要がある(図6-16(b))。



(a) 支承受付け部 (橋脚張出し部に設置した場合)



(b) アンカーバー取付け部 (橋台や壁式橋脚に設置した場合)

図6-16 橋座部の配筋例

### 3-3 橋台の設計

#### 3-3-1 逆T式橋台

- (1) 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する。
- (2) フーチングはたて壁との接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。
- (3) 土圧は、たて壁には壁背面に直接作用させ、後フーチングには安定計算で作用させた土圧の鉛直土圧を三角形分布で作用させる。

- 1) たて壁は、せん断力に対して斜引張鉄筋を使用しなくてもよい厚さを確保することが望ましいが、コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 ( $\tau_{a1}$ ) が小さくなったことから、せん断力に対して斜引張鉄筋を考慮してもよい。
- 2) 逆T式橋台の形状は、施工性に配慮し、原則としてたて壁の鉛直面およびフーチング上面にはテーパーをつけない図6-17に示す形状とする。なお、パラペット上面は路面勾配に合わせるものとするが、沓座面については、橋軸直角方向に水平な場合は、水が溜まらないよう橋軸方向壁前面側に1~3%程度の勾配を付ける（第2編10-5 耐久性向上のための構造細目参照）。

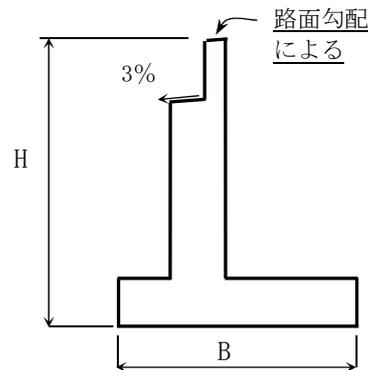


図6-17 逆T式橋台の形状

- 3) 橋台の全高(H)は0.1m単位を原則とするが、設計計算モデルに用いる橋台の全高(H)については0.5m単位に丸めてもよい。これは、ボーリングのN値データが1mピッチでしかないなどの地盤条件設定状況に対して、過度に細かい単位での設計計算は時間を要するだけで意味が薄いことを考慮したものである。特に、設計最終段階で求められる沓高と当初想定値との差異により、全体系の再解析に至る手戻りが発生すると影響が大きいことから、設計計算上は全高を0.5m単位に丸めてもよいこととした。
- 4) フーチング幅(B)は0.5m単位を原則とするが、杭基礎のうち最小杭間隔で幅が決定される場合、または障害物、用地境界などによりフーチング幅が決定される場合は0.1m単位とする。
- 5) 橋台の全高およびフーチング幅以外の各部材寸法は、原則として0.1m単位とする。

6) たて壁およびフーチングの断面計算における荷重状態は図6-18、図6-19に示すとおりとする。

なお、図6-19におけるフーチング後趾上面に載荷する仮想背面の土圧鉛直成分の算定は、フーチング後趾の下端からの高さ(H)であることに留意する。

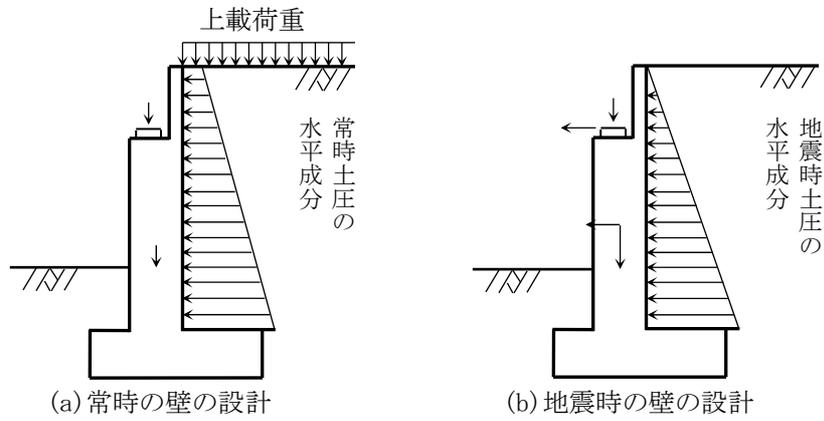


図6-18 逆T式橋台たて壁の断面計算における荷重状態

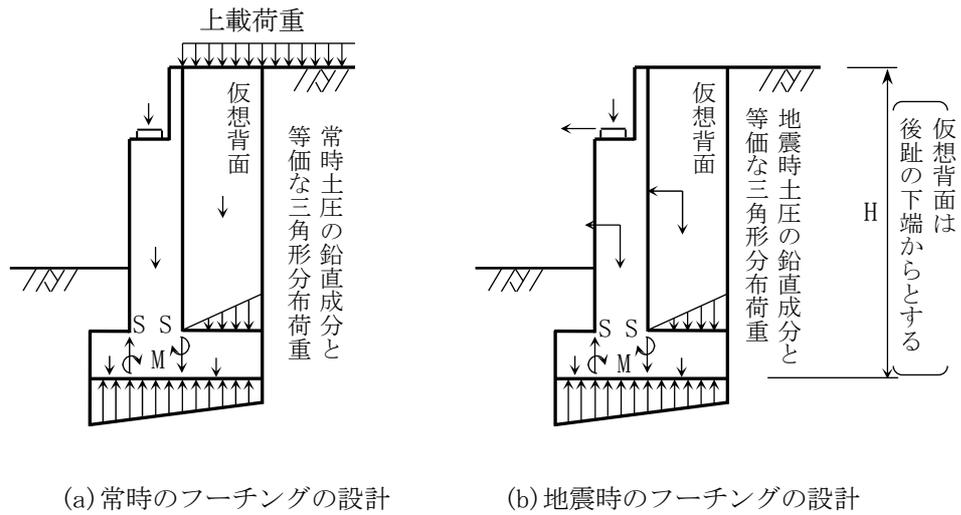


図6-19 逆T式橋台フーチングの断面計算における荷重状態

3-3-2 ラーメン式橋台

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

- 1) ラーメン部材の設計については、道示Ⅲ14章ラーメン橋を参照のうえ設計する。また、道示Ⅲにも述べられているようにラーメン部材節点部には原則としてハンチを設けることとするが、クリアランスの問題などによりハンチをつけられない場合は、隅角部のコンクリートの圧縮応力度を $6\text{N/mm}^2$ 程度におさえて設計するのが望ましい。
- 2) ラーメン式橋台は原則として図 6-20(a)に示す形状とするが、道路の建築限界が確保できない場合、また、軟弱地盤などで上載盛土を小さくする場合においては、図 6-20(b)の形状を用いる。

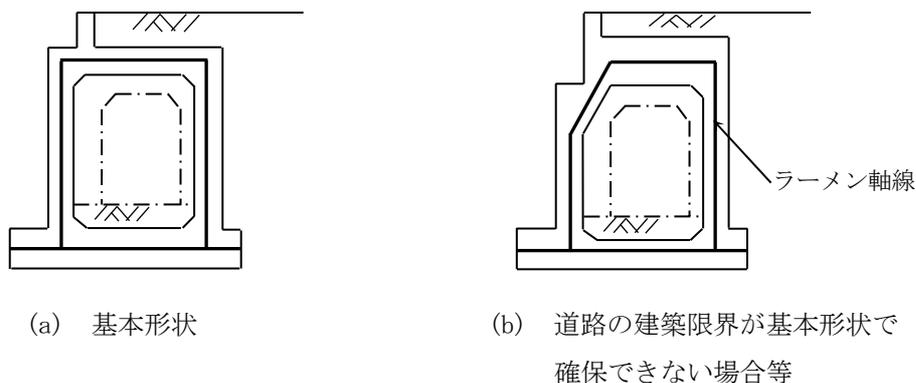


図 6-20 ラーメン式橋台の形状

- 3) 各部材の寸法単位は、逆T式橋台に準ずる。

3-3-3 箱式橋台

- (1) 上部構造反力、自重および土圧などによる全体としての曲げモーメントおよびせん断力は、前壁の一部を圧縮フランジ、後壁の一部を引張フランジおよび隔壁(あるいは側壁)をウェブと考えた T 形ばりによって受け持たれると考え、前壁や後壁など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。
- (2) 蓋版は自重、上載土重量および活荷重をうける橋軸直角方向に連続の全辺単純支持の版とみなして設計する。
- (3) 後壁、前壁および側壁は施工時および完成時に偏土圧および地震力を受ける版として設計する。
- (4) 橋台内に水が残留することは構造および機能上、避ける必要があり、このための水抜き孔を設ける。

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

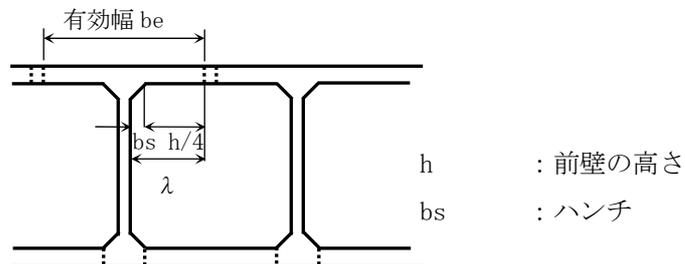


図 6-21 T 形ばりの考え方

2) 蓋版の断面力は、次のとおりとする。

1) 橋軸直角方向曲げモーメントは次式により求める。

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

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

ここに、

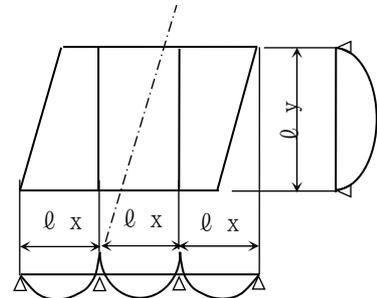
$\omega$  : 自重、上載土荷重、活荷重による等分布荷重

$\ell_x$  : 橋軸直角方向支間長

ロ) 橋軸方向曲げモーメントについては二方向スラブとし表 6-16 により求める。

表 6-16 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

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



$M_x$  : 橋軸直角方向曲げモーメント

$M_y$  : 橋軸方向曲げモーメント

$\ell_x$  : 橋軸直角方向支間長

$\ell_y$  : 橋軸方向支間長

- 3) 後壁は、隔壁で固定された連続版として設計する。
- 4) 隔壁は、(1)の片持T形ばりの腹版として設計するものとするが、せん断力を受ける部材であることから、T形ばりの剛性の確保、乾燥収縮によるひびわれ防止のため、十分な壁厚および鉄筋量を有するものとする。また、側壁の面内方向については隔壁と同様に扱う。
- 5) フーチングの設計は、自重、中詰土砂、および地盤反力または、杭反力の作用する4辺固定支持の版として設計する。
- 6) 隔壁は、側壁とフーチング、前壁および後壁にはその結合部に結合鉄筋を配置する。
- 7) 隔壁、後壁の最小厚さは70cm程度とする。
- 8) 前壁の厚さは支承中心線が壁厚内に入るようにし、かつ70cm以上とする。

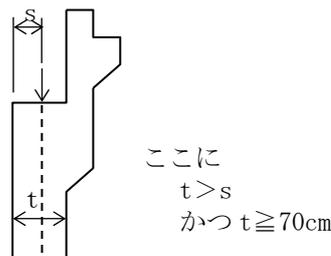


図 6-22 前壁の厚さ

- 9) 隔壁は施工性からできるだけ少なくするものとし、原則として2車線の橋台では1箇所、4車線の橋台では2箇所とする。
- 10) 直接基礎の場合、中詰土砂は安定計算における支持および滑動の許容値を満足する高さとし、この場合、中詰土砂の単位体積重量は、支持に対する安定計算時は $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ 、滑動安定計算時は $\gamma = 15\text{kN/m}^3$ とする。
- 11) 杭基礎の場合、中詰土砂を入れないのが通常であるが、地下水がある場合はその水位までの水の鉛直力、水平力を考慮する。
- 12) 各部材の寸法単位は、逆T式橋台に準ずる。

3-3-4 斜め式橋台

- (1) 斜め橋台は、原則として橋軸方向と橋台背面直角方向について、安定と応力度の計算をおこなうが、一般の場合は橋台背面直角方向のみについて検討する。
- (2) 橋台背面に作用する土圧は、図 6-23 に示すように橋台幅方向に一樣に作用するものとする。

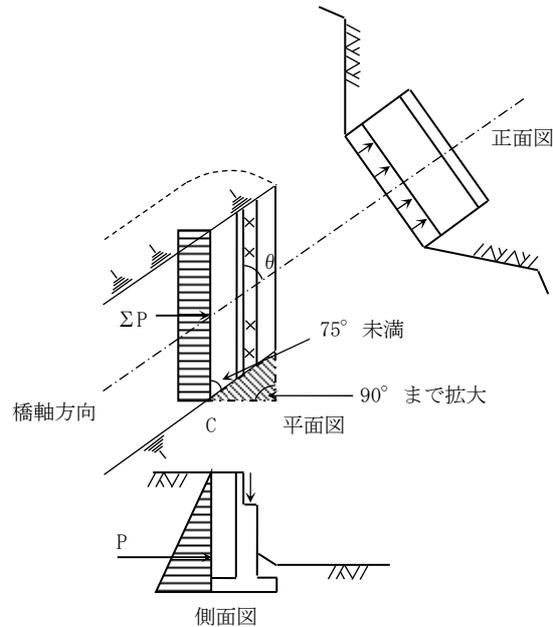


図 6-23 斜め橋台に作用する土圧

- (3) 斜角( $\theta$ )が  $75^\circ$  未満の橋台のフーチングは原則として、図 6-23 に示すとおり  $90^\circ$  まで拡大すること。

- (1) 橋台背面は盛土により裏込めされることから、土圧は橋台背面に直角に作用するが、橋の斜角( $\theta$ )がある程度小さくなると、橋軸方向より橋台背面直角方向が危険となることから、一般的には、橋台背面直角方向のみについて検討する。
- (2) 斜め橋台に働く土圧は、橋台幅の方向に一樣ではないが、計算を簡略化し、かつ十分安全な設計となるよう、一樣に作用するものとしたものである。
- (3) 斜角( $\theta$ )が  $75^\circ$  未満で、制約条件等でフーチングを  $90^\circ$  まで拡大できない場合や拡大規模が大きく著しく不経済になるような拡大しない方が有利に成り得る場合については、土圧合力の作用により橋台が回転しないことを検討したうえで適用を判断する。

## 第6編 下部構造

- (4) フーチングの主鉄筋については、以下を原則とする。
- ① 主鉄筋配置の方向については、土圧作用方向と合わせる。
  - ② 斜角が  $75^\circ$  以上となる場合には、構造的に影響が少ないため斜角に合わせることでよい。ただしフーチングを  $90^\circ$  に拡大する場合は、主鉄筋は土圧作用に合わせる。
  - ③ フーチングの橋軸直角方向幅が橋軸方向に比して小さい場合で、①で配置した主鉄筋とフーチング端部の斜角方向筋との重複部が多くなる場合には主鉄筋と斜角方向に合わせることでよい。
  - ④ やむを得ず、主鉄筋を斜角方向に配置せざるを得ない場合は、斜角を考慮した有効鉄筋量で断面設計を行う。

3-3-5 ウィングの設計

- (1) 橋台に設けるウィングの最大長さ ( $\ell$ ) は8m程度とする。ただし、平行形式の場合は6m程度が望ましい。
- (2) ウィングは、活荷重による地表面載荷荷重と土圧を受ける版とし、道示IV8.4.4による慣用法により設計する。
- (3) ウィングを設計する場合の設計土圧は原則として、主働土圧を用いる。

1) 橋台背面アプローチ部の強靱性確保の観点より、地震時に橋台背面の盛土が橋台横断方向へ崩れ落ちることによる段差が生じにくいウィング形状は図6-24 (b) (c) に示す形式を基本とする。これは、将来拡幅が計画されている場合にも望ましい形式である。

なお、河川橋で堤体内にウィングを設置する場合には工作物に沿って隙間が発生しやすいこと等を考慮し、堤体を分断する面積が小さい図6-24(a)に示す形状を原則とする。堤体は橋台の横断方向に十分な延長を有するため、平行形式であっても橋台背面の土砂が緩むことによるアプローチ部の強靱性喪失は生じにくいと考えられる。

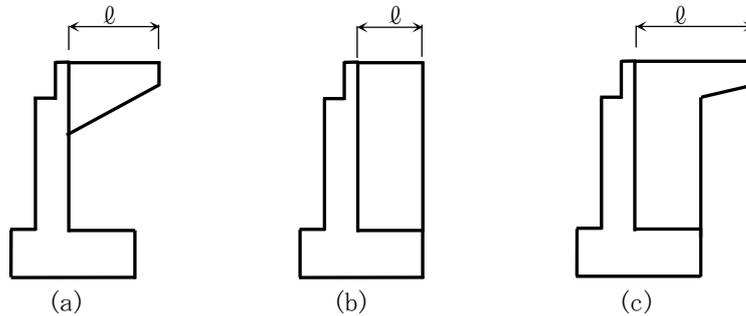


図6-24 ウィングの形式

- 2) ウィングの最大長は、慣用的な方法で設計が可能な8m程度としたが、平行形式については片持版となることから、構造的に配慮し6m程度としたものである。
- 3) ウィングの規模がやむを得ず大きくなる場合は、途中に支え壁を設けてよいが、この場合の最大長 ( $\ell$ ) は、支え壁から6m程度とし、平行部以外は3辺固定版として設計する。  
3辺固定版の設計断面力の算定式については図6-25、表6-17に示す。

表 6-17 三辺固定版の断面力算出式

項目		水平方向					鉛直方向	
		固定端			支間中央		固定端	
		A	B	C	A'	B'	D	E
断面力	モーメントM	$-KM \cdot \frac{P_x \cdot L^2}{10}$			$+KM \cdot \frac{P_x \cdot L^2}{24}$		$-KM \cdot \left(\frac{P_1}{2} + \frac{P_2}{6}\right) \cdot \frac{L^2}{4}$	
	せん断力S	$KS \cdot \frac{P_x \cdot L}{10}$			—		$KS \cdot \left(P_1 + \frac{P_2}{2}\right) \cdot \frac{L}{2}$	
補正係数	KM	1.0	0.7	0.4	1.0	1.0	0.3	0.5
	KS	1.0	1.0	0.5	—	—	0.5	1.0

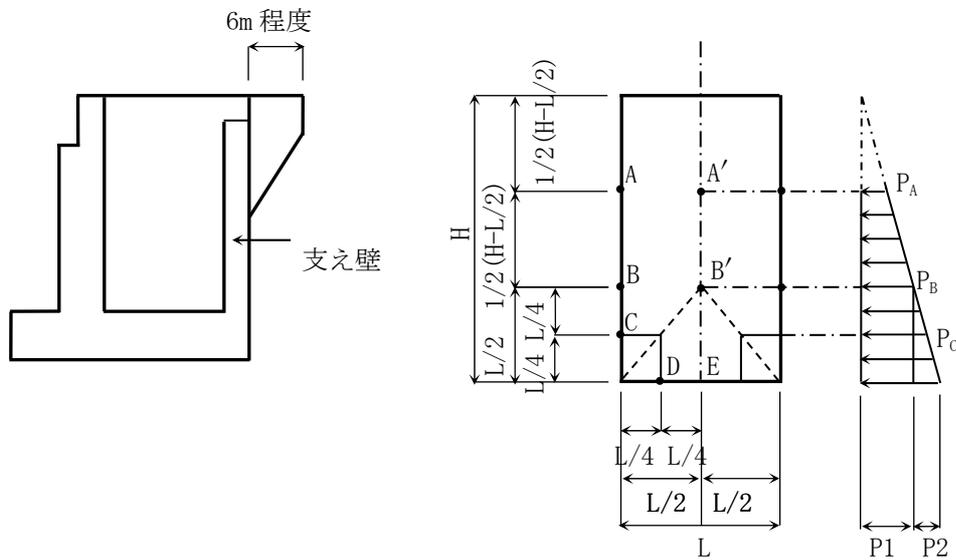


図 6-25 支え壁を設けたウイング

- 4) ウイングの厚さは施工性を配慮し、地覆幅以上で等厚とし、引張鉄筋は原則として一段配筋とする。
- 5) パラレルウイングまたは側壁タイプのウイングは、水平方向の主鉄筋をパラペット配力筋(水平筋)方向に定着させることから、パラペットの厚さや水平鉄筋量がウイングより小さい場合は、パラペットに補強鉄筋を配置する。

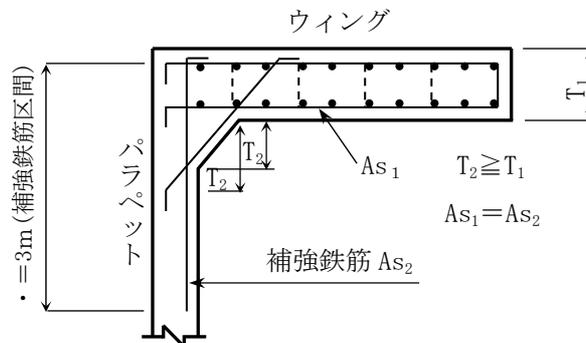


図 6-26 パラペットの補強

6) ウィングの土被りは深さ 1m 程度確保する。

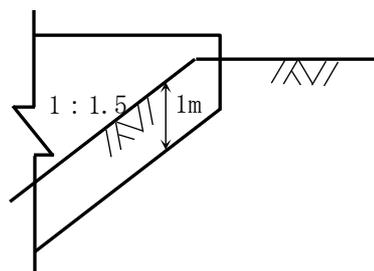


図 6-27 ウィングの土被り

7) 次の条件をすべて満たすウィングについては静止土圧により設計する。

- 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 橋台の前趾とウィングの角度が  $90^\circ$  未満である。
- ④ ウィングの形状が側壁である。

### 3-3-6 パラペットの設計

- (1) パラペットは、土圧のほか、輪荷重、踏掛版からの荷重あるいは落橋防止構造からの荷重を考慮して設計する。
- (2) パラペットの最小厚は 50cm とし、主鉄筋の径は原則として D16mm 以上とする。
- (3) パラペットとウィングの隅角部にはハンチを設ける。

- 1) パラペットに作用する断面力の算定は、道示IV8.4.3による。
- 2) パラペットの最小厚は原則として 50cm とする。ただし、ウィングが取り付く場合、両者が同程度の剛性となるよう配慮してパラペット厚を決定するのが良い。なお、補償道路等で踏掛版を設けない橋台については、最小厚を 40cm としてもよい。
- 3) 主鉄筋は D16mm 以上とし、その間隔は 250mm を基本としたうえで、鉄筋径と間隔(125、150mm ピッチ)の調整を行う。  
 なお、太径鉄筋を使用する場合や落橋防止装置設置の際は、取り合いを考慮して配筋ピッチ 250mm を基本とする。
- 4) パラペット頭部における配筋は伸縮装置とのかね合いを考慮のうえ、その種類に応じた取り合いを明示し、後打ち部鉄筋、補強筋などを定める。
- 5) PC 橋の施工時緊張作業等でパラペットを後打ち施工することが事前に予定されている場合は、設計段階で施工とのかね合いを考慮して、機械継手の使用を検討してもよい。

## 第6編 下部構造

6) 踏掛版受台の寸法、および配筋は図 6-28 のとおりとする。

表 6-18 受台部 H の高さ (mm)

舗装の種類	舗装厚	踏掛版	支承	H
アスファルト	100	400	20	520
セメントコンクリート	—	400	20	420

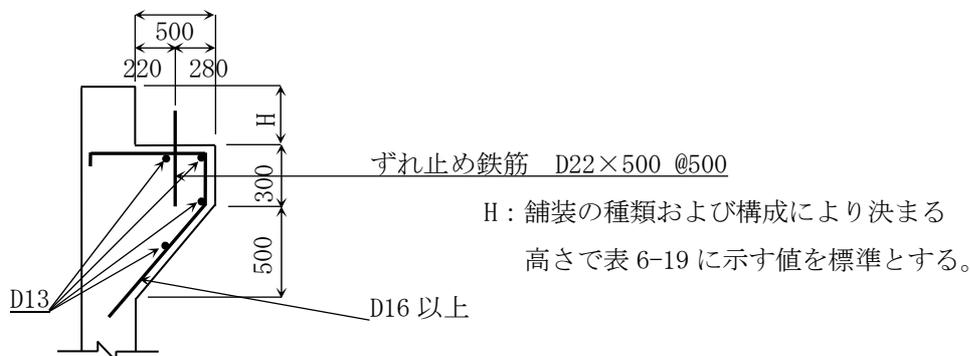


図 6-28 受台の寸法および配筋

### 3-3-7 軟弱地盤上に設置される橋台

(1) 軟弱地盤上に設置される橋台は、常時偏荷重を受けることによる橋台の側方移動、圧密による橋台背面アプローチ部盛土の残留沈下による段差、盛土基礎地盤のすべりが生じる恐れがある場合、それら影響について検討しなければならない。

(2) 側方移動の対策工は、プレロード工法によるものを基本とし、供用時期や現地条件等の制約条件を有する場合には、別途対策工法を検討する。

対策工には、①地盤改良法、②荷重軽減・均衡法、③基礎体抵抗法がある。これらは、残留沈下量および盛土基礎地盤のすべり対策にも効果があるため、軟弱地盤上に設置される橋台として、総合的な対策工の検討を行うのが良い。

(3) 地震時の液状化による影響も同様に検討しなければならない。その際、橋台背面アプローチ部盛土と一般部盛土の耐震性能は、路線の重要度や復旧の容易性に配慮し、適切に設定しなければならない。

1) 橋台のように盛土荷重によって常時偏荷重を受ける構造物を軟弱地盤に設ける場合には、基礎の側方移動の他、橋台アプローチ部盛土の沈下、安定についても検討する。側方移動の判定は、道示IV9.9に示す側方移動判定値(I値)によるものとする。橋台背面アプローチ部盛土は、残留沈下量 10cm 未満、道路土工の軟弱地盤対策工指針における土工安全率に合わせ、「円弧すべり」の検討にあたっての盛土基礎地盤の安定に対する安全率は施工時 1.10、供用時(常時) 1.25、(地震時) 1.00 を目安とする。

2) I 値により側方移動の恐れあり、となった場合は対策工が必要となるが、一般的な対策工とその効果を表 6-19 に示す。

## 第 6 編 下部構造

参考資料：「土木研究所資料 第 4124 号橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討」（平成 21 年 1 月）

表 6-19 一般的な側方移動対策工

側方移動対策	背面アプローチ部盛土対策への効果	
	沈下	道路横断方向の安定
① 地盤改良法 1) 載荷重工法 2) バーチカルドレーン工法 3) サンドコンパクションパイ ル工法 4) 深層混合処理工法	○軟弱層の沈下を促進や、固化することで、残留沈下対策と兼用できる。	○圧密の促進により軟弱層の強度増加がなされる場合、安定対策と兼用できる。
② 荷重軽減・均衡法 1) 軽量材料を用いた荷重軽減工法 2) 押え盛土工法	○軽量材料を用いることで、鉛直荷重の軽減により残留沈下対策と兼用できる。	・盛土自体の材料が軽量とならない場合は効果が無い。
③ 基礎体抵抗法	(-対策工の兼用効果無し)	—

地盤改良工法のうち、安価で効果の信頼性が高い工法として、プレロード工法を基本とする。プレロード工法を実施する場合は、沈下・側方移動等の動態観測により地盤の変形が収束した事を確認する条件で、プレロード後の地盤強度増加を見込んだ I 値による判定は行わなくてよい。

また、以下のようなプレロード以外の地盤改良を実施する場合は、軽量盛土による単位重量 ( $\gamma$ ) の削減、地盤改良による粘着力 (C) の強度向上を見込んで I 値による判定により安定を確認する。

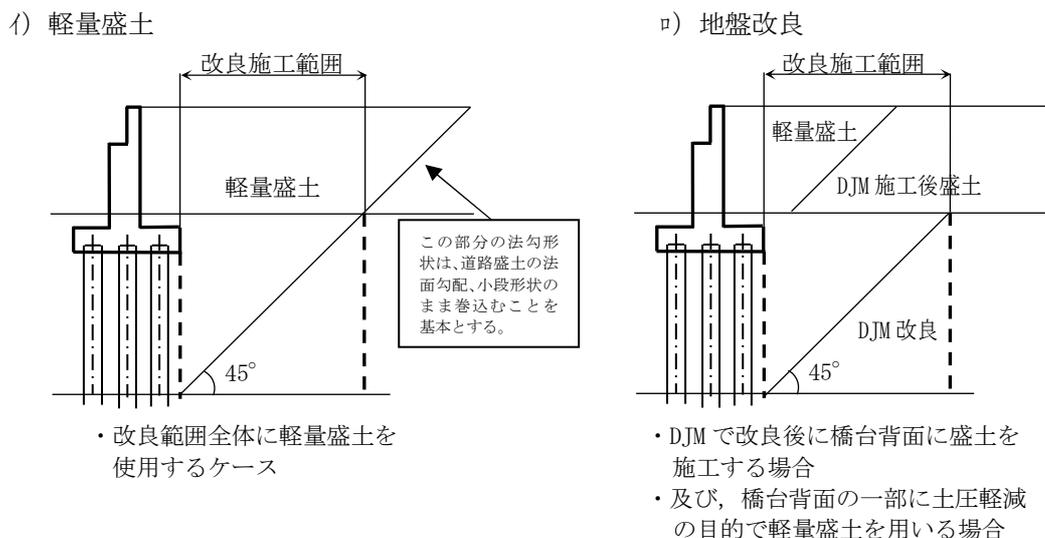


図 6-29 地盤改良範囲（プレロード以外の場合）

3) 以下のようなプレロード工法に他の地盤改良を一部併用する場合は、側方移動判定値（I 値）の適用が困難と考えられるため、円弧すべりにより側方移動を判定する。

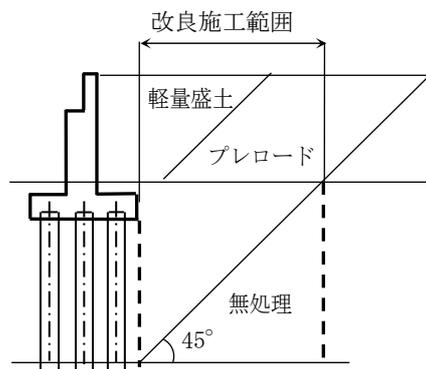


図 6-30 地盤改良範囲（プレロード併用の場合）

4) 側方移動対策のための地盤改良範囲は、橋軸方向は橋台背面から軟弱地盤層厚分を原則とする。但し、プレロードによる場合は図 6-30 を参考にして良い。

橋軸直角方向は橋台幅程度とし、盛土法面部分は盛土法尻の安定確保や沈下抑制を目的とした地盤改良強度でよい。

橋台幅部と盛土法面部の境界は、急激な改良強度の変化は段差が起こるなど問題が生じる可能性があるため、段階的に変化させるものとする。橋軸方向についても同様に検討する。

5) 盛りこぼし部や直角方向の盛土安定検討は、改良材の内的安定や盛土の「円弧すべり」で検討して良い。この場合の改良材の安定については各々の改良工法の設計基準を採用する。

6) 斜角を有する橋台等、背面盛土の影響が複雑になると想定される場合は、橋台に及ぼす影響を十分考慮し、地盤改良範囲（強度）を検討するのがよい。

第6編 下部構造

7) 地震時の盛土安定検討における地震時安定検討の必要性の目安を以下に示す。

表 6-20 軟弱地盤上盛土の地震時安定検討を実施する目安

	橋台背面アプローチ盛土	土工盛土		
		一般的な高さ ( $h \leq 10\text{m}$ 程度)	高盛土 ( $h > 15\text{m}$ 程度) 等、 軟弱地盤・液状化 無し	高盛土 ( $h > 15\text{m}$ 程度) 等、 軟弱地盤・液状化 有り
一般的な路線 (迂回路有)	◎	—	—	○
重要な路線 (迂回路無し or 緊急避難道路)	◎	—	○	◎

◎検討するのが良い、○検討するのが望ましい

8) 軽量盛土に FCB を採用する場合、基礎地盤が不同沈下等の変状が生じると、FCB 躯体にひび割れが発生し、雨水の浸透による重量増等の重大な不具合がおこる懸念がある。FCB の基礎地盤は、通常の擁壁工の直接基礎に求められる安定性能（転倒、滑動、支持）を満足するよう、必要に応じて地盤改良等の対策を計画すること。

9) プレロード及び地盤改良の範囲は以下を基本とする。

① プレロード工法の場合

プレロードの範囲は盛土肩をフーチング前面位置に合わせ、少なくともフーチング端部位置で圧密層下面から  $45^\circ$  に上げた範囲までをプレロード必要盛土高で施工する。

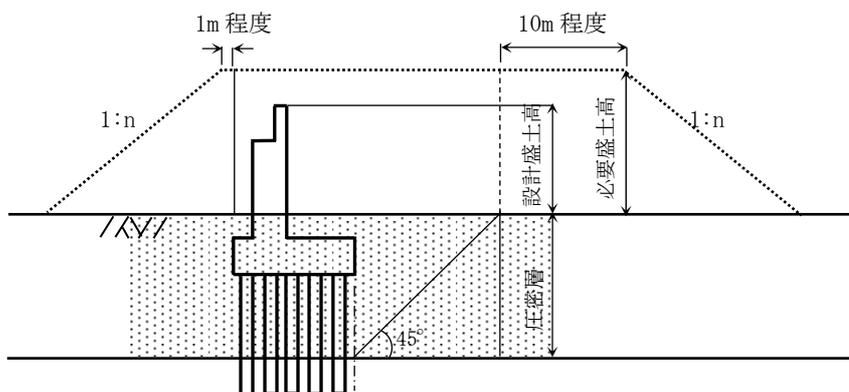
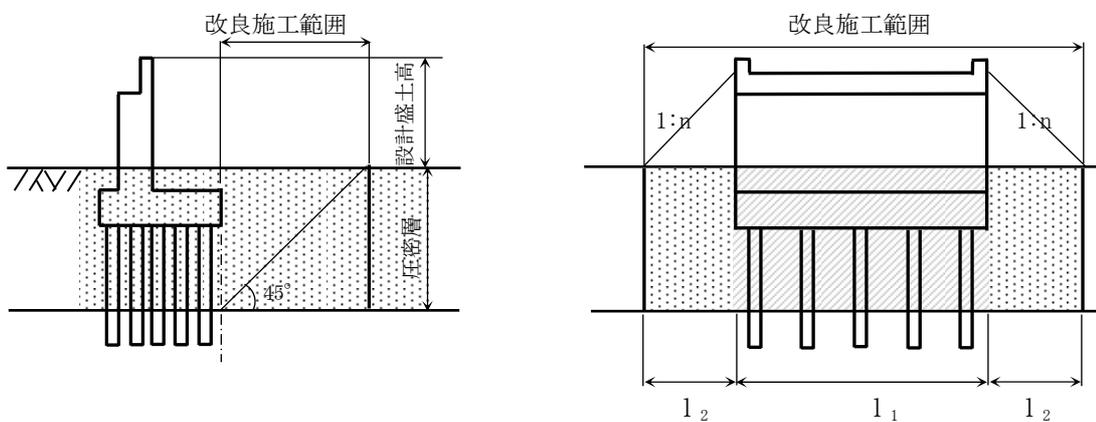


図 6-31 プレロード工法の施工範囲

② 改良材使用の場合

橋台背面についてのみ、フーチング端から  $45^\circ$  の範囲まで地盤改良を行う。



- $l_1$  : 側方移動に対する改良
  - $l_2$  : 盛土法尻安定、沈下抑制に対する改良
- 注) 盛土法面部は急激な改良強度の変化を避け、段階的に変化させる。

図 6-32 改良材使用の場合の施工範囲

3-3-8 幅の広い橋台の設計

幅の広い橋台は、温度変化および乾燥収縮による鉛直方向のひびわれ、ならびに横方向における不等沈下を考慮し、適切に設計する。

- 1) 通常橋台の場合は、壁の背面と正面では温度変化および乾燥収縮量に差があって鉛直方向のひびわれ発生の原因となりやすいことから、広幅員の橋台に対しては、次のように対処する。
  - イ) 壁の高さ1mあたり、 $5\text{cm}^2$ 以上の鉄筋を30cm以下の間隔で水平に配置する。
  - ロ) 2車線の橋台で躯体幅が15m以上になる場合は、ひび割れを誘発する目地を設置する。ただし、鉄筋は切らないこと。目地部は、鉄筋の腐食防止、かぶりの確保、充てん材の選定について配慮を行う。目地は、従来のV形の切れ目(Vカット)に加えて製品化されたひびわれ誘発目地も採用してもよい。

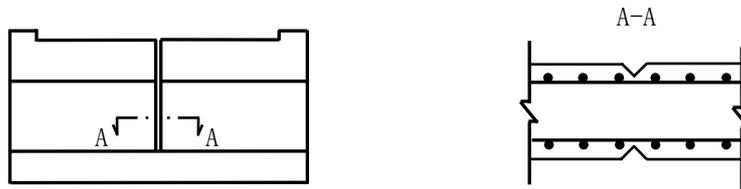


図6-33 橋台のVカット

- ハ) 4車線以上で上部構造が上・下線各々独立構造の場合は、躯体立上り部に伸縮目地を設置する。ただし、フーチングは一体とし目地は設置しないこと。

伸縮目地部の止水板は、伸縮装置との取り合いに留意したうえで、パラペット上端部まで設置する。

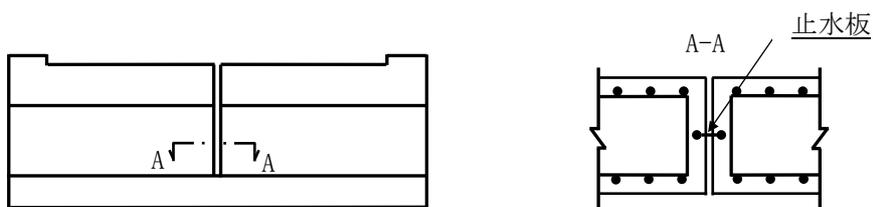


図6-34 橋台の伸縮目地

- 2) 橋台規模が大きくマスコンクリートとして打設される場合には、水和反応による温度応力が大きく、ひび割れが発生しやすい。施工段階において低発熱型セメントの使用、補強鉄筋その他鋼材の追加配置および打設ロッド等に配慮し、必要に応じて温度ひび割れ解析を行う。

3-3-9 橋台ジョイントレス構造

橋台ジョイントレス構造を用いる場合は、道路橋示方書・同解説IV下部構造編 8.8 橋台ジョイントレス構造による。

道示IV8.8に橋台ジョイントレス構造として門型ラーメン構造とインテグラル構造が規定されている。

このうちインテグラル構造は、供用後に舗装のひびわれや踏掛版の沈下による段差が生じた事例が報告されている。特に本線への採用にあたっては、適用する桁の伸縮量や維持管理への影響を十分検討を行う必要がある。

3-3-10 橋台アプローチ部の設計

(1) 橋台アプローチ部は、道路橋示方書・同解説IV下部構造編 8.8 橋台アプローチ部による。

(2) 橋台背面には、橋の複雑な地震時応答や地盤の流動化による地盤変位等の原因により背面に著しい沈下が生じないように踏掛版等の設置をおこなうことを標準とする。

(1) 橋台アプローチ部は、道示IV8.8に基づき、橋台背面アプローチ部及び一般部盛土すりつけ範囲を設定する。このとき、橋台背面盛土は確実な施工時の締固め、排水施設の設置しやすさを考慮し本線盛土に先行して施工することを標準とする。

橋台アプローチ部の排水施設は、道示IV8.8に従い設置する。躯体背面とウイングには貼り付け型のドレーンを設置し集水管により浸透水を排除する。流末処理は土工部と調整を取った上で整合を図る。このとき、設置する排水管は適切な排水勾配を確保し排水処理する。

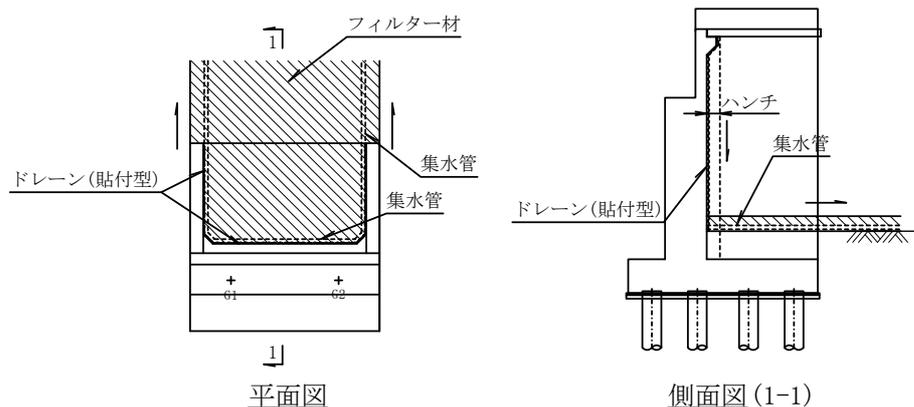


図 6-35 橋台背面ドレーン

## 第6編 下部構造

ラーメン式橋台は、橋台背面の堅壁とウイングに囲まれた裏込め土の排水性を向上するため、2%の排水勾配を付ける。

排水勾配の付与は、かぶりの増加で対応し、構造部材厚、配置鉄筋は変化させない。

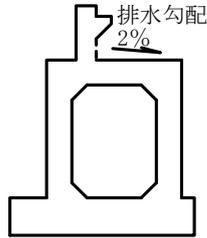


図 6-36 ラーメン式橋台の頂版躯体上面の勾配

橋台が築堤河川内に設けられる場合は、築堤材料の断面内は築堤盛土と同一の材料で築造または埋め戻すものとし、排水処理は築堤断面外のスペース外でかつ築堤に有害な影響を与えない方法による。

(2) 踏掛版の設置にあたっては以下のとおりとする。

- 1) 踏掛版の幅は、路肩部も含めた全幅とする。なお、施工上の制約又は曲線区間等でウイングと踏掛版の間にやむを得ず隙間が必要な場合は、その部分の締固めを十分に行うこと。
- 2) 踏み掛け版の下は、空洞が生じやすいため空洞確認孔を設置する。設置位置は、竣工図により管理サイドに確実に引き継ぐこと。なお、確認用の設置位置は、わだち部(車線の中心線から1m離れた中心線に並行する線上を目安)を外した位置とするのが望ましい。路肩部については極力路肩外側とするのが望ましい。空洞確認孔は、点検孔であるとともに空隙が生じた場合に充てん材の注入孔としての施工を考慮したものにする必要がある。
- 3) 中央分離帯に剛性防護柵がある場合は中央分離帯の両側に目地版(側目地)を設置し目地金物を用いた目地は設置しない。ただしランプが合流する箇所では幅員となる場合は中分側の側目地に加えて車線間に縦目地を設置する。
- 4) 踏掛版支承部の防水性を高めるため目地板上部に注入目地材を設置する。

第6編 下部構造

5) アスファルト舗装の踏掛版

- イ) 延長 6m、擦付版延長 5m を設置することを標準とする。
- ロ) 設置深さは、路面下 100mm とする。
- ハ) 空洞確認孔は、摺付け版には設置しない。

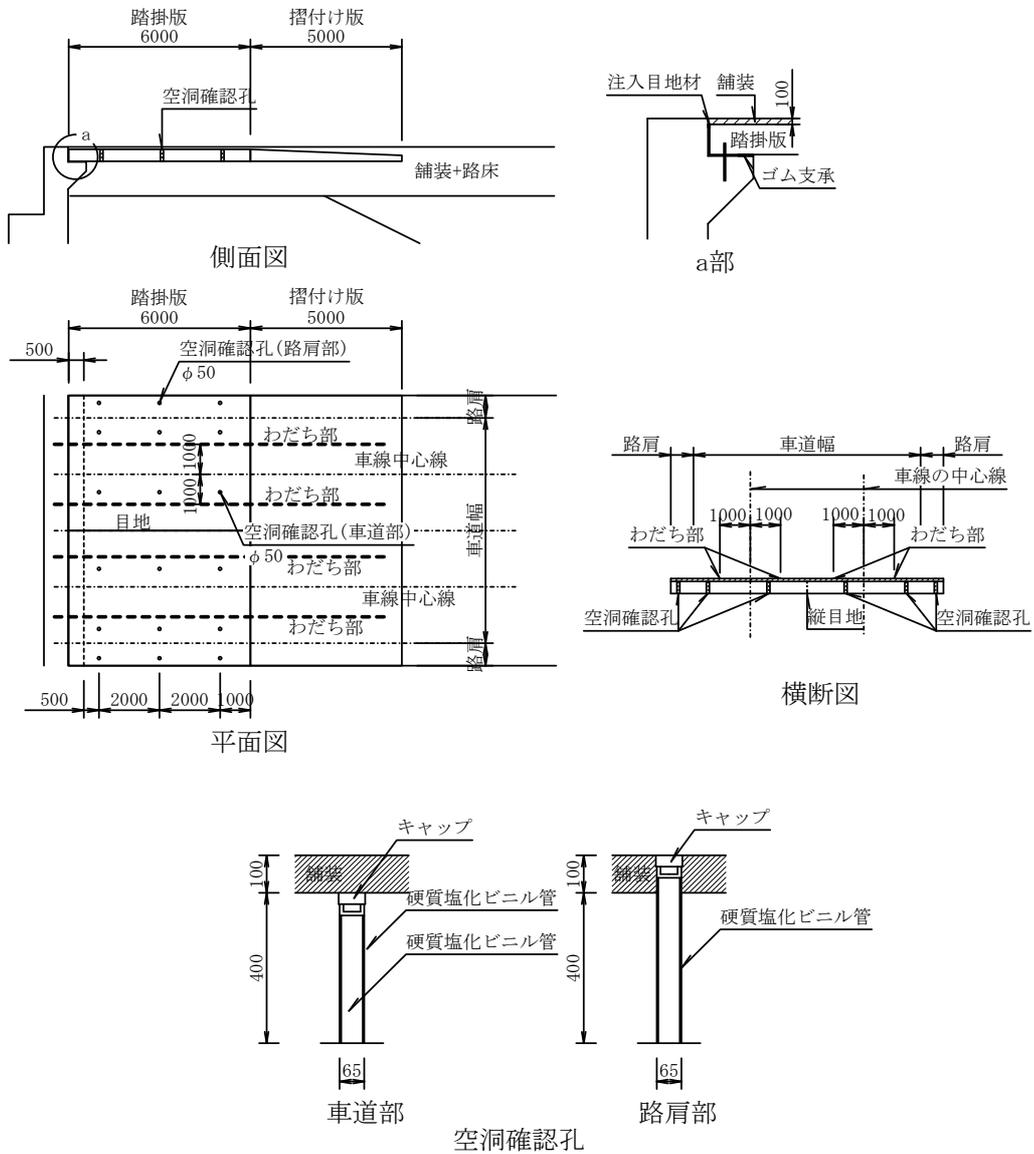
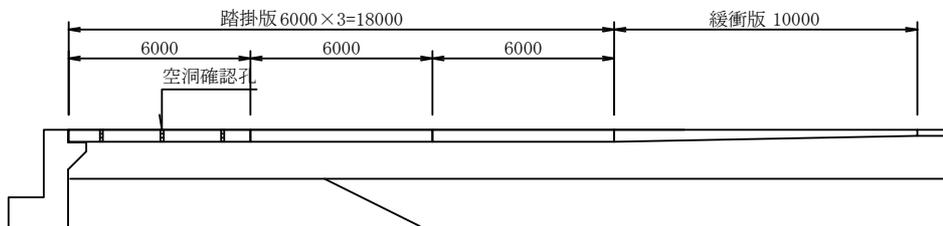


図 6-37 アスファルト舗装の踏掛版参考図

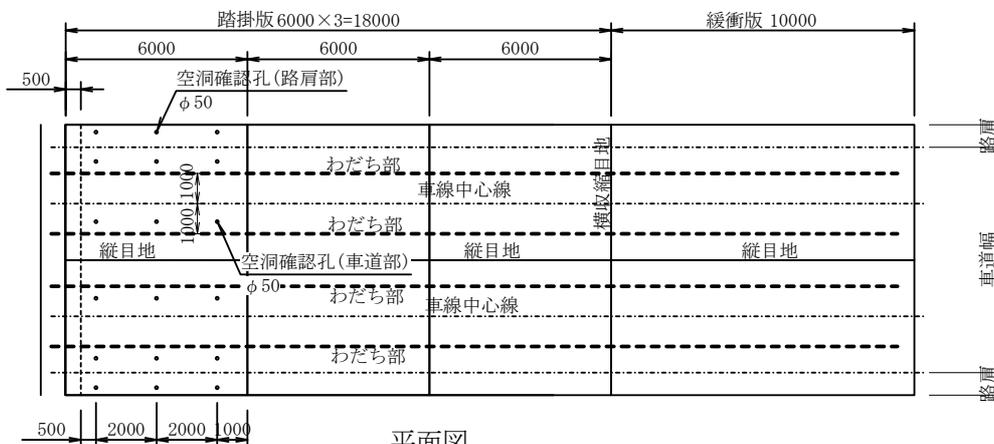
第6編 下部構造

6) コンクリート舗装の踏掛版

- イ) 延長 6×3=18m、緩衝版延長 10m を設置することを標準とする。
- ロ) コンクリート舗装の場合、横断勾配にかかわらず舗装版の中心に縦目地を設置する。
- ハ) 空洞確認孔は、橋台側の 1 枚のみに設置するものとし緩衝版にも設置しない。



側面図



平面図

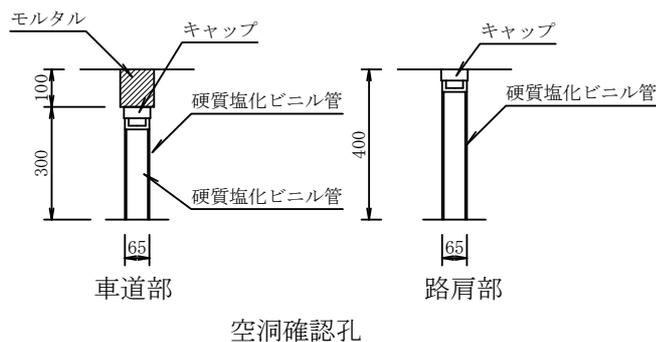


図 6-38 コンクリート舗装の踏掛版参考図

### 3-4 橋脚の設計

#### 3-4-1 設計一般

橋脚は常時、暴風時に対する設計、レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査およびレベル 2 地震動に対する耐震性能 2.3 の照査を行う。

