

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 - 4
第2章	基本計画	-----	1 - 5
2-1	架橋位置	-----	1 - 5
2-2	橋 長	-----	1 - 5
2-3	近接施工	-----	1 - 6
2-4	調 査	-----	1 - 6
2-5	添架物	-----	1 - 11
2-6	河川橋	-----	1 - 11
2-7	こ道橋	-----	1 - 23
2-8	高架橋	-----	1 - 25
2-9	こ線橋	-----	1 - 26
2-10	山岳部の橋梁	-----	1 - 27
2-11	剥落防止の必要な橋梁	-----	1 - 29
第3章	上部構造形式	-----	1 - 30
3-1	一 般	-----	1 - 30
3-2	上部構造形式の選定	-----	1 - 31
3-3	構造形式と標準適用支間長、標準桁高	-----	1 - 34
第4章	下部構造形式	-----	1 - 36
4-1	一 般	-----	1 - 36
4-2	橋 台	-----	1 - 36
4-3	橋 脚	-----	1 - 37
第5章	基礎構造形式	-----	1 - 39
5-1	一 般	-----	1 - 39
5-2	直接基礎	-----	1 - 41
5-3	杭 基 礎	-----	1 - 42
5-4	ケーソン基礎	-----	1 - 44
5-5	鋼管矢板基礎	-----	1 - 45
5-6	地中連続壁基礎	-----	1 - 45

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 - 21
2-4	支承の配置	2 - 25
2-5	支承の据付こう配	2 - 28
2-6	支承下面の構造	2 - 28
第3章	落橋防止システム	2 - 30
3-1	設計の基本	2 - 30
3-2	けたかかり長	2 - 33
3-3	落橋防止構造	2 - 35
3-4	変位制限構造	2 - 39
3-5	段差防止構造	2 - 41
3-6	ジョイントプロテクター	2 - 42
第4章	橋梁用防護柵	2 - 44
4-1	一般	2 - 44
4-2	車両防護柵の区間区分と種別の適用	2 - 47
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 - 48
4-4	剛性防護柵	2 - 49
4-5	歩行者自転車用柵	2 - 50
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 - 54
5-3	路肩の横断形状	-----	2 - 54
第 6 章	歩道・橋面舗装	-----	2 - 57
6-1	歩道部	-----	2 - 57
6-2	橋面舗装	-----	2 - 57
6-3	高機能舗装	-----	2 - 58
6-4	防水層	-----	2 - 60
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 - 64
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 - 72
8-4	ゴム系ジョイント	-----	2 - 74
8-5	埋設ジョイント	-----	2 - 74
8-6	その他	-----	2 - 75
第 9 章	その他の構造	-----	2 - 76
9-1	橋梁検査路	-----	2 - 76
9-2	非常駐車帯	-----	2 - 80
9-3	落下物防止柵	-----	2 - 80
9-4	遮音壁	-----	2 - 81
9-5	中央分離帯転落防止網	-----	2 - 81
9-6	情報ボックス	-----	2 - 81
第 10 章	耐久性	-----	2 - 82
10-1	一般	-----	2 - 82
10-2	海岸線近くに建設される鋼橋の塩害対策	-----	2 - 82
10-3	海岸線近くに建設されるコンクリート橋の塩害対策	-----	2 - 84
10-4	凍結抑制剤散布の影響を受ける橋の対策	-----	2 - 86
10-5	耐久性向上のための構造細目	-----	2 - 89
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 - 91
第 11 章	橋梁照明	-----	2 - 94
11-1	設置基準	-----	2 - 94
第 12 章	踏掛版 他	-----	2 - 95
12-1	踏掛版	-----	2 - 95
12-2	橋梁添架	-----	2 - 97

12 - 3 標識	-----	2 - 98
12 - 4 記録及び台帳	-----	2 - 101

第3編 耐震設計編

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 - 3
第2章 耐震設計上考慮すべき荷重	-----	3 - 8
2-1 耐震設計上考慮すべき荷重	-----	3 - 8
2-2 地震の影響	-----	3 - 8
第3章 設計地震動	-----	3 - 10
3-1 一般	-----	3 - 10
3-2 地域別補正係数	-----	3 - 11
3-3 耐震設計上の地盤種別	-----	3 - 11
3-4 耐震設計上の地盤面	-----	3 - 13
第4章 地震時に不安定となる地盤の影響	-----	3 - 15
4-1 一般	-----	3 - 15
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 - 17
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 - 21
第5章 静的照査法による耐震性能の照査方法	-----	3 - 27
5-1 一般	-----	3 - 27
5-2 静的照査法を適用する場合の荷重の算定方法	-----	3 - 27
5-3 レベル1地震動に対する耐震性能照査	-----	3 - 37
5-4 レベル2地震動に対する耐震性能照査	-----	3 - 41
第6章 動的照査法による耐震性能の照査方法	-----	3 - 56
6-1 一般	-----	3 - 56
6-2 動的照査法に用いる地震動	-----	3 - 57
6-3 解析方法および解析モデル	-----	3 - 59
6-4 耐震性能の照査	-----	3 - 62
第7章 橋梁形式別耐震性能の照査方法	-----	3 - 63
7-1 地震時水平力分散構造の耐震性能照査方法	-----	3 - 63
7-2 免震構造の耐震性能照査方法	-----	3 - 64
7-3 ラーメン橋の耐震性能照査方法	-----	3 - 65

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 - 5
1-4	曲 線 橋	-----	4 - 5
第2章	鉄筋コンクリート床版	-----	4 - 7
2-1	適用範囲	-----	4 - 7
2-2	鉄筋コンクリート床版の最大設計支間	-----	4 - 7
2-3	床版の設計曲げモーメント	-----	4 - 7
2-4	床版の厚さ	-----	4 - 8
2-5	配 筋	-----	4 - 8
2-6	コンクリート及び鉄筋の許容応力度	-----	4 - 12
2-7	ハ ン チ	-----	4 - 13
2-8	けた端部の床版	-----	4 - 14
2-9	床版コンクリートの打設	-----	4 - 16
第3章	プレートガーダー一般	-----	4 - 18
3-1	主げたの配置	-----	4 - 18
3-2	主構造の設計	-----	4 - 18
3-3	断面変化位置及び部材長	-----	4 - 19
3-4	主げたの断面構成	-----	4 - 20
3-5	部材断面	-----	4 - 22
3-6	部材の連結	-----	4 - 23
3-7	骨 組	-----	4 - 24
3-8	細部構造	-----	4 - 25
3-9	RC床版を有する合成げたの構造細目	-----	4 - 28
第4章	I げた橋	-----	4 - 30
4-1	断面構成	-----	4 - 30
4-2	けた端部の張出し長	-----	4 - 30
4-3	横桁・横構の配置	-----	4 - 30
4-4	垂直補剛材	-----	4 - 32
4-5	水平補剛材	-----	4 - 35
4-6	荷重分担横げた	-----	4 - 37
4-7	対 傾 構	-----	4 - 38
4-8	横 構	-----	4 - 38
4-9	対傾構・横構の部材細長比および使用形鋼	-----	4 - 39
4-10	細部構造	-----	4 - 40

第 5 章	箱げた橋	4 - 42
5-1	断面構成	4 - 42
5-2	縦リブおよび横リブ	4 - 44
5-3	ダイヤフラム	4 - 46
5-4	横 げ た	4 - 48
5-5	横 構	4 - 48
5-6	支承配置	4 - 48
5-7	箱げた内の排水	4 - 49
5-8	マンホール	4 - 49
5-9	ハンドホール	4 - 51
第 6 章	少数主げた橋	4 - 52
6-1	設計の基本	4 - 52
6-2	全体系の解析	4 - 53
6-3	主げたの配置	4 - 53
6-4	補 剛 材	4 - 53
6-5	ずれ止め	4 - 54
6-6	横 げ た	4 - 55
6-7	床 版	4 - 58
第 7 章	疲労設計	4 - 61
7-1	適用範囲	4 - 61
7-2	基本事項	4 - 61
7-3	疲労設計の流れ	4 - 62
7-4	継手の照査位置及び各部材の強度等級	4 - 64
7-5	応力度による疲労照査法	4 - 65

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	塩害対策げた	5 - 6
第 2 章	床 版	5 - 9
2-1	床版の厚さ	5 - 9
2-2	設計曲げモーメント	5 - 11

2-3	P C鋼材の配置	5 - 11
2-4	配筋	5 - 11
第 3 章	プレストレストコンクリート橋	5 - 13
3-1	使用材料	5 - 13
3-2	設計計算に関する一般事項	5 - 17
3-3	許容応力度	5 - 23
3-4	構造細目	5 - 25
3-5	外ケーブル構造	5 - 27
3-6	Tげた橋	5 - 28
3-7	合成げた橋	5 - 37
3-8	箱げた橋	5 - 42
3-9	連続げた橋	5 - 46
3-10	プレキャストげた架設方式連続げた橋	5 - 50
3-11	斜材付きπ型ラーメン橋	5 - 58
3-12	中空床版橋	5 - 64
第 4 章	鉄筋コンクリート橋	5 - 66
4-1	使用材料	5 - 66
4-2	設計に関する一般事項	5 - 66
4-3	許容応力度	5 - 66
4-4	構造細目	5 - 68
4-5	中空床版橋	5 - 68

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 - 4
1-3	荷重組合せによる許容応力度の割増し	6 - 6
1-4	土の諸定数	6 - 7
第 2 章	設計に関する一般的事項	6 - 8
2-1	設計の基本方針	6 - 8
2-2	部材の設計計算	6 - 9
2-3	下部構造を設計する場合の活荷重	6 - 10
2-4	橋台に作用する土圧	6 - 11
2-5	荷重の組合せ	6 - 13

第 3 章	橋台・橋脚の設計	6 - 16
3-1	適用範囲	6 - 16
3-2	橋座の設計	6 - 16
3-3	橋台の設計	6 - 21
3-4	橋脚の設計	6 - 36
3-5	フーチングの設計	6 - 43
3-6	レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査	6 - 46
3-7	構造細目	6 - 54

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 - 4
第 2 章	直接基礎	7 - 7
2-1	設計一般	7 - 7
2-2	斜面上の直接基礎	7 - 10
第 3 章	杭基礎	7 - 20
3-1	設計一般	7 - 20
3-2	杭の配列	7 - 22
3-3	杭の軸方向許容支持力および許容引抜き力	7 - 23
3-4	杭の反力及び許容変位量	7 - 25
3-5	杭のバネ定数	7 - 26
3-6	杭のフーチングの結合部	7 - 27
3-7	レベル 2 地震時に対する照査	7 - 29
3-8	構造細目	7 - 33
第 4 章	斜面上の深礎杭	7 - 40
4-1	設計一般	7 - 40
4-2	支持層の選定	7 - 41
4-3	荷重分担	7 - 42
4-4	杭配列	7 - 44
4-5	地盤反力係数	7 - 44
4-6	地盤の鉛直支持力度	7 - 45
4-7	地盤の水平支持力	7 - 46
4-8	杭底面地盤のせん断抵抗力の上限値	7 - 49
4-9	杭周面のせん断地盤反力度の上限値	7 - 49

4-10	レベル2地震時に対する照査	7 - 50
4-11	構造細目	7 - 53

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
1-3	補修・補強設計における基本的事項	8 - 2
第2章	耐震補強設計	8 - 4
2-1	基本方針	8 - 4
2-2	橋脚の耐震補強設計	8 - 5
2-3	鉄筋コンクリート巻立て工法の設計	8 - 9
2-4	基礎の補強	8 - 16
2-5	既設橋の落橋防止システムの設計	8 - 17
第3章	耐荷力補強設計	8 - 23
3-1	基本方針	8 - 23
3-2	鉄筋コンクリート床版	8 - 25

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、宮城県土木部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）によるものとする。

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ものとする。

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ものとする。

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、実施するものとする。

- (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) 土木構造物標準設計の活用を図ること。

- (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ものとする。

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おこなうものとする。

(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、けた下高、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ものとする。

(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・コスト縮減を図るものとする。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ものとする。

(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ものとする。

(5) 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を考慮することが望ましい。

(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ものとする。

(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ものとする。

(9) 土木構造物標準設計のあるものについては積極的に採用し、設計の合理化を図るものとする。

橋梁計画および設計の一般的フローは、図1-1に示すとおりである。

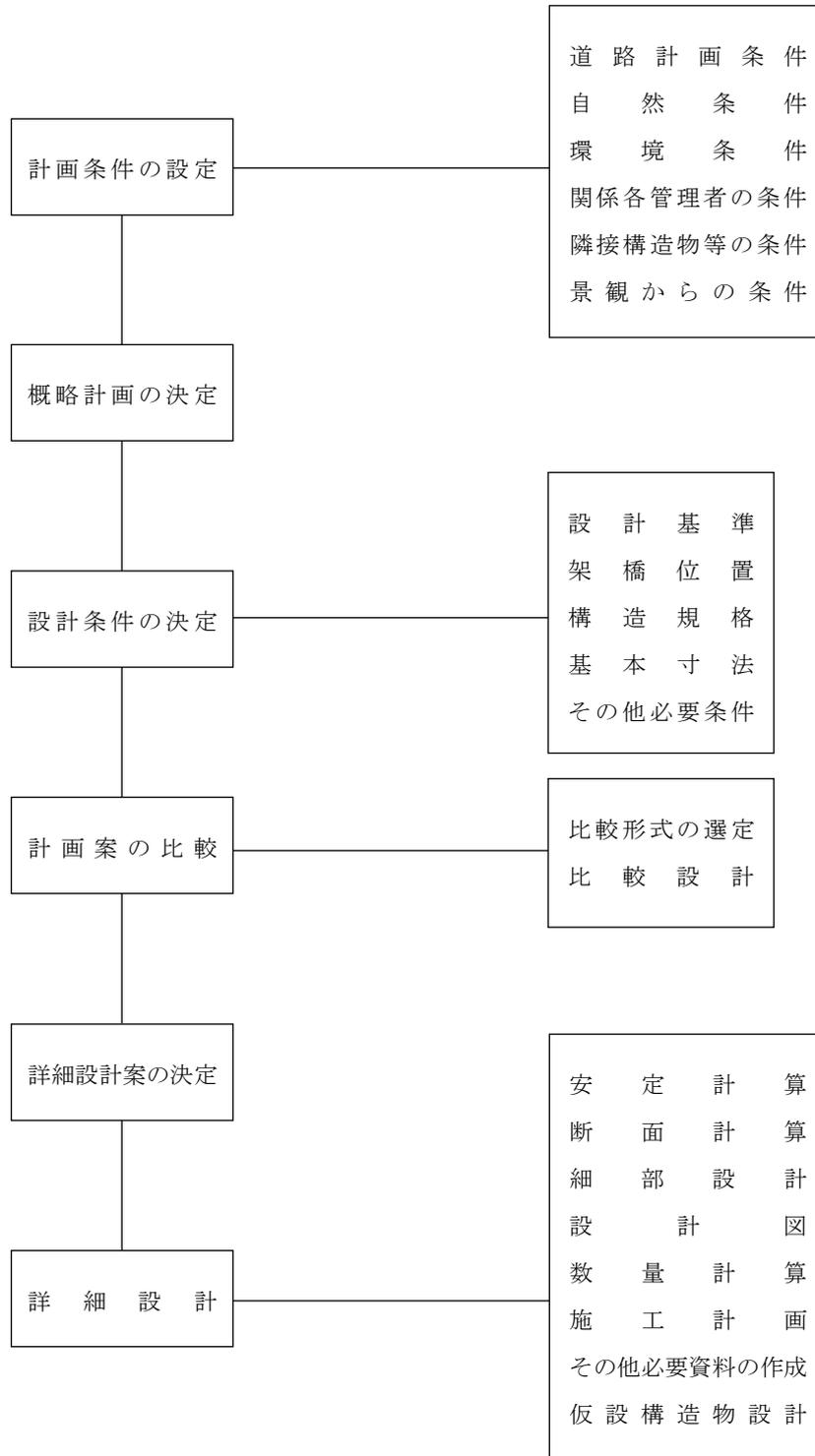


図1-1 橋梁計画および設計フロー

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
 - ・平面線形
 - ・縦断線形
 - ・横断面の構成
 - 幅員構成
 - 建築限界
 - 横断勾配
 - ・橋の設計荷重
 - ・計画交通量（大型車交通量）
- 標準横断面図

(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
- ・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、こ道橋にあつては道路管理者、こ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、ガスなどをいうものとする。

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) 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。
- (2) 鉄道を跨ぐ場合においても、できるだけ鉄道と直角にしたほうが橋長が短くなり、けた高を低くできる。そのうえ、前後の盛土高も低くできるなど経済的に有利となる。
- (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ものとする。

- (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ものとする。
 - 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、下部工工事費が高くなる。また、極端な斜角は、施工が煩雑で上部工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、仮設工が過大となり、不利な場合がある。このような場合、隣接構造物からある程度離し、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。
 - 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、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ことがある。
- 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ものとする。
- 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、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ものとする。
- 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ものとする。
- 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ものとする。

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ものとする。

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、基礎工などについて十分留意するものとする。なお、実施にあたっては、「近接工事設計施工要領（案）」によるものとする。

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、実施するものとする。

- (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。

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) けた下高の検討 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	

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) 地盤の液状化の判定 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 ｴ) 地形・地質など ｵ) 地盤の動的性質 ｶ) 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) 既設建造物の塩害 ｴ) 有機物 ｵ) PH ｶ) 塗装暴露試験 ｷ) 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） ｴ) 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) けた下高の検討 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 ｴ) 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 ｴ) 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	

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、工事中諸設備の位置、 使用機械器具、作業方法な どの検討 4) 工事中道路の幅員、けた下、 曲がり角	イ) 作業面積、作業空間、工事中 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	

(2) 地盤調査は、予備調査と本調査に区分しておこなうものとする。

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。

l) 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。

a) 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、別途考慮するものとする。

b) 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。

c) 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ものとする。

l) 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、下部工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ものとする。

l) 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		

l) 山岳部の橋梁などで、基礎工が深礎杭となる場合は、下記により調査をおこなうものとする。

a) 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ものとする。

b) 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ものとする。

c) 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。

- 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ものとする。

- (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ものとする。
- (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。

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、けた下余裕高などは当該河川管理者と協議するものとする。
- (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ものとする。
- (3) ダムなどに架橋する場合のけた下高については、ダム管理者と協議するものとする。
- (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ものとする。

- (1) 河川区域内に設ける橋の橋台位置、橋脚形状、径間長、けた下余裕高などは、「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ことを原則とする。

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ものとする。

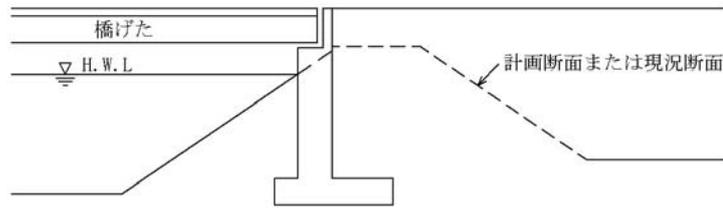


図1-2 橋台前面の位置 (川幅50m以上)

b) 川幅50m未満 —— 堤防法線より前に躯体は出さないものとする。

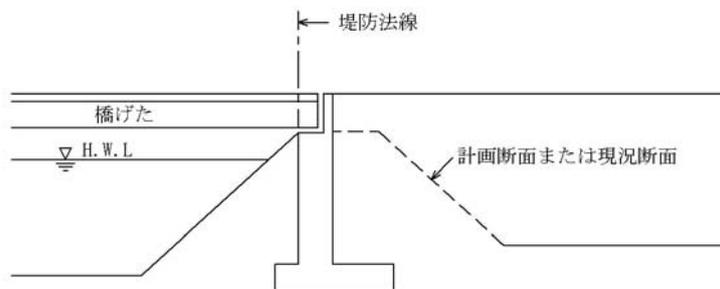


図1-3 橋台前面の位置 (川幅50m未満)

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、下記によるものとする。

a) 食込み角度は、堤防法線に対し、 20° 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ものとする。

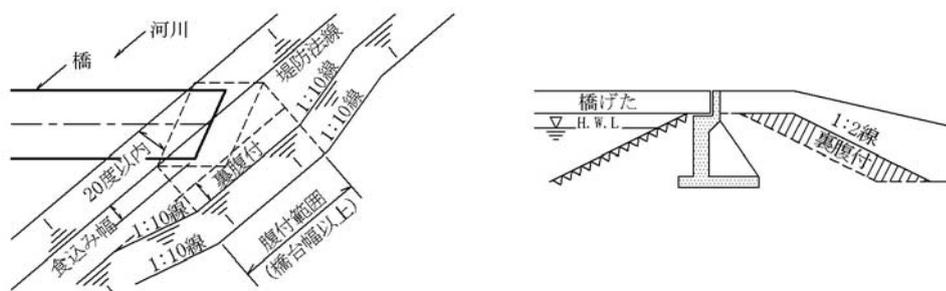


図1-4 堤防への食込みに対する補強

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によるものとする。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。

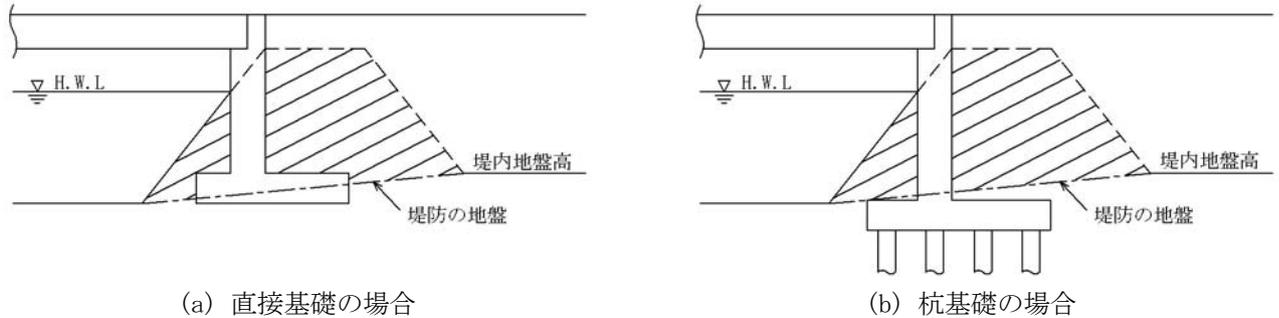
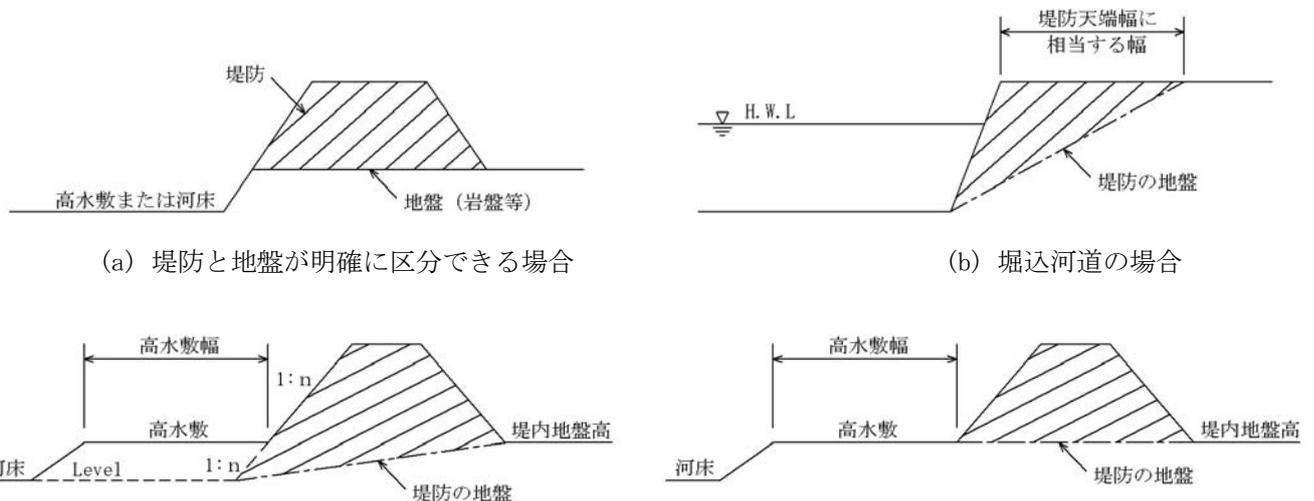


図1-5 フーチングの位置



[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ものとする。

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より上にするものとする。

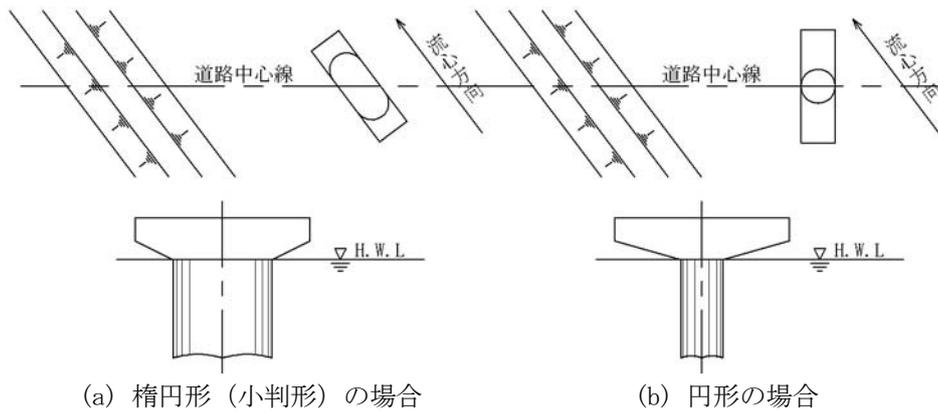


図1-7 橋脚の形状と方向

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ものとする。

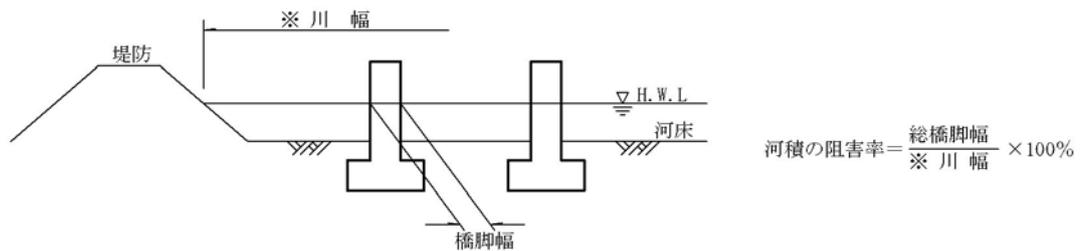


図1-8 河積阻害率

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ものとする。

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ものとする。

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。

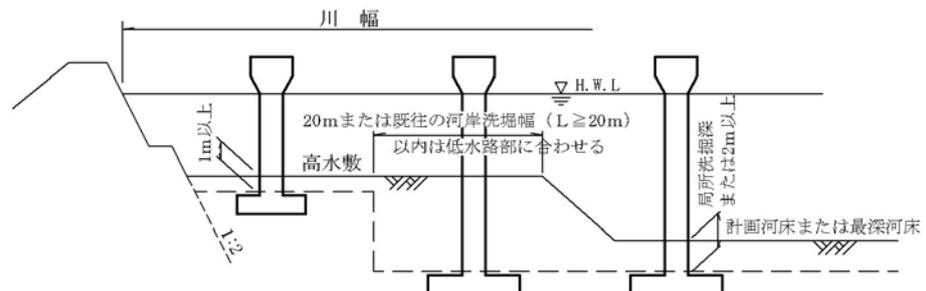


図1-9 橋脚の根入れ

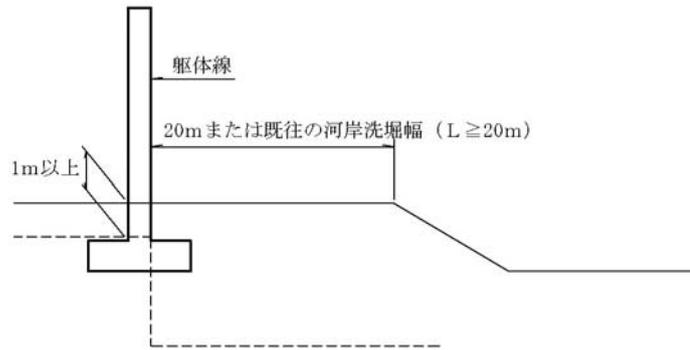


図1-10 高水敷部の低水路あつかいの範囲

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ものとする。

なお、この場合埋戻しは貧配合のコンクリートを用いるものとする。

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ものとする。

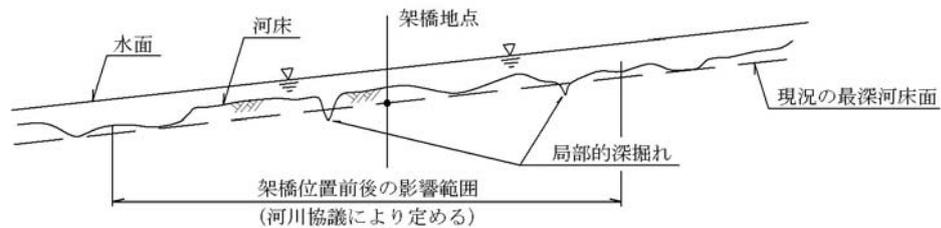


図1-11 洗堀を検討する範囲

二) 橋脚の位置は、原則として径間長によって定めるものとするが、次の点に留意するものとする。

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500m³/S未満の河川にあつては5m）以上離すものとする。

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ものとする。

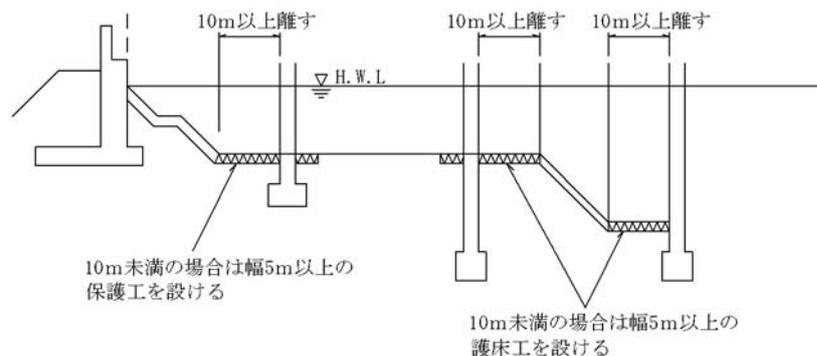


図1-12 橋脚の位置

3) 径間長

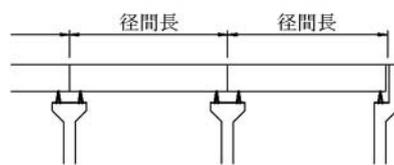
1) 径間長についての、河川管理上のとりあつかいは、次のとおりとする。

a) 橋脚中心間距離。

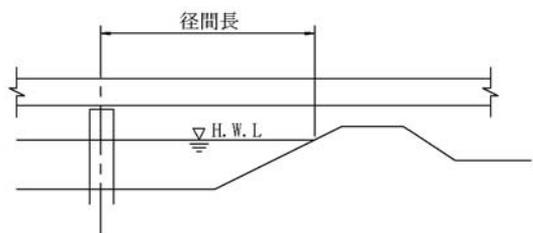
b) 橋台と橋脚間については、橋台のパラペット表側の面から河道内の直近の橋脚中心線までの距離。

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。

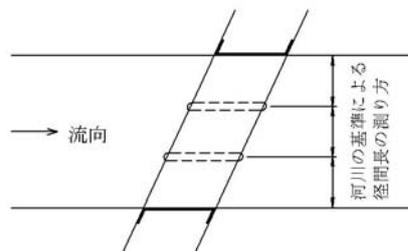
d) 斜橋の場合は、洪水が流下する方向と直角の方向に河川を横断する垂直な平面に投影した距離。



(a) 橋の径間長



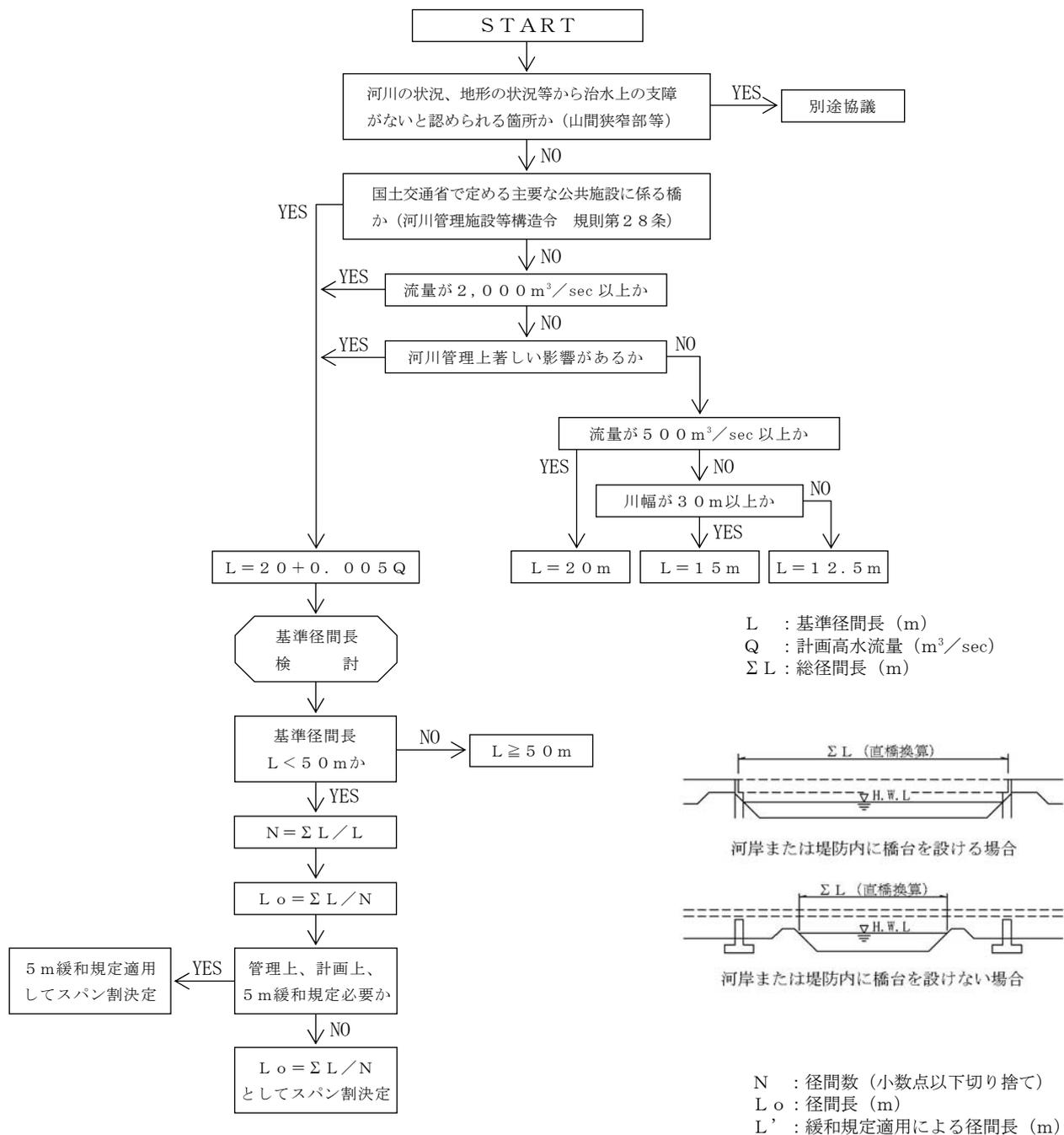
(b) 高架橋の径間長



(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によるものとする。



【5m緩和の規定】
 径間長 L_o が (1) (2) 式の両方を満足するときは、5m緩和規定を適用して $L' \geq L - 5$ (m) としてよい。
 $\Sigma L / L = N$ (小数点以下切り捨て)
 $\Sigma L / N = L_o$
 $L_o > L + 5.0$ (m) (1) 式
 $L' \geq L - 5.0$ (m) (2) 式
 ただし
 $\Sigma L / (N + 1) = L' \geq 3.0$ (m)

図1-14 径間長、径間数の決定フロー

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、次によるものとする。

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、これによらずよいものとする。

- 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ものとする。
- 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ものとする。
- 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。

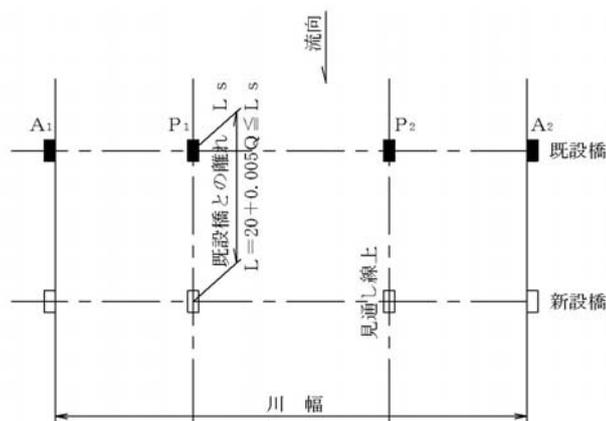


図1-15 近接橋における橋脚の配置

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) けた下高など

1) けた下高は、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ものとする。

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

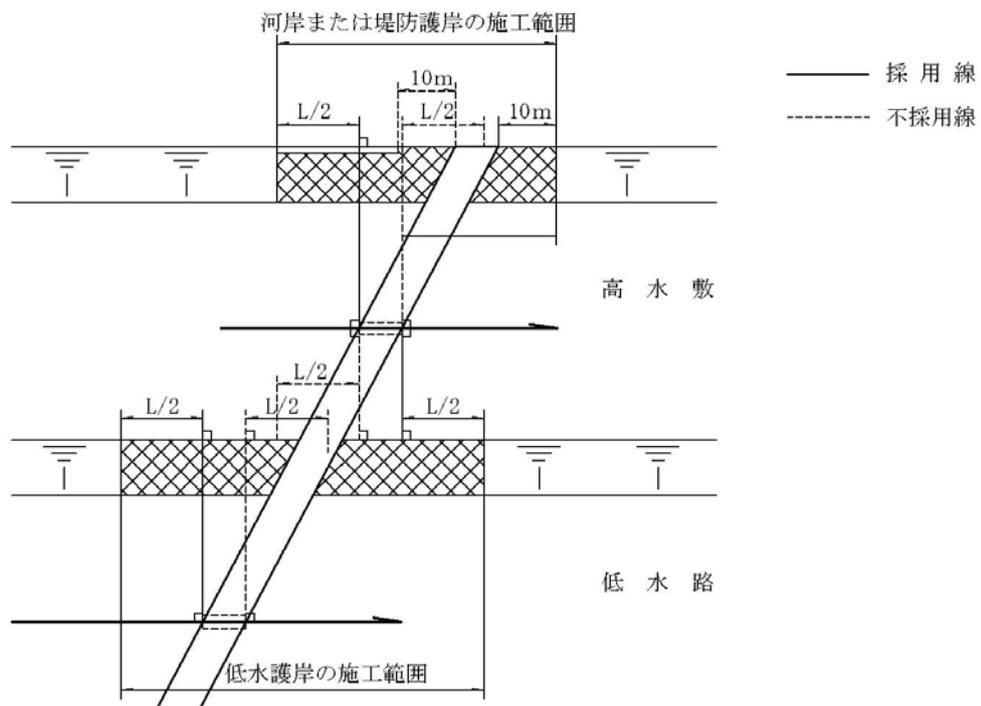
ロ) 背水区間または高潮区間における橋面の高さは、橋が横断する堤防の高さ以上とする。

5) 護 岸

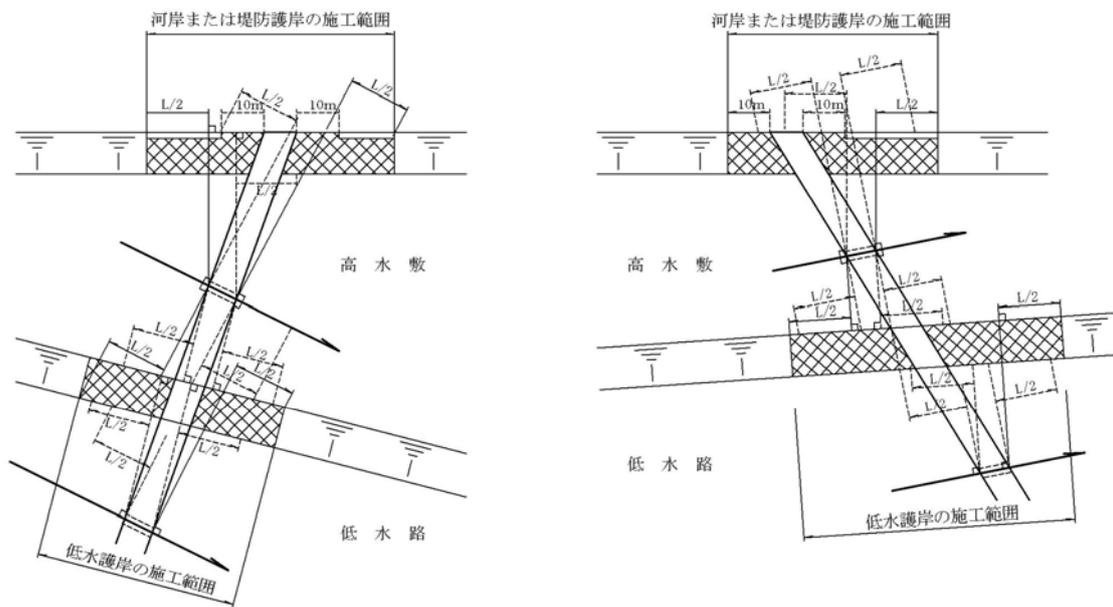
橋の設置にともない必要とする護岸は、下記により設けるものとする。ただし、地質の状況などにより、河岸または堤防の洗掘の恐れがない場合や、その他治水上の支障がないと認められる場合は、これによらなくてもよいものとする。

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ものとする。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ものとする。

- 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ものとする。
- 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ものとする。
- 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ものとする。



(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



(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。

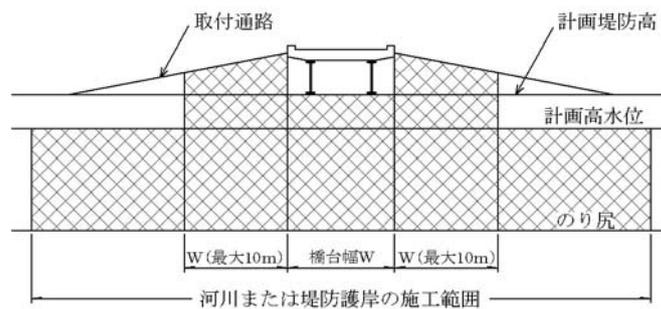


図1-17 橋の設置に伴う護岸の高さ

- 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。

(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ものとする。

- 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) 下部工の施工方法、上部工の架設方法
- 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ものとするが、「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、次によるものとする。

- 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ものとするが、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ものとする。
- 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ものとする。
- ハ) 平面すり付けは、1:10以上とする。

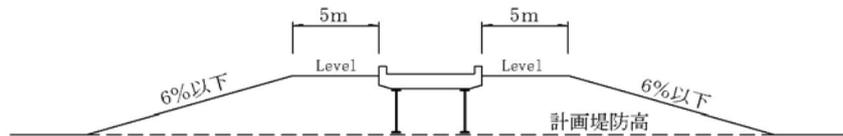


図1-18 取付通路の縦断勾配

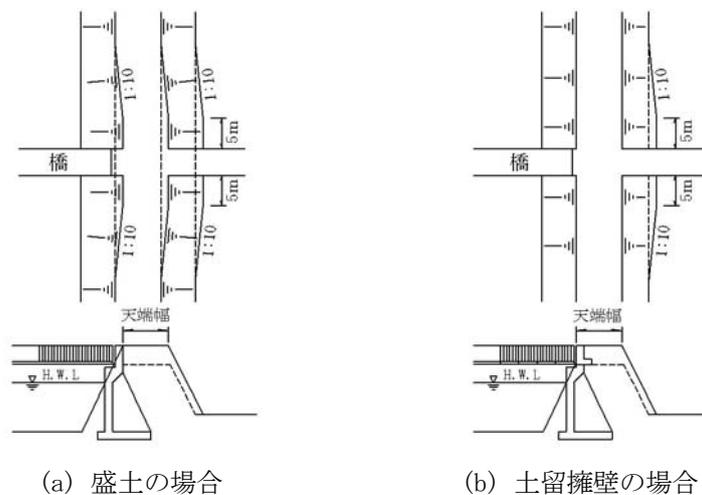


図1-19 取付通路の構造

- 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、平面交差のほかに立体交差を併設するものとする。
 - 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ものとする。
 - 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 100m 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ものとする。
 - 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ものとする。
- 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 4.5m 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 2.5m を確保」または、「②路面高をH.W.L以上とし、建築限界 4.5m を確保」のいずれか高い方とする。

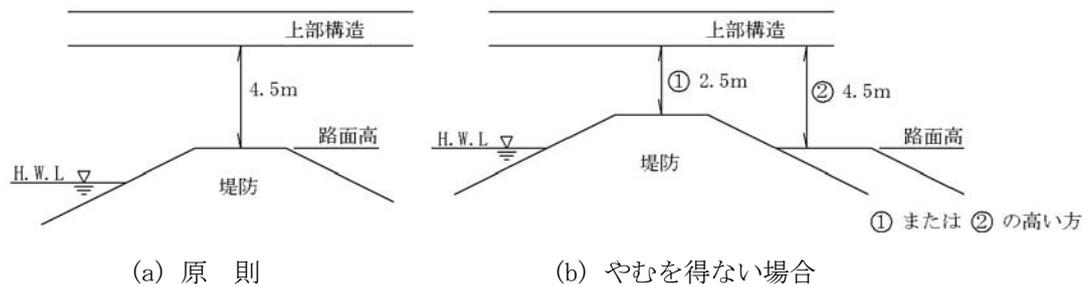


図1-20 高規格道路等における管理用通路の路面高

- (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。

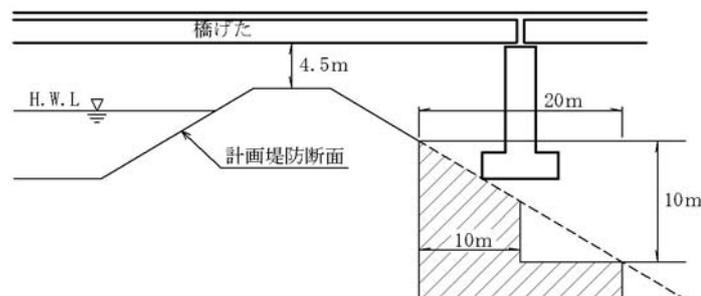


図1-21 橋脚の位置

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。

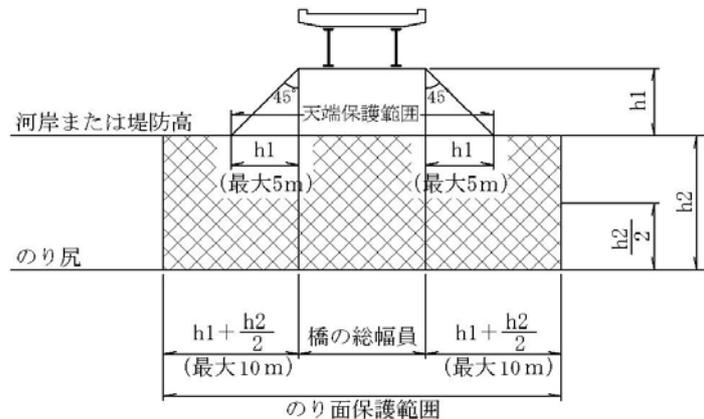


図1-22 橋の下の河岸または堤防を保護する範囲

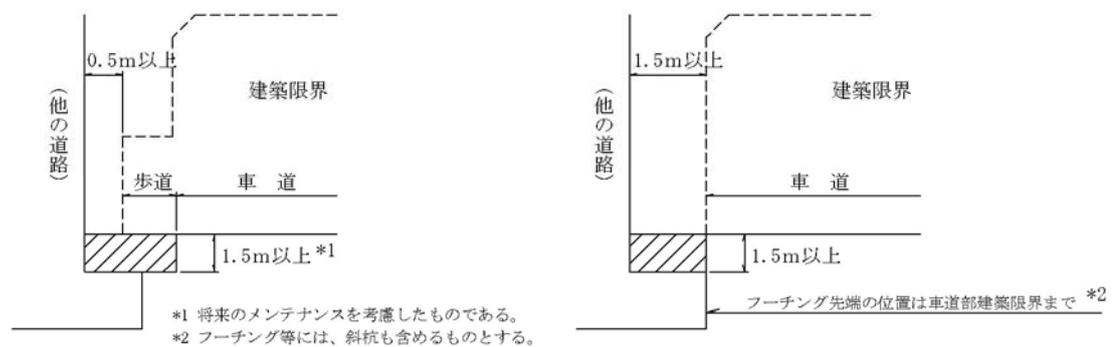
3) 堤防管理用通路の建築限界高は、原則として4.5mを確保するものとする。

2-7 こ道橋

直轄国道（以下「国道」という）と他の道路法上の道路（以下「他の道路」という）が立体交差する場合のこ道橋の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ものとする。

- (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ものとする。
- (2) こ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) 施工時の制約条件など
 - 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など
- (3) 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ものとする。
 - 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ものとする。

- 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ものとする。
- 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におこなうものとする。
- 5) 国道を他の道路が横過する場合のけた下高は、道路計画高より4.7m以上を確保するものとし、他の道路を国道が横過する場合のけた下高は、当該道路管理者と協議のうえ、決定するものとする。
- 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、次のとおりとする。
- 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ものとする。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。



(a) 歩道がある場合

(b) 歩道がない場合

図1-23 フーチングと建築限界の関係

- 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ものとする。
- ニ) 水路敷などは、原則として建築限界外に確保するものとする。
- ホ) 中央分離帯への橋脚の設置は、原則として認めないものとする。
- 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ものとする。

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)

7)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、決定するものとする。

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、経済性などを考慮して、橋長、径間割、橋種などを決定するものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。

(2) 土工部と橋梁部の位置決定は、次の方法によるものとする。

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

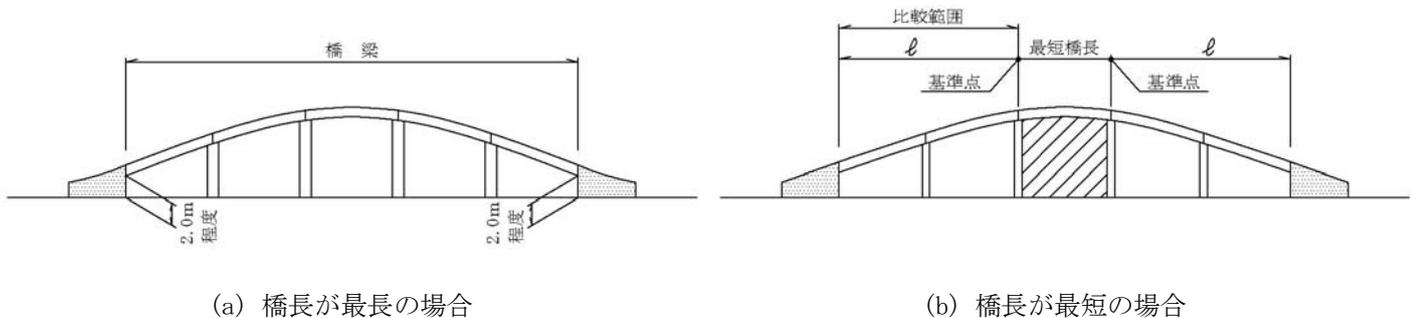


図1-24 比較範囲

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ものとする。

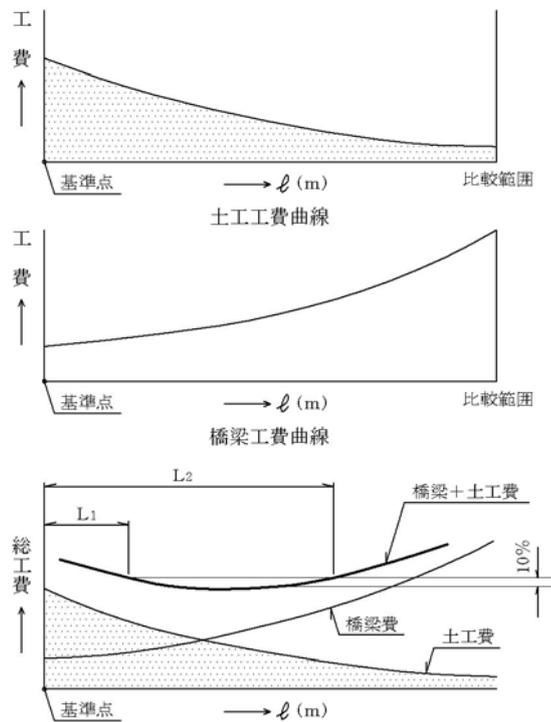


図1-25 工費曲線図

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、総合的に算出するものとする。

2-9 こ線橋

- (1) こ線橋の計画は、最小の建築限界を確保することを基本とし、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ものとする。
- (2) 橋長の決定にあたっては、施工基面幅のほか、視距、除雪帯なども考慮するものとする。また、斜角は上部工の構造性に配慮し、60°以上とする。
- (3) 上部工形式は、将来のメンテナンスに配慮したものとする。

(1) こ線橋の計画にあたっては、施工中および完成後の最小建築限界を確保することを基本として、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ものとする。

- (2) 鉄道用地に隣接する永久構造物の位置は、鉄道用地をコントロールに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り、用地内の設置を含め管理者と協議して検討するものとする。また、除雪線区においては除雪帯として橋台前面から軌道中心までの離れ（5m以上考慮する場合が多い）を確保する必要がある。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ものとする。
- (3) こ線橋の上部工形式は、経済性、構造的性、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ものとする。なお、鋼橋の場合は原則として耐候性鋼材を使用するものとする。

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ものとする。

- (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ものとする。
 - 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ものとする。
 - 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ものとする。
 - 4) 斜面上の下部工の位置、形式は搬入路を含めて施工性を十分考慮するものとする。
- (2) 山岳部橋梁の橋長の決定は、地形により、次の3タイプに分類するものとする。
 - 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、上部工の架設に際し、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、最低8m以上を確保して橋長を決定するものとする。