耐震性能の照査の方法としては、静的照査法と動的照査法がある。静的照査法の設計の流れは、図 6-39 に示す通りである。

なお、橋脚の全高は橋台の場合と同様に 0.1m 単位を原則とするが、設計計算モデルに用いる橋脚の全高については 0.5m 単位に丸めてもよい。

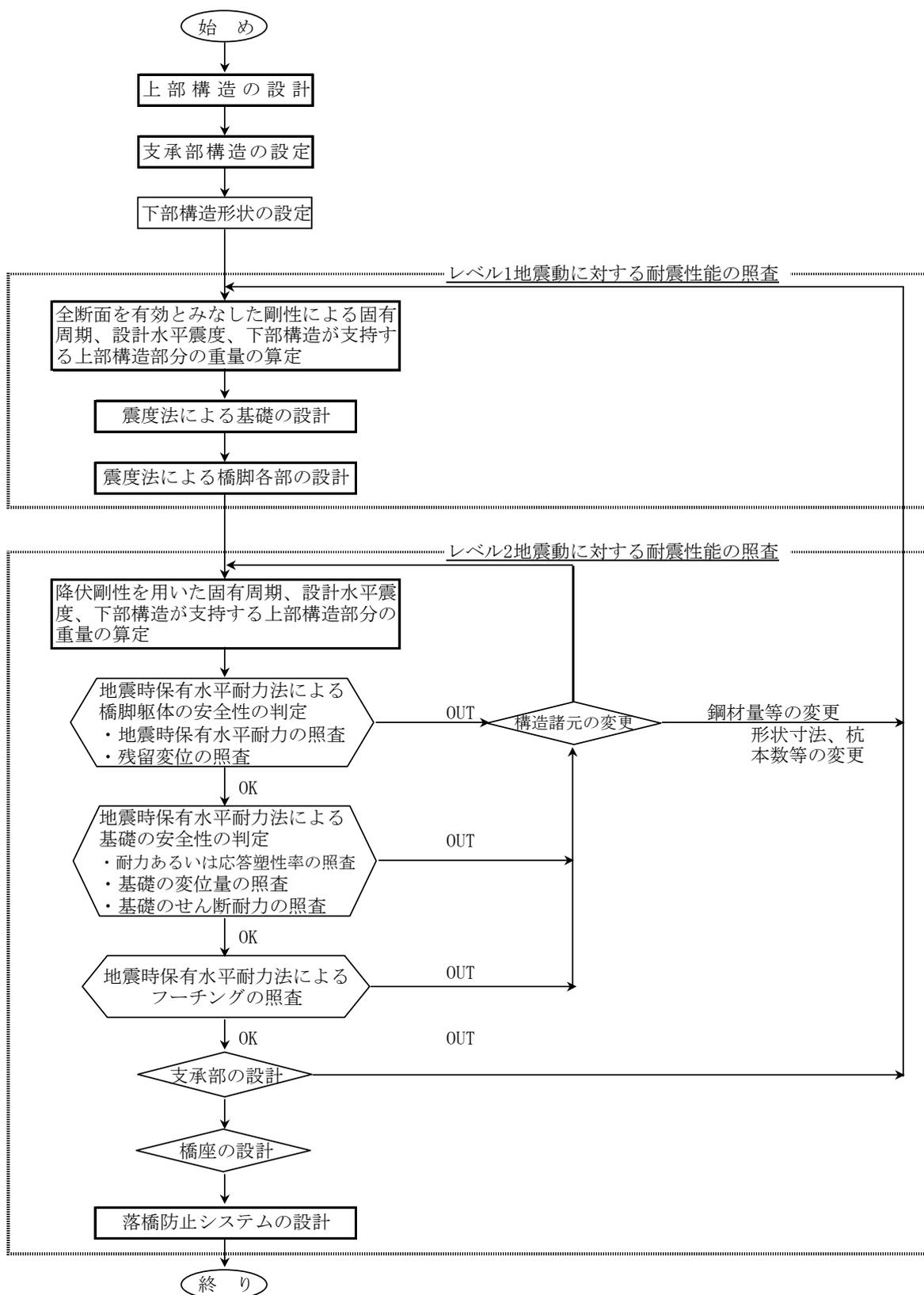


図 6-39 鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算の流れ

塑性ヒンジを確実に橋脚基部に発生させるため、段落としては原則として行わない。また、断面を絞ってでも曲げ破壊型に移行させることが望ましいが、やむを得ずせん断破壊型になる場合は帯鉄筋を増やして安全性を確保することが有効である。なお、橋脚基部とは図6-40に示す位置である。



図6-40 橋脚基部

### 3-4-2 柱式および壁式橋脚

- (1) 柱式および壁は、常時及び地震時(震度法)においては原則としてフーチング固定端とする片持ばりとし、軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける部材として設計する。
- (2) 張出しばりを有する橋脚の張出しばりは、柱および壁の前面における鉛直断面を設計断面とする片持ばりとして設計する。
- (3) 張り出しスパンが、はり高に対して短い場合には、歪(応力)分布は直線にならないので、これを考慮して設計する。
- (4) フーチングは、柱および壁を固定端とする片持ばりとして設計する。

- 1) 軸力と曲げモーメントとの組合せは、最も不利となるように考えなければならないが、一般的には最大軸力と最大曲げモーメントの組合せおよび最小軸力と最大曲げモーメントの組合せについて検討する。
- 2) 柱および壁の厚さは支承の位置などから決定されることから、通常は柱としての座屈計算は省略してもよい。
- 3) 2柱式あるいは3柱式の橋脚で、上部構造水平力が非対称に作用する場合は、上部構造水平力が均等に作用すると仮定した場合と、荷重分配を考慮した場合の両方について検討する。

- 4) 面内、面外方向の曲げモーメントに対しては、各方向に直交する方向の鉄筋のみを考慮し、ほかの鉄筋は無視する。

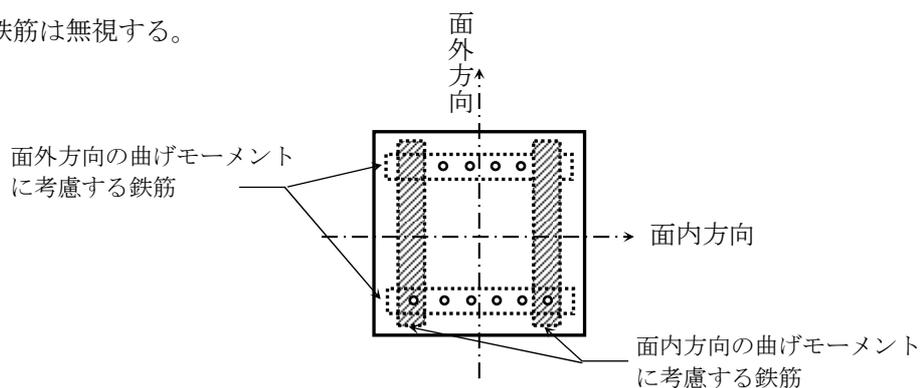


図 6-41 曲げモーメントの方向と鉄筋

- 5) 動的解析における橋脚下端の曲げモーメントと任意断面の曲げモーメントの比が、震度法による場合よりも中間部もしくは上方において大きくなることから、橋脚を震度法にもとづき設計する場合、応力度の算定における地震時の作用モーメントの分布は、橋脚下端における値を震度法によって求めた値とし、上部構造水平力の作用位置（橋脚天端）における値をゼロとして、その中間部は直線変化するものとして求める。

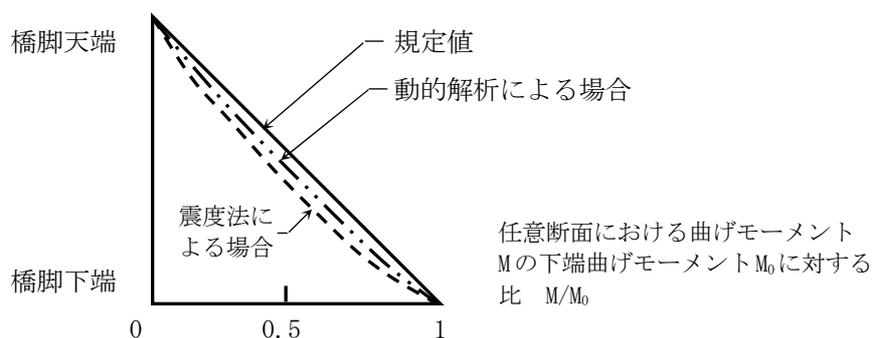


図 6-42 曲げモーメント分布の比較

- 6) 柱の断面が円形の場合の張出しばりは、柱直径の 1/10 入った断面で応力度などの照査をおこなう。

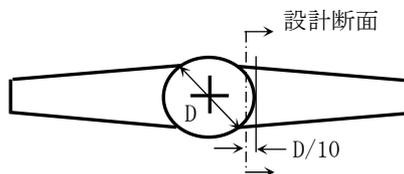


図 6-43 円形橋脚の設計断面

7) 張出しばりは鉛直荷重のほかには水平荷重に対しても設計するものとし、その荷重は、荷重分散及び固定沓側では地震時の上部構造水平力とはり自重による水平力、可動沓側では支承の摩擦によって生じる水平力とはり自重による水平力とする。

その他、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。

また、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、こうした構造から作用する荷重についても考慮する必要がある。

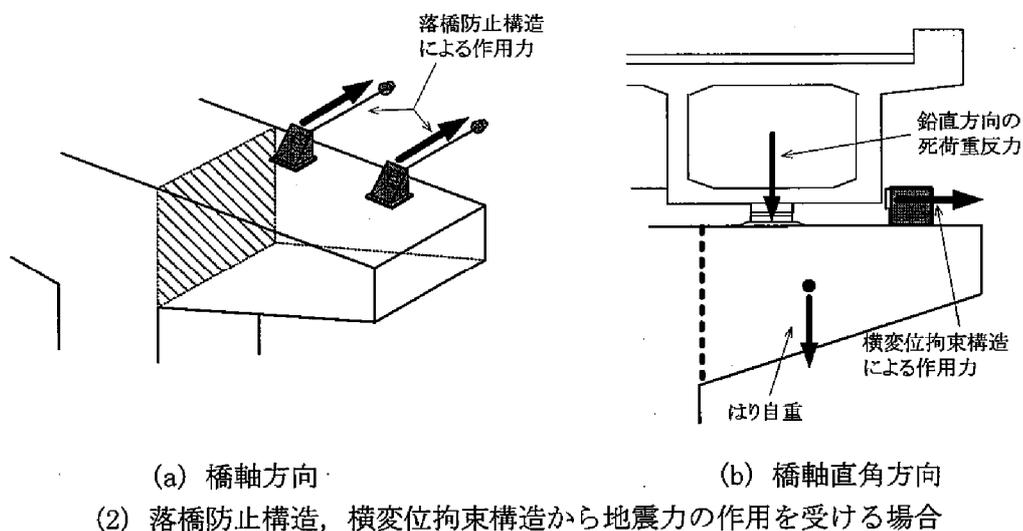
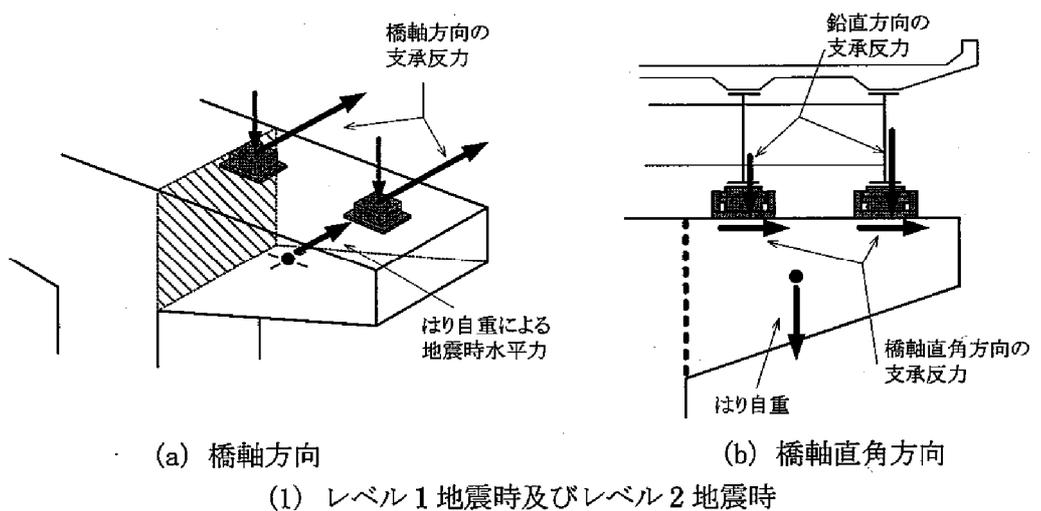


図 6-44 橋脚の張出しばりに作用する荷重の例

8) 一般的な張出しばりを有する柱式および壁式橋脚の形状寸法は、図 6-45 のとおりとする。

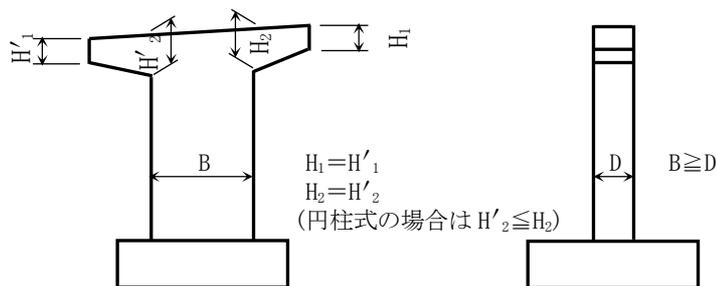
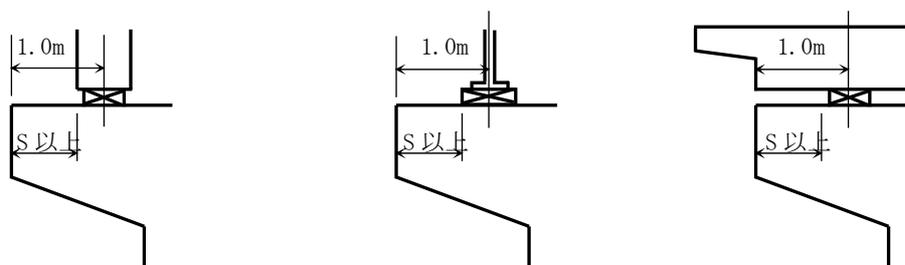


図 6-45 橋脚の形状寸法

1) 張出しばり先端から外桁ウェブまでの離れは、上部工架設、将来のメンテナンスなどを考慮し、支承縁端距離(S)を確保のうえ、1m 程度を標準とする。また、場所打ち桁橋の場合は、支承縁端距離を確保し、原則として主版幅に合わせる。



(a) PC 桁橋

(b) 鋼桁橋(鋼箱桁橋)

(c) 場所打ち桁橋

図 6-46 張出しばり先端から外桁ウェブまでの離れ

ロ) はり先端の高さ( $H_1$ )は、はり長(L)、根元の寸法( $H_2$ )、沓のアンカーボルト長および橋脚全体の形状を考慮し、1~1.5m を目安とする。

ハ) 張出しばりは、柱および壁断面とのバランスから決定されるが、極端に長い張出し長は耐震上好ましくないため、3m 程度以下が望ましい。

ニ) 壁厚(D)は原則として等厚とするが、河川橋で阻害率により壁厚が制限される場合は、図 6-47 に示す形式を採用する。

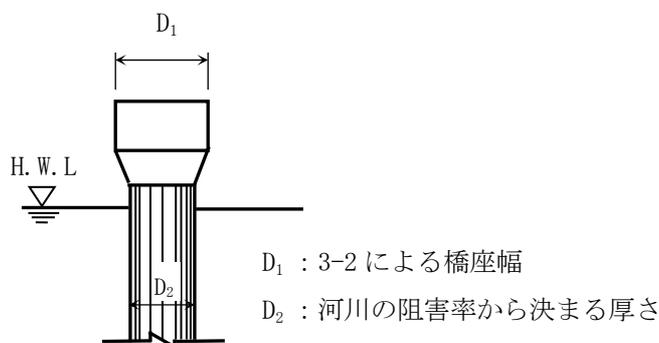


図 6-47 橋脚の壁厚

ホ) 各部材の寸法単位は、逆T式橋台に準ずる。

9) 短いせん断スパンの張り出しばりは、非線形の応力分布を示し通常のはり理論と異なるため、つぎのようにコーベルとして設計してよい。

ここで言う短スパンとは、はりの高さ(h)とせん断スパン(a)の比(a/h)が1.0以下のものをいう。

配置鉄筋は、はり高hとせん断スパンaの比により、トラス理論もしくはせん断摩擦理論により算出する。

(a)  $1.0 \geq a/h > 0.5$  の場合

図6-48に示すような短スパンの張り出しばりが作用モーメントを受ける場合は、トラス理論により設計する。下式により求めた断面積以上の主鉄筋をはりの全長にわたって配筋する。この場合、水平方向用心鉄筋は引張主鉄筋の40%以上を両側面に配置する。この仮定のため荷重位置での有効高さはd/2以上必要である。

せん断力に対しては、はり理論によりせん断力を算出し、道示IV5.1.3の規定により設計してよい。

$$A_{st} = \frac{M}{\sigma_{sa} Z}$$

M : 張り出しばりが受ける作用モーメント  
= (載荷重及びはり自重) (N/mm)

$A_{st}$  : 主鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

Z : 有効高さ (d) × 0.85 (mm)

この値は実験的に決められている。

P : 鉛直荷重 (N)

H : 水平荷重 (N)

a : 支持端から荷重載荷中心までの距離 (mm)

d : 有効高さ (mm)

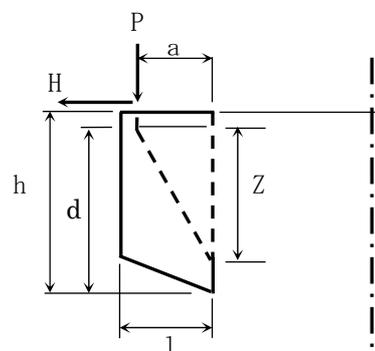


図6-48 短スパンの張り出しばり

(b)  $0.5 \geq a/h$  の場合

下式に示すせん断摩擦理論により求められる鉄筋量の2/3をはり上面に、1/3を両側面に配置する。ただし、上面の引張鉄筋量が、(a)で求めた量よりも少ないときは、(a)で求めた量を上面に配置し、用心鉄筋はその50%を配置する。

$$A_s = \frac{S}{1.4 \sigma_{sa}}$$

S : はり付け根でのせん断力  
= (載荷重及びはり自重) (N)

- $A_s$  : 必要全鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )
- $\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $A_{s1}$  : はり上面に配置する鉄筋量 ( $\geq A_{st}$ ) ( $\text{mm}^2$ )
- $A_{s2}$  : はり側面に配置する鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )

(c) コーベルの配筋

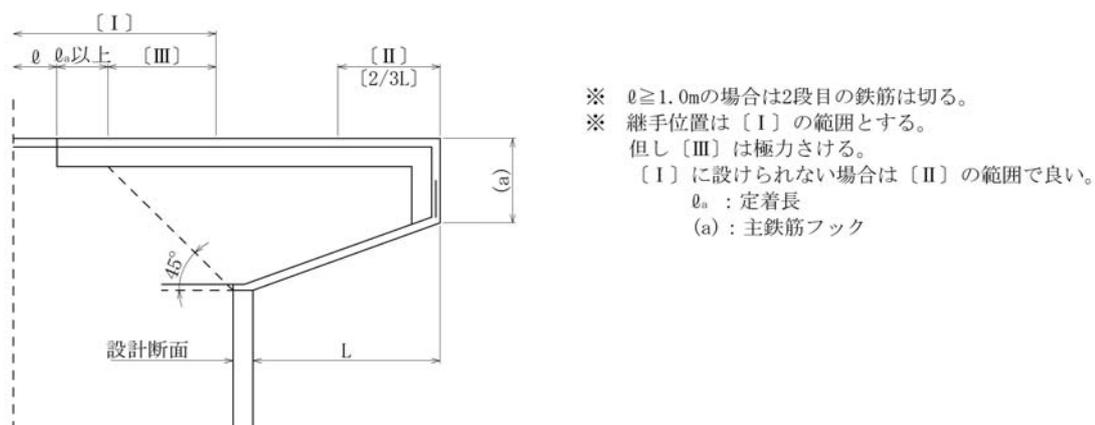


図 6-49 コーベル配筋の考え方

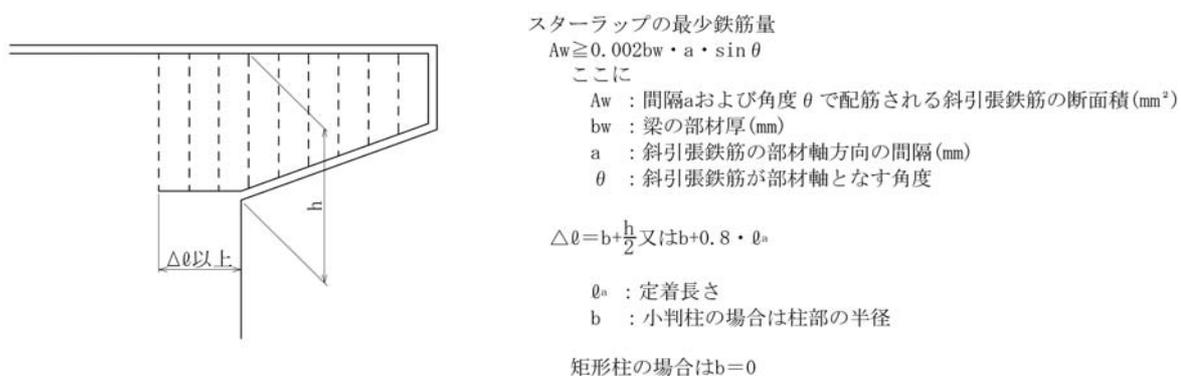
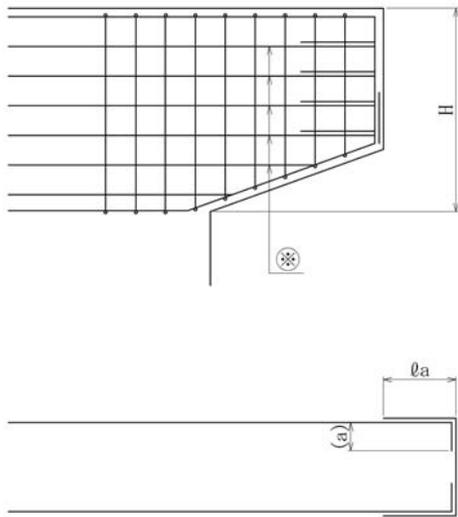


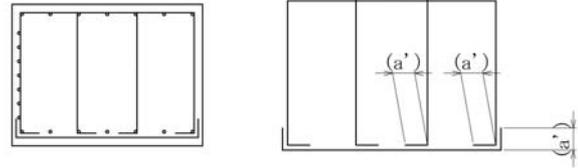
図 6-50 コーベルのスターラップの配置

② 鉄筋の形状



※ 水平方向用心鉄筋量の計算は $2/3H$ の範囲に両側で主鉄筋量の40%以上が入るようにする。

スターラップ加工例  
(スターラップは施工性より最大鉄筋径D22までが望ましい。)



$l_a$  : 定着長  
(a) : 主鉄筋フック  
(a') : 主鉄筋・スターラップ

図 6-51 コーベルの配筋側と加工形状

3-4-3 ラーメン式橋脚

- (1) ラーメン式橋脚は、常時及び地震時(レベル1)においては各部材の節点が剛結された構造として、通常の場合はフーチングを固定端としたラーメン解析を行う。
- (2) ラーメンの軸線は、部材の断面図心にあるものとして各部材の剛比を計算し解析する。
- (3) ラーメンの面外方向(通常橋軸方向)は柱として設計するものとし、荷重状態が対称でない場合は、荷重分配を考慮する。

- 1) 一般的にラーメン式橋脚はフーチングと切り離して解析してよいが、深礎基礎など杭径の大きい場合は、杭を含めた全体構造系で解析する。

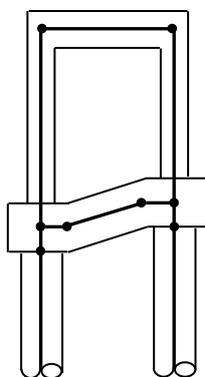


図 6-52 ラーメン式橋脚の解析モデル

- 2) ラーメンの面外方向の設計においては、柱は曲げとねじれが合成して作用するが、通常ではねじりの影響が少ないので曲げに対して設計してよい。  
ただし、非対称なラーメンにおいては、荷重分配をおこなって断面力を求める。
- 3) 張出し長、はり幅などの考え方は、柱式および壁式橋脚に準じる。

### 3-5 フーチングの設計

- (1) フーチングは柱や壁又は杭との接合部として、各々がフーチングに固定支持されていることが前提であり、フーチングは柱や壁又は杭に比べて十分な曲げ剛性が要求される部材である。したがって、フーチング厚さはこれらに留意して決定する。
- (2) フーチングの厚さは、部材として必要な厚さを確保するとともに、原則として剛体とみなせる厚さを有すること。
- (3) 曲げモーメントに対する断面計算は、常時、暴風時、地震時いずれの場合においても有効幅を考慮したうえで行う。
- (4) せん断力に対する照査においては、せん断スパン比の影響を考慮する。また有効幅は原則として全幅有効とする。

#### (1) フーチング厚さ決定の留意事項

- 1) 曲げモーメントに対するフーチングの設計は、有効幅を考慮して行うものとし、施工性の向上を意識して上面側が主鉄筋となる場合には、その配筋が2段配筋とされない厚さを確保する。
- 2) せん断力に対してコンクリートのみで抵抗させた場合、フーチング厚さが柱幅あるいは壁厚の1.5倍を超えるような時には、斜引張鉄筋を配置することを考慮する。
- 3) せん断力に対して斜引張鉄筋を配置する場合には、施工性に十分な配慮を行うものとし、過度にせん断補強鉄筋に期待した設計とならないように、せん断補強鉄筋比以下の配置になっていることを確認する。
- 4) 上記により決定したフーチング厚さを「道路橋示方書IV下部構造編」に示される剛体の判定式を用いて、剛体であることの確認を行う。
- 5) フーチングは水平方向に鉄筋が配置されるため、施工時における鉄筋下面へのブリーディングによるコンクリート充填性が懸念されるため、極力太径鉄筋は用いないのが良い。やむを得ず用いる場合は別途考慮する。

構造計算上の数値だけに着目してフーチング厚さを決定することも可能であるが、施工性の向上や構造物全体としてのバランスを重視してフーチングの厚さを設定することとした。

(2) フーチング厚さ

1) フーチングの厚さについては、道示IV8.7.2の式(解8.7.1)に示す次式の判定を満足すれば剛体として扱ってよい。

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

ここで、 $\beta = \sqrt{\frac{3k}{Eh^3}}$  (m<sup>-1</sup>)

K<sub>v</sub>……直接基礎の場合

K<sub>p</sub>……杭基礎の場合

K<sub>v</sub> : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

K<sub>p</sub> : 換算地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>) K<sub>p</sub>=K<sub>v</sub>

K<sub>v</sub> : 1本の杭の軸方向ばね定数(kN/m)

L : フーチングの幅(m)

B : フーチングの奥行き(m)

n : 杭の列数

m : 杭の行数

E : フーチングのヤング係数(kN/m<sup>2</sup>)

h : フーチングの平均厚さ(m)

λ : フーチングの換算突出長(m)

一般的な橋台、橋脚のフーチングの換算突出長(λ)は次のとおりとする。

① 橋台の場合

フーチングの換算突出長

$$\lambda = \ell$$

ただし、 $\ell \geq \frac{B}{2}$  のときは  $\lambda = \frac{B}{2}$  とする

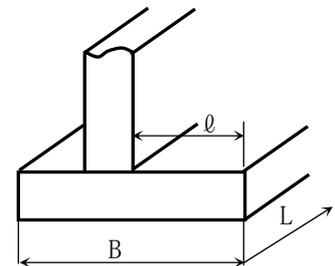


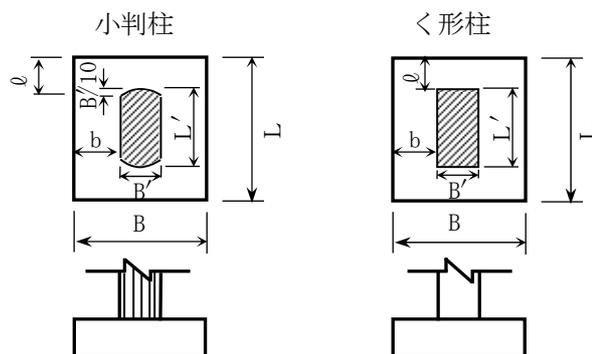
図 6-53 橋台モデル

② 橋脚の場合

小判柱、く形柱の場合

フーチングの換算突出長

$\lambda = b$  または  $l$  の大きい方とする



③ 円形柱の場合

フーチングの換算突出長

$\lambda = b$  または  $l$  の大きい方とする

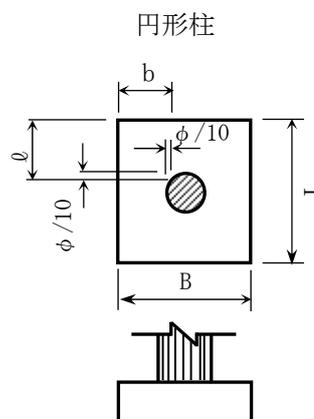
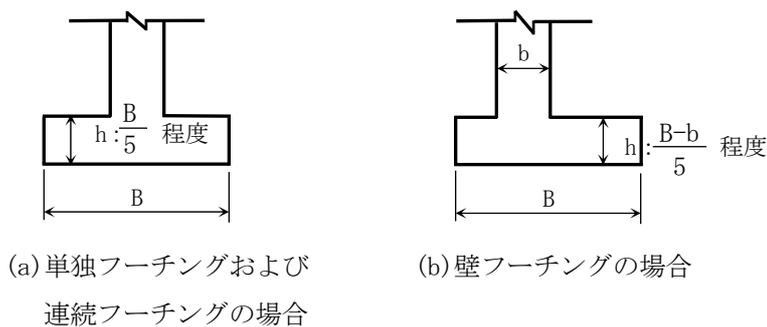


図 6-54 橋脚モデル

2) 岩盤上に設置される直接基礎のフーチングの平均厚さは、剛体として取り扱う場合は、単独フーチングおよび連続フーチングではフーチング長辺の  $1/5$  程度、壁フーチングの場合は、橋軸方向のフーチング幅から壁厚を差し引いた値の  $1/5$  程度とする。



(a) 単独フーチングおよび  
連続フーチングの場合

(b) 壁フーチングの場合

図 6-55 岩盤上のフーチング平均厚

(3) 有効幅については、道示IV8.7.3によるものとするが、常時、暴風時、レベル1地震動の場合とレベル2地震動の場合とに分けて有効幅を考慮する。杭に引抜き力が生じる場合、あるいは浮力の影響を受ける場合などでフーチング上面が主鉄筋となる場合の有効幅は原則として図6-56に示す幅とする。

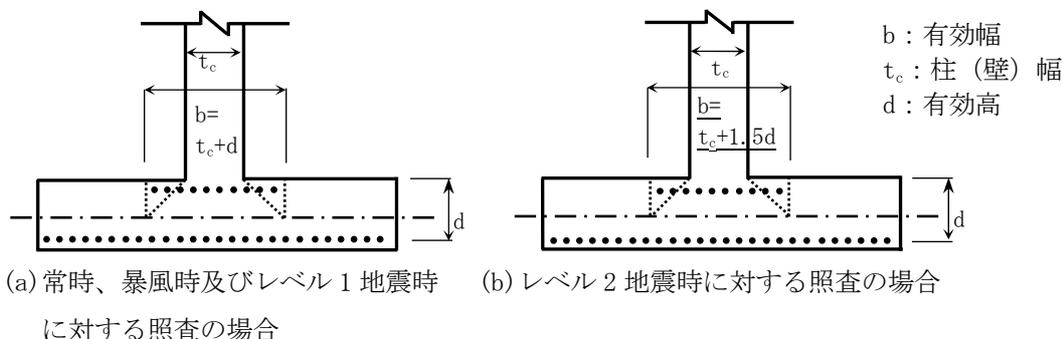


図6-56 フーチング上面が主鉄筋となる場合の有効幅

(4) せん断力に対しては、コンクリートと斜引張鉄筋の両方で負担することを基本とする。但し、配力筋は斜引張鉄筋として評価してはならない。

常時、暴風時、レベル1地震時においてはコンクリートの平均せん断応力度  $\tau_m$  がコンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度  $\tau_{a1}$  をこえる場合には、斜引張鉄筋を配置する。

斜引張鉄筋と共同してせん断力を負担する場合平均せん断応力度は許容せん断応力度  $\tau_{a2}$  以下となることを照査する。

コンクリートの許容せん断応力度  $\tau_{a1}$  とレベル2地震時の照査におけるコンクリートの負担するせん断耐力  $S_c$  に対してはせん断スパン比により補正するものとする。なお、フーチング上面側が主鉄筋となる場合においても、せん断スパン比の影響を考慮した補正を行う。

せん断の照査では有効幅については原則として全幅有効とするが、杭間隔が著しく大きい場合などについては曲げに対する場合に準じる。

(5) 柱とフーチング端部の距離が1m以下の場合、フーチング端部の割裂、ひび割れ等に対し補強鉄筋を配置する。補強鉄筋としては、D19mm以上を20cm以下の間隔で配置するものとするが、主鉄筋の径がD16の場合はD16mmを20cm以下の間隔で配置するのがよい。

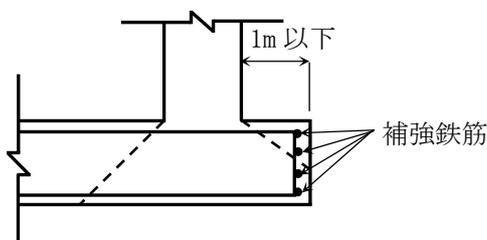


図6-57 フーチング端部の補強鉄筋

### 3-6 レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査

#### 3-6-1 橋脚の設計

橋脚の地震時保有水平耐力は、レベル 2 地震時慣性力以上でなければならない。また、耐震性能 2 を満足させる必要がある場合には残留変位は許容値以内でなければならない。

地震時の挙動が複雑でない橋の耐震性能 2 および耐震性能 3 は地震時保有水平耐力法により照査されるが、地震時保有水平耐力法による照査は図 6-53 に示すフローで行う。

単柱式鉄筋コンクリート橋脚ならびに一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚は耐震性能 2 が要求される場合には地震時保有水平耐力が地震時に作用する慣性力以上であるとともに残留変位も許容値以下であることが必要である。

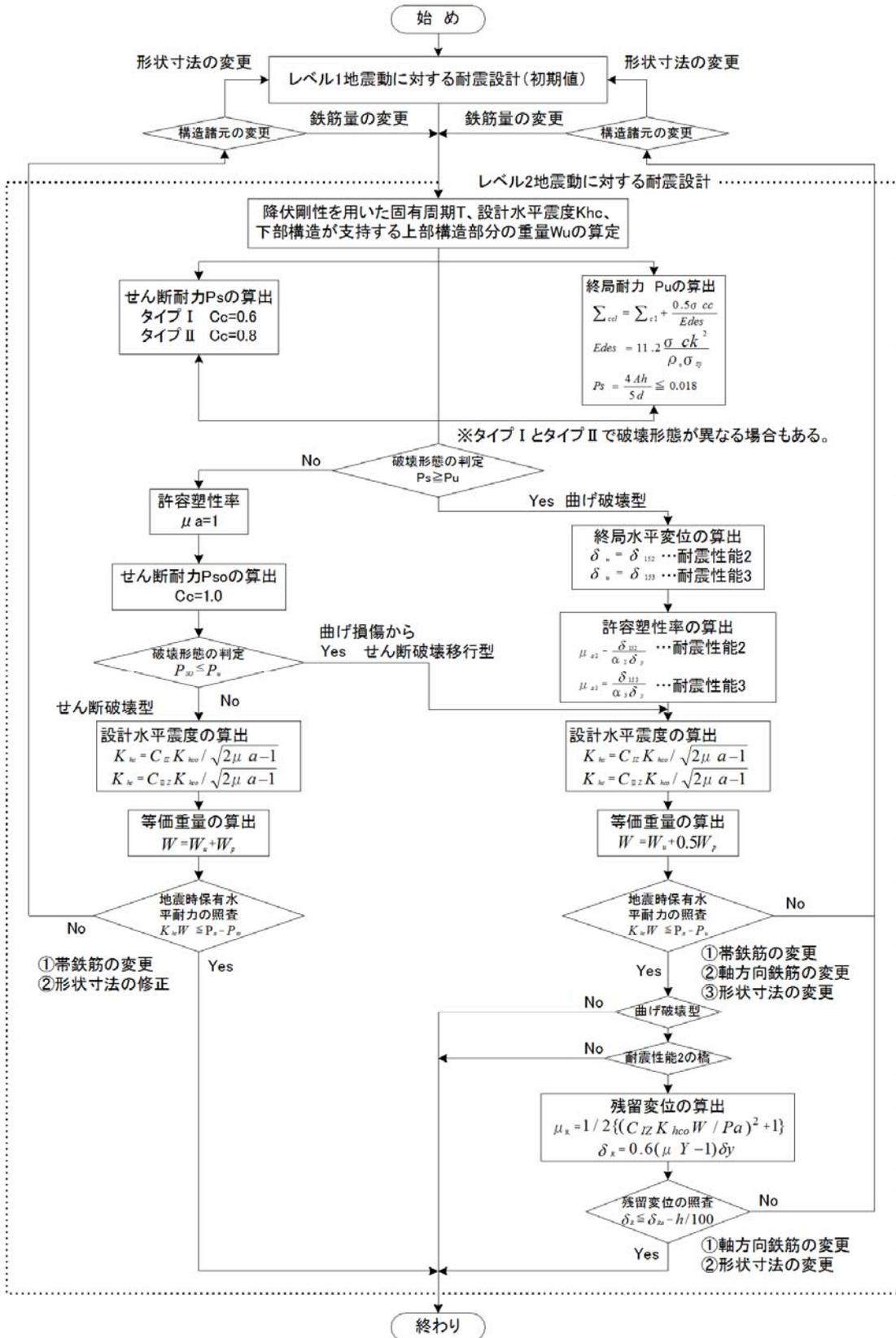


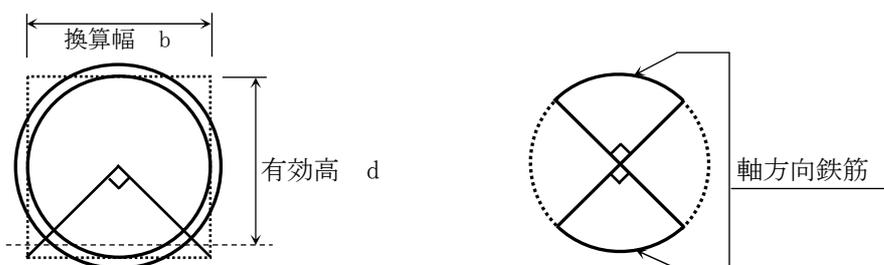
図 6-58 地震時保有水平耐力法のフロー

(1) 1本柱形式

1) 一般

i) 柱断面の有効高  $d$  の算出について

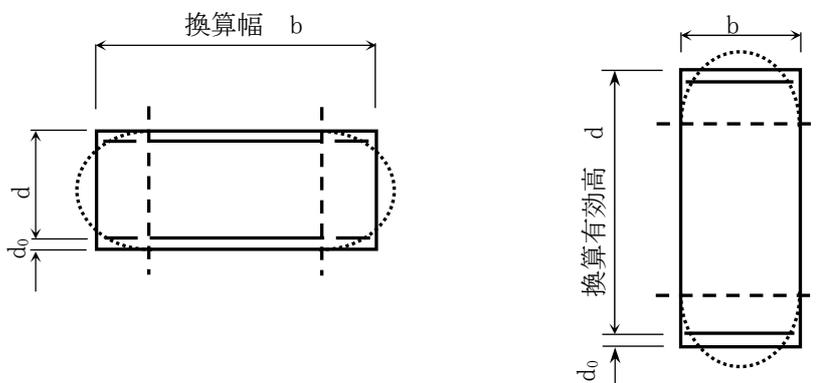
a) 円形断面の場合、正方形断面に置き換えて幅  $b$  とする。有効高  $d$  は置き換えた正方形断面の圧縮縁から、円の下側 1/4 の範囲の鉄筋の重心位置までとする。また、実線で示した 1/4 の範囲の鉄筋が軸方向鉄筋として働く。



下側 1/4 の鉄筋  
の重心位置

図 6-59 円形断面

b) 小判形断面の場合、(断面積 ÷ 短辺 = 長辺) とした矩形断面とし、かぶりを引いて有効高とする。



いずれの断面形状も 2 段配筋以上の場合、圧縮縁から鉄筋の重心位置までを有効高とする。

図 6-60 小判形断面

c) 主鉄筋の考慮方法

計算する方向と直交する鉄筋も計算上  
考慮して計算を行って良い。

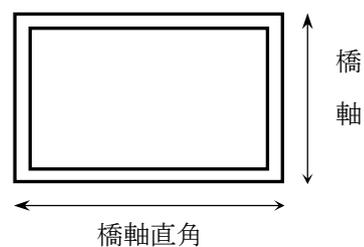


図 6-61 主鉄筋の考慮方法

2) 破壊形態の判定

破壊形態は終局水平耐力  $P_u$  とせん断耐力  $P_s$  の大小関係から、曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型の3種類に分類した。

1) 終局水平耐力  $P_u$

終局水平耐力  $P_u$  は以下の式から求める。

$$P_u = M_{1s2} / h$$

$M_{1s2}$  : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント (kN・m)

$h$  : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (m)

なお、慣性力作用位置は橋軸方向に対しては橋脚天端位置、橋脚直角方向に対しては上路橋の場合、床版下端位置とする。

コンクリートの応力度～ひずみ曲線モデルとしては図 6-62 に示すような帯鉄筋による拘束効果を考慮したモデルを適用する。

$\epsilon_{cc}$  : コンクリートが最大圧縮応力度に達する時のひずみ

$\epsilon_{ccl}$  : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ

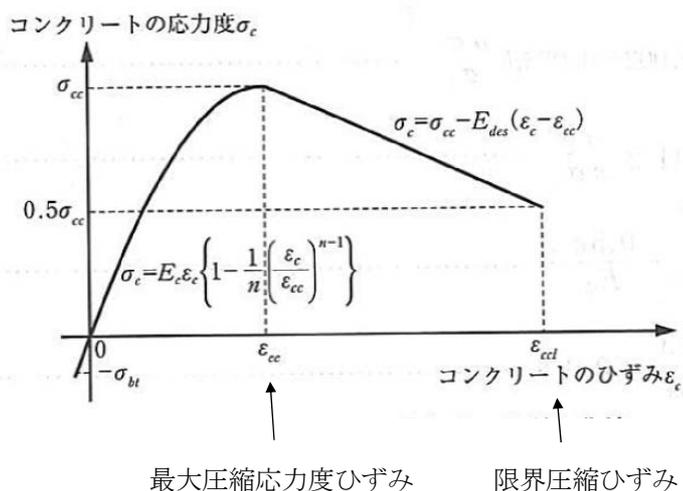


図 6-62 コンクリートの応力度－ひずみ曲線[道示V 図-10.4.1]

なお、横拘束筋の体積比  $\rho_s$  ( $= \frac{4A_h}{Sd}$ ) の上限値は 1.8%としているが、帯鉄筋や径やピッチの組合せの目安としては、上限値の 0.4～0.6 程度を考えれば良い。例えば、高さ方向ピッチ  $S$  は 15cm、平面方向ピッチ  $d$  は 100cm、帯鉄筋径は D16 か D19 程度を初期値として与え、計算を進める。

なお、 $P_u$ を求める場合の解析モデルは柱脚を梁モデルと仮定し、通常は柱基部を固定端として行う（図6-63）。一般には計算分割数は50分割程度で良いが、高橋脚などでは別途決める。

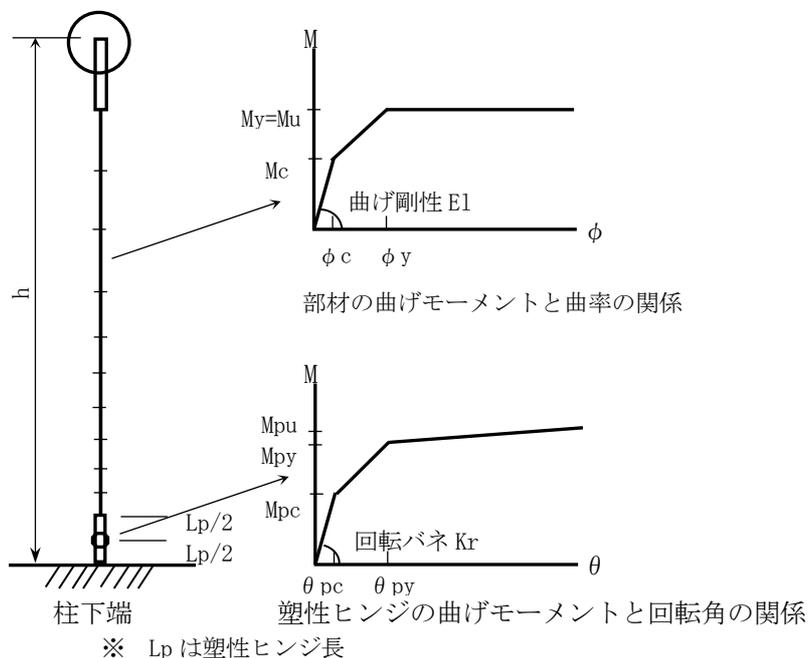


図6-63 解析モデル

また、水平力～水平変位関係のモデル化と鉄筋の応力度～ひずみ曲線は図6-64、図6-65に示す。

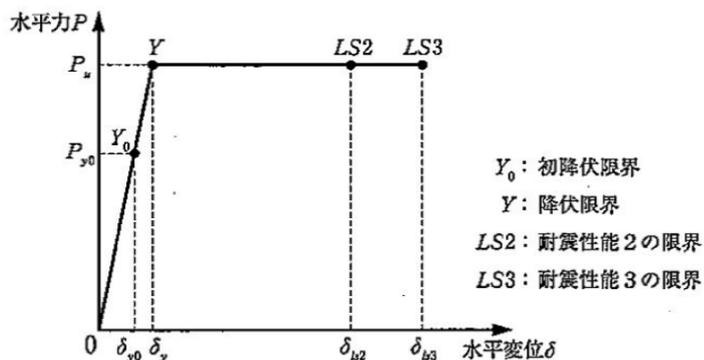


図6-64 鉄筋コンクリート橋脚の水平力～水平変位関係のモデル化

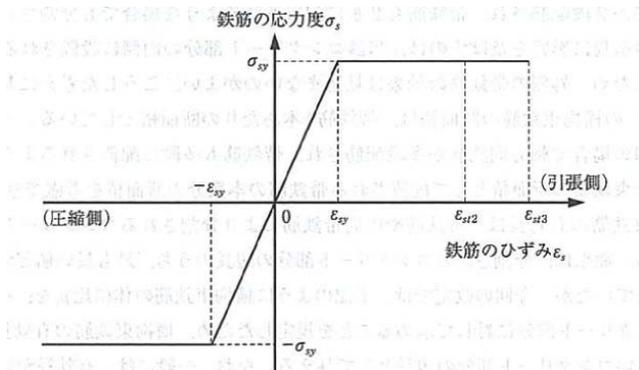


図6-65 鉄筋の応力度～ひずみ曲線

2) せん断耐力  $P_s$

せん断耐力  $P_s$  は以下の式から求める。

$$P_s = S_c + S_s$$

$S_c$  : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

$S_s$  : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

$$S_c = C_c C_e C_{pt} \tau b d$$

$$S_s = (A_w \sigma_{syd} (\sin \theta + \cos \theta)) / 1.15a$$

$C_c$  は、荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数でタイプ I の地震動に対する照査では 0.6、また、タイプ II の地震動に対する照査では 0.8 とする。

3) 許容塑性率

塑性率とは塑性域における限界状態に対する変位と弾性限界変位（降伏変位  $\delta_y$ ）との比のことを称し、許容塑性率  $\mu_{a1}$ 、 $\mu_{a2}$  は、曲げ破壊型において最大可能な変位（限界状態に対する変位  $\delta_{1s2}$ 、 $\delta_{1s3}$ ）と降伏変位の比に対して安全率  $\alpha_2$ 、 $\alpha_3$  を考慮したものである。

許容塑性率とは部材が許容できるじん性を示すものである。

$\alpha_2$  : 耐震性能 2 の照査に用いる許容塑性率を算出する場合の安全係数で 1.2 とする。

$\alpha_3$  : 耐震性能 3 の照査に用いる許容塑性率を算出する場合の安全係数で 1.2 とする。

4) 地震時保有水平耐力  $P_a$  の照査

$P_a$  は以下の式を満足する必要がある。

$$P_a \geq k_{hc} \cdot W$$

$k_{hc}$  : 設計水平震度（レベル 2 地震動）

$W$  : 等価重量 (tf)（せん断破壊型  $W_u + W_p$ 、その他 :  $W_u + 0.5W_p$ ）

$P_a$  は破壊形態により異なる。せん断破壊型では  $P_s$ 、その他の場合では  $P_u$  である。

5) 残留変位  $\delta_R$  の照査

$\delta_R$  は、許容残留変位  $\delta_{Ra}$  以下でなければならない。 $\delta_{Ra}$  は原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ  $h$  の 1/100 とする。

残留変位  $\delta_R$  が大きい設計では過度のじん性に頼った設計となるため、残留変位を強制的に修復することが困難であること、機能回復が遅れるなどの支障が考えられるためである。

(2) ラーメン形式

橋軸方向については、(1)一本柱形式と同様である。

ここで対象とするラーメン形式とは、1層のラーメン橋脚であり、2層のラーメン橋脚や形状の複雑なラーメン橋脚については、別途検討する。

鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に地震時保有水平耐力法を適用する場合には以下の事項に注意する。