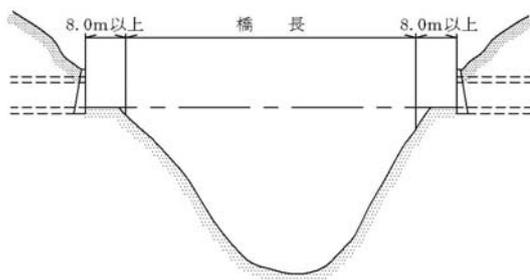


図1-26 Aタイプの例

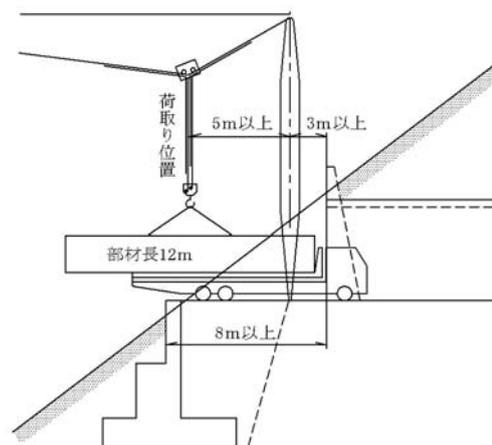


図1-27 架設上の最小スペース

- 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ものとする。

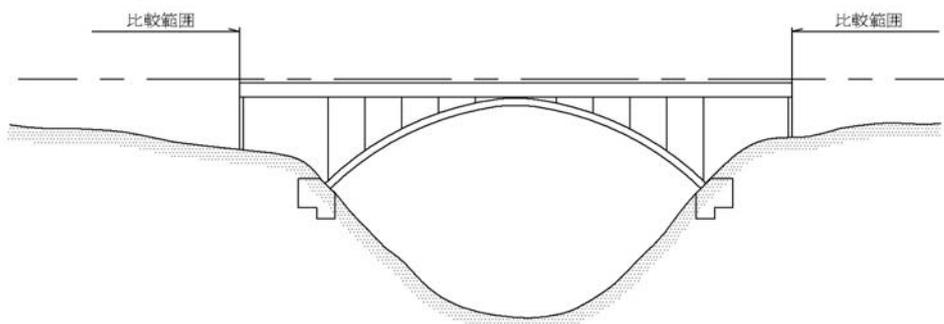


図1-28 Bタイプの例

- 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ものとする。

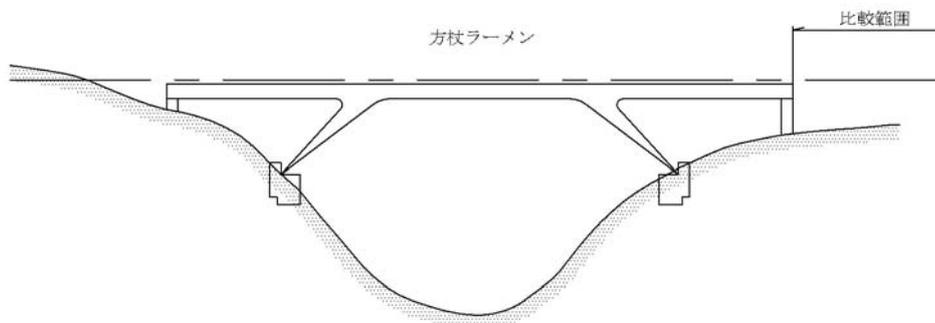


図1-29 Cタイプの例

(3) 多雪地域のけた下高さ

多積雪地域の鋼Iけたでは、積雪による沈降圧がけた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、適切なけた下空間を確保する必要がある。けた下空間の設定は、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ものとする。

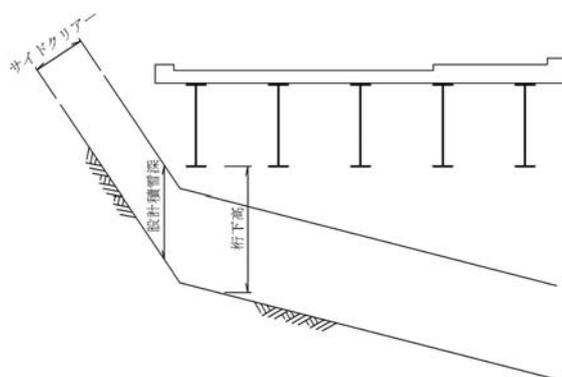


図1-30 多積雪地域の桁下高

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ものとする。

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ものとする。

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ものとするが、一般的に必要な部材とは主けたを除く現場打ちコンクリートとし、床版（中空床版橋も含む）・地覆・剛性防護柵などやPC構造物ではセグメント間の間詰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。

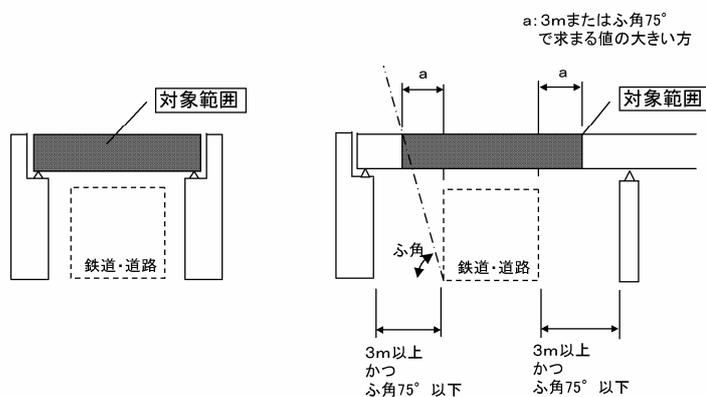


図1-31 剥落防止を施す範囲

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、構造性および景観などを考慮のうえ、総合的に判断するものとする。
- (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して、最も妥当な形式を選定するものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。
 - 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ものとする。
 - 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、十分に注意するものとする。
 - 4) 曲線橋で、主げた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ものとする。
 - 5) 連続けたの支承条件は、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) 連続けたの支点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ものとする。
 - 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ものとする。
 - ①基礎周辺の地盤が良好（Ⅰ又はⅡ種地盤）で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ものとする。
- 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。
 - ②地盤条件が悪く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)の条件以外の場合はゴム支承による荷重分散方式について検討するものとする。
- ①基礎周辺の地盤が良好で地盤と橋の共振を引き起こす可能性がない場合。
 - ②地盤条件が良好な場合は、免震設計としても等価水平震度が $0.4 \cdot C_z$ に抑えられるため下部構造、基礎構造に対する免震効果がゴム支承による荷重分散方式と変わらない。したがって、免震設計としても等価水平震度が $0.4 \cdot C_z$ 以下になるような場合。
- 7) 2～3径間の連続けたで、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ものとする。

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ものとする。

- (1) 鋼Iけた、鋼箱けたは合成構造および非合成構造について検討するものとする。ただし、合成構造は斜角が70度以上の橋、中心角が5度以下の曲線けたに用いるものとする。
- (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けたにおいては、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ものとする。
- (5) 鋼橋においては、耐候性鋼材（裸仕様）の使用を基本とするが腐食環境なども考慮のうえ塗装仕様についても検討をおこなうものとする。
- (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ものとする。
- (7) 上部工の架設方法、架設機械の能力などについても検討をおこなうものとする。

(1) 従来の合成けたは、床板の疲労による損傷が顕著でその取替えも困難なことから採用を控えてきた。しかし、道路橋示方書の改訂などで耐久性が向上し実績も増えつつあることから、合成構造も含めて検討するものとした。また、斜橋や曲線橋は、けた間のたわみ差などにより床版に大きな応力が作用する恐れがあることや、スタットジベルと主鉄筋が輻輳しコンクリートの充填に課題があることなどを考慮し、条文のように規定したものである。

なお、連続けたに合成けたを採用する場合、中間支点上などの床

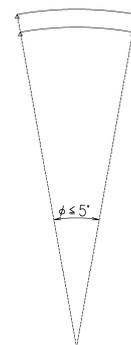


図 1-32 曲線橋に合成けたを採用する最大中心角

版に発生するひび割れに対する処置等、設計施工には慎重な配慮が必要である。また、合成けたを採用する場合は防水層が十分に機能するように材料選定・施工に配慮するとともに、打設順序や養生、施工目地では補強鉄筋を配置するなど、初期劣化防止に努める必要がある。

- (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げたは、工場製作による高品質化や耐久性の向上、けた製作ヤード、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基本としたものである。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、コスト縮減を考慮し、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があり、これらの構造特性をふまえ、採用についての検討をするものとする。
- (5) 鋼橋の防錆方法は、一般に塗装が用いられるが、今後の維持管理延長の増大とライフサイクルコスト（建設費、維持管理費および更新費）を考慮し、耐候性鋼材（裸仕様）の使用を基本としたものである。環境条件により安定錆形成の難しい箇所、市街地などにおいて景観性の重視される橋梁については塗装系の使用を考慮するものとする。

耐候性鋼材（裸仕様）とする場合は、下記条件を満足するものとする。

- 1) 所定の方法で計測した飛来塩分量が0.05mdd (NaCl:mg/100cm²/day) 未満の一般環境。
- 2) 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	青森県蟹田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

- (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）を含むものとする。
- 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ものとする。
 - 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、C4仕様の塗装や金属溶射等の採用によって行うこととする。
 - 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、両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、当面の間、環境条件に応じて鋼橋の塗装の塗り替え費のみを計上してよい。
- (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ものとする。

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)						実積最大 支間 (m)	桁高支間比	摘 要	
	20	40	60	80	100	150				200
プレート ガーダー 橋	単純鋼合成H桁	■						25	$h/L = 1/14 \sim 27$	
	単純鋼 I 桁	■						標準設計 44	1/15~20	
	単純鋼合成 I 桁	■						60	1/16~21	
	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)	■						234			
トラス	単純トラス	■						164	1/7~9	
	連続トラス	■						548	1/8~10	
	合理化トラス	■								
アーチ系	ランガー桁橋	■						150	$f/L = 1/6 \sim 7$	
	逆ランガーげた橋	■						140	1/6.6~6.8	
	ローゼげた橋	■						329	1/6.0~7.3	
	逆ローゼげた橋	■						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	■						305	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(少数主桁)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。

(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	
R C 橋	場所打ち橋	単純床版橋	□									10	1/10~1/15		
		連続床版橋	□									20	1/11~1/16		
		単純中空床版橋	□									15	1/14~1/17		
		連続中空床版橋	□									20	1/15~1/18		
単 純 桁 橋	プレキャスト桁	プレテンション床版橋	クレーン架設	□								(24)	1/14~1/25	JIS A5373	
		プレテンションT桁橋	クレーン架設	□								(24)	1/18~1/19	JIS A5373	
		ボステンション床版橋	クレーン架設 架設桁架設	□	□								45	1/24~1/29	
		ボステンションT桁橋	クレーン架設 架設桁架設	□	□								(45)	1/13~1/17	
		ボステンションダブルT桁橋	クレーン架設 架設桁架設	□	□								48	1/17~1/19	
		ボ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
	場所打ち	ボステンションU形コンボ橋	クレーン架設 架設桁支保工	□	□							-	1/16~1/18		
桁 架 設 方 式 連 続 桁	プレキャスト桁	中空床版橋	固定支保工	□								54	1/20~1/24		
		箱桁橋	固定支保工	□	□							69	1/16~1/20		
		プレテンション床版橋	クレーン架設	□									(24)	1/14~1/25	
		プレテンションT桁橋	クレーン架設	□									(24)	1/18~1/19	
		ボステンション床版橋	クレーン架設 架設桁架設	□	□								(35)	1/24~1/26	
		ボステンションT桁橋	クレーン架設 架設桁架設	□	□								41	1/13~1/17	
	ボステンションダブルT桁橋	クレーン架設 架設桁架設	□	□								45	1/17~1/19		
ボ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			
連 続 桁 橋	箱桁橋	ボステンションU形コンボ橋	クレーン架設 架設桁支保工	□	□							36	1/16~1/18		
		中空床版橋	固定支保工 移動支保工	□	□							45	1/20~1/24		
		固定支保工	□	□								60	1/16~1/22		
		移動支保工	□	□								45	1/17~1/22		
	版桁橋	張出し架設	□	□	□							170	1/18~1/36 支点 中央		
ラ イ メ ン 橋	Tライメン	中空床版橋	固定支保工	□								30	1/20		
		箱桁橋	固定支保工 張出し架設	□	□							48	1/18		
	連続ライメン	中空床版橋	固定支保工	□								104	1/12~1/35 支点 中央		
		箱桁橋	固定支保工 張出し架設	□	□							32	1/20~1/22		
		固定支保工	□	□								50	1/18		
		張出し架設	□	□	□							175	1/18~1/36 支点 中央		
斜 張 橋	中空床版箱桁	固定支保工	□	□							96	1/40~1/80			
	エンガ-ガー	張出し架設	□	□	□						260	1/40~1/100			
コ ス ト ド ー ド 橋	箱桁	固定支保工	□	□							54	1/20~1/40			
		張出し架設	□	□	□						220	【275】 1/30~1/55 支点 中央	【 】内は 複合混合桁構造		
ア ー チ 橋	中空床版箱桁	固定支保工	□	□							150				
		張出し架設	□	□	□						265	スパンライズ比 1/4~1/8			
		ロッキング架設	□	□	□						135				
		合成アーチ他	□	□	□						125				
複 合 構 造	波形鋼板ウェブT桁	クレーン架設 架設桁架設	□	□							23	1/19~1/20			
		架設桁架設	□	□							30	1/15~1/18			
	波形鋼板ウェブ箱桁	固定支保工	□	□							91	1/17~1/21			
		押出し架設	□	□							54	1/15~1/17			
		張出し架設	□	□	□						136	1/17~1/38 支点 中央			
鋼トラスウェブ箱桁	張出し架設	□	□	□					119	1/11~1/16					

() 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ものとする。
- (2) 現地条件、構造的および経済性などから有利となる場合は、盛りこぼし橋台等も検討するものとする。
- (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ものとする。

(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を参考にするものとする。

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)		—————
控壁式・箱式 (12~20m)			—————
逆 T 式 (5~17m)		—————	
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ものとする。
- 2) 逆T式橋台は、施工性が良く、しかも構造が単純であることから、H=17m程度まで用いることが望ましい。
- 3) 控壁式橋台は、H=12m程度以上となると採用されるが、控え壁の配筋やコンクリート打設に困難をとまなうことから、採用にあたっては十分留意するものとする。
- 4) 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。

- 5) 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、橋台が非常に大規模なものになるので、杭基礎で支持された小橋台を設けたほうが経済的となる場合がある。しかし、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ものとする。また、杭基礎は現地盤の支持層に確実に支持させるものとする。

(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1-34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。

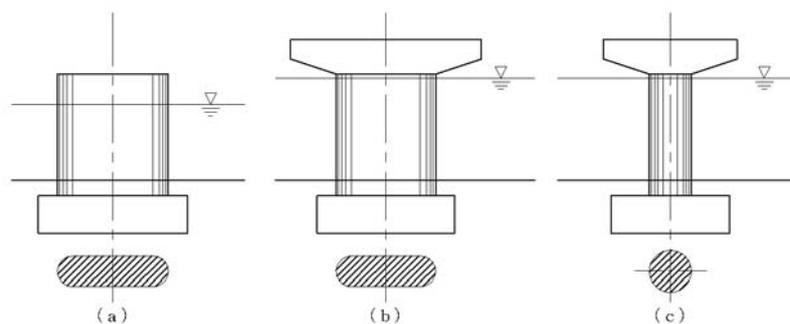


図1-34 橋脚形状(1)

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。

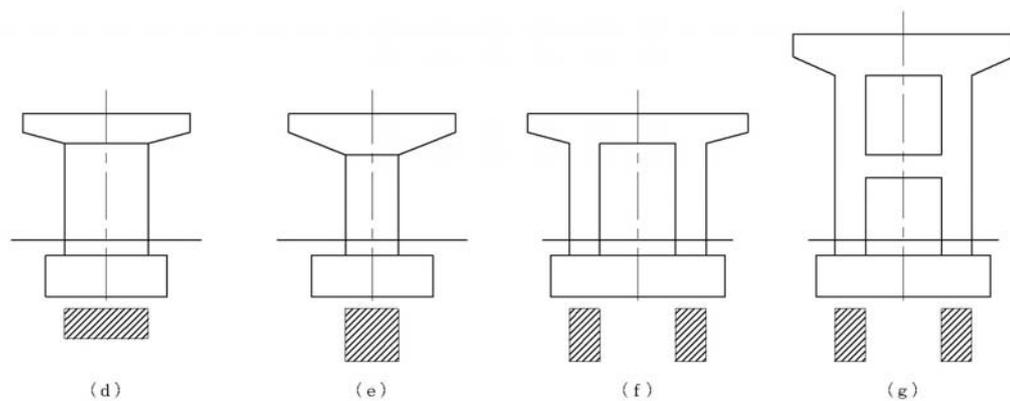


図1-35 橋脚形状(2)

(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) 上部構造を含めた橋梁全体をスレンダーな構造系とする場合の高橋脚については、フレキシブル形式とするのが望ましい。
- 5) 橋脚高が30m以上になる高橋脚については、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ものとする。
- 6) 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ものとする。

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ものとする。
- (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ものとする。

(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に示すものとする。

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 杭	—								
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。

表1-12 基礎構造形式選定表

基礎形式		直	打込み杭基礎				中掘り杭基礎					鋼管ソイルセメント杭基礎	プレボーリング杭基礎	場所打ち杭基礎				ケーソン基礎		鋼管	地中連続壁					
			R	P	鋼管杭		PHC・SC杭		鋼管杭					深	ニ	オ	管	地								
					打	撃	最	噴	最	噴	最								噴			深	ニ	オ		
諸条件		杭	杭	工	法	終	出	打	攪	最	出	打	攪	最	出	打	攪	深	ニ	オ	管	地				
地盤条件	支持層までの状態	中間層に極軟弱層がある		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○			
		中間層に極硬い層がある		○	×	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	△	△	○		
		中間層にれきがある	礫径 5cm以下		○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
			礫径 5cm～10cm		○	×	△	△	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	△	△	○	
			礫径10cm～50cm		○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	○	○	△	×
	液状化する地盤がある		△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	支持層の状態	支持層の深度	5m未満		○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×		
			5m～15m		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△
			15m～25m		×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			25m～40m		×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○	○
			40m～60m		×	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	○	×	×	△	○	○	○
			60m以上		×	×	×	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	×	×	×	△	△	△
		支持層の土質	粘性土(20≦N)		○	○	○	○	○	×	△	○	×	△	△	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
			砂・砂礫(30≦N)		○	○	○	○	○	○	×	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
			傾斜が大きい(30度程度以上)		○	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	△	△	○	△	△	○	○	△	△	△	
			支持層面の凹凸が激しい		○	△	△	○	○	△	△	△	○	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	△	○
	地下水の状態	地下水位が地表に近い		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○		
		湧水量が極めて多い		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	△	×	○	○	○	△	
		地表より2m以上の被圧地下水		×	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	△	△	○	
		地下水流速3m/min以上		×	○	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	△	○	×	
構造物の特性	荷重規模	鉛直荷重が小さい(支間20m以下)		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	△	×	×		
		鉛直荷重が普通(支間20m～50m)		○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
		鉛直荷重が大きい(支間50m以上)		○	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	
		鉛直荷重に比べ水平荷重が小さい		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	
	鉛直荷重に比べ水平荷重が大きい		○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
支持形式	支持杭		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
	摩擦杭		△	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△			
施工条件	水上施工	水深5m未満		○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	×	×	○	△	×	△	△	○			
		水深5m以上		×	△	△	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	×	×	△	×	×	△	△	○		
	作業空間が狭い		○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	△	△	×	△		
	斜杭の施工		△	△	○	○	○	×	×	×	△	△	△	△	△	×	△	×	×	×	△	△	△	△		
	有害ガスの影響		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	○	○	○		
周辺環境	振動騒音対策		○	×	×	×	△	△	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△			
	隣接構造物に対する影響		○	×	×	△	△	△	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△			

○:適合性が高い △:適合性がある ×:適合性が低い
(道路橋示方書・同解説IV下部構造編,平成14年3月)

(2) 異種の基礎形式を用いた場合、各々の支持機構に大きな相違があり、荷重分担が明確でないため条文を規定したものである。

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ものとする。
- (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ものとする。
- (4) 支持層が地表、または平水位より5m以内にあるときは、直接基礎とするものとする。
- (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ものとする。
- (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、総合的に決定するものとする。
- (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ものとする。

(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ものとする。

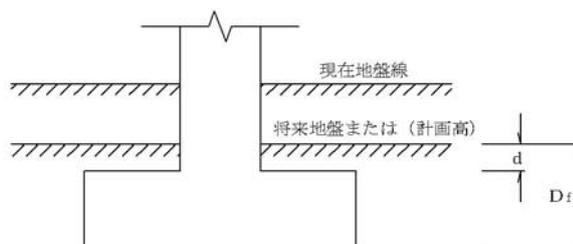
(2) 良質な支持層とは、一般的に以下を目安とするものとする。

- 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 $q_u = 4\text{kgf/cm}^2$ 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ものとする。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ものとする。

(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ものとする。

- 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ものとする。
- 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ものとする。

- (4) 支持層が地表または河川などの平水位より5m以内で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ものとする。
- (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ものとする。
- (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50 cm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ものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。

- (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ものとする。

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、砂、砂礫、粘土地盤においては既製杭の打ち込み工法で3~4Dとするが、支持層が堅固な層となるときや、場所打ち杭では1D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となっているため、杭本数を減らして根入れとのバランスを取った設計検討も必要である。

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、支持層としてよいものとする。

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ものとする。

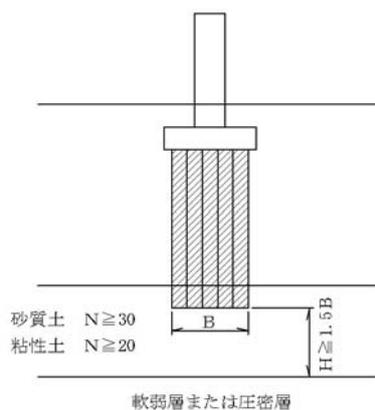


図1-37 中間層を良質な支持層とする定義

(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、留意するものとする。

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ものとする。

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ものとする。

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ものとする。
- 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ものとする。
- 11) オールケーシング工法は揺動式と全周回転式があり、全周回転機は粒形が揃っている玉石層（75～300mm）やケーシングチューブ径の1/3以上の転石がある場合、軟岩以上の地盤に根入れする場合などに用いるのがよい。
- 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ものとする。
- 14) 山岳部の橋梁においては、構造的、施工性などから、深礎杭が有利となる場合が多い。
- 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ものとする。
- 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) 深礎杭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ものとする。
また、自立性の高い軟岩以上の地盤で、深礎杭長が長く、引抜き力、水平力、押込み力が大きい場合は、補強材+コンクリートライニングによる地盤補強型基礎の検討もおこなうのがよい。
- 19) 大口径深礎杭（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。

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。

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ものとする。

- | | |
|------------------------|-----------------------|
| (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ものとする。

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ものとする。

表2-1 材料の単位重量

材 料	単位重量 kN/m ³	材 料	単位重量 kN/m ³
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)および群集荷重とし、大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重

(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活荷重によるものとする。その他の市町村の橋の設計設計にあたっては、大型の自動車の交通の状況に応じてA活加重またはB活加重を適用するものとする。

(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ものとする。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。

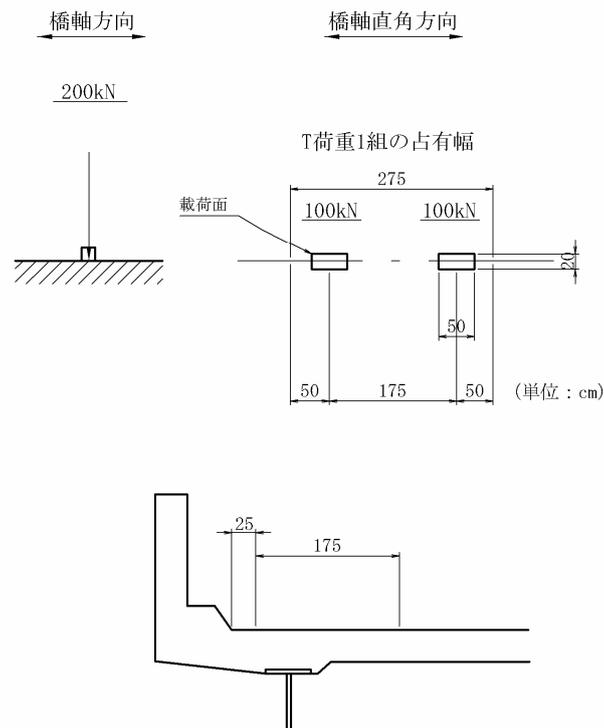


図2-1 T荷重の載荷位置

- ② 歩道部には、群集荷重として 5.0kN/m^2 の等分布荷重を載荷するものとする。
- 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ものとする。ただし、この係数は1.5をこえないものとする。また、支間長が特に縦げたなどはL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ものとする。

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荷重を用いるものとする。
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に低減するものとする。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ものとするが、この係数は1.5をこえないものとする。

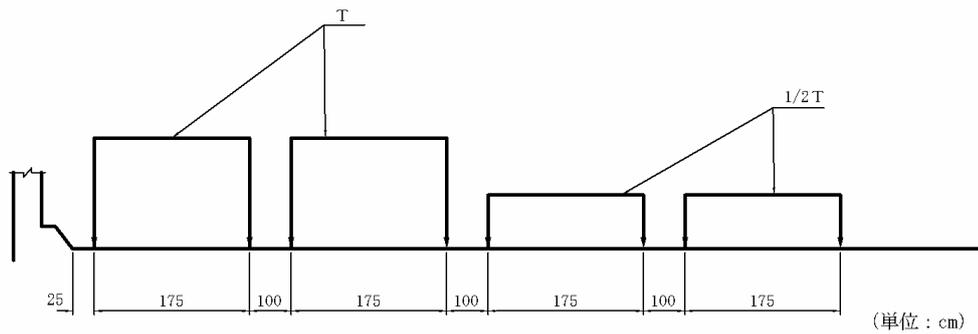


図2-2 主げた設計時のT荷重の載荷方法

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荷重を用いるものとする。

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)を載荷するものとする。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)を載荷するものとする。

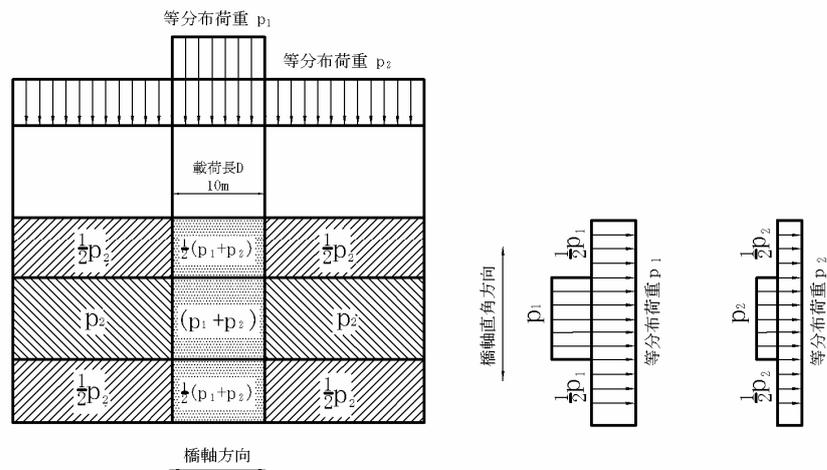


図2-3 L 荷 重

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 ²		等 分 布 荷 重 p2 kN/m ²			
	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をとるものとする。

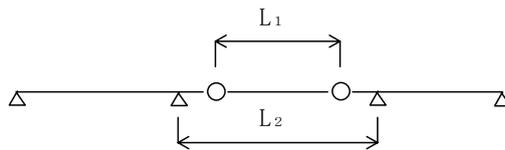


図 2-4 ゲルバーげたにおける支間長のとり方

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 ²
反 力	''
軸 力	10kN/m ²
曲 げ モ ー メ ン ト	''
ね じ り モ ー メ ン ト	12kN/m ²
た わ み	10kN/m ²

表2-5 上部構造形式別および部材別の運用

○10kN/m² ●12kN/m²

形 式	部 材	曲げモーメント た わ み	軸 力	せん断	ね じ り	反 力
単純げた	主 げ た	○		●	●	●
連続げた	横 げ た	○		●	●	●
ト ラ ス	上下弦材		○			
	斜材垂直材		●			
アーチ系 橋 梁	アーチリブ	○	○	●		●
	補 剛 材	○	○	●		
	垂 直 材		●			
	斜 材		●			
ラーメン 橋	主 げ た	○	○	●	●	●
	脚	○	●	●	●	●

- c) 連続げたなどで影響線が短い区間で反転する場合、等分布荷重 p_1 は載荷長10mの範囲で同一符号区間のみに載荷するものとする。

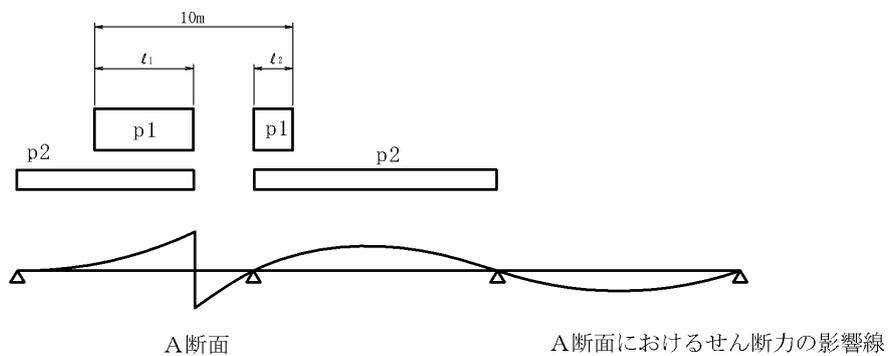


図2-5 等分布荷重の載荷方法

- 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の範囲をとるものとする。
 なお、基準ラインは原則として、構造物中心とする。

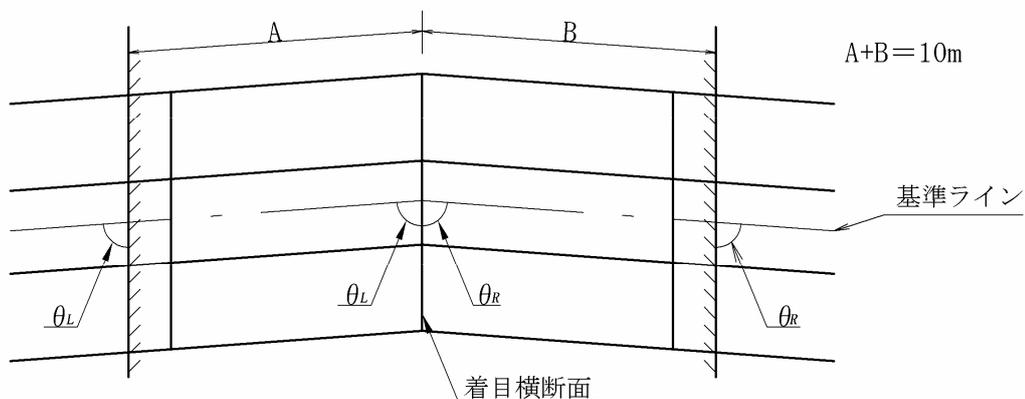


図2-6 基本的な載荷範囲の取り方

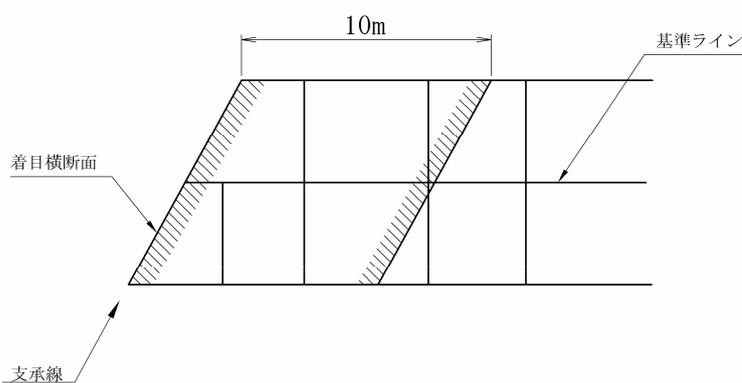


図2-7 斜橋の場合の載荷範囲

- ④ 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ものとする。

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 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ものとする。
- (2) 群集荷重には衝撃を考慮しないものとする。
- (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ものとするが、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、衝撃を考慮するものとする。

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、 $-20^{\circ}\text{C}\sim+40^{\circ}\text{C}$ 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 $-30^{\circ}\text{C}\sim+50^{\circ}\text{C}$ 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°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°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 $-15^{\circ}\text{C}\sim+35^{\circ}\text{C}$ 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 70cm 以上の場合は $\pm 10^{\circ}\text{C}$ としてよいものとする。
- (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°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ものである。

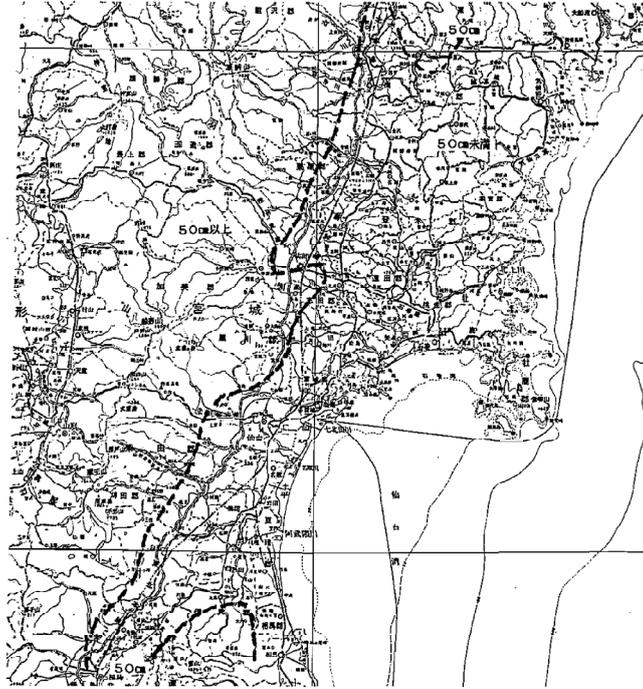
1-7 地震の影響

地震の影響については、「第3編 耐震設計」によるものとする。

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ものとする。
- (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ものとする。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ものとする。

(1) 本県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 15cm)の雪荷重を考慮するものとし、その地域は積雪深 50cm 以上 (年最大積雪深の10年再現期待値) の地域とする。



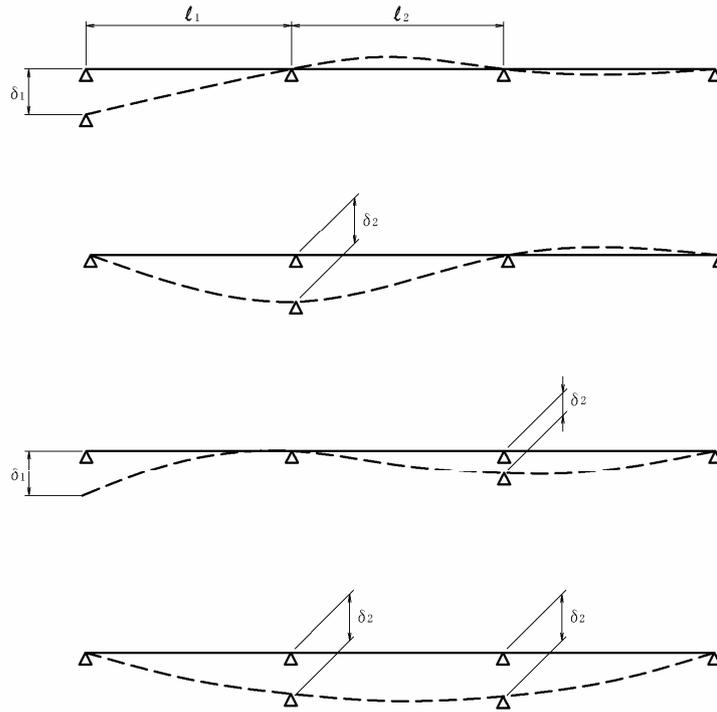
ただし、橋台の設計において、橋台上(パラペット上含む)および橋台背面の雪荷重は影響が少ないので考慮しないものとする。

- (2) 雪荷重の 1.0kN/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ものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。除雪が不可能な場合は雪荷重を考慮するものとするが、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ものとする。

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ものとする。

- (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ものとする。



鋼橋	$\delta_1 = \frac{l_1}{1,000}$	$\delta_2 = \frac{(l_1 + l_2)}{2} \times \frac{1}{1,000}$
コンクリート橋	$\delta_1 = \frac{l_1}{2,000}$	$\delta_2 = \frac{(l_1 + l_2)}{2} \times \frac{1}{2,000}$

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するものとし、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ものとする。

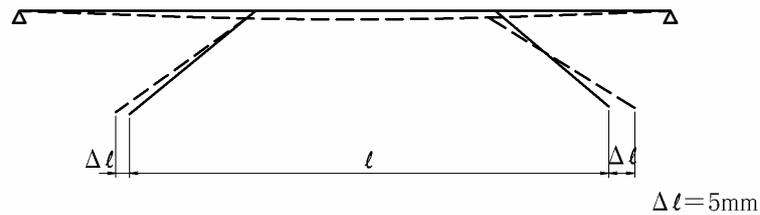


図2-9 支点移動量

(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ものとする。

- (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、地震などによるけたの移動、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・荷重によるけたの変形(けたのたわみ角)により、けた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。

- (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)」によるものとする。
 - 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とする。
 - 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ものとする。支承の耐震設計に関しては、第3編耐震設計編によるものとする。

2-2 支承の選定

- (1) 支承はタイプBを用いることを基本とする。
- (2) 支承の種類は、ゴム支承を標準とする。
- (3) 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ものとする。
 - 2) 同一支承線上における支承の種類は、1種類を基本とする。

(1) 支承タイプは道示V. 15. 1にしたがい、レベル1地震動及びレベル2地震動により生じる水平力及び鉛直力に対して、支承部は道示. 共通編 I 4. 1. 1に規定する支承部の性能を満足するタイプBの支承を用いる事を基本とした。ただし、橋台の拘束により、けたに大きな振動が生じにくい場合や支承部の構造上やむを得ない場合には、レベル1地震動により生じる水平力及び鉛直力に対しては支承部の機能を確保できるがレベル2地震動により生じる水平力に対しては変位制限構造と補完し合って抵抗するタイプAの支承を用いてよい。ただし、道示V. 16. 1 (1) の解説に示す、とくに入念に落橋防止システムを検討する必要がある橋及び道示V. 8. 1に示す地震時に不安定となる地盤（設計上ごく軟弱な土層、液状化又は流動化が生じると判断される砂質土層）上に計画する橋梁については、上記条件であってもタイプBの支承を採用することを原則とする。

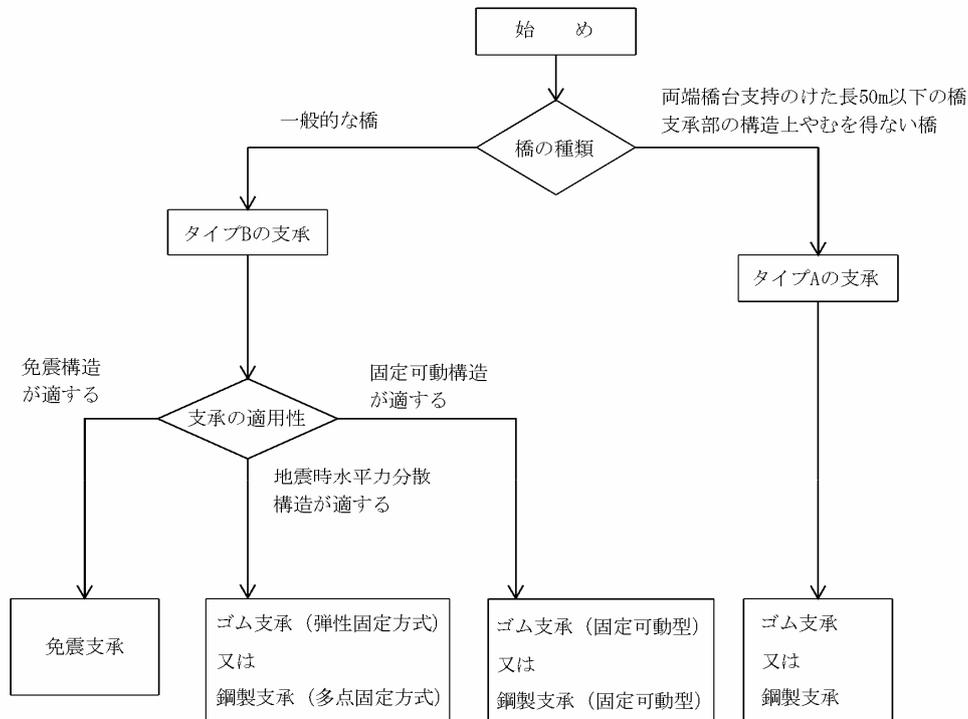


図2-10 支承部選定の一般的な考え方

イ) 橋台の拘束によりけたに大きな振動が生じにくい橋

両端に橋台を有するけた長50m以下の単純げた、あるいは連続、連結げたの橋。なお、両端橋台でも剛性の低いピアアバットタイプの場合はタイプBの支承を用いなければならない。

ロ) 支承部の構造上やむを得ない橋

プレテンションげたでけた内へのタイプBの支承の設置が困難となる橋。

ハ) 橋脚高が高いラーメン橋の橋台端支点のように、地震時水平力のほとんどを橋脚で負担するような場合や連続桁の橋台端支点などで全体構造系から端支点を切りはなしたほうが有利な場合は、タイプBの可動沓やスライド沓について検討をするものとする。

(2) 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標準とした。

- 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。

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対する設計に関しては、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ものとする。

3) 支承部は塵埃、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、特に鋼製の支承板支承は、密閉ゴム支承板支承(BP.B)を基本とした。

4) 支承高が高くなる場合は、3-5に示す段差防止構造を設置するものとする。

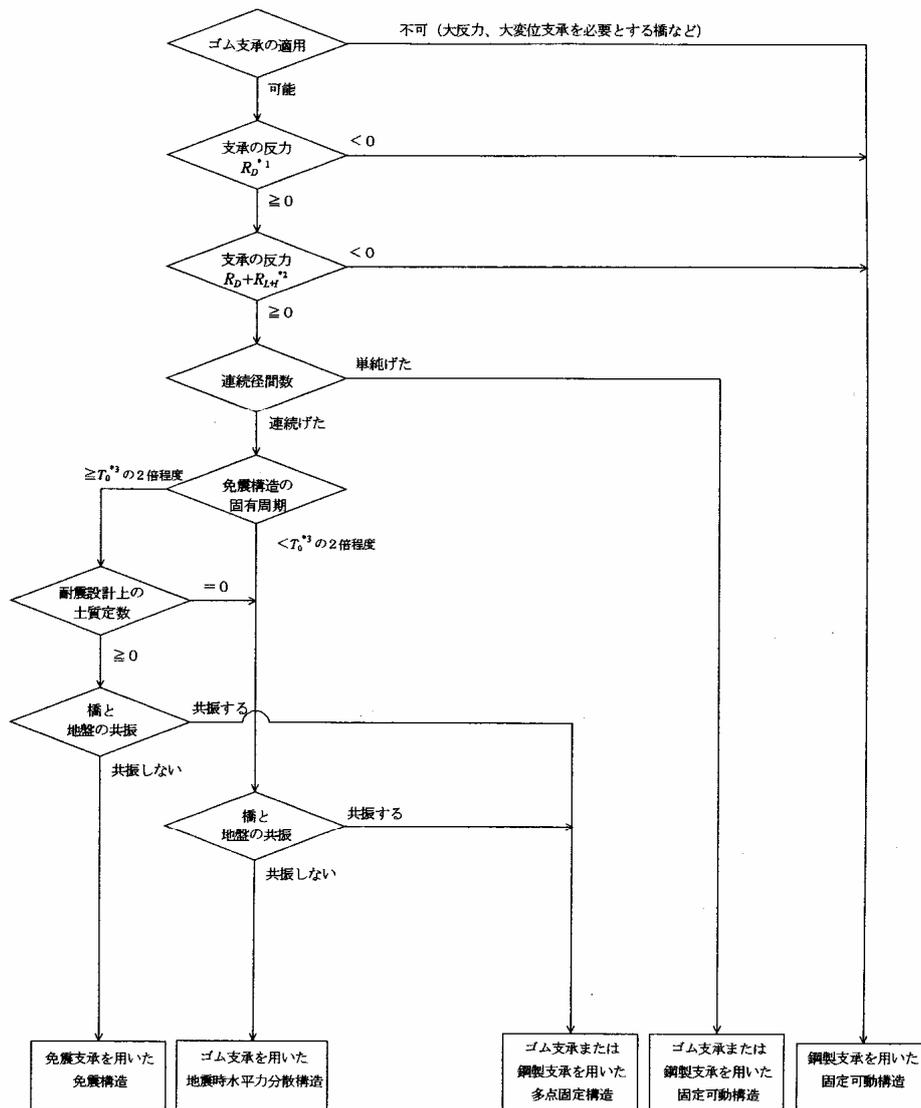
5) ゴム支承および鋼製支承の種類を示す。

表2-8 支承の種類

材料分類	支承形式	支承タイプ	支 承 の 種 類
ゴム支承	固定可動支承	タイプA	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	タイプB	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	タイプA	密閉ゴム支承板支承
		タイプB	
		タイプB	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	タイプB	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おこなうものとする。

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。



注) *1 R_D : 死荷重による支承反力
 *2 R_{L+I} : 衝撃を含む活荷重による最小反力
 *3 T_0 : 固定構造とした場合の固有周期

※ T_0 は支承条件を全て固定と仮定した固有周期、 T は免震時の固有周期である。

図2-11 支承形式の選定フローチャート

(3) 1) 支承は、その特性を十分発揮できる形式を採用するものとする。

- 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こととする。
- b) 活荷重載荷状態の $R_d + R_{L+I}$ により負反力が算出される場合には、ゴム支承に直接引張力を取らせるような構造としてはならない。

c) 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ものとする。

d) 下記の場合には、鋼製支承の採用を検討するものとする。

i) 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。

ii) 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。

iii) 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、けたとの取合い構造が困難となる場合

iv) 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。

v) 橋長が長い割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 $S2 > 4$ を満足しない場合

vi) 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。
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) とくに幅員の広い場合、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) 機能分離型支承

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「機能集中型支承」が一般に用いられてきた。このような機能集中型支承の場合、一部の局所的な損傷や耐久性の低下による機能の損失が他の機能に影響を与えることもある。このような場合には、複数の機能を必ずしも同一の構造部材に集中させる必要はなく、橋の構造や、規模等を考慮した上で必要に応じて支承部の機能を複数の構造部分に分離させた「機能分離型支承」の支承部構造の採用を検討するのがよい。

なお、機能分離型支承を採用する場合には、施工性についても十分考慮のうえ設計を行うこと。

g) 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。

h) 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、基礎周辺土層が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ものとする。採用にあたっては、技術の進歩とその性能をよく確認のうえ検討を行うものとする。

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。

- 1) 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。
 - 2) 免震支承を用いた場合の橋の固有周期は、すべての支承を固定支承とみなした場合の固有周期の2倍程度以上を目安とする。
 - 3) 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。
 - 4) 設計で想定する変位が許容できるよう、橋台、橋脚等主要構造物との遊間量は衝突しないように十分に確保する。
 - 5) 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しているものとする。
 - 6) 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。
- 2) 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した。
- 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 程度の支承を配置するものとする。
 - 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： 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2種類程度の形状を配置するのが望ましい。

3) 各橋種に対する支承の適用

a) 鋼 桁

上 部 工 形 式			支承のタイプ	支承の形式	支承の種類
単 純 桁	1. 鈹 桁	両端橋台で 桁長 45m以下	BまたはA	固定可動	ゴム支承
			B	反力分散	ゴム支承
	2. 箱 桁	両端橋台で 桁長 50m以下	BまたはA	固定可動	ゴム支承
			B	反力分散	ゴム支承
		桁長 50m以上	B	固定可動	ゴム支承
				反力分散	ゴム支承
連 続 桁	3. 鈹 桁	両端橋台で 桁長 50m以下	BまたはA	固定可動	ゴム支承 支承板支承
			B	反力分散	ゴム支承 支承板支承
	桁長 50m以上	B	〃	〃	
			〃	〃	
4. 箱 桁		B	〃	〃	

イ) 連続橋、および二次災害が発生すれば重大なものとなるおそれのある区間に架橋される公道橋については、Bタイプの支承を使用するものとする。

ロ) 単純げた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ものとする。

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) 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ものとする。

b) R C 桁

上 部 工 形 式	支承のタイプ	支承の形式	支承の種類
単純RC桁	BまたはA	固定可動	ゴム支承
連続RC桁	B	反力分散	メナーゼヒンジ

c) P C 桁

上 部 工 形 式		支承のタイプ	支承の形式	支承の種類	
単 純 桁	1. PC [°] レテンション中空床版 2. PC [°] レテンションT桁	両端橋台で 桁長24m以下	A	固定可動	ゴム支承
	3. PCボ [°] ステーションT桁	両端橋台で 桁長50m以下	BまたはA	〃	〃
			B	反力分散	〃
	4. PCボ [°] ステーション箱桁	両端橋台で 桁長50m以下	桁長50m以上	BまたはA	固定可動
B				反力分散	〃
B		固定可動	〃		
		反力分散	〃		
連 続 あ る い は 連 結 桁	5. 連結PC [°] レテンション中空 床版	両端橋台で 桁長50m以下	A	固定可動	〃
		桁長50m以上			
	6. 連結PC [°] レテンションT桁	両端橋台で 桁長50m以下 桁長50m以上	BまたはA	固定可動	〃
			B	反力分散	〃
			B	〃	〃
	7. 連結PCボ [°] ステーションT桁	両端橋台で 桁長50m以下 桁長50m以上	BまたはA	固定可動	〃
			B	反力分散	ゴム支承 支承板支承
	8. 連続PC中空床版	両端橋台で 桁長50m以下 桁長50m以上	B	〃	ゴム支承 支承板支承
BまたはA			固定可動	ゴム支承	
9. 連続PC箱桁	両端橋台で 桁長50m以下 桁長50m以上	B	反力分散	クレーン ゴム支承	
		B	〃	クレーン ゴム支承	
9. 連続PC箱桁		B	〃	ゴム支承 支承板支承	

- 1) この線橋、および二次災害が発生すれば重大なものとなるおそれのある区間に架橋されるこの道橋については、Bタイプの支承を使用するものとする。
- 2) 単純げた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ものとする。
- 3) 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) 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ものとする。

2-3 設計一般

2-3-1 支承の設計

- (1) タイプ B の支承部を用いる場合にはレベル 2 地震動に対する設計水平地震力は下記とする。
橋脚に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) タイプ A の支承部を用いる場合にはレベル 1 地震動に対する設計水平地震力は下記とする。
道示 V. 6. 3. 3 に規定する設計水平震度を用いて算出される慣性力に相当する水平力
- (3) タイプ B、タイプ A のいずれの支承部においても、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(4) (5)の照査を行うものとする。
- (4) タイプ B の支承部は上記(1)の設計水平地震力及び(3)の設計鉛直地震力が作用した場合に、支承本体及び取付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ものとする。ここで、支承本体及び取付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。
- (5) タイプ A の支承部は上記(2)の設計水平地震力及び(3)の設計鉛直地震力が作用した場合に、支承本体及び取付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ものとする。ここで、支承本体及び取付部材の耐力は割増係数 1.5 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タイプ B・タイプ A の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 V15. 3 の規定により支承の照査を行うものとする。

- (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事が望ましい。
- (2) タイプ A の支承部はレベル 1 地震動に対しては機能を損なうことなく、確実に抵抗できる構造を想定している。各支承に作用する地震力は、設計振動単位内での力の分担を考慮して求める。なおこれを上回る地震力に対しては、タイプ A の支承は損傷する可能性があることから、上下部構造間に大きな相対変位が生じるのを防止するため変位制限構造を設けるものとする。
- (3) 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ものとした。

2) タイプBの支承部においては上向きの地震力の下限値として-0.3Rd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。

タイプAの支承部においては上向き地震力の下限値は-0.1Rdを用いてよい。

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

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

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} : 設計鉛直震度 k_v によって生じる鉛直方向の地震力で、式(3)により算出する。

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

k_v : 設計鉛直震度で、タイプBの支承部を用いる場合にはレベル2地震動の設計水平震度に、またタイプAの支承部を用いる場合には、レベル1地震動の設計水平震度に道示V15.2表-15.2.1の係数を乗じた値とする。

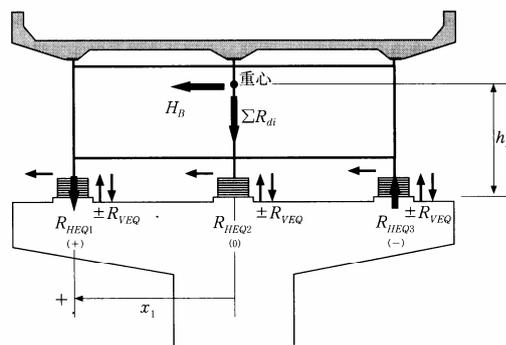


図 2-12 地震力によって生じる支承部反力

(4) タイプB 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、タイプBのゴム支承あるいは免震支承を用いる場合は、

- ・ 支承本体に生じるせん断ひずみが許容せん断ひずみ (250%以下) を超えない事。
- ・ 支承本体の座屈に対して安全であることを照査。
- ・ 支承の剛性は設計値に対して±10%以内にとめるものとする。

(5) タイプAの支承部ではレベル1地震動による水平方向及び鉛直方向の地震力が作用した場合に生じる断面力が割増し係数1.5を考慮した許容応力度から算出される耐力以下としなければならない事を規定したものである。ゴム支承の場合は、道示V15.3解15.3.1により算出される支承本体のせん断ひずみが、許容せん断ひずみ150%以下を目安とする。

2-3-2 可動支承に働く水平力

(1). タイプBの支承に用いる水平力は下記のとおりとする。

$$H_1 = \delta_1 \cdot Kb \quad \text{----- (1)}$$

(2). タイプAの可動支承に用いる水平力は下記のとおりとする。

$$H_2 = \delta_2 \cdot Kb \quad \text{----- (2)}$$

$$H_3 = f \cdot Rd \quad \text{----- (3)}$$

ここで、 f : ゴム支承の摩擦係数

Rd : 可動支承に作用する死荷重反力(kN(tf))

Kb : ゴム支承のせん断ばね定数(kN/m(tf/m))

δ_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)

δ_2 : 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1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V6.3.2およびV6.4.2による。

(1) タイプB支承の鋼製支承を、可動支承として使用する場合の水平力は、次式によるものとする。また、上巻はレベル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ものとする。

$$H = f \cdot Rd$$

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I.4.1.2に規定される値)

なおタイプB支承のゴム支承は水平力分散支承として設計するものとする。

(2) 道示V1.5.1に解説されるタイプA支承の使用範囲のなかで、地震時の変形量が常時変形量と加算して非常に小さい場合は、従来の固定可動構造に限り、便宜的に可動支承とみなしても良いものとする。この場合の水平力は原則として(2)式で計算するが、ころがり摩擦やすべり摩擦による変位機構を有する支承に関しては(3)式による。

従来パット型ゴム支承を可動支承として用いる場合の水平力の算定には $f=0.15$ を便宜的に用いていたが、ゴム支承の水平力はせん断変形によるものであることから、計算においてはゴム支承の水平変位に伴う水平力を評価することを基本とした。

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 ²)	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	
				G12	450	1.2	
	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/mm²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_p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	$S_1 \leq 8.0$	$\Delta \sigma_a = 5.0 \text{ N/mm}^2$
$S_1 > 8.0$		$\Delta \sigma_a = 5.0 + 0.375(S_1 - 8.0)$ ただし最大 6.5 N/mm ²	
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	$\gamma_{ta} = \gamma_u / f_a$ $f_a = 1.5$ γ_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	$\sigma_{ta} = 2.0 \text{ N/mm}^2$

S₁ : 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。これらは JISK6386 を準用しており、平成 3 年道路橋支承便覧のせん断弾性係数(重力単位系)を SI 単位系に換算した値よりも約 2%大きくなっているため過去に設計されたゴム支承を照査する場合には、注意が必要である。
- (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ものとする。

(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、けたの伸縮量などとの関連、および下記項目を考慮のうえ、総合的に決定するものとする。

- 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) 曲線げた、斜橋、折れげた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けたの伸縮、②けたの回転、③地震のけた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2-13-(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2-13-(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2-13-(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2-13-(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2-13-(e))

3) 折線げた橋

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）を用いるものとする。（図2-13-(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2-13-(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2-13-(h)）としてよい。

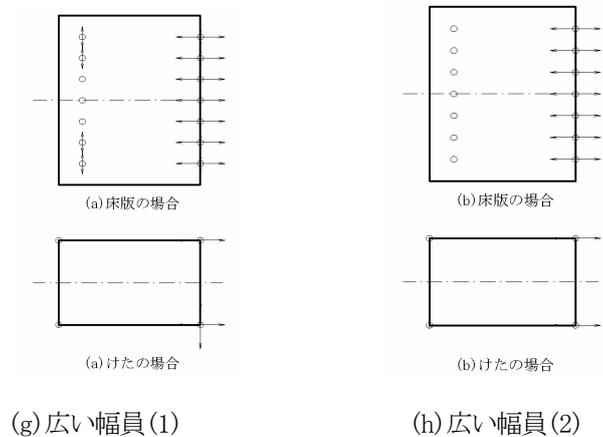
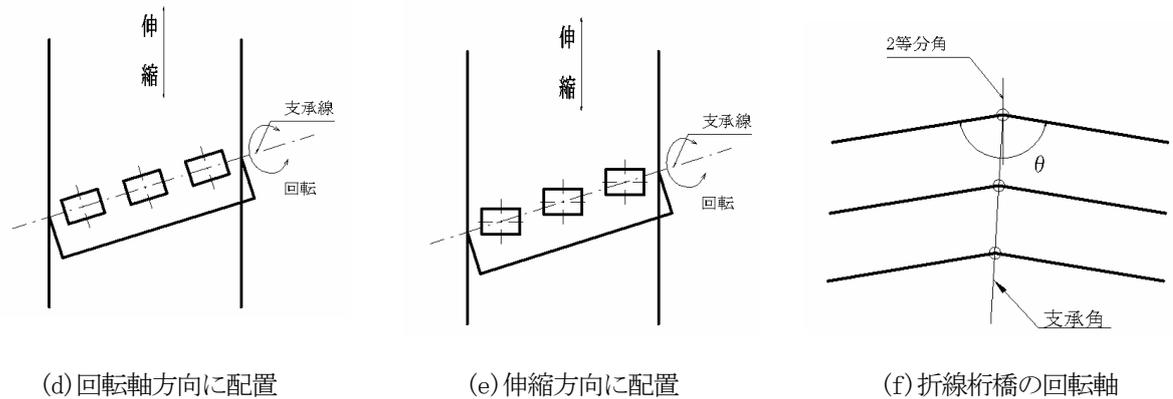
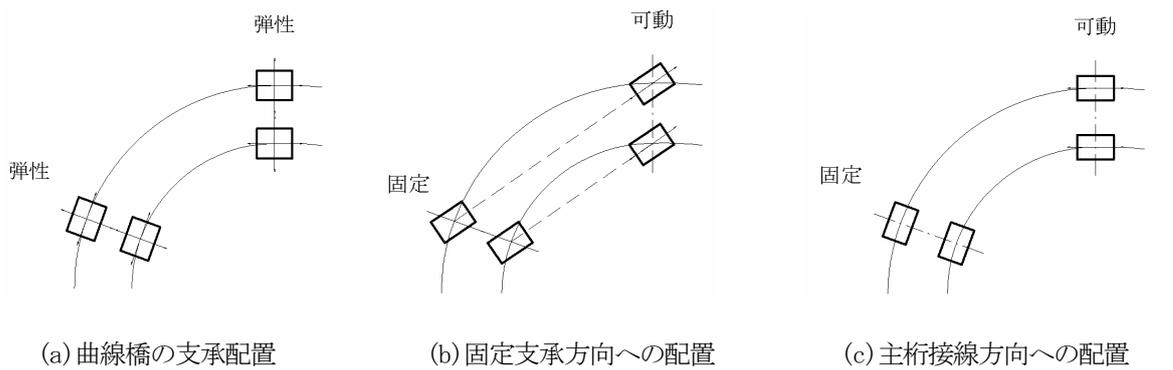


図2-13 支承の配置

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。

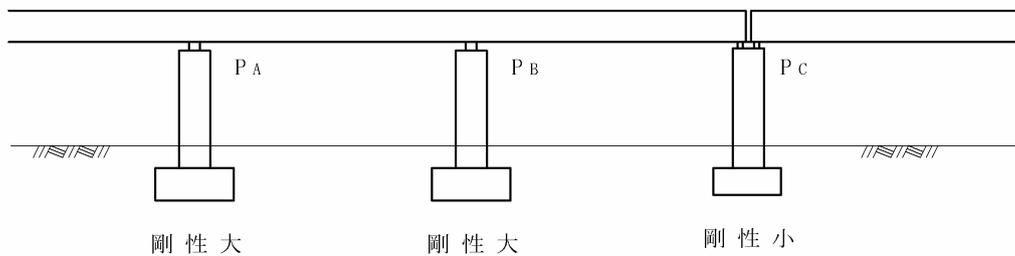
- (1) 地震時水平力分散構造を採用する橋は、橋軸直角方向に変位を拘束しないことを基本とする。
- (2) 固定・可動構造を採用する橋は、橋軸直角方向変位を拘束することを基本とする。
- (3) 通信情報管等、重要な添架物がある場合は、橋台及び、架け違部では橋軸直角方向は固定を原則とする。

(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ものとする。

- 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。
- c) 橋台部や架け違い部において重要な添加物（通信情報管など）破損を避ける必要がある場合（レベル2地震動まで）。

これらの橋梁は橋軸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ものとする。



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2-14 橋軸直角方向固定（例）

2-5 支承の据付こう配

支承は、原則として水平に据え付けるものとする。

- (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ものとする(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」を参照するものとする。

2-6 支承下面の構造

- (1) 支承下面と下部構造との間の沓座モルタルの厚さは、原則として下部構造天端から30mm程度とする。
- (2) 沓座モルタルが厚くなる場合は台座コンクリートとし、補強鉄筋を配置するものとする。

(1) 支承下面の標準的な構造は、次のとおりとする

- 1) 箱抜きの高さが低い、あるいは箱抜き幅が狭いと支承据え付け時に沓座モルタルの充填不足が発生しやすいことから、箱抜きの形状は図2-15を標準とする。
- 2) パット型ゴム支承の沓座モルタルの標準寸法は図2-16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。

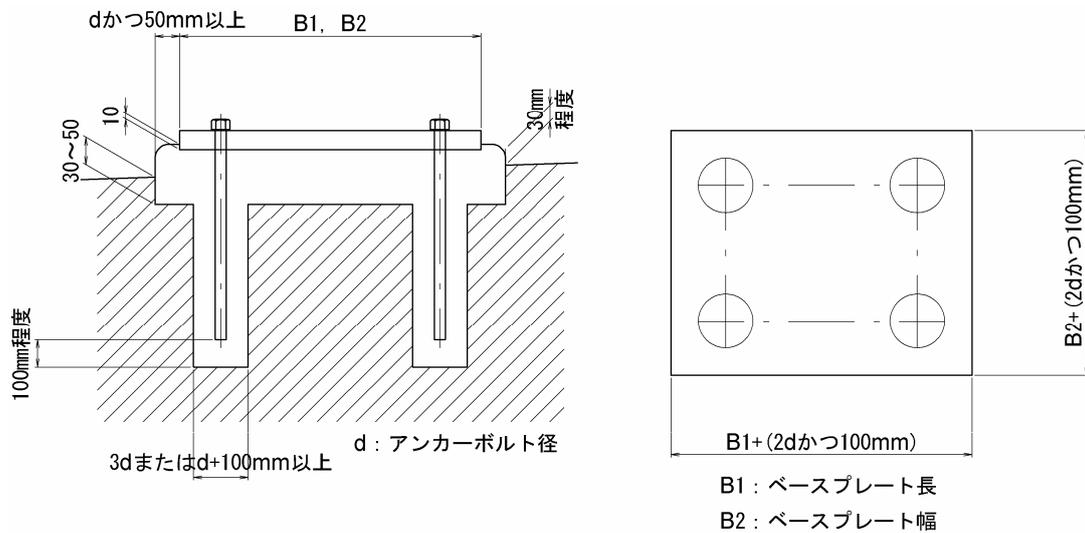


図2-15 支承下面の標準構造寸法

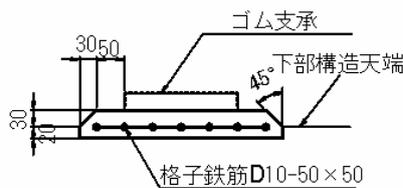


図2-16 沓座モルタル標準寸法

3) 沓座モルタルは、原則として無収縮モルタルとすることを原則とする。

4) 設計図には支承の箱抜き図（設計積算マニュアル参照）や補強鉄筋の図を記入するものとする。

5) プレテンションPC床版橋のような連続した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補強鉄筋や沓座鉄筋は省略してもよいものとする。

(2) 沓座モルタル厚は、下部構造天端から30mm程度を標準とするが、50mm以上の場合には、図2-17に示すような台座コンクリートとする。台座コンクリートを用いる場合の平面形状寸法及び補強鉄筋量は「道路橋支承便覧」5.2.2(4)3より算出するものとする。

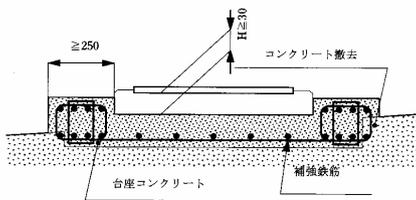


図2-17 台座コンクリート（例）

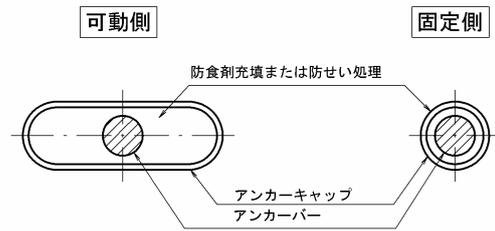
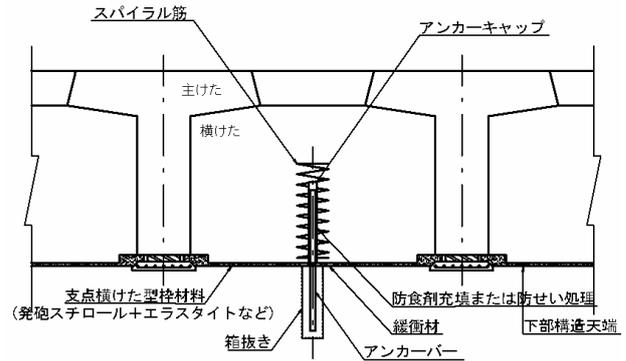


図2-18 支承下面の標準構造

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ものとする。
- (2) 落橋防止システムは、けたかかり長、落橋防止構造、変位制限構造および段差防止構造から構成する。落橋防止システムを構成する要素は、橋梁の形式支承のタイプ、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。

(1) 落橋防止システムは、落橋に対するフェイルセーフとして、あるいはタイプAの支承を補完し合って、地震時慣性力に抵抗するシステムとして用いられるものである。

表2-11 落橋防止システム

		機 能 方 向	役 割
落 橋 防 止 シ ス テ ム	けたかかり長	橋 軸 方 向	下部構造や支承が破壊し、上下部構造に予期しない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、上下部構造にけたかかり長を超えるような変位が生じないようにする。
	変位制限構造	橋 軸 方 向	タイプAの支承と補完し合って地震時慣性力に抵抗することを目的としたもので、支承が損傷した場合に上下部構造の相対変位が大きくなるようにする。
		橋軸直角方向	斜橋や曲線橋、下部構造に頂部幅が狭い橋、1支承線上の支承の数が少ない橋、地盤の流動化の影響により橋軸直角方向に橋脚の移動が生じる可能性のある橋では、橋軸直角方向への移動を伴って落橋が生じる可能性があることから橋軸直角方向の変位を制限する。
段差防止構造	鉛 直 方 向	支承高が高い鋼製支承などが破損した場合に、路面に車両の通行が困難となる段差が発生するのを防止する。	
ジョイント プロテクター		橋 軸 方 向	中規模地震を考慮した地震動に対して、伸縮装置を保護する。
		橋軸直角方向	

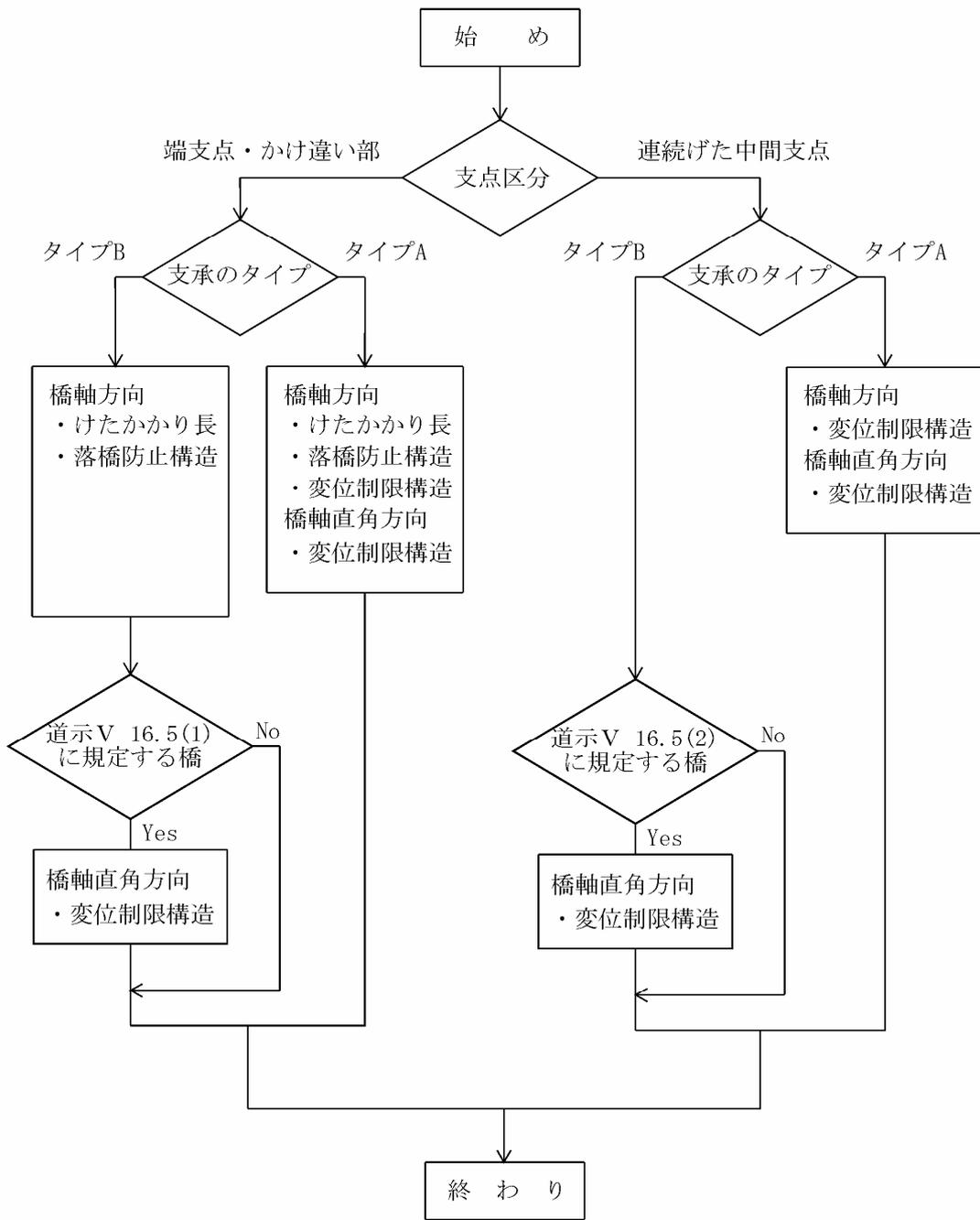


図2-19 落橋防止システムの基本的な考え方

(2) 支承タイプと落橋防止システム

表2-12 支承と落橋防止システムの考慮している地震動レベルの関係

		支 承	落 橋 防 止 シ ス テ ム				
			ジョイント プロテクター	変 位 制 限構造	落橋防 止構造	けたか かり長	段差防 止構造
タ イ プ A の 支 承	常 時						
	レベル1地震動		○ ^{注)}				
	レベル2地震動			○			
	規定を超え る地震動				○	○	○
タ イ プ B の 支 承	常 時						
	レベル1地震動		○				
	レベル2地震動			△			
	規定を超え る地震動				○	○	○

凡例)

○：必ず適用する落橋防止システム

△：道示V16.5(1)，道示V16.5(2)に規定する橋に適用する落橋防止システム

注) 変位制限構造との兼用可

3-2 けたかかり長

けたかかり長は、下部構造や支承が破壊し、上下部構造に予期しない大きな相対変位が生じた場合に、けた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) けたかかり長は、図2-20 に示すけた端から下部構造頂部縁端までの上部構造の長さおよびかけ違い部のけたの長さをいい、道示V. 16. 2によることを基本とした。

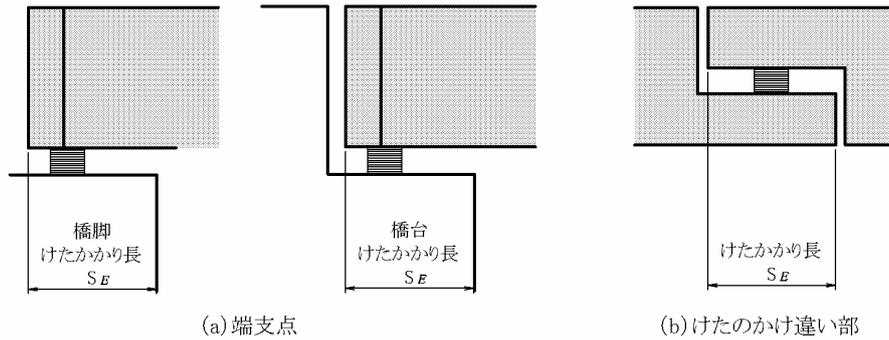


図2-20 けたかかり長

(2) 斜橋においては、上部構造が道示V式(16. 5. 1)を満たす形状を有する場合には、道示V式(16. 2. 4)により算出されたけたかかり長が、道示V式(16. 2. 1)及び(16. 2. 2)による値を上回る場合がある。(図2-21参照)

このけたかかり長は、多径間連続げたで交差条件等によりやむを得ず斜角を小さくする場合、けた長が長くなるほど大きくなり、著しく不経済となる場合もある。この場合は、式(16. 2. 4)によりけたかかり長を広げるのではなく、道示V式(16. 5. 1)により設置が必要となる橋軸直角方向の変位制限装置により回転による落橋を防止する構造とするものとする。

この構造とした場合のけたかかり長は、道示V式(16. 2. 1)及び(16. 2. 2)による長さとし、変位制限構造の設計強度を落橋防止構造並に格上げして、回転による落橋を防止するものとする。

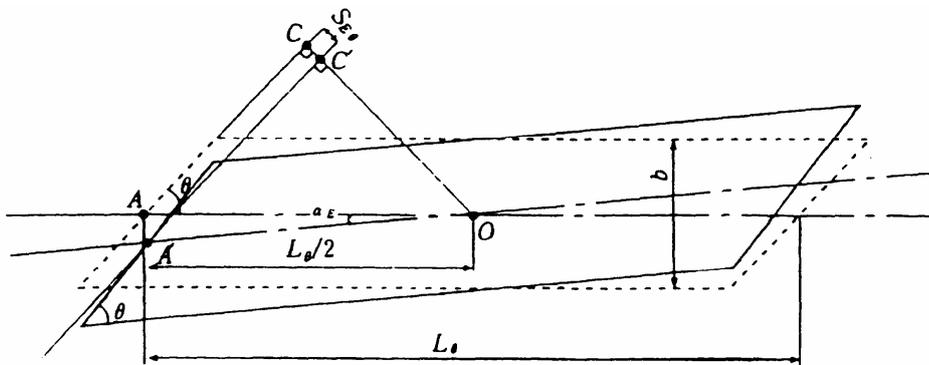


図2-21 斜橋に用いるけたかかり長

(3) 曲線橋においては、上部構造が道示V式(16.5.2)を満たす形状を有する場合には、道示V式(16.2.5)により算出されたけたかかり長が道示V式(16.2.1)及び(16.2.2)による値を上回る場合がある(図2-22参照)。

このけたかかり長は、交角が大きいものほど大きくなり、著しく不経済となる場合もある。この場合は、式(16.2.5)によりけたかかり長を広げるのではなく、道示V式(16.5.2)により設置が必要となる橋軸直角方向の変位制限装置により回転による落橋を防止する構造とするものとする。

この構造とした場合のけたかかり長は、道示V式(16.2.1)及び(16.2.2)による長さとし、変位制限構造の設計強度を落橋防止構造並に格上げして、回転による落橋を防止するものとする。

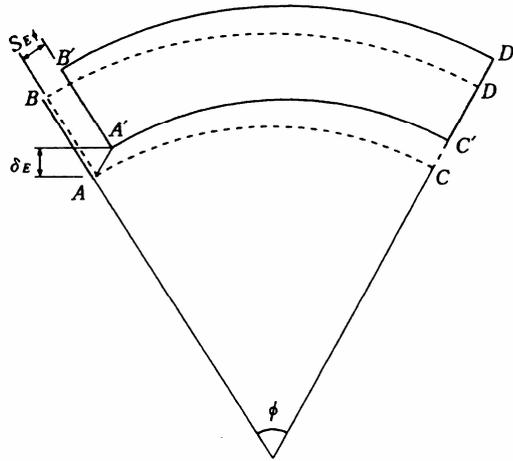


図2-22 曲線橋の移動によるけたかかり長

(4) 条文のけた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ものとする。

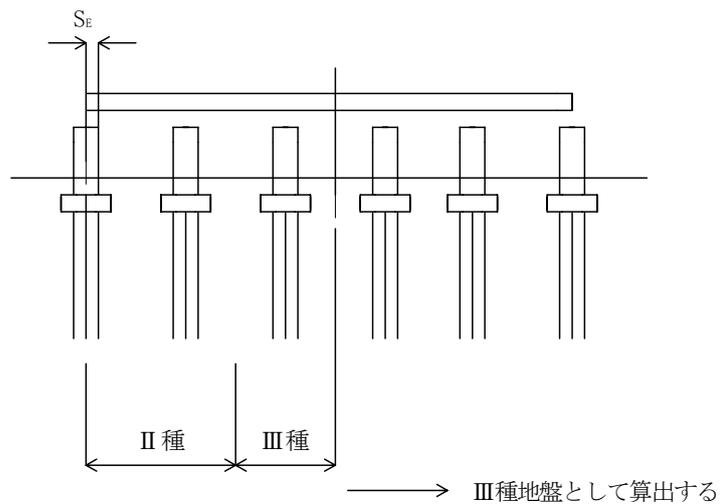


図2-23 1橋の中で地盤条件の異なる場合

3-3 落橋防止構造

- (1) 落橋防止構造は、けた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、けた端部がけたかかり長に達する前に機能するもので、道示V. 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の変位が生じにくい橋梁については、落橋防止構造を設けなくてよい。
- (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。

(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2-25～2-30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けたかかり長の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%以上のけたかかり長を確保することとする。ただし、タイプBのゴム支承を用いる場合には、大地震時においてゴム支承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。

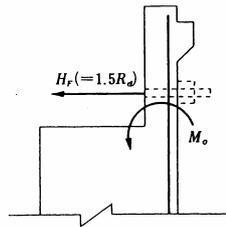
(2) 橋軸方向の変位が生じにくい橋梁

- 1) 両端が剛性の高い橋台に支持された橋のうち、長さが25m以下の一連の上部構造を有する橋で、道示V. 16. 5. (1)の1), 2)および8. 3の規定に該当しない場合。
- 2) 両端の橋台がI種地盤に支持されている長さ50m以下の一連の上部構造を有する橋で、道示V. 16. 5. (1)の1), 2)および8. 3の規定に該当しない場合。
- 3) 一連の上部構造を有する橋とは、単純げたあるいは連続および連結構造の複数支間の橋。

(3) 落橋防止構造を橋台パラペットや上部構造の端横げたに取付ける場合は、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、取付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様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に規定する最大抵抗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。



H_F : 落橋防止構造の設計に用いる地震力 (kN)
 R_d : 上部構造の死荷重反力 (kN)
 M_0 : 落橋防止構造からの荷重によりパラペット基部に発生する曲げモーメント (kN・m)

図 2-24 パラペット設計に用いる落橋防止装置からの荷重

3) 最大抵抗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。

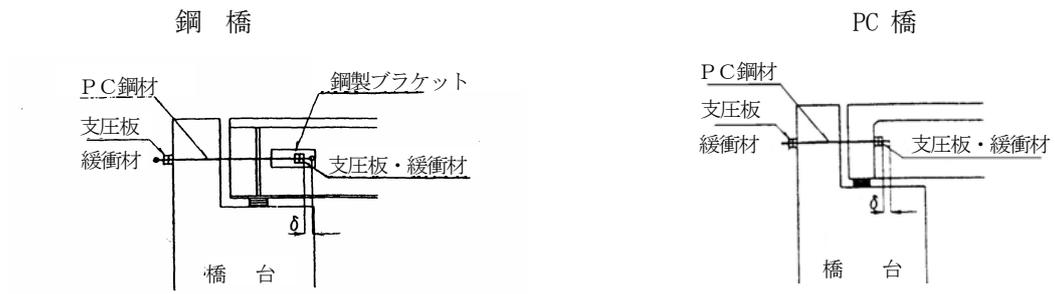
4) 落橋防止構造の取付部が破壊しないよう、押抜せん断に対する照査を行う。

パラペットの押抜せん断耐力は道示IV. 4. 2(1)1)に規定する許容押抜せん断応力度 τ_{a3} に地震時割増係数1.5を考慮してよい。

押抜せん断に関する照査は道示III. 4. 6(4. 6. 1)式による。

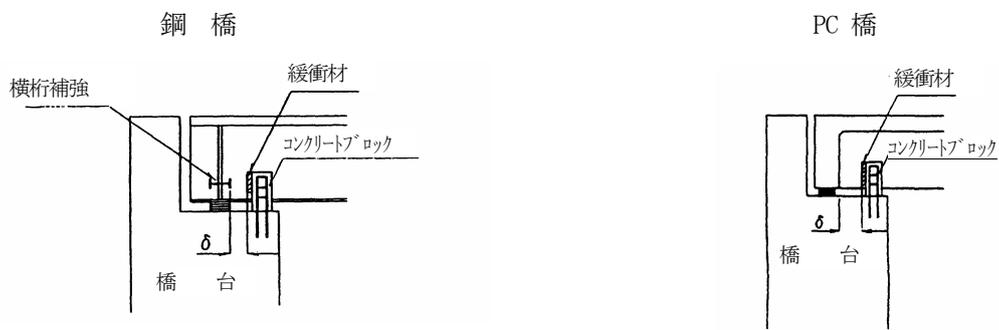
5) 上記照査は、上部構造が下部工橋座から落下する直前の状態を想定しているため、背面土圧や踏掛版からの荷重は考慮しなくてもよい。

1. 橋台部



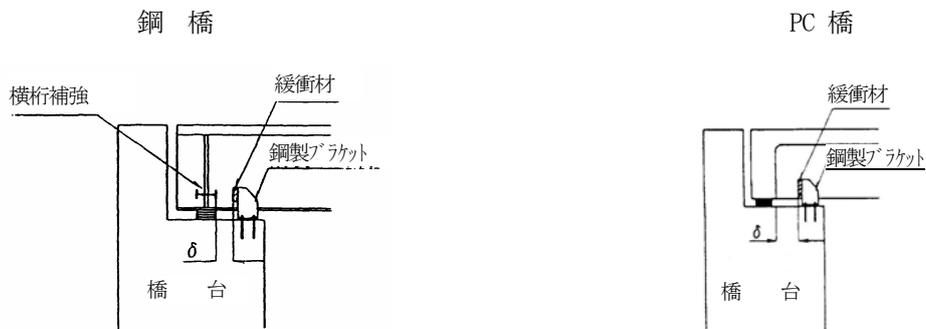
a) 橋台と上部構造を連結する落橋防止構造

図2-25 橋台部落橋防止構造例(1)



b) コンクリートブロックを用いる落橋防止構造

図2-26 橋台部落橋防止構造例(2)



c) 鋼製ブラケットを用いる落橋防止構造

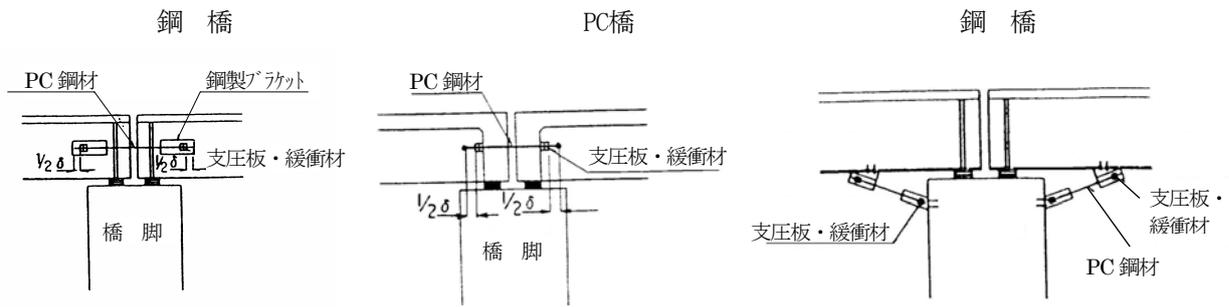
図2-27 橋台部落橋防止構造例(3)

注) 1. δ : 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), c) を使用するものとする。

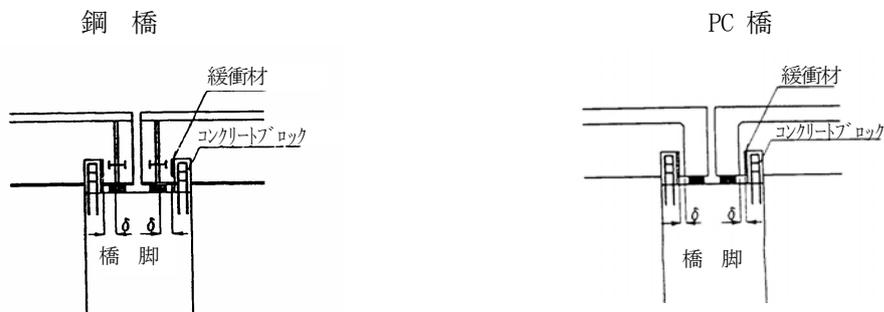
b), c) については、上部構造及び規模に応じて決定するものとする。

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 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(1)



c) コンクリートブロックを用いる落橋防止構造

図2-29 橋脚部落橋防止構造例(2)



d) 鋼製ブラケットを用いる落橋防止構造

図2-30 橋脚部落橋防止構造例(3)

注) 1. δ : 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), d)の構造とする。

3. b), c), d)については、上部構造及び規模に応じて決定するものとする。

3-4 変位制限構造

- (1) 変位制限構造は、道示V. 15. 5, 16. 5によることを基本とする。
- (2) タイプAの支承を採用した場合は、橋軸方向及び橋軸直角方向の両方向に支承と補完し合って地震力に抵抗する構造として設置する。
- (3) タイプBの支承を採用した場合は、道示V. 16. 5. (1) (2)に規定する橋については、その端支点到橋軸直角方向の変位を制限する構造として設置する。

(2) タイプAの支承と補完し合うために用いる橋軸および橋軸直角方向の変位制限構造は、支承の鉛直支持機能が損なわれない状態で機能できるように適切な遊間量を設定していることから、それ以上の大規模な地震が生じた場合に、落橋防止構造が働く前に変位制限構造でいったん変位を制限(レベル2地震動相当の地震で一端変位を抑える)し、エネルギー吸収を図ることを目的とする。

(3) 1) タイプBの支承で橋軸直角方向に変位制限構造を設置する条件は次のとおりである。

- ① $\sin 2\theta / 2 > B/L$ を満たす斜橋

ここに、

L : 一連の上部構造の長さ (m)

B : 上部構造の全幅員 (m)

θ : 斜角 (度)

- ② $\frac{115}{\phi} \cdot \frac{1 - \cos \phi}{1 + \cos \phi} > B/L$ を満たす曲線橋

ここに、

L : 一連の上部構造の長さ (m)

B : 上部構造の全幅員 (m)

θ : 交角 (度)

- ③ 下部構造の頂部幅が狭い橋(独立橋脚等の橋軸直角に幅の余裕のない橋)
- ④ 1支承線上の支承の数(橋脚に支承が1か所の橋)
- ⑤ 地震時流動化の影響により橋軸直角方向に橋脚の移動が生じる可能性がある橋(道示V. 8. 3に規定する橋)

2) 上記③, ④および⑤に該当する場合は、中間支点においても変位制限構造を設けるものとする。

1. 鋼橋

イ) 橋軸方向

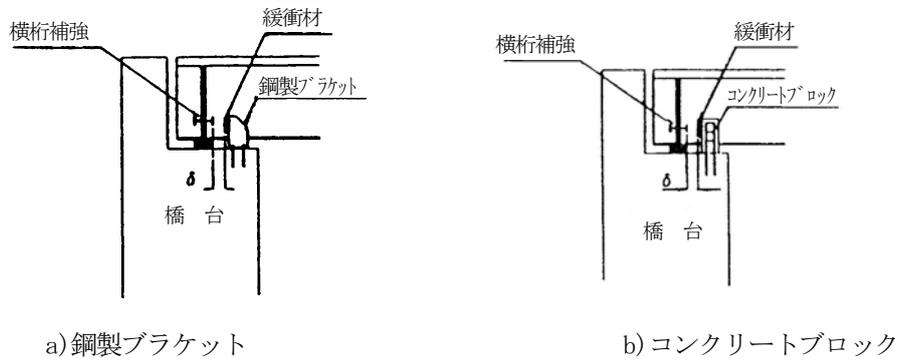


図2-31 鋼橋の変位制限構造例（橋軸方向）

ロ) 橋軸直角方向

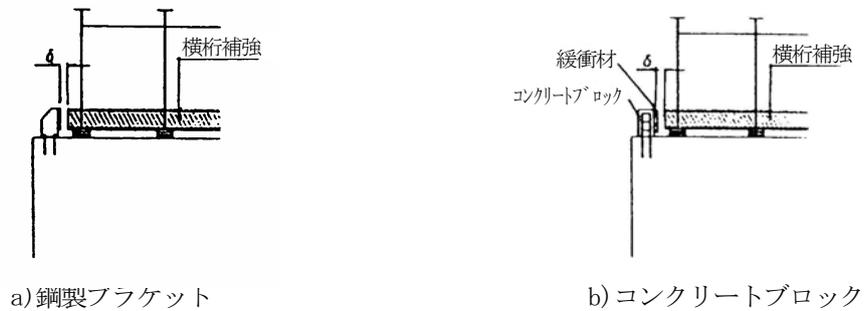


図2-32 鋼橋の変位制限構造例（橋軸直角方向）

2. P C 橋

橋軸方向及び橋軸直角方向



図2-33 P C 橋の変位制限構造例

※1. 変位制限構造の遊間量はレベル1地震動に対する支承の移動量でゴム支承の場合はゴムの許容せん断ひずみに相当する変位量とする。また、設計遊間量は余裕量(15mm)を見込むものとする。

- ・タイプBの場合はゴム支笮の許容せん断ひずみ $\delta = 250\%$ に相当する量とする。
- ・タイプAの場合はゴム支笮の許容せん断ひずみ $\delta = 150\%$ に相当する量とする。
- ・ジョイントプロテクターと兼用する場合は伸縮継手の移動量としてよい。

※2. 各構造は上下部構造形式に応じて選定する。

3-5 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構造とし、道示V. 16. 4によることを基本とする。

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2-34 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必要がある。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防止構造を設置する。

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、段差防止構造は路下への落下を防ぐため中規模地震を考慮した地震動の設計水平地震力の1/2程度に抵抗できるのがよい。ここで、段差防止構造の設計に対する許容応力度の割増を1.5としてよい。

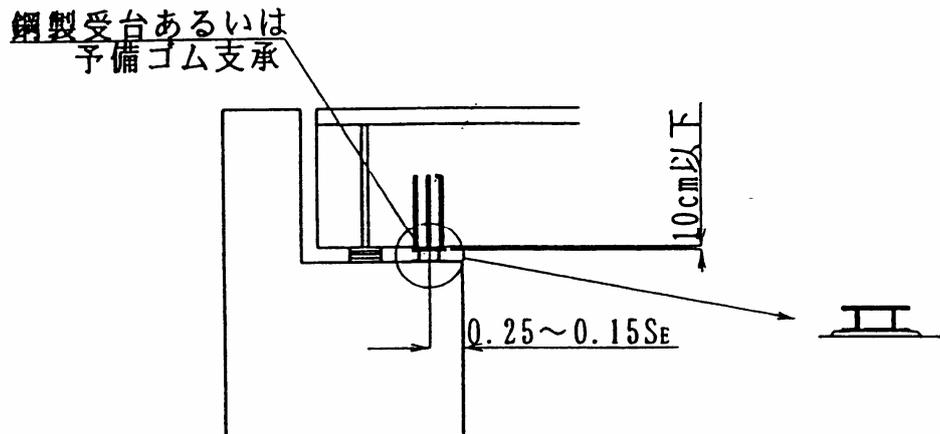


図2-34 段差防止構造例

3-6 ジョイントプロテクター

- (1) ジョイントプロテクターは、橋の供用期間中に発生する確率の高い地震により伸縮装置が破壊するのを防止するための構造であり、道示V. 14. 4. 3によることを基本とする。
- (2) レベル1の地震動により伸縮装置が損傷を受けないと考えられる場合は、ジョイントプロテクターを設置しなくてよい。

(1) ジョイントプロテクターは、レベル1の地震動による橋軸及び橋軸直角方向の変位を拘束し、レベル1を越える地震動では破壊して変位を拘束しない構造とする。

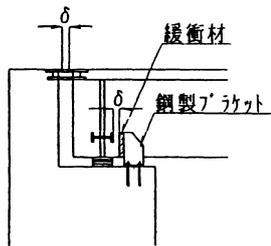
ジョイントプロテクターの耐力が設計地震力に対して過度に余裕があると、レベル1地震動で想定する地震力を超える力が作用した場合に、支承の変形を拘束し設計で想定した通りに水平力の分担が伝達されない可能性がある。よってジョイントプロテクターの耐力に過度な余裕を持たないように配慮する。

ジョイントプロテクターの遊間量は下記を満足するものとする。

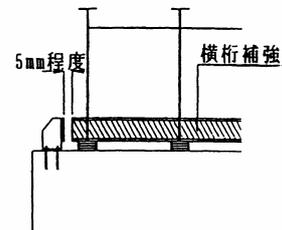
$$\text{常時設計伸縮量} \leq \text{ジョイントプロテクター遊間量} \leq \text{伸縮装置の許容伸縮量}$$

ジョイントプロテクターは、図2-35に示すサイドブロックまたは 図2-36 に示すアンカーバーを原則とする。また、タイプAの支承においては、変位制限構造と兼用してもよい。

a) 鋼 橋



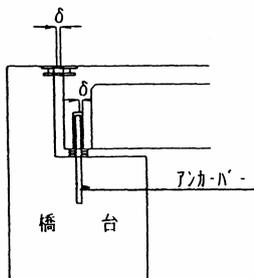
橋軸方向



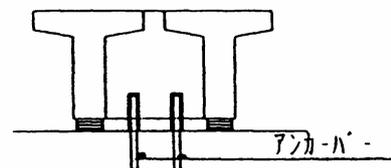
δ : 伸縮装置の設計移動量
橋軸直角方向

図2-35 サイドブロック方式のジョイントプロテクターの例

b) P C 橋



橋軸方向



δ : 伸縮装置の設計移動量
橋軸直角方向

図2-36 アンカーバー方式のジョイントプロテクターの例

(2) レベル1の地震動に対して、耐力を有していると考えられる伸縮装置を用いる場合には、ジョイントプロテクターを設置しないでもよいものとした。

伸縮装置の移動量において、温度変化によるけたの伸縮量が、レベル1の地震動に対する移動量よりも大きい場合や、埋設ジョイントを設置する場合においては、ジョイントプロテクターは設置しなくてよい。

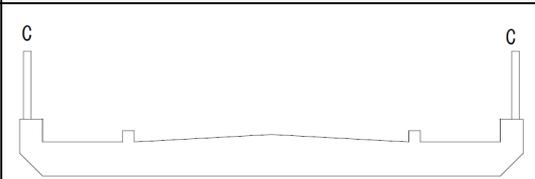
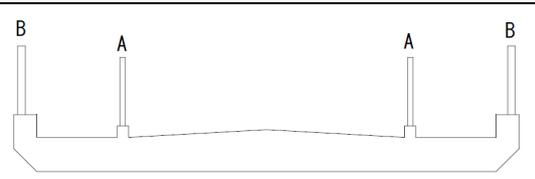
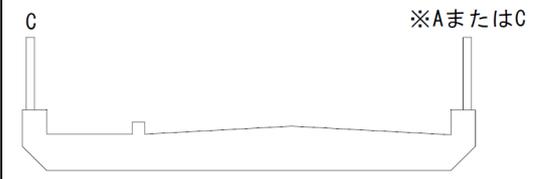
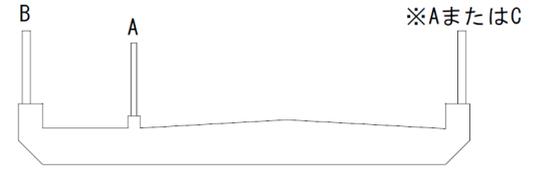
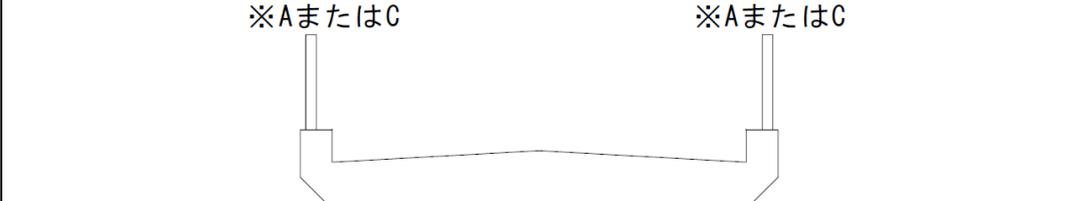
第4章 橋梁用防護柵

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

(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ものとする。
- 4) 歩車道境界の車両防護柵は、次の場合に設置するものとする。
 - ① 橋梁、高架からの車両の転落による二次的被害を防止するために、必要と認められる場合。
 - ② 橋長がおおむね100m以上の橋梁の場合。
 - ③ 橋長20m以上で曲線半径がおおむね300m以下の橋梁の場合。
 - ④ 縦断勾配がおおむね4%を越える橋梁で、設置することによりその効果があると認められる場合。
 - ⑤ 気象状況によって特に必要と認められる場合。
 - ⑥ その他、設置することによりその効果があると認められる場合。

	一般の場合	特殊な場合
両側歩道		
片側歩道		
歩道なし		

A：車両用防護柵

B：歩行者自転車用防護柵

C：歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵

※歩行者等が混入するおそれがない場合はA，混入するおそれがある場合はCを用いる。

図 2-37 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。

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ものとする。

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
区本間的 区な 分考 のえ 基方	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	・大都市近郊鉄道，地方幹線鉄道との交差近接区間 ・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 ・走行速度が特に高く、かつ交通量の多い分離帯設置区間 ・その他重大な二次被害のおそれのある区間	・新幹線との交差近接区間 ・ガスタンク近接区間など
	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)
高自 速動 自 車 動 専 用 国 道 道 路	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2-38 のとおりとする。

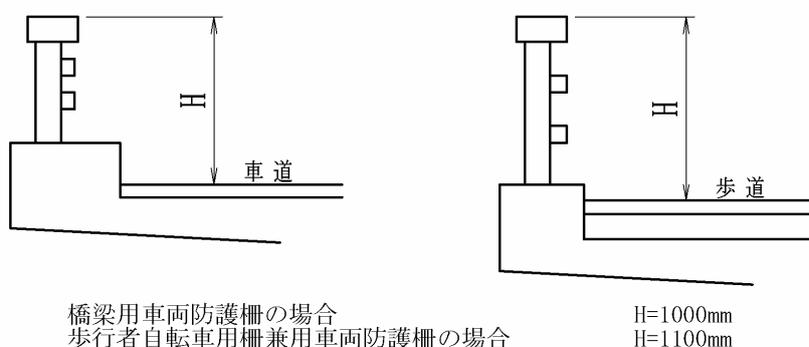


図2-38 防護柵の高さ

- (2) 剛性防護柵は、次の場合に設置するものとする。

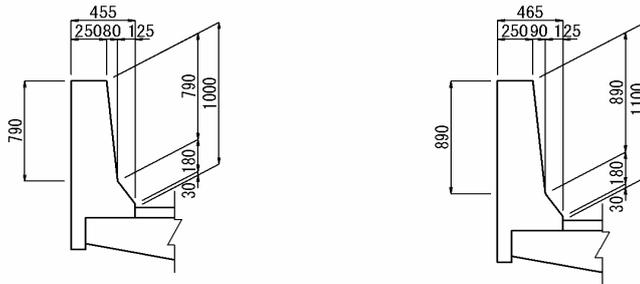
- 1) 車両が橋梁外に転落し、二次的災害を起こす可能性が高い、こ線橋、こ道橋および高架橋など。
- 2) 高規格道路の橋梁。(ただし、中央分離帯側で車両が橋梁下に落下する恐れがない場合は、ガードレールを設置するものとする。)
- 3) 管轄する道路管理者の基準が別途定められている場合には、これにあわせて防護柵を設置するものとする。

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。

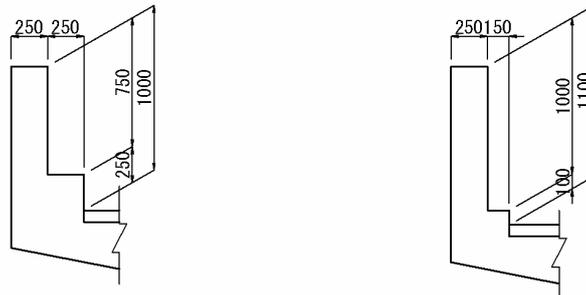
(1) 鉄筋コンクリート壁式防護柵の形状は、図2-39に示すものを標準とする。

・高規格幹線道路



(種別SS)

・一般道路



(a) 車道部

(b) 歩道部

図2-39 剛性防護柵標準断面

(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) 鉄筋コンクリート壁には、中間支点上および10m間隔程度で伸縮目地を設置し、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、5-2に準じて10m毎にVカットを設ける。また剛性防護柵、およびその地覆部には膨張コンクリートを使用することを標準とする。

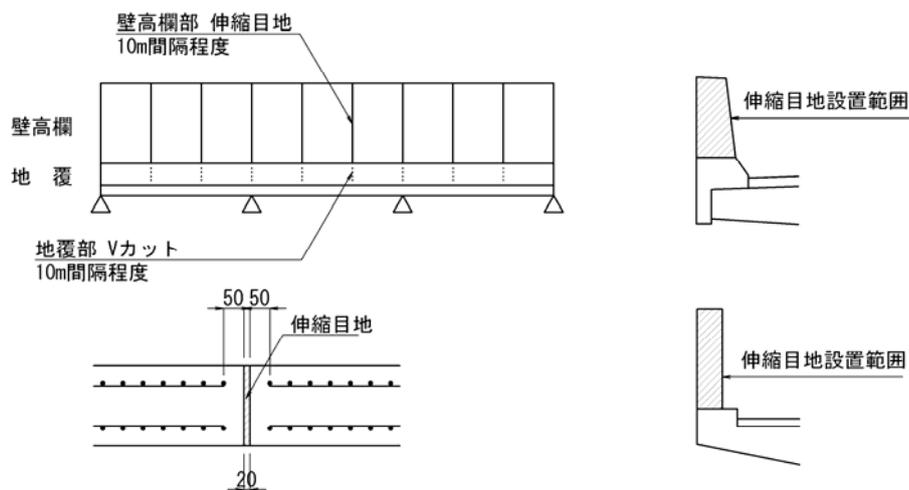


図2-40 伸縮目地配置図

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ものとする。

(1) 歩行者自転車用柵の一般的な形式としては、横柵型および縦柵型があるが、その使用区分は下記のとおりとする。

縦柵型 —— 市街地および観光地などに設置

横柵型 —— 上記以外に設置

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ものとする。

(2) 歩行者自転車用柵の高さは、図2-41のとおりとする。

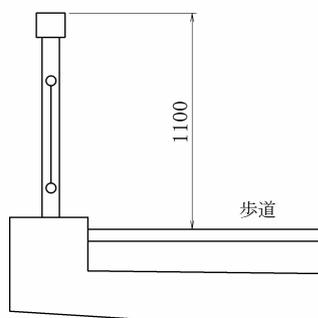


図2-41 歩行者自転車用柵の高さ

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ものとする。

- (1) ブロックアウト型の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2-42のとおりとする。

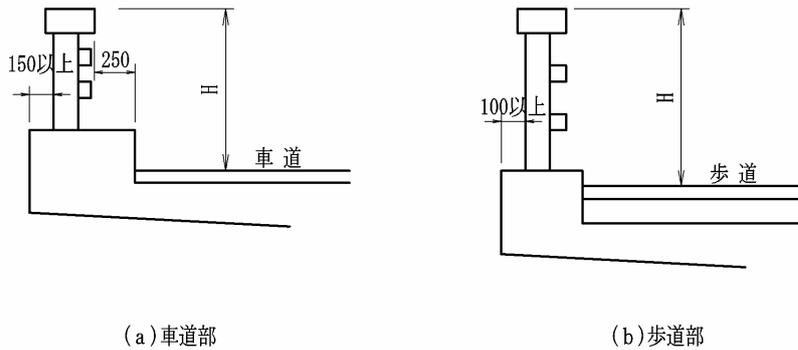


図2-42 ブロックアウト型防護柵の設置位置

- (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) 高規格道路の中央分離帯側ガードレールの設置位置は、図2-43 のとおりとする。

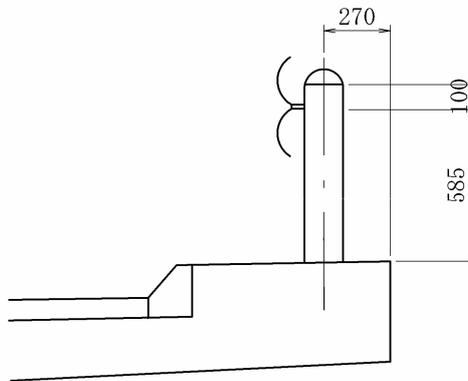


図2-43 中央分離帯側ガードレールの設置位置

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ものとする。

- (1) ブロックアウト型の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2-42のとおりとする。

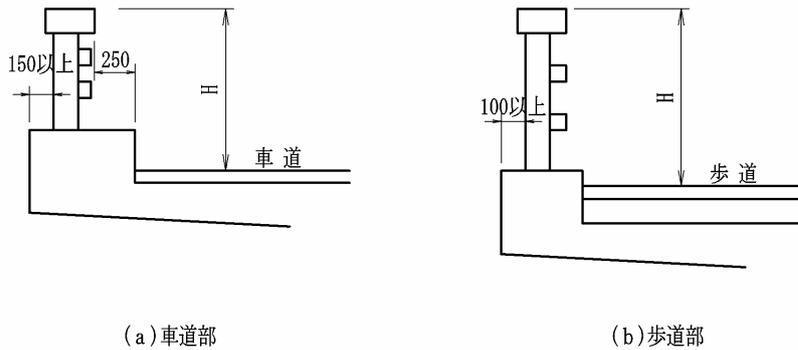


図2-42 ブロックアウト型防護柵の設置位置

- (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) 高規格道路の中央分離帯側ガードレールの設置位置は、図2-43 のとおりとする。

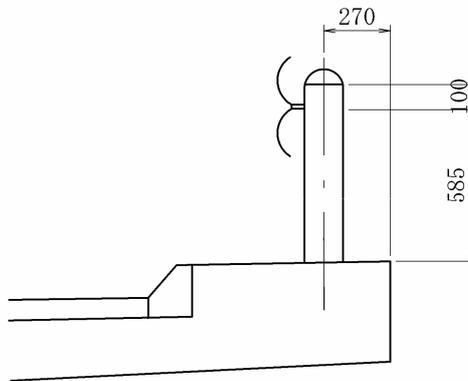


図2-43 中央分離帯側ガードレールの設置位置

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2-46、47 のとおりとする。

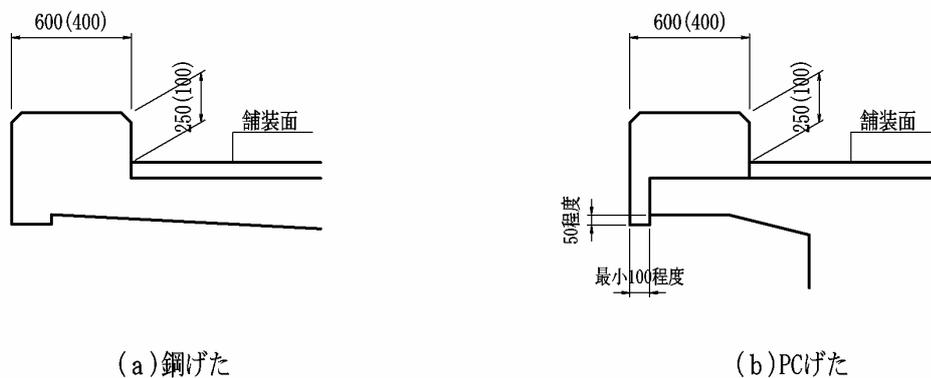


図2-46 車両用防護柵部の地覆形状

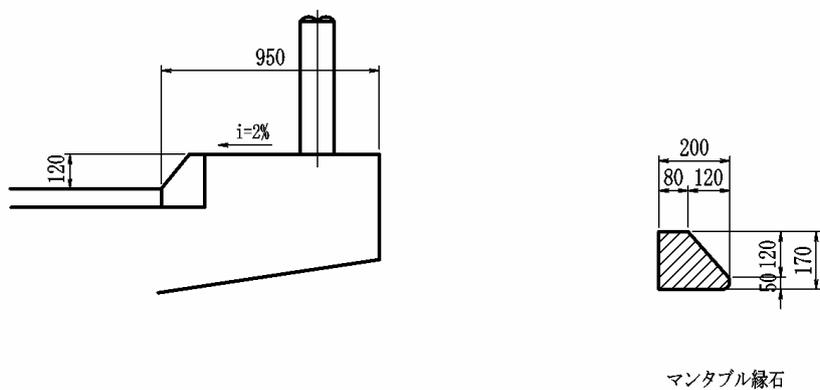


図2-47 高規格幹線道路の地覆形状

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Vカットを設けるものとする。
- (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ものとする。

(1) 地覆には、防水のため伸縮目地は設けず、(剛性防護柵の伸縮目地位置に合わせて) 中間支点上およびその間に10m間隔程度にVカットを設置し、同目地位置で軸方向鉄筋は切断する。

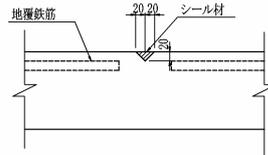


図2-48 Vカット形状

(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 路肩の横断形状

- (1) 橋梁および高架区間の路肩の横断こう配は、原則として車道と同一こう配とする。
- (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こう配を付すものとする。

(1) 橋梁および高架区間の路肩の横断こう配は、施工性を考慮し、原則として車道と同一こう配とするものとする。

(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。

1) 路肩折れの位置は、側帯の外側とすることから、路肩幅の狭い中央分離帯側で融雪水の車道への流入を防止する場合は、地覆幅の一部を通水断面とするものとする。

この場合、路肩折れは縁石前面舗装厚を5cmとして、舗装工でおこなうものとする。



(a) 標準断面図

(b) 通水断面確保

図2-49 路肩折れの位置

- 2) 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ものとする。
- 3) 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必ず折ることとするが、路肩幅員が狭い場合などで、舗装厚で対応できる場合はこれによらなくてもよいものとする。
- a) PC箱げた、PCおよびRC床版構造では、床版の折れ位置A(×)と舗装の折れ位置P(○)は一致させるものとし、床版張出し位置と床版の折れ位置の関係は考慮しないものとする(図2-50)。折れ位置が主版内に入る場合は、施工性を考慮し、調整コンクリートにより路肩折れをおこなうものとするが、極力、調整コンクリートを少なくするものとする(図2-51)。