- イ) 作用する水平力の増減に伴い、柱部分に作用する軸力が変化する。したがって、各柱部材の曲げモーメント-曲率関係が水平力に影響されることを考慮に入れる。
- ロ) 塑性ヒンジは柱部材の上端部、下端部そしてはり部材の端部等に発生する可能性がある。塑性ヒンジが発生する箇所は各部材の剛性、配筋等により決定されるので、これを適切に評価する。
- ハ) 柱部材の上端部、下端部そしてはり部材の端部以外の箇所に塑性ヒンジを生じさせてはならない。特に、柱部材とはり部材が交わる節点部に塑性ヒンジを生じさせることは避けなければならない。塑性ヒンジは、柱部材の上端、下端、はり部材の端部に生じる可能性があるため、鉄筋コンクリートラーメン橋脚のモデル化に際しては、図6-61に示したように、以下に示す位置に図6-62に示す完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係を考慮できる塑性回転バネを設ける。

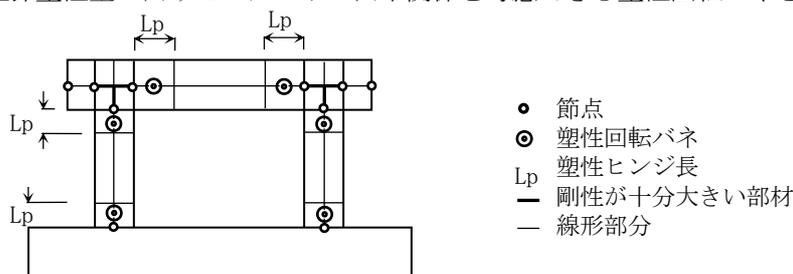


図6-66 鉄筋コンクリートラーメン橋脚のモデル化

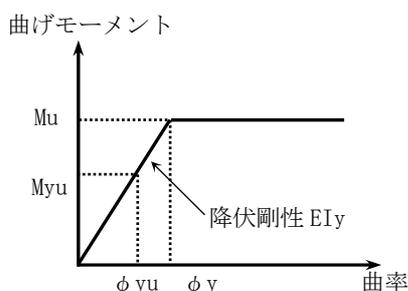


図6-67 塑性回転バネの曲げモーメント-曲率関係

なお、塑性ヒンジ長  $L_p (=0.2h-0.1D)$  における  $h$  と  $D$  のとり方は図6-68に示すとおりである。



図6-68 塑性ヒンジ長  $L_p (=0.2h-0.1D)$  における  $h$  と  $D$  のとり方

3-6-2 フーチングの設計

- (1) フーチングを一方向ばりとして扱い、照査断面に生じた断面力が降伏曲げモーメント、せん断耐力を超えないよう設計することを基本とする。
- (2) 曲げモーメントは、柱または壁の前面のフーチング全面積に作用するすべての荷重を考慮した照査断面におけるものを使用する。また、フーチングの断面計算においては3.5による有効幅を考慮する。このときの引張主鉄筋量は釣合鉄筋量の1/2以下でなければならない。
- (3) 杭基礎におけるせん断力の照査は、版としてのせん断力について行う。

- (1) 降伏曲げモーメントとは、引張主鉄筋が降伏に達する時の部材断面の曲げモーメントである。
- (2) 図6-69に示す斜線部に作用するすべての荷重によって生じる曲げモーメントを考える。  
また、釣合鉄筋量は引張鉄筋が降伏点に達すると同時にコンクリートの縁圧縮ひずみとその終局圧縮ひずみになるような引張鉄筋量とする。

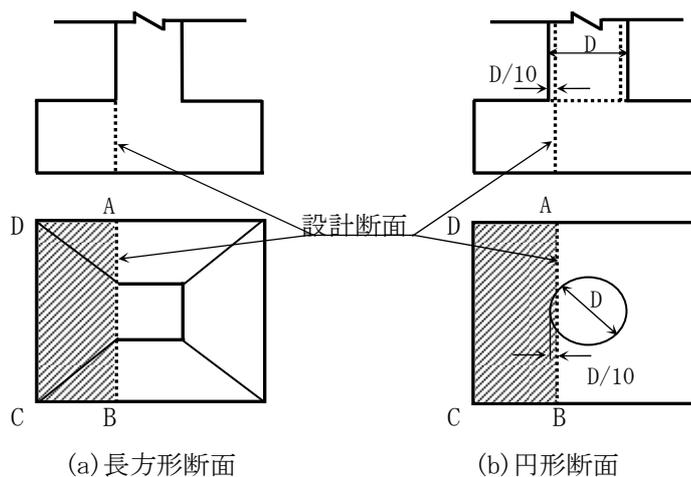


図6-69 照査断面

- (3) 柱あるいは壁前面からフーチング厚さの1/2の長さ離れた位置でのはりとしてのせん断に対する照査に加え、版としてのせん断についても照査を行う。

3-7 構造細目

3-7-1 最小および最大鉄筋量

鉄筋コンクリート部材の主鉄筋は、次の条件を満たす量を配置する。

(1) 部材の軸方向引張鉄筋は、その部材の終局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する。ただし、作用曲げモーメントの 1.7 倍が、ひびわれ曲げモーメント以下の場合には設計上必要となる鉄筋量を配置するものとする。

また、最大鉄筋量は次式を、満足する。

$$A_{st} \leq 0.02bd$$

$A_{st}$  : 軸方向引張主鉄筋の断面積 (cm<sup>2</sup>)  
 b : 部材断面幅 (cm)  
 d : 部材断面の有効高 (cm)

(2) 柱および壁の軸方向鉄筋量は、次式を満足するものとする。

$$0.008A' \leq A_s \leq 0.06A$$

ここに、 $A_s$  : 軸方向鉄筋の断面積 (cm<sup>2</sup>)  
 $A'$  : 柱の必要断面積 (cm<sup>2</sup>)  
 $A$  : 柱の全断面積 (cm<sup>2</sup>)

(3) 表面鉄筋量は次の条件を満足するものとする。

鉄筋量  $\geq 5\text{cm}^2/\text{m}$  かつ、ピッチ  $\leq 30\text{cm}$

(1) 一般的な橋台、橋脚に対する各規定の適用は表 6-21、6-22 のとおりとする。

表 6-21 橋台の適用箇所

箇所		規定				
		(1)	(2)	(3)		
胸壁		主鉄筋	○	—	○	
		配力筋	—	—	○	
逆T式	壁	前面	主鉄筋	○	○	○
			配力筋	—	—	○
	背面	主鉄筋	○	○	○	
		配力筋	—	—	○	
	フーチング	主鉄筋	引張側	○	—	○
			圧縮側	—	—	○
		配力筋	—	—	○	
重力式	突起	主鉄筋	○	—	○	
		配力筋	—	—	○	

表 6-22 橋脚の適用箇所

箇所		規定			
		(1)	(2)	(3)	
はり		鉛直方向断面	○	—	○
		水平方向断面	○	—	○
柱		軸方向鉄筋	○	○	○
フーチング	橋軸方向	上面鉄筋	○	—	○
		下面鉄筋	○	—	○
	直角方向	上面鉄筋	○	—	○
		下面鉄筋	○	—	○

○印箇所：適用箇所

(2) コンクリート断面に比較して軸方向引張鉄筋量が極端に少ない部材は、設計で想定していない大きな曲げ荷重を受けると、コンクリートのひびわれとともに耐力を減じ急激に破壊することから、これを防ぐため、部材の終局曲げモーメントをひびわれ曲げモーメント以上となるよう軸方向引張主鉄筋を配筋するものとしたものであるが、設計荷重に対して十分に余裕のある断面を有する部材で、作用曲げモーメントの1.7倍がひびわれ曲げモーメント以下の場合には、設計上必要となる鉄筋量を配筋する。

ひびわれモーメントは、下式により算出する。

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

$M_c$	: ひびわれ曲げモーメント (N・mm)
$Z_c$	: コンクリートの部材の断面係数 (mm <sup>3</sup> )
$\sigma_{bt}$	: コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
	$\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )
$N$	: 軸方向力 (N)
$A_c$	: コンクリート部材の断面積 (mm <sup>2</sup> )

(3) 柱や壁などのように軸方向力を受ける部材においては、柱等部材の軸方向鉄筋量は、計算上必要なコンクリート断面積 ( $A'$ ) の0.8%以上を配筋する。

計算上必要なコンクリート断面積は、下式により算出される  $A_1'$ 、 $A_2'$  のうち大きい値を用いる。

$$A_1' = N_a / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$$

$$A_2' = N_u / (0.008 \sigma_{sy} + 0.85 \sigma_{ck})$$

ここに、

$N_a$	: 許容応力度法による設計時の軸方向圧縮力 (N)
$N_u$	: 地震時保有水平耐力法による耐震設計時の軸方向圧縮力 (N)
$\sigma_{sa}$	: 鉄筋の許容圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_{ca}$	: コンクリートの許容軸圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_{sy}$	: 圧縮鉄筋の降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )

(4) コンクリート部材では、コンクリートの乾燥収縮や温度こう配などにより、ひびわれが生じる可能性があるが、このひびわれの大きさを有害でない程度に抑えるために、その表面に沿った長さ1mあたり5cm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋を30cm以下の間隔で配置する。

3-7-2 鉄筋の配置

- (1) 鉄筋のかぶりは、原則として主鉄筋中心からコンクリート表面まで15cmとするが、水中、土中の場合は、純かぶりとして7cm以上を確保する。
- (2) 主鉄筋はD16mm以上とし、原則として2段以下に配置するものとする。
- (3) 鉄筋間隔は、原則として125mm、150mm、250mm、および300mmとするが、やむを得ない場合には100mmとすることができる。
- (4) 鉄筋の強度はSD345を標準とする。ただし、SD345では過密配筋となることが避けられない場合は、軸方向鉄筋を対象に高強度鉄筋(SD390、SD490)の採用について検討する。ただし、SD345で検討した際の断面寸法は、いたずらに縮小させないことを原則とする。なお、ここでいう過密配筋とは、D35@125-2段程度を超える。
- (5) 鉄筋の定着は、鉄筋とコンクリートの付着により行うものとする。また、橋脚柱(壁式橋脚の壁も含む)、橋台壁の軸方向鉄筋は原則として段落しは行わない。
- (6) 鉄筋の継手方法は、原則としてD25mm以下では重ね継手、D29mm以上D35mm以下はガス圧接(場所打ち杭は除く)、D38mm以上D51mm以下は機械式継ぎ手を標準とする。
- (7) 機械式継手等を用いる場合には、鉄筋のあきに留意することが必要である。また、機械式継手は継手の外径が鉄筋径の2倍以下となるものを選定し、かぶり厚が必要以上に厚くならないように計画する。
- (8) 帯鉄筋は、D13mm以上とし、その高さ方向の間隔は、原則として15cm以下とする。  
帯鉄筋の間隔を高さ方向に変化させる場合は、橋脚柱断面における短辺部材厚程度の区間において除々に摺り付ける。
- (9) 鉄筋中間帯鉄筋は、帯鉄筋の配置される全ての断面に配筋するとともに、その断面内配置間隔は1m以内とする。また、中間帯鉄筋は施工性を考慮し、柱躯体内部において継手を設けるものとする。但し、継手を設けず1本ものの鉄筋とする場合には片側直角フックとしてよい。
- (10) 配力筋は、主鉄筋に作用力を分散させるため、適切に配置する。
- (11) 中空断面橋脚は、レベル2地震時の耐震性能を満足できるよう、充実部やハンチを適切に設置すると共に、必要な鉄筋の配置は施工性にも留意し計画する。
- (12) パラペットの鉄筋は、土圧の他、落橋防止構造や踏掛版の設置の有無により異なる荷重状態に対し、必要な配筋を計画する。

(1) 鉄筋のかぶりは、一般的な鉄筋の径（軸方向鉄筋 D35、配力鉄筋 D29、帯鉄筋もしくはスターラップ D22 程度を上限）を想定した値であるので、それ以上の太径鉄筋を用いる場合や耐久性の検討（塩害対策）のかぶりについては別途考慮する。

(2) 主鉄筋はコンクリートの施工性に配慮し、2段以下に配置するものとする。また、2段配筋時などで、鉄筋ピッチが細かくコンクリート施工が困難となるような場合は、鉄筋配置に留意する。

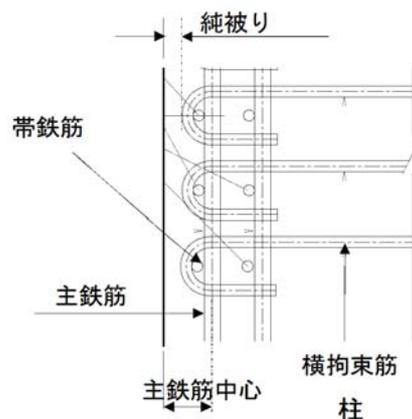


図 6-70 柱部のかぶりの考え方

(3) 鉄筋の配筋細目については次のとおりとする。

1) 圧縮側鉄筋

① 逆 T 式橋台のたて壁およびフーチングの圧縮側鉄筋量は、引張側鉄筋量の 1/2 以上とする。ただし、常時に側方移動をおこすおそれのある橋台および地震時に液状化が生じる地盤上の橋台の堅壁においては背面側の引張側鉄筋量を前面側にも配筋する。

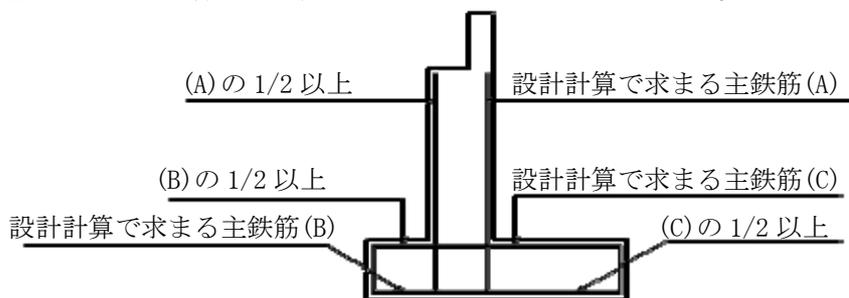


図 6-71 圧縮側の鉄筋量

② 橋脚フーチングの圧縮側鉄筋量は、引張側鉄筋量の 1/3 以上とする。

③ 橋脚のはりおよびウィングの圧縮側鉄筋量は、引張側鉄筋量の 1/3 以上とする。

④ 最小鉄筋量は D16-300mm ピッチとする。

2) 配力鉄筋

- ① 配力鉄筋量は引張側主鉄筋量および圧縮側主鉄筋量のそれぞれ 1/3 以上とし、主鉄筋の外側に 300mm 以下の間隔で水平方向に配置する。また、その端部は半円形フックまたは鋭角フックにより橋台内部コンクリートに定着する。

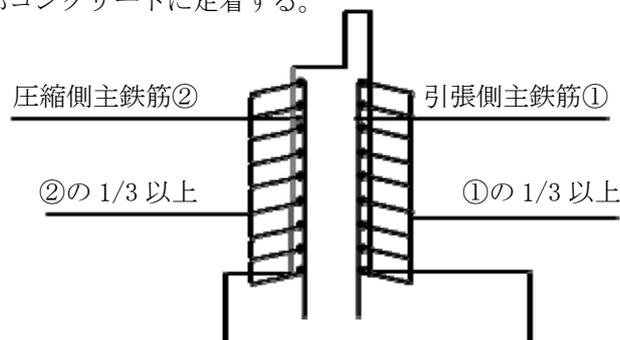


図 6-72 配力鉄筋量

- ② 最小鉄筋量は、コンクリートの乾燥収縮や温度変化などによる有害なひびわれを防止するため、D16-300mm ピッチ (5cm<sup>2</sup>/m) とする。

- (4) 平成 24 年の道路橋示方書に示された高強度鉄筋について、その使用方針を示した。

【橋脚柱を対象とした検討手順例】

- ① 従来の材料強度 (SD345、 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ ) を用い、一般的な橋軸直角方向幅 (上部構造幅員以下を上限の基本とする) で、必要橋座幅や個別の制約条件 (河積阻害率、支障物等) を満足した橋軸方向幅とし、基礎の規模 (レベル 2 地震時の耐力を確保できる基礎規模、柱寸法で決定する柱状体基礎の外形寸法等) が過度に不合理とにならないことに配慮した断面寸法、配筋を設定する。
- ② 上記で、軸方向鉄筋が D35@125-2 段を超える場合、部材断面寸法はそのまま、軸方向鉄筋に高強度鉄筋を適用し、過密配筋の回避、軽減を図る。この際、鉄筋径より、配置段数の低減を優先するのが良い。

さらに、橋脚柱の帯鉄筋配置間隔について、道示 VP. 207 「帯鉄筋間隔の設定の目安」を基本とすることで過密配筋の回避が図れる。

表 6-23 JIS G 3112 に規定される異形棒鋼に対する帯鉄筋間隔の設定の目安 (mm)

帯鉄筋の呼び径	D13, D16 及び D19	D22	D25, D29	D32
帯鉄筋間隔の目安 (mm)	150	200	250	300

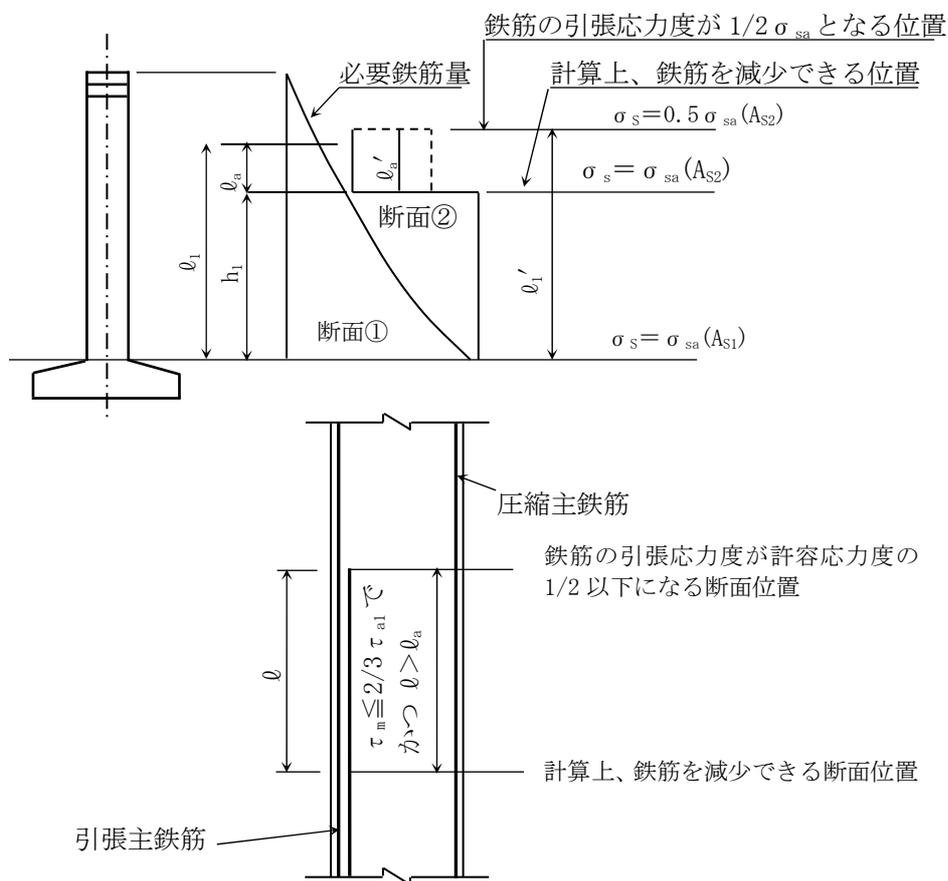
## 第6編 下部構造

### 【フーチングで高強度鉄筋の採用を検討する場合の例】

- ・場所打ち杭等の杭頭鉄筋とフーチング下面鉄筋の干渉が懸念される場合、鉄筋配置ピッチの拡大を図る。
- ・円形柱や小判型柱の円弧部主鉄筋とフーチング上面鉄筋の干渉が懸念される場合、鉄筋配置ピッチの拡大を図る。
- ・上面鉄筋が2段配筋となり、施工性に問題が生じる場合、鉄筋配置段数の低減を図る。

高強度鉄筋と組合せるコンクリート強度は、道路橋示方書より $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ とする。その他、高強度鉄筋の採用に際しては、「道路橋示方書IV下部構造編」4.3、7.7、7.8の解説に留意し設計を行う。

- (5)1) 橋台壁、橋脚柱の軸方向鉄筋は原則として段落しを行わないものとするが、高さが30mをこえる橋脚については、道示V10.9により段落し位置を求める。
- 2) 但し、中間部において、引張側で鉄筋を定着する場合は、定着部コンクリートに有害なひびわれが発生しないよう、連続している鉄筋の引張応力度が許容応力度の1/2以下になる断面まで鉄筋を延ばして定着する。

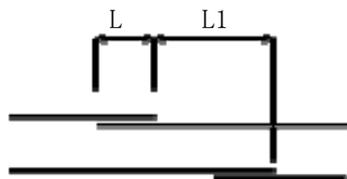


- $\sigma_s$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_{s_i}$  : 断面 i における使用鉄筋量 (cm<sup>2</sup>)
- $\tau_m$  : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{a1}$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{a2}$  : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\ell_a$  : 鉄筋の定着長

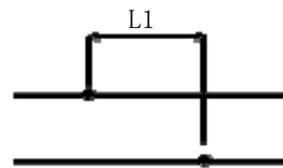
図 6-73 部材引張部の主鉄筋の定着

第6編 下部構造

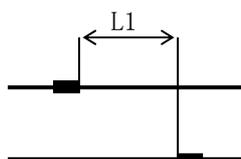
(6) 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させないよう、原則として図6-74による。



L1 は継手の長さ(L)に鉄筋径の25倍を加えた長さ以上とする  
(a) 重ね継手の場合 (D25mm以下)



$L1 \geq 1m$  (太径鉄筋使用の場合は径の25倍以上を確保する)  
(b) 圧接継手の場合 (D29mm以上D35mm以下)



$L1 \geq 1m$  (太径鉄筋使用の場合は径の25倍以上を確保する)  
(c) 機械式継手の場合 (D38mm以上D51mm以下)

図6-74 鉄筋の継手位置

(7) 機械式継手を配置した部分のあきは、表6-24の⑤に示す値以下の径の機械式継手を採用することで、必要なあきを確保することができる。

①鉄筋径	鉄筋の芯間隔			②最大値	③最小鉄筋間隔	④=③-② (あきの余裕)	⑤ =①+④×2 あきを確保できる機械継手の径
	鉄筋径の1.5倍 (芯間隔は鉄筋径を加えた2.5倍)	40mm以上かつ粗骨材最大寸法の4/3倍 (芯間隔は鉄筋径を加えた値)					
		25mm	40mm				
D38	95.0	71.3	91.3	95.0	125	30.0	98mm以下
D41	102.5	74.3	94.3	102.5		22.5	86mm以下
D51	127.5	84.3	104.3	127.5	150	22.5	96mm以下

表6-24 機械式継手部の鉄筋あき

また、配置鉄筋のかぶりは、機械式継手部分で必要なかぶりを確保する。

## 第 6 編 下部構造

(8) 塑性化を考慮する領域では、鉄筋径に応じて下表の値以下、かつ、断面高さ（矩形断面では短辺、円形断面では直径）の 0.2 倍以下とする。

表 6-25 帯鉄筋間隔の上限値(mm)

帯鉄筋の直径 $\phi_h$ (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

なお、曲げ破壊型となる RC 橋脚の弾性領域にある断面領域では、帯鉄筋の最大間隔を 300mm としてよい。

ただし、帯鉄筋間隔の変化領域はその間隔を除々に変化させるものとする（橋脚の帯鉄筋に関する細則；道路橋示方書(平成 24 年 3 月) IV 下部構造偏 7.10(6) 1) および V 耐震設計偏 10.8(3) 1) より）。具体的には以下に示すとおりとする。

変化領域を橋脚断面の短辺長（あるいは直径）に相当する範囲以上とし、帯鉄筋間隔は 200mm および 250mm の区間を設けて摺り付けるものとする。

- 1) フーチングの内部については、柱の短辺長(D)の 0.5D あるいはフーチング厚(Hf)の 0.5Hf 程度を 150mm ピッチとし、以下を 300mm ピッチとする（図 6-75(a), (b) 共通）。
- 2) 張出しばりを有する場合は、はりの内部には 0.5D 程度及び柱側に 1D 程度を従来通り 150mm ピッチとしたうえで、摺り付け区間を設けるものとする。ただし、脚高が低く中間部の摺り付け調整区間が取れない場合は、帯鉄筋間隔を粗いピッチ側より(300→250→200→150 ピッチ)間引いて調整する(図 6-75(a))。
- 3) はりの無い柱及び壁式橋脚の場合は、300mm ピッチをそのまま上端まで配置するものとする。この場合も、脚高が低く中間部の摺り付け調整区間が取れない場合は、帯鉄筋間隔を粗いピッチ側より(300→250→200→150 ピッチ)間引いて調整する(図 6-75(b))。
- 4) 柱の主鉄筋が多段配筋(1.5 段以上)となる場合の配力筋は、1 段目の配力筋と同径同ピッチとしてよい。

## 第6編 下部構造

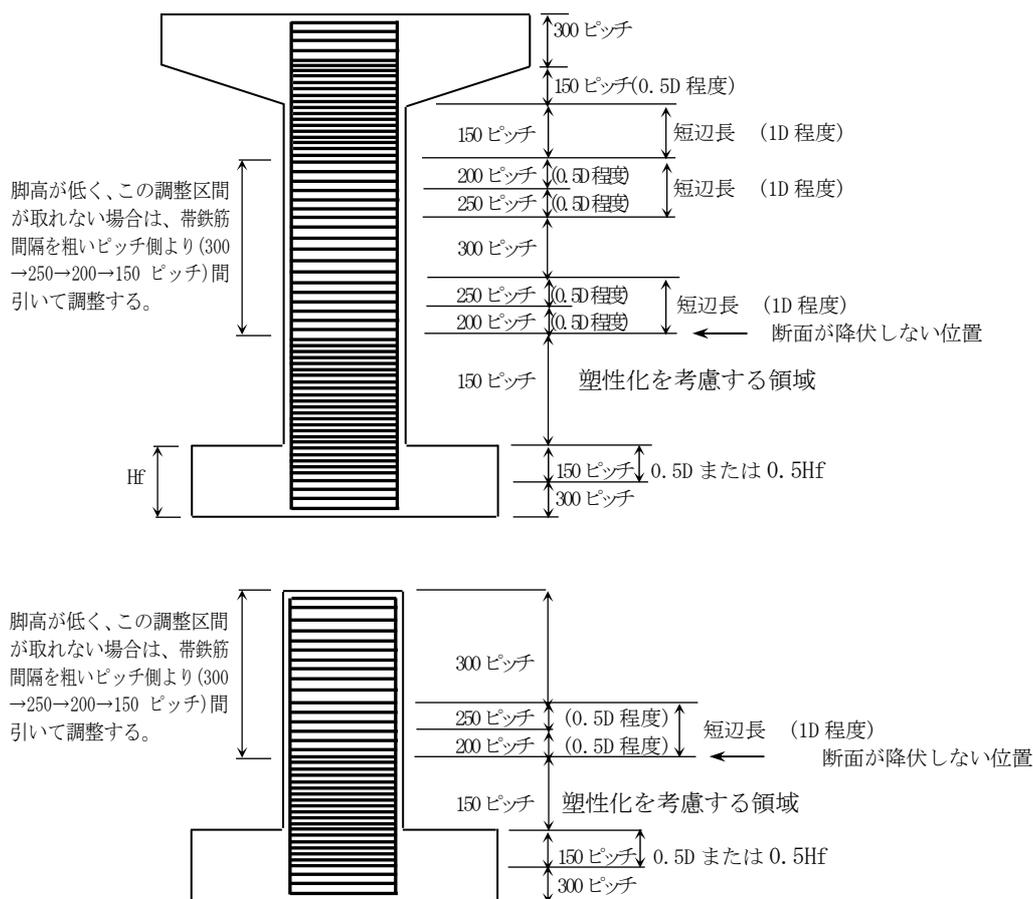


図 6-75 帯鉄筋摺り付け例 橋脚柱正面図

図 6-75 の塑性化を考慮する領域とは、塑性ヒンジが柱基部しか生じないような場合は塑性ヒンジ長の 4 倍の区間内として良いが、動的解析等で解析する必要のある橋脚では降伏しない位置までを考える。また、橋軸方向及び直角方向の塑性化領域やせん断耐力で決定される橋脚ではスターラップ配置を考慮して決定しなければならない。

- (9) 道示では中間帯鉄筋について両側半円形もしくは鋭角フックを原則としているため、施工性を考慮し、柱躯体内部で継手を設けるものとしたが、やむを得ず継手を設けず 1 本ものの鉄筋を使用する場合には、片側直角フックを適用し、ちどりで配置することを標準とした。その際、有効長は 1.5 倍として扱う。

小判形橋脚においても橋軸直角方向と橋軸方向の寸法が近い場合などには、橋軸直角方向への帯鉄筋のはらみだしを抑える橋軸直角方向中間帯鉄筋の配置も検討する。

- (10) 主鉄筋と配力鉄筋の関係

配力鉄筋は、原則として主鉄筋の外側に配置する。

(11) 中空断面橋脚

中空断面を有する鉄筋コンクリート橋脚においても、柱下端（ラーメン構造の場合は柱上端も含む）の塑性ヒンジ長  $L_p$  の4倍の区間は充実断面とし、充実断面から中空断面への変化部はハンチを設けて擦り付ける（図6-76）。

中空断面としている部位では、隅角部にハンチを設けるとともに、その節点部を取り囲むように補強鉄筋を配置する（図6-77）。

節点部は、帯鉄筋、中間帯鉄筋、節点部補強鉄筋が重なり過密鉄筋となる部分である。帯鉄筋の配置ピッチは、これらの鉄筋と、重ね継手部分、端部のフックが重なる本数を考慮し、帯鉄筋間隔の上限値の中で、実際に配筋可能な計画としなければならない。

壁厚は、せん断補強鉄筋が過密になりすぎないように、過度に薄くしないのが良い。地震時の応答せん断力が大きく、必要なせん断補強筋量が多くなる場合、帯鉄筋、中間帯鉄筋、隅角部補強鉄筋いずれかの重ね継手を機械式継手へ変更することで、帯鉄筋の配置ピッチを狭くする等の対応が考えられる。

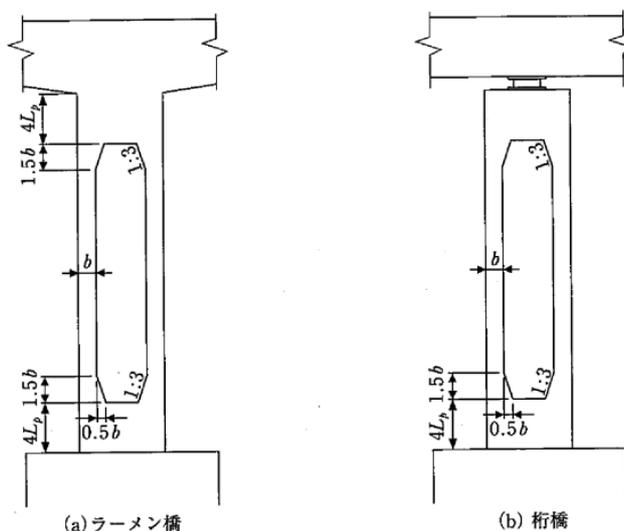


図6-76 中空断面部を有する橋脚における充実断面とする領域と部材軸方向のハンチの例

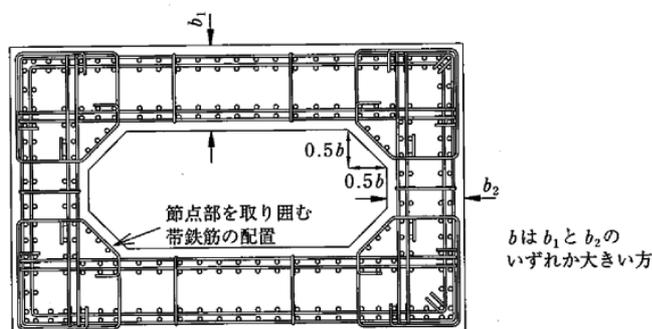


図6-77 塑性ヒンジの影響を受けない部位における中空断面部の内部のハンチの形状と節点部の補強鉄筋の例

(12) パラペットの配筋

踏掛版は、基本的に設置する場合がほとんどであるため、落橋防止装置構造の有無のケースについて構造細目を示す。

1) 落橋防止構造が設置される場合

①圧縮鉄筋

背面側軸方向鉄筋(引張鉄筋)量の1/2以上の鉄筋量を前面側に配筋する。

②配力鉄筋

配力鉄筋量は軸方向鉄筋量の1/3以上とし、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。

③中間帯鉄筋

せん断補強筋としての中間帯鉄筋が必要な場合には、パラペットが特にじん性を期待する部材ではないことを考慮し、施工に配慮して片側を直角フックとしてもよい。配置は、落橋防止構造が機能した場合を想定し、千鳥配置にする必要は無く一方向としてよい。中間帯鉄筋の径及び材質は、配力筋と同じにするのがよい。

2) 落橋防止構造が設置されない場合-せん断力を鉄筋とコンクリートで受け持つ場合

①軸方向鉄筋

前面側は、一般には踏掛版からの荷重による断面力で配筋を決定する。

背面側は、一般には土圧、輪荷重による断面力で配筋を決定する。

大きな不具合が無ければ前背面の配置鉄筋を合わせる。

②配力鉄筋

配力鉄筋量は主鉄筋量の1/3以上とし、主鉄筋の外側に300mm以下の間隔で水平方向に配置する。

③中間帯鉄筋

中間帯鉄筋は、主鉄筋が全面、背面ともに引張鉄筋となる場合を考慮し、フックの向きを千鳥配置とする。組立筋の径及び材質は、配力筋と同じにするのがよい。

3) 落橋防止構造が設置されない場合-せん断力をコンクリートのみで受け持つ場合

①軸方向鉄筋

せん断力を鉄筋とコンクリートで受け持つ場合と同じ。

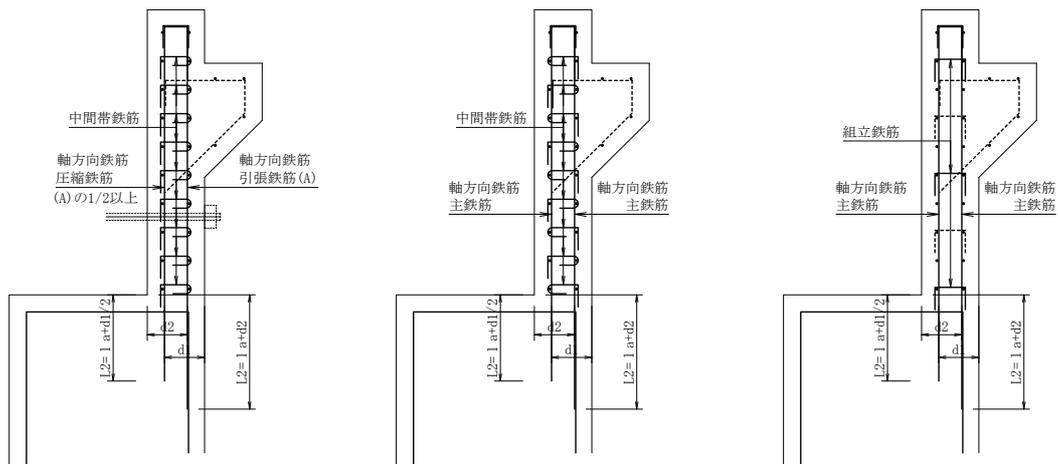
②配力鉄筋

せん断力を鉄筋とコンクリートで受け持つ場合と同じ。

③組立鉄筋

コンクリートのみでせん断力に抵抗できる場合として、組立鉄筋を配置する。

第6編 下部構造



落橋防止構造が設置される場合

落橋防止構造が設置されない場合  
せん断力をコンクリートと鉄筋で  
受け持つ場合

落橋防止構造が設置されない場合  
せん断力をコンクリートで受持つ  
場合

図 6-78 パラペットの配筋要領

## 第4章 施工性、耐久性、維持管理性向上の留意事項

### 4-1 設計における施工性向上の配慮事項

下部構造の設計において、施工性向上が期待できる事項の例を示す。  
下記以外でも効果が期待できる事項があれば検討するのが良い。

#### (1) 躯体形状の簡略化

- 1) 例えば、橋脚において短い張出はりを回避し、壁式橋脚とすることで、施工の合理化を図ることを検討する。
- 2) 斜面上の橋台で段差フーチングを採用する際、前趾の上面は水平とする。
- 3) 斜めフーチングは、側方の辺を平行に設定する。

#### (2) 過密配筋の回避

- 1) 余裕のある部材厚を採用し、配置鉄筋が過度に過密にならないよう、配慮する。
- 2) フーチングの上面鉄筋は、1段配筋と出来る部材厚を確保する。

#### (3) 鉄筋干渉への配慮

- 1) 橋台ウイングハンチ筋と、支承アンカーボルトの箱抜きの干渉に留意する。
- 2) 小判型柱の円弧部主鉄筋とフーチング上面鉄筋の干渉に配慮した鉄筋配置計画とする。
- 3) フーチング下面鉄筋と、杭頭鉄筋の干渉に配慮した鉄筋配置計画とする。
- 4) 柱主鉄筋と杭頭が平面的に重なると、帯鉄筋の配置が困難となる。柱主鉄筋と干渉する範囲を避けて杭を配置することも検討する。

#### (4) 橋座

- 1) 桁下空間確保に台座コンクリートを配置する場合、橋台パラペットや掛違い隣接端支点支承台座との間に狭いすき間は設けないよう注意する。

#### 4-2 設計における耐久性向上の配慮事項

耐久性向上についての配慮事項の例を示す。  
下記以外でも効果が期待できる事項があれば検討するのが良い。

##### (1) 鉄筋のかぶり

- 1) 柱の主鉄筋に機械式継手を用いた場合、その部分で必要なかぶりを確保できる鉄筋配置とする。
- 2) 橋座の台座鉄筋等、必要なかぶりが確保できない場合は、防錆鉄筋等を用いるのが良い。

##### (2) 温度応力ひび割れ

- 1) 温度応力に対するひび割れ検討は、実際に打設するコンクリートの配合、ロッド割、外気温、工程養生方法等、検討に必要な条件が施工業者により決定されるため、設計時に施工状況に合致した厳密な検討は実施できないが、施工時に検討すべき事項の整理を行い、工事に確実に申し送るのがよい。
- 2) 特に温度ひび割れの発生が懸念される構造物については、設計時において標準的な条件による温度応力解析を実施し、対策工を検討することも考えられる。

#### 4-3 設計における維持管理性向上の留意事項

下部構造の設計において、維持管理性向上が期待できる事項の例を示す。  
下記以外でも効果が期待できる事項があれば検討するのが良い。

##### (1) 維持管理空間の確保

桁端は、維持管理空間として幅 500mm 程度を確保できるよう、桁端を切り欠かない場合パラペットを切欠くのが良い。

##### (2) ジャッキアップスペース

豎壁前面が橋長決定のコントロールでない場合は、橋座を拡幅してジャッキアップスペースを予め確保するとよい。

##### (3) 点検箇所へのアクセス

山岳橋梁や、高橋脚、上下線が隣接する橋・幅員が広い橋、交差物・支障物件等と近接している橋等、点検方法に課題があると判断される橋は、個別に点検計画を試案し、点検がし易いアクセス方法（点検通路の整備、高橋脚へのゴンドラ設置等）や点検用地の確保について検討するのが良い。

## 第7編 基礎構造

### 第1章 基礎の安定に関する基本事項

#### 1-1 設計の基本

- (1) 基礎は常時、暴風時及びレベル1地震時に対し、支持・転倒・滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位は許容変位をこえてはならない。
- (2) 基礎の設計法の区分  
基礎はその形式に応じ、原則として直接基礎、斜面上の深礎基礎、ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎に区分して設計する。
- (3) 橋脚基礎は、レベル2地震時に対し、道示耐震設計編6章および耐震設計編12章の規定により地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。
- (4) 橋台基礎は、レベル2地震時に対し、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある場合には、道示耐震設計編6章および耐震設計編13章の規定により地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。

(1) 基礎は、支持、転倒、および滑動に対して安定でなければならない。なお、転倒に関する照査は直接基礎のような浅い基礎のみについておこなう。

常時、暴風時及びレベル1地震時における基礎の許容変位としては、次に示す変位を考慮する必要がある。

##### 1) 上部構造から決まる許容変位

上部構造に有害な影響をおよぼさないように基礎の変位を制限する値であり、橋脚天端や支承位置での変位量が与えられた場合の値に相当する。

2) 下部構造から決まる許容変位

弾性体基礎の場合、過大な基礎の水平変位は有害な残留変位の原因となる。このため、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りえない範囲に基礎の水平変位を抑えるのを原則とした。すなわち、基礎の水平変位を弾性変位以内におさめる意味で規定しているのが下部構造から決まる許容変位であり、多数の載荷試験結果から、基礎幅の1%とした。ただし、基礎幅が5mをこえる大型の弾性体基礎の許容変位に関しては、載荷試験データが少ないこと、また容易に基礎の降伏変位領域を確認できないことから、50mmを限度とする。杭径1.5m以下の杭基礎においては、過去の実績から安全性が確認されていると考えられる15mmとする。また、橋台基礎の場合は、基礎幅によらず、常時において15mmとする。なお、許容変位は、設計上の地盤面で照査することを原則とする。

剛体基礎の場合には受働土圧で水平方向の安定を照査するため、弾性体基礎のように水平変位量を弾性変位量以内に抑えるという意味での許容変位量としては、特に制限を設けていない。

(2) 1) 各基礎形式の安定照査項目および安定照査の基本と設計法の適用範囲は表7-1、表7-2に示すとおりである。

表7-1 常時、暴風時及びレベル1地震時における各基礎の安定照査項目

基礎形式 \ 照査項目	支 持 力		転 倒	滑 動	水平変位
	鉛 直	水 平			
直 接 基 礎	○	(○)	○	○	—
ケーソン基礎	○	—	—	○	○
杭 基 礎	○	—	—	—	○
鋼管矢板基礎	○	—	—	—	○
地中連続壁基礎	○	—	—	○	○
深 礎 基 礎	○	—	—	○	○

( ) は根入れ部分で荷重を分担する場合

第7編 基礎構造

表7-2 各基礎の安定照査の基本と設計法の適用範囲

基礎形式	照査内容					基礎の剛性評価	設計法の適用範囲を示すβL <sub>e</sub> の目安			
	転倒	鉛直支持		水平支持, 滑動, 水平変位						
	照査項目	照査面	照査項目	照査面	照査項目					
直接基礎	荷重合力の作用位置	底面	支持力	底面 〔前面〕	せん断抵抗力 〔受働抵抗力〕	剛体	1	2	3	4
ケーソン基礎	—	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←————→			
鋼管矢板基礎	—	底面	支持力	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←————→			
地中連続壁基礎	—	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←————→			
深礎基礎	—	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←————→			
杭基礎	有限長杭	—	杭頭	支持力	設計上の地盤面 又は杭頭	弾性体	←————→			
	半無限長杭						←————→			

[ ] : 前面地盤面の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査を行う。

L<sub>e</sub> : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

E I : 基礎の曲げ剛性(kN・m<sup>2</sup>)

D : 基礎の幅または直径(m)

k<sub>H</sub> : 基礎の水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>) (βL<sub>e</sub>の判定には常時のk<sub>H</sub>を用いる)

- 「道示IV下部構造編」および「本設計マニュアル」に示している設計手法は、各基礎形式の施工法、基礎の支持条件、荷重分担および基礎の剛性を考慮した設計計算モデルによっていることから、基礎と地盤との相対的な剛性を評価するβL<sub>e</sub>が適用範囲の目安値から外れるものについては、ほかの基礎形式を選定するか、別途に設計計算モデルを想定し検討をおこなう。
- 直接基礎とケーソン基礎の区分は、表7-3のとおりであるが、L<sub>e</sub>/B > 1/2の基礎であっても根入れ部前面の抵抗が期待できない場合には、直接基礎として設計する。

表7-3 直接基礎とケーソン基礎の区分

基礎形式 \ L <sub>e</sub> /B	L <sub>e</sub> /B		
	0	1/2	1
直接基礎		←	
ケーソン基礎			→

ここに、L<sub>e</sub> : 基礎の有効根入れ深さ (m)

B : 基礎短辺幅 (m)

## 第7編 基礎構造

- 4) 杭基礎は、 $1 < \beta L_0 < 3$  までを有限長の弾性体として、 $\beta L_0 \geq 3$  を半無限長の弾性体として取り扱う。
  - 5) ケーソン及び鋼管矢板基礎は、1本の柱状体基礎（半剛体基礎）とし有限長の弾性体として取り扱う。
- (3) レベル2地震時に対する橋脚基礎の安定照査の基本的な考え方は道示耐震設計編6章及び12章に規定している。各基礎形式における具体的な安定計算モデルや設計定数の設定、降伏状態の定義等については道示下部構造編で規定している。各基礎形式における解析モデル、降伏、許容塑性率、許容変位などは、表7-4のとおり整理される。

レベル2地震時における基礎の許容変位としては、次に示す変位を考慮する必要がある。

1) 上部構造から決まる許容変位

橋の供用性及び上部構造の修復性に影響をおよぼさないように基礎の変位を制限する値であり、一般には落橋防止システムの設計にこの変位を考慮する。

2) 下部構造から決まる許容変位

基礎の塑性化を考慮した設計をする場合、過大な残留変位を防止する観点から基礎の許容変位を規定した。

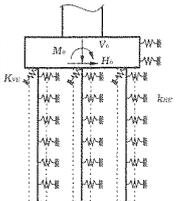
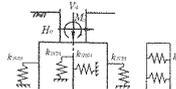
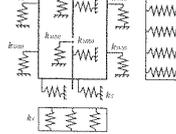
橋脚基礎の許容変位は、基礎天端あるいはフーチング底面における回転角0.02rad程度を目安とする。

直接基礎は一般に良好な支持層に支持されており地盤の支持力に余裕があるため、レベル2地震時には基礎の一部に回転による浮上りが生じることによりエネルギー吸収が期待できるものと考えられる。また、直接基礎がこのような非線形挙動を示す場合においても、地盤には過度の損傷が生じないと考えられることから、直接基礎は一般に地震時保有水平耐力法により設計を行わなくてよい。ただし、レベル2地震時には、フーチングにはレベル1地震時よりも大きな断面力が生じると考えられるので、これに対するフーチングの安全性を照査する必要がある。

地震時保有水平耐力の設計は、タイプIとタイプIIで行うが、基礎の設計ではどちらか大きい方の設計震度  $K_{he}$  で行えばよい。ただし、液状化によって低減される土質定数がある場合は弱い地盤定数の方で行う必要がある。

(4) 従来は、橋台基礎においては、レベル2地震時に対する安定性の照査を省略してよいものとしていた。しかし、既往の橋台基礎の被災事例を踏まえ、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台基礎を対象として、道示耐震設計編6章及び13章の規定により、レベル2地震時に対する照査を行うことを原則とした。

表7-4 各基礎形式における地震時保有水平耐力法

		解析モデル	降伏及びその目安	許容塑性率	許容変位
基本方針		地盤抵抗及び基礎本体の塑性化、又は、基礎の浮上りを考慮する。	上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始めるとき	橋としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷に留める。	
基礎形式	杭基礎	 <ul style="list-style-type: none"> <li>杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造</li> <li>杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型</li> <li>杭体の <math>M-\phi</math> 関係はバイリニア型</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>全ての杭で杭体が塑性化する。</li> <li>一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。</li> </ul>	橋脚基礎の場合： 一般的な場合は4 斜杭を用いた場合は3 場所打ち杭の軸方向鉄筋にSD390又はSD490を用いた場合は2 橋台基礎の場合： 橋脚基礎の許容塑性率から1減じた値	橋脚基礎において塑性化を考慮する場合には、基礎天端において、回転角 0.02rad 程度を目安としてよい。
	ケーソン基礎	 <ul style="list-style-type: none"> <li>基礎本体の <math>M-\phi</math> 関係は線形（塑性化を考慮する場合はトリリニア型）</li> <li>6種類の地盤抵抗要素（バイリニア型）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎本体が塑性化する。</li> <li>基礎前面地盤の60%が塑性化する。</li> <li>基礎底面の60%が浮上る。</li> </ul>	橋脚基礎の場合は式(解11.8.3)による。 橋台基礎の場合は3。	
	鋼管矢板基礎		<ul style="list-style-type: none"> <li>1/4の鋼管矢板が塑性化する。</li> <li>1/4の鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達する。</li> <li>鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達したものと浮上りを生じたものの合計が60%に達する。</li> </ul>	橋脚基礎の場合は4、 橋台基礎の場合は3。	
	地中連続壁基礎		<ul style="list-style-type: none"> <li>上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。</li> </ul>	橋脚基礎の場合は式(解11.8.3)による。 橋台基礎の場合は3。	
	深礎基礎		<ul style="list-style-type: none"> <li>上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。</li> </ul>	(基礎が降伏しない範囲に留める。)	

1-2 設計のための地盤定数

基礎の設計に用いる地盤定数は、地盤調査および土質試験の結果から橋梁全体で総合的に設定する。

地盤定数の決定は土質試験を行って決定することを原則とする。地盤調査は、橋台、橋脚ごと、あるいは一定の間隔でおこなわれ、調査地点ごとに異なったデータが得られるのが一般的であることから、その土質定数にバラツキが生じることとなる。このような場合、全体的な地質構成を検討のうえ、一定区間および各層ごとにバランスの取れた土質定数を設定する。

設計に用いる地盤定数の設定にあたっては、道示下部構造編2.2.4に示される留意事項によるものとするが、特に以下の事項に留意すること。

①粘性土の粘着力C

N値が5未満の軟弱な粘性土においては、N値から非排水せん断強度（粘性土の粘着力Cu）を推定してはならない。この場合は、乱さない試料による室内試験や原位置での他の試験から粘着力Cuを求める必要がある。