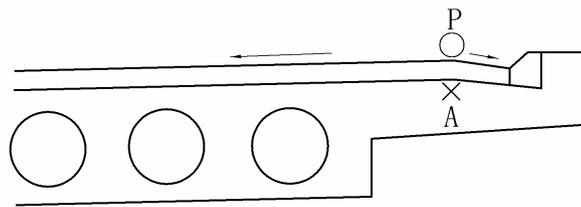


図2-50 PC箱げた、PCおよびRC床版構造の床版の折れ位置(1)

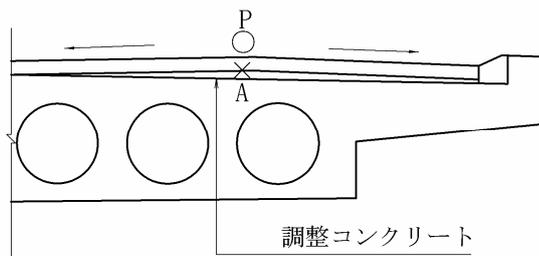
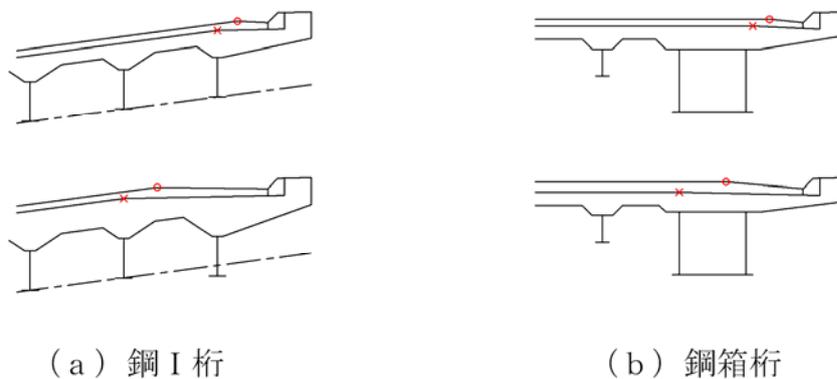


図2-51 PC箱げた、PCおよびRC床版構造の床版の折れ位置(2)

- b) PCげたなど床版上面での調整が出来難い形式は、調整コンクリートにより路肩折れをおこなうものとするが、極力、調整コンクリートを少なくするものとする。
- c) 鋼板げた、鋼箱げたの場合は、床版折れ点は原則として外げたウェブ中心上とするが、舗装折れ点が外げたより内側にある場合は、中げたのウェブ中心上とする。ただし、舗装折れ点が外げたフランジ上にある場合は、床版折れ点をこれに一致させるものとする。



(a) 鋼I桁

(b) 鋼箱桁

図2-52 鋼げたの床版の折れ位置

- d) 曲線橋において、主構造を曲線とする場合は、床版折れ点は曲線なりとし、橋軸方向を一定とする。主構造が直線の場合は、床版折れ点はけたウェブ中心上とするが、舗装折れ点が床版折れ点より内側になる恐れがあるので注意するものとする。

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ものとする。

(1) 歩道部の構造は図2-53のとおりとする。

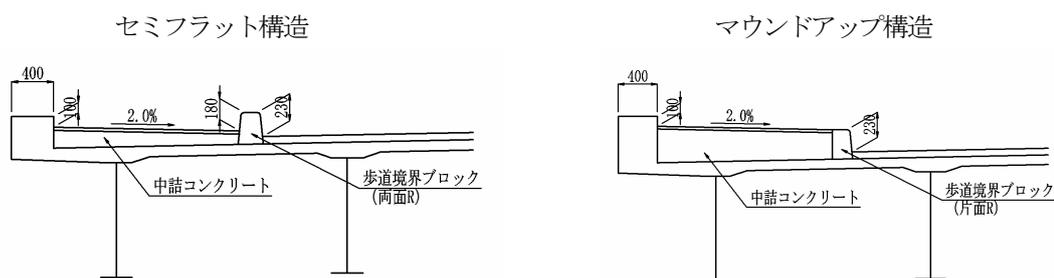


図2-53 歩道部の構造

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型側溝のこう配を考慮し、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ものとする。

(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ものとする。

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。また、必要に応じて高機能舗装とする。

(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は最小厚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ものとする。

(2) 高機能舗装は住宅地など走行時の騒音対策が必要な場合に採用するものとする。

(3) 橋梁部の舗装構成は、図2-54を標準とする。

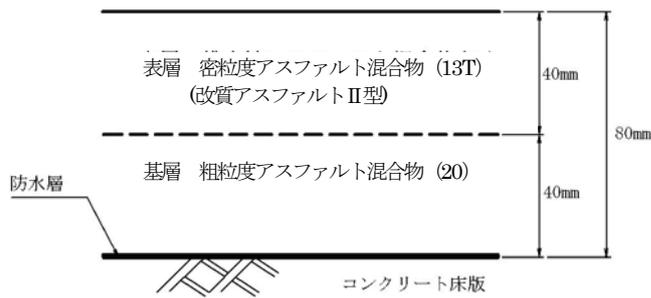


図 2-54 通常舗装の場合の舗装構成

(4) 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ものとする。

6-3 高機能舗装

- (1) 橋面舗装に高機能舗装を用いる場合は、厚さは車道 8 cm、歩道 3 cm を標準とする。
- (2) 舗装内に滞留する水を排水ますまで、速やかに導水する装置を設けるものとする。
- (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ものとする。
- (5) 詳細は「排水性舗装技術指針(案)」(日本道路協会)を参考とするものとする。

1) 高機能舗装の採用は住宅地など走行時の騒音障害やバリアフリーを考える必要性のあるところで採用するものとし、土工区間の舗装構造と整合を取るものとする。高機能舗装は自動車の走行騒音を低減し、沿道環境の改善を可能とする事や、雨天時の水しぶき、水はね、ヘッドライトの反射が減少し、視認性やすべり抵抗の向上が期待できるなどの利点がある一方、空隙づまりを生じさせやすい箇所や、寒冷地での適用などその機能を十分理解の上、採用を検討するものとする。道路管理者が異なる場合は、その管理基準に基づくものとする。

2) 高機能舗装を採用する場合、コンクリート床版上の舗装構成は下図を標準とする。

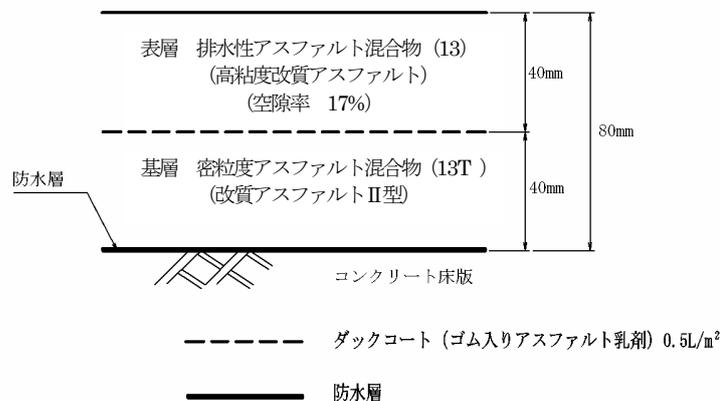


図 2-55 高機能舗装の場合の舗装構成

表層の排水性アスファルト混合物は最大粒径 13mmの高粘土改質アスファルトを用いる事とする。
 基層のアスファルト混合物は水密性を高めて耐水性を向上させるため密粒度アスファルト混合物(最大粒径 13mm)とし、改質アスファルトⅡ型を用いる事を標準とした。

床版の出来形を、管理基準(高さ±20mm)としていることや、他機関の耐久性(耐流動、耐水性)試験で確認、実績もあり、コスト的に優れた改質アスファルトⅡ型で十分であると判断した。

- 3) 鋼床版は、鉄筋コンクリート床版に比べ、たわみやすことと、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ゲースアスファルト混合物を用いるものとする。
- 4) 歩道部においても、重点整備地区等においては透水性舗装(開粒度 As13)を標準とし、表層 30mm とする。
- 5) 舗装を浸透した水や、構造物と舗装の境界部から浸透した水は、防水層の上に滞留することになる。舗装は水の中に置かれると、水浸剥離などの劣化が促進される恐れがあるので、速やかに水を排除しなければならない。縁石や地覆あるいは排水柵などと舗装との境界部は路面の水が浸透しやすい。したがって、このような部分では防水層を立ち上げるものとする。
- 6) 排水ますと床版鉄筋が結合されるように、アンカーは4本以上設置する。
- 7) 高機能舗装採用時の細部ディテールは一般舗装の場合と異なるため注意を要する。
- 8) 表層に高機能舗装を採用する場合の縦断方向の排水処理例と、排水ますの加工例を参考として以下に示す。

高機能舗装の縦断排水施設として、図2-56に示すように舗装端部を排水側溝として利用される場合が一般的である。また、側溝の形状等は降雨量あるいは路肩の供用条件によって考慮されている。

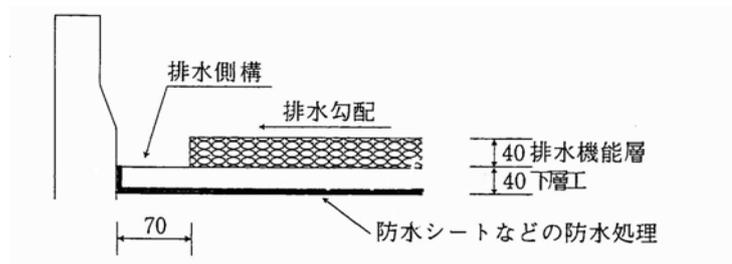


図 2-56 縦断方向の排水処理例

高機能舗装は主に層排水であるため、一般に使用されている排水ますは側面(排水層の面)からの水の流入口がないため、図2-57のように流水方向の側面に切り込みなどを設け排水する必要がある。この図は一般に使われている排水ますを高機能舗装用に加工し、使用した1例である。

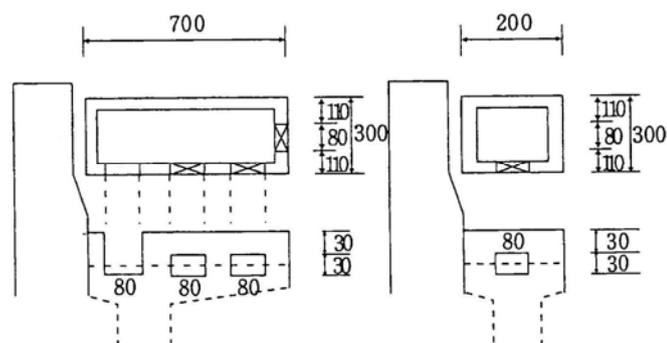


図 2-57 排水ますの加工例

6-4 防水層

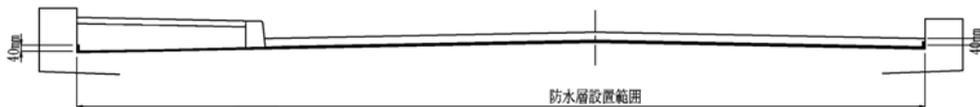
橋梁の床版には、防水層を設置するものとする。

- (1) 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ものとする。
- (2) 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ものとする。

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ものとする。



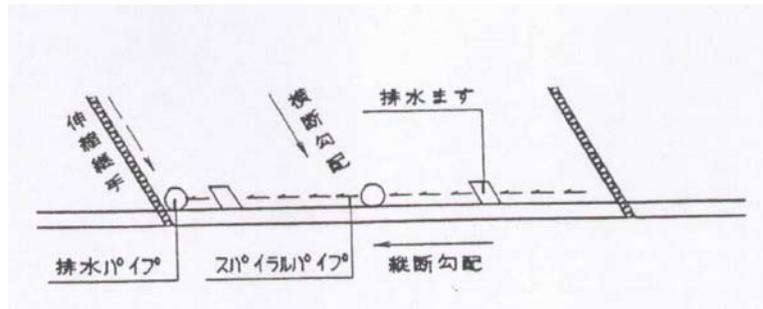
(a) 歩道形状がセミフラット構造の場合



(b) 歩道形状がマウンドアップ構造の場合

図2-58 防水層の設置範囲

- (3) 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、速やかに排除するものとする。
 - 1) 排水パイプは、おおむね10m間隔に設置するほか、合成こう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ものとする。
- (4) 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金ゴテ仕上げとする。）



設置平面図

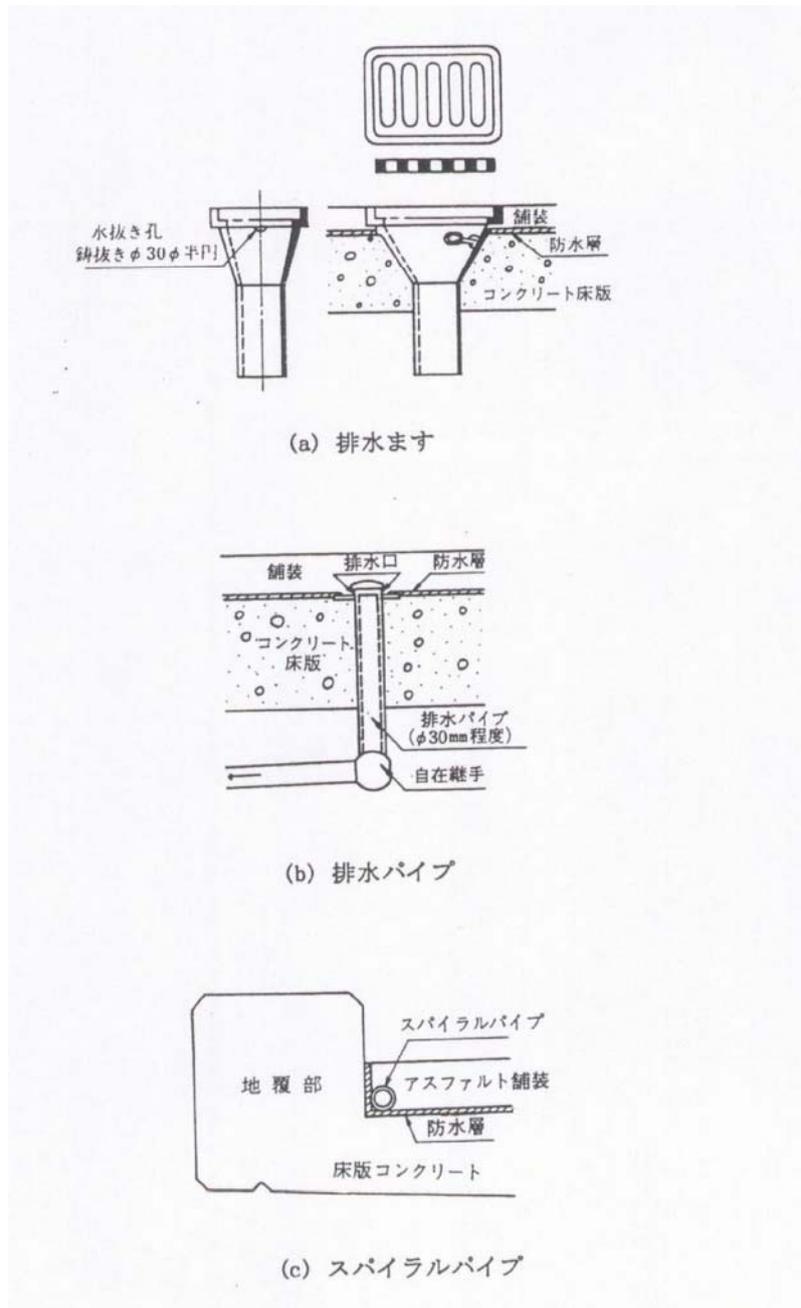


図2-59 防水層上の水の排水

第7章 排水装置

7-1 一般

橋面の排水を速やかにここなうため、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ものとする。

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ものとする。
- (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、排水孔を設けるものとする。
- (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)を用いるものとする。

(2) 1) 排水ますの間隔は次式により求めるものとする。

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

ここに

L : 排水ます間隔(m)

A : 通水断面積(m²) (許容通水断面積ではない、図2-60参照)

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)

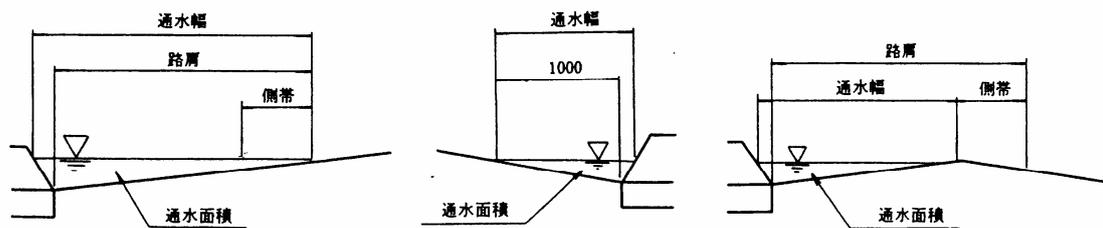
I : 路面排水の縦断こう配

$\beta \times r \times h$: 設計降雨強度

{	高規格道路	50mm/h
	一般道路 ……………	70mm/h(福島県を除く東北5県)
		80mm/h(福島県)

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 γ =1.0とし、20%の余裕を見込んだ場合である。



(a) 路肩側

(b) 中央分離帯側

(c) 路肩折れの場合

図2-60 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倍とするものとする。
- 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程度以下とするものとする。
 - 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とする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。
- (6) 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ものとする。
- (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) 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パイプを設置するものとする。

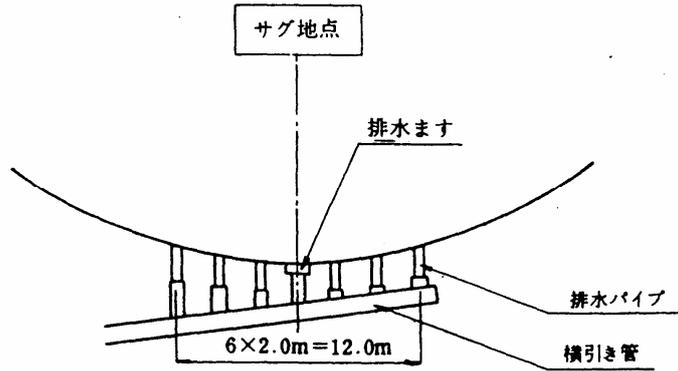


図2-61 サグ地点の排水ますと排水パイプの配置例

- (9) 伸縮装置の上流側には、原則として排水ますを設けるものとするが、伸縮装置に埋設ジョイントを用いた場合は、これによらなくてもよいものとする。
- (10) 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こう配が水平、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ものとする。

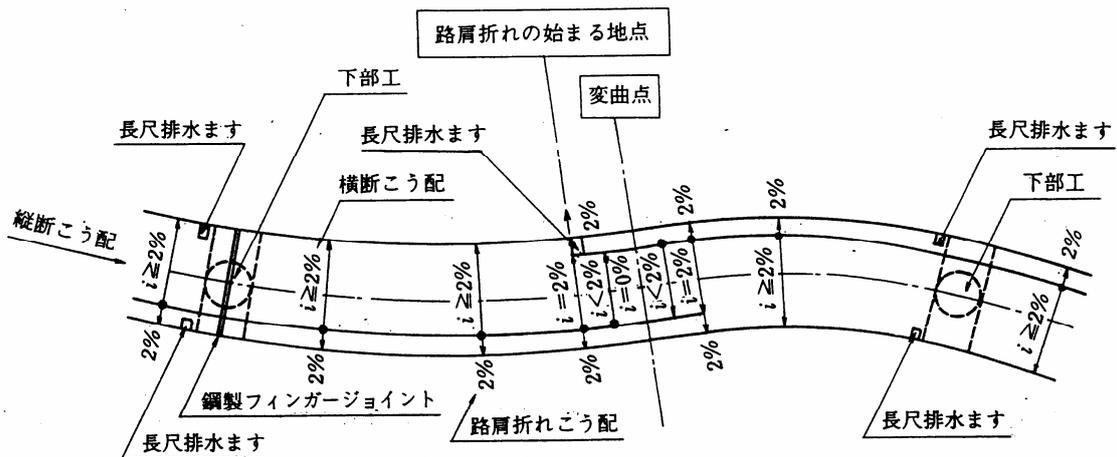


図2-62 変曲点付近の排水処理

7-3 排水管

- (1) 排水管の内径は縦管で150mm、横引き管で200mm以上とする。
- (2) 材質は一般構造用炭素鋼鋼管とする。
- (3) 横引き管のこう配は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ものとする。
- (5) 上部工と下部工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ものとする。

- (2) 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一般構造用炭素鋼鋼管(S TK400)を用いるものとする。また、排水管内の塗装が難しいことから、溶融亜鉛めっき(JIS H8641種 HDZ55相当)を施すものとする。

- 2) 鋼橋の排水管の表面は、景観性に配慮し、橋体工を塗装系で行う場合は、橋体工と同色の塗装をおこなうものとする。
- 3) 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。
- 4) 垂れ流し構造の場合、排水管下端は支間中央部では下フランジから40cm下がり、支承部では沓座面より40cm下がりとする。

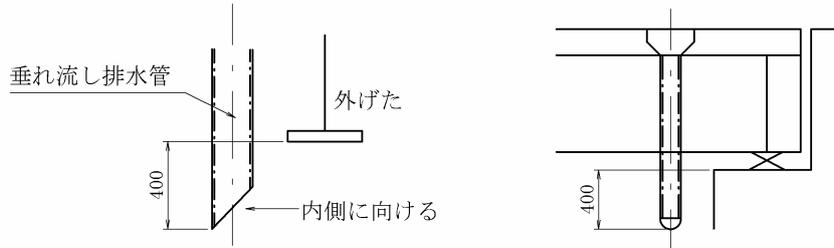


図2-63 垂れ流し排水管の下端処理

- (3) 横引き管は、排水性を考慮して、けたより下には下げない範囲でできるだけ急こう配で設置するものとする。

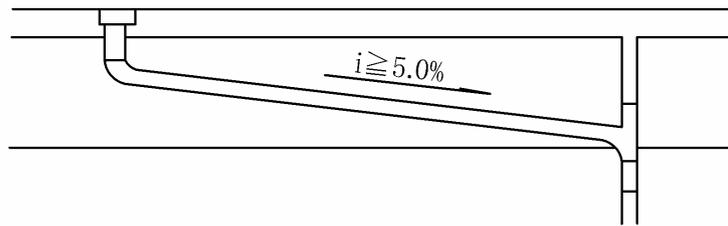


図2-64 横引き管のこう配

- (4) 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。

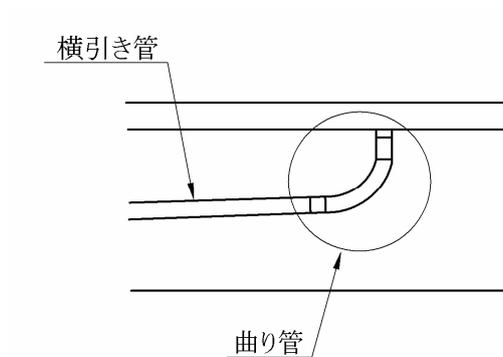


図2-65 屈曲部の曲り管

- (5) 1) 上部工と下部工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ものとする。

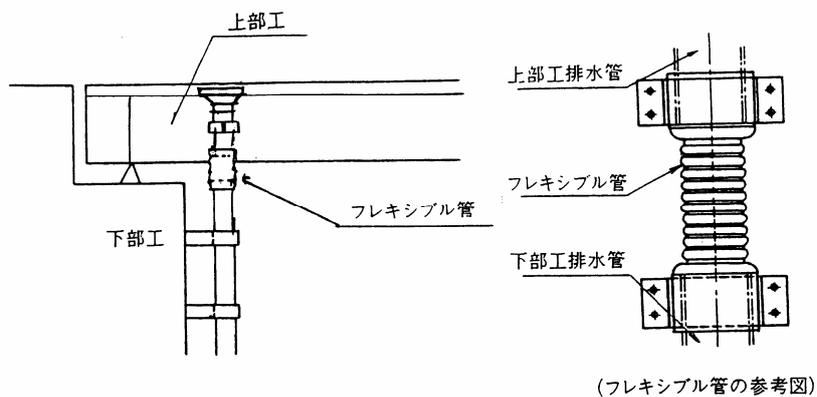


図2-66 フレキシブル管の配置

- 2) 景観に配慮する場合には、鋼製排水溝を使用して横引き管を省略したり、下部工躯体の一部に配管用のスペースを設けるなど、適宜考慮するものとする。

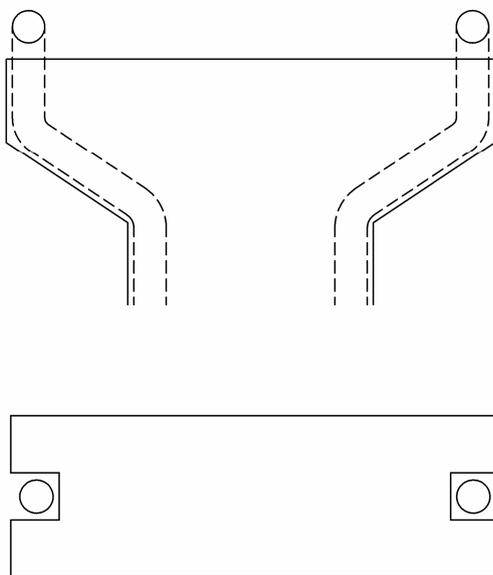


図2-67 下部工躯体の配管例

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ものとする。
- (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ものとする。

(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)を施すものとする。

(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20m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ものとする。

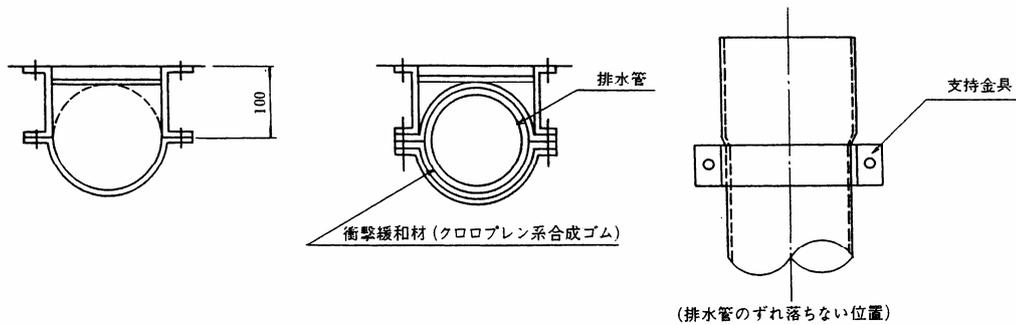


図2-68 支持金具

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。

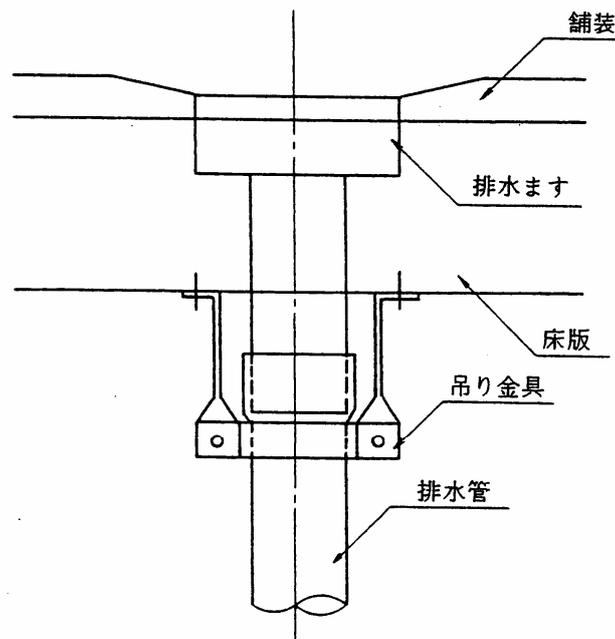


図2-69 排水ますと排水管の接続部

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ものとする。

- (1) 下部工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50cm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ものとする。

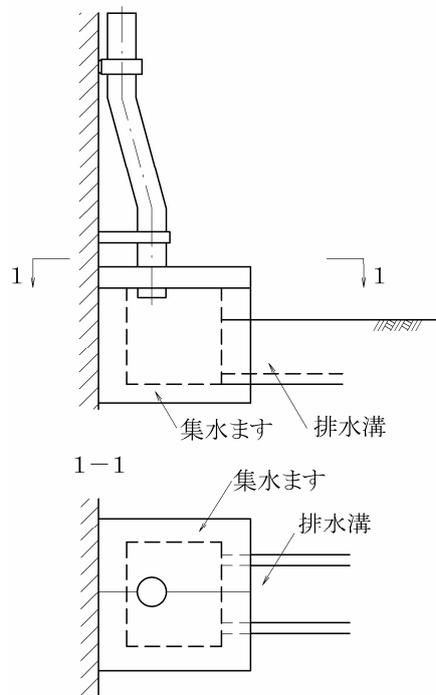


図2-70 集水ます

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ものとする。

- (1) 伸縮装置は、埋設ジョイント、ゴム系ジョイント、鋼フィンガー-ジョイントを用いるものとする。
- (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ものとする。
- (3) 埋設ジョイントは、原則としてコンクリート橋に用いるものとするが、鋼橋においても、振動、騒音を抑制する必要がある場合は、これによらなくてもよいものとする。
- (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ものとする。

8-2 設計一般

伸縮装置は、次の基本的事項に配慮するものとする。

- (1) 橋げたの温度変化、コンクリートのクリープ、乾燥収縮などによる伸縮に適合できると同時にレベル1地震動でも健全であること。
- (2) 橋げたのたわみ変化などによる変化に適合できること。
- (3) 橋面が平坦で走行性の良い構造であること。
- (4) 橋体と一体と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。

- (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地震動時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も確保することとし、この場合、橋軸方向へのジョイントプロテクターは省略してよい。なお、両伸縮量の組み合わせを考慮する必要はないものとする。

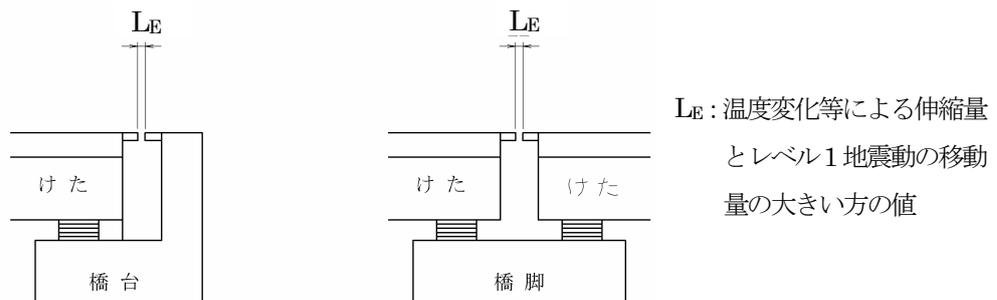


図2-71 伸縮装置の遊間

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ものとするが、据付時温度は表 2-15 のとおりとする。

表2-15 据付時温度

据付時期	温 度
春 ・ 秋	+15 ℃
夏	+25 ℃
冬	+5 ℃

3) RC橋においては、コンクリートの乾燥収縮によるけたの縮み量を、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 2-16 、表 2-17 のとおりとする。

表2-16 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℃降下相当

表2-17 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 (β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

4) けた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けた端遊間を確保するのが望ましい。

$$S_b = U_b + 15 \quad (\text{けたと橋台間})$$

$$= C_b U_b + 15 \quad (\text{隣接するけた間})$$

ここで S_b : 図2-69に示すけた端部の遊間

U_b : レベル2地震動による支承の変位量

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。

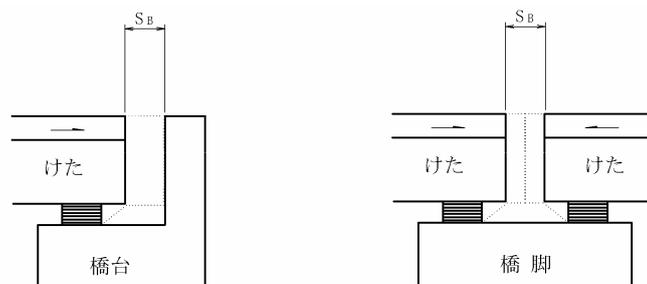


図2-72 けた端部の遊間

ノ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けた端部の構造(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2-73の構造が示されている。

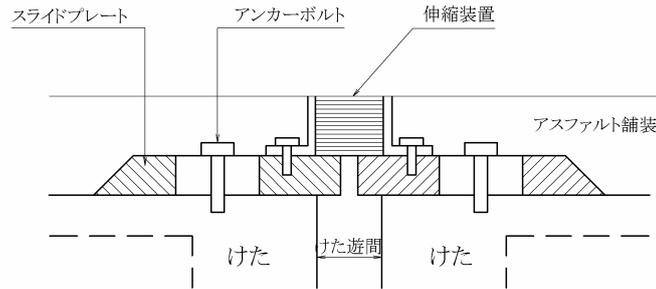


図2-73 大変位吸収システムの構造(両側可動式)

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ともなうけた端部の変位量は、表 2-18、図 2-74 のとおりとする。

表2-18 橋端部のたわみ角と κ 値との関係

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

ここに、 κ : たわみ曲線が2次放物線の単純けたとして算出した係数。

l : 橋の支間

δ : 支間中央のたわみ量

θ (rad) : 橋端でのたわみ角(ラジアンで示す)

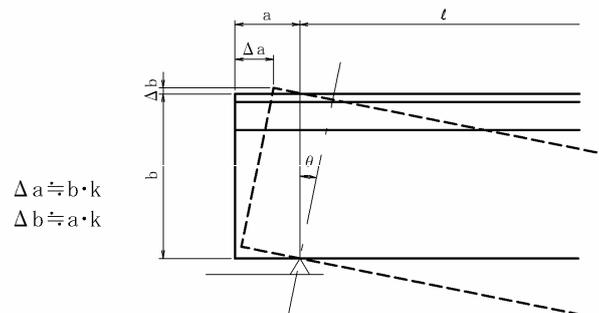


図2-74 橋端部の回転変位

(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ものとする。

(4) 伸縮装置部は、雨水などによるけた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

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、けたや支承部の腐食に配慮し、非排水構造を基本とする。

(1) 鋼フィンガージョイントの一般的な形式は、図 2-75 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ものとする。

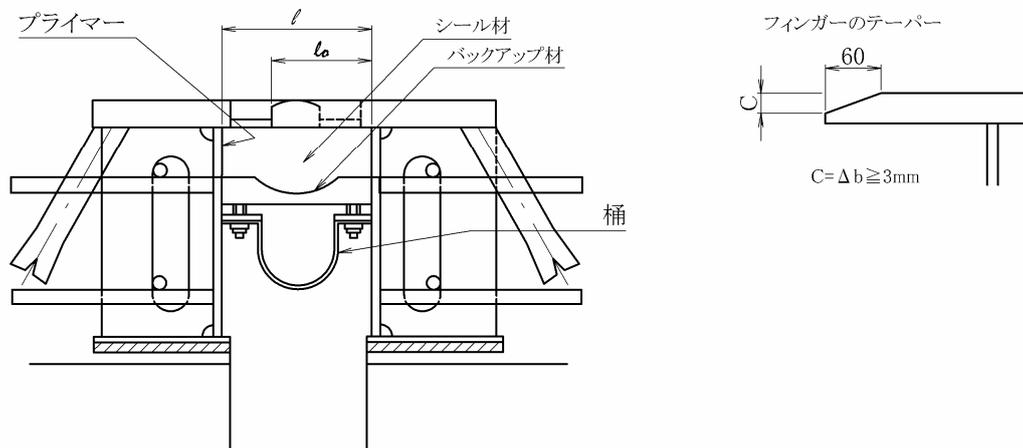


図2-75 鋼フィンガージョイント(非排水構造)

(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(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。

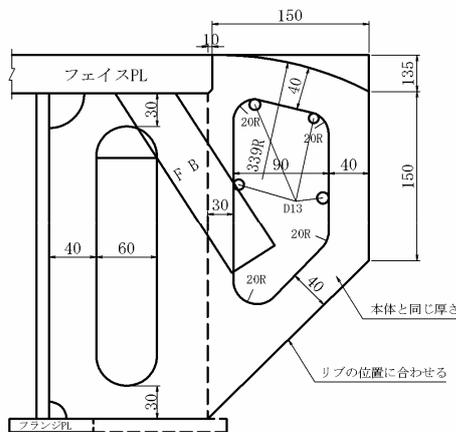


図2-76 スノープラウ防護材

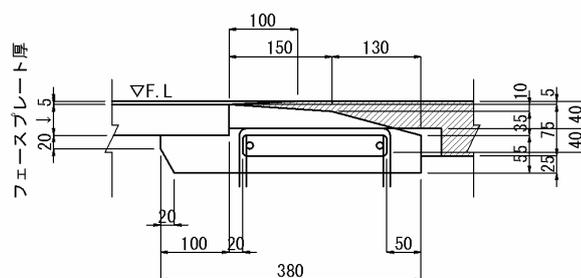


図2-77 スノープラウ誘導板

(3) フィンガ-の形状は、フィンガ-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2-19参照)が通る場合で、フィンガ-長が大きい場合は、タイヤがフィンガ-の隙間に入り込む危険があるのでD形を用いるものとする。

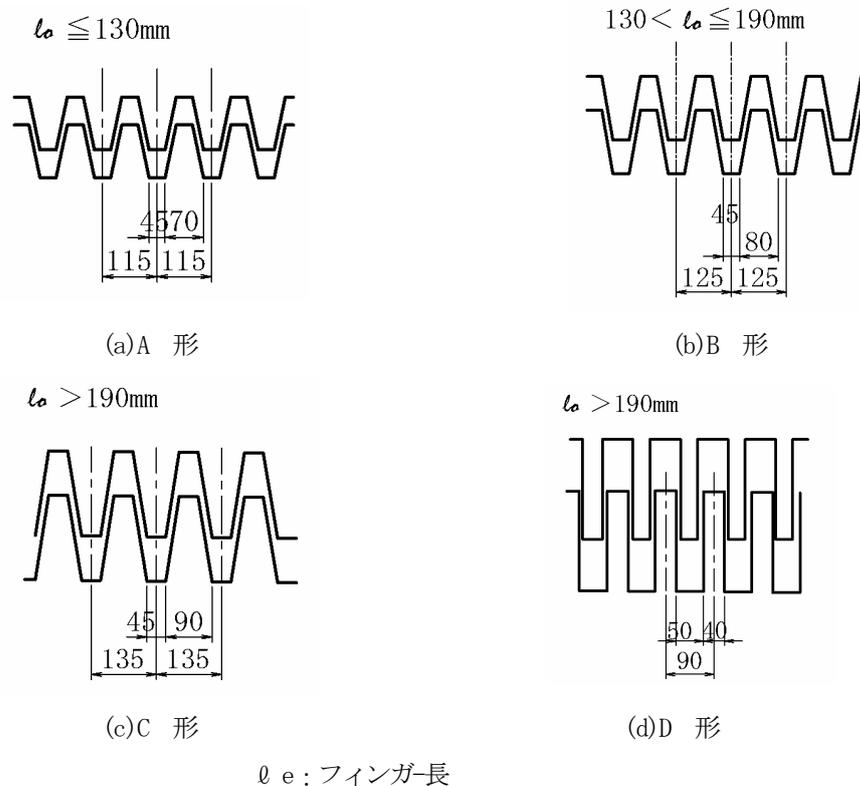


図2-78 フィンガ-長によるフィンガ-の形状

表2-19 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。

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て、直接輪荷重を支持できる構造とするものとする。

- (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100mm(±50mm)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ものとする。
- (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ものとする。
- (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、スノーブラウ防護材(誘導板)を取り付けるものとする。

8-5 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、舗装面と一体化した継目なしの構造とするものとする。
- (2) 埋設ジョイントの使用範囲は、表2-20のとおりとする。

表2-20 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
鋼橋	-	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、総合的に選定するものとする。
- (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) 鋼橋においては、振動、騒音を抑制する場合に限り使用を検討するものとする。
- 3) 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)によるものとする。

8-6 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ものとする。

- (1) 伸縮装置の構造図には、据付時の温度を基準として、けた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ものとする。

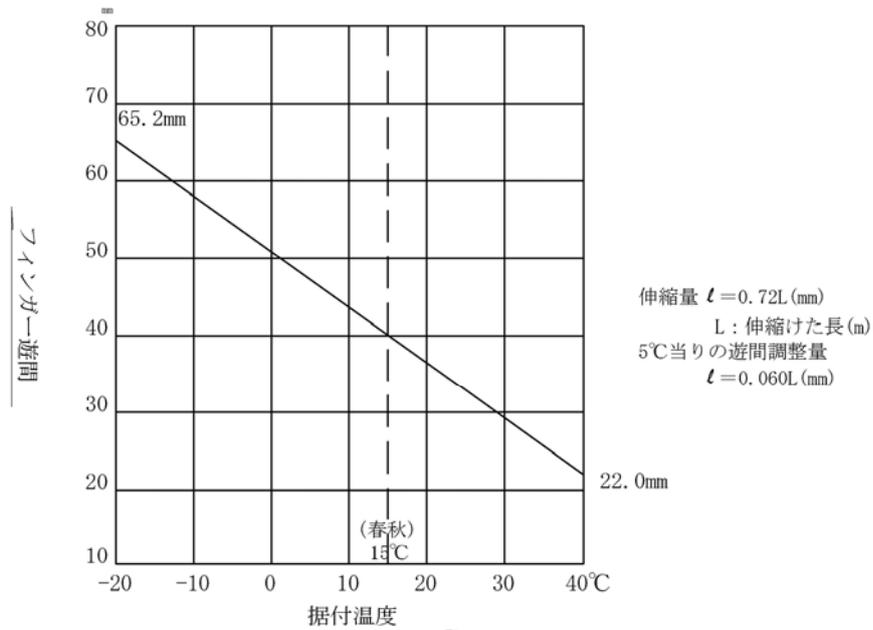


図2-79 遊間～据付温度図(鋼橋、L=60mの場合)

- (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2-80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ものとする。

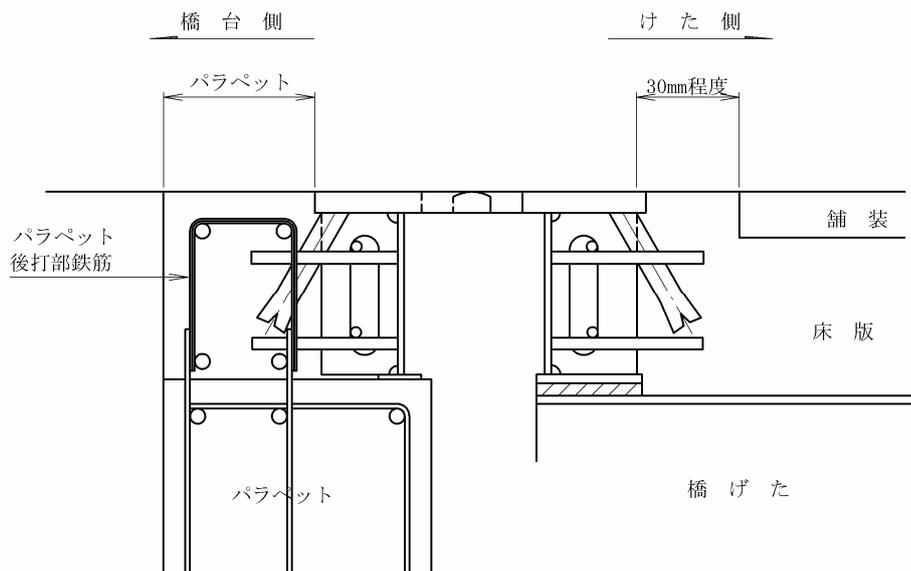


図2-80 伸縮装置前後の構造

第9章 その他の構造

9-1 橋梁検査路

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ものとする。
- (2) 橋梁検査路は、上部構造検査路(けた方向)、下部構造検査路(横方向)、および昇降設備の3種類とする。
- (3) 上部構造検査路(けた方向)、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ものとする。
- (4) 鋼橋については、上部構造検査路(けた方向)、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。
- (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。
- (6) 橋梁検査路の設置箇所は表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		
上部構造 検査路	鋼Iげた橋	けた高1.5m以上の場合、けた間に1列		
	鋼箱げた橋	けた間に1列		
	鋼トラス、アーチ橋	床組下面に1列		
	コンクリート橋	設置しなくてよい		
下部 構造 検査 路	橋 脚 査 路	鋼橋	橋脚高が高い場合 (地表面より5m以上)	ゴム支承、鋼製支承の設置されて いる橋脚
		コンクリート橋	橋脚高が低い場合 (地表面より5m未満)	ゴム支承、鋼製支承の設置されて いる掛違ひ橋脚、河川部の橋脚
	橋 台 査 路	鋼橋	橋台高が高い場合 (地表面からの高さが5m以上)	橋台前面に検査路を設置
		コンクリート橋	橋台高が低い場合 (地表面からの高さが5m未満)	橋台前面に検査路または検査梯子
昇降設備	鋼橋	橋台毎		
	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		

- 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、設置する箇所のけたや下部構造形状も考慮し、景観に配慮した検査路の構造、配置を行うこととする。
- 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。
- (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、橋脚天端高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の検査が可能であれば設置しない。

(1) 上部構造検査路

取付位置は走行車線の床版点検が可能な位置とし、検査路下面はフランジ下面より突出さないものとする。

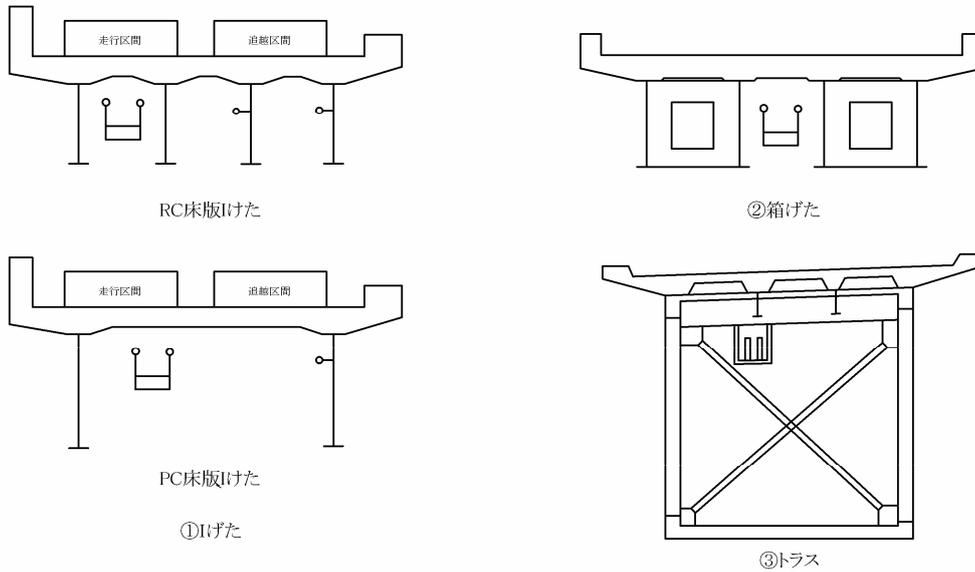
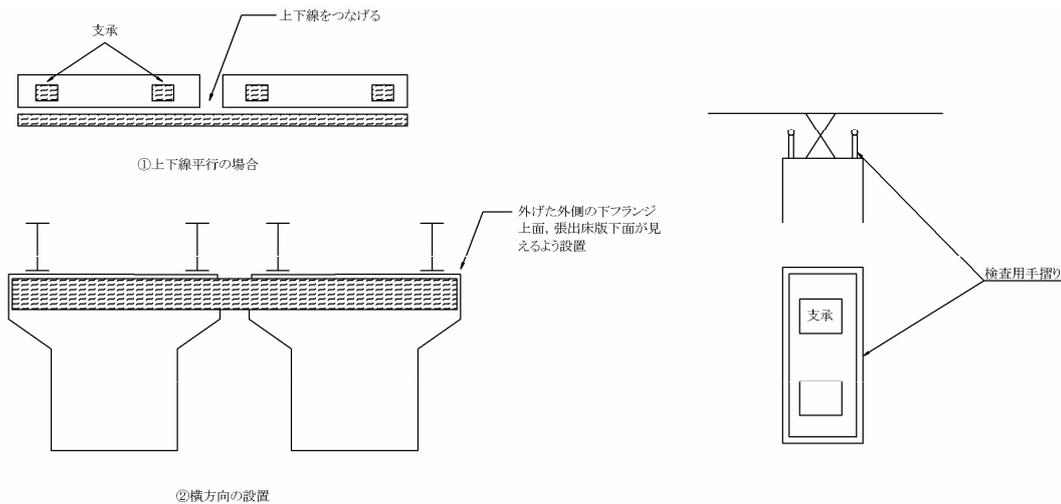


図2-81 上部構造検査路

(2) 下部構造検査路

1) 橋脚検査路

支承、落橋防止システムが設置される重要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ものとする。



(1) 設置範囲

(2) 支承高が80cm程度以上の場合

図2-82 橋脚検査路

また橋脚高が地上から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ものとする。

2) 橋台検査路

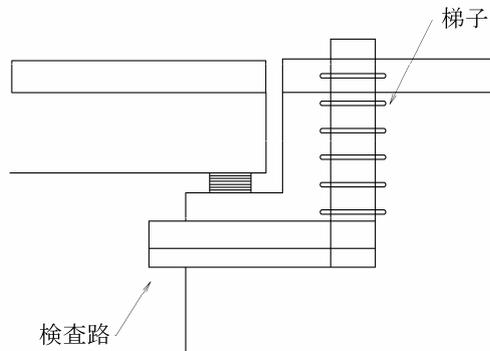
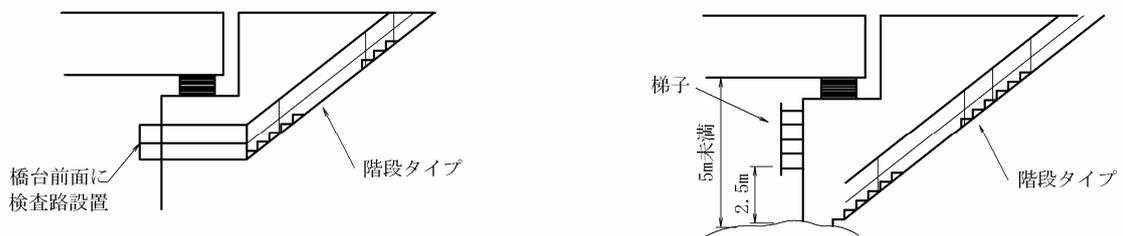


図2-83 橋台高の高い場合



(1) 標準

(2) 検査梯子を設置する場合

図2-84 橋台高の低い場合

(3) 昇降設備

コンクリート橋では下部構造検査路設置箇所毎に、鋼橋では橋台検査路設置箇所毎に昇降梯子を設置するものとする。

9-1-2 基本構造

- (1) 検査路の構造は、次の事項を満たすように設計するものとする。
 - 1) 有効幅員は60cmとする。
 - 2) 手すりの高さは110cmを標準とする。
 - 3) 支柱間隔は、1.9m以内とする。
- (2) 昇降設備の構造は、梯子とし、転落防止リングを設置するものとする。
- (3) 上部構造検査路を支持する構造は、受け台タイプを標準とする。
- (4) 下部構造検査路を支持する構造は、ブラケット構造とする。

検査路の基本的な構造は、「道路橋検査路設計ガイドライン（案）」に準拠するものとする。

9-1-3 設計荷重

- (1) 歩廊桁の設計に用いる設計活荷重は 3.5kN/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 0.59kN/m 、水平方向 0.39kN/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 3.5kN/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 1.0kN/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。

9-2 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ものとする。
(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ものとする。

2) 非常駐車帯の形状は図2-85に示すとおりとし、横断こう配は、本線が外下がりの場合は本線こう配と同一とする(最大3%)が、逆こう配の場合は側帯外縁より2%の外下がりとする。

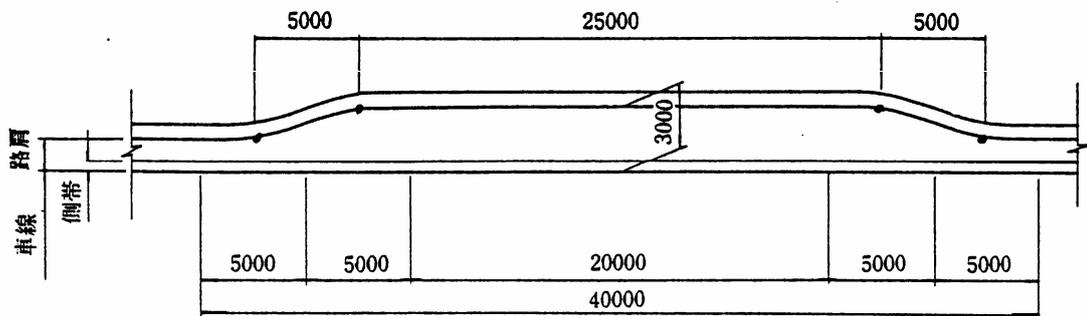


図2-85 非常駐車帯

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ものとする。

- (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、管理するものとする。
- (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ものとする。
- 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ものとする。
 - 2) 設置高さは、路面より $H=2.0\text{m}$ とし、風荷重に対し防護柵および床版の照査をおこなうものとする。
 - 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ものとする。
- (3) 高規格幹線道路の橋梁に設置する落下物防止柵は日本道路公団の設計要領によるものとする。

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ものとする。

- (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ものとする。
- (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、 $W=145\text{kgf/m}$ とするものとする。

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ものとする。

中央分離帯転落防止網は図2-86とするが、こ道橋等の場合には図2-87によるものとする。

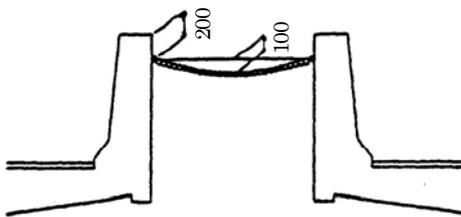


図2-86 転落防止網

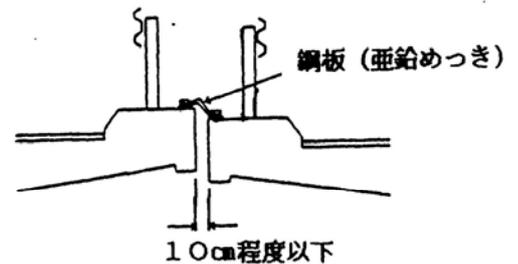


図2-87 こ道橋、こ線橋の場合

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ものとする。歩道のない場合は地覆コンクリート内に埋込むものとする。
- (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ものとする。

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ものとする。

- (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、検討するものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。
- (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・施工に留意するものとする。

- (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るため、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、飛来塩分量や景観等の要求に応じて鋼材の種類、防せい防食法を選定するものとする。

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、金属被覆（亜鉛溶射、アルミ溶射等）

耐候性鋼材 : ニッケル系高耐候性鋼材（耐候性鋼材を無塗装で使用できない地域）

なお、耐候性鋼材について、無塗装、高耐久性鋼材を使用する飛来塩分量として、下記が目安となる。また、飛来塩分量調査を省略できる地域の目安を、表2-23に示す。

・飛来塩分量による耐候性鋼材の使用区分目安

無塗装 : 飛来塩分量 $\leq 0.05\text{mdd}$ (NaCl : $\text{mg}/100\text{cm}^2/\text{day}$)

ニッケル系高耐候性鋼材 : 飛来塩分量 $> 0.05\text{mdd}$ (0.4mdd以下までが目安)

表 2-23 耐侯性鋼材を無塗装で使用する場合の適用地域

地域区分	飛来塩分の測定を省略してよい地域
日本海沿岸部	海岸線から 20km を越える地域
太平洋沿岸部	海岸線から 2km を越える地域

10-3 海岸線近くに建設されるコンクリート橋の塩害対策

10-3-1 適用範囲

表2-24 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、直接外気に接する部分の設計に適用するものとする。

表2-24 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。

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（コンクリート橋編）の表-5.2.2 の分類とするものとする。

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 コンクリート橋編 表-5.2.1）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ものとする。

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2-25に示す。

表 2-25 高耐久性コンクリート橋の仕様

項 目		仕 様
構造形状	上部構造	閉断面の箱げたもしくは中空床版橋。 ^{注2)}
	下部構造	橋脚のみ海上に出し、丸みをつける。
鋼材の純かぶり	上部構造	7cm 以上 (塗装鉄筋使用)、3.5cm 以上 (箱げた内部)
	下部構造	9cm 以上
	スペーサ	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	水セメント比	上部構造 ; 43%以下 下部構造 ; 55%以下 (普通ポルトランドセメント : 50%以下)
	型 枠	透水性型枠
	コンクリート打設	冬期にかかからないこと。
	空 気 量	6% (AE 剤添加で粗骨材最大寸法 25mm) 5.5% (粗骨材最大寸法 40mm)
	セメントの種類	高炉セメント (下部構造) ^{注3)} 、ポルトランドセメント
	単位セメント量	330kg/m ³ 以上
	単位水量 ^{注4)}	粗骨材 25mm 以下 : 単位水量 175kg/m ³ 以下 粗骨材 40mm : 単位水量 165kg/m ³ 以下
エポキシ樹脂 塗装鉄筋	上部構造	塗装鉄筋
	下部構造	塗装鉄筋 (たて壁から上)、普通鉄筋 (フーチング)
	加工・組立	切断面等はエポキシ樹脂、樹脂結束筋を用いる。
表面被覆 PC 鋼材		樹脂被覆された PC 鋼材の使用 定着具等は、防せい処理
耐食シース		インデント形状の硬質ポリエチレン管
その他	支 承	ゴム支承にて付属鋼材 (アンカー等) は良質のステンレス鋼 (SUS316) の使用、 または常温亜鉛溶射等の防食処理
	伸縮装置	ゴム系ジョイントまたは埋設型ジョイント (分散型) とし、埋込み鋼材や露 出鋼材は防食処理
	防 水 層	床版上面に耐久性に富む防水層
	排 水	土工での排水処理を原則。橋長が長い場合は、合成樹脂製の排水ます・排水管

注 1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造は除く。

注 2) 隅角部の数が少なく、塩分付着面積を少なくできる箱げたもしくは中空床版等が望ましい。

塩害対策げたについては、第 5 編 1-5 を参照。

注 3) 上部構造に高炉セメントは使用しない。

注 4) 単位水量は上部構造に適用する。

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

凍結抑制剤散布による影響を受ける範囲として、国道6号（福島県内）を除く管内全路線の橋梁の地覆・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ものとする。

(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ものとする。

普通鋼材 : 塗装、金属被覆（亜鉛溶射、アルミ溶射等）

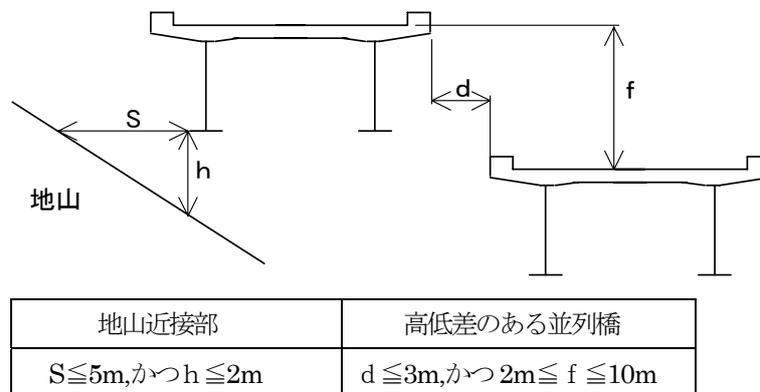
耐候性鋼材 : ニッケル系高耐候性鋼材（耐候性鋼材を無塗装で使用しない）

(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ものとする。

(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。なお、国道6号（福島県内）は凍結抑制剤の散布量がきわめて少ないことから適用範囲外とした。

桁本体に対する対策は、図2-88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2-89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2-88 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) 鋼橋の対策は普通鋼材においては塗装で対応するものとし、無塗装の耐候性鋼材は使用しないものとする。ただし、路面排水の漏水による安定さびの流出を防止するために、排水ますと排水管との接続部をシールし、スラブドレーンの流末をフレキシブルチューブで横引き排水管に導水するなど、流末処理を確実にできる場合は無塗装の耐候性鋼材を使用してよい。
- (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 2-26 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	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	W/C \leq 36%	50
上記以外のプレストレストコンクリート構造	W/C \leq 43%	70
鉄筋コンクリート構造	W/C \leq 50%	70

10-4-2 下部構造

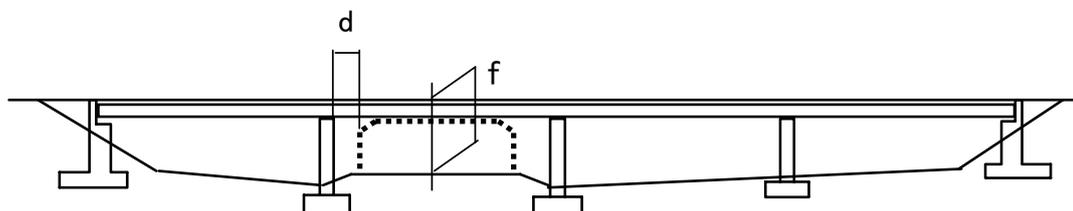
(1) 適用範囲

凍結抑制剤散布による影響を受ける範囲として、国道 6 号（福島県内）を除く全路線の、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・橋脚に適用するものとする。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ものとする。

- (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 2-89 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 2-88 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 2-89 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、 $W/C \leq 50\%$ とするものとする。

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とするものとする。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ラウンドにするものとする。

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、橋脚の桁座面は、水が溜まらないように勾配をつけるものとする。
- (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は、コンクリート塗装により保護するものとする。
- (4) 鋼橋桁端の外面塗装は、下塗りを1層多くするものとする。

- (2) 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1～2%程度の勾配をつけるものとする。

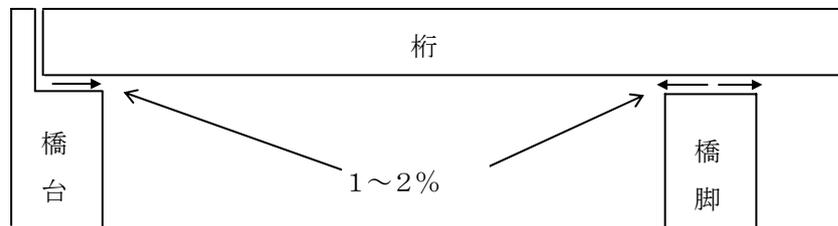


図 2-90 下部構造頂部の縦断方向の勾配

- (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 2-91 に示す範囲にコンクリート塗装を施すものとする。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ものとする。

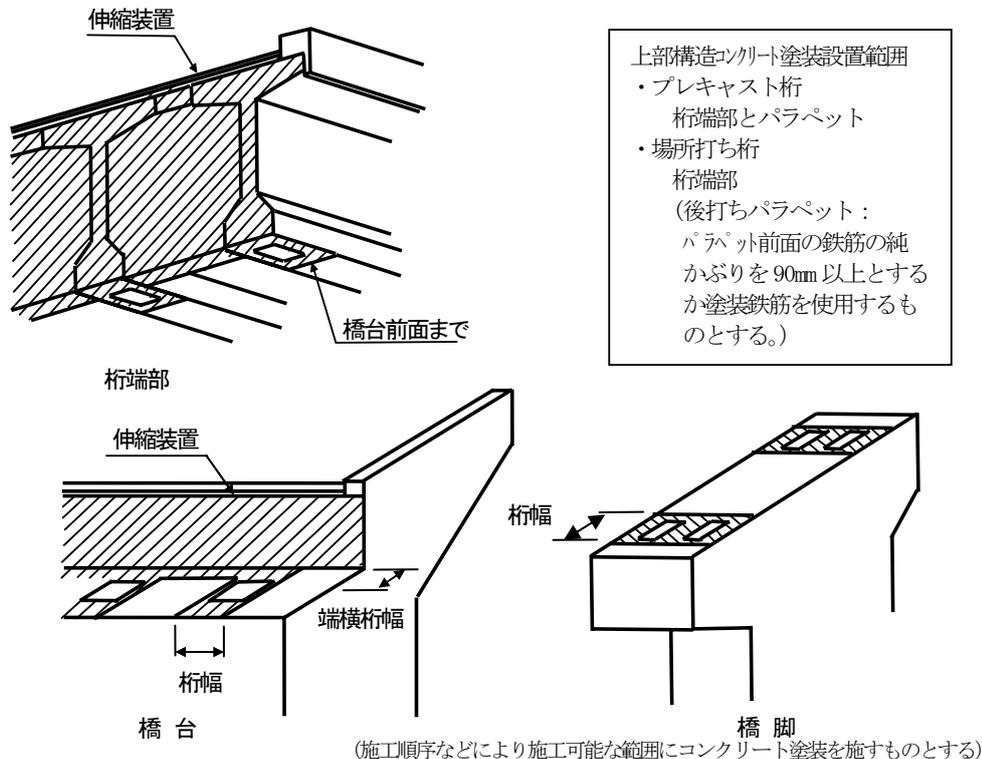


図 2-91 コンクリート塗装の設置範囲

(4) 鋼橋桁端部は伸縮装置からの漏水などにより発錆など劣化しやすいことから、桁端から橋台前面までの範囲の外面は、塗装の下塗りを1層多くするものとする。

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ものとする。

【 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) マッシュ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

一般にマッシュ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

数箇所で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^3 に対してほぼ 1°C 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。打ち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。

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

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

水平打ち継ぎ目： ・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除去し、十分に吸水させなければならない。
- ・打ち込みの際に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。

鉛直打ち継ぎ目： ・打ち継ぎ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ち継ぎ面は、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に吸水させ、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ぎなければならない。
- ・打ち込みの際には、打ち継ぎ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め固めを行うのがよい。

第 11 章 橋梁照明

11-1 設置基準〔道路照明施設設置基準・同解説〕

- (1) 長大な橋梁には原則として照明施設を設置するものとする。
- (2) 上記以外の橋梁についても必要に応じて照明施設を設置するものとする。

橋梁に照明が必要と考えられる理由は次のとおりである。

- (イ) 道路幅員が一般部よりも縮小されている場合があり事故の発生するおそれが多い。
- (ロ) 霧などが発生しやすく、走行条件が悪くなりやすい。
- (ハ) 一旦事故が発生すると逃げ場がなく、二次的事故につながりやすく、また交通のネックとなるため他に与える影響も大きくなりやすい。

このため、一般国道等の長大な橋梁においては、原則として設置することとし、その他の橋梁については交通の状況により、必要に応じて設置するものとする。ただし、長大な橋梁にあっても、気象条件が良好で幅員の縮小幅も小さいなど、事故の危険性が低いと考えられる場合には、設置の必要性あるいは橋梁全体にわたって灯具を設置する必要性等について十分検討する必要がある。

橋梁の照明は、原則として局部照明として取扱い、設計にあたっては、下記の事項を考慮する必要がある。

- 1) 橋梁の構造などによっては、灯具の取付高さや間隔が制限されることがある。灯具の取付高さが制限された場合には、灯具の取付位置に注意して、グレアをできるだけ少なくするようにし、間隔は取付高さを基本として、道路照明施設設置基準・同解説3-6の規定に適合するようにする。
- 2) 付近を船舶が航行する場合には、橋梁部分の照明光がグレアを与えたり、航路灯との誤認を生じさせたりすることがある。したがって、このような状況にある橋梁の照明に用いる灯具の配光には特別の注意が必要である。

第12章 踏掛版 他

12-1 踏掛版

12-1-1 設置基準

アスファルト舗装の場合における踏掛版の設置基準は、橋台の形式、盛土の高さ、裏込材料などによって表3-27のとおりとする。

表3-27 踏掛版設置の考え方

地盤の種類 裏込材の種類	普通地盤		軟弱地盤
	切込砂利硬岩など	左記以外の材料	全ての材料
橋台高さ 4m未満	設置しない	設置する	設置する
橋台高さ 4m以上	設置する	設置する	設置する

踏掛版は、原則的に設置するものとするが下記の条件においては省略することもできる。

- 1) 他の管理者との協議を踏まえ、踏掛版の設置が不要と判断される場合。
- 2) 設計車両が小さく、交通量が極めて少ないと判断できる場合。
- 3) 低盛土の橋台の場合。
- 4) 軟弱地盤で残留沈下が大きくかつ長期にわたり、踏掛版の設置効果が十分に果たされない恐れのある場合。

構造および設置位置

- (1) 踏掛版の長さは6.0mを標準とする。
- (2) 踏掛版の設置幅は、原則として橋梁部の路肩を含んだ幅までとする。
- (3) 踏掛版の上面の高さは、原則として基層下面または安定処理路盤がある場合はその下面とする。
- (4) 構造の検討は、道路橋示方書・同解説の下部構造編P545を参照し、コンクリート編5章5.5の床版の設計に準じて行うものとする。(なお、設計例は資料編を参照のこと)

12-1-3 参考図

1) 踏掛版の設置幅

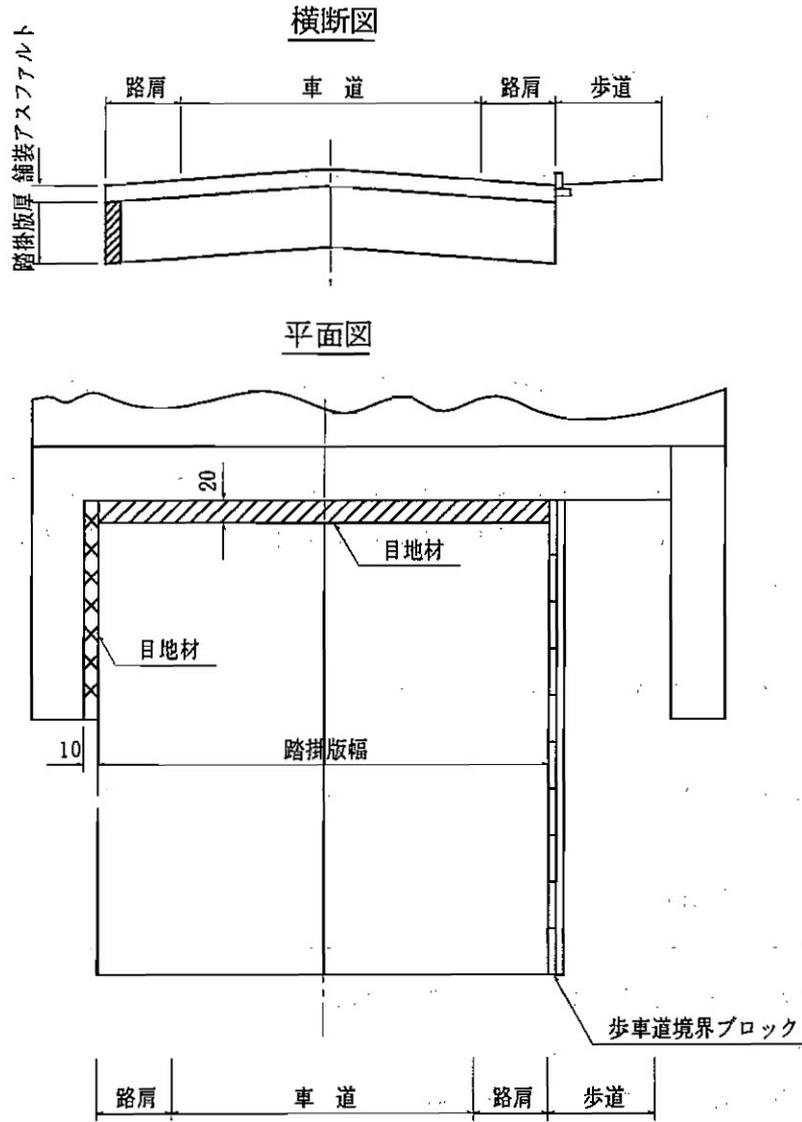


図3-51 踏掛版の設置幅

2) 踏掛版の設置位置

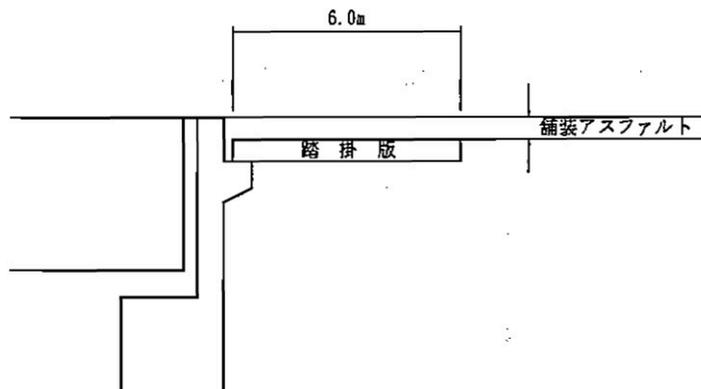


図3-52 踏掛版の配置図

12-2 橋 梁 添 架

12-2-1 一般事項

添架位置は、添架後の維持管理を考慮し、保守点検および橋梁補修等の支障にならないよう充分検討すること。

- (1) 添架構造は、吊り下げ構造ではなく、占用物件を添架部材の上に設置する構造とし、原則として主部材への直接添架はしない。また、できるだけコンパクトにまとめる構造とする。
- (2) 橋側歩道橋（側道橋）、既設橋梁及び木橋への占用物件の添架は、原則として認めない。
- (3) 橋梁への添架にあたっては、橋梁の平面図、側面図、断面図及び詳細図を添付し、占用物件、各部材の寸法、その地点のH. W. L及び堤防天端高等を必ず明示すること。また、他の占用物件がある場合も、位置重量等を明示すること。
- (4) 橋梁本体及び占用物件支持金具の構造計算を行うこと。
- (5) 上記事項によりがたい場合には、その事由を明らかにし道路管理課と事前協議をすること。

10-5-2 新設橋梁に添架する場合

新設橋梁の計画をする場合には、橋梁の設計、施工およびその他の事務手続きを円滑に進めるために占用物件について事前に調査を行うこと。

なお、費用負担については、資料編を参照すること。

- (1) 橋梁添架計画を行う場合は通常占用を行うであろうと予測される公益事業者に対し、橋梁計画を提示し、占用意思、占用規模等の確認を行うこと。
- (2) 占用物件の添架計画がある場合には、橋梁の詳細（実施）設計を行う前に、道路管理課と打合わせを行うこと。
※ 実際に占用物件を橋梁に添架する時点では、すでに下部工の箱抜きや上部工の製作等が完了しており、添架工法の変更が不可能である場合が多いので注意を要する。
- (3) 占用物件を橋梁に添架させる場合には、後日添架方法、添架時期等が問題とならないよう橋梁添架計画を十分検討すること。

12-3 標識

12-3-1 設置の基本〔道路標識設置基準〕

原則として、橋長がおおむね30mを越える橋梁前面に表示板を設置するものとする。
なお、標識種別は「著名地点 (114-A)」とする。

12-3-2 設置場所

道路標識の設置場所の選定に際しては、次の各項に留意のうえ決定するものとする。

- (1) 道路利用者の行動特性に配慮すること。
- (2) 標識の視認性が妨げられないこと。
- (3) 沿道からの道路利用にとって障害にならないこと。
- (4) 極力交差点付近を避けること。
- (5) その他、道路管理上障害とならないこと。

12-3-3 設置方式

原則として路側式とし、多車線道路の場合または情報量の多い場合は、片持式を検討すること。掲示板の設置高さ、支柱及び設置位置、取付角度については「道路標識設置基準」による。

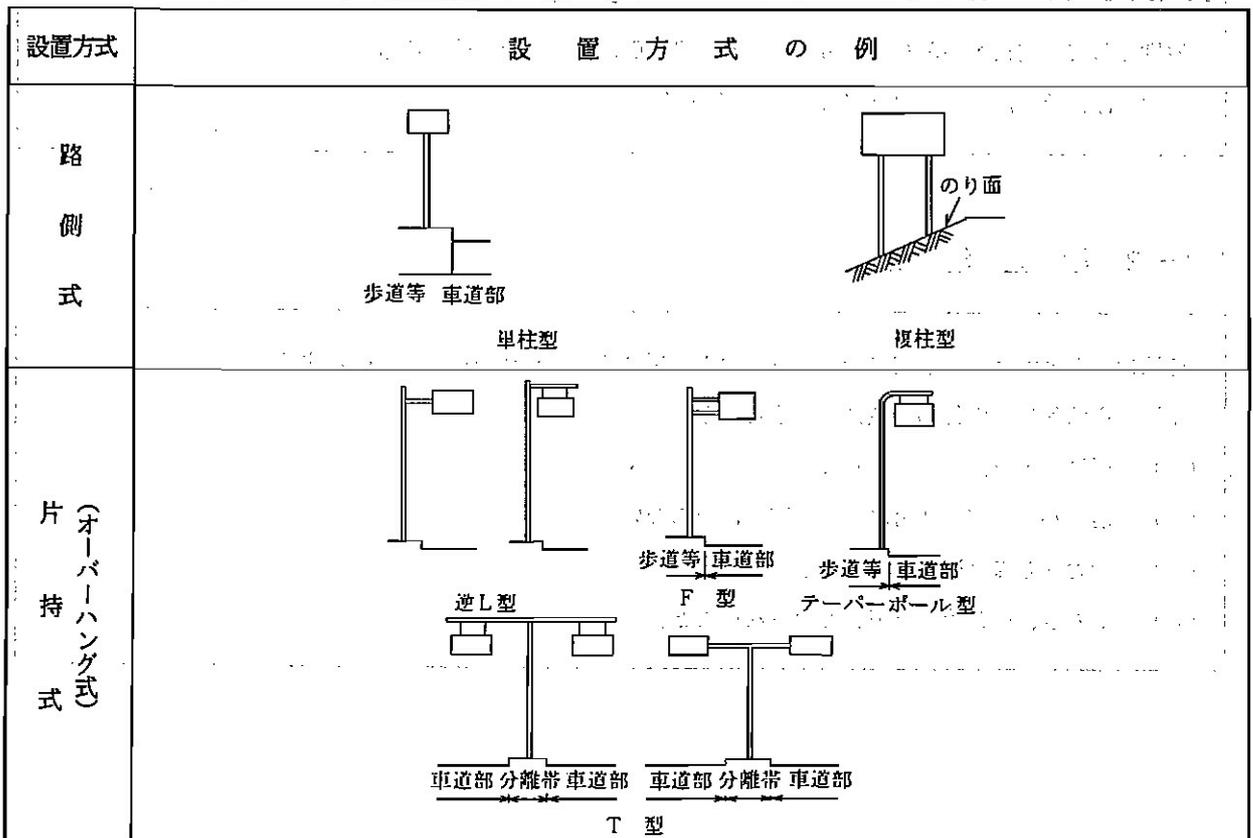


図3-53 道路標識の設置方式

12-3-4 表示板

標示板の寸法及び文字・記号等の大きさ、形、色、掲示板・文字等の拡大率は、交通が安全かつ円滑に走行できるよう、道路標識の種類と道路及び交通の状況を考慮のうえ、適切に決定するものとする。

(1) 寸法

① 漢字の大きさ

30cm (基準値)

② ローマ字の大きさ

大文字 …… 漢字の大きさ1/2

(小文字は大文字の3/4程度である。)

③ 文字（漢字）の間隔は、漢字の大きさの1/10以上とする。

(2) 拡大率

拡大率は1.0とし、交通量が多い場合は1.5とする。

(3) 文字の大きさと標識の設置位置

路線もしくは地域ごとに文字の大きさは一定であることが望ましい。その文字の大きさに対してドライバーがその標識の指示に安全かつ円滑に従えるように設置位置を決定しなければならない。

(4) 文字の形等

標識の用いる日本語は丸ゴシック体とする。

表示板の色は白地に青文字とする。

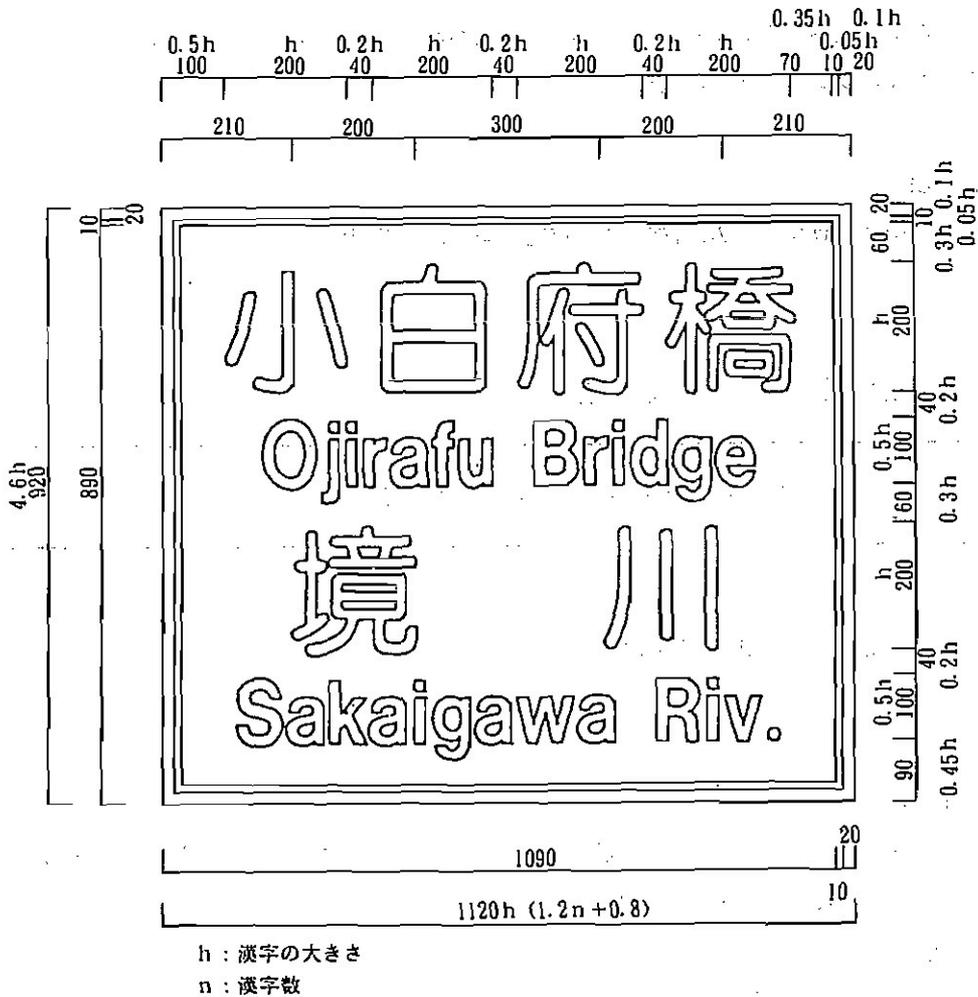


図3-95 表示板

12-4 記録及び台帳

12-4-1 設計図書の保管

橋梁完成時には設計図書を保管するものとする。

(1) 保存対象

- 1) 橋長2m以上の橋梁
- 2) 鉄道、道路との立体交差による高架橋

(2) 保存図書

図面（平面図、縦断図、一般図、上部工図、下部工図）、設計計算書、土質調査書、（数量計算書）とする。なお、表紙には以下のものを記入のこと

橋名、路線名、地名、架設年度、フィルム枚数、設計コンサルタント名、上部工業者名、下部工業者名、工事期間及びマイクロフィルムの内容

(3) 保存方法

保存図書をマイクロフィルムに1部とり、道路課にて保管する。

12-4-2 橋梁台帳の整備

橋梁完成時および移管時には橋梁台帳を整備するものとする。

(1) 整備対象

橋長2m以上の橋梁（工事施工者は問わない）

(2) 整備帳票

1) 設計諸元

橋梁台帳入力シートに入力し、「橋梁総合管理システム」にて電算入力し、帳票を出力する。記入要領は「橋梁台帳入力シート記入手引書」による。

2) 一般図

(3) 保存方法

帳票2部作成し、1部を各公所で保管する。他の1部を道路管理課にて保管する。(次年度6月上旬までに当該年度分をまとめて整理する。)

(4) 橋梁カード

橋長20m以上の橋梁については完成橋梁カードも同時に2部作成し、1部は各公所で、1部は道路建設課でそれぞれ保管する。

12-4-3 橋名板

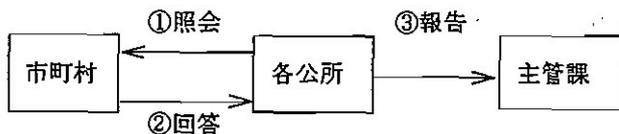
新設橋梁の橋名は工事完了時に決定するが、関係機関(市町村、地域住民等)と十分協議して選定すること。

(1) 橋名決定の手順

橋長50m以上の場合



橋長50m未満の場合



(2) 橋名板は青銅製とし、標準寸法は次のとおりとするが、文字数を考慮し、大きさを決定するものとする。

高15cm×長40cm×厚1.3cm(縁取り幅1cm)

なお、取付位置等によって上記によりがたい場合は材質も含め別途考慮する。

(3) 橋名板の配置は図3-55のとおりとする。

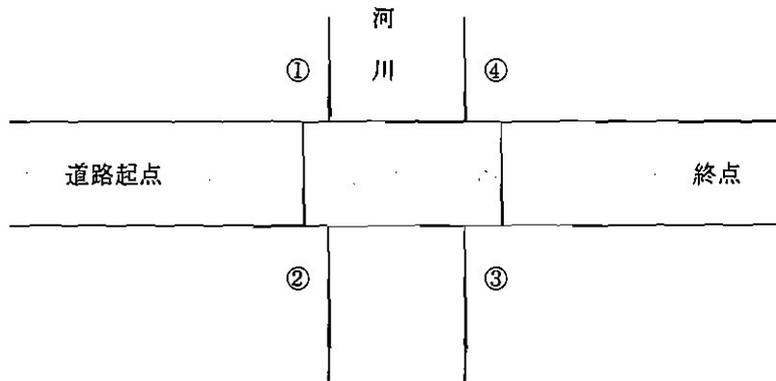
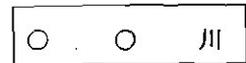


図2-100 橋名板の配置

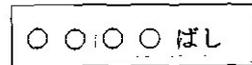
①. 道路起点左側 ----- 橋名 (漢字)



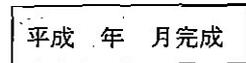
②. 道路起点右側 ----- 河川名 (漢字) 又は、鉄道路線名



③. 道路終点右側 ----- 橋名 (ひらがな)



④. 道路終点左側 ----- 完成年月 (漢字)



注) 完成後に拡幅、継足しを行い、高欄を新設、取替える場合には「完成年月」の名板を「○○○○拡幅」等と表示しても良い。(又は、新、継、2段書き)

第3編 耐震設計編

第1章 耐震設計の基本方針

1-1 一般

(1) 宮城県土木部で扱う橋の耐震設計は、橋の重要度区分をB種の橋を原則とし、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) 一般国道、県道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、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ものとする。

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)の二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ものである。

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。

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 1 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 2 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、地形・地質、地盤条件および立地条件などを考慮して適切な構造形式を選定するものとする

- 1) 上部構造の落橋を確実に防止するため、地震時水平反力分散構造による多径間連続構造とすることが望ましいが、支承条件は、橋全体としての耐震性能の向上を考慮し、橋の構造条件や基礎地盤の支持条件等に応じて適切に選定することが望ましい。
- 2) 地盤に変形が生じる可能性のある埋立地盤や沖積地盤上では、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、上部構造と下部構造の接点ができるだけ多い構造系を選定することが望ましい。
- 3) 良好な地盤上の固有周期が短い多径間連続形式の橋では、免震設計の採用が望ましい。
- 4) 部分的な崩壊が全体系の崩壊につながる可能性のある構造系では、当該部分の損傷を限定するように配慮するものとする。
- 5) 大きな地震に対しては、非線形応答を許容してもよい構造部材と、このような場合でも弾性域にとどまっている必要のある構造部材を区別し、適切に構造系を構成することが必要である。
- 6) 死荷重により大きな偏心モーメントを受ける構造で大きな地震動を受けた場合に不安定となりやすい構造は採用しないことが望ましい。
- 7) 地盤条件や構造条件が著しく変化する箇所では、橋脚上で上部構造を切り離すほうが有利であるか連続構造を採用するほうが有利であるかをよく検討することが必要である。

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おこなうものとする。
- (3) 耐震設計で想定していない挙動や地盤の破壊等により構造系の崩壊が生じた場合にも上部構造の落下を防止できるような落橋防止システムの設置を検討する。

- (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ものとする。

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。

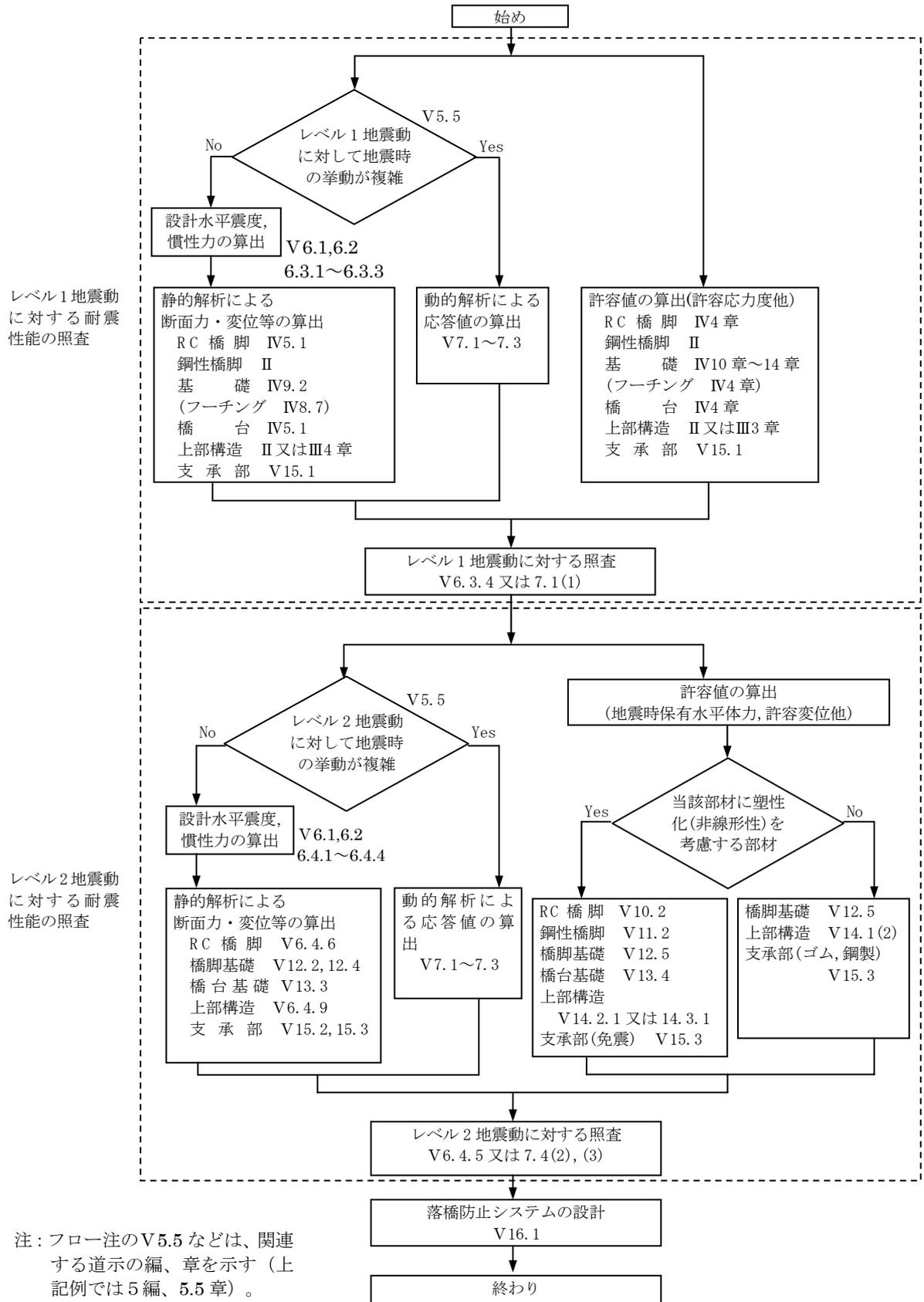


図 3-1 耐震設計の流れ

(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おこなうものとする。

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。

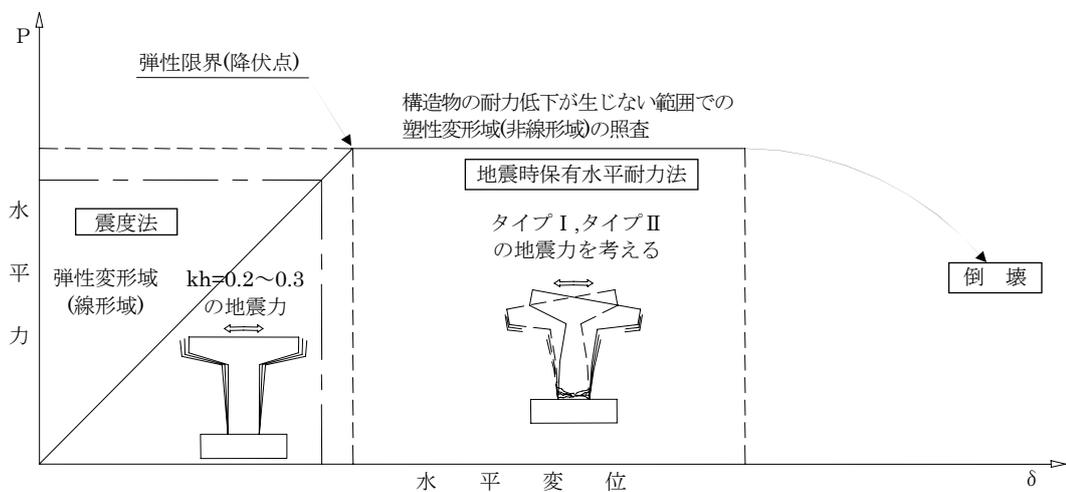


図 3-2 弾性変形と塑性変形概念

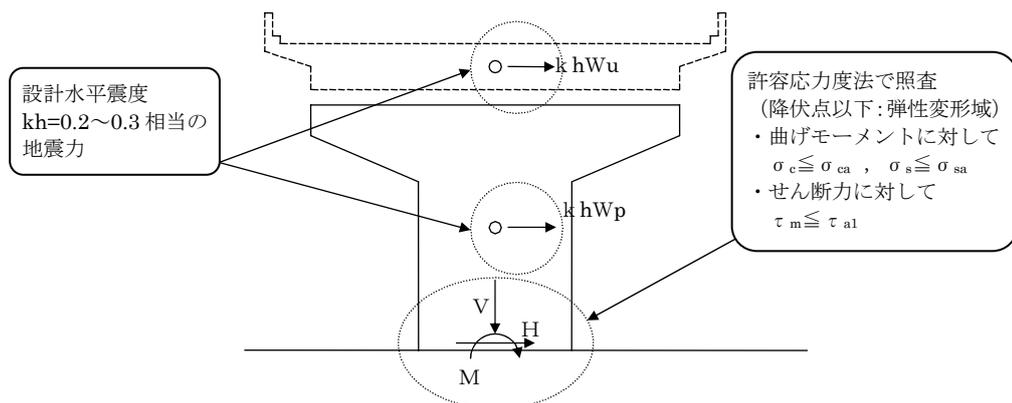


図 3-3 レベル1地震動による耐震性能1照査概念

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。

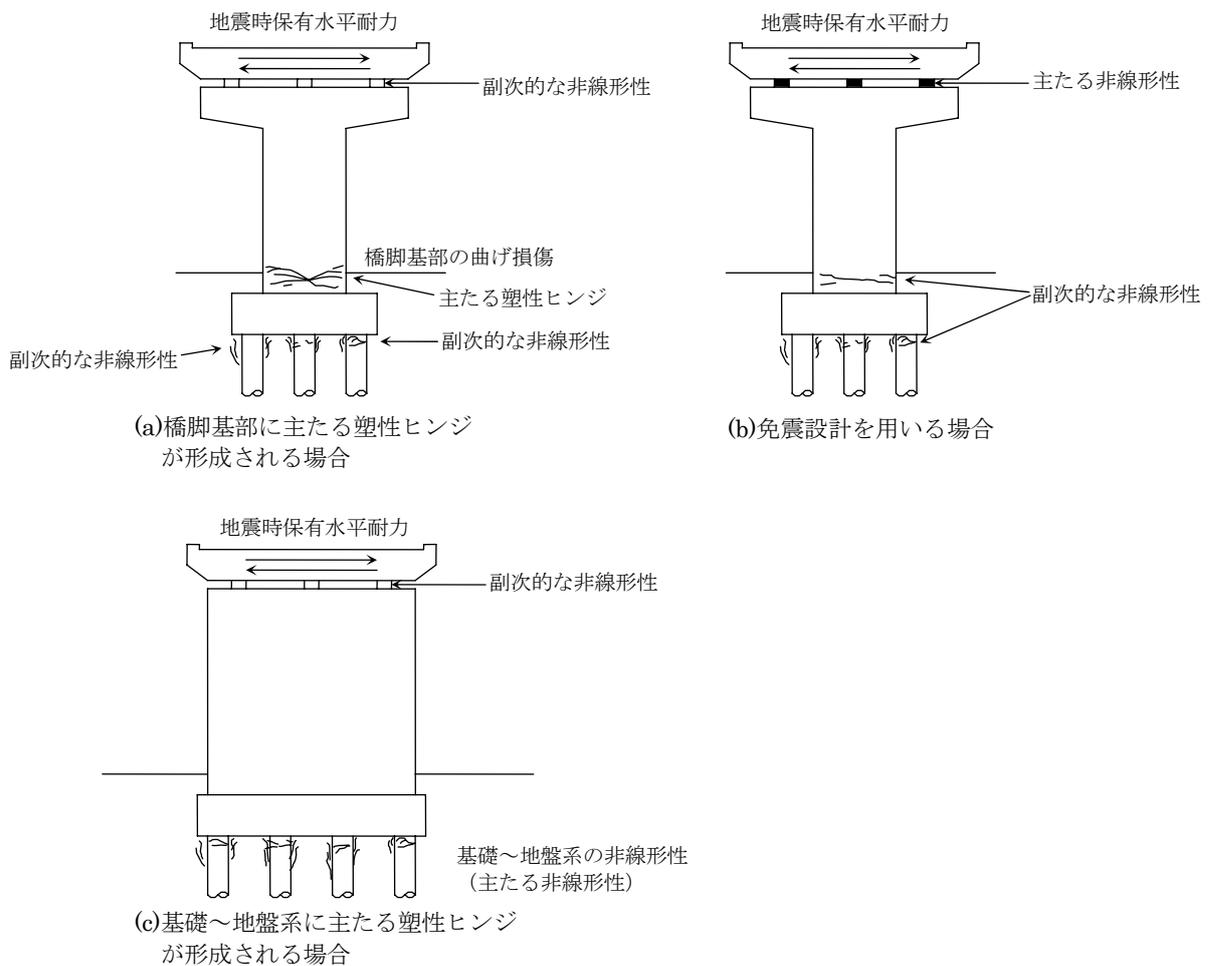


図3-4 レベル2地震動による耐震性能2照査の概念

- 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。
- (3) 上部構造と下部構造が構造的に分離し、両者間に大きな相対変位が生じる状態を想定し、このような状態に対する適切な対策として落橋防止システムの設置を講じることが必要である。

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)を考慮するものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。

2-2 地震の影響

地震の影響として、次のものを考慮するものとする。

- 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ものとする。
- (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ものとする。

(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 項の解説文および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けたかかり長の設計により考慮するものとする。

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

- (1) 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ものとする。
- (2) 架橋位置周辺における地震に関する情報が存在し、架橋位置における設計地震動を適切に推定可能な場合には、これに基づいて設計地震動を設定してもよい。

(1) 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項に規定される加速度応答スペクトルに基づき、地域別補正係数および減衰定数別補正係数により補正をおこなうことにより設定するものとする。

(2) 架橋位置での地震動に影響を及ぼす要因および既往の観測記録等により架橋位置における設計地震動を設定する場合、下記の事項を適切に考慮することが必要である。

- 1) 架橋位置周辺で発生した地震規模・発生位置・発生頻度等の過去の地震情報
- 2) 架橋位置周辺の活断層分布・活動度・活断層に起因し発生する地震規模等の活断層情報
- 3) 架橋位置周辺のプレート境界で発生する地震規模、震源断層の位置等の地震情報
- 4) 地震動の伝播に影響を及ぼす地下構造に関する情報
- 5) 架橋位置の地盤条件
- 6) 既往の強震記録

なお、地盤特性が著しく変化する箇所を横断する橋等においては、架橋位置の表層地盤の地盤条件や地盤の振動特性を反映し設計地震動を設定することが合理的な場合もあるため、地盤調査結果等に基づき地盤の振動特性を十分に検討したうえで設計地震動の設定をすることが必要である。

また、当該橋梁の直近に活断層帯が存在し、その活断層帯地震の影響が無視できない場合において、その地震動を適切に評価できる場合は、当該活断層に対する設計地震動を設定して耐震性能の照査に用いることを検討する。

設計地震動の設定にあたっては、公的な専門機関(例えば、文部科学省地震調査研究推進本部等)から公表されたもので、信頼性が高いと判断できる情報を参考としてよいが、その情報の持つ特性(考慮されているパラメータ、考慮されていないパラメータ、誤差範囲など)に十分に留意する必要がある。

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ものとする。

- (1) 宮城県内における地域別補正係数 C_z は、1.0とする。

3-3 耐震設計上の地盤種別

- (1) 耐震設計上の地盤種別は、地盤の特性値(T_G)に基づき、Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤、およびⅢ種地盤に区別するものとする。
- (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ものとする。
- (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、次式にて求めるものとする。

$$T_G = 4 \sum H_i / V_{si}$$

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。

$$\text{粘性土層の場合} \quad V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

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

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、 $V_{si} = 50\text{m/s}$ としてよいものとする。

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ものとする。

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ものとする。

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、玉石層を含むものとする。

(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、地盤の特性値 (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ものとする。

(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ものとする。

また、基盤面として明確に定義できる地盤が存在しない場合には、図 3-5 のフローに基づき沖積層厚 (H_A) と洪積層厚 (H_B) より地盤種別を決定するものとする。

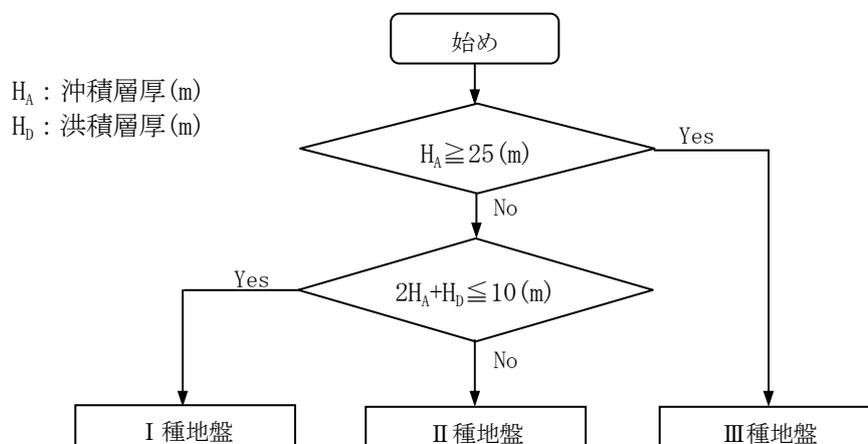


図 3-5 沖積層厚 (H_A) と洪積層厚 (H_B) による地盤種別

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 に示すとおりとする。

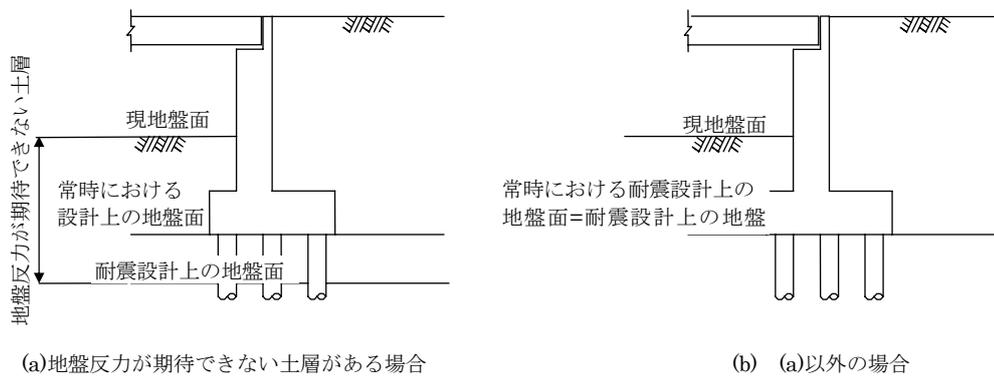


図 3-6 橋台における耐震設計上の地盤面

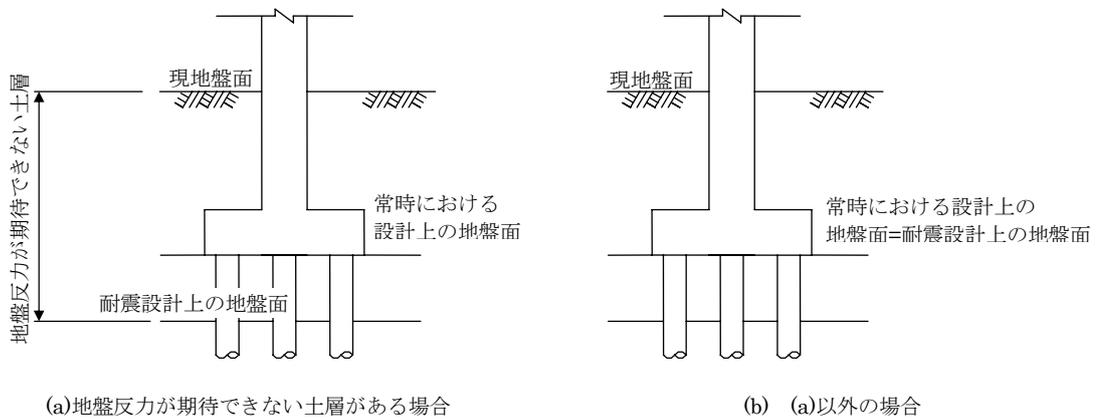
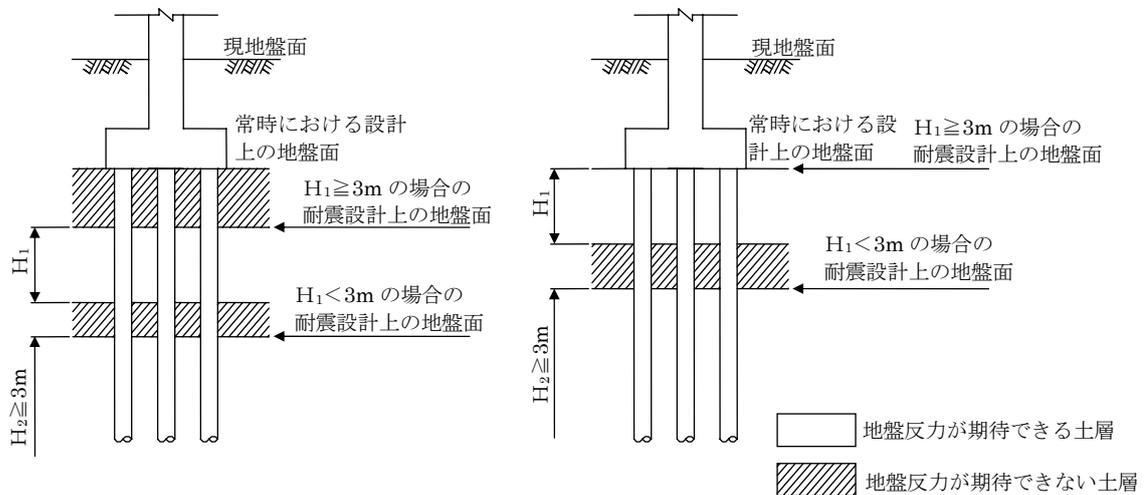


図 3-7 橋脚における耐震設計上の地盤面

(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」によるものとする。

- 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ものとする。
- 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ものとする。
- 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ものとする。



(a) 常時における設計上の地盤面に接して地盤反力が期待できない土層がある場合

(b) (a)以外の場合

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ものとする。

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ものとする。

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なうものとする。

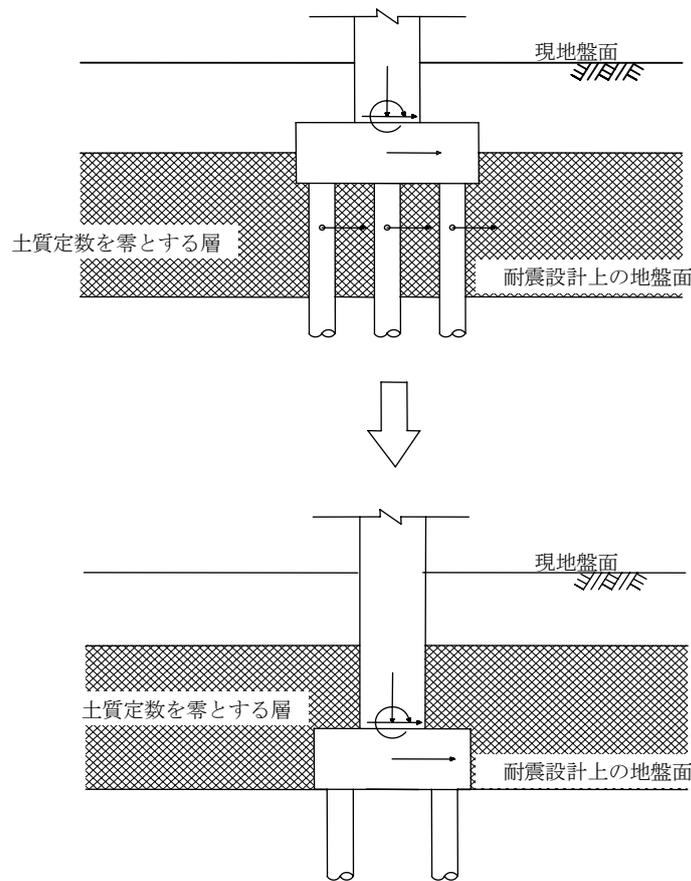


図 3-9 フーチング下面を深く根入れした場合

(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、下記のように考えるものとする。

- 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 20kN/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、零とするものとする。

(1) 一軸圧縮強度が 20kN/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 20kN/m^2 以下の土層であることを判定するものである。

(2) シルト質土層で一軸圧縮強度が 20kN/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ものである。

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、 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)、現地盤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ものとする。

(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、液状化の判定をおこなうものとする。

イ) 地下水位が現地盤面より10m以内にあり、かつ、現地盤面から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 I_p が15以下の土層。

ハ) 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

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2地震動のタイプI及びタイプIIの地震動に対しておこなうものとする。

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 γ_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を原則とする。

概略設計等において既存資料を活用して液状化の判定をせざるを得ない場合には、道路橋示方書V. 耐震設計編 表-参6.2を参考にして推定してもよい。

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、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ものとする。

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 を求めるものとする。

6) 洪積土層の液状化

1) 洪積の砂質土については、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。

これは、洪積砂質土は一般に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である。したがって、一般的には洪積砂質土の液状化検討は必要ないものと考えられるが、例外的に低いN値の洪積砂質土層である場合には、以下を参考に液状化の判定をおこなうことが望ましいと考えられる。