②砂のせん断抵抗角φ

せん断抵抗角は三軸圧縮試験等により求められる。しかし、自然の砂地盤を乱さない状態で試料採取し、室内力学試験を精度良く実施することが困難な場合は、砂の相対密度DrがN値と相関を有することを利用し、相対密度を介してせん断抵抗角を推定しても良い。この場合は、推定精度を高める有効上載圧の影響を考慮した以下の相関式を用いることとする。

三軸圧縮強度に対する砂のせん断抵抗角φを標準貫入試験のN値から推定する式として、最近の計測データによる検討結果に基づいた次式を示す。

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad (N > 5)$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_{v0} + 70}$$

$$\sigma'_{v0} = \gamma'_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)$$

ここに、

φ : 砂のせん断抵抗角 (°)

σ'\_{v0} : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>) で、標準貫入試験を実施した時点の値

N<sub>1</sub> : 有効上載圧 100kN/m<sup>2</sup> 相当に換算したN値。ただし、原位置のσ'\_{v0}がσ'\_{v0} < 50kN/m<sup>2</sup> である場合には、σ'\_{v0} = 50kN/m<sup>2</sup> として算出する。

N : 標準貫入試験から得られるN値

γ'\_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

γ'\_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

x : 地表面からの深さ (m)

h<sub>w</sub> : 地下水位の深さ (m)

なお、砂れき層の粘着力Cおよび風化軟岩の粘着力Cおよびせん断抵抗角φは以下のように考えてよい。

③砂れき層の粘着力C

洪積世の砂れき層で固結度の高い場合には、せん断抵抗角φのほかに、ある程度の粘着力Cを有する場合がある。この場合は、最大で50kN/m<sup>2</sup>の粘着力を見込んでよい。

④風化軟岩の粘着力Cおよびせん断抵抗角φ

風化軟岩でコア採取が困難な場合は、換算N値との関係から表7-5より推定してもよい。換算N値は下式より求められる。ただし表7-5の適用できる範囲は、換算Nが300以下（すなわち、50回打撃時の貫入量が5cm以上）の場合であり、硬岩の場合までN値を利用したCおよびφの推定を行わないように注意すること。

$$\text{換算N値} = 50 \text{ 回} \times \{0.3 \text{ (m)} / 50 \text{ 回打撃回数時の貫入量 (m)}\}$$

第7編 基礎構造

表 7-5 換算N値によるCとφとの関係 (出典 土質学会 傾斜地盤と構造物)

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備 考
粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	換算N値と 平均値の関係	$15.2N^{0.327}$	$25.3N^{0.334}$	$16.2N^{0.606}$	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	・Log軸上の値
せん断 抵抗角 (度)	換算N値と 平均値の関係	$5.10\text{Log}N$ +29.3	$6.82\text{Log}N$ +21.5	$0.888\text{Log}N$ +19.3	
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

## 第2章 直接基礎

### 2-1 設計一般

(1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する直接基礎の照査は、地盤の支持力、転倒および滑動に対しておこなうものとする。この場合、基礎根入れ部前面の抵抗土圧は、原則として無視する。

(2) 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におこなう。

(1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査について述べたものである。

1) 地盤の極限支持力は、構造物の寸法のほか荷重の偏心と傾斜によって決まることから、道示IV10.3.1により、支持力係数の寸法効果、荷重の偏心傾斜を考慮して求める。

今回支持力係数の寸法効果を考慮した支持力式が提案された背景には、下記の点がある。

①支持力係数が基礎幅により変化し、支持力係数に寸法効果の生じることが多くの支持力試験で明らかになった。

②三軸試験により得られたせん断強度定数を用いた支持力計算値は、支持力試験値に比較してかなり過大となる。

これらを踏まえ、三軸試験などにより地盤定数が精度良く設定されることを前提に、理論値と試験値の乖離改善を図ったものである。

なお、やむを得ずN値から推定した地盤定数を用いる場合は、寸法効果を考慮した支持力式的前提から外れるため、支持力係数の寸法効果に関する補正係数  $S_c = S_q = S_r = 1$  とし、寸法効果を考慮しない。

2) ラーメン橋やアーチ橋の橋軸方向のように、構造上転倒モーメントに対する安定性が確保されると判断される場合には、転倒の照査を省略してよい。

3) 支持に対する安定照査は、道示IV10.3.1に基づく支持力公式により算定される許容支持力及び過度な沈下等を避けることを目的とした地盤反力度の上限値によるものとする。但し、支持に対する安定照査の結果として求められる地盤反力度は、常時において出来るだけ偏荷重の作用を避けるため、底版の前後でバランスを保つことに留意する。

4) 良質な支持層における常時の地盤反力度は、基礎の過大な沈下を避けることから、表7-6に示す値程度に抑える。

表7-6 常時における最大地盤反力度の上限値

地盤の種類	最大地盤反力度(kN/m <sup>2</sup> )
砂れき地盤	700
砂地盤	400
粘性土地盤	200

第7編 基礎構造

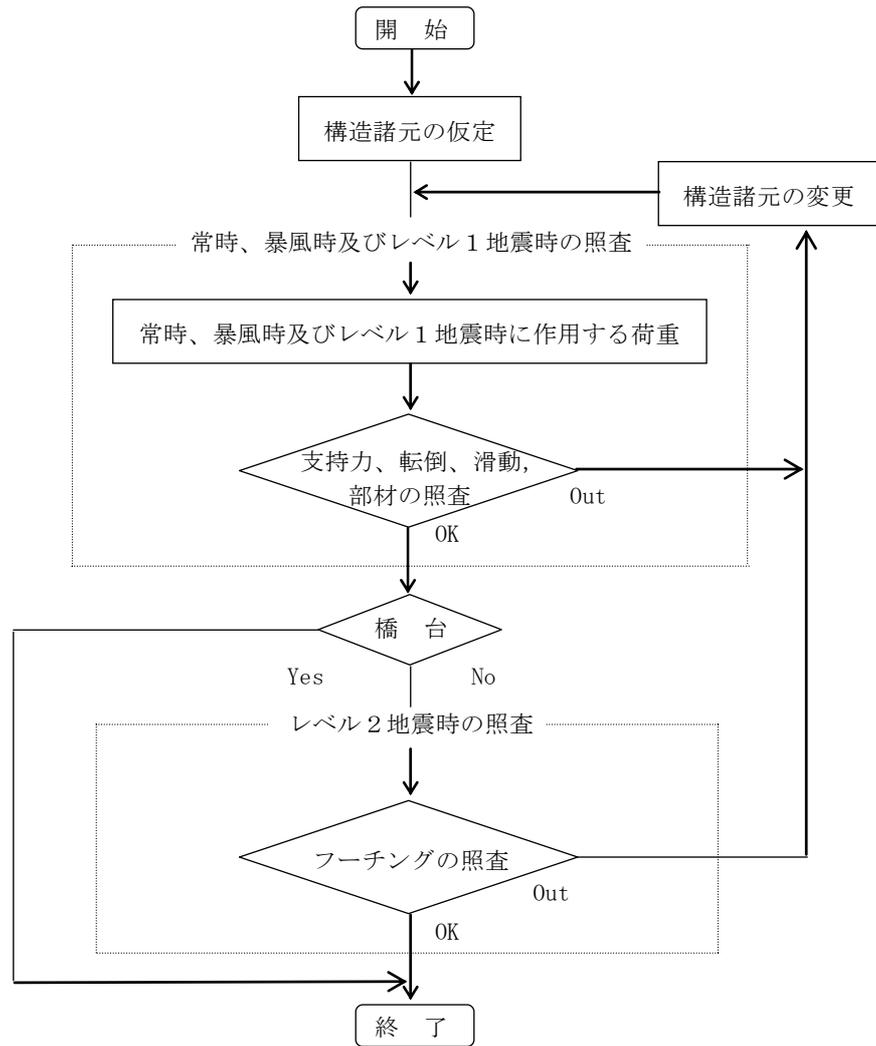


図 7-1 直接基礎の設計計算フロー

- 4) 岩盤の極限支持力は、亀裂、割れ目など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極限支持力を推定することは困難であることから、母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表 7-7 に示す上限値程度に抑える。

表 7-7 岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		目 安 と す る 値	
		常 時	レベル 1 地震時	一軸圧縮強度 (kN/m <sup>2</sup> )	孔内水平載荷試験による 変形係数 (kN/m <sup>2</sup> )
硬 岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10,000 以上	500,000以上
	亀裂が多い	1,000	1,500		500,000未満
軟岩・土丹		600	900	1,000以上	

- 5) 転倒に対する安定照査は、道示IV10.1による。

- 6) 基礎底面の滑動に対する安定照査は、道示IV10.3.3による。
- 7) 一般に直接基礎では、根入部分は将来の変動を見越して最小根入れに止める場合や、施工上からも掘削土をそのまま埋戻す場合が多く、締め固めも完全にできないので根入部の前面抵抗土圧などを考慮せず、底面のみでとらせる。

なお、底面の位置は調査ボーリングなどの結果から推定した支持層深さを基に設定するが、支持層の傾斜や風化状態などを詳細に把握することが困難であることから、推定支持層深さに対していくらかの余裕を持って底面高さなどを設定するのがよい。

- 8) 基礎の有効根入れ深さ $D_f$ は、基礎地盤のすべり破壊をおさえる上載荷重の算定に大きく影響する。そのため、その設定はすべり線影響範囲を踏まえ、適切に行わなければならない。河川橋における基礎の有効根入れ深さ $D_f$ は、図7-2のように考えることとする。

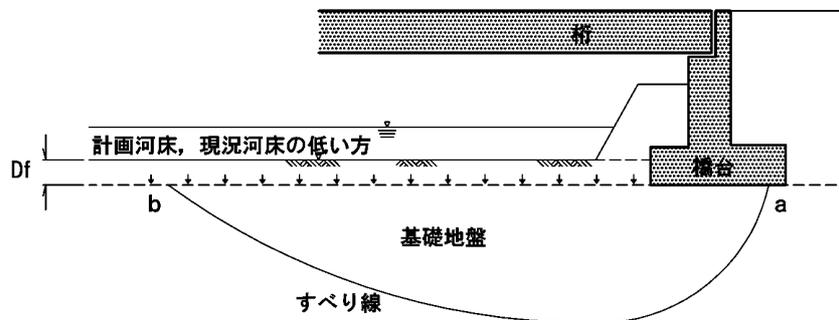


図7-2 河川橋における基礎の有効根入れ深さ

- 9) 安定計算が滑動で決定される橋台で支持層が軟岩以上の場合は、突起を設けることを検討する。ただし、作用するせん断抵抗が過度にならないように、常時の滑動計算では6)に示す安全率を確保する。
- 10) 橋脚高が高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右される場合があるので、このような場合は暴風時としての安定計算をおこなう。
- (2) 直接基礎のレベル1地震時に対する安定照査を(1)の規定により行った場合には、レベル2地震時に対する照査は行わなくてよい。ただし、レベル2地震時には、基礎の浮上りにより、レベル1地震時よりも大きな断面力がフーチングに作用するので、道示下部構造編10.6の規定によりレベル2地震時に対する部材の安全性を照査する。

2-2 斜面上の直接基礎

- (1) 斜面上の直接基礎は、事前に斜面や支持地盤をよく把握し、岩盤の節理、亀裂などを十分調査のうえ設計をおこなう。
- (2) 斜面上の直接基礎は、段差なしフーチングが望ましいが、地山の掘削土量が多くなる場合は段切り基礎を用いる。
- (3) 段切り基礎の場合は、原則として段差フーチングとするが、やむを得ない場合は、置換え基礎を用いてもよい。
- (4) 置換え基礎を用いる場合は、全体の安全性について十分検討する。
- (5) 斜面上の支持地盤が良質な砂質や粘性土地盤の場合の支持力度は、荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮して算定する。

(1)1 斜面上の直接基礎とは、基礎地盤が  $10^\circ$  以上傾斜した箇所に設ける段差なしフーチング基礎と段切り基礎をいい、段切り基礎は段差フーチング基礎と置換えフーチング基礎に分類される。

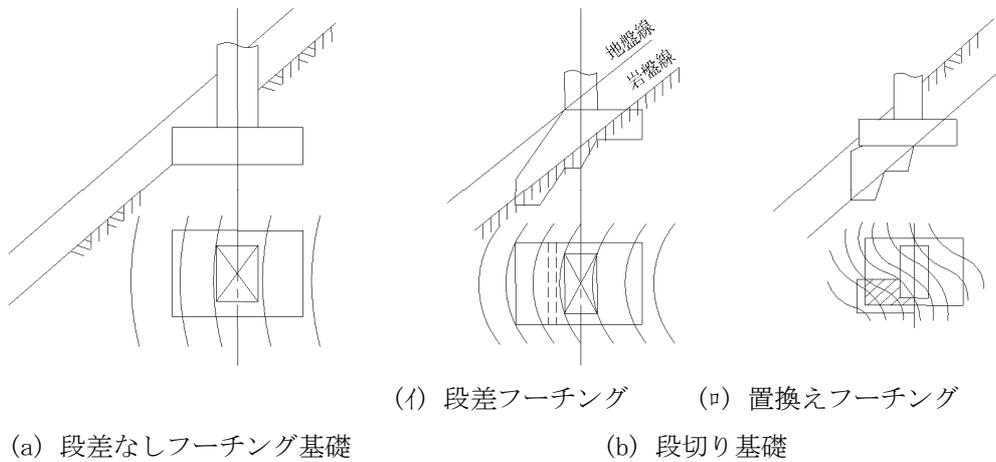


図 7-3 斜面上の直接基礎

- 2) 斜面上の直接基礎で地表面（長期的に安定地盤面）からの天端余裕幅Sは図 7-4 を目安とする。この場合、本項(5)に従って斜面上の許容支持力度を算定し、安全を確認すること。ただし、硬岩・軟岩で亀裂や風化を含む場合は、亀裂の方向・風化範囲・地下水位などによりその支持力が大きく影響を受けるため、十分な調査・試験をおこなってその安全を確認すること。

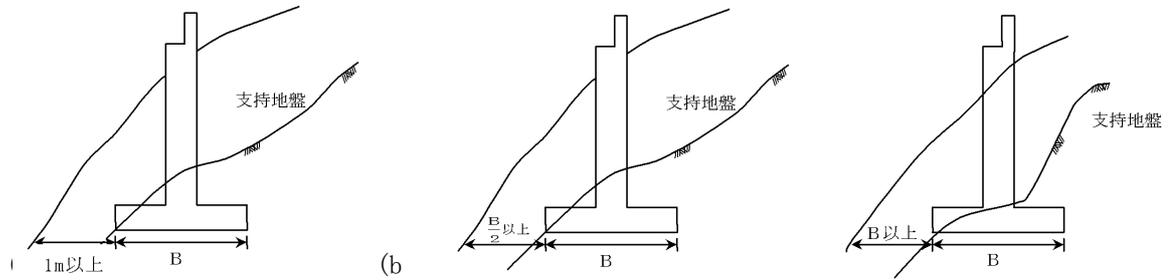


図 7-4 斜面部における天端余裕幅

- (3) 段切り基礎の内、置換え基礎は、本来、支持地盤となり得ない不良地盤をコンクリートで置換え、支持地盤としての機能を持たせることを主目的としている。したがって、段切り基礎は原則として段差フーチングを用いる。

- 1) 段差フーチングの段差高は1段につき 3.0m以下、段数は2段まで、段差は1方向のみとする。

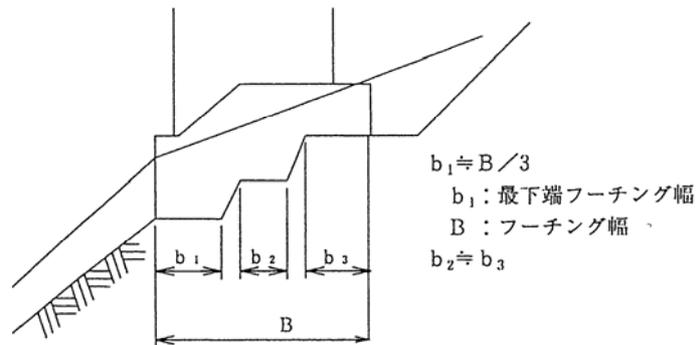


図 7-5 段差フーチング

2) 段差フーチングの安定照査は、次によりおこなう。

イ) 支持力および転倒に対する照査

図7-6に示す仮想底面I-I(基礎幅B)によっておこなう。

ロ) 滑動に対する照査

水平力に対する滑動の照査は、図7-6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。

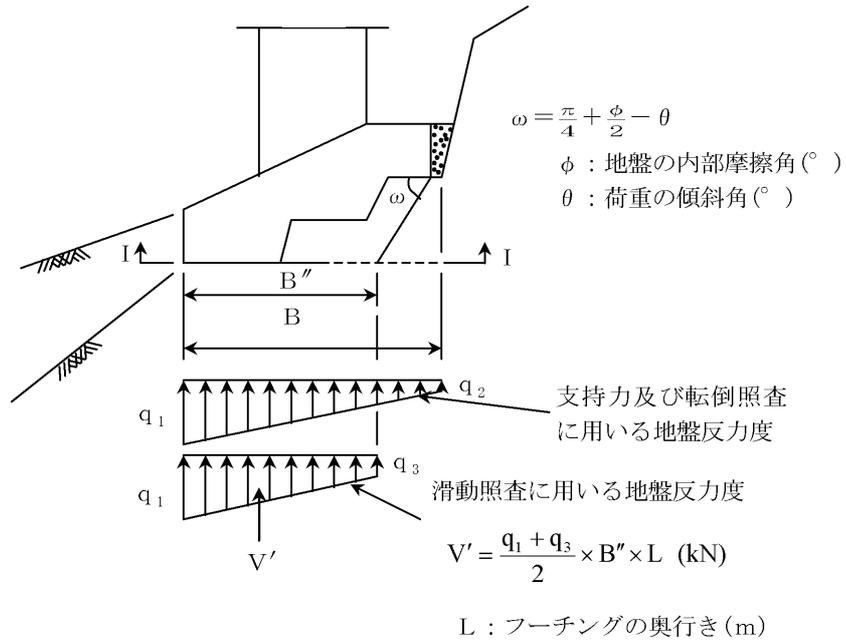


図7-6 段差フーチングの安定照査

3) 柱および壁鉄筋のフーチングへの定着は、フーチング下面まで伸ばすことを原則とし、かつ、コンクリートの打止め位置を考慮して決定する。

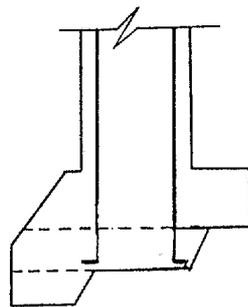


図7-7 柱および壁鉄筋のフーチングへの定着

(4) 置換え基礎は、次による。

1) 置換え基礎の全高は3.0m以下、段差は1段までとする。

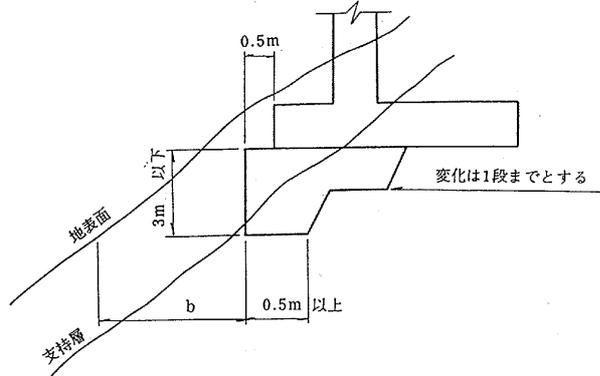


図 7-8 置換え基礎

2) 基礎底面に占める不良地盤の割合が大きいと、支持地盤としては不相当であることから、置換え基礎の範囲は、下記を目安とする。

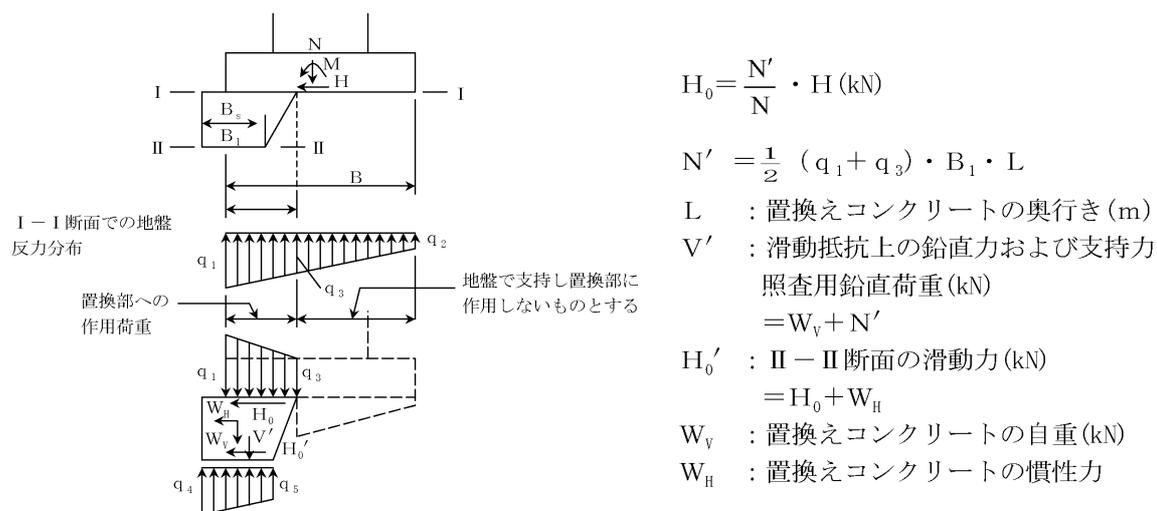
一方向の場合：1 / 3 (置換え面積と基礎面積の比) 以下

二方向の場合：1 / 4 (置換え面積と基礎面積の比) 以下

3) 置換え基礎のコンクリート強度は、なるべく良質な基礎地盤と同程度とするのが望ましい。また、置換え基礎と下部構造躯体が滑動しないよう差し筋を設けるとともに、コンクリート表面にひびわれ防止鉄筋 (D13 etc 250mm) を設ける。この際の差し筋は、差し筋のせん断耐力のみで置換えコンクリートと岩盤との摩擦力を下回らないように配置する。

4) 置換え基礎の安定照査は、次によりおこなう。

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ことから、最下段部での支持力度および滑動の照査を図7-9のようにおこなう。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。



$$H_0 = \frac{N'}{N} \cdot H \text{ (kN)}$$

$$N' = \frac{1}{2} (q_1 + q_3) \cdot B_1 \cdot L$$

$L$  : 置換えコンクリートの奥行き (m)

$V'$  : 滑動抵抗上の鉛直力および支持力照査用鉛直荷重 (kN)

$$= W_V + N'$$

$H_0'$  : II-II断面の滑動力 (kN)

$$= H_0 + W_H$$

$W_V$  : 置換えコンクリートの自重 (kN)

$W_H$  : 置換えコンクリートの慣性力

図 7-9 置換え基礎の安定照査

(5)1) 斜面上の基礎の鉛直支持力は以下の式から求める。

$$R_U = A' q_f$$

$q_f$  : 荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮した基礎地盤の極限鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_f = \frac{q_d - q_{b0}}{R} \times \frac{b}{B'} + q_{b0}$$

$q_d$  : 水平地盤における極限鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{b0}$  : 斜面上の基礎において荷重端がのり肩にある状態 ( $b=0$ ) での極限鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)。

基礎地盤が平坦な場合には  $q_f = q_{b0}$  となる。ただし、段切り基礎の場合、 $q_{b0}$  は以下の式から求める。

$$q_{b0} = \eta \cdot q' = \eta \left\{ \alpha c N_c (c^*)^\lambda + \frac{\eta}{2} \beta \gamma B' N \gamma (B^*)^\mu \right\}$$

$R$  : 水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離と載荷幅との比 ( $R = \gamma' / B'$ )。

せん断抵抗角  $\phi$  より求める (図 7-10 から求める)。

$b$  : 斜面上の基礎における前面余裕幅 (m)

$B'$  : 有効載荷幅 (m)  $B' = B - 2 e_B$

$e_B$  : 偏心距離 (m)

$R_U$  : 極限支持力 (kN)

$A'$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)。道示IV10.3.1の式(10.3.1)に用いられる有効断面積の算定方法により求める)

$N_c, N \gamma$  : 図 7-12~図 7-23 に示す荷重傾斜を考慮した支持力係数で基礎地盤のせん断抵抗角 ( $\phi$ )、傾斜荷重の傾斜 ( $\theta$ )、斜面傾斜 ( $\beta'$ ) より求まる。

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数。道示IV表一解 10.3.3 による。

第7編 基礎構造

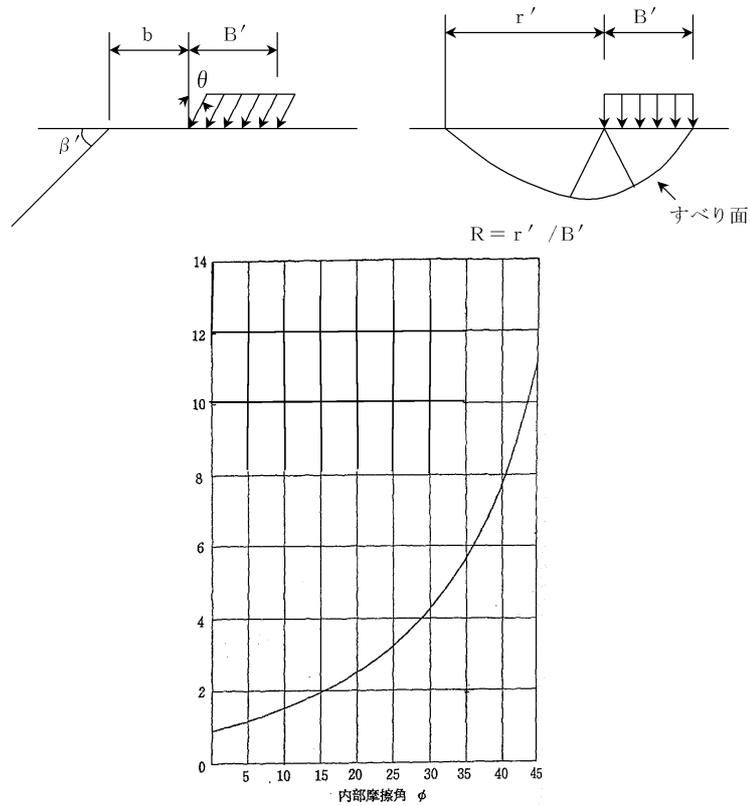


図7-10 Rの値を求めるグラフ

$\eta$  : 段切り基礎を用いる場合の補正係数で次式から求める。

$$\eta = 1 - m \cdot \cot(\omega) \quad \text{[ただし、基礎底面が平坦な場合 } \eta = 1, \eta \cdot B' \leq a \text{ の場合, } \eta \cdot B' = a \text{ とする (図7-11)。]}$$

$m$  : 段切り高さ (h) のフーチング幅 (B) との比,  $m = \sum h / B$

$$\omega : \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \theta$$

$\theta$  : 荷重の傾斜角度

$c$  : 地盤の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$c^*$  :  $c^* = c / c_0$  ただし  $1 \leq c^* \leq 10$

$c_0$  :  $c_0 = 10 (\text{kN/m}^2)$

$B^*$  :  $B^* = B' / B_0$

$B_0$  :  $B_0 = 1.0 (\text{m})$

$\lambda, \mu$  : 基礎の寸法効果に対する補正係数  $\lambda = \mu = -0.3$  とする。

ただし、せん断抵抗力  $\phi$  を道示等より推定する場合  $C^* = B^* = 1$  とする。



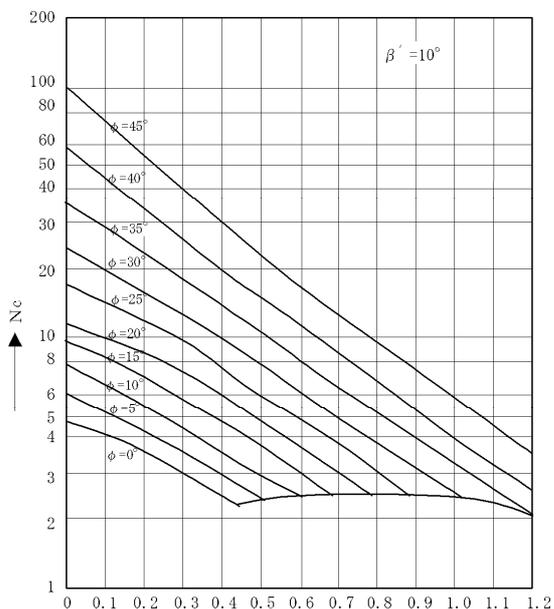


图 7-12 支持力係数  $N_c$  ( $\beta' = 10^\circ$ )

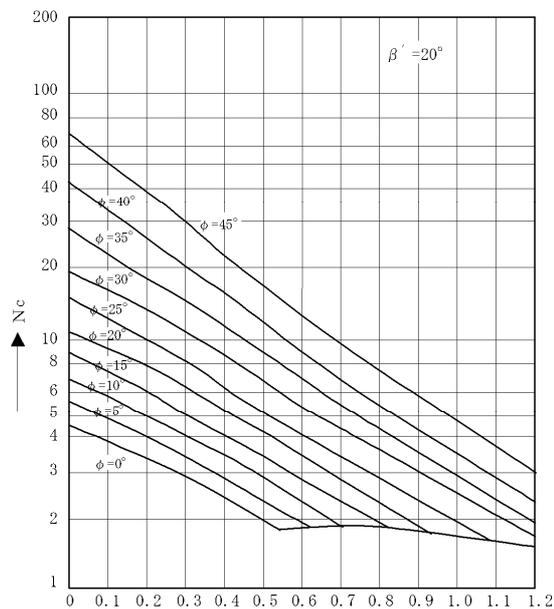


图 7-13 支持力係数  $N_c$  ( $\beta' = 20^\circ$ )

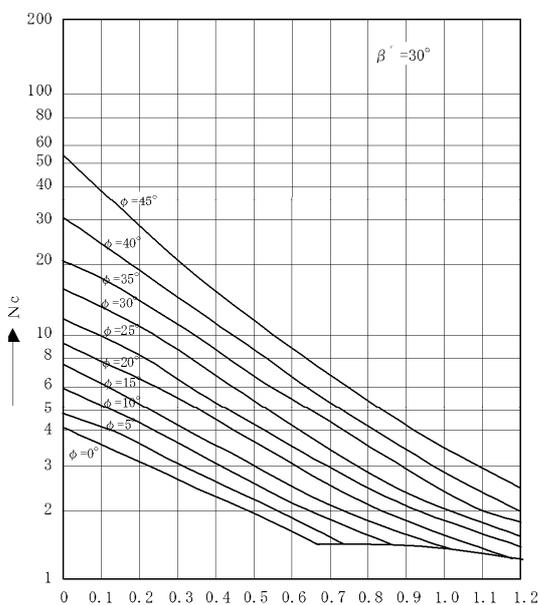


图 7-14 支持力係数  $N_c$  ( $\beta' = 30^\circ$ )

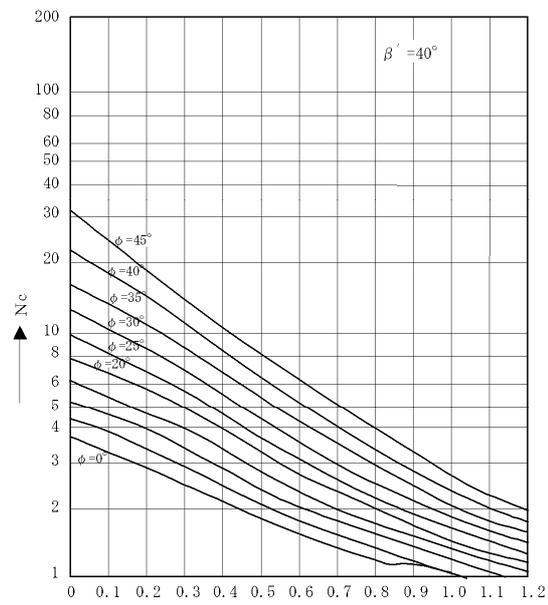


图 7-15 支持力係数  $N_c$  ( $\beta' = 40^\circ$ )

第7編 基礎構造

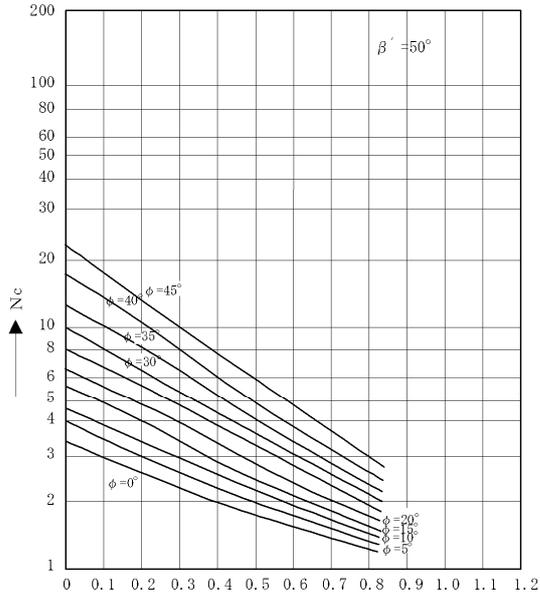


図 7-16 支持力係数  $N_c$  ( $\beta' = 50^\circ$ )

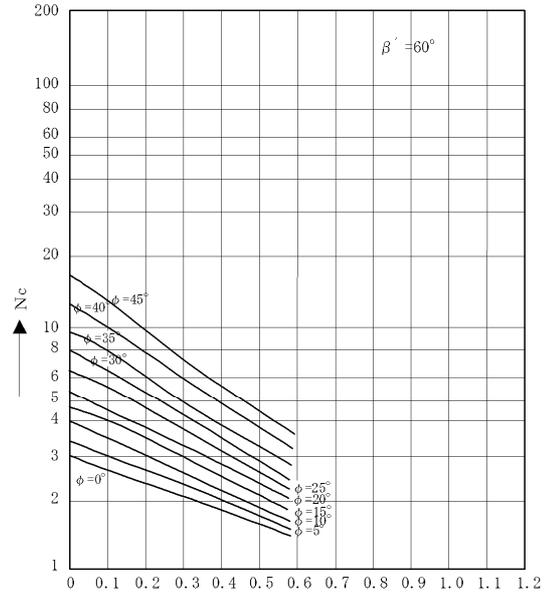


図 7-17 支持力係数  $N_c$  ( $\beta' = 60^\circ$ )

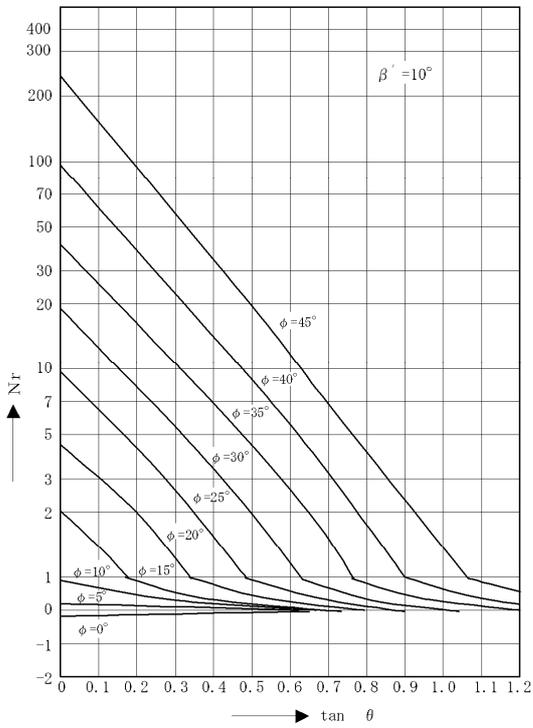


図 7-18 支持力係数  $N_r$  ( $\beta' = 10^\circ$ )

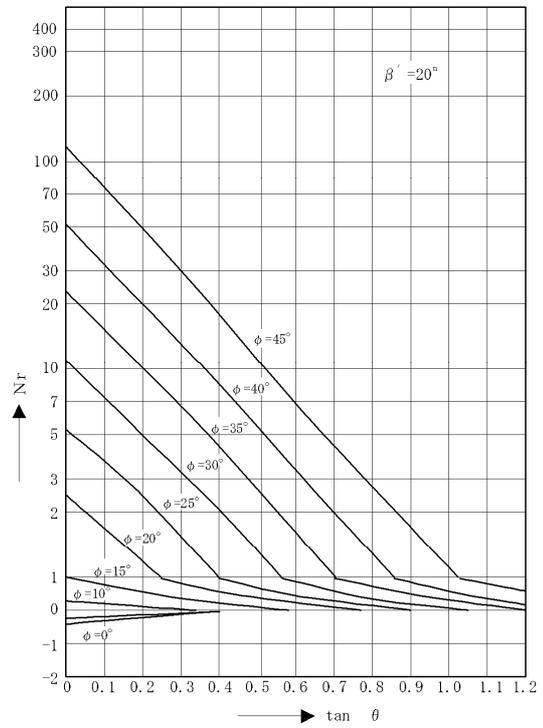


図 7-19 支持力係数  $N_r$  ( $\beta' = 20^\circ$ )

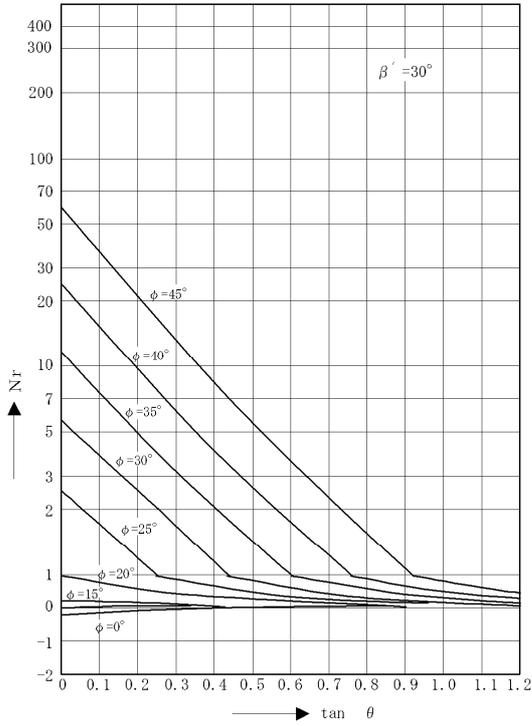


图 7-20 支持力係数  $N_r$  ( $\beta' = 30^\circ$ )

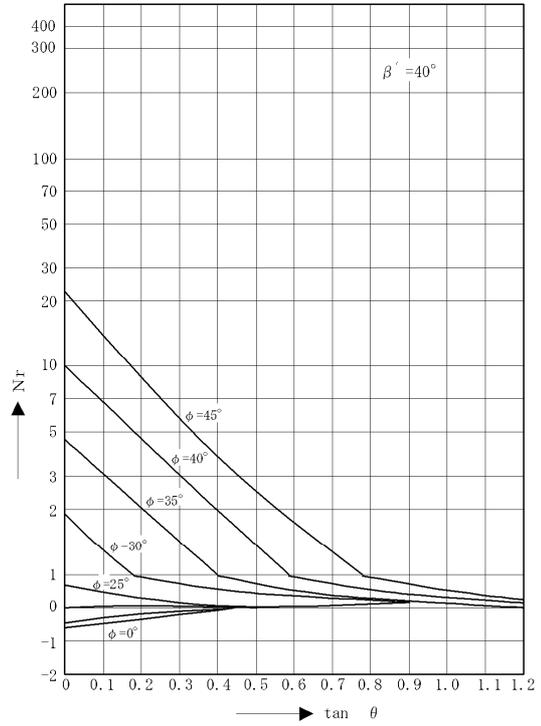


图 7-21 支持力係数  $N_r$  ( $\beta' = 40^\circ$ )

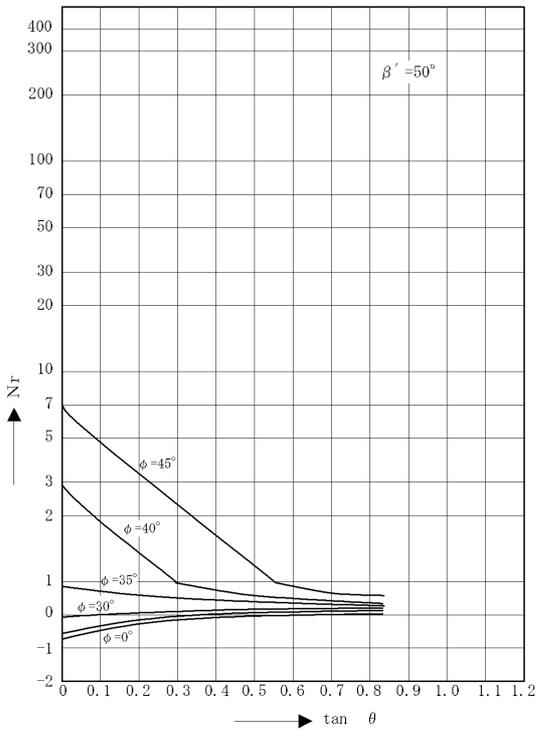


图 7-22 支持力係数  $N_r$  ( $\beta' = 50^\circ$ )

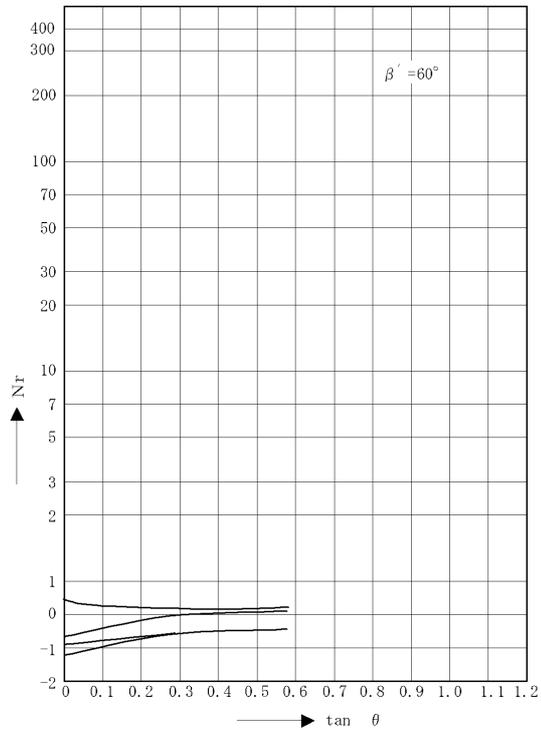


图 7-23 支持力係数  $N_r$  ( $\beta' = 60^\circ$ )

2) 許容支持力

斜面上の基礎地盤の許容支持力は、1) で得られる極限支持力を表 7-8 に示す安全率で除した値とする。

表 7-8 安全率

計算条件	安全率
常時	3
地震時	2

この値は、水平地盤と斜面上の基礎地盤の安全度を同一と考え、道示IVどおりとしたものである。しかしながら、一般に山岳地、とくに斜面上に橋梁基礎を設ける場合には、支持地盤は岩盤を対象とすることが多く、また、破壊は地盤のき裂、割れ目、地下水などの影響が大きく左右すると考えられるので、十分な調査、試験をおこなってその安全性に配慮する。

(6) 斜面上に基礎を設ける場合には、地盤の支持力と同時に斜面の安定についても検討する。

### 第3章 杭基礎

#### 3-1 設計一般

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する杭基礎の設計は、次による。
  - 1) 各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。
  - 2) 杭基礎の変位は、許容変位以下とする。
  - 3) 杭基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。
- (2) レベル2地震時に対する杭基礎の照査は、杭体および地盤の抵抗要素の非線形型性を考慮した設計モデルを用いて、安全性を照査しなければならない。
- (3) 軟弱地盤においては、圧密沈下や側方移動の影響を考慮する。
- (4) 施工において試験杭により支持層深度、支持力等の確認を行わなければならない。

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査は、次による。
  - 1) 上部構造から各々の杭に伝達される軸方向押し込み力、軸方向引抜き力は、許容支持力以下となるように設計しなければならない。

設計条件によっては、負の周面摩擦力や偏土圧のような杭本体に直接作用する力に対しても所要の安全性が確保されるように設計する必要がある。また、必要に応じて群杭の影響についても検討しなければならない。
  - 2) 杭基礎の水平方向の安定性は、水平変位により照査する。杭基礎の設計における許容変位としては、第1章に規定するように上部構造から決まる許容変位と下部構造から決まる許容変位とを考慮しなければならない。
- (2) 1) 杭基礎の地震時保有水平耐力法における標準的な解析モデルは表7-9に示す通りである。レベル1地震時では杭および地盤抵抗要素は弾性体として扱うが、地震時保有水平耐力法では弾塑性型となる。橋脚の杭基礎の標準的な設計計算フローを、図7-24に示す。なお、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台の杭基礎については、道示V6章及び13章の規定により照査する。標準的な設計計算フローを図7-25に示す。

表 7-9 杭基礎の解析モデル

		常時、暴風時、 レベル1地震時	レベル2地震時
杭の剛性	鋼管、鋼管ソイルセメント杭	弾性	弾塑性型（バイリニア型）
	場所打ち、PHC、SC	弾性	弾塑性型（トリリニア型）
地盤抵抗要素	鉛直方向	弾性	弾塑性型（バイリニア型）
	水平方向	弾性	弾塑性型（バイリニア型）

2) プレボーリング杭工法の場合は、水平変位が大きくなる杭頭近くの浅い領域では、杭体と杭周面のソイルセメント柱が分離し、支持力機構が変化する可能性が指摘されている。レベル2地震時に基礎の塑性化を考慮する橋にプレボーリング杭工法を用いる場合には、レベル2地震後にソイルセメント柱が有効でなくなった場合も想定して、常時、暴風時及びレベル1地震時の照査を行うのがよい。

(3)1) 圧密沈下の影響

- イ) 圧密沈下により地盤に沈下が生じた場合、水平抵抗を期待できない領域が生じる恐れがあるため、設計上の地盤面を下げ、基礎を突出されて設計するなどの配慮が必要となる。
- ロ) 臨海部の長大橋など規模の大きい場合や圧密層の性状等が一般的でない場合には、一般的な規模・条件の橋に適用される式により、圧密沈下の影響を判断することは困難である。この場合、十分な調査を行い圧密沈下特性を把握したうえで、圧密沈下により上部構造に有害な影響を及ぼす可能性があるか個別の条件に応じた検討を行う必要がある。

2) 側方移動の検討

- イ) 側方移動の検討は、過去の側方移動事例等を考慮した場合、標準貫入試験のN値が6以下又は一軸圧縮強度が $120\text{kN/m}^2$ 以下である粘性土層が存在する場合には、側方移動に関する検討を行う必要がある。
- ロ) 側方移動の検討において、盛土載荷荷重工法を行う場合は、対策効果を道示IV9.9（解9.9.1）により評価を行うことも可能である。又、固結工法により橋台背面側の基礎地盤強度を増加させる場合は、道示IV（解9.9.1）は適用できない。
- ハ) 固結工法等の地盤改良は、周辺地盤に変位が生じ易く周辺構造物に悪影響を及ぼす恐れがあるため、躯体・基礎杭に先行して地盤改良を行うことが基本であるが、橋台背面側の軟弱地盤を改良した際に、杭打設位置の地盤も固結し杭の施工に支障が生じた事例があることから、基礎杭と改良体との離隔（最少0.5D程度）を離すなど、底版下面の地盤改良を避ける必要がある。
- また、躯体構築・土留工等の仮設計画を踏まえ、フーチング後趾部分の未改良区間を極力短くすることが望ましい。地盤改良の施工は、橋台側より施工することで施工誤差を少なくすることが望ましい。高圧噴出攪拌工法は地質により改良体が大きくなる恐れがあることから基礎杭に近接した施工では採用について十分な検討が必要である。

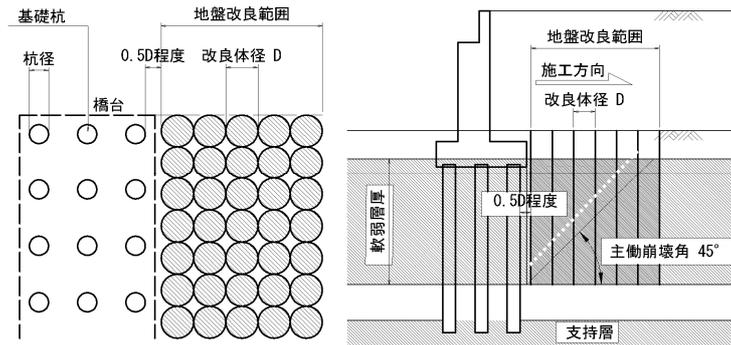


図 7-23 基礎杭と改良体との最小離隔例

3) 側方移動の検討では下記資料を参考とする。

- ・「橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討」H21.1 土木研究所資料
- ・「橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討(その2)」H22.6 土木研究所資料

(4) 試験杭は、橋脚・橋台の基礎ごとに杭の配置、地盤構成の状況等を考慮し、支持層の状態がわかる位置を選ぶ必要がある。特に試験杭の貫入および掘削・沈設状況と地盤調査資料との対比として概略の傾向を把握することは有効であり、試験杭の位置はボーリング調査位置に近い位置が望ましい。

支持地盤の傾斜が想定される場合は、複数個所で実施することが良い。この際、支持層が極端に変化したりする場合、杭長変更、杭打ち機やハンマの変更の可能性があるため、それに要する余裕を考慮し試験杭を施工する時期を設定する必要がある。