「道路橋示方書V.耐震設計編8.2.3砂質土層の液状化の判定」においては、沖積飽和砂質土を前提にした記述とされているが、解説文中において洪積砂質土層に言及しており、液状化の判定をおこなう旨の記述がある。その際、洪積砂質土層の液状化判定の方法としては、「土木技術資料」(平成9年2月)にて紹介されている液状化のパラメータを参照するものとする。

「土木技術資料」(平成9年2月)において提案されている繰返し三軸強度比 R_L の評価式は以下のとおりである。

<洪積土層の場合>

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a/1.7+0.05} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a/0.7+6.0 \times 10^6 (N_a-14) 4.5+0.05} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

ここに、 R_L : 繰返し三軸強度比

N_a : 粒度の影響を考慮した補正N値

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 100kN/m^3 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。

(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砂質土層等は、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おこなうものとする。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 を乗じて算出するものとする。

表 3-4 土質定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	現地盤面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 R			
		$R \leq 0.3$		$0.3 < R$	
		レベル 1 地震動 に対する照査	レベル 2 地震動 に対する照査	レベル 1 地震動 に対する照査	レベル 2 地震動 に対する照査
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/6	0	1/3	1/6
	$10 < x \leq 20$	2/3	1/3	2/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1/3	1	2/3
	$10 < x \leq 20$	1	2/3	1	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	1	2/3	1	1
	$10 < x \leq 20$	1	1	1	1

土質定数 D_E が 0 の土層は、耐震設計上土質定数を零とする土層とする。

- 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ものとする。
- 3) 液状化に対する抵抗率 F_L は、標準貫入試験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 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。
- 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する。
- 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。

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)項によるものとする。
- (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)項によるものとする。
- (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ものとする。
- (5) 道路橋示方書V. 耐震設計編 16.2 項の規定により、けた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ものとする。

(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おこなうものとする。
- (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ものとする。
- (3) 道路橋示方書V. 耐震設計編 16.2 項の規定によりけたかかり長を算出する際は、地盤の流動化の影響を見込むものとする。

(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ものとする。

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ものとする。

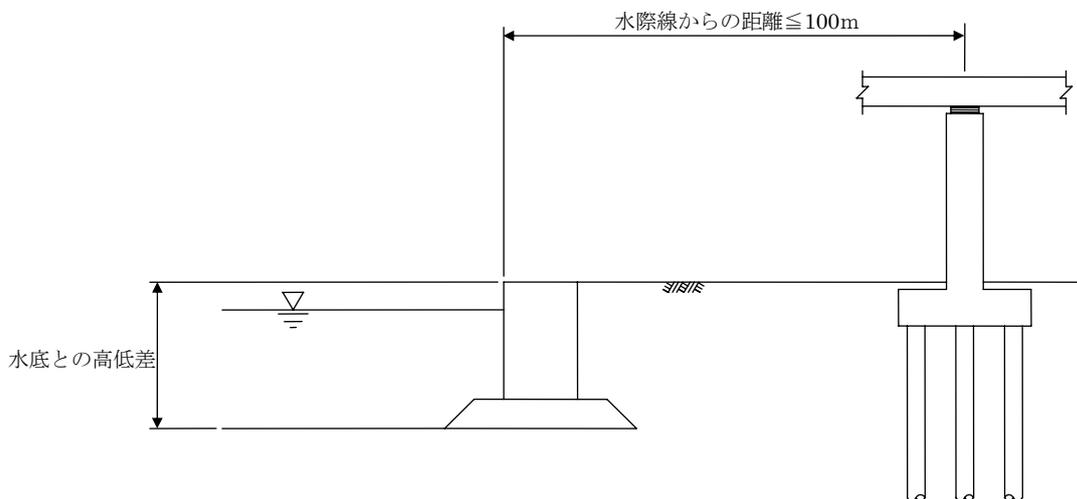


図 3-10 水底との高低差および水際線からの距離のとり方

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ものとする。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、けた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ものとする。

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ものとするが、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ものとする。

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 のように取扱うものとする。

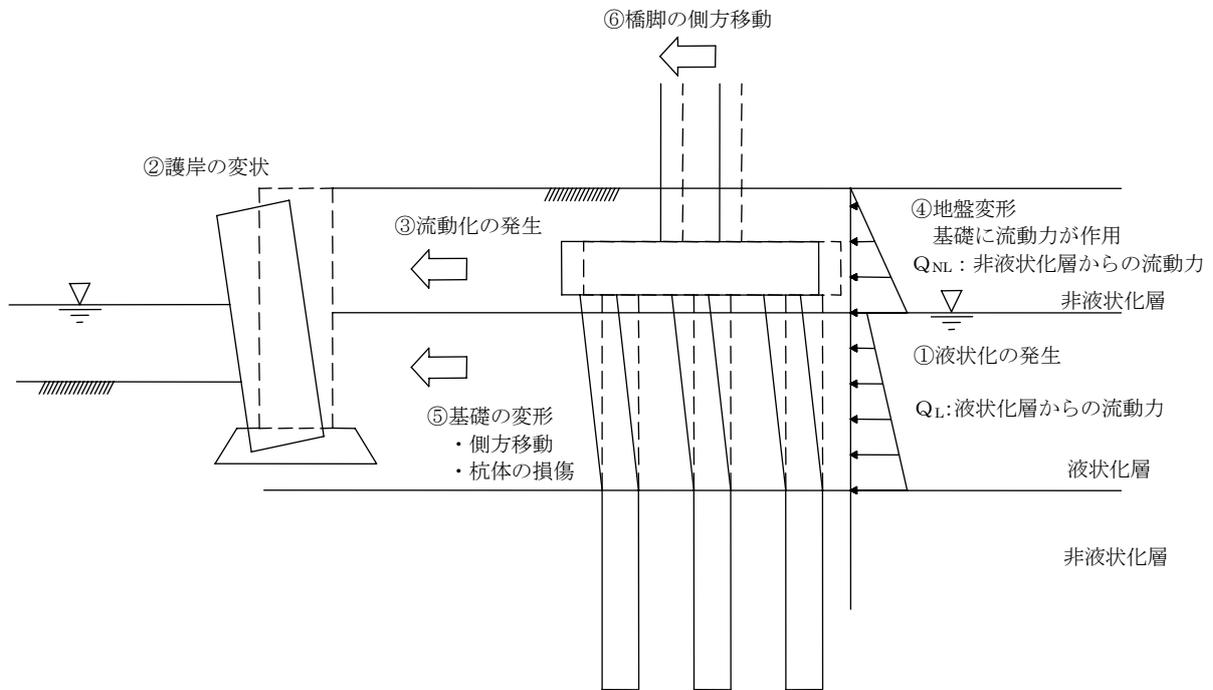


図 3-11 橋脚基礎への流動化の影響メカニズム

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)は以下によるものとする。

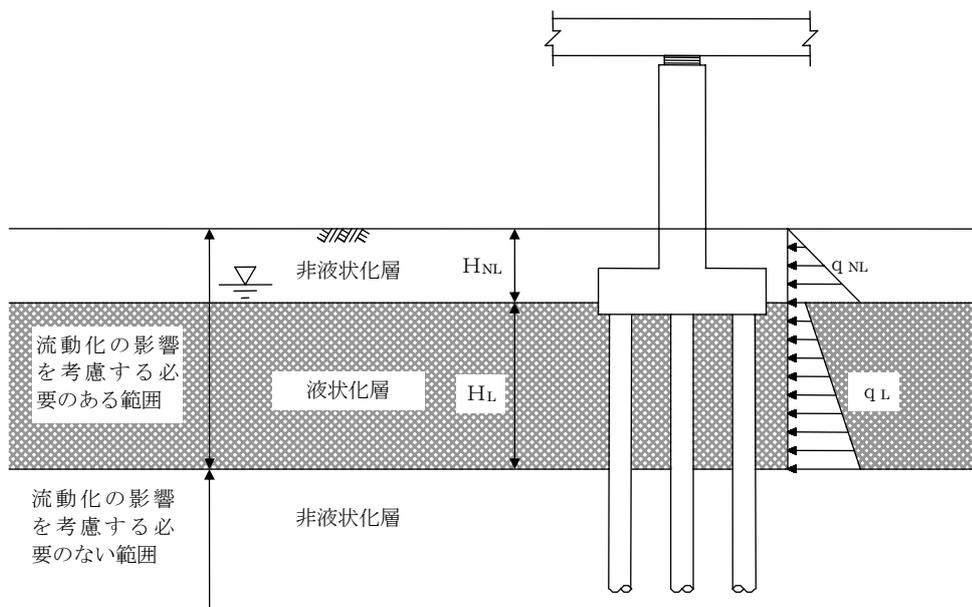


図 3-12 非液化化層の下に液化化層がある場合

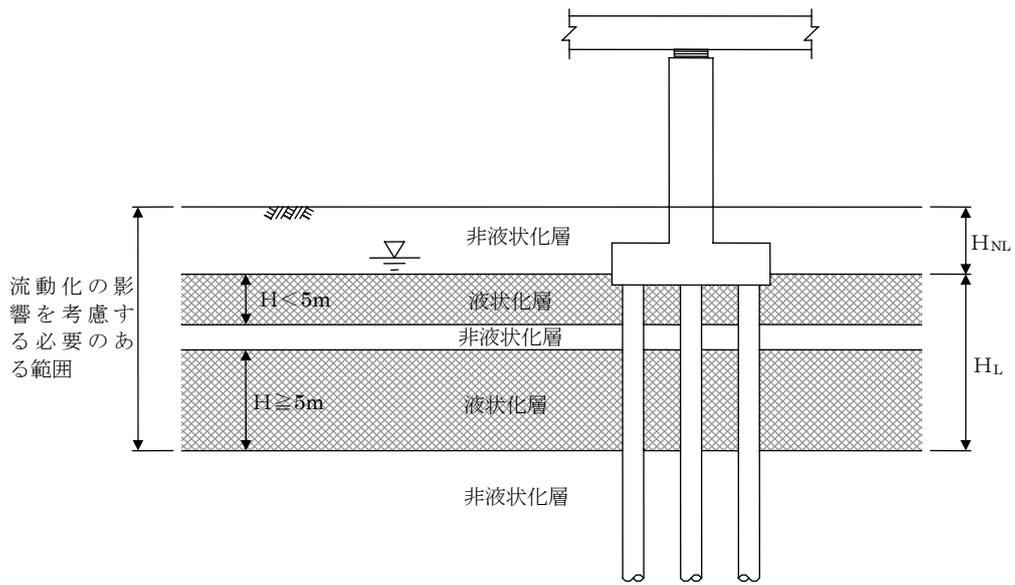


図 3-13 液化化層と非液化化層が互層状態の場合

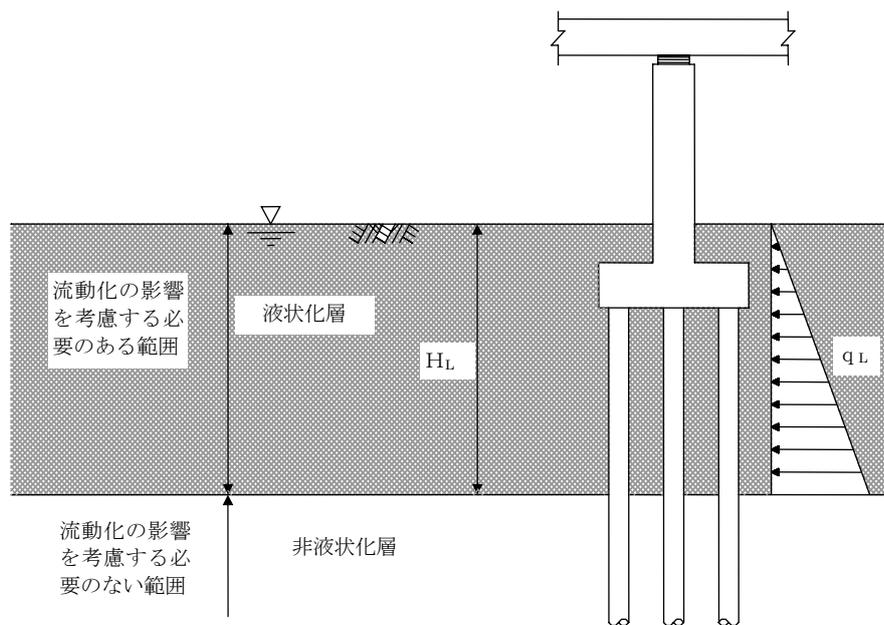


図 3-14 地表面まで液化化層がある場合

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

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

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/m²)

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/m²)

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_s

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)

γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³)

γ_L : 液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³)

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ものである。

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ものである。

c) 単位深さ当りの流動力は以下により求めるものとする。

$$Q = q_{NL}W \text{ または } q_LW$$

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)で以下によるものとする。

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化に抵抗するものとして設計を行なうものとする。

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がある範囲内の土層の水平抵抗力は考慮しないものとする。

(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、けたかかり長を算出するものとする。

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おこなうものとする。
- (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の照査をおこなうものとする。
- (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の照査をおこなうものとする。

- (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項の規定によるものとする。

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ものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。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。

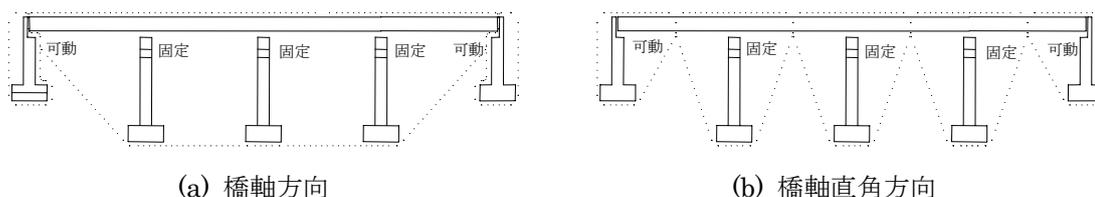
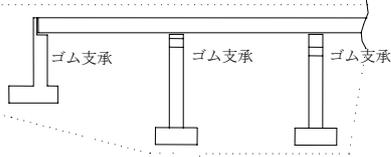
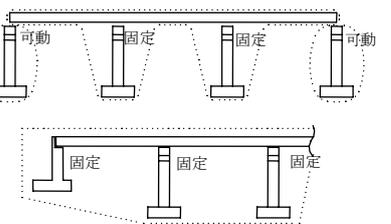
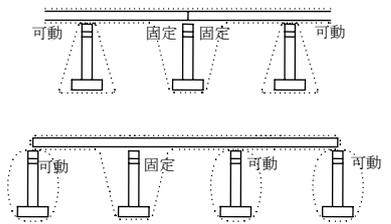
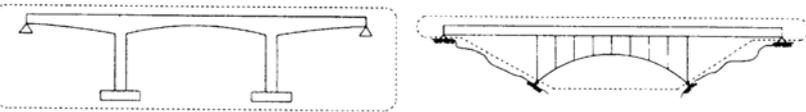
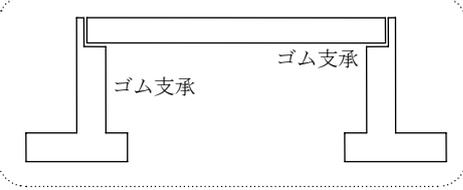
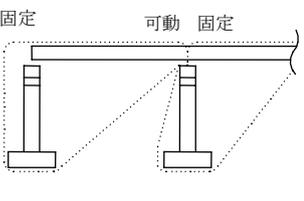


図 3-15 多点固定方式の連続桁橋の設計振動単位(各橋脚間の固有周期が大きく異なる場合)

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
連続けた橋	橋軸方向の支承条件	地震時水平力分散 構造の場合	 <p>橋軸直角方向に固定の場合には、以下に示す橋脚間の固有周期特性に応じて設計振動単位を決める</p>		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	大きく異なる		
		一点固定の場合	大きく異なる		
その他 ラーメン橋 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見なす場合	
単純けた橋	橋軸方向の支承条件	地震時水平力分散構造の場合	 <p>(橋軸直角方向に固定条件の場合には、以下による)</p>		耐震設計上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とみなす場合
		固定・可動条件を有する場合	大きく異なる		

(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ものとする。

(4) 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ものとする。

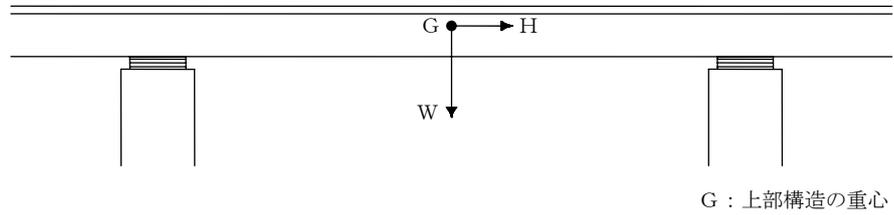


図 3-16 上部構造の慣性力の作用位置

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。

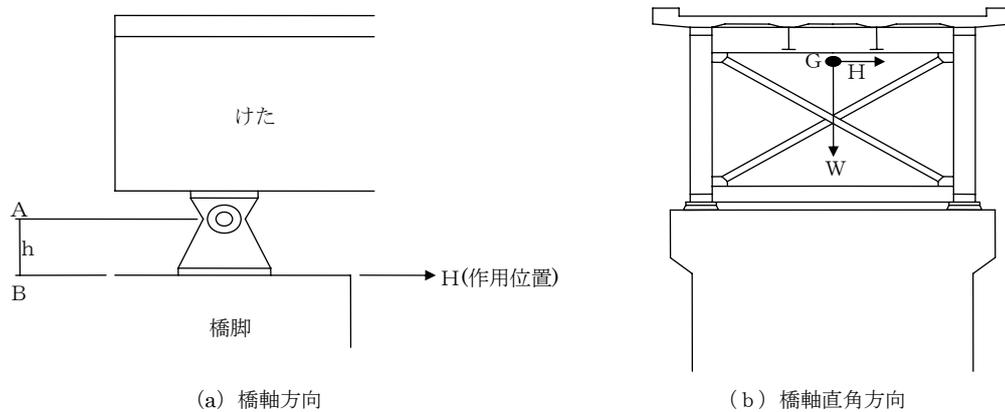


図 3-17 上部構造の慣性力の作用位置

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。

斜橋の場合において、斜角が 60° 以上ですべての支承の回転軸が同一で支承線の方向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、変位制限構造およびジョイントプロテクター等を指し、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、タイプB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)、斜橋と同様に扱うものとする。

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おこなうものとする。

(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ものとする。

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 δ_y の比 ($K_y = P_y / \delta_y$) により算出するものとする。

$$EI_y = \alpha_y EI$$

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

EI_y : 降伏時の曲げ剛性

EI : 弾性時の曲げ剛性

α_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, δ_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, δ_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ものとする。

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ものとする。

4) 地盤の動的変形係数 E_D の算定に必要な地盤のせん断弾性波速度 V_{SD} 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ものとする。

- 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ものとする。
- 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. 6)～式(解 6. 2. 14)を参考に基礎構造形式に応じて算出するものとする。
 - 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ものとする。
 - 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 δ_p を用いることが必要であり、橋脚の降伏変位 δ_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) 項により算出するものとする。このように固有周期を算出する方法は、静的フレーム法による固有周期の算出と呼ぶものとする。

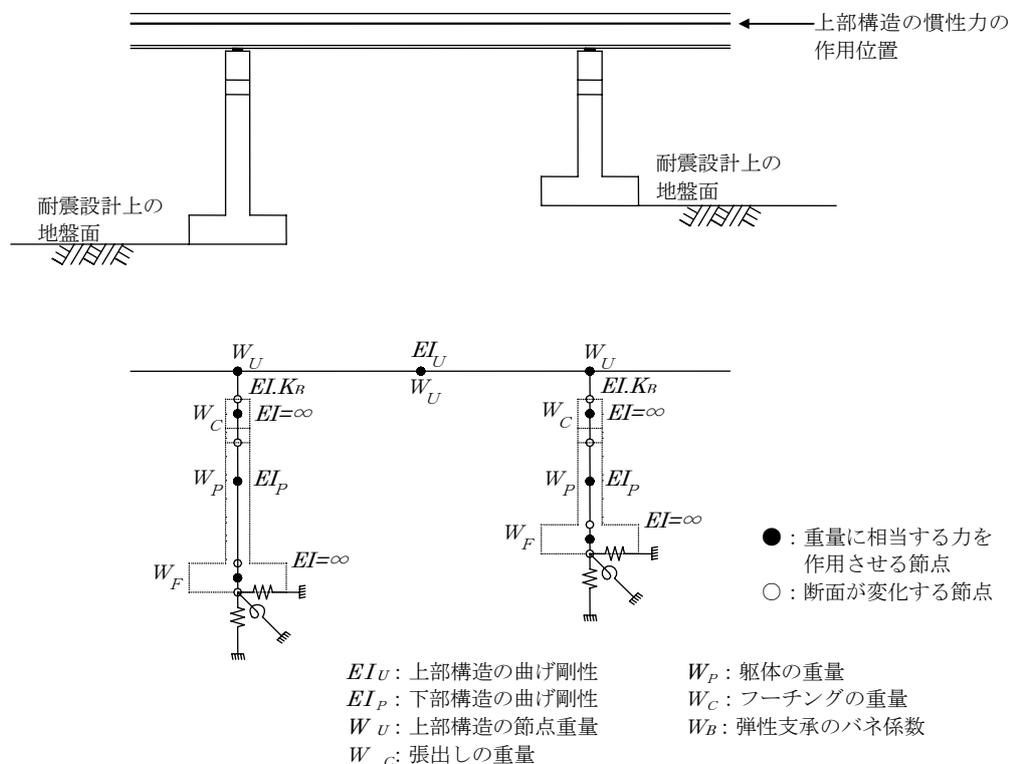


図 3-18 設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合の振動モデル

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ものとする。

- 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ものとする。
- 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ものとする。
- 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、降伏剛性を用いるものとする。
- ホ) 基礎構造物の剛性については、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ものとする。
- ヘ) 橋台および橋脚の基礎構造物の条件は、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ものとする。
- 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ものとする。
- 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、ランプ橋等で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するものとする。
- 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	バネ	バネ	拘束	拘束	自由	自由
免震支承	バネ	バネ	拘束	拘束	自由	自由

- 7) ゴム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ものとする。
- 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ものとする。
- 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げた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おこない、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ものとする。

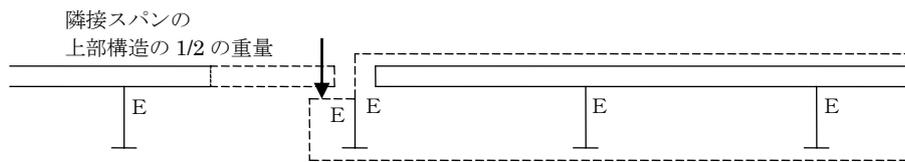


図 3-19 連続桁が複数連続する場合のモデル化(水平力分散支承の橋軸方向)

- 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ものとする。

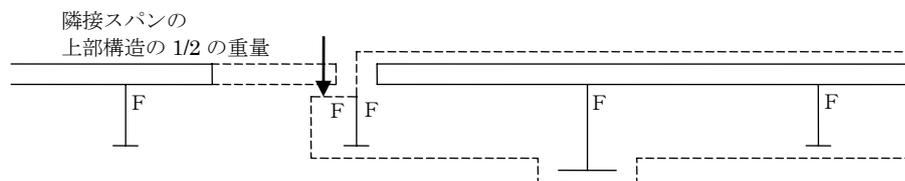


図 3-20 連続桁が複数連続する場合のモデル化
(固有周期の大きく異なる場合の橋軸直角方向)

- 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が、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 9.5 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 6.2.5)により求めるものとする。
- 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、浮力を考慮しないものとする。
 - 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、土質定数の低減はおこなわないものとする。
 - 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ものとする。

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ものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。

(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(kh)を乗じた値を用いるものとする。

(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(kh)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、慣性力を算出するものとする。

算出手法としては、静的フレーム法により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ものとする。

$$F_d = kh \cdot F$$

ここに、 F_d : 慣性力による断面力(kNもしくはkN・m)

kh : 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)

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。このような場合、橋台、支承部および落橋防止システムを含めた橋全体としての抵抗特性を考慮し、橋全体系としての耐震安全性に十分配慮するものとする。

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ものとする。

$$H = R_d \cdot f$$

ここに、H：静摩擦力(kN)

R_d ：死荷重による鉛直反力(kN)

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ものとする。

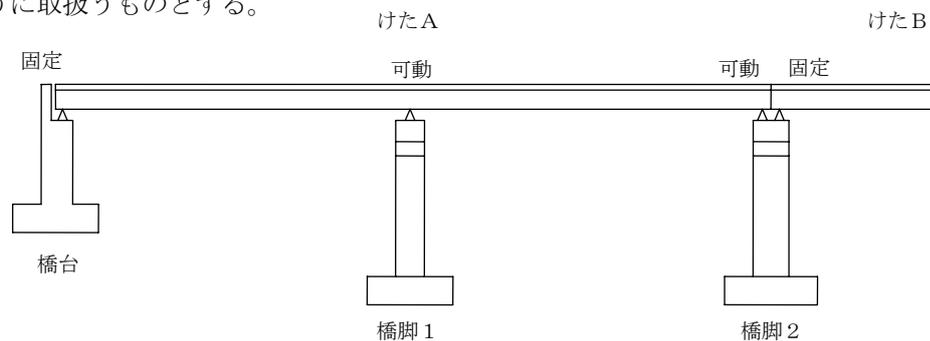


図 3-21 可動支承における摩擦力の取り扱い

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ものとする。

2) 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)によるものとする。

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、次式により求めるものとする。

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

ここに、 k_{h0} : 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値は、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ものとする。

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、 $k_{h0} \geq 0.16$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $k_{h0} = 0.2$	$1.1 < T$ $k_{h0} = 0.213 \cdot T^{-2/3}$
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、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $k_{h0} = 0.3$	$1.5 < T$ $k_{h0} = 0.393 \cdot T^{-2/3}$

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踵上の載荷土による慣性力をいうものとする。

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ものとする。

4) 地域別補正係数 c_z は、本編第2章表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。

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おこなうものとする。

(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ものとする。

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			耐震設計上支配的となる性能	間接的に満足する性能	主な照査項目
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				応力度<許容応力度
橋脚および橋台		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	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

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おこなうものとする。
- (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おこなうものとする。

(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。

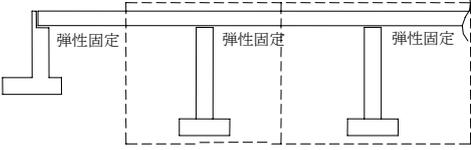
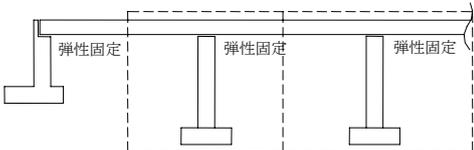
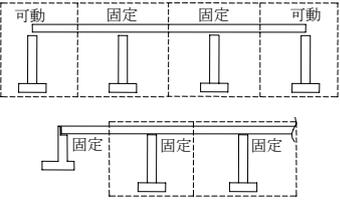
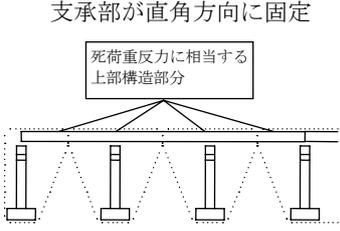
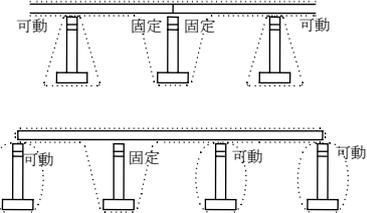
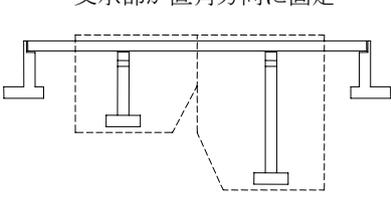
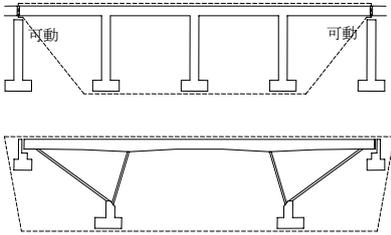
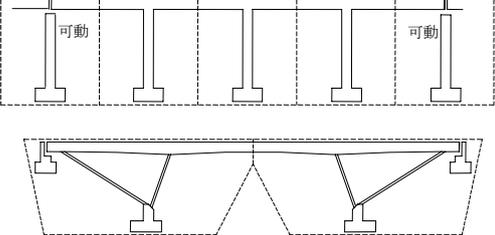
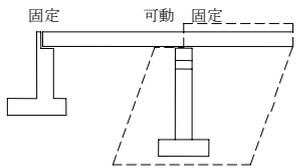
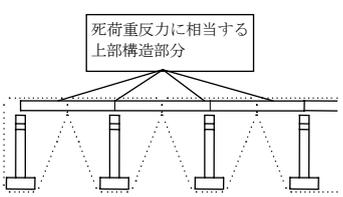
(2) 地震時保有水平耐力法はエネルギー一定則を基本としているため、この手法により耐震性能の照査をおこなう場合には、その適用に十分留意することが必要である。

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ものとする。

(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。

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
連続桁橋	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		支承部が直角方向に固定 大きく異ならない 死荷重反力に相当する上部構造部分 
	一点固定の場合		支承部が直角方向に固定 大きく異なる 
斜材付きπ型ラーメン橋			
単純桁橋	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。

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で見られ、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ものとする。

1) 橋全体系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。

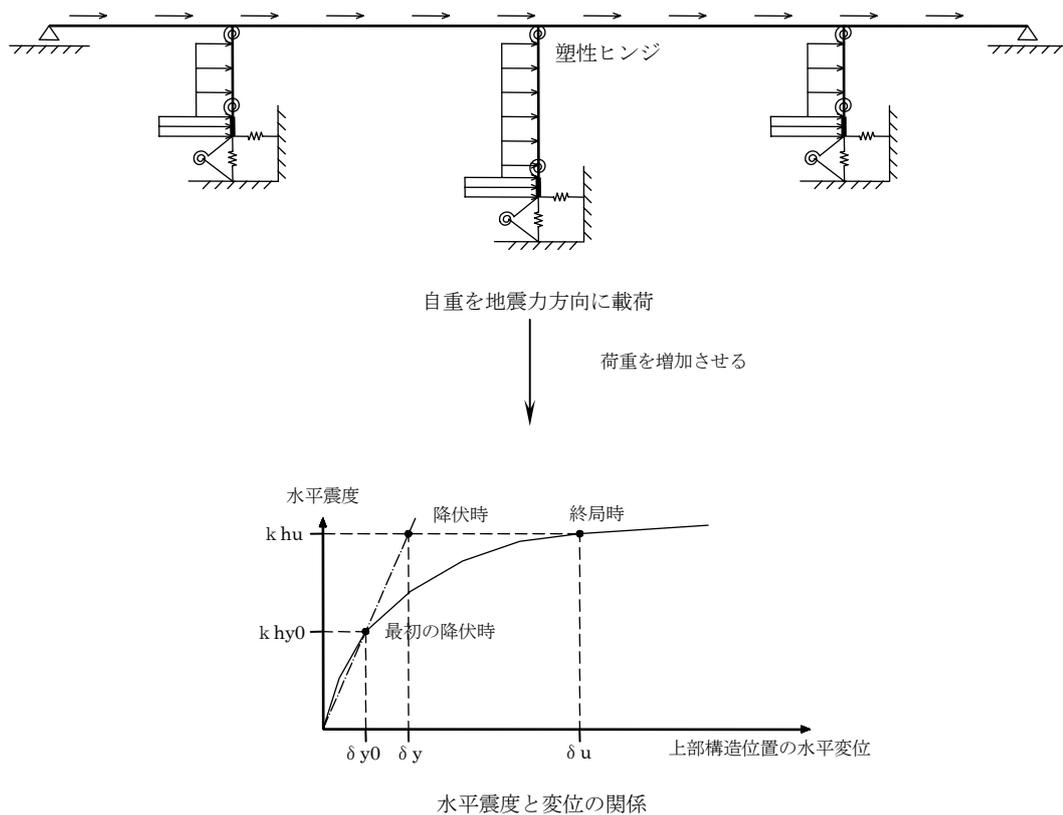


図 3-22 ラーメン橋の非線形静的解析の概念

- 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おこなう場合、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おこなうものとする。

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ものとする。
- (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ものとする。

(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ものとする。

(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ものとする。

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

ここに、H : 水平荷重 (k N)

R_d : 死荷重による鉛直反力 (k N)

k_{hc} : 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、次式により求めるものとする。

1) レベル 2 地震動(タイプ I)の設計水平震度

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

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_z : 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_z を乗じた値が 0.3 を下回る場合には設計水平震度は 0.3 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

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

ここに、 k_{hc} : レベル 2 地震動(タイプ II)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_z : 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_z を乗じた値が 0.6 を下回る場合には設計水平震度は 0.6 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。

(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	$T \leq 1.4$ $k_{hc0} = 0.7$		$1.4 < T$ $k_{hc0} = 0.876 \cdot T^{-2/3}$
II 種	$T < 0.18$ $k_{hc0} = 1.51 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{hc0} \geq 0.7$	$0.18 \leq T \leq 1.6$ $k_{hc0} = 0.85$	$1.6 < T$ $k_{hc0} = 1.16 \cdot T^{-2/3}$
III 種	$T < 0.29$ $k_{hc0} = 1.51 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{hc0} \geq 0.7$	$0.29 \leq T \leq 2.0$ $k_{hc0} = 1.0$	$2.0 < T$ $k_{hc0} = 1.59 \cdot T^{-2/3}$

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0.3、タイプIIで0.6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 $0.4 \cdot C_z$ としたのは、固有周期は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_z 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	0.30	0.35	0.40
タイプII	0.80	0.70	0.60

- 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6.4.4項に基づき算出するものとする。
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

μa : 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、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)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おこなうものとする。
- (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いうるようになるため、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、地震時においては、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おこな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ものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。

- (1) 耐震性能2の照査をおこなう場合、一般的なけ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ものとする。

表 3-16 耐震性能 2 に対する主な照査項目

(一般的なけれた橋で、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			耐震設計上支配的となる性能		主な照査項目
			間接的に満足する性能		
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	ゴム支承	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	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
橋	脚	損傷の修復を容易におこない得る限界の状態	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

(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おこなうものとする。

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ものとする。

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

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) に基づき算出するものとする。

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 項によるものとする。

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ものとする。

$$\delta_R \leq \delta_{Ra}$$

ここに、 δ_R : 橋脚の残留変位(mm)

δ_{Ra} : 橋脚の許容残留変位(mm)

橋脚の残留変位 δ_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ものとする。

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} を直接比較をおこなうこととする。

$$k_{hc} < k_{hy}$$

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おこなうことにより、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 μ_{rT} を算出し、残留変位 δ_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)により算出するものとする。

$$\mu_{rT} = 1/2 \{ (c_z \cdot k_{hco}/k_{hu})^2 + 1 \}$$

ここに、 μ_{rT} : 橋全体系の最大応答塑性率

c_z : 地域別補正係数

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 (δ_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 (δ_y) の比が応答塑性率 (μ) 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 の照査を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、 μ_r : 橋脚の最大応答塑性率

μ_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ものとする。

イ) 塑性ヒンジは柱上下端およびはり両端部の複数箇所が発生する。

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 の照査をおこなうものとする。

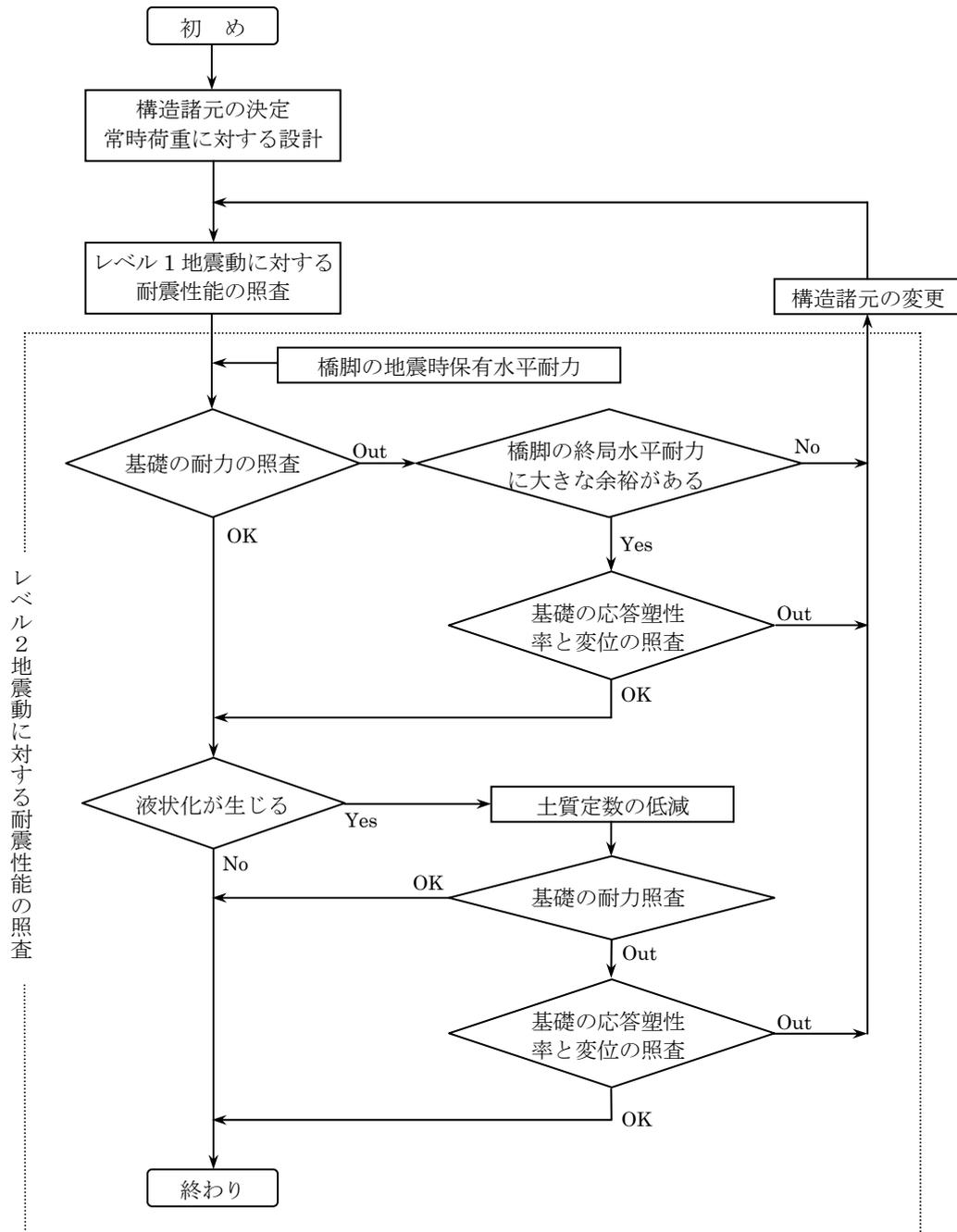


図 3-23 レベル 2 地震動に対する橋脚基礎構造物の照査手順

- 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ものとする。

$$k_{hp} = c_{df} \cdot Pu/W$$

- ここに、 k_{hp} : 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 : 地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、ならびに耐震設計上の地盤面より下方であっても杭基礎のフーチングのように基礎の地震時挙動に及ぼす影響の大きい構造部分に対しては、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。

- 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ものとする。

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ものとする。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： $\mu a=4$

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、照査をおこなうものとする。

ただし、橋の機能の速やかな回復が困難とならないと判断される橋（例えば、橋長が 25m 以下の単径間の橋）や、構造形式上大きな変位が生じないと判断される場合は、レベル 2 地震動に対する照査を省略することができるものとする。

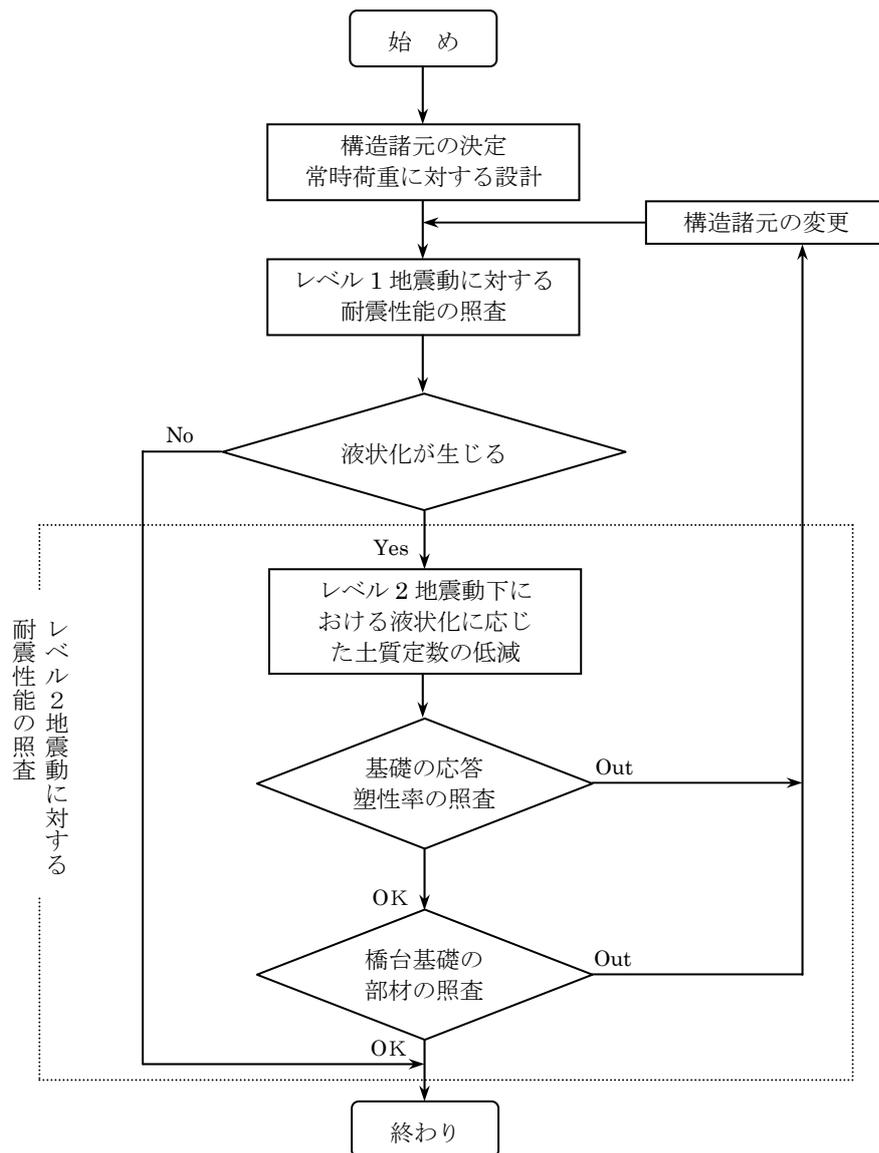


図 3-24 レベル 2 地震動に対する橋台基礎構造物の照査手順

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ものとする。

$$k_{ha} = c_A \cdot k_{hg}$$

ここに、 k_{ha} : 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)

k_{hg} : レベル2地震動の地盤面における設計水平震度

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ものとする。

ただし、土質定数の低減をする場合における低減係数 D_E 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ものとする。

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ものとする。

参考までに、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の値を下記に示すものとする。

1) 許容塑性率の目安： $\mu a=3$

(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、照査をおこなうものとする。

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おこなうものとする。

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することができるものとする。

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ものとする。

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
橋軸直角方向	ウェブ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 章の規定に準じておこなうものとする。

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おこない、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おこなうものとする。

(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。
- 2) 橋の応答に主たる影響を与える振動モードが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、塑性ヒンジの発生が複数箇所想定される場合、または、複雑な構造であるため塑性ヒンジの発生箇所が明確でない場合。
- 4) レベル2地震動に対する耐震性能の照査において、構造部材および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。

(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、下記の表を参考にするものとする。

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		
			塑性化や非線形性 が複数箇所に生じ る橋およびエネル ギー一定則の適用 製が十分に検討さ れていない構造の 橋	高次モードの影響 が懸念される橋	塑性ヒンジの発生 箇所が明確でない 橋、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		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	右記以外の条 件の橋	<ul style="list-style-type: none"> ・ ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋 ・ 免震橋 ・ ラーメン橋 ・ 鋼製橋脚に塑性化を考慮する橋 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 固有周期の長い橋 (一般に固有周期 1.5 秒程度以上) ・ 橋脚高さの高い橋 (一般に橋脚高 30m 程度以上) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋 ・ 上路式、中路式のアーチ橋 ・ 曲線橋 	

- (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、この結果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照査をおこなってもよい。
- (5) 下記のような場合において、必要に応じて動的解析法により耐震性能を照査することが望ましい。
- 1) 上下方向地震動の影響を検討する場合および上下方向地震動により断面力が著しく大きくなる部材を有する場合。
 - 2) 特殊な形状、構造の橋脚や上部構造を有する橋。
 - 3) 重量の大きく異なるけたとけたの間、または、けたと橋台の間の衝突により、一方のけたの慣性力等が他方のけたに伝わることによる影響を検討する場合。
 - 4) 地震時動水圧の影響が大きい水中橋脚を有する橋。
 - 5) 従来採用事例のない新形式の橋。

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おこな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項によるものとする。

- (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を考慮した耐震性能2の照査をおこなう場合、入力する地震動としては、一般に1波形だけではなく、3波形程度を用いることが望ましい。
- (2) 動的照査法による耐震性能2の照査をおこなう場合、3波形程度の地震動に対して動的解析をおこない、その結果から求められる応答値を平均し、その平均値を照査に用いる応答値として扱うことが望ましい。
- また、部材の挙動が弾性域の範囲内となるようにする耐震性能1の照査を動的照査法によりおこなう場合、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、下部構造の設置位置によって地盤種別が異なる場合が考えられる。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おこなうことが望ましい。

(4) 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強震記録を振動数領域で振幅調整した下表に示すものを用いるものとする。

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	マグニチュード	記録場所
タイプⅠ	Ⅰ種地盤	1978年 宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上
		1993年 北海道南西沖地震	7.8	七峰橋周辺地盤上
	Ⅱ種地盤	1968年 日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上
		1994年 北海道東方沖地震	8.1	温根沼大橋周辺地盤上
	Ⅲ種地盤	1983年 日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺地盤上
		1994年 北海道東方沖地震	8.1	釧路川堤防周辺地盤上
タイプⅡ	Ⅰ種地盤	1995年 兵庫県南部地震	7.3	神戸海洋気象台地盤上
	Ⅱ種地盤			猪名川架橋予定地地盤上
	Ⅲ種地盤			JR西日本鷹取駅地盤上
				大阪ガス供給所地盤上
				東神戸大橋地盤上
	ポートアイランド内地盤上			

ただし、当該橋梁の直近に活断層帯が存在し、その活断層帯地震の影響が無視できない場合において、第3章 3-1(2)項に基づき設計地震動を設定して耐震性能の照査に用いることを検討できるものとする。

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表現できる解析方法および解析モデルを用いるものとする。
- (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表現できる解析方法および解析モデルを用いるものとする。

(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ことが必要である。

なお、動的解析の実施にあたっては、橋全体系をモデル化した解析を行うことを原則とする。ただし、構造物の固有周期が概ね同一で、水平耐力等が概ね等しい場合のように、適切な設計振動単位に分割が可能な場合には、分割した設計振動単位ごとにモデル化を行ってもよい。

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、コンクリート部材で0.02程度、鋼部材で0.01程度とするのがよい。その他の構造部材については、表3-20を目安としてよい。また、基礎構造に関する減衰定数の設定にあたっては、動的解析の結果へ及ぼす影響が大きいため、耐震設計上の地盤種別等を十分に考慮してその値を設定することが必要である。

表 3-20 各構造要素の減衰定数の値（参考値）

応答範囲	弾性域にある部材		非線形域にある部材	
	線形解析		非線形解析	
構造部材	鋼部材	コンクリート部材	鋼部材	コンクリート部材
上部構造	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.05	0.01	0.02
ゴム支承	0.03		—————	
免震支承	等価減衰定数		0.0~0.01	
下部構造	0.03 ~ 0.05	0.05 ~ 0.1	0.01	0.01~0.02
基礎構造	0.1 ~ 0.3		0.05 ~ 0.3	

なお、地震時水平力分散ゴム支承については、使用するゴム支承の減衰特性を十分に把握した上で適切な減衰定数を設定するのがよい。

(2) レベル2地震動に対する耐震性能2の照査に用いる動的解析方法としては、下記の4種類の方法があるが、動的解析の実施にあたっては、橋脚等の非線形の効果を考慮し、最も精度よく応答値を時刻歴で求めることのできる、部材の非線形性を考慮した非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法を用いることを原則とする。

- 1) 非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法：橋脚等の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んで解析する方法。
- 2) 等価線形化法を用いた時刻歴応答解析法：非線形域に入る部材を等価線形化法の考え方にに基づき、線形部材にモデル化をおこない時刻歴応答解析法により橋の応答を求める方法。
- 3) 等価線形化法を用いた応答スペクトル法：非線形挙動を示す部材を等価線形化法の考え方にに基づき、線形部材にモデル化して応答スペクトル法を用いて応答を求める方法。
- 4) 非線形静的解析法と時刻歴応答解析法を組合せた方法：多自由度系である橋全体系の荷重と変形の関係を非線形静的解析法により求め、それに合致する非線形履歴特性を有する1自由度系にモデル化して時刻歴応答解析法により応答を求める方法。

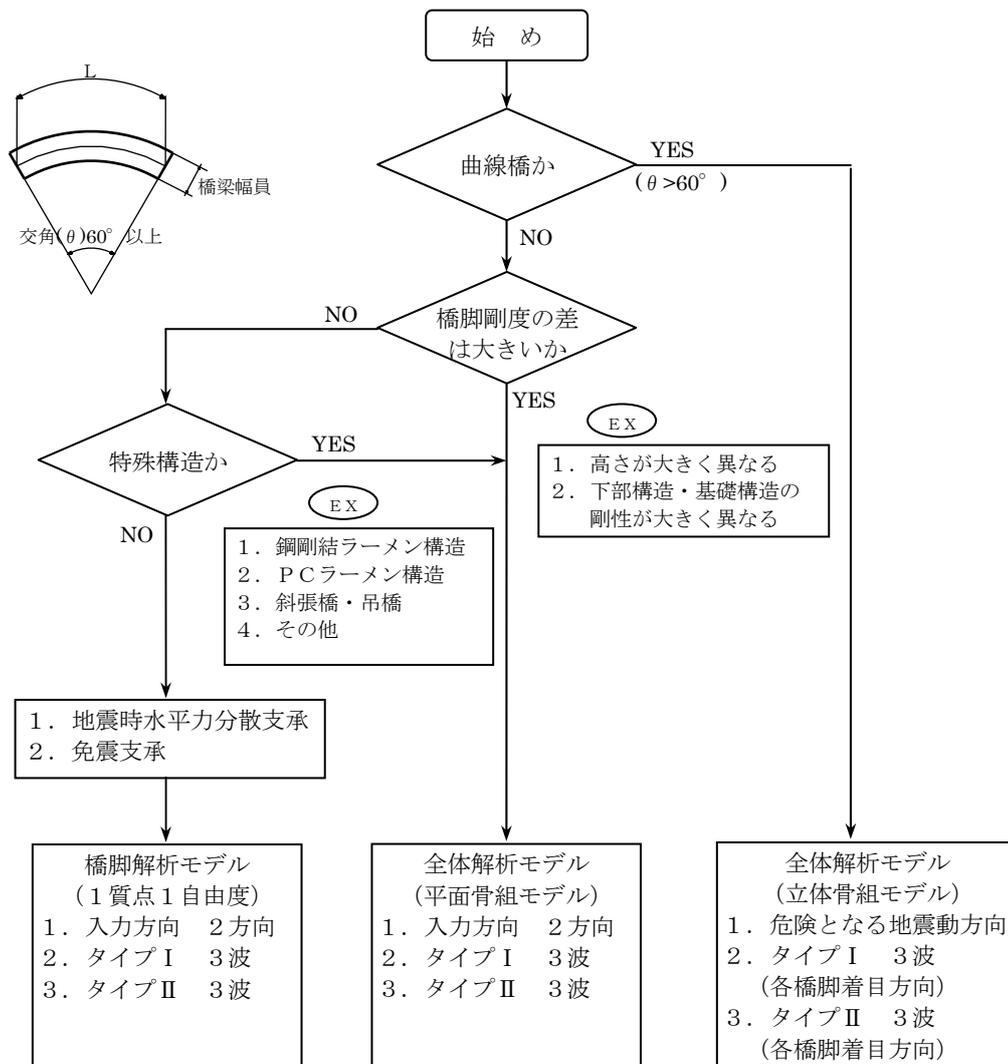


図. 3-25 橋梁のモデル区分

5) 動的解析の実施にあたって、部材のモデル化は当該部材の非線形履歴特性に応じて適切におこなうものとする。部材のモデル化にあたっての基本を連続けた橋を対象にした場合を例として下記に示すものとする。

イ) 上部構造：一般的なけた橋は、その重心位置に線形要素でモデル化した骨組みモデルを作成するものとし、各支間長を4～8等分程度に分割して質点を設けるものとする。

ロ) 支 承：反力分散ゴム支承および免震支承については、スカラーバネにて支承をモデル化するものとし、反力分散ゴム支承には線形特性を、免震支承にはバイリニア型の非線形特性を与えるものとする。

ハ) 下部構造：一般的な鉄筋コンクリート橋脚においては、塑性ヒンジ部を非線形のM～ θ 系(非線形回転バネ+剛部材)の履歴特性モデルにてモデル化をおこなうものとし、質点は橋脚天端と橋脚基部の間を3～4等分程度に分割しもうけるものとする。また、復元力特性としては、剛性低下型トリリニアモデル(武田モデル)を用いてよい。この場合、除荷時剛性低下指数 α の値は、軸力が比較的小さいか中程度の橋脚の塑性ヒンジでは、 $\alpha=0.5$ とするのがよい。

ニ) 基礎構造：基礎構造については、鉛直、水平および回転の3自由度を考慮するものとし、地盤バネはフーチング底面に作用する集中バネでモデル化する。なお、地盤のバネ定数は、道路橋示方書V.耐震設計編に示される動的変形係数 E_0 を用いるものとする。

ホ) 減衰モデル：線形解析をおこなう場合の減衰モデルは、ひずみエネルギー比例減衰を標準とするものとし、非線形解析をおこなう場合の減衰モデルは、レイリー減衰を標準とするものとする。

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応力度および許容変位等と比較することによりおこなうものとする。
- (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によりおこなうものとする。

(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おこなう。

3) 上部構造：

- イ) 設定した上部構造の限界状態に基づき、応答値が限界状態を超過していないことを照査する。
- ロ) 曲げモーメントに対する照査：応答曲げモーメントが初降伏モーメントを超過していないことを照査する。ただし、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のように主桁部分に副次的な塑性化を考慮する場合においては、表 3-17 に示す曲率により照査する。
- ハ) 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。
- ニ) 桁遊間に対する照査：支承部の変形量が桁遊間量に比べて小さいことを照査する。

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し、橋全体としての水平耐力が過度に小さくなっていないことおよび変形が過度に大きくなっていないこと等に配慮することが望ましい。

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ことが望ましい。

$$Pa \geq 0.4 \cdot c_z \cdot W$$

ここに、Pa：橋脚の地震時保有水平耐力(N)

c_z ：地域別補正係数

W：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(N)

また、動的照査法にて耐震性能の照査をおこなった結果として、耐震性能を満足していないと判断された場合には、解析結果の妥当性を慎重に評価をおこない、動的解析の結果を用いて耐震設計をおこなうものとする。

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おこなうものとする。
- (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ものとする。
- (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おこなって決定するものとする。