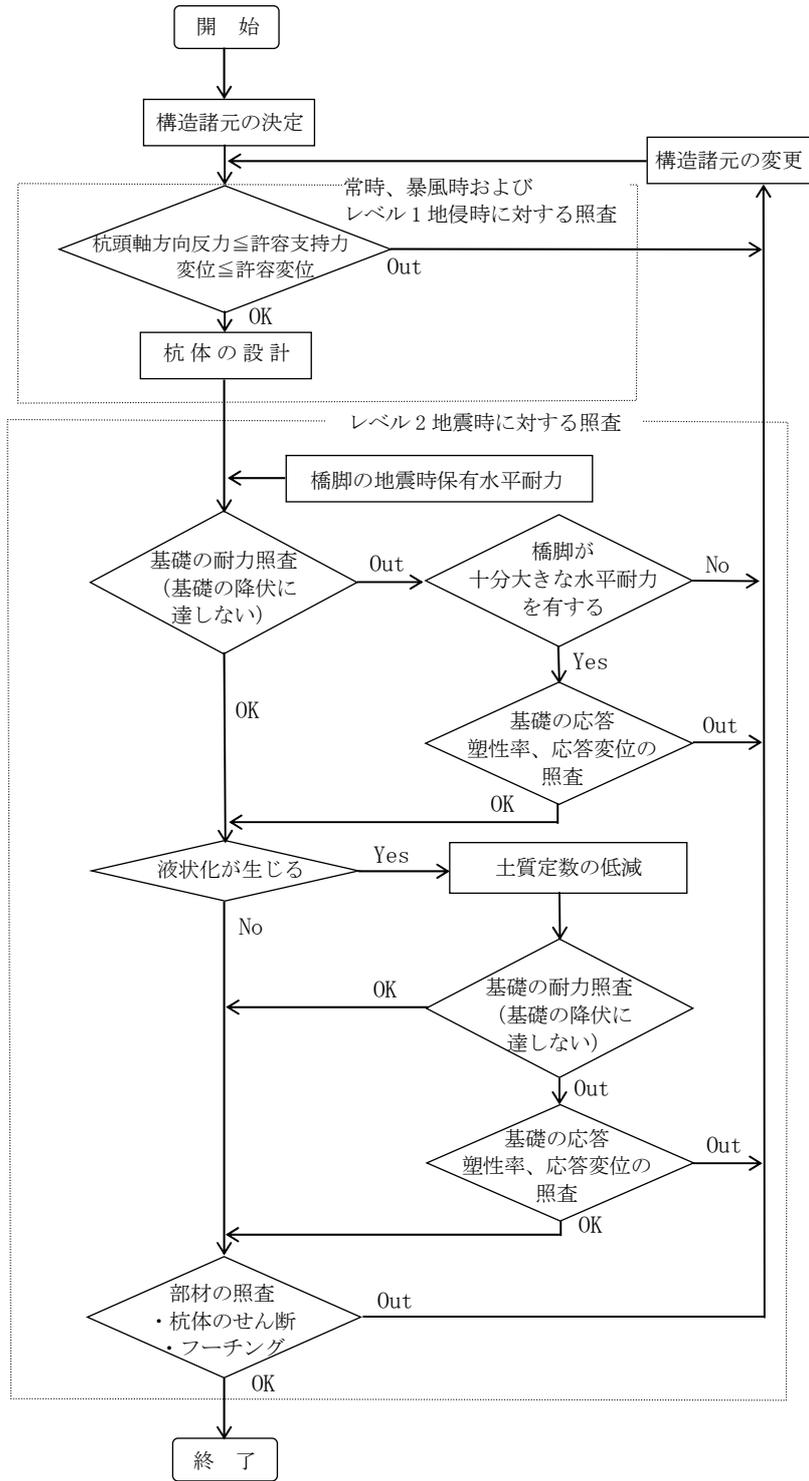


図 7-24 橋脚の杭基礎の設計計算フロー

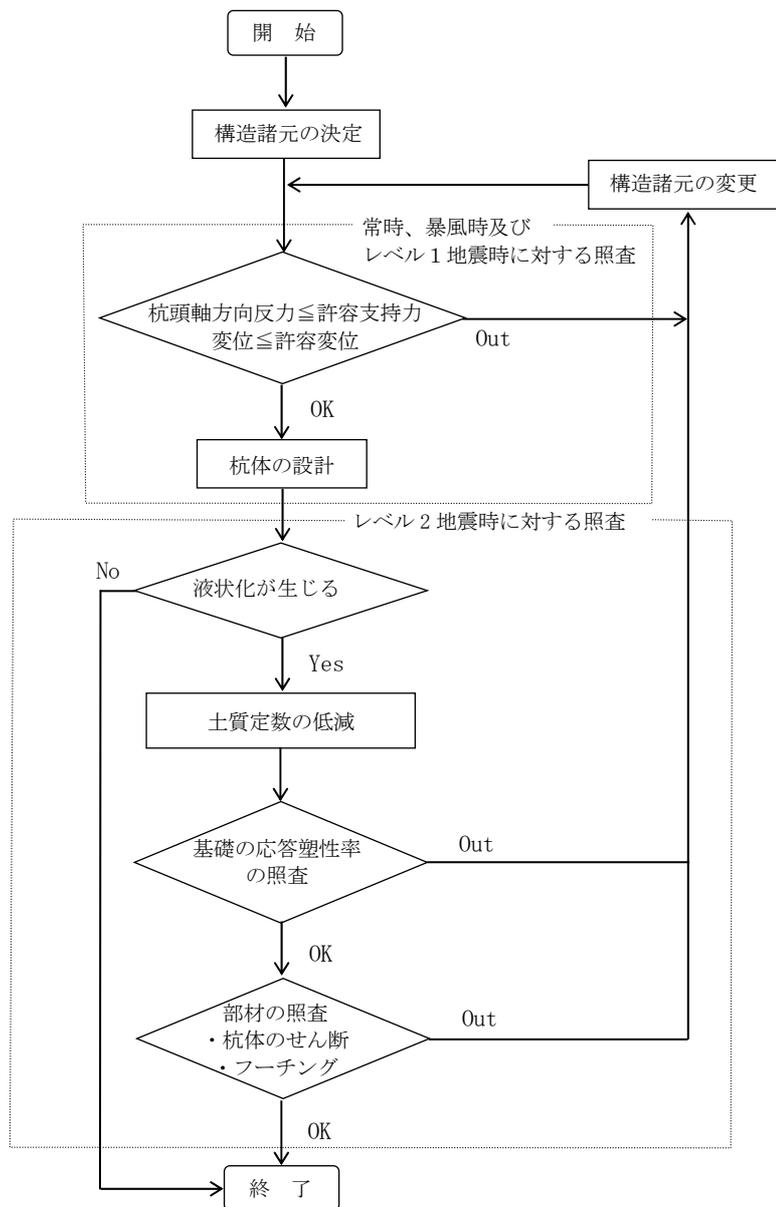


図 7-25 橋台の杭基礎の設計計算フロー

### 3-2 杭の配列

#### 3-2-1 杭配列上の原則

- (1) 杭は原則として最小2列以上の配列とし、その最小本数は4本とする。
- (2) 水平力によって杭本数が定まる場合は、斜杭の検討をおこなう。
- (3) 斜め橋台の杭配置は、構造的な配筋の容易さを考慮して設定する。

- (1) 杭は不等沈下をさけるため、できるだけ均等な荷重を受けるように配置し、1つのフーチングの杭の最小本数は4本とする。
- (2) 斜杭を用いる場合は、以下の点に留意する。
  - 1) 斜杭は原則として、複数列の直杭と組合せて用いる。
  - 2) 斜杭の傾斜角は原則として $10^\circ$ とする。
  - 3) 場所打ち杭は斜杭として使用しない。
  - 4) 斜杭の場合、既製コンクリート杭は原則として継手無しとし、鋼管杭も現場継手1箇所程度に抑える。
  - 5) 斜め橋台 ( $75^\circ$  未満) においては、常時不均衡な杭反力を有することから、斜杭は用いない。
  - 6) 圧密沈下を生じる地盤においては、圧密沈下により斜杭自体に荷重が作用し、これにより曲げを生じることから斜杭は用いない。
  - 7) 斜杭を用いる場合は、直杭は全本数の $1/3$ 以上とする。
- (3) 斜め橋台の杭配置は以下に留意して適切に行わねばならない。
  - 1) 杭の配置は土圧方向に合わせる事を原則とする。ただし、斜角が $75$ 度以上の場合や $75$ 度未満の場合でもフーチングの拡大が困難な場合など、杭配置が困難になる場合はこの限りでない。
  - 2) フーチングの配筋が困難とならないよう、フーチング主鉄筋と平行に配置する。
  - 3) 側方移動の判定が必要な軟弱地盤上の橋台では、土圧方向に一致させる。
  - 4) フーチングが拡大された橋台では、図7-26に示すように計算上の本数の外に、鋭角部にも標準部と同等の間隔で配置しなければならない。ただし、三次元解析などのように偏土圧を考慮した解析を行った場合はこの限りでない。

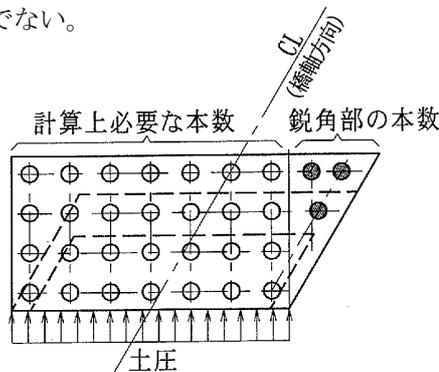


図 7-26 フーチングが拡大された斜め橋台の杭配置

3-2-2 杭の最小中心間隔

杭の最小中心間隔およびフーチング縁端距離は、表7-10のとおりとする。

最外周の杭とフーチング縁端との距離は、載荷実験及び解析により、杭体が塑性化するような状況も含めて杭径の1.0倍を確保していれば、杭頭部に押し抜きせん断破壊等が生じない事が確認されたことから、標準的には杭径の1.0倍とすればよい。

表 7-10 杭の最小中心間隔およびフーチング縁端距離

杭の種類		最小中心間隔	杭中心からフーチング縁端までの距離
既製杭	打込み杭 中掘り杭 プレボーリング杭	2.5 D	1.0 D
場所打ち杭	オールケーシング杭 リバー杭 アースドリル杭	2.5	1.0 D
鋼管ソイルセメント杭			

※回転杭は別途、道IV12.3参照

D：杭径（鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径）

3-3 軸方向許容支持力および許容引抜き力

- (1) 杭の軸方向許容支持力は、道示IV12.4.1による。
- (2) 杭の軸方向許容引抜き力は、道示IV12.4.2による。
- (3) 薄層支持される杭の軸方向許容支持力は、道示IV12.4.4および杭基礎設計便覧による。

(1)1) 道示IV12.4.1に基づく支持力推定式により算定される杭の軸方向許容支持力は、信頼性解析の結果より、一般に期待される安全性レベルと同等以上であることが確認されている。但し、杭の軸方向許容支持力は、支持層への根入れ及び中間層の状況等によって極端に大きくなる事があり、大きく期待しすぎた場合には、施工時における中間層の打抜きや掘進の可否、杭本体の損傷及び支持力の発現等の問題も発生することがある。したがって、極端に大きな値となる許容支持力が算定された場合には、次の事項に留意することが必要である。

- ①中間層の地質調査の信頼性
- ②打込み時や掘進時の施工の妥当性
- ③各部構造の照査、杭種、杭径及び配列等の妥当性

なお、杭種、杭径別の許容支持力の目安は、表7-11示すとおりである。

杭種のうち、鋼管杭・PHC杭は打ち込み工法によるものを示す。

## 第7編 基礎構造

表 7-11 許容支持力の目安（常時）

杭 種	杭 径 (m)	R <sub>a</sub> (kN(tf))
鋼 管 杭 PHC杭	0.6	900± 300 ( 90± 30)
	0.8	1400± 500 (140± 50)
場所打ち杭	1.0	2200± 700 (220± 70)
	1.2	3300±1000 (140±100)
	1.5	5000±1500 (500±150)

- 2) 支持層が軟岩、土丹の場合の極限支持力度は、次のとおりとする。
- ①打込み鋼管杭については、道示IV参考資料 10.「軟岩・土丹を支持層とする打込み鋼管杭の軸方向押し込み支持力の推定方法（案）」による。
- ②場所打ち杭については、一軸圧縮強度（2000～3000kN/ m<sup>2</sup>程度まで）の3倍程度を目安とするが、現場の状況、コアの性状、岩石試験などからその強度が明らかに期待できると判断される場合は、その試験結果を踏まえ適切に定める。また、一軸圧縮強度  $q_u$  値がとれない場合は、杭先端地盤における換算  $N$  値を用いて  $60N$  として  $q_d$  を求めて良い。
- 3) 十分に固結した砂礫層での場所打ち杭先端の極限支持力度  $q_u$  は、5000kN/ m<sup>2</sup> とする。なお、十分に固結した砂礫層とは、 $N$  値 50 程度以上の層が概ね 5m 以上続き、転石などがからんでいない層をいう。
- 4)  $N$  値が 5 未満の軟弱層では、粘着力を  $N$  値より推定することは信頼性が乏しいため、 $N$  値より最大周面摩擦力を推定してはならない。この場合は、別途土質試験により粘着力を求め、これにより最大周面摩擦力度を推定する。
- 5) プレボーリング杭、鋼管ソイルセメント杭、回転杭の先端支持力度は道示IV12.4.1の基準による。

(2) 常時においては原則として、引抜き力が生じないよう杭を配置するが、やむを得ず引抜き力が生じる場合においても、その引き抜き力は杭の有効重量以下とする。

ただし、不静定構造物で温度変化の影響が大きいなど、特殊な場合はこれによらなくてよい。

(3) 道示IVに示されている杭先端の極限支持力度の算定法は、良質な支持層が十分な厚さを有する場合の単一地盤を前提にしている。中間層に十分締まった洪積の砂礫地盤や砂地盤が薄層として存在する場合で、下位粘土層の  $q_u \geq 100\text{kN/m}^2$  かつ  $H/D \geq 1.0$  以上となる場合は、薄層支持杭として先端の極限支持力を算定する。

薄層に支持された中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）および鋼管ソイルセメント杭工法に関して、載荷試験結果の整理および FEM 弾塑性解析による薄層支持地盤における支持力特性の検討により、場所打ち杭工法で示した提案式で評価できることが確認されている。

## 第7編 基礎構造

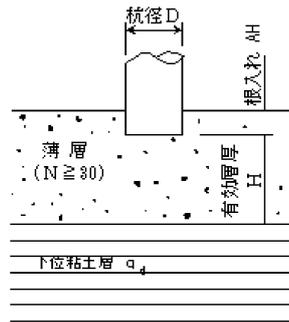


図 7-27 薄層支持の概略図

(4) 打ち込み杭以外の杭の許容支持力の算出において、支持層内の先端から杭径程度の範囲の周面摩擦力は考慮しない。

(5) 施工技術の進歩から場所打ち杭を岩盤深く埋め込むことが可能となり、岩盤中の杭の周面抵抗を期待して設計することが考えられるが、岩盤中の周面抵抗に関するデータはほとんどなく、支持力推定方法が明確でないこと等から、岩盤への根入れは  $1D$  程度とすることが望ましい。やむをえず、岩盤中の周面抵抗を考慮する場合は、個別に鉛直載荷試験を実施して評価を行う。岩盤への杭基礎の支持を検討する場合の留意点として、下記事項が考えられる。

- ① 岩盤の種類・状態と杭工法の適用性
- ② 支持力推定のための調査方法
- ③ 支持力発現のための施工管理方法

各項目の具体的な詳細は、「杭基礎設計便覧」における参考資料 第4項を参照。

3-4 杭の反力および許容変位量

(1) 杭反力および変位量の計算はフーチングを剛体とし、フーチングの変位を考慮した変位法による。

(2) 杭の許容変位量は表 7-12 のとおりとする。

表 7-12 許容変位量（設計地盤面）

杭径 (mm)	許容変位量
$D \leq 1500$	15mm
$D > 1500$	杭径の1%かつ50mm以下

- 1) 許容変位量は常時、レベル1地震時とも同じ値を用いる。
- 2) 橋台においては杭径の大小にかかわらず、常時での許容変位量は 15mm 以下とするが、レベル1地震時は表 7-12 のとおりとする。
- 3) 暴風時の許容変位量はレベル1地震時の値を準用する。
- 4) 杭の変位を許容変位以下にしようとする、杭体応力度又は鉛直支持力に著しく余裕が生じる場合は、橋脚の杭基礎に限り、道示IV12.10.4に規定するような地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法を用いて照査してもよい。

- (1) 1) 橋脚高が高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右される場合があるので、このような場合は暴風時としての安定計算をおこなう。ただし、土質定数は常時の値を使用し、各許容値の割増し係数は地震時の考え方に準ずる。
- 2) 同一フーチング内に著しく異なった長さの杭を有する場合は、最も長い杭の  $\beta \cdot \ell < 2$ 、かつ  $\eta = \ell_s / \ell_c < 0.6$ （ここで、 $\ell_c$ ：最も長い杭の杭長、 $\ell_s$ ：最も短い杭の杭長）の杭基礎では各杭の荷重分担を考慮して設計し、 $\beta \cdot \ell \geq 2$  または  $\eta \geq 0.6$  の杭基礎では、平均長さを有する単一杭長の杭基礎として設計する。ただし、単一杭長として設計した場合、短い杭のくい反力は解析値より大きくなる傾向にあるため、杭本体の設計にあたっては短い杭の断面力は 10%程度余裕をもたせる。
- 3) 杭の許容変位量は、上部構造から決まる許容変位と下部構造から決まる許容変位があるが、本項に示す許容変位は下部構造から決まる値であり、その値は設計地盤面における値とする。
- 4) 変位法は地盤及び杭体が弾性挙動することを前提としたものである。このため、地盤に過大な非線形性が生じないように許容変位を設けており、この値は地盤の硬軟、杭種にかかわらず一定の値（杭径の 1%）としている。地盤条件、杭種によっては、基礎の変位を許容変位以下にしようとする、杭体応力度又は鉛直支持力に著しく余裕が生じる場合があることから、その場合は地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法を用いて水平変位の制限値を緩和してよいこととした。現在までの載荷試験等による水平変位の緩和値の目安は表 7-13 のとおり。また、場所打ち杭の緩和は不可とする。

第7編 基礎構造

表 7-13 水平変位の緩和値

杭 種	水平変位の緩和値
鋼管杭 鋼管ソイルセメント杭 SC 杭、PHC 杭	杭径の 3.5 %

ただし、条文は杭基礎に過度の残留変位が生じない範囲での適用に限定され、以下の条件を満足する必要がある。

- ①比較的軟弱な地盤（表層深さ  $1/\beta$  程度までの地盤の平均N値が 10 程度以下、または液状化の可能性のある地盤）
- ②レベル 1 地震時の設計において、杭体が弾性体として扱える杭（鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭、PHC 杭、SC 杭）

水平変位の制限を緩和したレベル 1 地震時の杭基礎設計のフローを図 7-28 に示す。

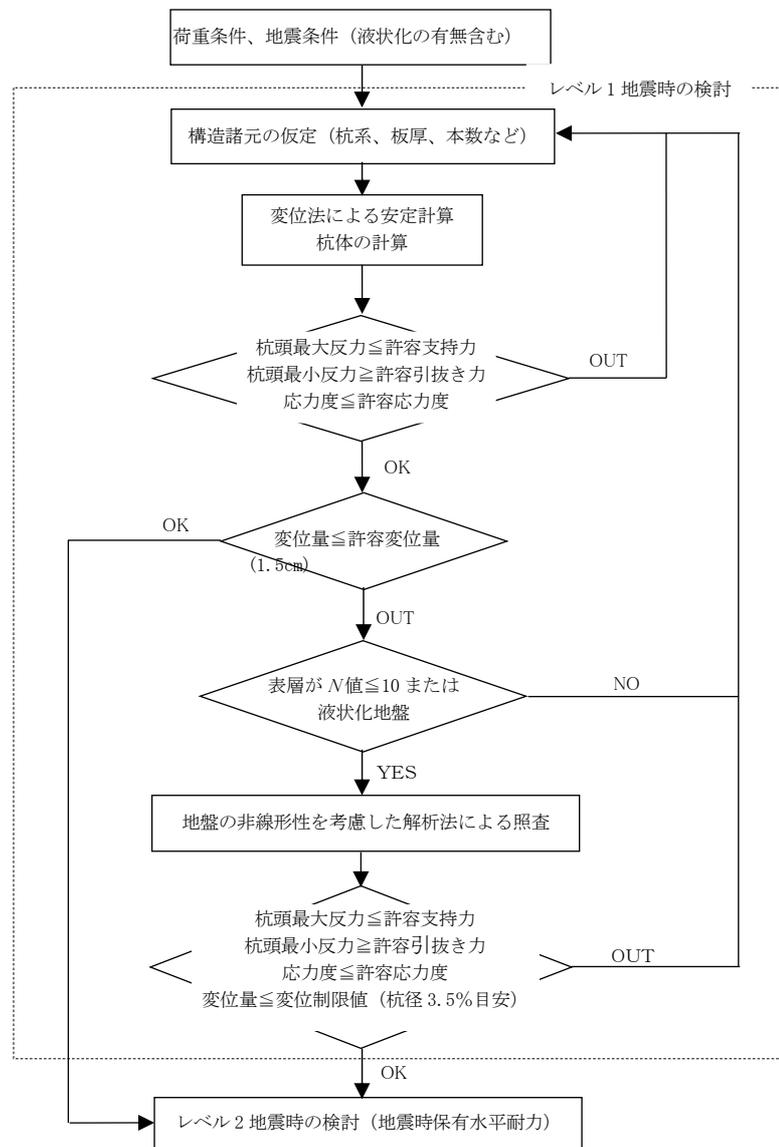


図 7-28 杭基礎設計フロー（レベル 1 地震）

### 3-5 杭のバネ定数

(1) 杭の軸方向バネ定数  $K_v$

- 1) 押し込み力が生じる杭の軸方向バネ定数は、道示IV12.6.1により求める。
- 2) 引抜きが生じる杭の軸方向バネ定数は、押し込み方向のバネ定数と同一とする。
- 3) 地震時保有水平耐力法の照査に用いる杭軸方向バネ定数は、常時と同じ値としてよい。

(2) 杭の直角方向バネ定数

- 1) 常時およびレベル 1 地震時における杭軸直角方向地盤反力係数およびバネ定数は、それぞれ道示IV9.6.2 および 12.6.2 により求める。なお、暴風時の地盤反力係数は常時の値を用いておこなう。
- 2) 地震時保有水平耐力法における杭の軸直角方向地盤反力係数は、道示IV12.10.4により求める。場所打ち杭の  $K_v$  は  $L/D$  が 10 以下の場合では、 $L/D=10$  の値を用いてもよい。鋼管杭の  $K_v$  の算定は、腐食代 1mm を考慮した頭部における値とする。

### 3-6 杭とフーチングの接合部

杭とフーチングの接合は原則として剛結合とし、接合方法は、道示IV12.9.3 に示す方法とする。

- (1) 杭とフーチングの接合方法には従来「方法 A」および「方法 B」があるが、「方法 A」は近年ほとんど採用されていないため、従来方法 B と呼ばれていた接合方法を基本とする。
- (2) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭頭部の補強は、施工品質の確保が可能な中詰め補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式による。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は、SD390 や SD490 を用いる。ただし、この場合にはコンクリートの設計基準強度を  $30\text{N/mm}^2$  とする。
- (3) 杭頭鉄筋に高強度鉄筋 (SD390、SD490) を用いる場合は、底版のコンクリートの設計基準強度は  $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$  を用いる。
- (4) 杭頭接合部の耐力は、杭体の耐力以上とすること。
- (5) 杭とフーチングの接合部は剛結として設計し、杭頭部に作用する押し込み力、引抜き力、水平力及びモーメントに対して安全であるように設計する必要がある。ただし、剛体と仮定できる厚さを有するフーチングに、道示IV12.9.3 の構造細目を満たすように杭をフーチングに接合することを前提として、表 7-10 に示す標準的な縁端距離を確保する場合には照査を省略することができる。

(6) 杭とフーチングの接合部の応力度照査は、表 7-14 に示す項目についておこなうものとし、計算方法については「杭基礎設計便覧」による。

表 7-14 応力度照査項目

	杭とフーチングの接合部		
	鋼管杭 鋼管ソイル セメント杭	PHC杭 RC杭 SC杭	場所打ち コンクリート杭
垂直支圧応力度	○	○	○
押抜きせん断応力度	○	○	○
水平支圧応力度	○	○	○
端部杭の水平押抜き せん断応力度	○	○	○
仮想鉄筋コンクリート 断面応力度	○	○	○

- 1) 水平支圧応力度の照査において杭のフーチングへの埋込み長が 100mm で許容値を満足しない場合は 150mm までとしてよい。
- 2) 仮想鉄筋コンクリート断面の地震時保有水平耐力による照査は、降伏させない事を原則とする。場所打ち杭の場合は、杭本体以上の耐力を有しているので照査を省略して良い。

(7) 鋼管杭における中埋めコンクリートのずれ止めの現場溶接は、その施工性を考慮し、ずれ止め上側一面の全周すみ肉溶接とする。この場合、溶接サイズ（脚長）はずれ止め厚さ以下とし鋼管杭の肉厚以内とする。ずれ止めの厚さは表 7-15 のとおりとする。また、ずれ止めの幅はずれ止め厚さの 2 倍以上とする。

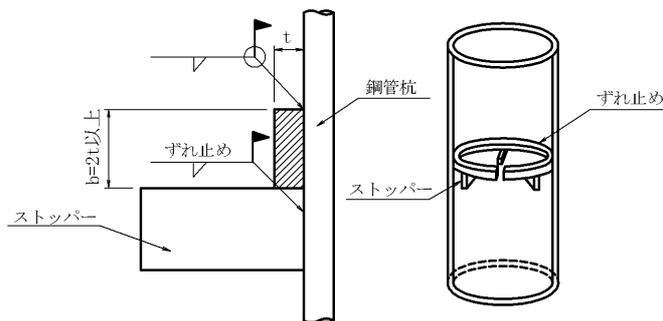


図 7-29 ずれ止めの取付構造の例

表 7-15 杭体内ずれ止めの厚さ

杭径 (mm)	ずれ止めの厚さ (mm)
800未満	9
800以上～1200未満	12
1200以上～1500未満	16

(8) 杭頭接合部の補強鉄筋は、 $L_o + 10d$  以上まっすぐのばし、定着することを原則とする。

### 3-7 レベル2地震時に対する照査

(1) 橋脚基礎に対する地震時保有水平耐力法による設計は、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮した地盤バネに支持された杭ラーメン構造を用い、下記を照査する。

- 1) 基礎は作用荷重に対して、原則として降伏状態に達してはならない。
- 2) 橋脚の耐力が著しく大きい場合および液状化が生じる場合には、基礎に主たる非線形性が生じることを許容するが、この場合は、道示V12.4の規定により基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらをそれぞれ道示IV12.10.3に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下としなければならない。
- 3) 基礎の各部材の耐力は、それぞれに生じる断面力以上でなければならない。

(2) 基礎の抵抗特性は非線形を考慮して道示IV12.10.4により求める。

(1) 橋脚基礎の地震時保有水平耐力法による照査は図7-30に示すフローでおこなう。この際に用いる計算モデルは、図7-31に示すようにフーチングを剛体とし、杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造とする。また、地盤の非線形特性や杭体の曲げ剛性の変化の影響を加味して杭基礎をモデル化する。この場合の着目点ピッチは50cm以下を標準とする。

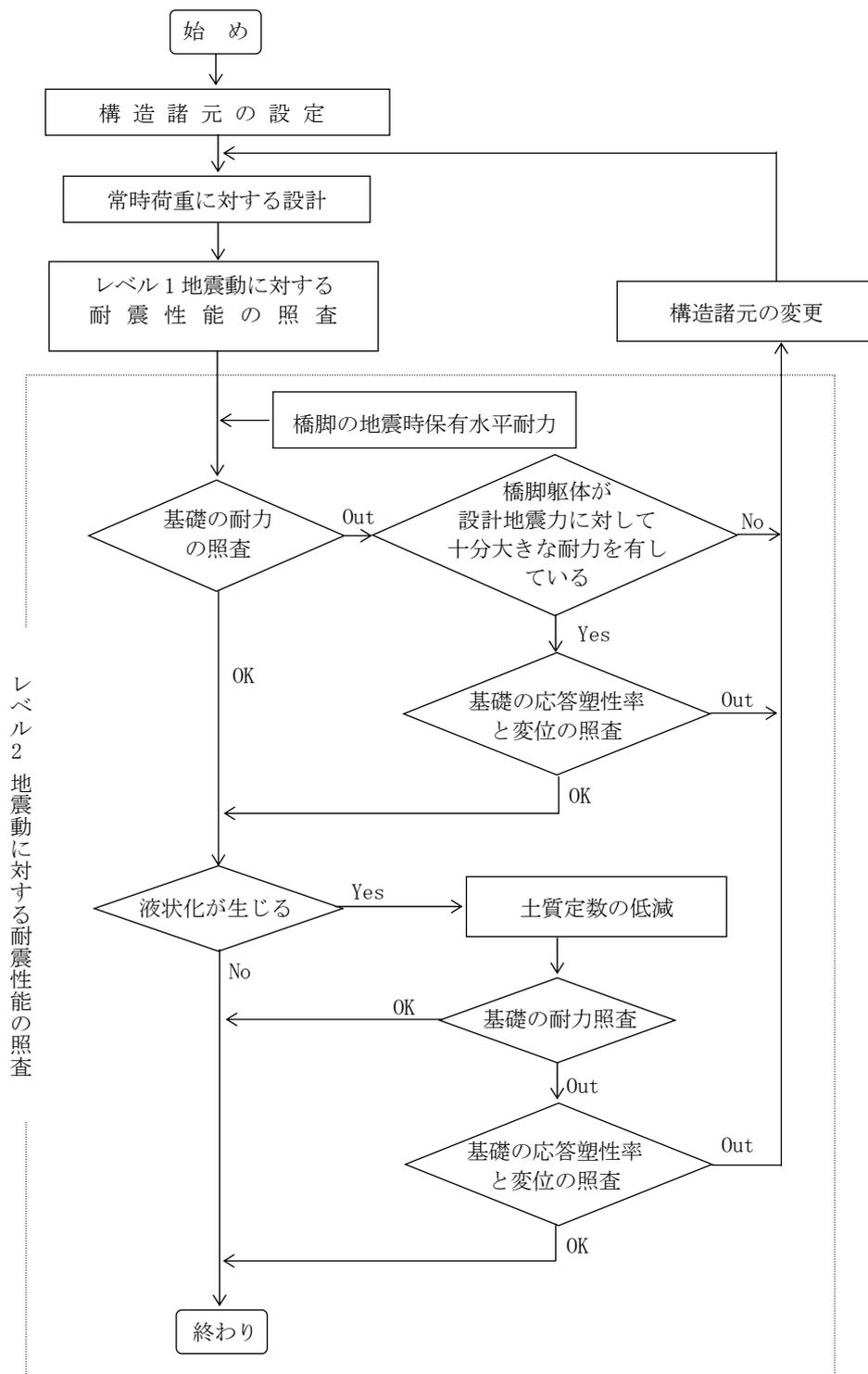


図 7-30 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震設計の手順

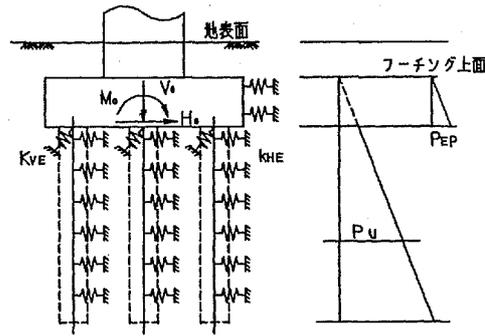


図 7-31 地震時保有水平耐力法の解析モデル

1) 地震時保有水平耐力法による杭基礎の耐震設計では、基礎の耐力は橋脚躯体の耐力以上とする事が原則である。具体的には、杭基礎が作用荷重に対して基礎が降伏に達しない事を照査する。

作用荷重は以下とする。

- ①鉛直力：上部構造死荷重反力、橋脚自重（梁、柱、フーチング）、フーチング上の土砂重量、ただし浮力は考慮しない。
- ②水平力：上部構造重量、橋脚重量（梁、柱）、フーチング（ $K_h g$  地盤面での水平震度）重量、ただし、流動化が発生する場合には流動力のみ
- ③曲げモーメント：②の水平力が各部の慣性力作用位置に作用したときに底版下面に生じる曲げモーメント
- ④橋脚躯体、底版および杭体に作用する液状化に伴う流動荷重

杭基礎の降伏とは、基礎の全体挙動における水平荷重～水平変位関係の中で、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時である。杭基礎の降伏としては、次のいずれかが最初に達する時として良い。

- ①全ての杭において杭体が塑性化した状態
- ②一列の杭の杭頭反力が、押し込み支持力の上限值（極限支持力）に達した状態

2) 壁式橋脚の橋軸直角方向や、橋軸方向であっても躯体形状が桁座幅の確保などで決定され、高さに比較して躯体幅が大きい場合は、橋脚耐力が作用する地震荷重に対して著しく大きくなる場合がある ( $P_u \geq 1.5k_h c \cdot W$ )。このような場合は、基礎の耐力を橋脚躯体の終局水平耐力よりも大きくしようとすると、構造断面が過度に増大し不合理な設計になる可能性があるため、基礎の降伏以降の塑性化による地震のエネルギー吸収を期待して道示 V12.4 で設計してよい。

また、液状化が生じる場合には、基礎周辺の地盤の強度や支持力が低下することにより基礎全体としての耐力が低下するため、前述と同様な問題が生じる。したがって、この場合も前述と同じ方法で設計してよい。ただし、液状化が生じる地盤では、液状化しない状態でも耐震設計をおこなわなければならない。尚、道示 V12.4 に示す、基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比  $r$  は 0、減衰定数別補正係数  $CD$  は  $2/3$  とする。許容塑性率は、橋脚杭基礎で 4、橋台杭基礎で 3 とする。斜杭は橋脚で 3、橋台で 2 とする。また場所打ち杭に SD390、SD490 を使用する場合橋脚は 2、橋台は基礎を塑性化させないこととする。

- 3) 橋脚基礎において塑性化を考慮する場合においては、過大な残留変位が基礎に生じないように許容変位として、フーチング底面位置での回転角を  $0.02\text{rad}$  (約  $1/60\text{rad}$ ) とする。
- 4) 杭基礎の各部材が 1) で求められる基礎の各部材の断面力を上回る事を照査する。杭本体の曲げモーメントについては、部材の降伏による剛性低下を考慮しているため照査を省略し、せん断に対する照査のみでよい。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じる断面力に対して、その位置を見直す必要がある。
- また、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭及び SC 杭は杭体の塑性化においては、曲げモーメントの影響が支配的であることから、せん断耐力の照査は省略してよい。

(2) 常時、レベル 1 地震時で用いられている変位法では、杭は押し込み、引き抜き、曲げに対して線形弾性であると仮定して、杭頭における軸方向および軸直角方向のバネ定数は荷重によらず一定としている。地震時保有水平耐力法では、杭および地盤抵抗の非線形特性を考慮しなければならない。

1) 杭体の曲げモーメント-曲率関係 ( $M-\phi$ )

場所打ち杭、RC 杭、PHC 杭、SC 杭の杭体の  $M-\phi$  の関係は、図 7-32 に示すようトリリニア型でモデル化する。また、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭の  $M-\phi$  の関係は、図 7-33 に示すよう全塑性モーメントを上限とするバイリニア型とする。

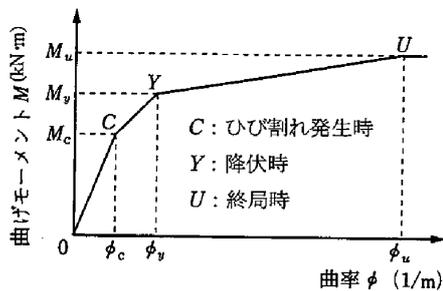


図 7-32  
場所打ち杭、PHC 杭及び SC 杭の  
杭体の曲げモーメント-曲げモーメント-曲率関係

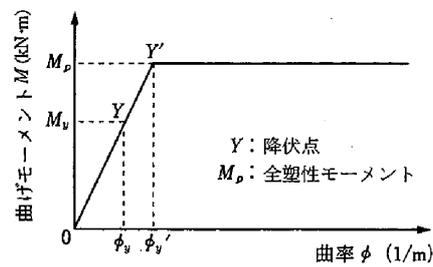


図 7-33  
鋼管杭及びソイルセメント杭の  
杭体の曲げモーメント-曲げモーメント-曲率関係

2) 杭の軸方向抵抗特性は、図 7-34 に示すような杭の軸方向バネ定数  $K_{VE}$  を初期勾配とし、押し込み支持力の上限值  $P_{NU}$  および引き抜き力の上限值  $P_{TU}$  を上限値とするバイリニア型とする。杭軸直角方向の抵抗特性は、図 7-35 に示す水平方向地盤反力係数  $k_{HE}$  を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限值  $P_{HU}$  を上限とするバイリニア型とする。

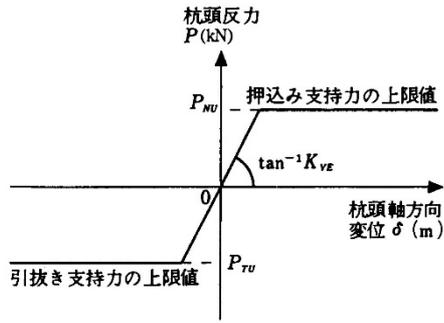


図 7-34 杭の軸方向特性

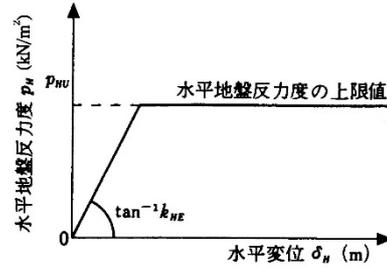


図 7-35 杭軸直角方向

3) 地下水位以下等水中での  $P_{H0}$  の算定は、有効重量を用いて算定する。尚、 $P_{H0}$  を算出する際の受働土圧強度  $P_0$  の頂点は、長期的に安定する地盤面として設定するものとし、フーチング上面とする事を原則とする。

長期的に安定する地盤面の設定は、下記の点に留意する。

- ① 将来の開発や掘削によって乱されない
- ② 洗掘に対して十分な余裕が確保されている
- ③ 耐震設計上無視する土層に該当しない
- ④ フーチングの埋戻しは原地盤の強度以上となる施工が可能
- ⑤ 斜面が緩く設計上水平と見なす事が出来る

4) フーチング前面地盤の抵抗は、3) に示したように長期的に安定する地盤面の場合は抵抗を考慮してよい。ただし、 $P_{H0}$  算定に用いる受働動圧強度の頂点は、フーチング上面とする。

3-8 構造細目

3-8-1 鋼管杭

(1) 杭径は原則として600mm、800mm、1000mmとする。

(2) 使用する板厚は杭径に応じて原則として表7-16の範囲とし、1mm毎に決定する。なお、板厚変化の最大値は7mmとする。

表7-16 杭径と板厚の範囲

杭径 (mm)	板厚の範囲 (mm)
600	9 ~ 16
800	9 ~ 16
1,000	12 ~ 19

(3) 杭の断面変化は図7-36に示す方法による。

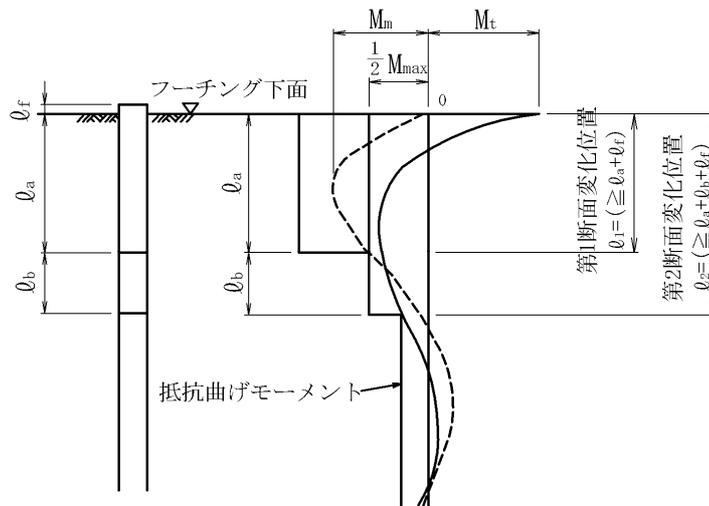


図7-36 断面変化の位置

- 杭頭固定とした場合の曲げモーメント ( $M_t$ )
- - - - - 杭頭ヒンジとした場合の曲げモーメント ( $M_m$ )
- $M_{max}$  :  $M_t$ 、 $M_m$ のいずれか大きい方 ( $kN \cdot m$ )
- $l_1$ 、 $l_2$ の長さ: 0.5m単位で切り上げる
- $l_f$ : フーチングへの埋込み長 (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)
- $l_b$ : 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

(4) 杭の継手は原則として板厚および材質が異なるときは工場継手とし、同厚で同材質の場合は現場継手とする。杭の素管の最小は2mとする。

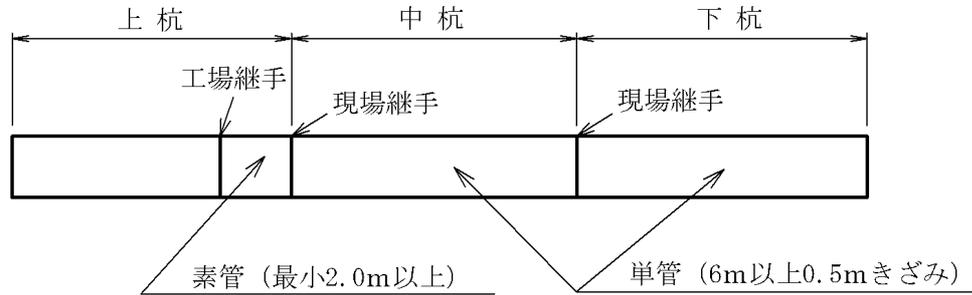


図7-37 杭の継手位置

(5) 杭の腐食代腐食代は塩害・電食などの特殊な場合を除き、一般には1mmとして設計する。

(1) 鋼管杭は、管の直径に比べ板厚が薄いことから、施工中の過大な打撃力あるいは偏心打撃による局部的損傷、杭保管時および重機などを使用時のハンドリング中の変形を考慮し、杭径に対する板厚を規定した。

(2) 鋼管杭の極端な断面変化は応力集中が生じることから、この影響を考慮して板厚変化の最大値は7mmとした。

(3) 杭の断面変化位置は、常時またはレベル1地震時で検討し、図7-36に従って決定する。

(4) 1) 設計計算上、板厚変化が7mm以内で対応可能な場合には、工場継手は原則として1箇所とする。

2) 単管の長さは6m以上12m以下0.5mきざみとする。(JIS A 5525)

3) 現場継手部の許容応力度は、道示IV4.4に規定する工場溶接部の許容応力度と同等とする。

4) 現場継手の構造は図7-38～図7-40とする。

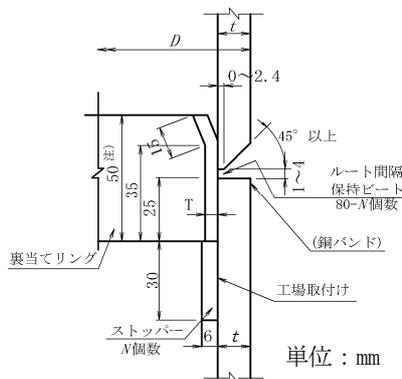


図7-38 現場継手の形状

注) 杭外径1000mm以下は50mm、  
杭外径1000mmをこえるものは  
70mmを使用する。ただし、  
中掘り杭工法の場合には杭径に  
かかわらず50mmを使用する。

表 7-17 銅バンドの寸法

外径D (mm)	厚さ (mm)	幅 (mm)
600以下	10	50
600をこえ1000以下	12	50
1000をこえるもの	12	75

表 7-18 裏当てリングの厚さ

外径D (mm)	T (mm)
1000以下	4.5
1000をこえるもの	6.0

表 7-19 ストッパーおよび  
ルート間隔保持バンド個数

外径D (mm)	N (個)
600以下	4
600をこえ1000以下	6
1000をこえるもの	8

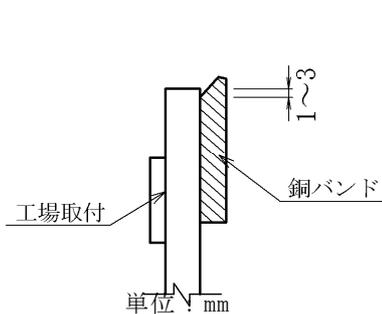
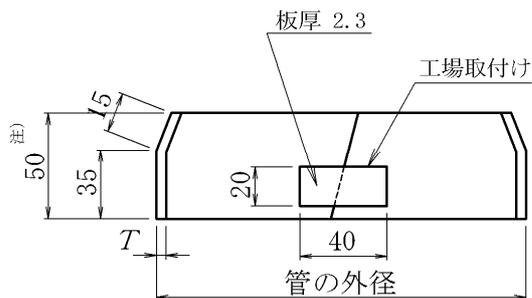


図 7-39 銅バンドの形状



注) 杭外径 1000 mm 以下は 50 mm、杭外径 1000 mm をこえるものは 70 mm を使用する。ただし、中掘り杭工法の場合には杭径にかかわらず 50 mm を使用する。

図 7-40 裏当てリング

3-8-2 場所打ち杭（深礎杭を除く）

(1) 杭径は原則として、表7-20のとおりとする。

表7-20 場所打ち杭（深礎杭を除く）の杭径

工 法	杭 径 (m)
オールケーシング工法 リバース工法 アースドリル工法	1.0、 1.2、 1.5、 2.0

※アースドリル工法では、回転パケット取り付けしたサイドカッターの外径

(2) 杭の主鉄筋断面変化は図7-41によるものとし、断面変化設計フローを図7-42に示す。  
杭の断面変化は最大2回とする。

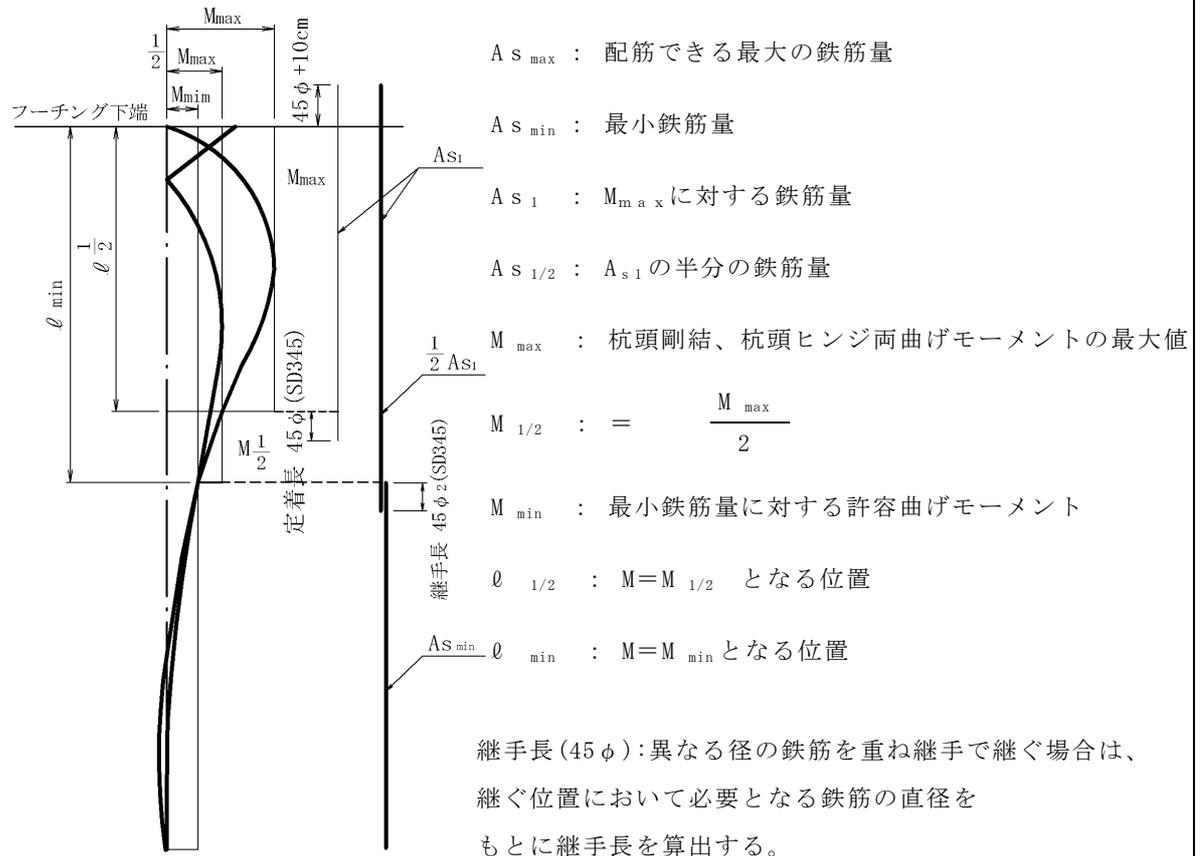


図7-41 主鉄筋断面変化

断面変化位置の継手長  $L_o = 45\phi_2$

$\phi_1$  : 上側鉄筋径

$\phi_2$  : 下側鉄筋径

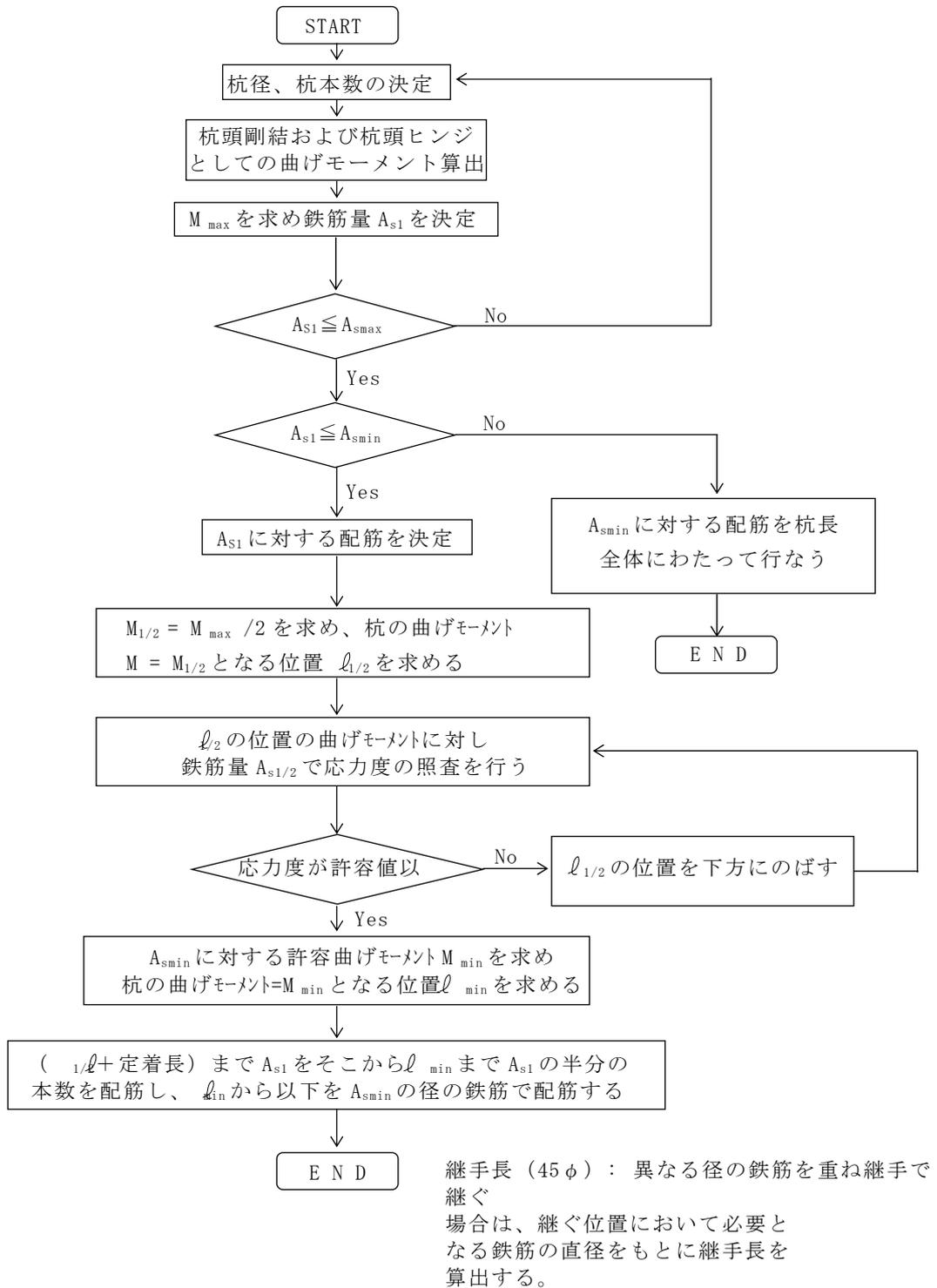


図 7-42 主鉄筋断面変化の設計

(3) 鉄筋の配置は、次による。

1) 主鉄筋は一重配筋とし、鉄筋量、寸法、間隔などは表 7-21 による。

項目	最大	最小
鉄筋量 (%)	6	0.4
鉄筋径 (mm)	一般にはD35程度	D22
鉄筋純間隔 (mm)	300※	鉄筋径の2倍または粗骨材最大寸法の2倍の大きい方
鉄筋長 (m)	12	3.5
鉄筋のかぶり	帯鉄筋までの最小純かぶり 120mm	

※は鉄筋中心間隔を表す。

表 7-21 軸方向鉄筋

2) 帯鉄筋は杭径に応じ、表 7-22 に示す鉄筋を図 7-43 により配置する。

表7-22 杭頭付近の帯鉄筋径の目安

杭径 (m)	帯鉄筋の径 (mm)
0.8	D13
1.0	D16
1.2	D16
1.5	D19
2.0	D22

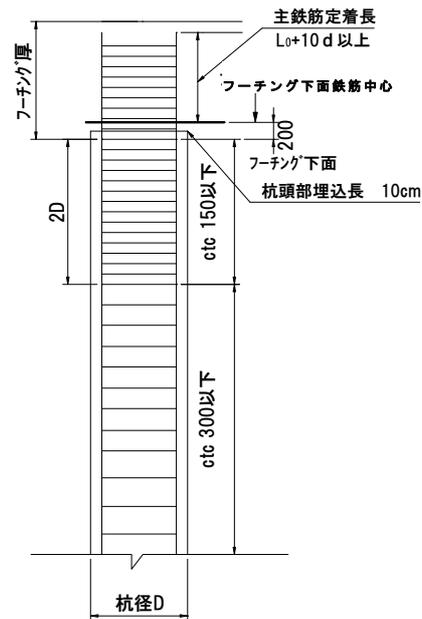


図7-43 帯鉄筋の配置

3) オールケーシング工法では、杭先端に井げた状に組んだ鉄筋を配置する。

(1) アースドリル工法で素掘りの場合の杭径は、公称径を設計径としてよいが、孔壁の崩壊防止のため人工泥水（安定液）を使用する場合には、設計径は公称径より 5 cmを差し引いた値とする。

(2) 杭の主鉄筋断面変化をおこなう際のフローは、図 7-42 のとおりとする。

なお、施工時における鉄筋かごの座屈や変形等が生じないように配慮して、各断面 1 回の断面変化における鉄筋量は、1/2 程度以上の鉄筋量を確保するのが望ましい。

(3) 1) 配筋に際しては、次の事項に留意する。

イ) 主鉄筋の最小純間隔は、水中コンクリートの充填性を考慮し、最大粗骨材径を 40mm として算定する。

ロ) 鉄筋の重ね継手長は  $45\phi$  とする。異なる径の鉄筋を重ね継手で継ぐ場合は継ぐ位置において必要となる鉄筋の直径をもとに継手長を算出する。

ハ) 鉄筋はできるだけ定尺物 (3.5~12.0m まで 50 cm 単位) を使用し、端数調整は最下端の鉄筋でおこなう。

ニ) 帯鉄筋は、図 7-44 が示すように帯鉄筋の直径の 40 倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、半円形フック又は鋭角フックを設ける。

ホ) 杭径が 1m の場合、帯鉄筋のフックとトレミーが干渉する場合があるので、帯鉄筋のフック形状、トレミー径の選定に留意する。

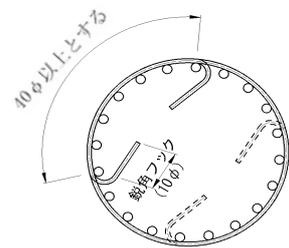


図 7-44 場所打ち杭の帯鉄筋定着方法

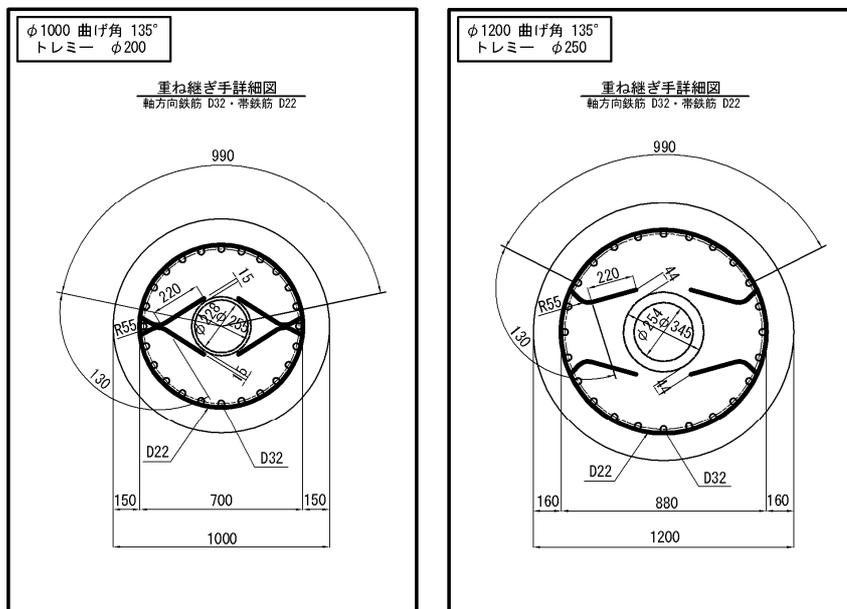


図7-45 帯鉄筋（鋭角フックの場合）とトレミーとの離隔

2) 場所打ち杭の杭頭は、フーチングで剛結され応力集中を受けるため、座屈防止、じん性確保、せん断補強などを目的とし、帯鉄筋はフーチング底面より杭径の2倍（設計地盤面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。これを満足する杭径と鉄筋径の関係を表7-22に示す。また、2Dの位置より以深についても同じ鉄筋径を用いる。

また、地震時保有水平耐力法により杭体のせん断に対する照査を行った結果、帯鉄筋を密に配置する場合が生じるが、この場合でも水中コンクリートの充填性を考慮し、帯鉄筋の最小間隔は12.5cm以上とする。

3) ケーシング引抜きによる共上り防止を図るため、杭先端には図7-46に示す井げた状に組んだ鉄筋を杭底面に配置する。

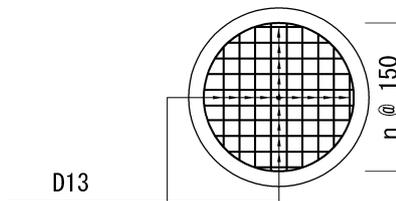


図7-46 くい先端部配置図

4) かぶりを確保するスペーサーはD13を使用し、3m以下の間隔で設置する。

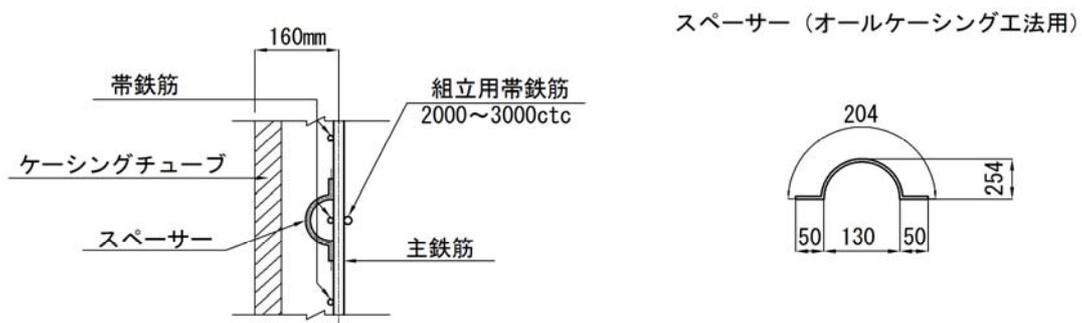


図7-47 スペーサー詳細図（案）

5) 場所打ちコンクリート杭の鉄筋かごの計画に際しては、以下に留意すること。

イ) 場所打ちコンクリート杭の鉄筋かご無溶接工法設計・施工ガイドラインに基づき設計して、設計図面を作成する。

ロ) 形状保持材及び固定金具について

①形状保持材料は、補強リングによる組立てを基本とする。(補強リングで強度計算を満足しない場合に鉄筋を組み合わせる)

②補強リングと主鉄筋の固定については、Uボルトを基本とする。

③主鉄筋と帯鉄筋の固定については、結束線による固定を基本とする。

補強材の使用事例を図 7-48 に示す。

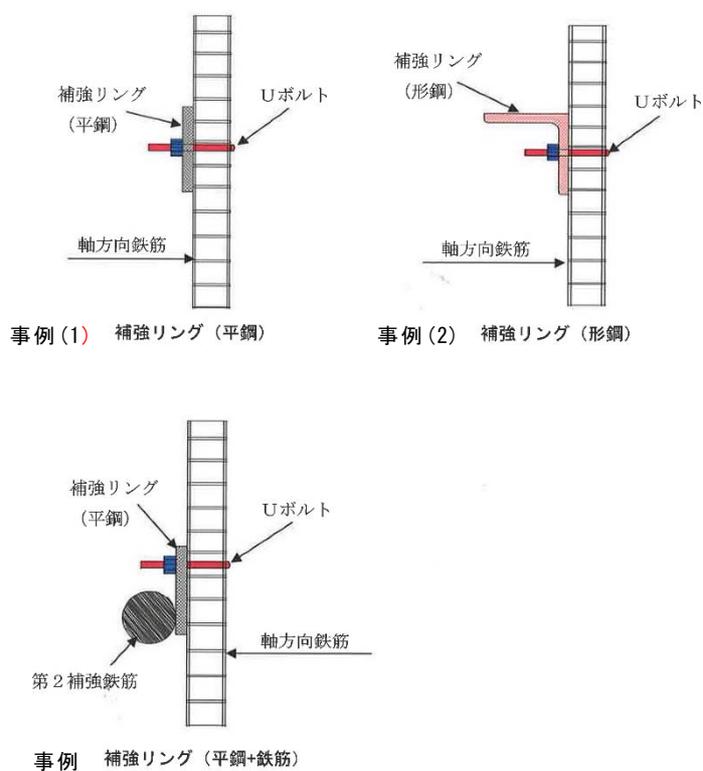


図 7-48 補強材の使用事例

## 第4章 斜面上の深礎基礎

### 4-1 設計一般

#### (1) 適用範囲

本項は、設計地盤面が $10^\circ$ 以上傾斜している斜面上に設けられる深礎基礎に適用する。

#### (2) 設計の基本

1) 深礎基礎は斜面の影響を考慮して設計しなければならない。なお、基礎の有効根入れ深さは、基礎本体の曲げ剛性や地盤抵抗等、安定計算の前提を満足させるため、基礎径と同程度以上とする。

2) 常時、暴風時およびレベル1地震時の設計に際しては、次の2つの計算モデルを用いて、安全性を照査しなければならない。

① 断面力、地盤反力および変位量の照査は、杭体および地盤の抵抗要素を弾性体と仮定した計算モデルを用いて行わなければならない。

② 水平方向安定度照査は、地盤の非線形性を考慮した計算モデルを用いて行わなければならない。

3) 橋脚基礎の地震時保有水平耐力法による耐震設計に際しては、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮した計算モデルを用いて、安全性を照査しなければならない。

1) 斜面上に設けられる深礎基礎は、平坦部に設けられる杭基礎とは挙動が異なるため、斜面の影響を基礎と地盤の抵抗特性に考慮した計算モデルを用い、斜面で必要とされる安全性を確保するように設計することを基本とする。

本項では、杭径が5m未満の基礎を対象としている。5m以上の柱状体深礎基礎については、以下の事項等に配慮して設計を行う。

- ・ 常時・暴風時・レベル1地震時の地盤反力・変位・断面力照査の際に用いる水平方向地盤反力係数に及ぼす地盤のひずみレベル依存性の補正
- ・ 基礎底面のせん断バネ、連成地盤バネの適用
- ・ 柱状体深礎基礎としての土留め構造の設計

## 第7編 基礎構造

(2) 常時、暴風時およびレベル1地震時における設計の基本を示したものである。

深礎基礎の計算は、基礎周辺地盤の抵抗要素を弾性体とした設計手法により、基礎の地盤反力、変位量及び断面力について以下を満足しなければならない。

- ①深礎基礎底面における鉛直地盤反力度は、地盤の許容支持力を超えてはならない。
- ②深礎基礎の設計地盤面における変位量は、許容変位量を超えてはならない。
- ③深礎基礎本体に生じる応力度は、許容応力度を超えてはならない。

また、地盤が弾性体であるという仮定が成り立つためには基礎地盤が安定でなければならない。また、斜面という相対的に不安定な地盤を対象としていることから、地盤を弾性体として見なす計算だけでなく、基礎地盤の塑性化を考慮した計算法を用いて水平方向安定度照査を実施し、基礎の根入れ地盤の安定性を照査するものとした。

3) 橋脚基礎の設計においては、道示Vに規定される地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うことを基本とする。

標準的な深礎基礎の設計の流れを図7-49に示す。

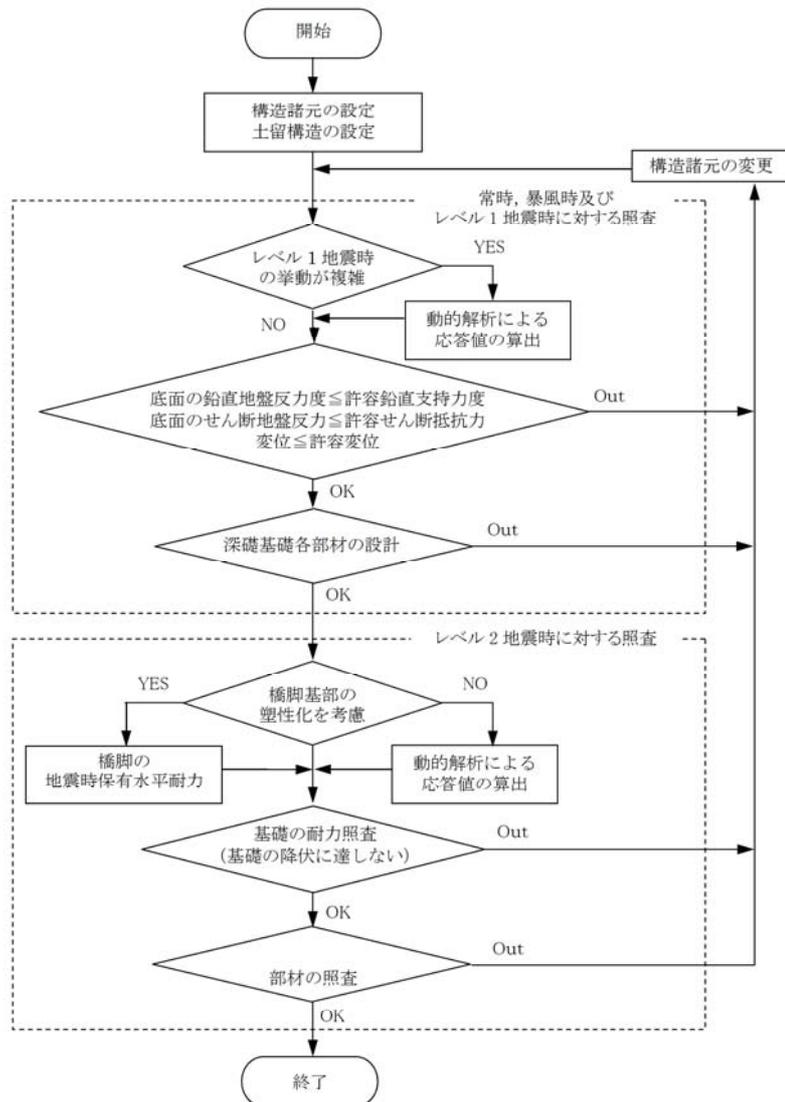


図7-49 橋脚の深礎基礎の設計計算フロー

4-2 支持層の選定

深礎基礎の底面は、所要の支持力が得られる良質な支持層に根入れするとともに、水平方向についても、長期的に安定した地盤に支持させるものとする。

斜面上深礎基礎の設計においては、設計地盤面をどの位置に設定するかによって結果が大きく異なるので十分な検討が必要である。

(1) 設計地盤面を設定する方法は、一般には下記の2つの方法のいずれかで行って良い。尚、設計地盤面の設定は常時およびレベル1地震時のみで行って良い。

- ① 表層土の強度および地盤構成、周辺地帯での崩壊の有無、地下水の状況などについて十分な調査を行い、十分に安定していると判断できる面を設計地盤面とする方法。
- ② 地盤の状況から①によりがたい場合は、斜面の安定計算を行い、安全率  $FS$  が常時 $\geq 1.5$ 、地震時 $\geq 1.2$ を確保できる面を設計地盤面とする。この際の設計水平震度は、道路橋示方書 V 耐震設計編で規定しているレベル1地震動の地盤面における設計水平震度  $K_h g$  とする。なお、レベル2地震動における設計地盤面は、レベル1地震動において安定性が確保できる地盤面と同じとする。

(2) 設計地盤面以浅の土砂に起因して深礎基礎に作用する土圧は主働土圧として、作用幅は深礎径の3倍を考えるものとする。ただし、基礎間隔が基礎径の3倍以下の場合には基礎間隔とする。

地震時土圧算定は(1)で示した設計震度を用いる。

以上の概要を図7-50に示す。

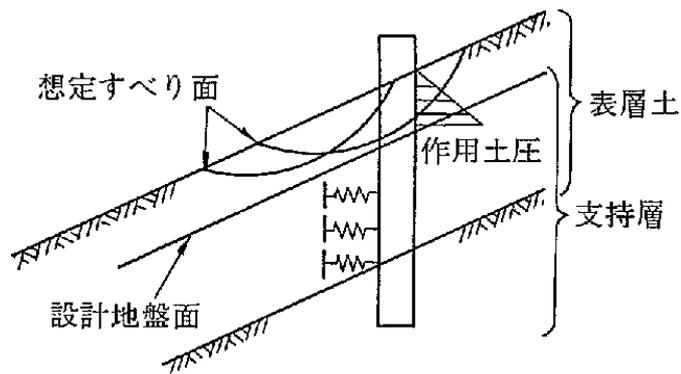


図7-50 支持層と設計地盤面

(3) 現地盤が地すべりの危険性がある場合は、別途地すべりの位置や地すべりの荷重の取り扱いについて検討しなければならない。ただし、地すべり抑止工と橋梁の基礎とは、その許容する挙動の範囲や影響度が異なることから構造物の基礎と切り離して考える。また、工事用道路等、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地盤面を設定しなければならない。

### 4-3 荷重分担

(1) 鉛直荷重は、基礎前面の鉛直せん断地盤反力および杭底面の鉛直地盤反力で支持する事を基本とする。

(2) 水平荷重は、杭底面の鉛直およびせん断地盤反力、杭前面の水平地盤反力、杭周面のせん断地盤反力で支持させる事を基本とする。

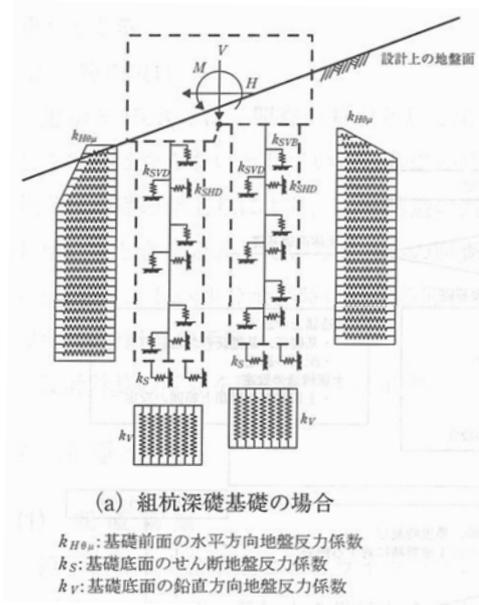
(3) 急斜面上の橋台、橋脚における設計は、下部構造の形態、上部構造の支承条件による影響を考え、荷重分担を行わなければならない。

上記(1)、(2)において、地山と杭体とのせん断抵抗を確実に期待できない従来型の土留め施工法を用いた場合には、杭側面の水平せん断地盤反力、及び周面の鉛直せん断地盤反力を荷重分担に考慮してはならない。

(1) モルタルライニングや逆巻コンクリート等による新しい土留め工法では、杭周面のせん断地盤抵抗を考慮できるものとした。但し、従来のライナープレートによる土留構造は、ライナープレートと地山の間には、グラウトが充填されるものの、グラウト施工の不確実性やグラウト充填までに地山の緩みが生じやすい事等から、杭周面のせん断抵抗は設計上考慮しない。

(2) 水平荷重は、設計地盤面よりも下方で支持されるものとして、フーチングの根入部および設計地盤面よりも上方では支持させてならない。

(3) (1)、(2)に示した深礎基礎の抵抗要素を図7-51および表7-23に示す。



- $k_{H\theta\mu}$  : 杭前面の水平方向地盤反力係数
- $k_S$  : 杭底面のせん断地盤反力係数
- $k_V$  : 杭底面の鉛直方向地盤反力係数
- $k_{SVB}$  : 杭前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数
- $k_{SVD}$  : 杭側面の鉛直方向せん断地盤反力係数
- $k_{SHD}$  : 杭側面の水平方向せん断地盤反力係数

図7-51 地盤抵抗要素

表7-23 計算モデル

		常時、暴風時及び レベル1地震時に対する照査	レベル2地震時に対する照査
基礎の剛性		・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	・線形	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の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* ・上限値は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。	・同左
	基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗**	・バイリニア型* ・上限値は最大周面摩擦力による。	・同左
	基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗**	・バイリニア型* ・上限値は最大周面摩擦力による。	・同左
	基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗**	・バイリニア型* ・上限値は最大周面摩擦力による。	・同左

\* 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。

\*\* 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面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。

#### 4-4 基礎配列

- (1) 組杭深礎基礎の最小本数は、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基礎からなる4本以上の組杭構造とする。
- (2) 基礎径（公称径）は原則として以下の通りとする。  
2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0 4.0m以上は1mピッチ
- (3) 柱状体深礎基礎の基礎径は5m以上、組杭深礎基礎の基礎径は2m以上とする。
- (4) 最小中心間隔は原則として深礎基礎径の2倍とする。また、深礎基礎の外周面からのフーチング縁端までの距離は250mm以上とする。

(1) 斜面に建設される深礎基礎は、平地部に比べて地盤抵抗の評価等が相対的に難しく、単列の深礎杭からなる橋台については、地震や降雨等による基礎前面斜面の不安定化に伴う被災事例が確認されている。このため、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基礎からなる4本以上の組杭構造とするのがよい。

(2) 基礎径は、作業性、安全性等から最小径を公称径 2.0m とする。公称径は、一般に図 7-52 に示した通りである。

深礎基礎が深くなると施工上の安全性を確保するために径を大きくする必要がある。一般に使用されている径と深さの関係は径の 10 倍程度であり、施工実績としては 30m 程度までとなっている。

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

(4) 深礎基礎のフーチング縁端までの距離は、道示IV12.3 の規定に準じ 1.0D が基本であるが、深礎基礎は、孔口部周囲を孔口コンクリートなどで固定するため、深礎基礎工法以外の杭工法に比べ杭位置の施工誤差が少ない。

このため、深礎基礎外周面からフーチング縁端までの距離は、斜面の掘削量を少なくすることを考慮して最小 250mm としてよい。ただし、フーチングの水平方向の押し抜きせん断の照査を行う。

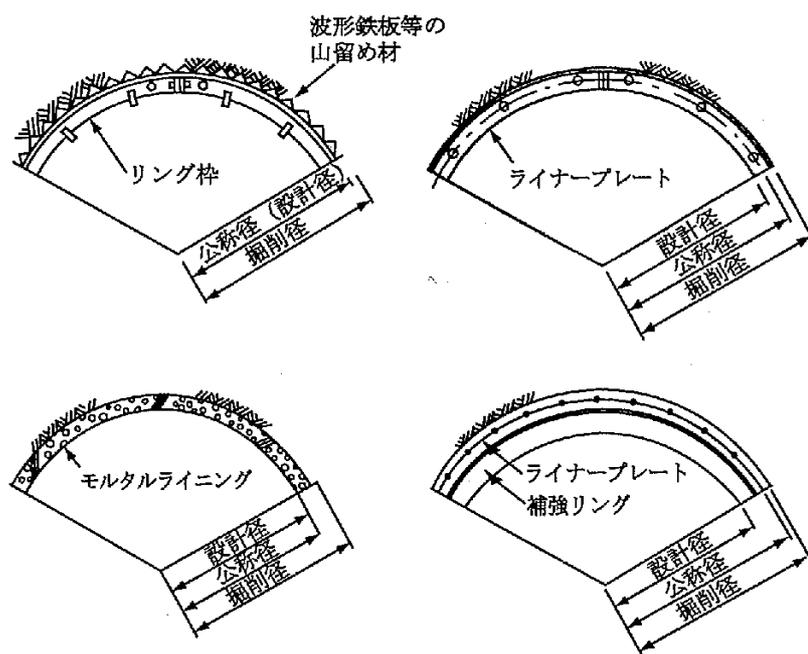


図 7-52 深礎基礎の設計径

4-5 地盤反力係数

地盤反力係数は、原位置での試験を行って求めた基本値に対して、斜面傾斜や隣接基礎の影響を考慮して求めることを原則とする。やむを得ず、その他の地盤調査の結果より推定する場合には、類似地盤での試験結果等を参考にし、総合的に判断するのがよい。

(1) 深礎基礎の設計に用いる地盤定数は、原位置試験および室内試験をおこなうとともに、他の資料を参考とし適切に定めるものとする。なお、他の機関における変形係数、せん断係数の測定例は表 7-24、表 7-25 の通りである。

表 7-24 変形係数の測定例 (kN/m<sup>2</sup>)

岩級		粘板岩 (ダムサイトの例)		花崗岩 (本四連絡橋基礎の例)	
		範囲	平均	範囲	平均
硬岩	B	3,000,000以上	※3,000,000	1,200,000~3,000,000	2,000,000
	C <sub>H</sub>	1,000,000~3,000,000	2,000,000	600,000~1,200,000	800,000
	C <sub>M</sub>	500,000~1,000,000	750,000	300,000~600,000	400,500
軟岩	D <sub>L</sub>	100,000~500,000	300,500	150,000~300,000	200,000
	D	100,000以下		5,000~150,000	10,000~100,000

※最小値を示す

表 7-25 せん断定数の測定例

岩級		粘板岩 (ダムサイトの例)				花崗岩 (本四連絡橋基礎の例)		
		C (kN/m <sup>2</sup> )		φ (度)		C (kN/m <sup>2</sup> )		φ (度)
		範囲	平均	範囲	平均	範囲	代表値	代表値
硬岩	B	2250~2750	2500	4000~5000	4500	1500~2500	1500	4500
	C <sub>H</sub>	1750~2250	2000	3500~4500	4000	1000~2000	1000	4000
	C <sub>M</sub>	750~1750	1250	3500~4500	4000	500~1000	500	4000
軟岩	D <sub>L</sub>	250~750	500	3000~4000	3500	100~1000	100	3700
	D	100以下	0	2000~3000	2500	0~500	0	3000~3500

出典：「橋梁（設計要領等）と講習会テキスト」昭和 62 年 12 月 財団法人高速道路技術センター

(2) 斜面の影響や隣接基礎の影響は、斜面上の深礎基礎設計施工便覧に基づくこと。

4-6 地盤の鉛直支持力度

(1) 許容支持力度

深礎基礎底面の許容支持力度は、次式により求める

$$q_a = \alpha q_{a0}$$

$$q_{a0} = 1/n (q_{d0} - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f$$

- $q_a$  : 基礎底面の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_{a0}$  : 仮想水平地盤の許容鉛直支持力度
- $\alpha$  : 基礎底面以深の基礎前面斜面の影響による低減係数で図 7-53 の値とする。
- $q_{d0}$  : 仮想水平地盤での基礎底面の地盤から決まる極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) で道示IV式(11.4.1)より求める。
- $n$  : 安全率または上限値決定のための補正係数 (表7-26)
- $D_f$  : 有効根入れ長 (m)
- $\gamma_2$  : 基礎底面より上にある地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

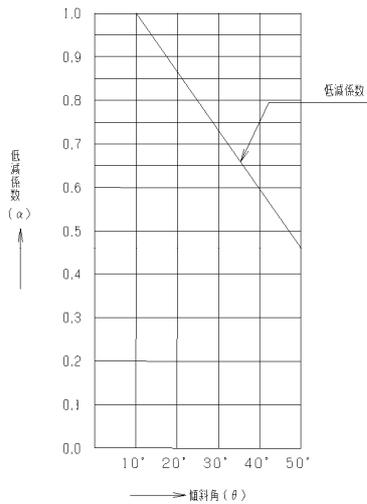


図7-53 低減係数

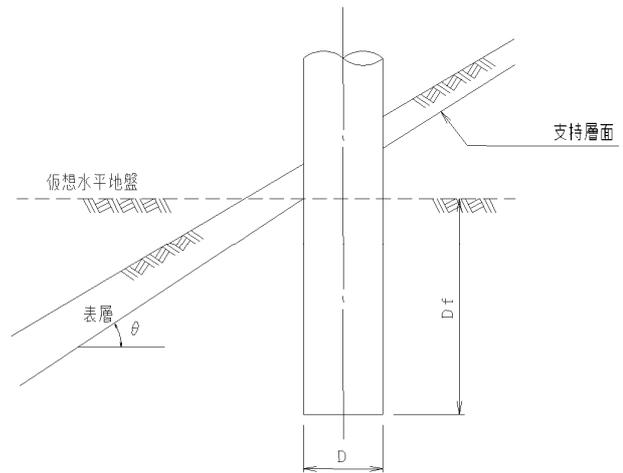


図7-54 有効根入れ長

表 7-26 安全率または上限値決定のための補正係数

常時	レベル1地震時	地震時保有水平耐力法
3	2	1

※暴風時の補正係数は、レベル1地震時の値として良い。

深礎基礎の鉛直支持力度の検討は基礎底面で行い、斜面の傾斜角の影響を考慮するものとする。斜面の影響を考慮した基礎底面の鉛直支持力度は、仮想水平地盤における許容鉛直支持力度に低減係数  $\alpha$  を乗じて求める。

4-7 地盤の水平支持力

(1) 水平地盤反力の上限値は、下式により求める

$$R_{qu} = \frac{R_q}{m}$$

$R_{qu}$  : 水平地盤反力の上限値 (kN)

$R_q$  : 極限水平支持力 (kN) で(2)で求める

$m$  : 上限値決定のための補正係数で表 7-27 として良い。

表 7-27 補正係数 (m)

常時	レベル 1 地震時	地震時保有水平耐力法
3	2	1

※暴風時の補正係数は、レベル 1 地震時の値として良い。

(2) 極限水平支持力は図7-55 に示す直線すべり面のせん断抵抗力の最小値として、次式より求める。

$$R_q = \frac{W(\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) + C}{\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi}$$

$R_q$  : 極限水平支持力 (kN)

$W$  : すべり面より上の地盤の重量 (kN)

$A$  : すべり面の面積 (m<sup>2</sup>)

$\alpha$  :  $R_q$ が最小となる角度とする ( $0 < \alpha < 180^\circ$ )

$\beta$  : すべり面のひろがり角で

土砂・軟岩  $\beta = 30 + \phi / 3$

硬岩  $\beta = \phi / 3$  とする。

$\phi_{res}$ ,  $C_{res}$  : 塑性化範囲のせん断抵抗角 ( $^\circ$ )、及び粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)で、地盤の残留強度を用いることとし、表7-28に示す値とする。

尚、すべり土塊の広がり幅は、 $(D + 2L \tan \beta)$ とする。

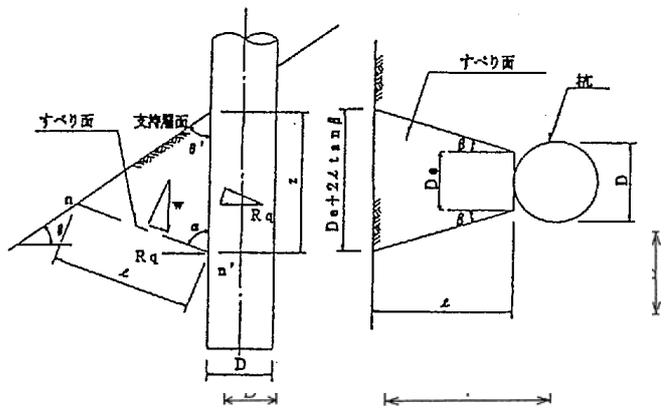


図7-55 すべり土塊の概念

- (3) 極限水平支持力の算定にあたっては前面杭および隣接杭の影響を考慮しなければならない。
- (4) 塑性化領域の極限抵抗力の合力は、その領域の土塊重量によるすべり面に生じるせん断抵抗力として考慮する。塑性化領域の抵抗力は、極限水平支持力と同じ方法で求める。

表 7-28 塑性化後の残留強度

	土砂～軟岩 ( $C_L$ )	中硬岩 ( $C_M$ 以上)
目安とする一軸圧縮強度 ( $\text{MN}/\text{m}^2$ )	10未満	10以上
粘着力 $C_{res}$	$C$	$0 \leq C_{res} \leq 1/3C$
せん断抵抗力 $\phi_{res}$	$\phi$	$2/3\phi$

※ $C$ 、 $\phi$ はピーク強度を示す。

(2) 式は基礎前面の壁面摩擦を考慮しない場合の極限水平支持力を示したものである。基礎の周面のせん断抵抗を考慮できる場合でも、本式による。

地層構成が多層からなる場合の極限支持力  $R_q$  は以下の方法で算定して良い。

- ①すべり角度  $\alpha$  : すべり土塊が複数の地層に及ぶ場合にも、すべりは1面すべりでないと仮定し、すべり角度を変化させて最小となる極限水平支持力を計算する。
- ②広がり角度  $\beta$  : すべり角度と同様に土塊の広がり角度は、地層の変化によらず一定であると仮定し、その大きさはすべり面上の各地層のすべり面の長さが最も大きい地層に対応した値とする。

2層地盤の場合の例を図 7-56 に示す。

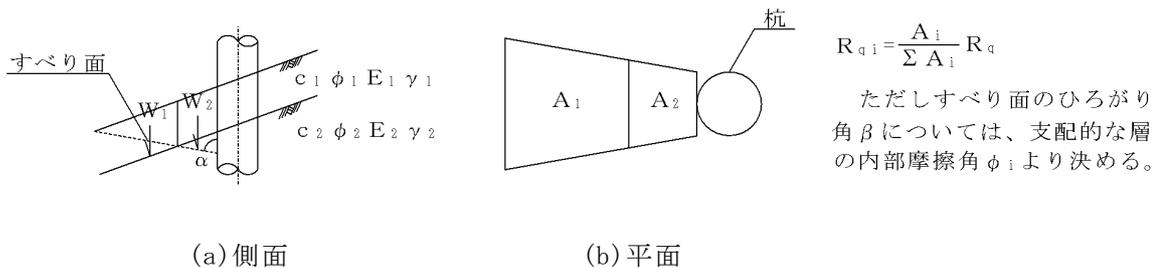


図 7-56 2層地盤の取扱い例

(3) 杭の中心間隔が小さくなると、図 7-55 に示したすべり面が前面杭あるいは隣接杭のすべり面と交わることがある。この際は設計においては安全側の判断として図 7-57 において着色した部分のみを有効と考え、支持力を算出する際のすべり土塊は全ての杭で独立であるとして計算してよい。

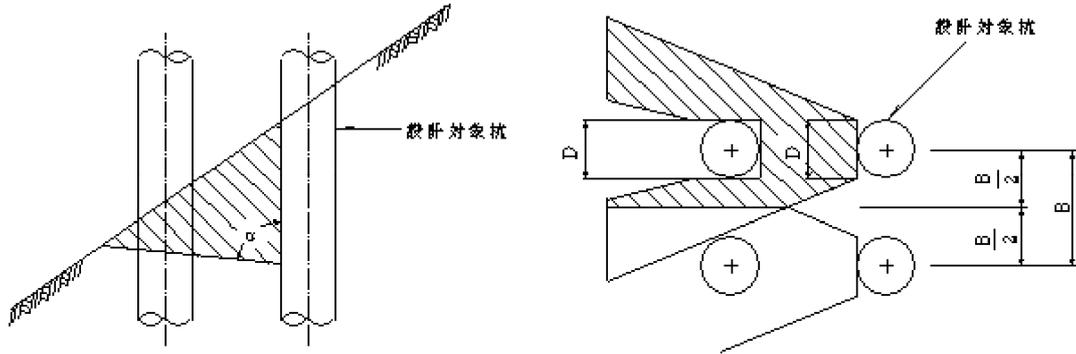


図 7-57 複数杭の塑性化領域

#### 4-8 基礎底面地盤のせん断抵抗力の上限値

深礎基礎底面におけるせん断抵抗力の上限値は、次式より求める。

$$S_u = \frac{1}{n} (C_B A' + V \tan \phi_B)$$

$S_u$  : 基礎底面におけるせん断抵抗力の上限値 (kN)

$C_B$  : 基礎底面と地盤との間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi_B$  : 基礎底面と地盤との間のせん断抵抗角 (度)

$A'$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$V$  : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)

$n$  : 安全率 (表 7-29)

表 7-29 安全率 (n)

常時	暴風時及び レベル 1 地震時
1.5	1.2

基礎底面と地盤との間の粘着力および摩擦係数は表 7-30 としてよい。

表 7-30 せん断抵抗角と粘着力

条 件	せん断抵抗角 (摩擦係数)	粘着力
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \phi$	$C_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$C_B = 0$

尚、基礎底面のせん断力がせん断抵抗力の上限値を超過し、塑性化した場合には、せん断抵抗力の上限値が作用しているものとして良い。

4-9 基礎周面のせん断地盤反力度の上限値

基礎周面のせん断地盤反力度の上限値は、施工法に応じて定める。

(1) 土留め構造としてモルタルライニングや吹付けコンクリートを採用した場合には、基礎周面のせん断地盤反力の上限值として次式を用いる。

① 基礎周面のせん断地盤反力度の上限値

$$f_u = \frac{f}{m}$$

② 基礎周辺の極限せん断地盤反力度

イ) 砂質土

$$f = \min \{5N, (C + P_0 \tan \phi)\} \leq 200$$

ロ) 粘性土

$$f = (C + P_0 \tan \phi) \leq 150$$

ハ) 軟岩

$$f = (C + P_0 \tan \phi) \leq 300$$

ニ) 硬岩

弾性域  $f = (C + P_0 \tan \phi) \leq 1500$

塑性域  $f = (C_{res} + P_0 \tan \phi_{res}) \leq 150$

但し、 $0 \leq C_{res} \leq C/3$  ,  $\phi_{res} = 2\phi/3$

$f_u$  : 基礎周面のせん断地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

$f$  : 基礎周面の最大せん断抵抗力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$N$  : 標準貫入試験のN値

$C$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_0$  : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土のせん断抵抗角 (度)

$m$  : 上限値決定のための補正係数(表7-31)

$C_{res}$  : 岩の残留粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi_{res}$  : 岩の残留せん断抵抗角 (度)

表 7-31 補正係数

		常時	レベル1 地震時	地震時保有 水平耐力法
基礎側面の水平方向せん断地盤反力度		1.5	1.1	1.0
基礎周面の鉛直方向 せん断地盤反力度	押込み力	3.0	2.0	1.0
	引抜き力	6.0	4.0	1.0

(2) 従来のライナープレートを用いた土留め形式では、基礎周面のせん断抵抗は考慮してはならない。

4-10 レベル2地震時に対する照査

- (1) 橋脚基礎に対する地震時保有水平耐力法による設計は、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮した設計手法を用い、下記を照査する。
- 1) 基礎は道示V6.4.7(2)に規定する作用荷重に対して、断面力、地盤反力度及び変位が、降伏状態に達してはならない。
  - 2) 基礎の各部材の耐力は、それぞれに生じる断面力以上でなければならない。
  - 3) 基礎に生じる変位により橋梁全体の安定性を損なわないよう、基礎天端中心位置に生じる回転角は、制限値を超えてならない。
- (2) 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き上りにより、上部工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。

(1) 深礎基礎は、杭基礎とケーソン基礎との中間的な特性を示すことから、表 7-32 に示す方法を用いるものとした。

この際に用いる計算モデルは、常時やレベル1地震時の水平安定照査に用いる弾塑性計算モデルを基本とし、地盤の抵抗要素に関する補正係数を変更するとともに、杭体の塑性化の影響を考慮した。

(2) 深礎基礎の全体挙動における降伏、すなわち、上部構造の慣性力作用位置での変位が急増する点は、地盤条件や基礎の諸元等の抵抗側条件と荷重条件との関連により決定され、局所的降伏が必ずしも基礎の全体挙動としての降伏と一致しない場合が存在する。そのため、図 7-58 に示す要領で、応答塑性率の照査に用いる単調増加な荷重を基礎に作用させ、基礎の荷重～変位関係を算定し、設計荷重作用時の基礎の状態と降伏時の基礎との比較から基礎が降伏しているかを判定する。

また、基礎本体に著しい損傷が生じることを回避するため、以下に示す局所的降伏が上述の荷重～変位関係の急増点に先行して生じる場合は下記をもって、基礎の降伏と判定する。

- ① 組杭深礎基礎の場合、全ての杭体が降伏曲げモーメントに達する状態
- ② 柱状体深礎基礎の場合、基礎本体が降伏曲げモーメントに達する状態
- ③ 基礎を構成する1列の基礎の基礎底面における鉛直地盤反力が、基礎底面の極限支持力に達した状態。

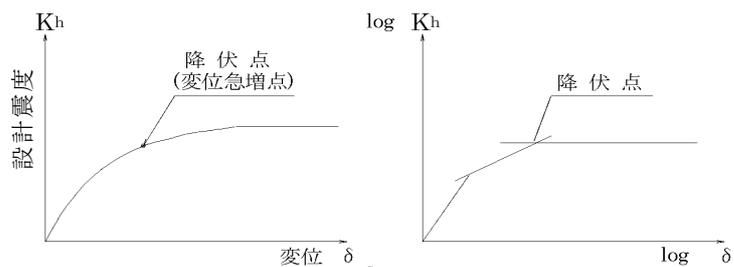


図 7-58 基礎の降伏

第7編 基礎構造

表 7-32 地震時保有水平耐力法の考え方

		内 容	備 考	
解析モデル	モデルの種別	杭体・地盤抵抗の非線形性を考慮した梁モデル	道示IV 杭基礎およびケーソン基礎に準拠。	
	モデルの特性	杭体	杭の配筋状態に対応したトリリニア型M~φ関係を用いる。 ただし、杭体の降伏は杭本体水平面のうち、90度の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏した状態とする。 杭の軸力は、押し込み杭は死荷重が作用した時の杭頭反力、引抜き杭は0とする。杭自重は考慮しない。	道示IV 杭基礎およびケーソン基礎に準拠。
		杭前面の水平方向地盤抵抗	杭前面の拡がりを持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地盤抵抗とする。	載荷試験の解析結果による。
		杭底面の鉛直方向地盤抵抗	杭底面の浮上がり（有効載荷面積）、および地盤反力度の上限値を考えたバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
		杭底面の水平方向せん断地盤抵抗	杭底面の浮上がり（有効載荷面積）、および地盤反力の上限値を考えたバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
		杭周面のせん断地盤抵抗	杭周面（前背面および側面）の鉛直及び水平方向力せん断地盤反力度の上限値を考慮したバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
	その他	フーチング前面抵抗は期待しない。 （ただし、慣性力は考慮）		
基礎の降伏	上部構造の慣性力作用位置の荷重～変位曲線の変位急増点により判定する。ただし、変位急増点に先立ち、以下の状態が先行して生じる場合には、その時点を降伏とする。 ① 全ての杭体が塑性化した状態。 ② 一列の杭の杭底面地盤反力が極限支持力に達した状態。	載荷試験の解析結果および道示IV杭基礎の規定を一部準用。		
基礎の塑性率の制限値	ケーソン基礎に準じ、計算された荷重～変位関係に基づき、基礎の塑性率の制限値を決定することを基本とする。 ここで、基礎の終局状態とは、全ての列の杭体が終局曲げモーメントに達した状態としてよい。	道示IVケーソン基礎に準拠。		
変位の制限値	基礎天端中心における変位の制限値は下記とする。 回転角0.02rad	道示Vに準拠。		

4-11 構造細目

(1) 鉄筋の配置

1) 主鉄筋は二重配筋までとし、鉄筋量、寸法、間隔は表7-33による。

表 7-33 主鉄筋

項目	最大	最小
鉄筋径	D51	D22
鉄筋間隔	鉄筋の中心間隔として300mm	鉄筋の純間隔として、鉄筋径の2倍以上、または最大粗骨材寸法の2倍の大きい方
鉄筋長さ	12m	3.5m
かぶり	設計径の外周から最外縁鉄筋までの最小かぶり70mm	

2) 帯鉄筋は最小径をD13とし、中心間隔は300mm以下とする。また、帯鉄筋の最小鉄筋量は、表7-34による。

表 7-34 帯鉄筋の最小鉄筋量

基礎の種別	最小鉄筋量	配置範囲
組杭深礎基礎	帯鉄器の直径は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

3) 主鉄筋は、原則として曲げモーメント最大位置から頭部まで変化させないものとする。

(2) 深礎基礎とフーチングの結合方法は、道示IVの従来方法Bによる。

(3) 組杭深礎基礎とフーチングの結合部は、鉛直方向及び水平方向の押し抜きせん断について照査を行う。

(4) 柱状体深礎基礎と躯体との接合部は、図7-60に示すように上部構造及び下部構造から荷重を基礎本体一般部へ確実に伝達できる構造とする。

(5) 土留め構造

1) 深礎基礎に用いる土留め構造は、ライナープレート及びモルタルライニングによるものとするが、構造・施工の両面から適切な工法を選定する。

2) 設計土圧、設計計算法は斜面上の深礎基礎設計施工便覧に示される土留め構造の設計法に準じてよい。

(6) 柱状体深礎基礎の土留め構造は、吹付コンクリートとロックボルト等により、地盤の状況に応じて過去の 実績から土留めパターンを決定する。

(1) 鉄筋の配置に際しては以下の点に留意する。

1) 深礎基礎の場合は、鉄筋の組立やコンクリートの打込みなどの作業が大気中における鉄筋コンクリート構造物と同様に施工ができるため、二重配筋までとした。また、主鉄筋の最大径は、付着性及び加工性などの点から 32 mm までのものが多く使用されているが、深礎基礎は、断面が大きいことや基礎本体の鉄筋の降伏によって基礎諸元が決定する場合が多いことから、D51 を用いてもよい。

2) 帯鉄筋の配筋に関する留意事項は以下に示す通りである。

①組杭となる場合の帯鉄筋は、一般の場所打ち杭の様に、フーチング下面から少なくとも基礎径の 2 倍の範囲内は、帯鉄筋の中心間隔を 150mm 以下で配置し、レベル 1 地震時および地震時保有水平耐力法でせん断照査をおこなって適切に配置する。なお、斜面上の深礎基礎の場合は、最大せん断作用位置が必ずしもフーチング下面になるとは限らないため、最大せん断位置で照査が必要である。

②帯鉄筋は最大 D22、中心間隔の最小間隔は 125 mm 以上とする。

③杭体内部で組み立てる場合の帯鉄筋は、施工性から杭径に関わらず図 7-59 に示す通り二分割以上とし、帯鉄筋径の 40 倍以上の重ね継手で、継手位置を各々 90° ずらして配置する。更に、半円形フック又は鋭角フックをつけて軸方向鉄筋に定着する。