(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ものとする。

(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ものとする。

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ものとする。

(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、この限りではないものとする。

(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おこなうものとする。

(3) 動的照査法に用いる免震支承のモデルは、採用する免震支承に応じた適切なものを用いることが必要である。

(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) 基礎周辺の土層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、減衰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) 支承に負反力が生じ、支承の性能が確保されない場合。

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おこなうものとする。

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ものとする。

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眼し慣性力の低減を図る方法も存在するため、橋の構造特性等を十分に考慮し検討をおこない、対象としている橋に最も望ましい免震構造の採用をおこなうものとする。

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おこなうものとする。

(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おこなう場合、用いる免震支承の特性に応じた適切なモデル化をおこなうものとする。

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おこなう場合には、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おこなうものとする。

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おこなうものとする。

(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ものとする。

(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おこなうものとする。

- (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おこなってもよい。

- (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。

$$P_{ui} = (M_{ui} + M_{li}) / h_{si}$$

ここに、 P_{ui} : i 橋脚の破壊形態判定時の終局水平耐力

M_{ui} : 橋脚上端の終局曲げモーメント

M_{li} : 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、ラーメン橋は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を有する。

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も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、設計上の簡便さを考慮して1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分に分割して耐震性能の照査をおこなうものとする。

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、別途考慮するものとする。

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ものとする。
- (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なうものとする。
- (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ものとする。
- (5) 仮定鋼重と仮定剛度は、実際値との照査を行なうものとする。
- (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疲労の向上に留意する。

疲労設計については第7章を参照すること。

(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ものとする。

(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に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。

各床版の詳細については第2章を参照すること。

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、主けた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) SMA400 材 (SM400 材) を用いる板厚は 25mm までとし、25mm をこえる場合は SMA490 材 (SM490Y 材) とする。

2) SMA570 材 (SM570 材) は少数主けた橋、連続げたの中間支点上、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。

- 3) 床組は SMA400 材 (SM400 材) ・ SMA490 材 (SM490Y 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、SMA400 材 (SM400 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) 箱桁内面の補剛材は一般鋼材とし、D 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 14 年 3 月) 4. 1. 4 および 8. 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 一定キス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 (SMA400CW, SMA490CW, SMA570W, SM400C, SM520C, SM570) 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ものとする。
- (4) 箱桁の内面は安定錆の形成が困難であるため、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 塗装系 (変性エポキシ樹脂塗装内面用) を施すものとする。

1-2-4 塗装仕様

- (1) 外面塗装はC-4 塗装系を原則とする。
- (2) 箱桁の内面塗装はD 塗装系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）を原則とする。

- (1) 外面塗装は、塗装の寿命を長期化することを目的とし、C-4 塗装系を採用することを原則とする。
- (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 塗装系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）を用いるものとする。

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 上部工形式の選定(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、安定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及び伸縮装置は、重防食塗装D系（タールエポキシ塗料）を採用する。

- (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 5.1」を基本とした。
- (2) 無塗装耐候性鋼材を採用した橋梁では、安定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 げた及び箱けた下フランジの連結部は10mm～20mm の隙間を空ける。
 - 2) I げた外げた補剛材のスカールアップはR=50mm とするものとする。
 - 3) 下部工橋座面は排水勾配を付す。

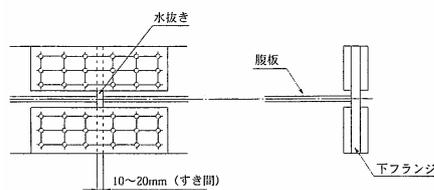


図 4-1 下フランジの連結部

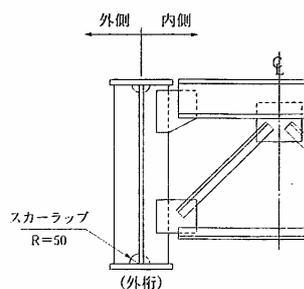


図 4-2 外げた補剛材のスカールアップ

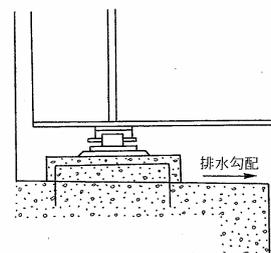


図 4-3 下部工橋座面の排水勾配

(3) 桁の端部及び伸縮装置は非常に腐食し易い環境にあるため、さびの安定化は図れない。したがって、今後の維持管理軽減を考慮して重防食塗装D系（タールエポキシ塗料）を採用する。

1-3 斜橋

斜角は原則として 60° 以上とするが、構造的な上からは、 70° 以上とすることが望ましい。

やむをえず、斜角が 60° 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ものとする。

1-4 曲線橋

曲線橋の主げた構造は、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、合成げたを曲線橋とする場合では、その中心角 ϕ は 5° を超えてはならない。

(1) 平面線形が曲線の場合でも、できるだけ直線げた、または支点上での直線折れげた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 4-4 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ものとする。

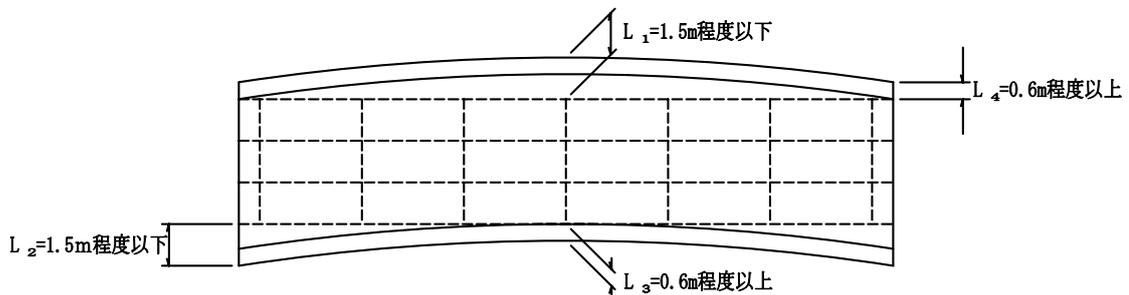


図 4-4 曲線橋における床版張出し長（車道部）

(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 4-5 のとおりとする。

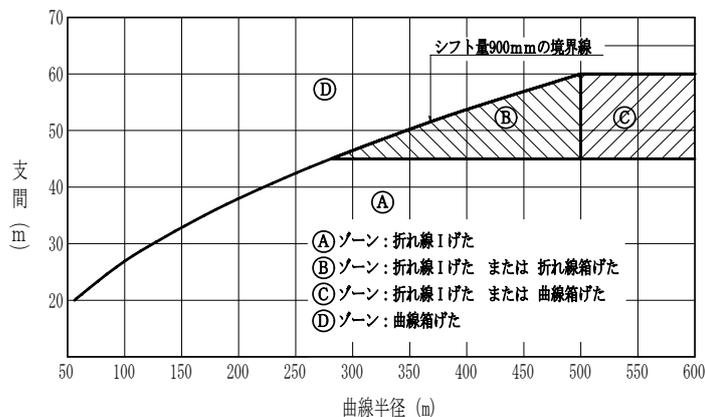


図 4-5 支間長、曲線半径による形式選定図

- 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、少数鋸桁のように床版と主構が共同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、けた高の制約（輸送およびけた下余裕）を考慮したうえで、できるだけ I げたを採用するものとする。
- (3) 曲線橋に合成げた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 ϕ が 5° を上回ってはならないものとした。（下図参照）

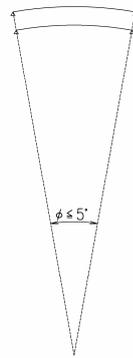


図 4-6 曲線合成げたを採用する場合の最大中心角

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Ⅱ8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割抑制の観点から、道示Ⅱ8.2.5 P246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Ⅱ8.2.4によって求めるものとする。
- (2) 剛性の著しく異なるけたで床版が支持されている場合は、床版支持けた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おこなうものとする。

分配横げたを有する並列げたの場合で、外側主げたと内側主げたの断面二次モーメントの比が2.0程度以下であれば、支持けた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。

箱げた形式などの剛性が著しく異なるけた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ものとする。

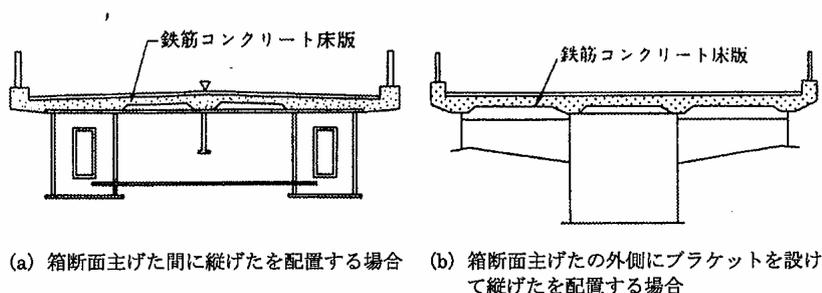


図4-7 床版の支持けた相互の剛性が著しく異なる場合の例

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ものとする。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$$

ここに、 d = 床版の厚さ (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 = 道示Ⅱ8.2.5に規定される床版の最小全厚 (cm) (小数第2位を四捨五入し小数第1位まで求める。ただし16cm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4-2による。

k_2 = 支持げた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。

$$k_2 = 0.9 \sqrt{M/M_0} \geq 1.0$$

M_0 : 床版の単位幅(1m)当たりの曲げモーメント (kN・m/m)

M : M_0 に床版の支持げた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 (ΔM) を加えた曲げモーメント (kN・m/m)

表4-2 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) 一般の並列げた橋においては、支持げた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、 $k_2=1.0$ としてよいものとする。

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。
- (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、主げた直角方向とする。
- (6) 連続げたの中間支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ものとする。

- (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ものとする。
また、鉄筋の重ね継手長は下表による。

表 4-3 鉄筋の重ね継手長 (単位:mm)

鉄筋径	D13	D16	D19	D22
非合成げたの場合	410	500	600	690
合成げたの場合	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 分割としてよいものとする。

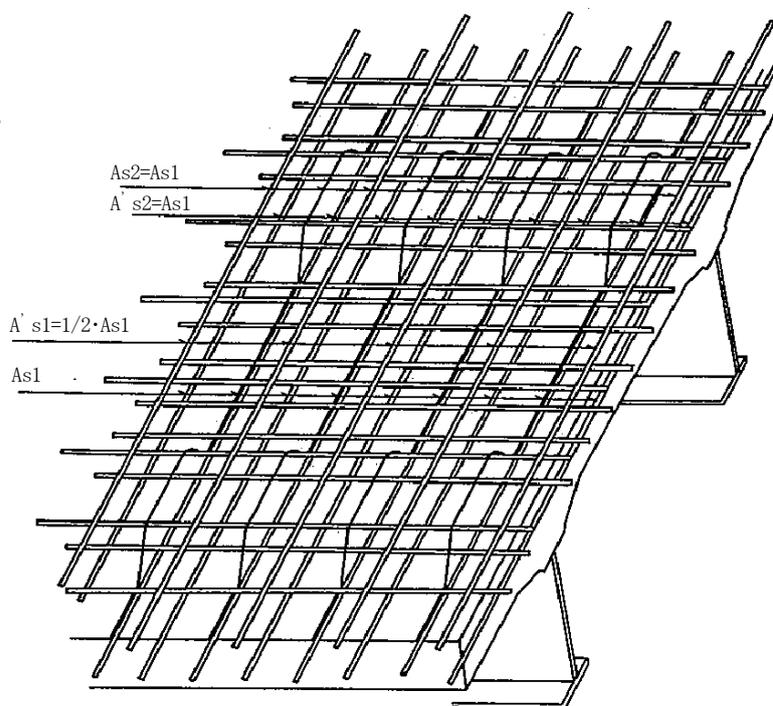


図 4-8 床版の配筋の例

- (4) 斜角が 70° 未満で主鉄筋を主げた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 4-9～図 4-13 のとおりとする。

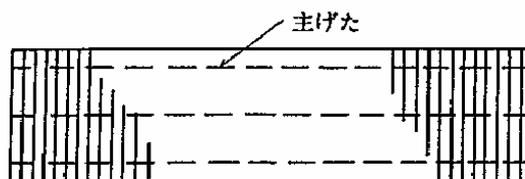
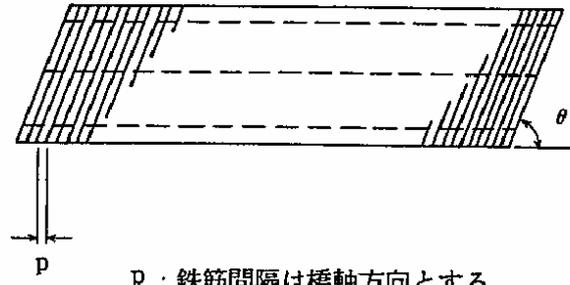
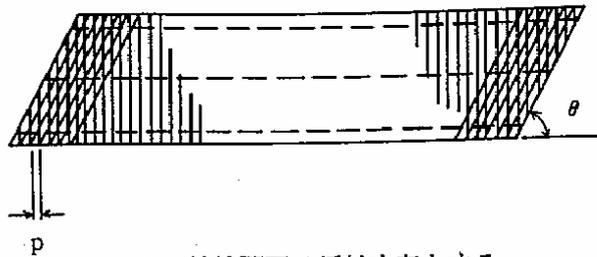


図 4-9 主鉄筋の配筋方向 (直橋の場合)



p : 鉄筋間隔は橋軸方向とする。

図 4-10 主鉄筋の配筋方向 (斜角 $90^\circ > \theta \geq 70^\circ$ の場合)



p : 鉄筋間隔は橋軸方向とする。

図 4-11 主鉄筋の配筋方向 (斜角 $\theta < 70^\circ$ の場合)

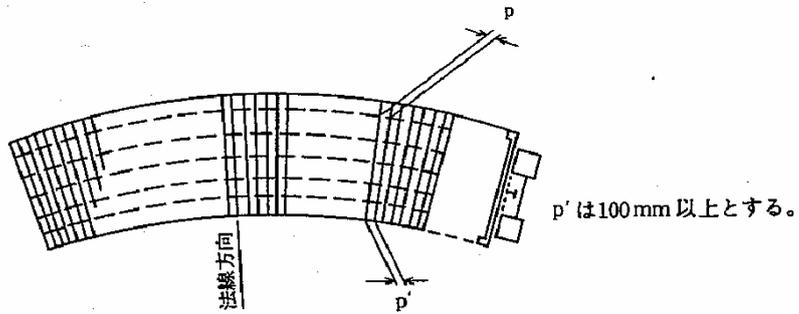


図 4-12 主鉄筋の配筋方向 (支承線が法線方向と一致する曲線橋の場合)

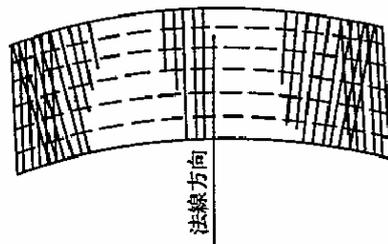


図 4-13 主鉄筋の配筋方向 (支承線が法線方向と異なる曲線橋の場合)

- (5) 連続げた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D19 mmを可能な範囲で狭い間隔（ただし10 cm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ものとする。

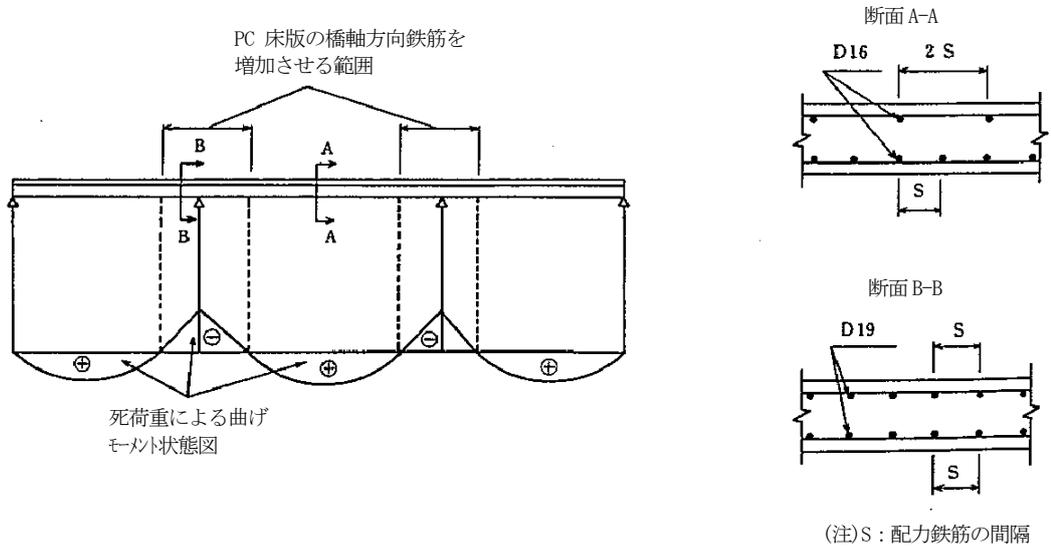


図 4-14 橋軸方向鉄筋を増加させる範囲

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

主げたと合成作用を考えない床版 $\sigma_{ca} = 8\text{N/mm}^2$
($\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$)

主げたと合成作用を考える床版 $\sigma_{ca} = 8.5\text{N/mm}^2$
($\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$)

2) 鉄筋

SD345 $\sigma_{ta} = 140\text{N/mm}^2$

(1) 剛性防護柵（鉄筋コンクリート壁）のコンクリートの許容応力度は、施工性、安全性、省力化などから地覆と剛性防護柵を一体と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、床版と同じ値とする。

主げたと合成作用を考え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^2

活荷重+風荷重 : 140N/mm^2

風荷重のみ : 140N/mm^2

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^2 程度とする。

2-7 ハンチ

床版には、原則として支持げた上にハンチを設けるものとする。

- (1) 床版作用によって主げた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ものとする。
- (2) ハンチ高は、原則としてウェブ上（箱桁の場合はけた中心）より 70~80mm とし、添接板上面より 20 mm 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 80 mm をこえる場合には、道示 II 8.2.10 によりハンチに用心鉄筋を配置するものとする。

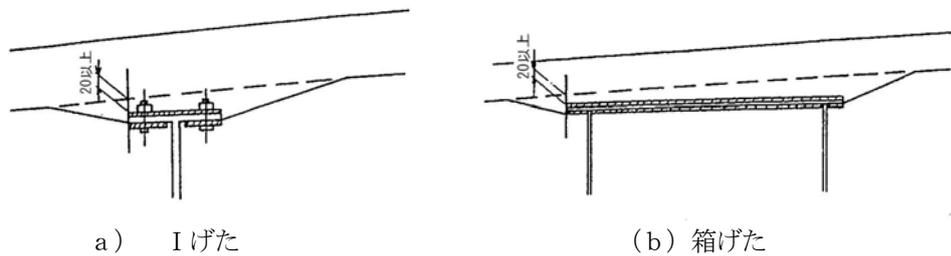


図 4-15 ハンチの高さ

- (3) 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こう配が一定の場合は、全長を一定とするが、ハンチ高または床版の横断こう配が変化することは、最大のハンチ高で 1:3 の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ものとする。

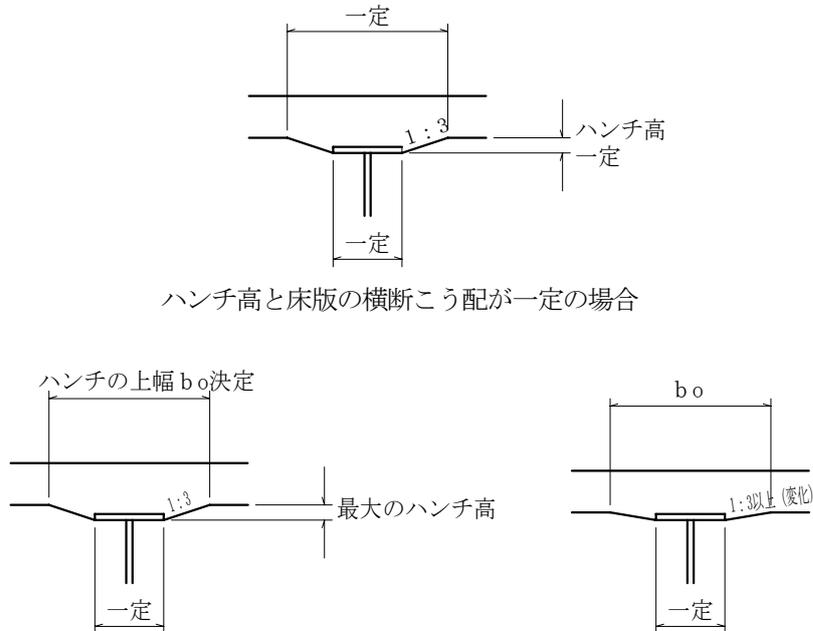


図 4-16 ハンチ形状

- (4) 箱げた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 5 cm 以上の場合に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、縦断こう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ものとする。

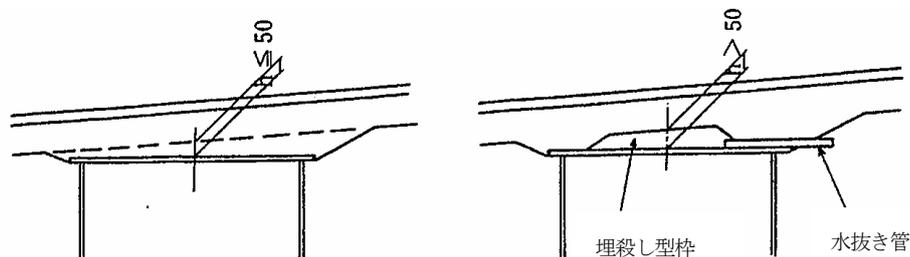


図4-17 箱げたのハンチ

2-8 けた端部の床版

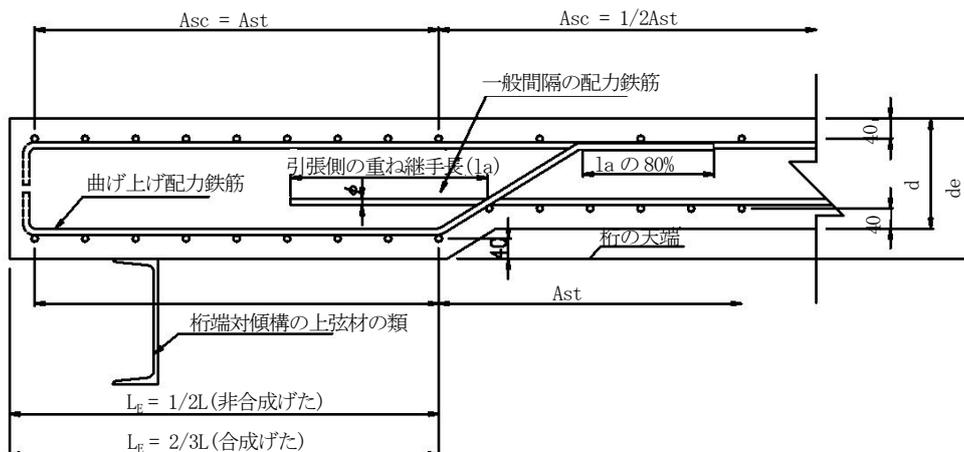
- (1) けた端部の車道部分の中間部床版は、原則として十分な剛度を有する端横げたで支持するとともに、床版厚さをハンチ高だけ増すものとする。
- (2) けた端部の車道部分の片持部床版は、必要に応じて端ブラケットなどで支持するものとする。

(1) けた端部の床版は、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、けた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けた端部の床版に作用しやすいことから、けた端部の車道の中間部床版は、十分な剛度を有する端横げたで支持するものとする。

(2) けた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Ⅱ8.2.4 表 8.2.1 に規定する値の 2 倍の曲げモーメントに対し、けた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ものとする。

(3) けた端部における端横げた、端ブラケットの剛度は、道示Ⅱ8.2.11 けた端部の床版によるものとする。

(4) けた端部の構造は、原則として図4-18、図4-19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 : けた端部の床版の厚さ

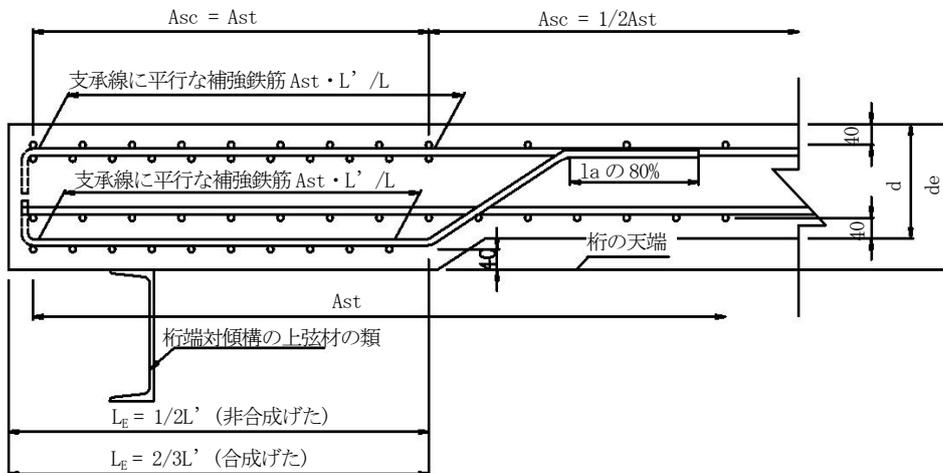
L : 橋軸直角方向の床版支間長

LE : けた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4-18 けた端部の構造(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 : けた端部の床版の厚さ

L : 橋軸直角方向の床版支間長

LE : けた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

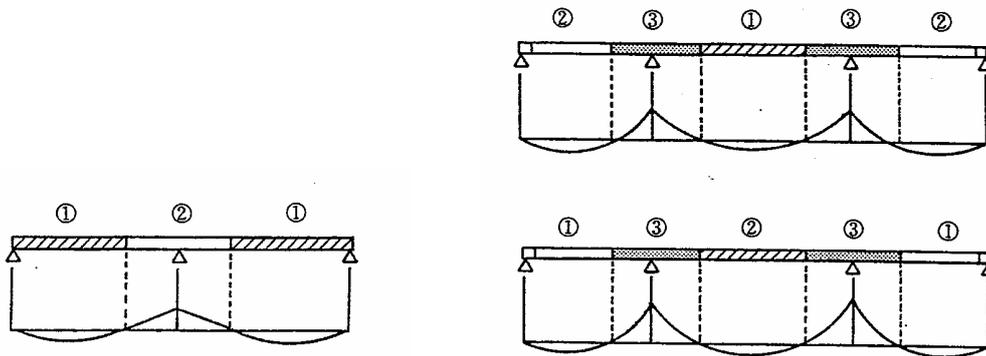
注) 床版端部が鋼板(鋼製伸縮装置)で囲まれていない構造は配力鉄筋を端部で点線のように折曲げる。

図4-19 けた端部の構造(斜角 $\theta < 70^\circ$ の場合)

2-9 床版コンクリートの打設

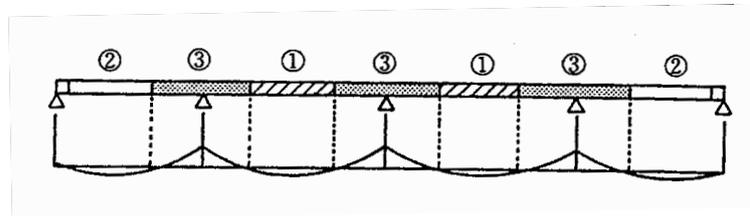
鋼橋の床版においては、上部工の形式により打設順序が異なることから、設計時に打設ブロック割、打設順序などについて検討するものとする。

- (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、決定するものとする。
 - 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けたの変形により、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ものとする。
- (2) 一般におこなわれている床版コンクリートの打設順序は、おおむね図4-20のとおりである。

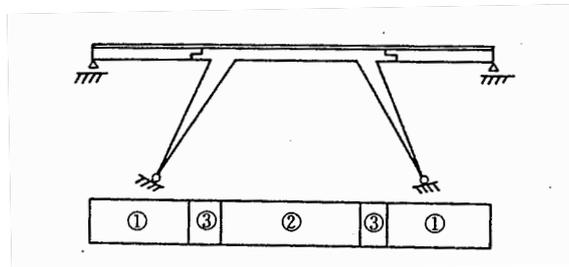


(a) 2 径間連続げた橋

(b) 3 径間連続げた橋

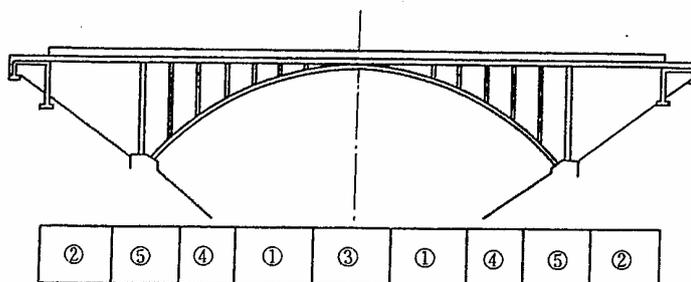


(c) 4 径間連続げた橋



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 4-20 床版打設順序の例

第3章 プレートガーダー一般

3-1 主げたの配置

- (1) 主げたまたはトラス橋などの縦げたは、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) 主げた、または縦げたの間隔は、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4-21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、主げた、または縦げた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、主げた、または縦げた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。

	昭和47年	昭和46年	平均
\bar{a}	0.731b	0.721b	0.726bb
σ	0.090b	0.103b	0.096b

\bar{a} : 平均値 σ : 標準偏差

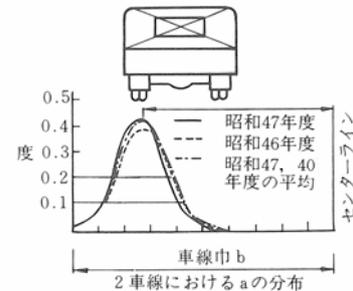


図4-21 2車線道路における a の分布

図 4-21 車両の軌跡

(2) 主げた、または縦げたの間隔は、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、外げた位置は、床版の耐久性および外げた内げた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げたは、主げた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、プレートガーダーは格子構造とし、荷重分配作用を考慮するものとする。
- (2) I げたおよび箱げたの格子剛度 (Z) は10以上とする。格子剛度が $Z=10$ 程度以下になると主げた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、 $Z=25$ 程度では $Z=\infty$ 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、主げたと横げたとの取合いや鋼重の軽減の程度などを考慮して、 $Z=15\sim 20$ 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 : 横げたの断面二次モーメント (m⁴)
 I : 主げたの断面二次モーメント (m⁴)
 ℓ : 支間長 (連続げたでは等価支間長) (m)
 a : 主げた間隔 (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。

$$\gamma = \frac{G \cdot K + E \cdot I_w (\pi / L)^2}{E \cdot I_y}$$

ここに γ : ねじり曲げ剛度
 G : せん断弾性係数 (N/mm²)
 K : 純ねじり定数 (mm⁴)
 E : ヤング係数 (N/mm²)
 I y : 断面二次モーメント (mm⁴)
 I w : そりねじり定数 (mm⁶)

3-3 断面変化位置及び部材長

- (1) 主げたの断面変化位置 (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ものとする。
- (2) 最大断面力位置での連結は、避けるものとする。
- (3) 部材長は現地および輸送経路を調査のうえ決定するものとする。

(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ものとする。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、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。

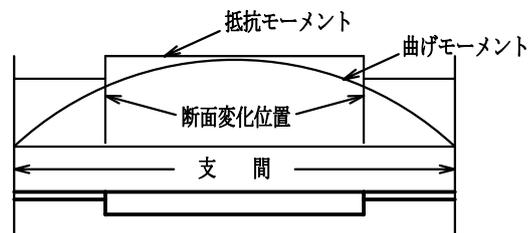


図 4-22 断面変化位置

(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。

3-4 主げたの断面構成

- (1) 主げた断面は、各橋種に応じて、設計、製作、輸送架設および維持補修上、最適な構成とするものとする。
- (2) けた高は、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ものとする。
- (3) 断面変化は、原則として継手位置でおこなうものとする。
- (4) I げたの上下フランジ幅は、原則としてそれぞれけた全長にわたり同一幅とする。
- (5) 腹板厚は、原則としてけた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) 標準的なけた高の範囲は、「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けた高を決定するものとする。

(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おこなうものとする。

(4) 連続げたの下フランジ幅は、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を基本とするものとする。連続げたの上フランジ幅は、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けた全長で同一幅とする。

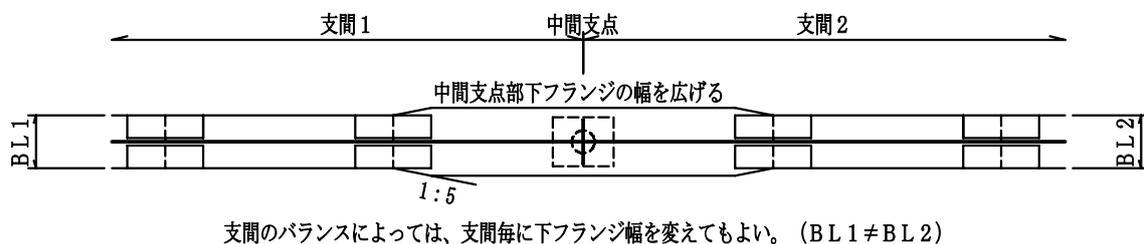


図4-23 連続げたの中間支点部の下フランジ幅

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4-24のようにする。この場合は、溶接箇所での疲労照査を行うものとする。

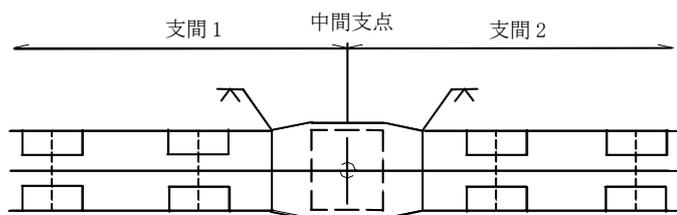


図4-24 連続げたの中間支点の一部を拡幅する場合の下フランジ幅

- (5) 連続げた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、厚くした腹板厚をけた全長通すことは避け、板継ぎ溶接で対応するものとする。
- (6) 水平補剛材は原則として1段までとするが、変断面の連続げたの中間支点付近で、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ものとする。
- 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13 mmでおさまるけた高まで水平補剛材1段とし、それをこえるけた高では腹板厚を11 mm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ものとする。

3-5 部材断面

最大けた高・最大部材幅は、輸送上の制約から 3.0m を標準とする。

- (1) けた高が 3.0m をこえる場合は、ウェブを縦継ぎするものとする。
- (2) 1 箱げた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ものとする。
- (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ものとする。

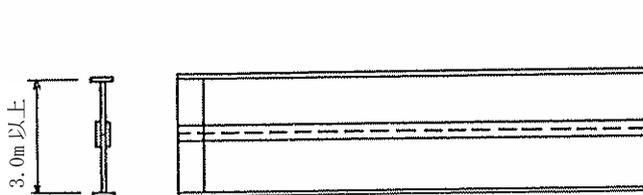
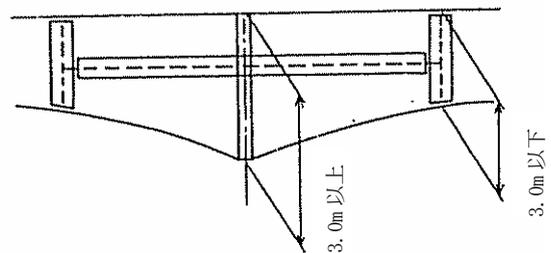


図 4-25 等断面ウェブの縦継ぎ図



4-26 変断面ウェブの縦継ぎ

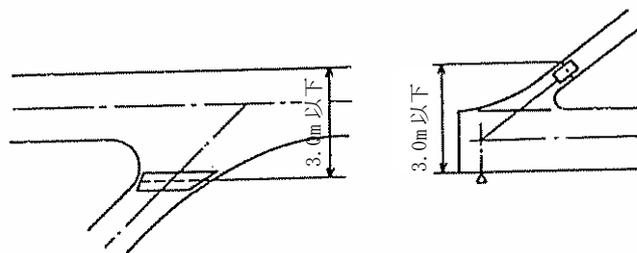


図 4-27 隅角部での板継ぎ

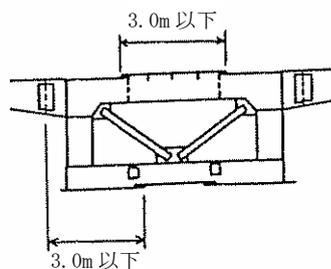
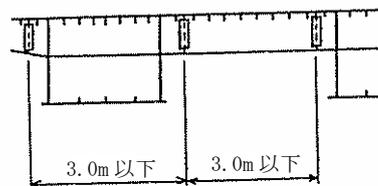


図 4-28 1 箱桁橋の部材幅図



4-29 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、施工性をふまえて適切に決定する。
- (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) を用いるものとする。
- (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ものとする。
- (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、十分な検討をおこなうものとする。
- (5) 主げたの現場継手位置は、原則として垂直補剛材間に配置するものとする。
- (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ープレートを一体化した連結板を用いるものとする。

(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 F10TW (F10T) を使用するものとする。

(3) 連結部の構造は、以下の事項に留意するものとする。

- 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 4-3 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 げた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ものとする。

3) 箱げた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ものとする。

(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ものとする。

(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、無視してよいものとする。

3-7 骨組

骨組については、斜角および横断こう配などから構造を決定するものとする。

(1) 斜角 70° 以上の場合、横げたは斜め配置でよいが、 70° 未満では直角配置とする。

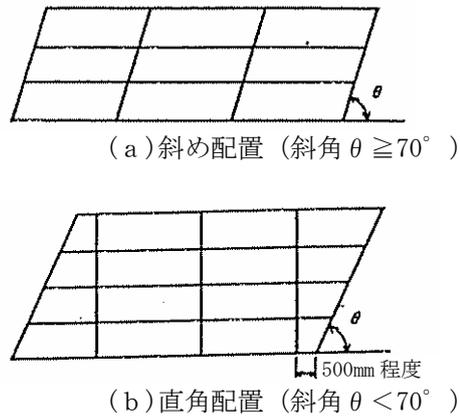


図 4-30 横げたの配置

(2) 荷重分配横げたの間隔は、20m以下とする。

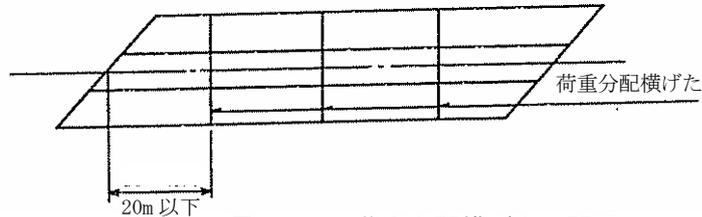


図 4-31 荷重分配横げたの配置

(3) 主げたの骨組は、原則としてハンチ高を一定とし、縦横断調整を横げた対傾構などで行うものとする。

(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ものとする。

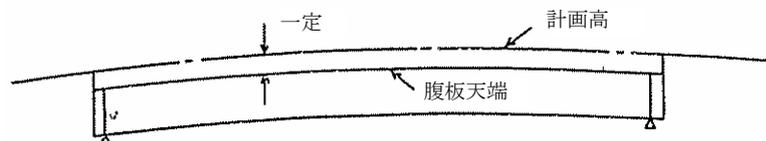


図 4-32 計画高と腹板天端の間隔

3-8 細部構造

- (1) 主げた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) 主げた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ものとする。
- (3) 溶接の集中・交差は避けるものとする。
- (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ものとする。

- (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 20 mm まで (1/5 のこう配をつける) 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、プレキャスト床版を採用する場合には上フランジ上面を、現場打ちの RC 床版の場合には、腹板高をそろえるものとする。

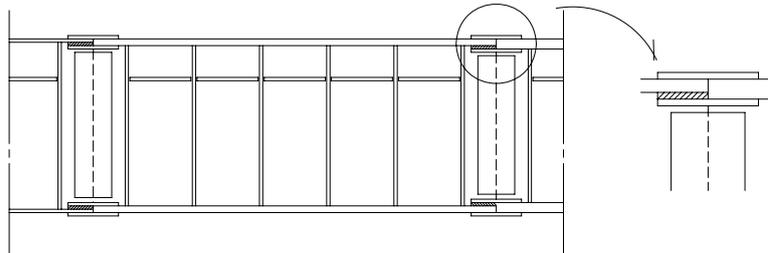


図 4-33 フランジ面をそろえる方法

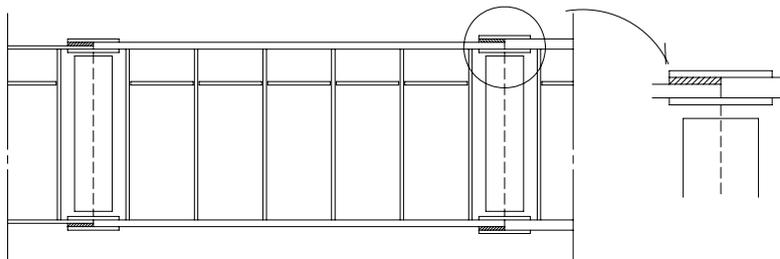
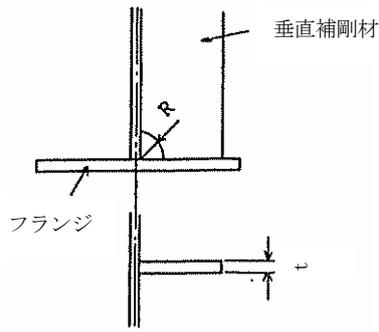


図 4-34 腹板高をそろえる方法

(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 16 mm 以下で 35 mm、16 mm をこえる場合は 40 mm とする。

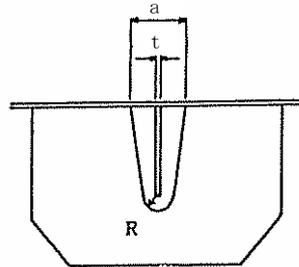


板厚とスカーラップ
半径Rの関係(単位:mm)

t	R
$t \leq 16$	35
$t > 16$	40

図 4-35 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 4-36 に示すとおりとする。



板厚とスカーラップ
形状の関係(単位:mm)

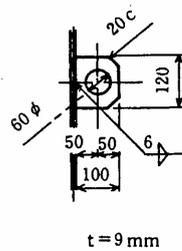
t	a	R
$t \leq 12$	70	20
$12 < t \leq 22$	80	20
$22 < t \leq 32$	90	25

図 4-36 横構ガセットプレートのスカーラップ

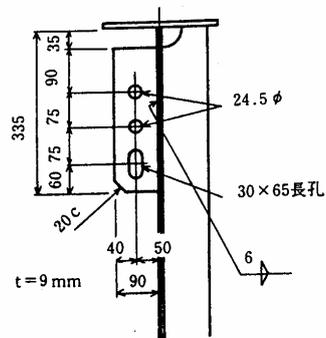
1) 吊り金具は、RC床版打設、塗装作業および架設後の維持管理を考慮し、工場製作の段階で取り付けるものとする。また、吊り金具は用途に応じ次の 2 タイプとし、設置間隔は、Aタイプで 1.8m 以下、Bタイプで 1m 以下とする。

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、けた高が高く (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けたに設置する。



(a) Aタイプ



(b) Bタイプ

図 4-37 吊金具

4) 垂直補剛材と横げた腹板との取り合いは、図 4-38 のとおりとする。

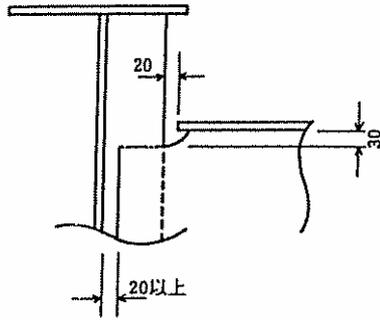


図 4-38 垂直補剛材と横げた腹板

5) 箱げたの内側腹板には、メンテナンスのための切欠きを設けるものとする。

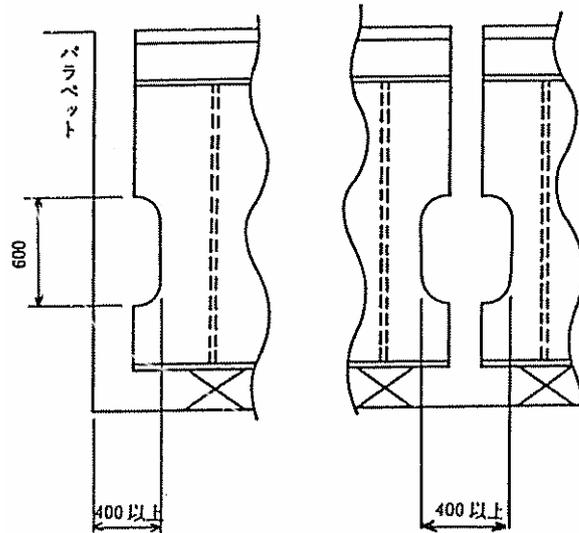


図 4-39 腹板の切欠き

3-9 RC 床版を有する合成げたの構造細目

- (1) 合成げたの設計は、活荷重合成を原則とする。
- (2) 合成げた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げた断面内とする。
- (4) ずれ止めを取り付ける鋼げた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) 合成げたの設計は、活荷重合成と死・活荷重合成げたがあるが、施工のし易さと工程が短くできる活荷重合成げたを原則とした。

(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とするものとした。

(3) 合成げたでは鋼げた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げた断面内とした。

(4) ずれ止めを取り付ける鋼げた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

(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。

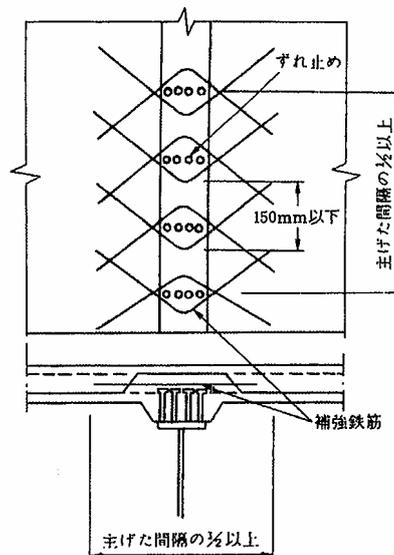


図 4-40 端支点部の補強鉄筋の配置

(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。

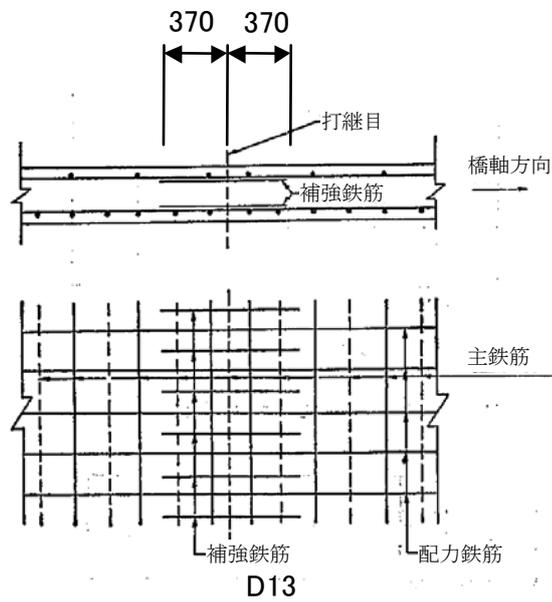


図 4-41 床版の打ち継目の補強

第4章 I げた橋

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ものである。

(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ものである。

(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。

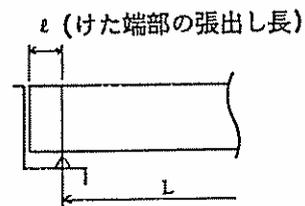
4-2 けた端部の張出し長

けた端部の張出し長は、主げた、支承構造、伸縮装置、排水装置、落橋防止システム等を考慮のうえ、決定するものとする。

けた端部の張り出し長は、直橋の場合には表 4-4 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ものとする。

表 4-4 けた端部の張り出し長

支間長 L (m)	張出し長 l (mm)
$L \leq 20$	200~250
$20 < L \leq 30$	250~300
$30 < L$	300~500



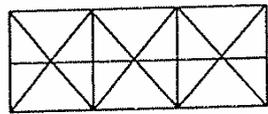
4-3 横桁・横構の配置

横げたおよび横構は、斜角、主げた本数などにより適切に配置するものとする。

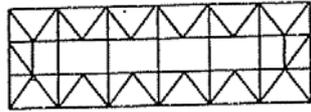
(1) 横げたは、斜角 70° 以上では斜め配置とするが、 70° 未満では直角配置とする。

(2) けた端部の横構配置は取り合いを十分配慮するものとする。

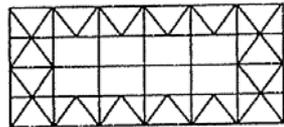
(3) 横げた及び横構の標準的な配置は、図 4-42 のとおりとする。



3 主げた

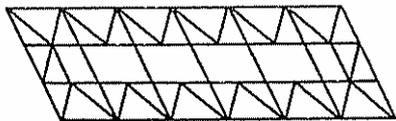


4 主げた

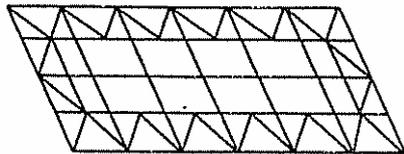


5 主げた

a) 直橋の場合

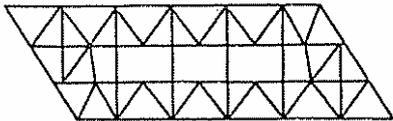


4 主げた

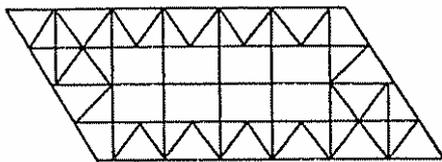


5 主げた

b) 斜橋で斜角 70° 以上の場合



4 主げた



5 主げた

c) 斜橋で斜角 70° 未満の場合

図 4-42 横げた、横構の配置

4-4 垂直補剛材

- (1) 垂直補剛材の間隔は、道示Ⅱ10.4.3の規定を満足するとともに、横げた、対傾構、横構の取り付け位置などを考慮し、決定するものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。
 - 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ものとする。
 - 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ものとする。
 - 4) 床版に接する引張フランジと垂直補剛材は溶接するものとする。
- (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ものとする。
- (5) 鋼げたの支承部では、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、主げたの支点、および横げた、対傾構などの取り付け部のような荷重集中点、ならびに主げたのせん断座屈に対し、道示Ⅱ10.4.3に規定する間隔で配置するものとする。

(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ものとする。

(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、横げた等の取付け部）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。

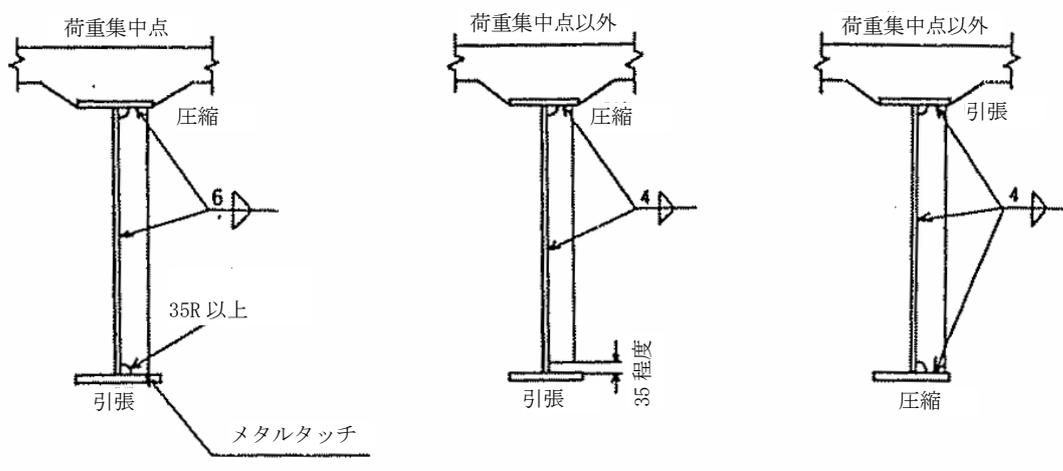


図4-43 支点部以外の垂直補剛材の取り付け方

(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ものとする。

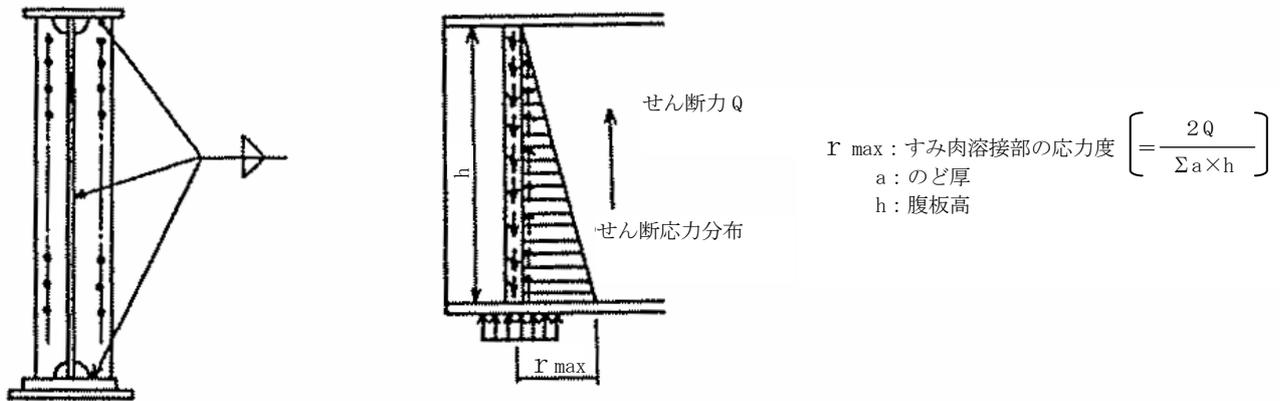


図 4-44 支点部の垂直補剛材の取り付け方およびせん断応力の分布

(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 4-45 のように支承縁端直上の腹板に垂直補剛材を設けるものとする。