3) 発生曲げモーメントが最大となる位置より下方の配筋については場所打ち杭に準じて配置する。

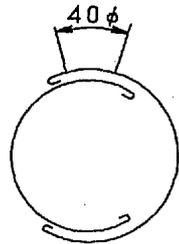


図 7-59 深礎杭の帯筋

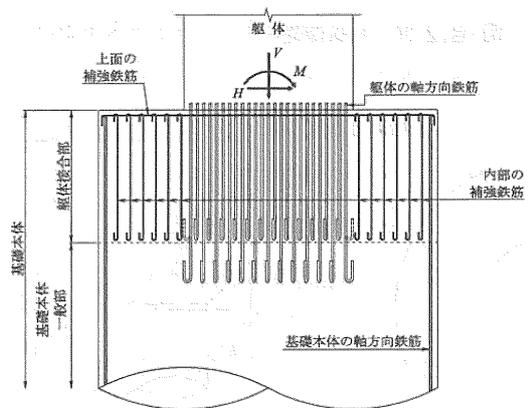


図 7-60 柱状体深礎基礎の躯体接合部の構造例

(2) 深礎基礎とフーチングの結合部は剛結合として設計する。杭頭部の埋め込み長は 10cm とし、杭頭の主鉄筋は鉄筋の定着長  $L_0 + 10d$  以上をまっすぐ延ばして定着する事を原則とする。フーチングに埋込む主鉄筋定着部には杭頭部と同等の帯鉄筋を配置する。

深礎基礎の軸方向鉄筋のフーチングへの定着は、組杭深礎基礎の同部がラーメン構造の接点部であることに配慮し、道示IV図 - 解 7.6.3(b)に示される定着長をフーチング下面から確保する。

(3) 組杭深礎基礎とフーチングの結合部は、深礎基礎頭部に作用する押込み力、引抜き力、水平力及び曲げモーメントに対して安全であることを照査する。具体的には、フーチング端部の深礎基礎に対して鉛直及び水平方向の押抜きせん断について検討を行えばよい。

押抜きせん断の照査は、レベル1地震動については、コンクリートのみのせん断強度を用いるものとし、レベル2地震動については鉄筋を評価して照査する。

(4) 躯体軸方向鉄筋の定着部は、図 7-61 に示すように定着位置が一断面に集中しないよう千鳥状に配置し、その端部の高さ方向の間隔は、1 m 程度以上離すのがよい。

(5) 1) 従来、深礎基礎施工に際してはライナープレートによる土留め構造が一般的であったが、深い基礎として十分合理的な構造体とするためには、基礎周面のせん断抵抗を期待することが不可欠である。そのため、モルタルライニング（吹付けまたは直打ち）によることが好ましい。ただし、モルタルライニングの採用においては以下の事項に留意が必要である。

①モルタルライニングの施工は、施工機械の搬入が必要のため、クレーン施工が可能な位置に限られる。また、2.5m 未満の小径の深礎径では現段階ではライニングの施工機械が開発されていないため、ライナープレートを用いる。

②崖錐や盛土等崩壊性の高い土質の場合や湧水がある場合には、ライナープレートによる土留めを使用する。

③吹付けの場合は、空気圧送方式であるため、粉塵が多く発生し、基礎径 3m 程度の狭い坑内では作業環境に問題があり、材料の跳ね返りが多い事から、基礎径が 3.5m 以上に使用する。

④地表部分と地中部分の土留め構造を、ライナープレートとモルタルライニングに分けて使用してもよい。

2) 設計土圧、設計計算法は斜面上の深礎基礎設計施工便覧に準じて行うものとする。尚、地形、地質によっては偏土圧が生じることもあり、この場合は補強鉄筋等を配置するなどして、安全に努めなければならない。ただし、ライニングの1ロットの長さは1.5m、最小厚さは10cmとする。

(6) 柱状体深礎基礎（5m 以上）の土留め構造は、吹付コンクリートとロックボルトによって行うことを標準とする。なお、これによりがたい場合はライナープレートを使用してもよい。

吹付コンクリートとロックボルトによる土留め構造は、過去の実績からパターン例を表 7-35 に示す。

第7編 基礎構造

表 7-35 柱状体深礎基礎土留め構造パターン例

岩級 区分	地表面 傾斜	設計径 (5.0m~10.0m)				設計径 (10.0m~15.0m)				設計径 (15.0m以上)			
		ロックボルト			吹付け コンクリート 厚さ (mm)	ロックボルト			吹付け コンクリート 厚さ (mm)	ロックボルト			吹付け コンクリート 厚さ (mm)
		長さ (m)	間隔 (m)			長さ (m)	間隔 (m)			長さ (m)	間隔 (m)		
			深さ 方向	断面方向	深さ 方向		断面方向	深さ 方向	断面方向				
C <sub>H</sub>	0~10°	3.0	2.0	2.0	(補強材 無し) 50	3.0	2.0	2.0	(補強材 無し) 50	3.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	2.0	2.0	(補強材 無し) 50	3.0	2.0	山側:1.5 他 :2.0	(補強材 無し) 50	3.0	1.2	山側:1.2 他 :1.5	100
	45° 以上	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	150
C <sub>M</sub>	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	4.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	100
	45° 以上	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	150
C <sub>L</sub>	0~10°	3.0	2.0		100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	100	4.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	100
	45° 以上	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	150
D	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	150	4.0	1.5	1.5	150
	10~45°	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	4.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	150
	45° 以上	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	200

吹付けコンクリートは  $\sigma_{ck}=18N/mm^2$ 、鉄筋は 25mm の異形棒鋼を用いている場合が多い。  
吹付けコンクリート厚が 100mm 以上の場合は、厚さ 3~5mm の溶接金網を用いている場合が多い。

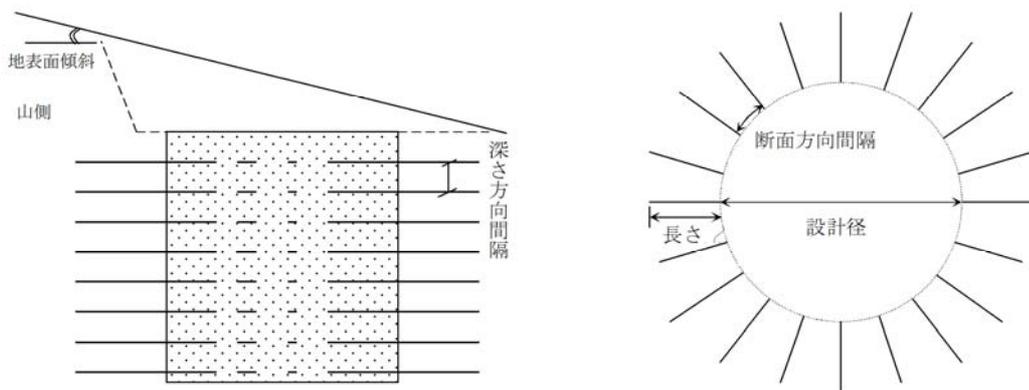


図 7-61 岩盤部土留め構造の概要



## 第8編 補修・補強

## 第1章 補修および補強総説

## 1-1 適用の範囲

本編は、東北地方整備局が直接管理する既設道路橋の補修・補強設計の標準を示すものである。既設道路橋の補修・補強設計に係わる事項で本編に記述がない事項については、下記の関係示方書や基準などによる。

表 8-1 関係図書一覧表

関係図書	発刊年	発行
道路橋示方書・同解説（Ⅰ～Ⅴ）	H24. 3	(社)日本道路協会
コンクリート標準示方書	各編最新版	土木学会
道路橋の耐震設計に関する資料	H9. 3	(社)日本道路協会
既設道路橋の耐震補強に関する参考資料	H9. 8	(社)日本道路協会
既設道路橋基礎の補強に関する参考資料	H12. 2	(社)日本道路協会
既設橋の耐震補強設計に関する技術資料	H24. 11	国総研資料 第700号 土研資料 第4244号
鋼道路橋防食便覧	H26. 3	(社)日本道路協会
道路橋支承便覧	H16. 4	(社)日本道路協会
道路震災対策便覧（各編）	H14. 4	(社)日本道路協会
橋梁定期点検要領	H26. 6	国土交通省道路局国道・防災課
既設橋梁の耐荷力照査実施要領(案)	H8	(財)道路保全技術センター
鋼鈹桁の桁端切り欠き部補強設計手引き(案)	H8	(財)道路保全技術センター
応力頻度測定要領（案）	H8	(財)道路保全技術センター
既設橋梁のジョイント工法の設計施工手引き(案)	H26. 1	(財)橋梁調査会
既設橋梁の補修・補強「事例集」	H8	(財)道路保全技術センター
既設橋梁の破損と対策	H8	(財)道路保全技術センター
床版損傷対策工法選定の手引き（案）	H9. 5	建設省東北地方建設局道路管理課

- (1) 本編は、既設道路橋の補修・補強設計について一般的な工法の概要を示したものであることから、実施にあたっては各工法の特性を十分理解するのはもちろん、対象橋梁の条件を把握して効率的、か

つ効果的になるようにしなければならない。

また、補修・補強設計については、補修・補強工法の他、調査や点検方法も含めて技術開発は目覚ましいものがあるため、その動向には十分留意して、新技術・新工法の採用を積極的に提案されたい。

## 1-2 用語の定義

本編において使用する用語は、下記の通り定義する。

- 1) 維持管理；既設橋梁及び橋梁付属施設について、道路利用者の安全と便益を確保する目的から、初期性能及び機能を保持するために行う維持修繕や管理をいう。
- 2) 補修；損傷が生じた橋梁（部材）について、損傷進行の抑制や耐久性の回復もしくは向上を目的とした維持管理対策をいう。
- 3) 補強；現行基準を満足しない、もしくは損傷が生じた橋梁（部材）について、耐久性や耐荷性、剛性など力学的な性能の回復もしくは向上を目的とした維持管理対策をいう。
- 4) 耐久性；橋梁あるいは部材に要求される性能（品質）に対して、長期性能変化に抵抗する性能をいう。
- 5) 耐荷性；橋梁あるいは部材に要求される性能に対して、荷重に抵抗する性能をいう。
- 6) 第三者被害；既設道路橋において、劣化した部位などが落下して第三者に与える被害をいう。ここで第三者とは、道路管理に従事する者を除く、当該橋梁に接近する人や車両、列車などをいう。
- 7) 橋梁点検；橋梁定期点検要領に準じて実施する橋梁の点検をいう。

## 1-3 補修・補強設計における基本的事項

補修・補強設計は、対象橋梁の現況把握を十分に行った後、下記要件を総合的に考慮して実施すること。

- 1) 橋梁の外部的諸条件（関係機関協議など）を満足すること。
- 2) 適切な補修・補強のレベルを設定すること。
- 3) 対象橋梁の構造細目を確認すること。
- 4) 対象橋梁の損傷状況や損傷原因から適切な対策工法を選定すること。
- 5) 第三者への影響を考慮すること。
- 6) 効率的・効果的であること（経済性・構造的性において）。
- 7) 維持管理の容易性を考慮すること。
- 8) 施工が確実・安全、かつ容易であること。

- (1) 対象橋梁が交差する道路や鉄道、河川などの交差条件を満足することが基本であり、該当する管理者と綿密な協議を行い必要条件を決定すること。

(2) 補修・補強のレベル設定は、今後の供用計画や将来の交通量予測などを十分考慮した上で決定すること。

(3) 既設橋梁の補修・補強設計においては、構造形状の把握が設計計画・施工計画において重要となるため、設計図書が現存しない場合、または現存する場合においても現地踏査で図面と異なる形状を有する場合などは、十分な現地の計測を行う。

また、部材の細目についても計測・調査を実施して部材厚や配筋状況を把握する必要がある。これらは設計当時の復元設計や非破壊試験、部材厚の計測や部分はつりによる直接目視などの方法が考えられる。

(4) 既設橋梁の補修・補強設計においては、損傷状況および進行度の把握や原因究明、必要に応じて耐荷力評価などのために十分な調査を行うことが重要である。調査は、現況の損傷を定量的に把握することや進行性を確認するとともに、原因究明、補修・補強の要否判定、工法選定の基礎データとなり、適切な対策工法を検討する上で非常に重要となる。

したがって補修・補強設計においては、定期的実施される橋梁定期点検結果を活用するとともに、必要に応じて現地調査を実施する必要がある。橋梁定期点検は損傷状況の把握、対策区分の判定及び点検結果の整理を行うことで、安全で円滑な交通の確保、沿道や第三者への被害の防止を図り、橋梁に係る維持管理を効率的に行うことを目的に実施されている。また、橋梁定期点検は橋梁の現状把握や補修・補強後の効果確認などの資料としても活用できることから、補修・補強設計には不可欠である。

また、各々既設橋梁の特性である交通状況や立地条件、架設年次、設計基準、橋梁形式、使用材料などを整理し、調査結果と対照することにより損傷原因究明につながることもある。

(5) 桁下に道路、鉄道、航路、公園及び駐車場など、第三者が利用する施設がある場合は、第三者被害を未然に防止する必要がある。このような橋梁が対象となる場合は、事前の点検や調査において放置すれば近い将来にコンクリート片の落下など第三者被害が想定される損傷の有無を確認し、発見した場合はすみやかに道路管理者に連絡し、除去の必要性を確認するものとする。

(6) 補修・補強の目的を十分満足する工法で、かつ、経済的であることについて、十分検討するものとする。ここで必要以上に経済性を追求して、構造的な施工性（安全性）、維持管理に対して不適切な対策工法を選定しないよう、留意する必要がある。

(7) 対策工法の選定においては、今後の維持管理を十分考慮した工法を検討することを基本とする。維持管理を考慮した場合、対策工法は以下の通り、検討する。

1) 維持管理において、各種橋梁点検で容易に点検が可能である工法が基本であり、主に目視による点検・調査が可能となる工法が最適であること。

2) こ線橋や交通量が非常に多い都市部のこ道橋は、点検や施工も容易でない。このような橋梁は今後の維持管理の作業性を考慮し、状況に応じた維持管理頻度を意識した対策工法を検討すること。

(8) 施工の確実性については十分検討すること。

施工計画においては、付近の地形状況や搬入路が確認できる図面が必要となるが、既存地形図と地形状況が大きく変わっていることも多い。このような場合は十分現地踏査を行い、施工計画上必要な地形情報については追加調査を提案し、適切な施工計画を検討すること。

(9) 耐震補強設計においては、以下の事項に留意すること。

- 1) 合理的な耐震補強設計を行うために、橋の構造特性を考慮し、レベル2地震動を受けた場合に対象とする橋がどのようにして挙動するのか、どの部材がどのような順序で損傷を受けるのかを把握し、その損傷が橋の耐震性能に対してどのような影響をおよぼすかを検討し、必要な耐震補強対策を検討すること。
- 2) 橋の耐震性の照査方法の選定、部材等の許容値の設定および抵抗特性のモデル化は、目標とする橋の耐震性能の観点から適切に行うこと。近年提案されている様々な耐震工法技術や制振装置は、当然ながら地震の影響を支配的に受ける部材に該当するものであり、道示V5.5の規定を満たすことが求められる。このため、こうした工法技術や装置の適用に際しては、実験等により検証された適用範囲や設計手法の前提条件をよく把握し、適切に検討を行う必要がある。
- 3) 耐震補強において追加設置された部材や装置等の取付け部が確実に機能を確保できるように配慮する必要がある。

また、落橋防止対策工においては、支承部等のレベル2地震動に対して機能を確保する部材又は装置およびそれらの取付け部に仮に損傷が生じたとしても、縁端拡幅のためのブラケットや落橋防止構造には影響が及ばず、その機能が確実に発揮されるよう配置することが重要である。

## 第2章 耐震補強設計

### 2-1 基本方針

<p>(1) 基本的に道路橋示方書を遵守し、現実的な補強工法を見いだす。</p> <p>(2) 既設橋梁の耐震補強設計においては、橋梁全体系として必要な耐震性を有するように配慮する。</p> <p>(3) 既設橋梁の耐震補強設計に際しては、個々の橋梁が有する条件に応じた適切な補強設計を行う事とする。</p> <p>(4) 既設橋梁の耐震補強設計においては、既設配筋を明確にした上で実施する事を原則とする。</p> <p>(5) 橋の重要度は、「B種の橋」に区分する。</p>
--

(1) 橋梁の耐震性は橋梁全体構造系として確保する必要がある、道路橋示方書を遵守して現実的な補強工法を選定し、適切な補強計画を立案する。

(2) 耐震対策として、個々の部材の補強だけでなく、橋梁全体系として耐震性の高い構造や大地震でも十分な機能を確保できる構造とすることが考えられる。したがって、耐震補強が必要と判定された橋梁については、橋脚の耐震補強（じん性や耐力確保）だけではなく、上部構造や下部構造、基礎構造および落橋防止システムを含めた橋梁全体系として検討するのがよい。一般的な耐震補強対策を下表に示す。なお、橋梁全体系の耐震補強でも十分な耐震性能を確保できない場合には、再構築を行うことも考えられる。再構築とは、上部構造の架替え、橋脚の再構築、橋梁全体の再構築などがある。

表 8-2-1 橋梁の耐震対策方法

	耐震補強方針	具体的な対策工法（例）
耐震補強	1) 構造系の変更による耐震性能向上	・免震化 ・多径間連続化 ・反力分散形式
	2) 構造部材の耐震性能向上	・橋脚の補強 ・基礎の補強 ・支承部の補強（水平力分担構造の追加）
	3) 落橋防止システムの構築	・落橋防止構造の強化 ・横変位拘束構造の設置 ・けたかかり長の確保

#### 1) 構造系の変更による耐震性能向上

構造系の変更目的は、一部材の補強だけを行うのではなく橋梁全体系として耐震性能を確保することで、ある部材の損傷が橋梁全体の致命的な破壊に至らないようにすることである。

多径間連続化や免震化、反力分散形式が考えられるが、各々適用性を考慮して採用するのがよい。

また、免震化や反力分散形式は移動量が増加するため、留意が必要である。

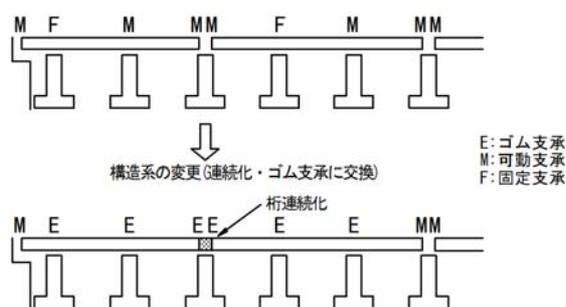


図 8-1 構造系の変更による耐震性能向上例

2) 構造部材の耐震性能向上

橋を構成する主要な部材の耐力あるいは変形性能を向上させることにより、橋梁全体系の耐震性を確保するものである。橋脚躯体や基礎の補強、支承の補強が挙げられる。

3) 落橋防止システムの構築

落橋防止システムの構築は、桁かかり長や落橋防止構造、横変位拘束構造からなる。システムの基本的な考え方は、支承本体が地震力に耐えることであり、これを超える地震力に対しては落橋防止システムが変位を防ぎ、これをも超える変位に対しても落橋を防止するため十分な桁かかり長を確保するというものである。

しかし、一般的な耐震補強検討手順としては以下の通り考える。

- ① 構造部材の耐震性向上による橋脚躯体の補強としてじん性向上や耐力増加と、落橋防止システムの構築により、万が一支承が破壊しても桁の落下を防止する方法の組合せにより耐震性を確保することを基本方針とする。
- ② 橋脚が負担する上部構造の慣性力が極端に大きい等、上記の橋脚躯体の補強や落橋防止システムの強化だけでは対応が困難な場合は、全体構造系の変更を検討する。しかし、採用にあたっては、工事の要否、経済性など総合的な判断が必要である。
- ③ 支承の補強・交換や落橋防止システムの構築にあたっては、取り付ける下部工の耐力や橋座周りの維持管理性等にも十分留意したうえで、最適な方法を選択することも重要である。

(3) 本章では一般的な耐震補強設計を対象としてとりまとめている。しかし、各橋梁においては構造条件はもとより環境条件や交差条件、施工条件など取り巻く環境はさまざまであり、一律な補強設計を示すことは困難であるため、個々の橋梁の条件に応じた耐震補強設計を適切に実施するものとする。

(4) 対象橋梁においては、配筋など不明な場合もあると考えられる。このような状況では適切な補強は実施できないため、下記に示す方法などで配筋状況を調査・推定した上で耐震補強を実施するものとする。

- 1) 竣工当時の設計基準に準じた復元設計による推定
  - 2) 鉄筋の非破壊検査法による推定
  - 3) かぶりコンクリートの部分的はつりによる直接確認
- また、基礎については必要に応じて地盤調査を実施する。

(5) 国土交通省東北地方整備局が直接管理する国道の橋梁においては、すべて「B種の橋」とする。したがってレベル2地震動における耐震補強設計で目標とする耐震性能は「耐震性能2」とする。

ただし、耐震補強設計においては、既設橋に固有の構造的な与条件があるために、道路橋示方書に示される計算方法の適用外である場合や、既設構造を活用しながら補強対策を行う場合等、新設する橋への適用を念頭に記載されている道路橋示方書の考え方をすべてそのまま適用するのが難しい場合がある。この場合は、個別の橋の構造条件と橋に求められる耐震性能を踏まえて適切に耐震補強設計を行う必要がある。表8-2-2に、レベル2地震動に対する耐震補強の目標として設定する耐震性能の例を、参考として3つ示す。

表8-2-2 橋梁の耐震対策方法

耐震補強において 目標とする橋の耐震性能	耐震設計上の 安全性	耐震設計上の 供用性	耐震設計上の修復性		道示V 表-解 2.2.1との対応
			短期的修復性	長期的修復性	
レベル2地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能が確保されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	地震後、橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急復旧で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である	耐震性能2と同等 (恒久復旧の容易さ等に違いがある)
レベル2地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	地震後、橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急復旧で対応できる	恒久復旧を行うことは可能である	
レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	———	———	———	耐震性能3と同等

なお、橋側歩道橋や横断歩道橋については、緊急輸送路の確保や第三者被害の予防を目的とした耐震性能を確保するため、「A種の橋」に準ずる。

## 2-2 橋脚の耐震補強設計

### 2-2-1 設計の基本

既設橋梁の橋脚補強では、じん性を向上させてねばり強い構造とし、基礎が支持できる範囲内で所定の躯体耐力向上を図ることを基本として、じん性と耐力の向上をバランスさせた工法を検討するものとする。

橋脚躯体の地震時保有水平耐力を向上させると、大きな地震力を受けた場合に、橋脚躯体から基礎構造物に伝わる地震力も大きくなり、基礎も含めた大規模な補強が必要になる可能性がある。したがって、基礎への影響を最小限に抑制するためには、橋脚のじん性を向上させて耐力が過度に上がらないような工法が望ましいとされる。しかし、橋脚躯体にじん性だけを期待すると、下図に示すように大規模な地震後に橋脚躯体に大きな残留変位が生じて復旧が困難になることが考えられる。以上から基礎が支持できる範囲内で所定の橋脚躯体耐力の向上を図り、じん性と耐力の向上をバランスさせる工法を採用する。

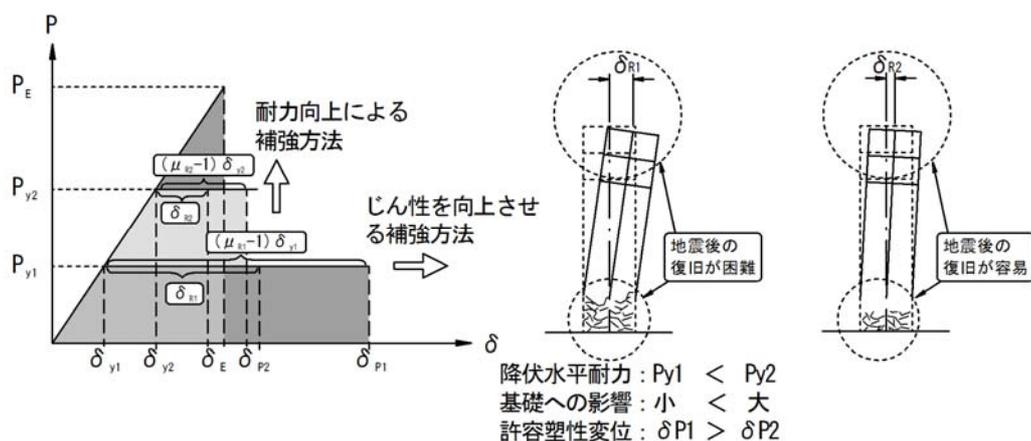


図 8-2 降伏水平耐力と許容塑性変位の関係

2-2-2 補強設計の考え方

既設橋脚の耐震補強設計に関する基本的な設計方針のフローチャートを次頁に示す。

- (1) 補強設計は基本的に最新の道路橋示方書を厳守し、静的照査法を基本とする。  
ただし、道路橋示方書が適用できる範囲・条件を十分勘案の上用いるものとする。
- (2) 基礎（フーチング含む）の補強は施工の困難性から、基礎の補強は不要、あるいは最小限とすることができる方法を検討するものとする。
- (3) 橋脚柱は基部において曲げ破壊型となることを基本とする。せん断破壊型や段落とし部の耐力不足の場合は、基部の曲げ破壊型に移行するよう補強することを原則とする。
- (4) 鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法により補強した橋脚において地震時保有水平耐力法により終局変位を求める場合の塑性ヒンジ長  $L_p$  は、道路橋示方書V編で算出される値に補正係数  $C_{lp}$  を乗じた値とする。
- (5) 橋梁一連では同一の補強方法を基本とし、各橋脚の変位量も可能な限り合わせる。
- (6) 設計水平震度の標準値は基礎補強も含めた橋梁全体系における耐震補強計画を十分考慮して設定することを基本とする。

- (1) 既設橋脚の耐震設計については、道路橋示方書V編に規定されている静的照査法（地震時保有水平耐力法）を用いて照査することを基本とする。ただし、地震時の挙動が複雑な橋については、動的照査法を含めた適切な解析方法の選定が必要であり、十分検討すること。

既設構造を活用しながら補強対策を行う場合、必ずしも最新の道路橋示方書が前提としている適用範囲、構造細目を既設構造物が満たしていない可能性があり、最新の設計手法を適用できないことがあることに留意したものである。

既設鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率の算出方法については、従来通り「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」に準拠する。ただし、設計地震動はH24道示Vによるものとし、タイプⅠの地震動に対する許容塑性率はタイプⅡに対する許容塑性率の値を用いる。

また、静的照査法（地震時保有水平耐力法）により下部工断面の変更が必要な橋脚において、現場条件等から変更が極めて困難と判断される場合も動的照査法により再度照査を行い判定するが、最終的に補強が極めて困難と判断される場合は構造系の変更により対応する。

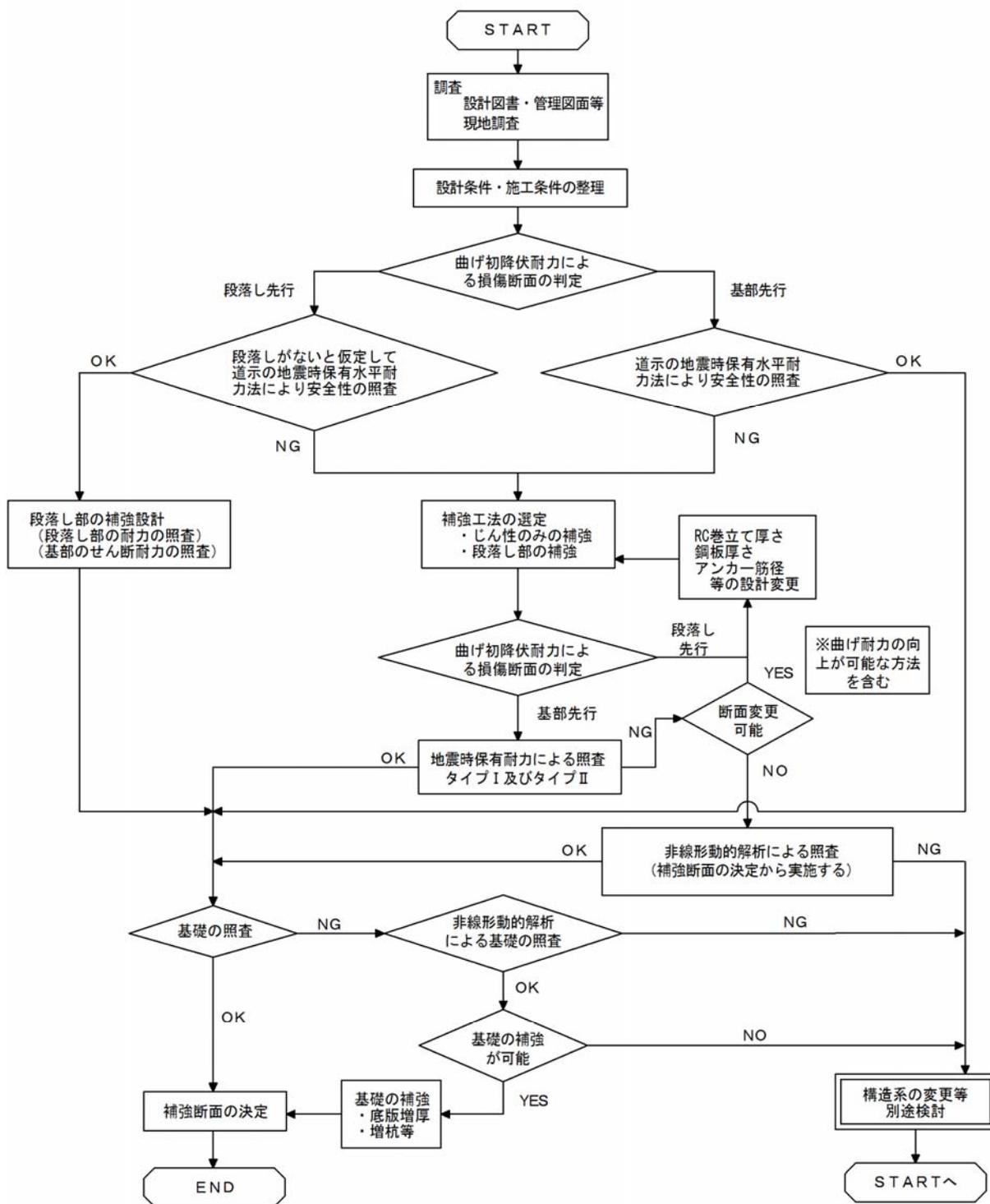


図 8-3 鉄筋コンクリート橋脚の基本的な耐震補強設計の流れ

(2) 基礎の補強は経済性や施工性（環境条件）から困難な場合が多いことから、耐震性向上のための基礎の補強は必要最小限にすることが重要である。必要に応じて解析方法の変更や支承条件の変更などによる全体構造系の変更も含めた検討が必要となる場合があるが、詳しくは「2-4 基礎の補強」を参考されたい。

(3) 橋脚のじん性を確保して急激な耐力の低下を生じないように、橋脚全体のせん断耐力が十分確保されていることが必要である。特に柱軸方向鉄筋の段落し部では下図に示すように曲げひびわれからせん断破壊に移行するパターンがあり急激な耐力低下を引き起こすため、段落し部では曲げ耐力も十分確保されていることが必要となる。したがって、照査において柱基部以外での破壊が先行する場合は、その部位を補強して柱基部曲げ破壊型に移行した上で地震時保有水平耐力法などにより照査を行うことを原則とする。

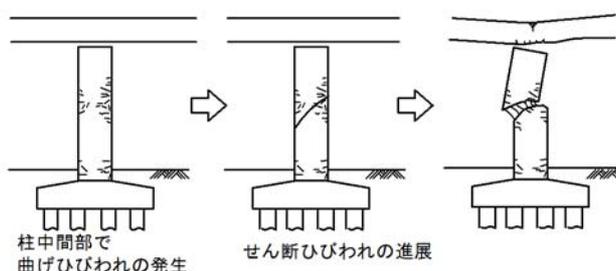


図 8-4 柱軸方向鉄筋の段落とし部の損傷パターン

(4) 鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法により補強した場合の塑性ヒンジ長は、今後さらに調査研究が必要な状況であるが、新設橋脚に比べて短くなることが実験により確認されている。そこで、このような実験結果を基に、補正係数  $C_{LP}=0.8$  として塑性ヒンジ長を算出する。

(5) 橋梁全体系として挙動をできるだけ合わせることを標準とした。なお、1 橋梁において既設橋脚高が著しく異なる場合などは、全体構造系で解析するのがよい。その結果として、各橋脚の構造特性にも十分考慮して複数の橋脚補強工法を組み合わせることが適正となる場合はこの限りではない。

(6) 設計水平震度の標準値は橋梁全体系における耐震補強計画を十分考慮して固有周期を算出するものとするが、基礎補強時期が明確でない場合などは、固有周期によらず一律に慣性力のピーク値を用いることを標準とする。これは、基礎が現行基準を満足していない場合は地震時に基礎が不安定となり固有周期が長周期化し、かつ将来基礎補強が実施された場合は構造物の固有周期が短周期化することが考えられ、各々慣性力を求める際にピーク値より小さい、あるいは大きい固有周期で設計されていると、前者では慣性力がピーク値となる可能性があり、後者では短周期化により慣性力が大きくなり脚柱補強に影響を及ぼすことが考えられるためである。

しかし、各々について十分照査して将来的に安全側の設計が可能と判断できる場合は、固有周期によって設計水平震度の標準値を求めて設計することは問題ない。

2-2-3 補強工法の選定

補強方法の選定においては、設計・施工上の制約条件や施工性、経済性を十分考慮して、検討する。

- (1) 橋脚の耐震補強方法としては、鉄筋コンクリート巻立て工法、鋼板巻立て工法、連続繊維シート巻立て工法などが考えられる。一般的には、下記の理由により、鉄筋コンクリート巻立て工法が用いられる例が多い。
  - 1) 一般的に他工法と比較して経済的な傾向にある。
  - 2) 鋼板巻立て工法は塗装などの維持管理を要するが、鉄筋コンクリート巻立て工法はコンクリート構造物のため維持管理は最小限に抑えられる。
  - 3) 鋼板巻立て工法は、一般的に許容塑性率が大きくできるため地震時保有水平耐力法において設計水平震度が小さくでき補強設計上は有利となるが、鉄筋コンクリート巻立て工法においても十分なじん性確保は可能である。
  
- (2) 河川橋などで阻害率が問題になる場合や高橋脚による施工性が問題になる場合など、経済性と合わせて対象橋脚の特性を考慮して、適時最適な工法を検討する必要がある。

## 2-3 鉄筋コンクリート巻立て工法の設計

### 2-3-1 設計一般

- (1) 巻立て部材は、既設部と一体として機能するものとする。
- (2) 鉄筋コンクリート巻立て範囲は、橋脚柱基部から頂部までとする。
- (3) 鉄筋コンクリート巻立て工法の計画においては、①じん性向上②耐力向上の順に検討する。
- (4) 柱基部の曲げ耐力算出においては、既設部鉄筋および補強部の底版にアンカー定着した軸方向鉄筋のみ考慮する。
- (5) 横拘束鉄筋量の算出においては、既設部および巻立て部の帯鉄筋を有効とし、横拘束鉄筋の有効長(d)は補強した帯鉄筋位置とする。
- (6) 段落し部の初降伏耐力は、柱基部の曲げ初降伏耐力の1.2倍以上となるよう鉄筋量を配置する。
- (7) 柱断面寸法の辺長比が1:3を超える橋脚の補強については、中間貫通帯鉄筋の配置を検討する。

- (1) 既設橋脚のコンクリート表面は一体化を図るためショットブラストなどで十分な表面処理を行うことを基本とし、新旧コンクリートの付着を確保しなければならない。

なお、付着強度は事前に試験施工を行ない確認することとし、この時、打継ぎ目の付着強度はブラスト工法の種類に係わらず $1\text{N}/\text{mm}^2$ を目安とする。

- (2) 鉄筋コンクリート巻立て工法は、橋脚全体のじん性向上および耐力向上を目的としているので、下図のとおり全体に巻立てることとした。下図のように張出しを有する橋脚の場合においても梁下と巻立てコンクリートの離れは構造上ないことが望ましいが、やむを得ない場合は施工性を考慮して張出し下端100mm程度以下までとし、施工上可能な範囲で上まで伸ばす。

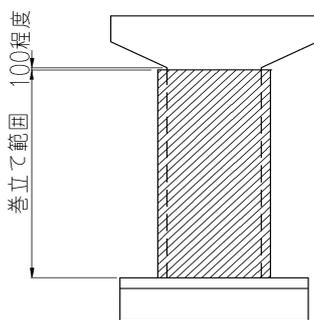


図 8-5 鉄筋コンクリートの巻立て範囲

- (3) 鉄筋コンクリート巻立て工法の計画においては、巻立て部の帯鉄筋配置によるじん性（変形性能）を向上させてねばり強い構造とし、設計水平震度の低減を図る。地震時保有水平耐力が不足した場合は、巻立て部の軸方向鉄筋をフーチングに定着させて耐力向上を図る。

(4) 橋脚柱基部の曲げ耐力向上に寄与する鉄筋は、既設フーチングに定着された軸方向鉄筋のみである。

(5) 既設部の帯鉄筋は、現行基準を満足しない構造（形状）においても横拘束鉄筋として考慮して良いこととした。これは鉄筋コンクリート巻立てにより既設部のかぶりコンクリートが剥落しないと考えられるためである。ここで、既設部と巻立て部の帯鉄筋間隔が異なる場合は、どちらかに換算して用いる。

なお、柱の補強を行わない場合は、現行基準を満足しない構造の既設部の帯鉄筋は横拘束鉄筋として考慮してはならない。ただし、この場合においてもせん断補強鉄筋としては取り扱ってよい。

(6) 軸方向鉄筋の段落し部での損傷の判定は、下式により行う。

$$\frac{M_{Tyo}/h_t}{M_{Byo}/h_B} \begin{cases} \geq 1.2 & : \text{基部損傷} \\ < 1.2 & : \text{段落し部損傷} \end{cases}$$

ここで、 $M_{Tyo}$ ：橋脚柱の段落し断面における初降伏曲げモーメント

$h_t$ ：橋脚柱の段落し断面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ

ただし段落し断面とは、道路橋示方書IV編に規定される定着長を考慮した設計上の位置とする。

$M_{Byo}$ ：橋脚柱の基部断面における初降伏曲げモーメント

$h_B$ ：橋脚柱の基部断面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ

補強設計により柱基部が損傷先行となるよう、橋脚躯体の基部が初降伏モーメントの1.2倍に達しても、段落し部が初降伏に達しないことを上式で確認する。

(7) 橋脚柱断面の辺長比が大きくなると、通常の巻立て補強を行っても長辺部の帯鉄筋がはらみ出し、十分なコンクリートの拘束効果が得られない。そこで、辺長比が1:3を越える場合には、橋脚柱を削孔して中間貫通帯鉄筋の配置を検討する。なお、中間貫通帯鉄筋は端部にフックを要するため、施工上困難な場合が多いため、PC鋼棒と定着プレートを用いて横拘束を図る工法を基本とする（以下、「中間貫通鋼材」という）。

2-3-2 使用材料

- (1) コンクリートの設計基準強度は、既設部材の強度以上とする。  
 (2) 鉄筋は、SD345 とする。

- (1) 鉄筋コンクリート巻立て工法に使用するコンクリートにおいては、下記事項に留意すること。
- 1) 巻立て厚が薄く鉄筋配置も密となるため、流動性を高めて施工性を改善する目的から高性能減水剤などの使用を検討すること。この場合、施工時には事前にベースコンクリートの材料や配合、流動化の方法、品質管理の方法について十分な検討を行い、所要の品質が得られるか確認する必要がある。
  - 2) 巻立て厚が薄いため初期養生には十分留意する。
- (2) H24 道示Vの改定では、従来の規定よりも降伏点の高い鉄筋（SD390、SD490）を鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋として使用することができるようになった。しかし、既設橋の耐震補強における巻き立て部の軸方向鉄筋のように、補強のためにフーチングに定着する軸方向鉄筋に SD390 又は SD490 を用いる場合については、軸方向鉄筋のフーチングへの定着方法や H9 参考資料の地震時保有水平耐力及び許容塑性率の算出方法の適用性等について実験データを基に検証がなされていない。このため、補強のためにフーチングに定着する軸方向鉄筋に SD390 又は SD490 は使用しない。

2-3-3 構造細目

- (1) 巻立てコンクリート厚は 250mm を標準とする。  
 (2) 補強部の配筋は、下表を標準とするものとする。

表 8-3 鉄筋径および配置

	最小径	最大径	間 隔
軸方向鉄筋	D16	D32	150～300mm
帯 鉄 筋	D16	D22	100～150mm

- (3) 軸方向鉄筋は、断面変化を行わない。  
 (4) 帯鉄筋は、柱基部から天端まで同径・同間隔で配置することを基本とする。  
 (5) 軸方向鉄筋の鉄筋位置は、設計上 150mm を標準とする。  
 (6) 中間貫通鋼材を配置する場合は、橋脚柱基部から補強後柱断面の短辺長区間に配置することを標準とする。ただし、既設橋脚がせん断破壊先行型または曲げ破壊からせん断破壊移行型の場合は、中間貫通鋼材を全長にわたって配置する。  
 (7) 組立て用アンカー筋は軸方向鉄筋を固定することを目的とし、1 本/m<sup>2</sup>程度配置する。

- (1) 巻立てコンクリート厚は施工性および実績を考慮して 250mm を最小として、50mm ピッチで増加させることが一般的である。ただし、柱幅に制約がある場合は、かぶりなどの条件を満足すれば 10mm ピッチで増加させてもよい。なお、補強部の部材厚が 500mm を超える場合は、他工法を含めて再検討する

こと。

- (2) 1) 軸方向鉄筋は D16～D32 を標準とし、軸方向鉄筋径は施工が煩雑にならないように橋軸・直角方向ともに同一径とする。また、軸方向鉄筋の間隔は、フーチングにアンカー定着する場合は 250mm 以上を標準とする。このとき、必ずしも橋軸・橋軸直角の両方向の軸方向鉄筋をフーチングに定着する必要はない。

なお、軸方向鉄筋径においてやむを得ず太径鉄筋を使用する場合は、他工法（併用工法も含む）や基礎への影響（柱の耐力増加に伴う影響、削孔長と底版厚の関係など）を十分検討しなければならない。本工法はじん性向上を主目的としたものであり、耐力向上による基礎への影響から 1 重配筋を原則とする。

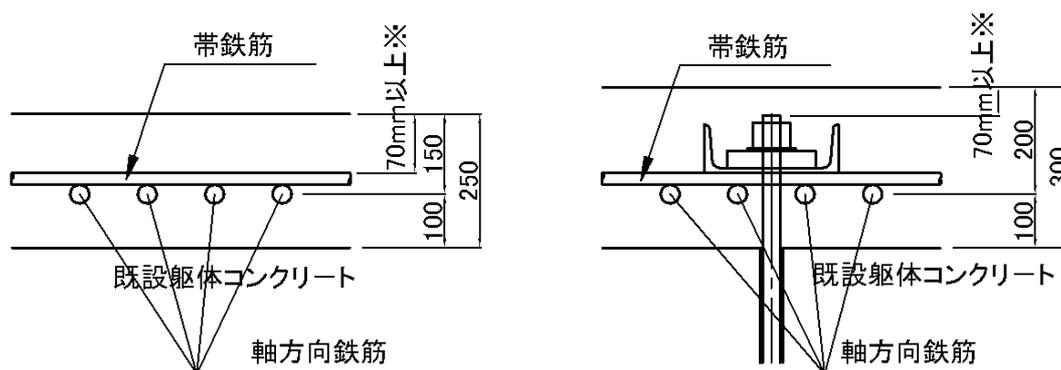
- 2) 帯鉄筋は D16～D22 を標準とするが、軸方向鉄筋に太径鉄筋を用いる場合は別途検討するものとする。また、帯鉄筋の配置間隔は 150mm を標準とするが、柱のじん性を向上させることが設計水平震度を抑え、基礎への影響を最小限にすると考えられるため、施工上問題ない範囲で帯鉄筋の配置間隔は 100mm まで可能とした。巻立て工法では一般的に横拘束鉄筋を配置せず帯鉄筋のみ配置するため、最小間隔 100mm でも施工上の問題はないと考えた。

- (3) 軸方向鉄筋は、橋脚全体で均一な補強効果を確保するため、柱基部から天端まで同径・同間隔を基本とする。ただし、高橋脚で設計図書から配筋状況が確実に確認できるものについては、道路橋示方書に準拠して別途検討すればこの限りではない。

- (4) 帯鉄筋も(3)同様の理由により、断面変化は行わないことを基本とした。ただし、高橋脚等で同一断面とすることが合理性に欠ける場合で、かつ既存の設計図書から配筋状況が確実に確認できる場合は、道路橋示方書に準拠して別途検討すればこの限りではない。

- (5) 軸方向鉄筋の位置は、削孔時の施工誤差や設計の煩雑性に配慮するとともに、軸方向鉄筋と既設橋脚の離れ 100mm として、150mm を標準とした。ただし、道路橋示方書Ⅳ編に規制するかぶりを満足することが基本であるので、太径鉄筋を使用する場合は留意するものとする。なお、凍結抑制剤の影響については、第2編を参照してかぶりを設定されたい。

また、中間貫通鋼材を用いる場合は、定着方法を考慮して決定するのが望ましい。PC 鋼棒と形鋼を用いた場合は、軸方向鉄筋と既設橋脚の離れは同様とし、巻立てコンクリート厚を下図の通り 300mm を標準とする。



(a) 中間貫通鉄筋が不要となる場合 (b) 中間貫通鋼材 (PC 鋼棒と形鋼) を用いる場合

※被りは凍結抑制剤の影響を考慮して設定する

図 8-6 標準的な巻立て厚および鉄筋かぶりの考え方

(6) 中間貫通鋼材は、実験により柱下端の塑性ヒンジが生じる可能性がある部分の拘束効果が高めることでじん性が向上することが確認されていることから、削孔による既設断面の損傷を最小限に抑えるように中間貫通鋼材は橋脚柱基部から補強後柱断面の短辺長区間に配置することを標準とした。

- 1) PC 鋼棒は B 種 1 号 (SBPR930/1080) を標準とする。
- 2) 使用径は  $\phi 17 \sim \phi 32$  (呼び径) を標準とし、構造的性を考慮して適切に選定する。
- 3) 配置間隔は、水平方向には補強後の橋軸方向断面幅以内、鉛直方向には 300mm 以内とする。

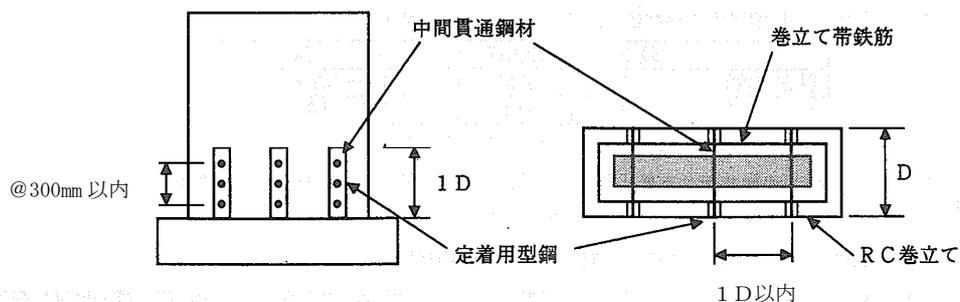


図 8-7 中間貫通鋼材の配置例

4) 中間貫通鋼材の配置においては、削孔時に既設橋脚の鉄筋に損傷を与えないよう事前に RC レーダーやはつり調査を行うなど十分留意しなければならない。

上記に対しては、施工性や構造的性、経済性などに配慮して適切な方法を選定する。

(7) 組立て用アンカーは施工中に落脱しないように十分な付着を確保する構造とする。また、削孔時に既設橋脚の鉄筋に損傷を与えないように留意しなければならない。

なお、軸方向鉄筋と既設壁の離れを 100mm とした場合の参考図を下記に示す。この時、組立て用アンカー鉄筋の数量は、数量計算書に配置図を示して計上すること。

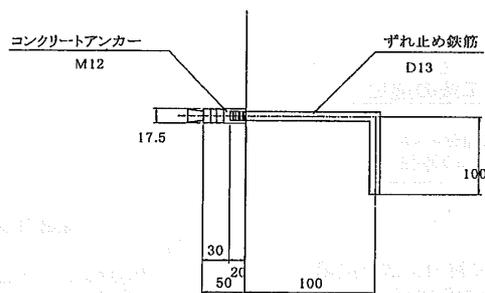


図 8-8 組立て用アンカー鉄筋の例

2-3-4 鉄筋の継手および定着

- (1) 軸方向鉄筋の継手は、重ね継手を用いない。
- (2) 柱基部における軸方向鉄筋のフーチングへの定着は、以下の通りとする。
  - 1) 定着長は、 $20D$  ( $D$ は軸方向鉄筋の呼び径) とする。
  - 2) 削孔部にはエポキシ樹脂を充填する。
  - 3) 削孔径は  $D+10\text{mm}$  ( $D$ は軸方向鉄筋の呼び径) 程度とし、削孔長は定着長に  $10\text{mm}$  の余堀りをとる。
- (3) 帯鉄筋の継手はフレア溶接の使用を基本とし、溶接長は帯鉄筋径の  $10$  倍とする。
- (4) 中間貫通帯鉄筋の定着は、以下の通りとする。
  - 1) 形鋼 (溝形鋼) を使用し、ナット定着 (ストレスは入れない) を標準とする。
  - 2) 溝形鋼のサイズは、 $[-200$  を標準とし、中間貫通帯鉄筋に  $\phi 32$  を用いた場合  $[-250$  とする。
  - 3) 削孔径は  $\phi +10\text{mm}$  ( $\phi$ はPC鋼棒の呼び径) 程度とする。

(1) 軸方向鉄筋の継手は、かぶりコンクリートが剥落しても応力伝達を損なわないよう、重ね継手は用いないものとする。継手方法は機械継手あるいはガス圧接とし、現場状況より決定する。

また新設橋同様、塑性ヒンジ長の  $4$  倍の区間内にある断面領域では、原則として軸方向鉄筋に継手を設けてはならない。

なお、鉄筋の定尺長は最大  $12.0\text{m}$  とするが、現場環境に留意した施工性に依りて適切に決定する。

(2) 柱基部における軸方向鉄筋のフーチングへの定着を示した。削孔時はフーチングの既設鉄筋に損傷を与えないように事前にRCレーダーやはつり調査を行うなど留意しなければならない。