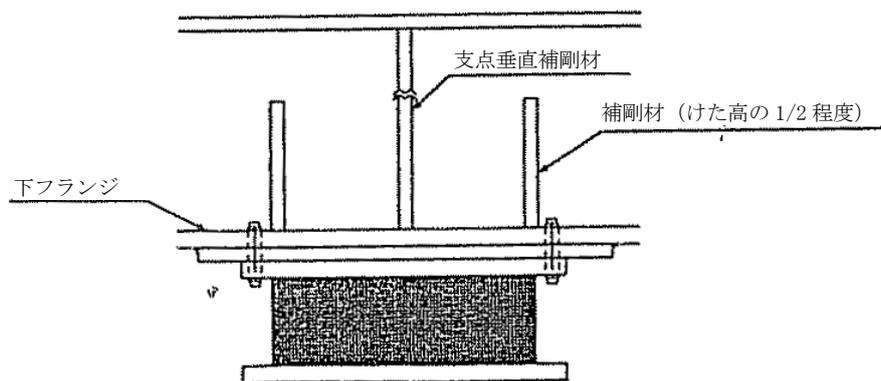


図 4-45 垂直補剛材による支承上の鋼橋腹板の補強例

(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4-46のとおりとする。

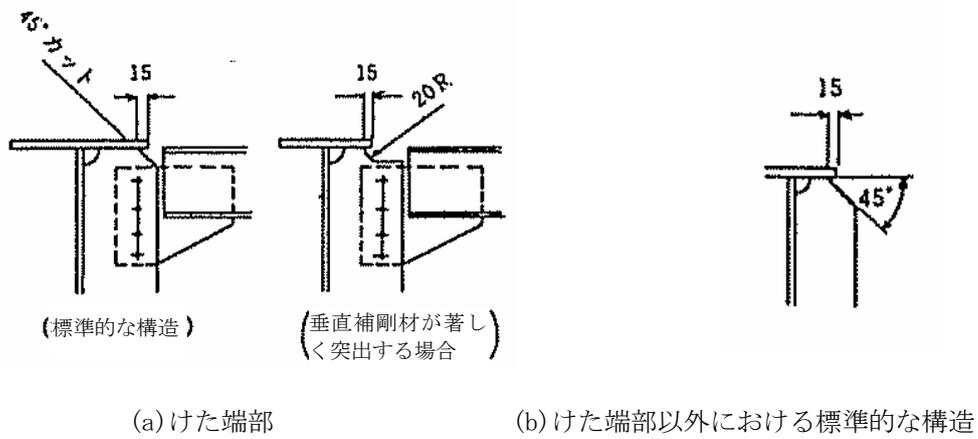


図4-46 垂直補剛材の角落とし

(7) 斜橋の場合の垂直補剛材は腹板に直角に取り付けるものとするが、対傾構、荷重分配横げたの取り付く垂直補剛材は斜めに取り付けるものとする。

(8) 垂直補剛材は内げた、外げた共に橋軸中心線側に取り付けるものとし、板厚についても、端補剛材、中間補剛材別に内げた、外げた共同じとするのが望ましい。

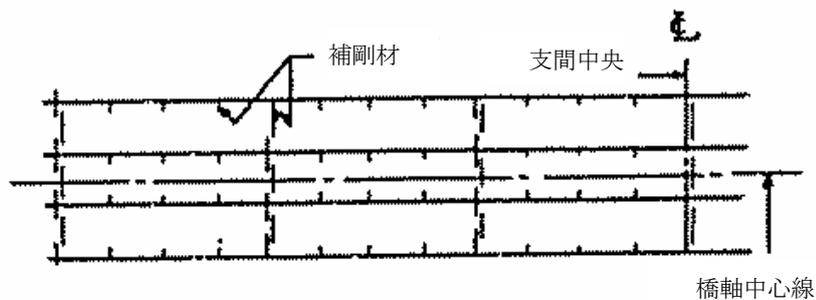


図4-47 垂直補剛材の配置

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ものとする。
- (2) 連続げた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ものとする。

- (1) 水平補剛材は、製作及び美観などを考慮して外げた、内げた共、垂直補剛材と同一面に設置するものとする。

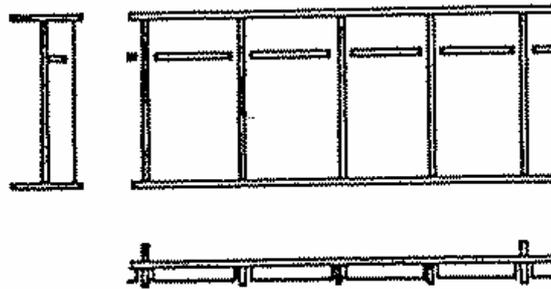


図 4-48 水平補剛材と垂直補剛材の取り付け面

- (2) 連続げた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ものとする。

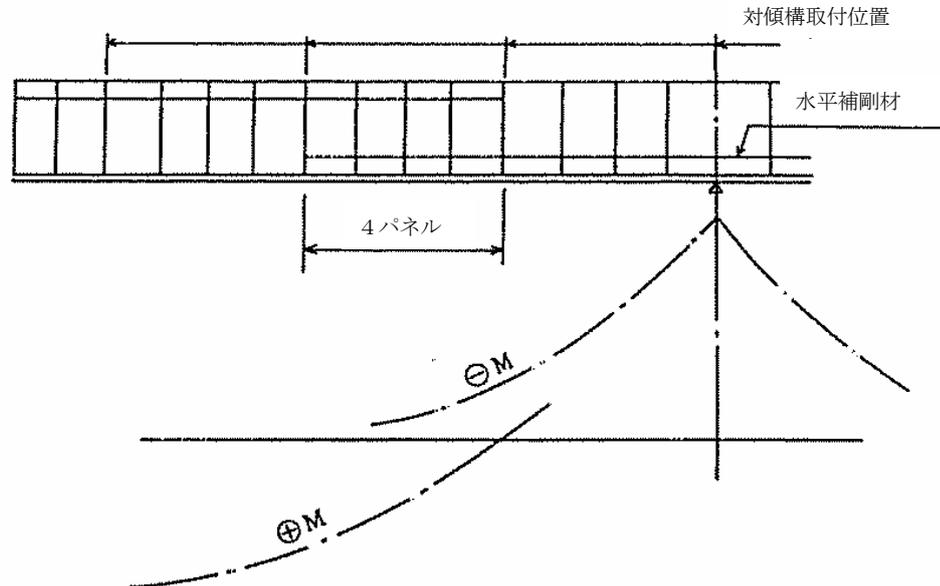


図 4-49 交番応力区間の水平補剛材

- (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。

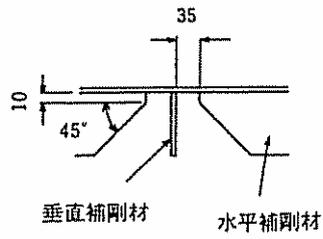


図 4-50 水平補剛材と垂直補剛材の離れ

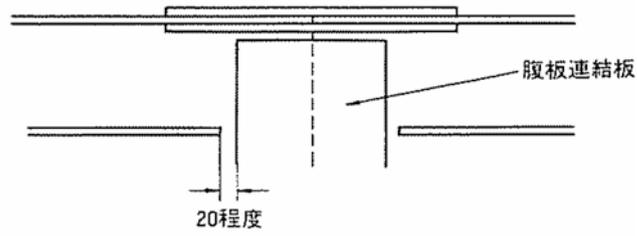


図 4-51 水平補剛材と連結板の離れ

(4) 連続げた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 4-52 の構造とするのが望ましい。

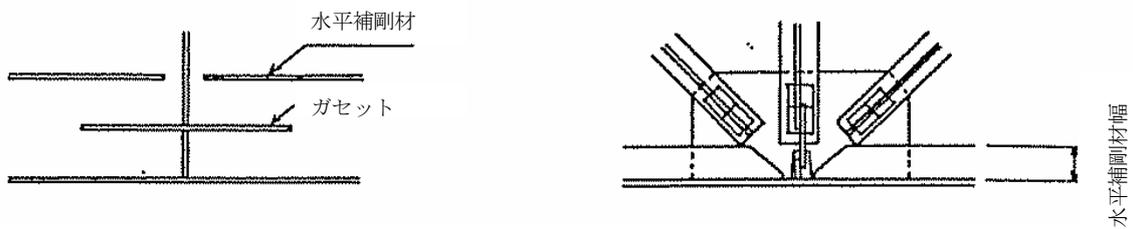


図 4-52 水平剛材と横構部材との取り合い

4-6 荷重分配横げた

- (1) 床版が3本以上のけたで支持され、かつ、けたの支間が10mをこえる場合は、これらのけたの間に剛な荷重分配横げたを設けるものとする。
- (2) 荷重分配横げたの間隔は20mをこえないものとする。

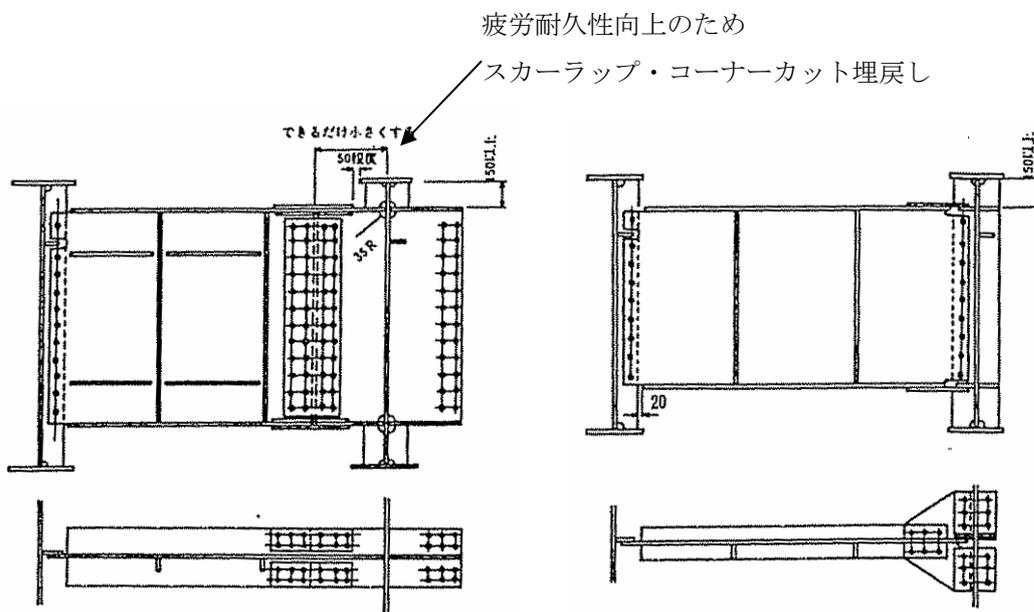
(1) 床版の設計曲げモーメントは、床版を支持するけたの不等沈下はないという仮定のもとに求められることから、この仮定に反しないように、各主げたの相対たわみによる床版への悪影響を除くため、荷重分配横げたを設けるものとする。

(2) 支間が大きくなった場合、支間中央に設置した1本の横げたによる分配効果は、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

(3) 横桁と主げたの連結部は、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。連結分の構造は図4-53(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4-53(a)に示す構造とする。



(a) フランジボルトが8本を越える場合

(b) 一般橋梁の場合

図4-53 主げたと荷重分配横げたの連結構造

4-7 対傾構

- (1) 支点上には、必ず対傾構を設けるものとする。
- (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) 端対傾構は、風荷重および地震荷重など、横荷重の伝達、けた端部の床版と輪荷重の支持、中間対傾構は、荷重の過大な集中の緩和、主げた間の相対たわみの抑制などを目的に設けるものとする。
- 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4-54の構造とし、偏心が少なくなるようにするものとする。
- 5) 端対傾構上弦材に適当な間隔で、スラブ止め（RB16φ×500 SR235）を設けるものとする。

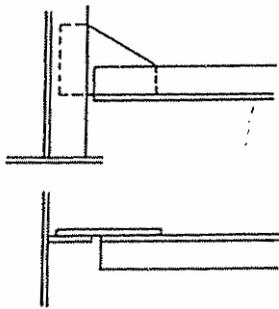


図4-54 端対傾構のガセットの取り付け

4-8 横構

- (1) 支間が25mをこえる場合には、下横構を設けるものとする。
- (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ものとする。
- (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」によるものとする。

- (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、下横構も省略するものとする。

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ものとする。

(2) 下横構に作用する荷重の載荷方法は図 4-55 のとおりとする。

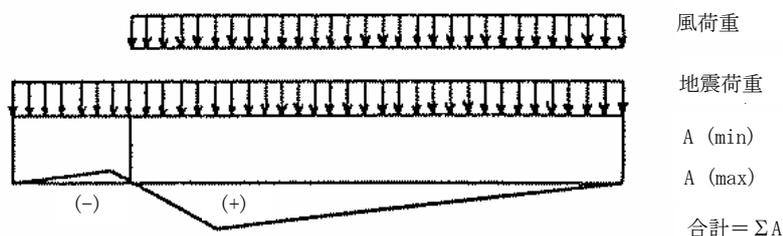


図 4-55 下横構に作用する荷重

(3) I 形プレートガーダーは、主げた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 4-5 に示す値以下とするものとする。

表 4-5 部材の細長化

部材	細長比 (ℓ/r)
圧縮材	1 2 0
引張材	2 0 0

ここに、

ℓ : 引張部材の場合骨組長、圧縮部材の場合有効座屈長 (cm)

r : 部材総断面の断面二次半径 (cm)

(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 II 4.1.5 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。

(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) 斜橋の主げた端部のフランジは、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、フランジの半幅を斜めに切るものとする。

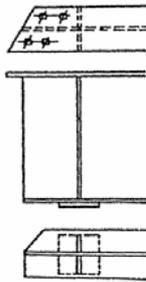


図 4-56 斜橋の主げた端部フランジの形状

(2) 対傾構および横構の取り合い。

1) 端対傾構及び中間対傾構の取り合いは図 4-57、図 4-58 のとおりとする。

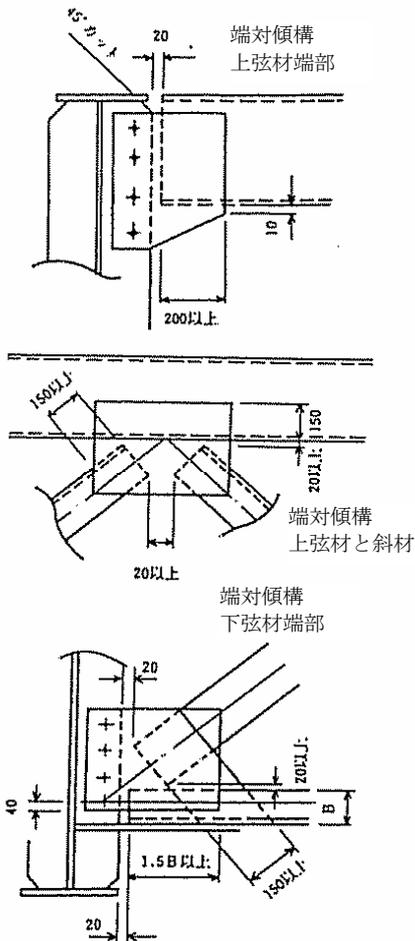


図 4-57 端対傾構

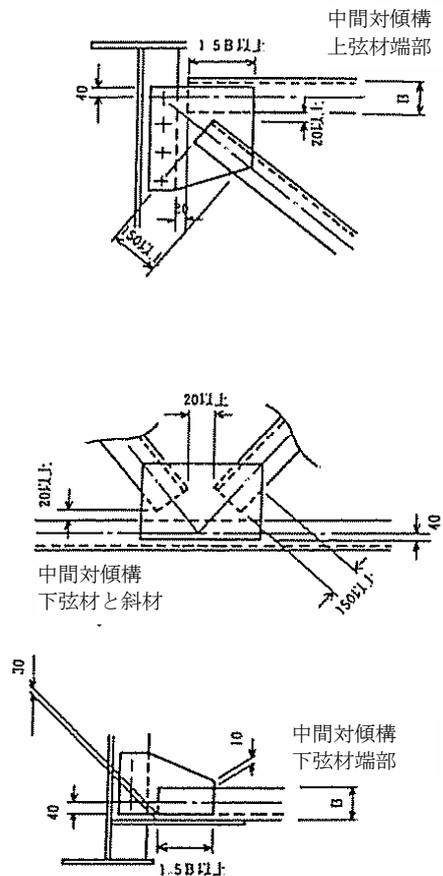


図 4-58 中間対傾構

2) 横構と主げたの取り合いは図 4-59～図 4-61 のとおりとする。

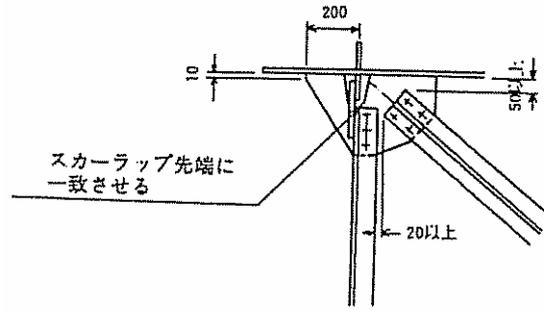


図 4-59 下横構端部

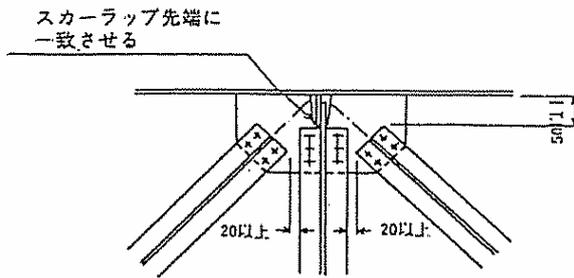


図 4-60 分配横桁位置の横構ガセット

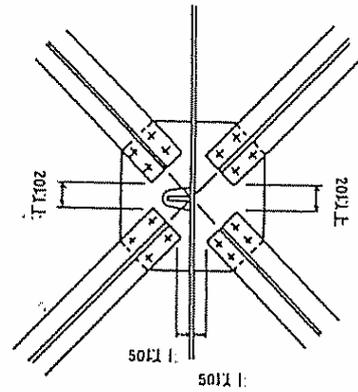
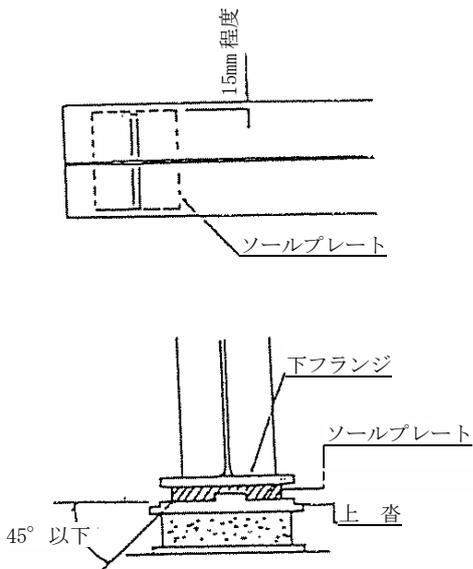


図 4-61 内桁における横構交差部のガセット

(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 4-62 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 4-63 の様に、支承部付近だけを広げるものとする。



ソールプレート下側縁端から 45° で引いた線がゴム支承内になければならない。

図 4-62 ソールプレート幅が下フランジ幅より狭い場合

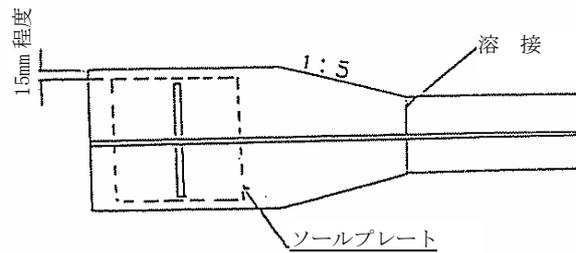


図 4-63 ソールプレート幅が下フランジ幅より広い場合

第5章 箱げた橋

5-1 断面構成

箱げたの断面構成は、構造的性、施工性（製作、輸送、架設）を検討のうえ決定するものとする。

(1) 箱げたは、トラック輸送上から最大部材幅は3.0mとし、図4-64のような単体箱げた、または組立箱げたとする。ただし、曲線げたについては、曲率による部材幅増を考慮する必要がある。

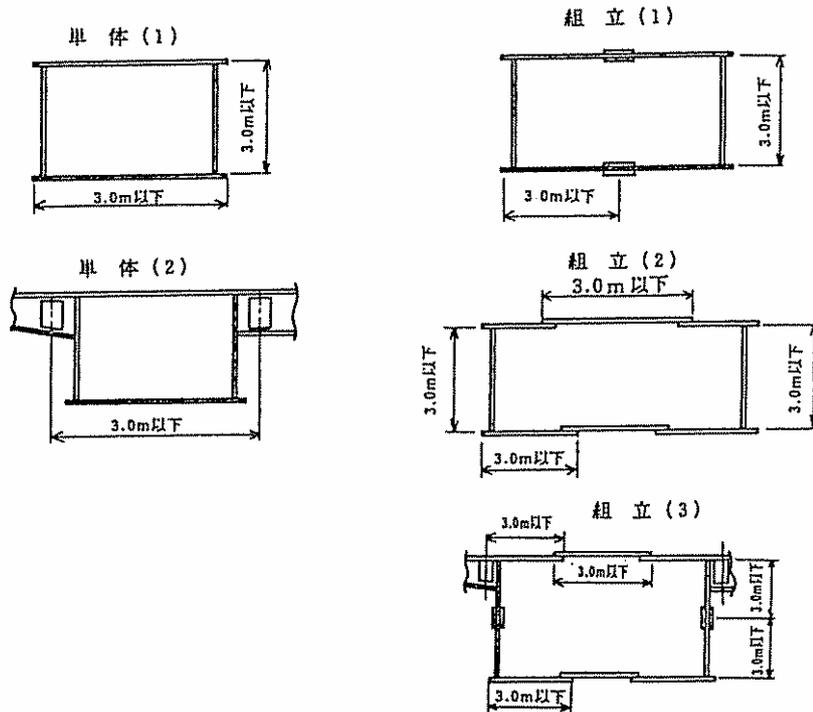


図4-64 箱げたの断面構成

(2) 箱げたの最小寸法は、箱げた内部の作業性から、図4-65のとおりとする。

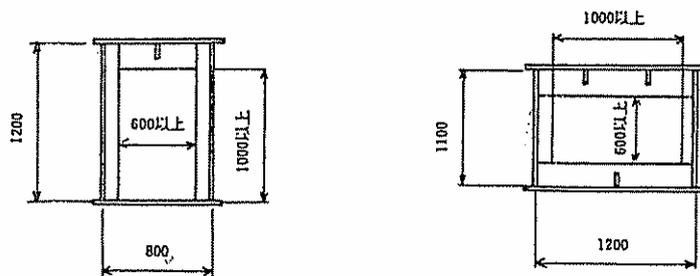


図4-65 箱げたの最小寸法

(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。

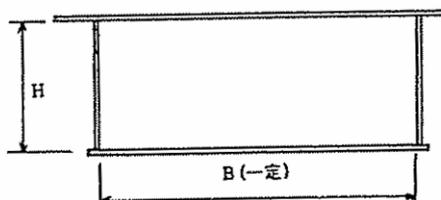
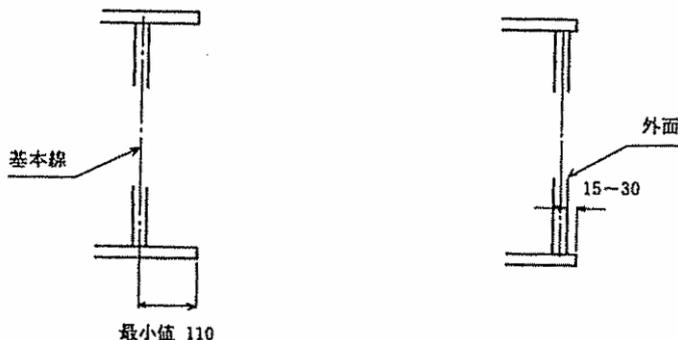


図 4-66 板厚が変化する場合の板面の合わせ方

(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 110mm 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 15~30mm とする。



(a) 支保工が必要な場合

(b) 支保工が不要な場合

図 4-67 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、建築限界などのけた下制限がある場合には横断こう配をつけるものとする。

上フランジは死荷重軽減のため、路面の横断こう配に合わせるものとするが、横断こう配が 2% 以下の場合は、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、箱げた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。

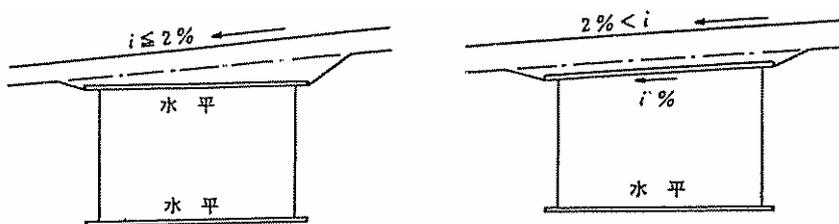


図 4-68 フランジの形状

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、原則として主げたの断面性能に加算するものとする。
- (2) 縦リブはフランジと直角に取り付けるものとする。
- (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ものとする。
- (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、主げたのフランジ側で負担させるものとする。
- (6) 横リブは、原則としてダイヤフラム間に1本以上配置するものとする。
- (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ものとする。
- (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ものとする。

(1) 縦リブは、断面が主げた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、主げたの断面性能に加算するものとする。

(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。

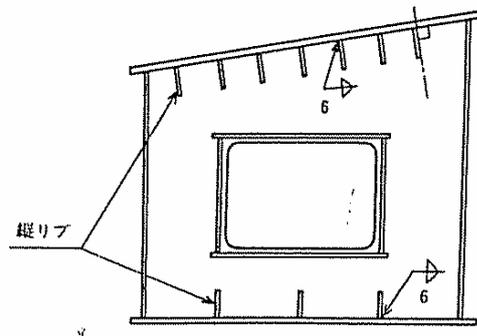


図4-69 縦リブの取付け角度

(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、連続げた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。

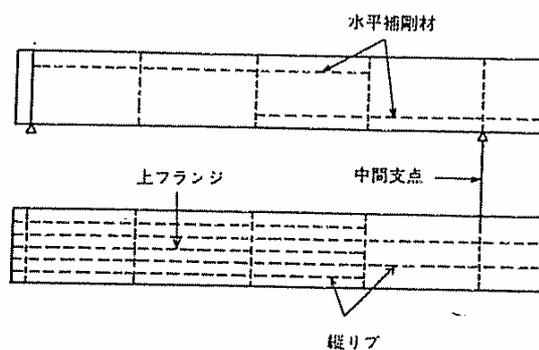


図4-70 縦リブの配置

(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ものとする。

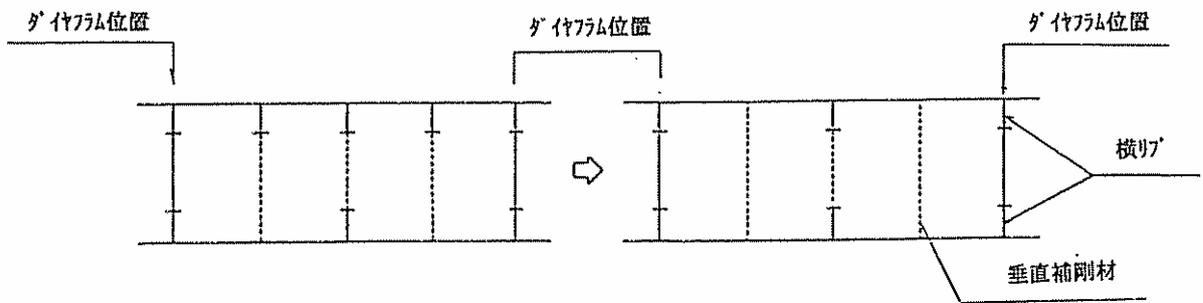


図 4-71 横リブ配置

(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 4-72 のとおりとする。

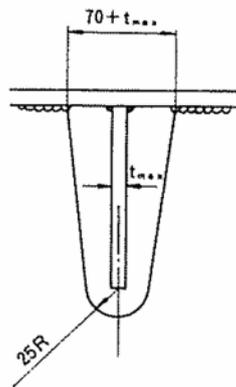


図 4-72 横リブのスカールップ

横リブと垂直補剛材の取り合いは図 4-73 によるものとする。

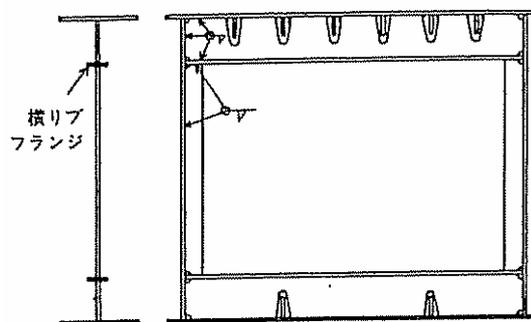


図 4-73 横リブと垂直補剛材の取り合い

5-3 ダイヤフラム

(1) 箱げたには、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けた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ものとする。

(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ものとする。

1) 箱げた支点部には、箱げたの断面形状の保持および箱げた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4-74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。

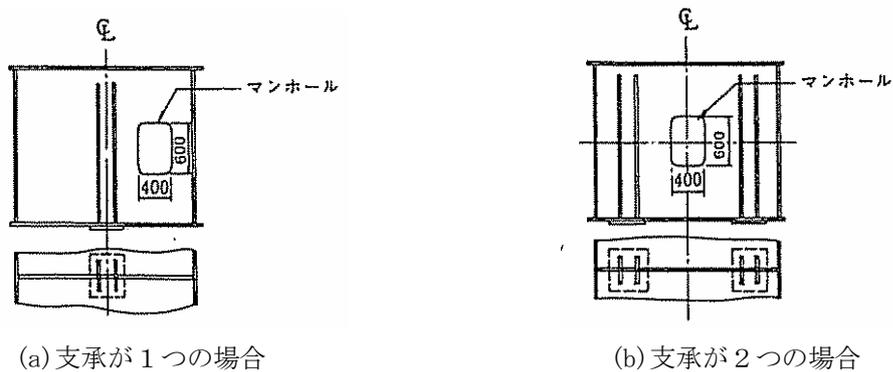
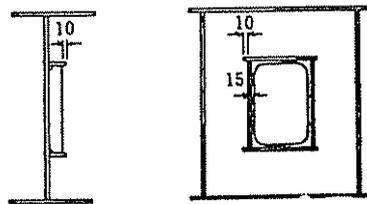


図4-74 支点上ダイヤフラム

2) 中間部には、箱げたの断面形状の保持、横げたおよびブラケット取付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4-75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4-75 中間ダイヤフラム

3) 中間ダイヤフラムの間隔は、原則として6m以下とし、横げた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ものとする。

4) 充腹板方式のダイヤフラムの開口率（ ρ ）は0.4以下とし、次式により求めるものとする。

$$\rho = \sqrt{\frac{b \times h}{B \times H}}$$

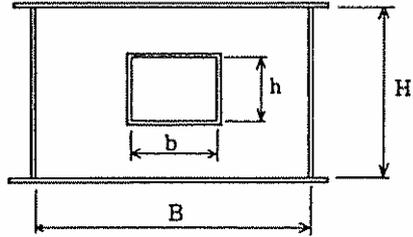


図4-76 充腹板方式のダイヤフラム

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」によるものとする。

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、箱げたに直角に設けるものとする。

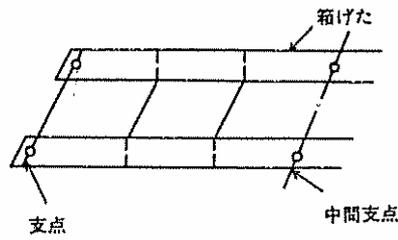


図4-77 箱げたのダイヤフラムの方向

5-4 横げた

並列箱げたでは、原則として6m以下の間隔で横げたを設けるものとする。

(1) 並列箱げたでは、ダイヤフラムの位置に応じて、荷重分配を考慮したI断面横げたを設けるものとする。

(2) 箱げたの剛域を無視して求めた横げたの断面力は図 4-78 に示すように箱げた取り付け部に断面力を移動させるものとする。

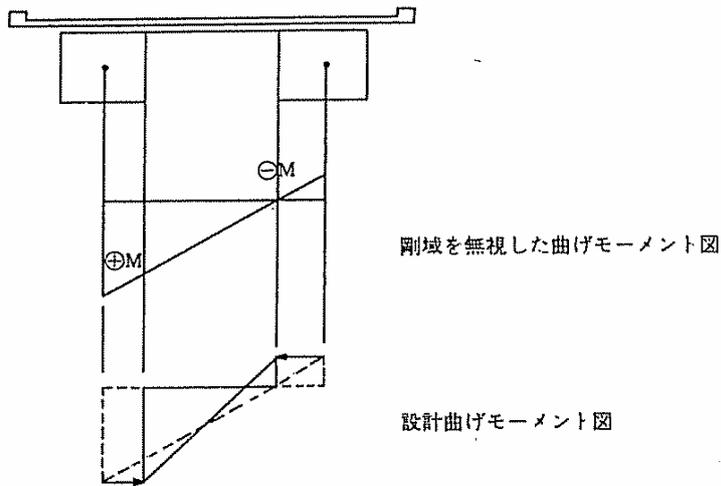


図 4-78 横げたの断面力

5-5 横構

箱げたは横方向の剛性が大きいので横構は省略するものとする。

5-6 支承配置

並列箱げたは、原則として1主げた1支承とする。

箱げたでは支点におけるねじりモーメントが大きいため、1主げた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げたにおいては、原則として1主げた1支承とする。

5-7 箱げた内の排水

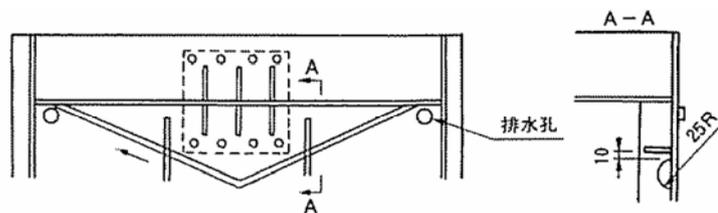
箱げたの内部には排水孔を設けるものとする。

箱げたの内部は高湿度で、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ものとする。

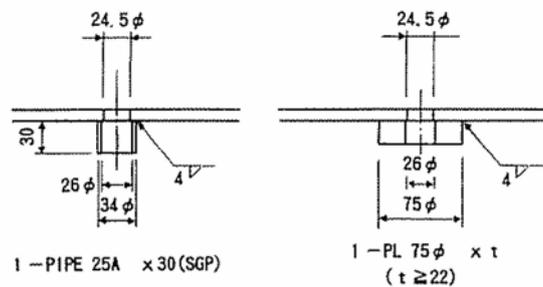
排水孔には水きりのために鋼管または孔あきプレート（耐候性鋼材の場合）を溶接する。



箱桁内排水



桁端部排水処理



排水孔水切り

図 4-79 箱げた内の排水

5-8 マンホール

(1) 箱げたには、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ものとする。

(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。

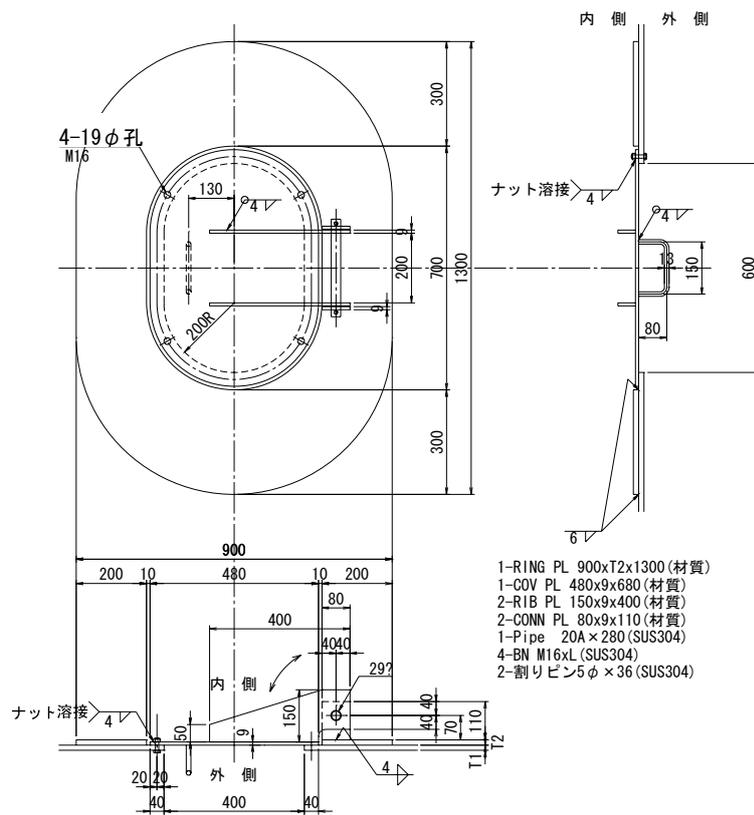


図 4-80 マンホールの構造

(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。

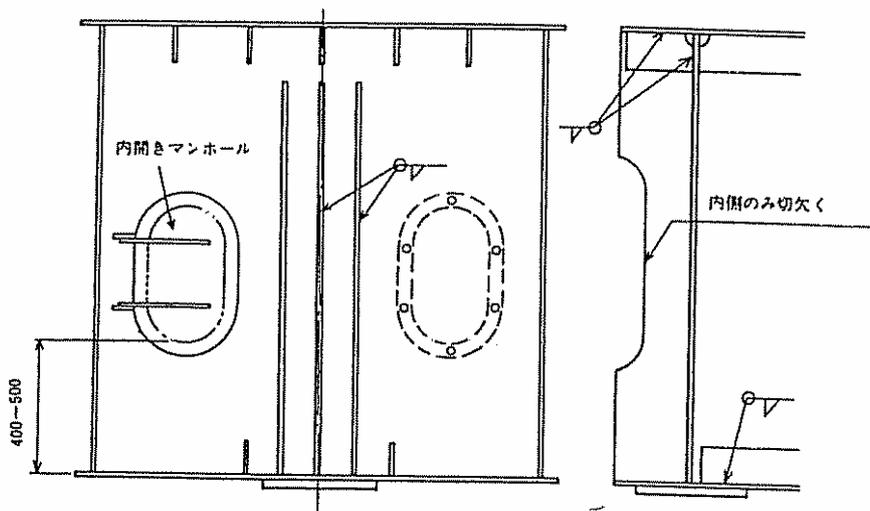


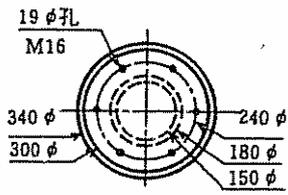
図 4-81 マンホールの取付位置

5-9 ハンドホール

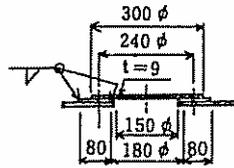
箱げたの上面フランジには、架設のためのハンドホールを設けるものとする。

(1) 架設時における箱げた内部の部材、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ものとする。

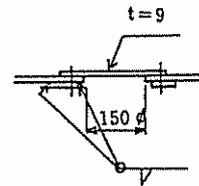
(2) ハンドホールの構造は、図 4-82 のとおりとする。



(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 4-82 ハンドホールの構造

第6章 少数主げた橋

6-1 設計の基本

- (1)少数主げた橋は、PC床版や合成床版を用い、I断面の主げたを2本配置した形式を基本とするものがある。
- (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60m程度までとする。

(1)主げた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ことから、I断面の主げたを2本とした構造を基本とするものである。

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ものとする。

(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)耐風安全性の検討において床版剛性を期待して、横構なしで設計が可能であることをFEMで確認できているのが60mまでであることから、適用最大支間長を規定したものである。

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° 以上、 $R=1000$ m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。

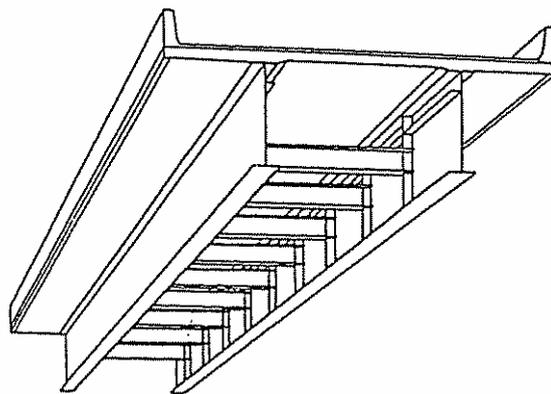


図4-83 少数主げた橋

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ものとする。
- (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、支点上横げた・支点上補剛材の設計には床版剛性を考慮するものとする。
- (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ものとする。

(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げたを介して支承に確実に伝達出来るように、床版と主げたおよび支点上横げた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ものとする。

6-3 主げたの配置

主げたの間隔は最大6 m程度とする。

床版支間が6 mの実物大床版を用いた移動載荷試験がJHで行われており、疲労に対する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、主げた下フランジの固定点としての剛度が確保でき、かつ横げた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) 支点上補剛材は横げたと主げた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ものとする。

(1) 垂直補剛材と主げた腹板および中間横げたで構成されるラーメンフレームが、主げた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、横げたの桁高が低いことなどから、横げた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) 上フランジと横げた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ものとする。

(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、支点上横げた、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ものとする。

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。

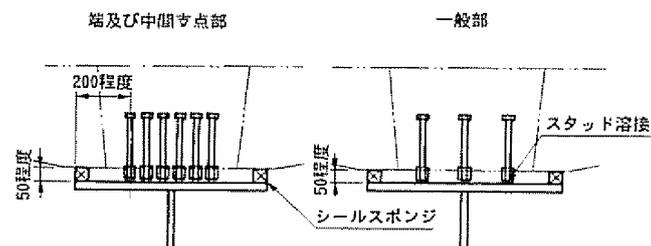


図 4-84 ネジ式スタッドジベル配置図

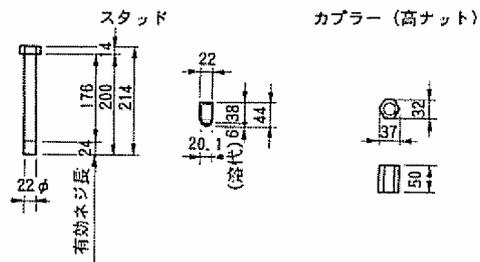


図 4-85 ネジ式スタッドジベル詳細図

6-6 横げた

- (1) 横げた断面は、横げた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ものとする。
- (2) 横げた間隔は、主げた圧縮フランジの固定間距離に配慮して決定するものとする。
- (3) 中間横げたは、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ものとする。
- (4) 横げたと主げたの連結は、横げた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ものとする。
- (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ものとする。

(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。

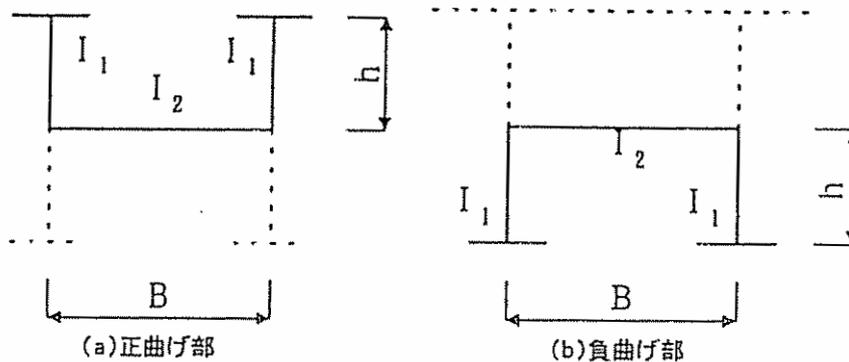


図 4-86 U型フレーム

$$C = \frac{6 E I_1 I_2}{h^2 (3 B I_1 + 2 h I_2)}$$

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Ⅱ10.5.2」によるものとする

I_2 ：中間横げたの断面二次モーメント

(2) 中間支点付近の主げた下フランジは圧縮側となり、主げた固定点間距離が長くなると許容応力度が低減され、中間支点付近の横げた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、一般的には横げた間隔は支点付近を5m程度、その他を10m程度を目安とするものとする。

(3) 中間横げたは、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形鋼を使用するものとする。

(4) U形フレームとして必要な剛度を確保し、横げた端部に発生する断面力を確実に伝達できる構造とするものとする。

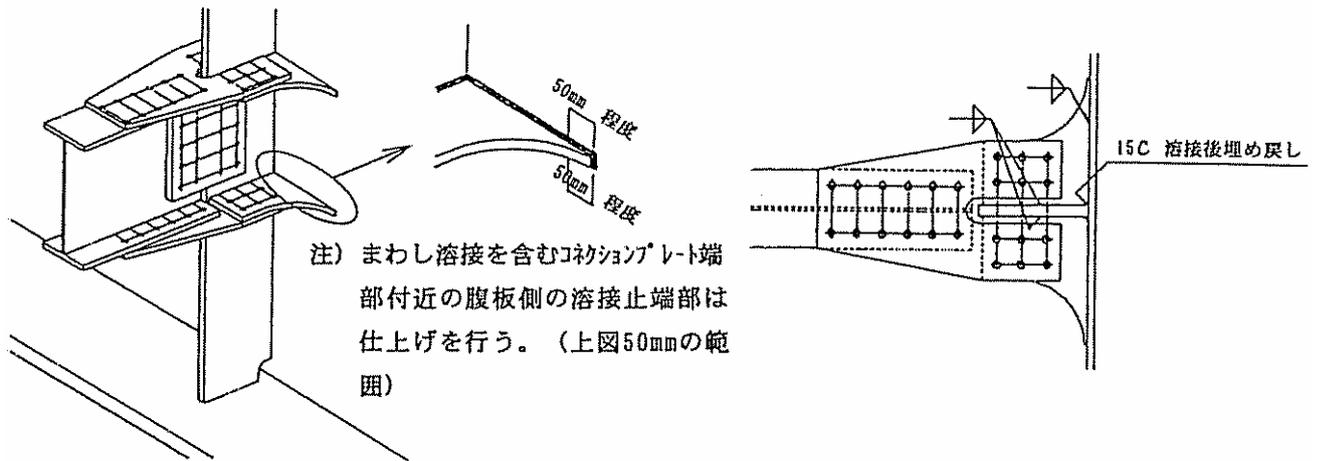


図 4-87 横げた接合構造

(5) 端支点横桁及び中間支点横桁については耐震性を考慮してコンクリートを巻き立てる構造が良い。
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。

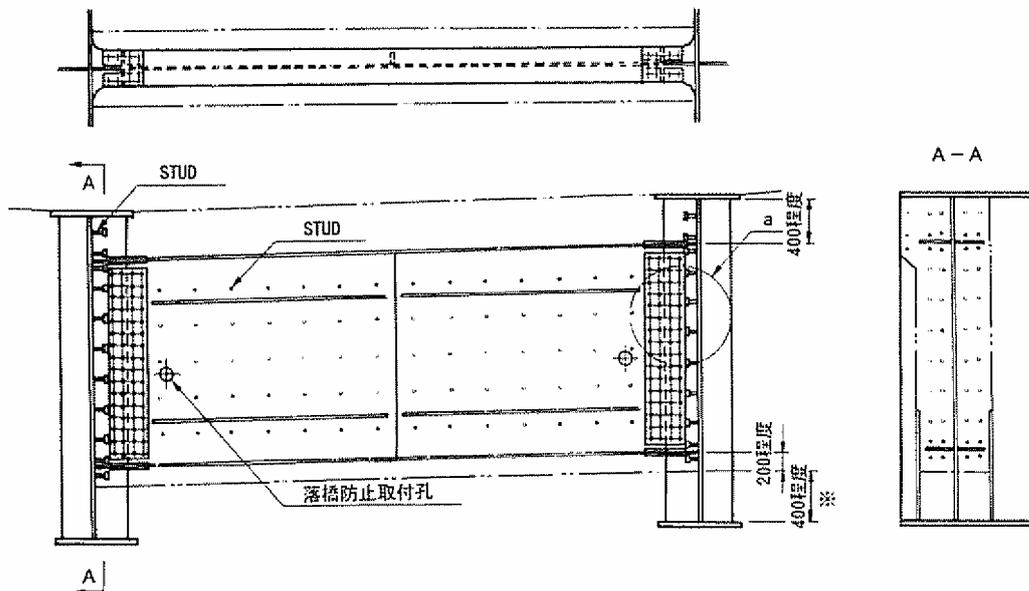


図 4-88 端支点横桁コンクリート巻立て図

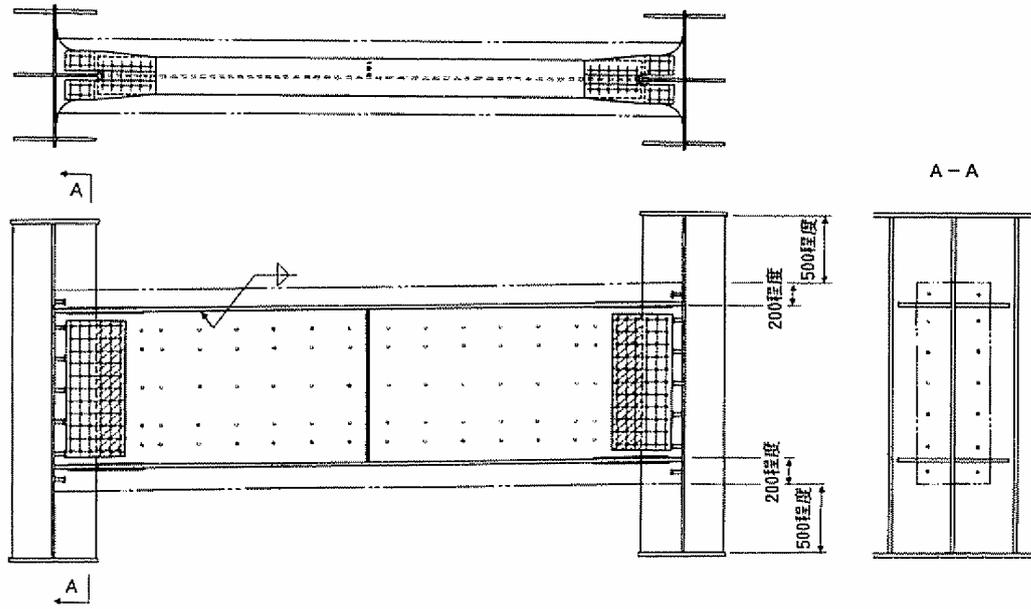


図 4-89 中間支点横桁コンクリート巻立て図

6-7 床版

6-7-1 設計一般

- | |
|---|
| (1)少数主げた橋の床版は、PC床版や合成床版とする。 |
| (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ものとする。 |

(1)少数主げた橋の床版としては、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ものとする。

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」に準じるものとする。

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15年11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触は亜鉛アルミ溶射、溶融アルミ溶射、溶融亜鉛メッキ、塗装、無塗装耐候性鋼材から選択するものとする。

(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、 160N/mm^2 以下とする。

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4-6によるものとする。

表 4-6 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げたの中心間隔とする。
床版厚	道示Ⅲ7.3.2により求めるものとする。

(1)鋼橋のPC床版の支間は、けた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げたの中心間隔とすることとした。

(2)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・耐久性が確認できたため、道示Ⅲ7.3.2により算出することとした。

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（1 m）あたりの設計曲げモーメントは、道示Ⅲ7.4.2により求めるものとする。
- (2) 床版の部材寸法、横締めPC鋼材は、表4-7に示す制限値を満足するように決定するものとする。

表 4-7 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、道示式によるものとする。

PC床版少数主げた橋の死荷重による床版曲げモーメントは、図4-90に示すモデル(a)（横げたによる主げたの拘束を考慮し、完全固定としたモデル）と、モデル(b)（主げたの拘束度を無視し、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床版少数主げた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 中間横げたによる主げた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。
- ③ PC床版少数主げた橋の主げたの拘束度は、実際にはモデル(a)とモデル(b)の間にあると考えられること。



図 4-90 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

6-7-4 構造細目

PC床版の構造細目は、道示Ⅲ7.5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ものとする。
- (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)ハンチこう配は1：5以上のこう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げた以上を確保するものとする。
- (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ものとする。

- 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)けた端部の床版増厚は、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げたの位置（6m程度）を基本とするが、横げた位置がそれよりも大きい場合には、別途検討するものとする。

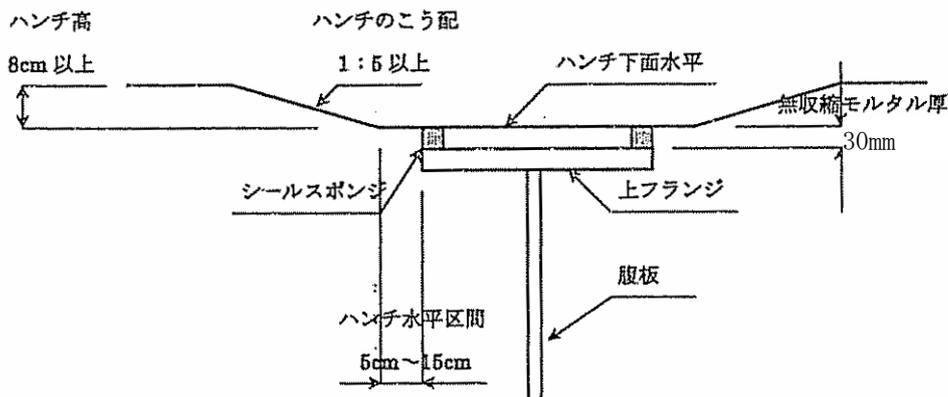


図4-91 プレキャストPC床版ハンチ形状等

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よい。

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ものとする。

(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のが良い。

(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ものとする。

(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。

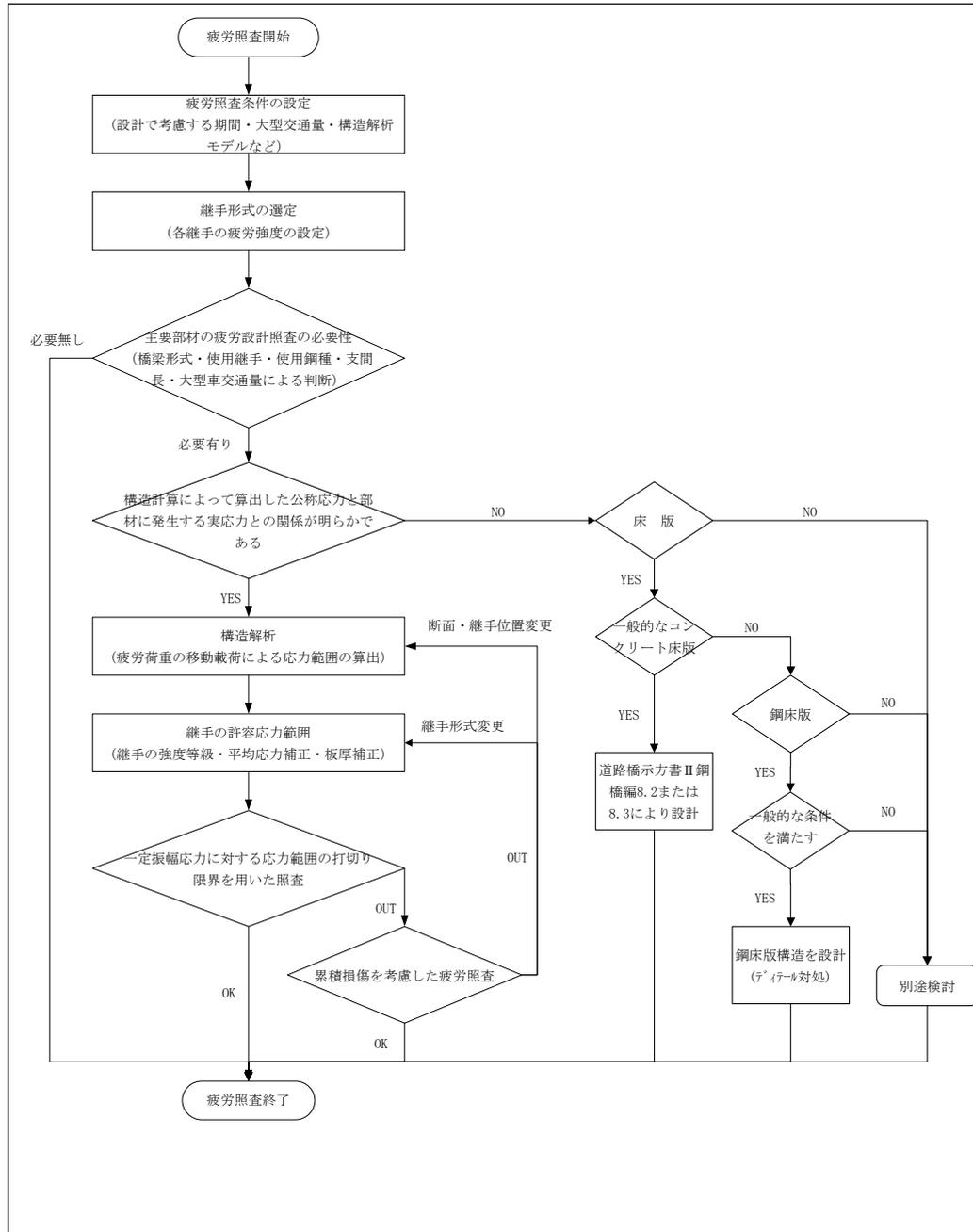


図 4-92 応力度による疲労照査の流れ

(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 4-7 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げた橋
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 50 m 以上
ADTT _{SLi}	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おこなうものとする。

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。

(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 $\Delta\sigma_{ij}$ 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。

(4) 鋼道路橋の疲労照査に関する資料として日本道路協会より「疲労設計計算例」が発刊される予定であり、これを参考に疲労設計を行うと良い。