なお、アンカー鉄筋の定着については、対象構造物における引張試験で所定の品質を満足するものであれば、充填材は上記に限定されない。

削孔径は施工性に配慮して軸方向鉄筋径に  $10\text{mm}$  程度の余裕を確保したものとする。なお、削孔内は清掃しても十分な殻除去は困難であるため、 $10\text{mm}$  の余堀りをとるものとした。

表 8-4 鉄筋径・削孔径の標準値

鉄筋径 D(mm)		D16	D19	D22	D25	D29	D32	D35
削孔径	図示径(mm)	26	29	32	35	39	42	45
削孔長	図示長(mm)	330	390	450	510	590	650	710

(3) 帯鉄筋はフックを付けて内部コンクリートに定着することが原則であるが、コンクリート巻立てにおいてはフック長の確保が難しいため、フレア溶接を基本とした。フレア溶接の構造細目は以下の通りとする。

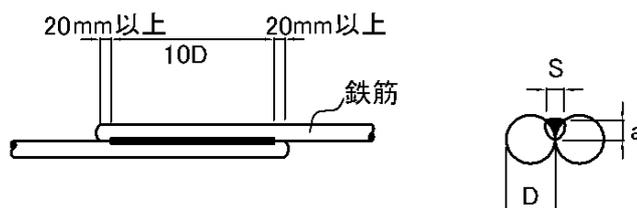


図 8-9 フレア溶接構造図

鉄筋径(呼び径) D (mm)	溶接ビート幅 S (mm)	のど厚 a (mm)
16	8.0	3.2
19	9.5	4.4
22	11.0	5.6

溶接ビートの幅 :  $S=0.5D$

のど厚 :  $a=0.39D-3$

( $10\text{mm} < D \leq 22\text{mm}$  の場合)

鉄筋径(呼び径) : D

ただし、帯鉄筋径 D25mm 以上では、継手長を別途算出する必要がある。

なお、フレア溶接継手は、外観および形状寸法検査と引張試験を実施し、継手が所要の性能を有するために必要な品質を満足することを確認すること。

(4) 中間貫通鋼材の定着部細目は下図の通りとする。なお、型钢形状は、帯鉄筋に太径やピッチがやむを得ず密になる場合などは適切に評価し、選定する。

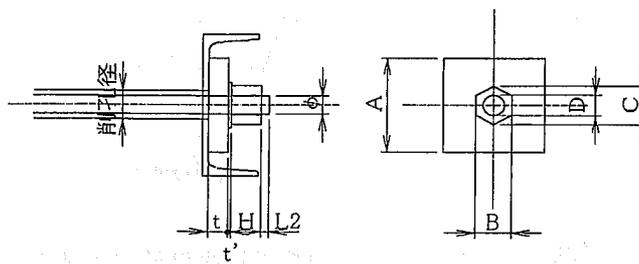


図 8-10 定着部の詳細図

第8編 補修・補強

表 8-5 PC 鋼棒と付属物の諸元

φ 呼び径 (mm)	公称 断面積 (mm <sup>2</sup> )	単位質量 (kg/m)	ねじの 呼び径	ピッチ (mm)	ナット (mm)		
					B	C	H
17	227.0	1.78	M18	1.5	34	39.2	27
23	415.5	3.26	M24	2.0	46	53.1	36
26	530.9	4.17	M27	2.0	50	57.7	40
32	804.2	6.31	M33	2.0	58	67.0	49

φ 呼び径 (mm)	t' ワッシャー厚 (mm)	支圧板 (mm)			余長 L2 (mm)	削孔径	
		1辺長 A	厚み t	孔径 D		呼び径 (in)	図示径 (mm)
17	2.9	90	18	20	7	1 1/4	32
23	4.0	120	25	27	10	1 1/2	38
26	4.0	135	28	30	10	1 1/2	38
32	4.5	165	32	36	12	2	50

## 2-4 基礎の補強

- (1) 耐震補強においては、基礎への影響を最小限となるよう計画・設計することを基本とする。
- (2) 基礎については、補強後の状態でレベル1地震動およびレベル2地震動において耐震性能の照査を行う。
- (3) 補強を検討する際は、下記事項に留意する。
  - 1) 既存基礎の信頼性評価について
  - 2) 補強レベル（グレード）の目標値設定について
  - 3) 施工性や経済性から最適な工法の選定について

(1) 基礎の補強は、下記を念頭に入れ、橋梁全体の耐震補強方法や解析方法を尽くして、基礎への影響を最小限となる耐震補強を計画することを基本とする。

- 1) 兵庫県南部地震では、杭体に亀裂が生じた事例はあったが、基礎本体の破断や大きな残留変位などといった地震時の安定性に影響を及ぼすような重大な被害は生じていないこと。
- 2) これまでの地震による基礎の被害状況においても、既設橋脚の基礎の中には必ずしも耐震補強が必要と判断されるものは多くないこと。
- 3) 基礎の補強は施工上の制約から多大なコストを要すこと。

また、基礎の補強の可否の判定においては、基礎の照査結果や現地の環境条件（交差物件や立地条件など）、地盤条件などの諸条件を十分勘案した上で判断する必要がある。補強の可否判定の目安としては、橋梁全体のバランスのとれた補強対策を尽くした上で、現地条件により倒壊や落橋といった甚大な被害が懸念される橋梁が考えられる。

- イ) 液状化に伴う流動化が生じる箇所に位置する橋梁
- ロ) 液状化が生じる箇所に位置する橋梁（液状化時の基礎耐力が著しく小さい橋梁）
- ハ) 洗掘が著しい橋梁
- ニ) 基礎の耐力および変形性能が著しく小さい橋梁 など

ただし、基礎補強の可否は、対象橋梁のおかれた条件に大いに左右されるものであり、現地条件を十分に考慮のうえ判断する必要がある。

耐震補強の現状は、耐震上急務とされる橋脚の耐震補強や落橋防止システムを先行整備している。これは上記のように基礎の損傷が落橋に直結することは少ないことや、基礎の補強が多大なコストを要する現状を反映している。

(2) 橋脚柱の耐震補強を実施する場合は、補強後の状態における基礎の照査を行う。照査は、レベル1およびレベル2地震動に対して安定性や耐震性能を評価し、基礎補強の可否を判定する。

なお、橋脚柱の耐震補強において、じん性向上を主眼とした軸方向鉄筋をフーチングに定着させない工法を採用した場合など、躯体耐力が大幅に増加しない場合は基礎の照査を省略できる。

ただし、この場合でも、地震時に液状化や流動化を起こす軟弱地盤上の基礎など、現地状況を考慮して大きな被害が懸念される橋梁については、照査を実施する。

- (3) 基礎の補強設計を行う場合は下記の問題点を考慮して補強計画を検討する。
- 1) 既存基礎の設計図書を確認するのはもちろんであるが、必要に応じて地質調査など地盤情報を確認する必要がある場合は十分な調査を行うこと。
  - 2) 基礎の諸元や配筋、場合により基礎形状自体が不明な場合も考えられるが、そのような場合は十分調査及び推定（復元設計など）を実施した上で補強設計を行う。  
また、橋梁付近の地形形状などは設計図書と大きく異なる場合や施工において周辺地域に影響を及ぼす恐れがある場合などは、十分な測量調査、施工計画検討を実施する。
  - 3) 補強レベルは、対象橋梁のおかれた現地条件等を十分に勘案して、経済性や施工性を考慮して現実的なものを選定する。
  - 4) 基礎の補強工法としては増杭や地盤改良が挙げられるが、桁下制限や既設杭の影響（斜杭など）から施工が困難で、多大な工事費が生じる可能性が高い。したがって、施工が可能な工法で、かつ経済的で安価な工法を選定する。
  - 5) 基礎の補強工法選定においては、経済性や施工性の向上にむけて新技術・新工法を積極的に採用して選定するのが望ましく、その動向には十分留意されたい。
- (4) 既設道路橋の耐震性能照査及び耐震補強設計においては、レベル1地震動に対して橋の耐震性能1を確保する場合には、基礎の損傷度Ⅰ、Ⅱ、Ⅲのいずれか以内となるように行う。また、レベル2地震動に対して橋の耐震性能2を確保する場合には、基礎の損傷度Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳのいずれか以内となるように、また、橋の耐震性能3を確保する場合には基礎の損傷度がⅤにならないように行う。  
いずれの点を基礎の限界状態とするかは、橋の応答変位や残留変位、強度や剛性の低下度を踏まえて、地震後に必要な通行の制限、橋の機能回復措置内容を考慮し、選定理由を含めて、個別の橋毎に検討する必要がある。

表 8-5-1 基礎の損傷度と基礎の状態

基礎の損傷度	基礎の状態
基礎の損傷度Ⅰ	基礎を構成する部材や部材を支持する地盤抵抗のいずれかが弾性（可逆性を有する）とみなせる限界点を越えていない状態
基礎の損傷度Ⅱ	基礎を構成する一部の部材やそれを支持する地盤抵抗が可逆性を有するとみなせる限界点を超えるものの、基礎全体としての水平力－水平変位関係においては基礎の降伏点を越えていない状態
基礎の損傷度Ⅲ	基礎全体系の水平力－水平変位関係における基礎の降伏点を越えた後、基礎としての最大強度を発揮する点（最大強度点）を越えていない状態
基礎の損傷度Ⅳ	基礎の降伏点及び基礎の最大強度点を越えた後、復元力の急激な低下が生じ始める点（終局点）を越えない状態
基礎の損傷度Ⅴ	基礎の部材損傷や支持地盤の崩壊により、復元力を喪失した状態

第8編 補修・補強

表 8-5-2 各基礎形式における損傷度に応じた基礎の塑性率の目安 (参考)

基礎形式		損傷度			
		II	III	IV	
直接基礎		1	4	8	
杭 基 礎	フーチング		1	2	5
	鋼管杭	H2 道示より前	1	2	4
		H2 道示	1	4	8
	場所打ち杭	S46 道示より前	1	2	4
		S46 耐震指針	1	3	6
		S55 道示	1	4	8
	既製コンク リート杭	H8 道示より前	1	2	4
		H8 道示	1	4	8
	木杭		1	—	—
	パイルバン ト橋脚	単列方向 (鋼管杭)		1	4
単列方向 (鋼管杭以外)		1	$1 + (\delta_u - \delta_y) / 1.8 \delta_y$ $\leq 4$	$1 + (\delta_u - \delta_y) / \delta_y$ $\leq 8$	
複列方向		各杭種と同様			
ケーソン基礎及び地中連続壁基礎 ( $M_c < M_y < M_u$ )		1	$1 + (\delta_u - \delta_y) / 1.8 \delta_y$	$1 + (\delta_u - \delta_y) / \delta_y$	
鋼管矢板基礎		鋼管杭基礎に準じる			

注1) 本表の塑性率は現時点での知見を踏まえ設定したものであり、現場条件等を踏まえ、現場の判断で適切に設定するものとする。

注2) 部材の曲げ損傷を前提として基礎の耐荷力保持、復元力保持という観点で各損傷度に応じた塑性率の目安を示しているものであり、部材のせん断破壊等が及ぼす影響は個別に検討する必要がある。また、一列の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する場合については、回転挙動が卓越し、ここに示す目安を超える水平変位が生じたとしても、水平力を保持できる場合があると考えられるため、個別に許容される応答変位を踏まえて設定する必要がある。

注3) 橋台及び斜面上の基礎は常時偏土圧を受けるため、ここに示す塑性率の目安よりも小さく設定する必要がある。損傷度III、損傷度IVの目安として4、8を示しているものについてはそれぞれ3、6とする。なお、これよりも小さな塑性率の目安を示している古い基礎形式については個別に検討を行う必要がある。

注4) 流動化に対しては、基礎での変形能で抵抗することを期待していないため、同様に、損傷度III、損傷度IVの目安として4、8を示しているものについてはそれぞれ2、4とする。なお、これよりも小さな塑性率の目安を示している古い基礎形式については個別に検討を行う必要がある。

## 2-5 既設橋の落橋防止システムの設計

### 2-5-1 基本方針

- (1) 既設橋における落橋防止システムは、図 8-11 に示すフローチャートによる選定を基本とする。
- (2) 既設橋梁の落橋防止システムは、予期できない構造系の破壊など不測の事態に対するフェイルセーフ機構として設置する。
- (3) 既設橋における計画では、取付部の構造や既設構造物の耐荷力、維持管理を考慮するものとする。
- (4) アンカー筋は既設コンクリートに確実に定着すること。
- (5) 落橋防止システムを構成する鋼製部材（ブラケット等）において、溶接線に直角な方向に引張応力を受ける継手には、完全溶込み開先溶接を用いるのを原則とし、部分溶込み開先溶接を用いてはならない。
- (6) 本項に記されていないものについては、本マニュアル第2編第3章に準じるものとする。

(1) H24 道示改訂により、支承部はレベル 2 地震動に対して支承部の機能を確保できる構造のみが規定されている。一方、既設橋に対する耐震補強においては、レベル 1 地震動に対してまでは抵抗するように設計された支承部が既に設置されているという、既設橋の固有な構造的な与条件がある。これは、改訂された H24 道示 V の考え方をすべてそのまま適用しようとすると、設計・施工の面でその対応が難しい場合もあり、また、結果として、支承部の周辺が煩雑な構造という本来避けるべき構造を生み出す可能性があるという。

したがって、支承部および落橋防止システムの対策は、耐震補強において目標とする性能レベルに応じて検討する必要がある。表 8-5-3 に、一般的な構造条件の既設橋に対する対策の考え方の例を示す。

落橋防止システムの計画においては、システムを構成する各構造機能を十分把握して機能の重複を避け、遊間量を考慮して適切に配置する。ここでは、既設橋梁における落橋防止システムの構造選定をフローチャートにとりまとめ、選定基準を設定する。

なお、落橋防止システムが必要とする機能は以下の通りである。

- 1) 桁かかり長
- 2) 落橋防止構造
- 3) 横変位拘束構造

図 8-11 に示すフローチャートは、桁かかり長の照査から既設構造の評価・判定を行い、落橋防止構造や横変位拘束構造等の必要性を選定する。

なお、既設橋梁の沓座縁端距離や桁かかり長が不足する場合は、道路橋示方書を満足するように拡幅する必要がある。

第8編 補修・補強

表8-5-3 既設橋の耐震補強における目標性能レベルに応じた支承部・落橋防止システムへの対応の考え方の例（橋軸方向の場合）

耐震補強において目標とする橋の耐震性能レベル	耐震補強において考慮する支承部及び上部構造に生じている状態			既設橋の耐震補強における支承部・落橋防止システムへの対応
	レベル1地震動まで	レベル1～レベル2地震動まで	支承部の破壊後	
レベル2地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能が確保されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	支承部は破壊するため、機能を喪失する <sup>※</sup> 。桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： レベル2地震動に対して機能確保できる支承部（必要に応じて、段差防止構造を設置） 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置
レベル2地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	既設の支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に損傷又は変状が生じるため、支承部の恒久復旧は容易におこなえないが、供用性に影響をおよぼす段差は生じない <sup>※</sup> 。また、水平力を分担する構造により水平力の伝達機能は確保されている。	支承部（水平力を分担する構造）は破壊するため、機能を喪失する。桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： 既設の支承部をそのまま使用 レベル2地震動による水平力を分担する構造の追加設置（必要に応じて、段差防止構造を設置） 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置
レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に損傷又は変状が生じるため、支承部は機能を喪失する。	桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： 既設の支承部をそのまま使用 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置

※）支承部に破壊が生じた場合にも、橋のすみやかな機能の回復が求められる場合には、当該支承部の構造条件等によってはその破壊により路面に数百mmの段差が生じる可能性がある場合もあるため、段差防止構造の設置等についても検討する。

「国総研資料第700号 既設橋の耐震補強設計に関する技術資料（H24.11）」より抜粋

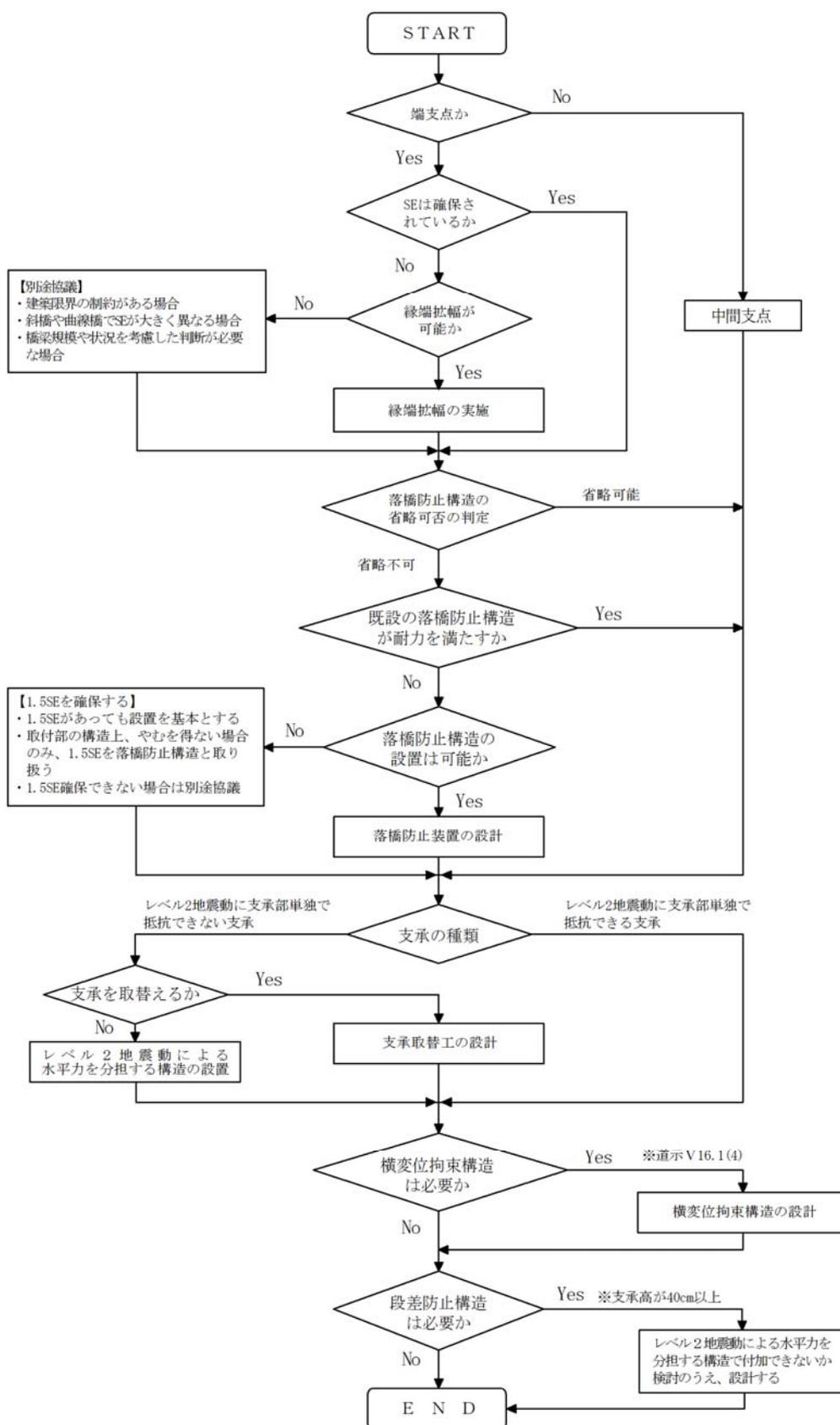


図 8-11 落橋防止システム選定のながれ

(2) 落橋防止システムは予期できない構造系の破壊が生じても上部構造の落下を防止できるようにすることが目的である。したがって、既設橋梁の落橋防止システムを計画する場合は、既設橋梁の構造を踏まえてフェイルセーフの思想に極力近づけるべく不足構造の補充などで対応する必要がある。

ただし、既設橋梁の橋座幅が1.5SEを有していた場合においても、落橋防止構造を設置することを原則とする。

また、地震時の上部構造の慣性力を支承部で確実に下部構造に伝達できるように支承構造の組み合わせを考慮して決定する。

- 1) レベル2地震動に対して機能確保できる支承部+落橋防止構造
- 2) 既設の支承+レベル2地震動による水平力を分担する構造+落橋防止構造

なお、横変位拘束構造は橋梁形状により設ける必要があるので、留意する。

また、H24道示による落橋防止構造の省略規定は、既設橋梁に適用しないものとする。これは、H24道示Vの改定では、落橋防止構造の設置を省略できる条件として、レベル2地震動に対して設計された支承部により上部構造が支持されること、及び、H24道示V16.2に規定される桁かかり長を確保していることが前提となっているためである。

参考として、支承および落橋防止システムに関する規定の推移を次頁に示す表にとりまとめるので参考されたい。

(3) 1) 取付部構造について

- イ) 現橋梁の橋座まわりの状況を考慮し、設置スペースなどに十分考慮して計画する。
- ロ) 落橋防止構造や横変位拘束構造、レベル2地震動による水平力を分担する構造は、取付部の耐力を照査した上で問題がないと判断した上で取り付ける。
- ハ) 取付部の構造上（設置が困難）や耐荷力（補強が困難）または維持管理上の問題があり、落橋防止構造の設置が困難な場合は、やむを得ず1.5SEを落橋防止構造と取り扱ってよい。

ここで設置が困難な状況とは、設置スペースの確保ができない場合などで、補強が困難な状況とは取付部耐力が不足して補強が大規模で経済性・構造的・施工性から問題が生じる場合とする。また、維持管理上の問題とは、設置により将来の点検や近接目視確認・補修施工等が困難となる部材が生じたり、支承部の周辺が煩雑な構造という本来避けるべき構造となる場合とする。

2) 既設構造物の耐荷力判定について

- イ) 既設の移動制限構造などの部材は、構造的と耐荷力上から落橋防止システムとして取り扱えるかを判定するものとする。ここで耐荷力の判定においては、新設同様の耐荷力を持つことを基本とする。
- ロ) 支承部の設計地震力は、従来の変位制限構造の設計地震力として用いられていた $3 \times kh \times Rd$ （ここで、 $kh$ はレベル1地震動に相当する設計水平震度、 $Rd$ は死荷重反力）ではなく、H24道示Vの15.4の規定によることを基本とする。
- ハ) 鋼桁の連結板など、衝撃を緩和する構造となっていない場合は落橋防止構造と取り扱ってはならない。

3) 維持管理について

- イ) 落橋防止システムの計画にあたっては、維持管理（橋梁点検を含む維持管理業務）に支障がない

よう留意する。

- ロ) 支承の取替え計画がある場合などは、撤去が容易な鋼製ブラケットなどの採用を検討する。補修・補強計画を十分確認した上で、経済性のみではなく維持管理の容易性などに留意した計画を行う。なお、鋼製ブラケットを採用する場合は、取付けボルトの位置や長さに留意した計画が必要である。

第8編 補修・補強

表8-6 支承と落橋防止システムに関する規定の推移

	昭和55年道路橋示方書	平成2年道路橋示方書	平成7年復旧仕様	平成8年・平成14年道路橋示方書	平成24年道路橋示方書
支承	<p>・タイプAの支承：震度法設計</p> <p>・免震支承を使用した場合：保有力法タイプ1照査</p>	<p>・タイプAの支承：震度法設計</p> <p>・免震支承を使用した場合：保有力法タイプ1照査</p>	<p>・ゴム支承（タイプB）、免震支承を推奨</p> <p>・震度法と保有力法タイプI、IIで設計</p>	<p>・タイプAの支承：震度法、保有力法（タイプI、II）の地震力に対して落橋防止システムと補完し合せて抵抗する設計</p> <p>・タイプBの支承：震度法、保有力法（タイプI、II）の地震力に対して支承単独で抵抗する設計</p>	<p>・レベル1地震動およびレベル2地震動に対して支承単独で抵抗する設計</p>
	<p>桁かかり長</p> <p>1) <math>L \leq 100</math> SE=70+0.5L</p> <p>2) <math>L &gt; 100</math> SE=80+0.4L</p> <p>※斜橋、重要橋は両方設置が望ましい。</p>	<p>桁かかり長</p> <p>1) <math>L \leq 100</math> SE=70+0.5L</p> <p>2) <math>L &gt; 100</math> SE=80+0.4L</p> <p>※斜橋および曲線橋の場合以下の相対を各々下回らない</p> <p>SE=50L(sinθ - sin(θ - αE))</p> <p>SEφ = (0.5φ + 70)(sinθ / cos(φ/2)) + 30</p>	<p>桁かかり長</p> <p>1) <math>L \leq 100</math> SE=70+0.5L</p> <p>2) <math>L &gt; 100</math> SE=80+0.4L</p> <p>※斜橋及び曲線橋の場合以下の相対を各々下回らない</p> <p>SE=50L(sinθ - sin(θ - αE))</p> <p>SEφ = (0.5φ + 70)(sinθ / cos(φ/2)) + 30</p>	<p>桁かかり長</p> <p>1) <math>SE = UR + ua</math> (ua = ε al.)</p> <p>※動的解析の場合は最大相対変位によりURを算出</p> <p>2) 桁かかり長の最小値</p> <p>SE=70+0.5L</p> <p>3) 斜橋および曲線橋の場合以下の相対を各々下回らない</p> <p>SE=50L(sinθ - sin(θ - αE))</p> <p>SEφ = (0.5φ + 70)(sinθ / cos(φ/2)) + 30</p>	<p>桁かかり長</p> <p>1) <math>SE = UR + UG</math> (UG = ε (GL))</p> <p>※動的解析の場合は最大相対変位によりURを算出</p> <p>2) 桁かかり長の最小値</p> <p>SE=70+0.5L</p> <p>3) 斜橋および曲線橋で、かつ1径間又は2径間の一連の上部構造を有する橋</p> <p>SEφ = 2Lθ sin(αE/2) cos(αE/2 - θ)</p>
落橋防止システム	<p>落橋防止装置（震度法）</p>	<p>落橋防止装置</p> <p>（震度法）</p>	<p>1) 落橋防止装置</p> <p>※衝撃が生じにくい構造、直角方向への自由度及び損傷させない。</p> <p>2) 複数設置</p>	<p>落橋防止構造</p> <p>（上部工の落橋を防止）</p> <p>タイプA</p> <p>必要 但し橋長50m以下（I種地盤）、橋長25m以下（II種地盤）は設置不要</p> <p>タイプB</p> <p>必要</p>	<p>落橋防止構造</p> <p>（上部工の落橋を防止）</p> <p>必要 但し橋軸方向に大きな変位が生じにくい橋、又は端支点の鉛直支持が失われても上部構造が落下しない橋は設置不要</p> <p>支承単独で地震動に抵抗する設計となったため、変位制限構造は廃止。</p>
	<p>可動支承</p>	<p>可動支承</p>	<p>可動支承</p>	<p>変位制限構造</p> <p>（上下部の相対変位を抑制する）</p> <p>タイプA</p> <p>必要</p> <p>タイプB</p> <p>不要</p>	<p>変位制限構造</p> <p>ジョイントプロテクター：規定されていない（伸縮装置本体および取付け部材がレベル1地震動に対して体力を有するようとする）</p> <p>ジョイントプロテクター：変位制限構造と兼用可（タイプA支承の場合）</p>
橋軸方向	<p>移動制限装置</p>	<p>移動制限装置</p>	<p>移動制限装置</p>	<p>移動制限装置</p>	<p>移動制限装置</p>
	<p>可動支承</p>	<p>可動支承</p>	<p>可動支承</p>	<p>可動支承</p>	<p>可動支承</p>
橋軸方向	<p>1) 落橋防止装置</p> <p>設計水水平力 <math>H = 2 \times kh \times R_d</math></p> <p>許容値動増し</p> <p>2) 可動支承の移動制限装置</p> <p><math>H_s = 1.5 \times kh \times R_d</math></p> <p>許容値動増し</p>	<p>1) 落橋防止装置</p> <p>設計水水平力 <math>H = R_d</math></p> <p>許容値動増し</p> <p>2) 可動支承の移動制限装置</p> <p><math>H_s = 1.5 \times kh \times R_d</math></p> <p>許容値動増し</p>	<p>1) 落橋防止装置</p> <p>設計水水平力 <math>H = 1.5 \times R_d</math> (許容値動増し)</p> <p>落橋防止最大設計移動量：SF=0.75SE</p> <p>2) 変位制限構造</p> <p><math>H = 3 \times kh \times R_d</math> (許容値動増し)</p> <p>設計移動量：温度変化等常時の移動量</p> <p>3) ジョイントプロテクター</p> <p><math>H = kh \times R_d</math> (許容値動増し)</p> <p>4) 段差防止構造</p> <p>支承破損時に上部構造を支持できる構造</p> <p>落橋防止構造や変位制限構造等による兼用可</p>	<p>1) 落橋防止構造</p> <p>上下部構造を連結する形式の場合</p> <p>HP=PLG (許容値動増し)</p> <p>ただし、<math>HP \leq 1.5R_d</math></p> <p>PLG：当該支点を支持する下部構造の橋軸方向の水平耐力</p> <p>2連の桁を相互に連結する形式の場合</p> <p>HP=1.5×Rd (許容値動増し)</p> <p>落橋防止最大移動量：SF=0.75SE</p> <p>2) 段差防止構造</p> <p>支承破損時に上部構造を支持出来る構造</p>	<p>1) 落橋防止構造</p> <p>上下部構造を連結する形式の場合</p> <p>HP=PLG (許容値動増し)</p> <p>ただし、<math>HP \leq 1.5R_d</math></p> <p>PLG：当該支点を支持する下部構造の橋軸方向の水平耐力</p> <p>2連の桁を相互に連結する形式の場合</p> <p>HP=1.5×Rd (許容値動増し)</p> <p>落橋防止最大移動量：SF=0.75SE</p> <p>2) 段差防止構造</p> <p>支承破損時に上部構造を支持出来る構造</p>
	<p>規定なし</p>	<p>規定なし</p>	<p>落橋防止装置の設置等の検討が望ましい（復旧仕様等の参考資料）。</p> <p>斜橋（斜角60度以下）、曲線橋（R≤100m）、ゲルバー桁掛違い部、横梁の無い車中橋脚の橋</p>	<p>1) 変位制限構造</p> <p>タイプAの支承：必要</p> <p>橋・曲線橋・下部構造の頂部幅の狭い橋・1支承線上の支承数の少ない橋・地震流動化により橋脚が直角方向に移動する可能性がある橋の場合必要</p>	<p>1) 横変位拘束構造</p> <p>斜橋・曲線橋・下部構造の頂部幅の狭い橋の場合必要</p> <p>地震流動化により橋脚が直角方向に移動する可能性がある橋は、個々の構造条件や支点条件に応じた対策を検討</p>
直角方向	<p>設計水水平力 <math>H = R_d</math></p> <p>許容値動増しなし</p>	<p>設計水水平力 <math>H = R_d</math></p> <p>許容値動増しなし</p>	<p>設計水水平力 <math>H = R_d</math></p> <p>許容値動増しなし</p>	<p>設計水水平力 <math>H = R_d</math></p> <p>許容値動増しなし</p>	<p>設計水水平力 <math>H = R_d</math></p> <p>許容値動増しなし</p>
	<p>HS=PTR (許容値動増し)</p> <p>ただし、<math>H_s \leq 3 \times kh \times R_d</math></p> <p>PTR：当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力</p> <p>設計遊間量：レベル2地震動に対する支承部の橋軸直角方向への変形量に余裕量を見込んだ値</p>	<p>HS=PTR (許容値動増し)</p> <p>ただし、<math>H_s \leq 3 \times kh \times R_d</math></p> <p>PTR：当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力</p> <p>設計遊間量：レベル2地震動に対する支承部の橋軸直角方向への変形量に余裕量を見込んだ値</p>	<p>HS=PTR (許容値動増し)</p> <p>ただし、<math>H_s \leq 3 \times kh \times R_d</math></p> <p>PTR：当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力</p> <p>設計遊間量：レベル2地震動に対する支承部の橋軸直角方向への変形量に余裕量を見込んだ値</p>	<p>HS=PTR (許容値動増し)</p> <p>ただし、<math>H_s \leq 3 \times kh \times R_d</math></p> <p>PTR：当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力</p> <p>設計遊間量：レベル2地震動に対する支承部の橋軸直角方向への変形量に余裕量を見込んだ値</p>	<p>HS=PTR (許容値動増し)</p> <p>ただし、<math>H_s \leq 3 \times kh \times R_d</math></p> <p>PTR：当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力</p> <p>設計遊間量：レベル2地震動に対する支承部の橋軸直角方向への変形量に余裕量を見込んだ値</p>

(4) アンカー筋の既設コンクリートへの定着は、以下の通りとする。

- 1) 定着長は、15D (Dはアンカー筋の呼び径) 以上とする。
- 2) 削孔部にはエポキシ樹脂を充填する。
- 3) 削孔径は  $D+10\text{mm}$  (Dは軸方向鉄筋の呼び径) 程度とし、削孔長は定着長に 10mm の余堀りをとる。

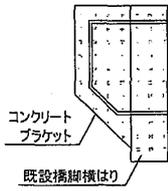
なお、アンカー筋を定着する際は既設コンクリートの健全性を確認するのがよい。また、縁端拡幅が施された箇所に落橋防止システムを設ける場合は、既設の縁端拡幅の耐力を確認する必要がある。

(5) 既設橋梁の落橋防止システムにおいても新設橋梁同様に道路橋示方書を厳守することが基本であり、落橋防止システムの計画・設計にあたっては、本マニュアル「第2編 橋梁一般」の『第3章 落橋防止システム』を準用されたい。なお、既設橋梁の落橋防止システムの構造例を下記に示す。

1) 桁かかり長

桁かかり長の確保は、下部構造の沓座縁端を拡幅する構造が一般的で、鉄筋コンクリート構造と鋼製ブラケット構造がある。鉄筋コンクリート構造が経済性に優位となるため一般的で、鋼製ブラケット構造は施工性から選定されることが多い。

表 8-7 縁端拡幅の構造例

鉄筋コンクリート構造	鋼製ブラケット構造
	

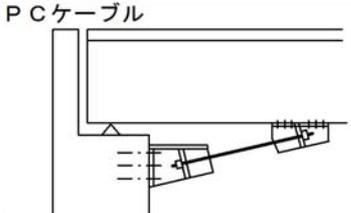
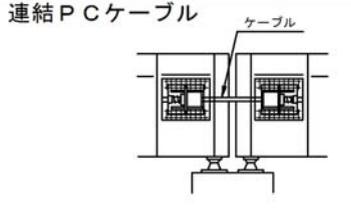
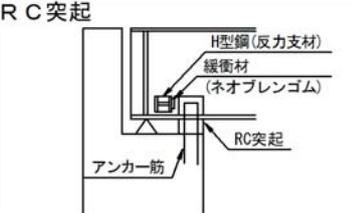
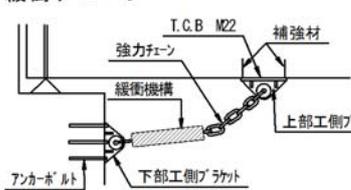
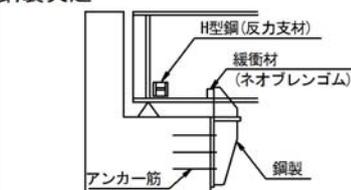
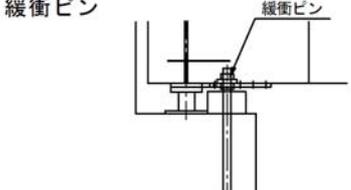
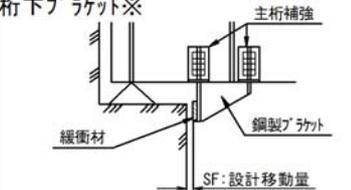
2) 落橋防止構造

落橋防止構造は桁かかり長と補完しあうものとして互いに独立して落橋を回避するものであり、構造として以下のタイプがある。

- ① 上部構造と下部構造を連結する構造
- ② 2連の上部構造を相互に連結する構造
- ③ 上部構造と下部構造に突起を設ける構造

なお、落橋防止構造の選定においては、支承機能（移動や回転など）を損なわないことや直角方向への移動にも追従することも考慮する必要がある。

表 8-8 落橋防止構造の構造例

上部構造と下部構造を連結する構造	2連の上部構造を相互に連結する構造	突起を設ける構造
<p>PCケーブル</p> 	<p>連結PCケーブル</p> 	<p>RC突起</p> 
<p>緩衝チェーン</p> 		<p>鋼製突起</p> 
<p>緩衝ピン</p> 		<p>桁下ブラケット※</p> 

※ 桁下ブラケット構造は、両端が剛性の高い橋台に支持された橋梁の場合とする。

### 3) 横変位拘束構造

横変位拘束構造は、支承部が破壊したときに、橋の構造的な要因等によって上部構造が橋軸直角方向に変位することを拘束する機能を有するものである。

なお、横変位拘束構造は、橋軸直角方向の落橋防止対策として設置されるものであり、従来のタイプA支承を補完する変位制限構造とは異なる点に留意すること。

### 4) 段差防止構造

H24 道示では、段差防止構造は落橋防止システムの構成要素には含まれていない。

ただし、支承本体の高さが高い支承部（例：ロッカー支承、ピン・ローラー支承）や台座コンクリートの高さが高い支承部等では支承部の損傷により路面に数百 mm の段差が生じる可能性があり、その対策として、従来の道示で規定されていた段差防止構造の設置は有効である。段差防止構造としては、以下のタイプがある。

- ① 鋼構造による台座
- ② コンクリート構造による台座

## 第3章 耐荷力補強設計

### 3-1 基本方針

- (1) 補強にあたっては、現行の道路橋示方書に準拠することを基本とする。
- (2) 補強にあたっては、設計図書により形状寸法や設計条件、配筋状況などを十分把握するのは勿論、既往の点検結果や損傷形態・程度を十分に把握して実施すること。
- (3) 床版および主桁の補強設計においては、図8-12に示すフローチャート手順を基本とする。
- (4) 補強工法の選定においては、適切な工法を選定すること。

(1) 補強設計にあたっては、現行の道路橋示方書に準拠することを基本とした。ただし道路橋示方書を準拠したことにより、大規模な補強が必要となる場合・耐久性の低下を招く恐れがある場合・下部工に著しく影響する場合などは、十分な検討を行った上で、適切な工法を選定する。また維持管理計画にも十分留意し、新橋架替え計画などがあり明らかに暫定措置となる場合は補強レベルなど費用対効果を考慮して適切に設定すること。

(2) 補強設計においては、下記事項を確認する。

- 1) 設計図書の有無を確認し、設計基準や指針、図面により構造物の規模や形状を把握する必要がある。設計図書がない場合は、現地調査による形状や鋼材配置などの確認や復元設計による推定を行う。
- 2) 橋梁台帳により補修・補強履歴を把握する。
- 3) 橋梁点検（定期点検や通常点検など）報告書により、損傷の有無や程度を把握する。
- 4) 現地踏査により上記の既存資料における各事項を確認する。明らかに資料と異なる場合は、計測を含む詳細な調査の実施し、現状を正しく把握する。  
また、現地踏査においては、構造条件や損傷状況の確認のほか、立地条件や交通条件、施工条件などを確認する。
- 5) 補強工法や調査、点検方法などは技術開発が目覚ましく、その動向には十分留意して現状を把握するとともに、新技術や新工法の特徴や課題を理解した上で積極的な採用を心がける。

(3) 床版および主桁の補強設計手順フローチャートを参考として図8-12に示す。

なお、主桁の照査Ⅰ・照査Ⅱにおいては「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）」に概略照査方法が例として示されている。また、実応力の照査方法については参考資料として「応力頻度測定要領（案）」がある。これらを参考にして橋梁の損傷状況や交通状況の総合的な観点から補強の可否を判定することが必要である。その他の部位についても現状ですでにかなりの損傷が見られる橋梁は、補修・補強が必要である。特に輪荷重が直接載荷する床版は、活荷重により損傷進行が早まると予想されるので留意を要す。また、特定部位（ゲルバーヒンジや桁端部切欠き部）は疲労の影響を受けやすいので、損傷がなくても補強することを原則とする。

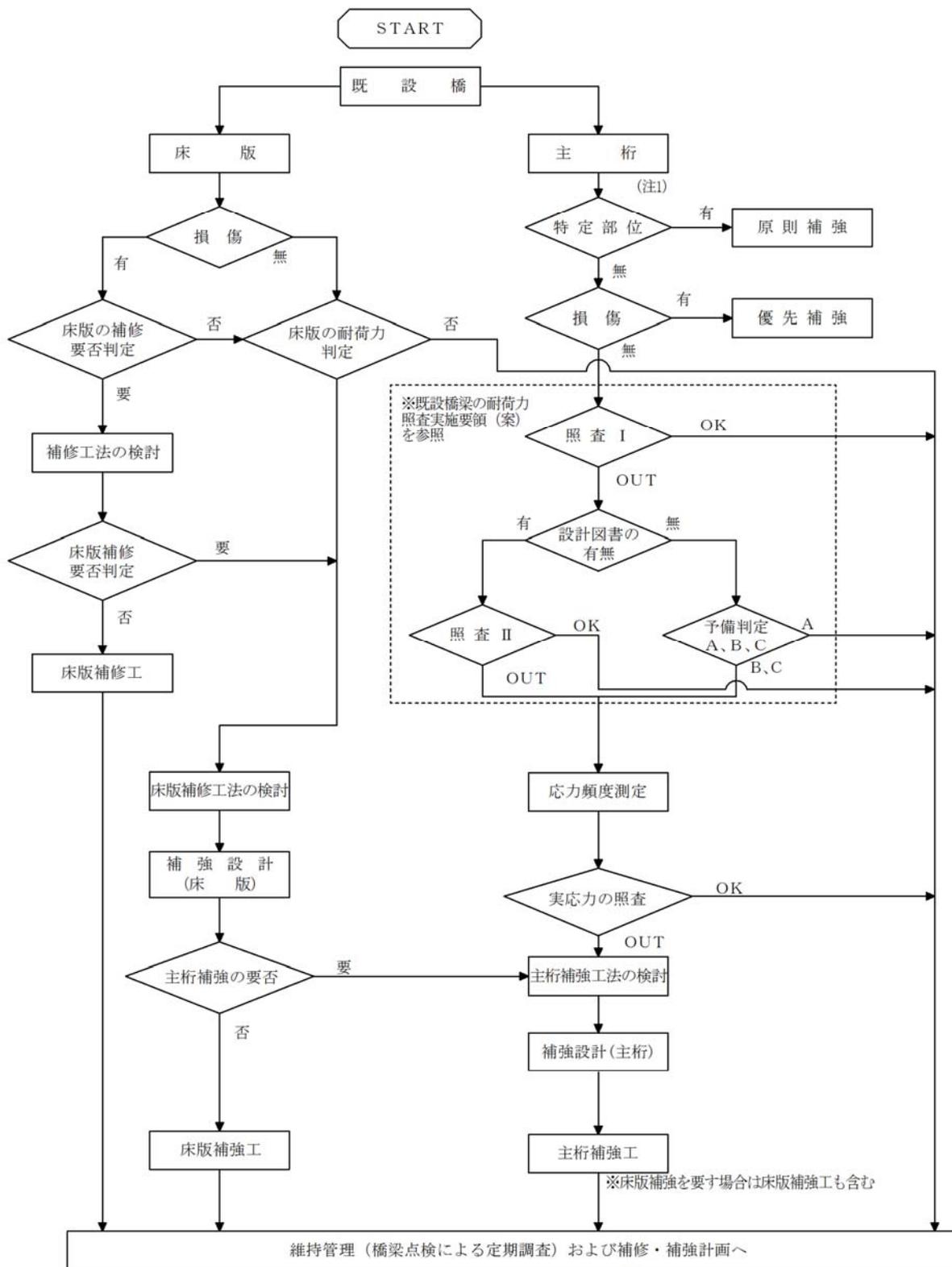


図 8-12 補強設計の手順

- (5) 補強工法の選定においては、設計上および施工上から下記に留意して選定する。
- 1) 損傷程度が著しい場合は、断面欠損やひびわれなどの影響による断面性能の低減などを反映した補修・補強検討を行い、適切な工法を選定する。
  - 2) 補修・補強にあたっては、現在健全である既設部材を痛めるなど、現行耐荷力や耐久性を低下させるような無理な工法は採用しないよう留意する。
  - 3) 補修・補強技術の進展は目覚ましいものがあり、新技術・新工法の積極的な採用が望ましい。ただし、補修・補強技術は未だ確立されたものとは言えないため、実績がない工法の採用にあたっては、試験や実験などで事前に評価を行うとともに、必要に応じて実橋で載荷試験などを行い事後評価、さらには追跡調査（橋梁点検）を行う。なお、事後評価を行う際は、施工前の状態も十分把握しておかなければならない。
  - 4) 補強工事の実施まで時間を要す場合は、損傷状態に応じて耐久性を確保する補修工法も合わせて検討する。
  - 5) 補修・補強工法の選定においては、目的を十分満足する工法で経済的であることはもちろんだが、施工性も十分考慮するとともに、今後の維持管理性にも十分に配慮し計画する。
  - 6) 補修・補強の施工性は、既設橋梁の交通状況や橋下条件（交差物件や利用状況なども含む）、周辺環境などを十分検討して適切な工法を選定する。
  - 7) 交通規制については、作業期間だけではなく養生期間も考慮して計画する。
  - 8) 施工計画にあたっては、既設部材に影響を及ぼす程度を検討して、最適な工法を選定する。

### 3-2 鉄筋コンクリート床版

- (1) 鉄筋コンクリート床版の補強を含めた対策においては、「床版損傷対策工選定の手引き(案)」に準拠することを基本とする。
- (2) 床版補強は、現行の道路橋示方書に準拠する。
- (3) 床版補強による死荷重増加に対しては、主桁の断面照査を実施する。
- (4) 補強工法の選定においては、手引き以外にも新工法・新技術を積極的に提案する。

- (1) 東北地方整備局が直接管理する橋梁の鉄筋コンクリート床版については、「床版損傷対策工選定の手引き(案)」に準拠することを定めた。手引きは鉄筋コンクリート床版における点検方法や損傷の要因、補修・補強工法の概要、対策工法の選定の考え方に至るまでとりまとめられたものであり、耐荷力補強設計以外においても参考されたい。
- (2) 床版の補強は現行道路橋示方書に準拠するものとし、補強レベルは「B活荷重」によることを原則とする。なお、床版設計に関する基準の変遷を次頁にとりまとめたので参考されたい。
- (3) 床版補強による死荷重増加に対しては、その影響を考慮して別途主桁の耐荷力照査を実施しなければならない。このとき、主桁の耐荷力照査は、道路橋示方書に準じてB活荷重による応力照査による。
- (4) 補強工法の選定においては手引きにフローチャートが示されるが、新技術や新工法の開発は目覚ましいものがあり、積極的に提案されたい。

第8編 補修・補強

表 8-9 鉄筋コンクリート床版に関する設計基準の変遷

適用基準及び示方書	発行年月	輪荷重 P <sup>1)</sup> (kgf)	曲げモーメント式		鉄筋の許容応力度	配力鉄筋量	最小床版厚 <sup>3)</sup>
			主鉄筋方向	配力筋方向			
道路構造に関する細則集	大 15. 6	4,500	T 荷重から分布幅を考慮し算出 $P(L-1) / 2(1+i)$ ※ $i=20 / (60+L) \leq 0.3$		1,200kgf/cm <sup>2</sup>	規定なし	規定なし
鋼道路橋設計示方書(案)	昭 14. 2	5,200	同上 ただし、 $i=20 / (50+L)$		1,300kgf/cm <sup>2</sup>		
鋼道路橋設計示方書	昭 31. 5	8,000	$\frac{0.4P(L-1)}{L+0.4}$  (ただし、 $2 < L \leq 4m$ )	規定なし	SR24 1,400kgf/cm <sup>2</sup>	主鉄筋の25%以上	14cm
鋼道路橋設計示方書	昭 39. 6				SD30 1,800kgf/cm <sup>2</sup>		
鋼道路橋の一方向鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋量設計要領	昭 42. 9					主鉄筋の70%以上	
鋼道路橋の床版設計に関する暫定指針(案)	昭 42. 9						
鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について	昭 46. 3	8,000 (9,600)	0.8 (0.12L + 0.07) P	0.8 (0.10L + 0.04) P	SD30 1,400kgf/cm <sup>2</sup>	曲げモーメントを規定	$k_1 \cdot k_2 \cdot d_0^3$ $d_0 = 3L + 11 \geq 16cm$ 床板支間は 3m 以内が望ましい
道路橋示方書	昭 48. 2						
鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計施工について	昭 53. 4						
道路橋示方書	昭 55. 2						
	平 2. 2						
	平 6. 2						
	平 8. 12						
平 14. 3	10,000	式は同じ ただし、 $2.5 < L \leq 4m$ 割増係数 $1 + (L - 2.5) / 12$		SD295 (SD30) 1,400kgf/cm <sup>2</sup> ただし、 200kgf/cm <sup>2</sup> 程度余裕を持たせる			
平 24. 3			SD345 140N/mm <sup>2</sup> ただし、 20N/mm <sup>2</sup> 程度余裕を持たせる				

注 1) 1 等橋の場合 ( ) 内は大型車が 1 方向 1,000 台/日以上の場合 (20%増し)

注 2) 連続版で主鉄筋が車両進行方向に直角の場合 (L: 床版支間長 (m))

注 3) do: 道示で与えられる 1 等橋に対する最小全厚

k1、k2: 形式、大型車交通量、付加曲げモーメント等による割増し係数

# 設計施工マニュアル

## [ 道路橋編 ]

---

昭和 61 年 6 月	[ 橋 梁 編 ]	として改訂版発行
昭和 63 年 10 月	〃	一部改訂
平成 元年 3 月	〃	一部改訂
平成 2 年 8 月	〃	全面改訂
平成 5 年 11 月	〃	全面改訂
平成 12 年 4 月	〃	全面改訂
平成 17 年 5 月	〃	全面改訂
平成 20 年 12 月	〃	一部改訂
平成 28 年 3 月	[ 道 路 橋 編 ]	として全面改訂

---

監 修	東北地方整備局
編 集	東北地方整備局 道路部
	一社) 建設コンサルタント協会 東北支部 構造専門委員会
発 行	東北地方整備局 道路部





