土木設計マニュアル

〔橋　梁　編〕

平成 28 年 4 月

平成 29 年 4 月一部改正

(平成２９年９月一部訂正)

令和５年４月一部改正

はじめに

(1)　土木設計マニュアル〔橋梁編〕の目的

土木設計マニュアル〔橋梁編〕（以下、本マニュアルという）は、本県の地域特性を踏まえた計画・設計に必要な基本的事項について示したものである。また、道路構造令、県条例、技術基準、示方書および指針等を使用する上で、福島県における統一的な運用を図ることを目的とするとともに、経験の浅い技術者の手引き書としても利用できるよう編集したものである。

利用にあたっては、本マニュアルの元となる諸基準の制定の背景や、それらが意図するところを的確に把握し、合理的で経済的な設計となるよう努めなければならない。

(2)　適用範囲

本マニュアルは、福島県で実施する道路橋の計画・設計に適用する。

以下に挙げる場合には、本マニュアルの適用範囲外とすることができる。

・大規模または特殊な工事で、特別な配慮が必要な場合
・新技術、新工法による場合
・その他、本マニュアルにより難い場合

(3)　留意事項

本マニュアルは、設計対象が標準的な環境下で供用されることを前提としている。したがって、設計対象が特殊条件を有さないかを整理し、本マニュアルが適用できるかを判断する必要がある。

また、利用にあたっては、出典元である諸基準の改訂有無を確認したうえで、記載内容がそのまま適用できるかを判断する必要がある。

目　　次

第１編　橋梁計画

第１章　総説……1－ 1
1－1　橋梁計画の基本的事項……1－ 1
1－2　橋梁の計画条件……1－ 5
1－3　予備設計一般……1－ 7
1－4　予備設計における計画の基本……1－ 8

第２章　基本計画……1－13
2－1　架橋位置……1－13
2－2　橋長……1－13
2－3　調査……1－14
2－4　近接施工……1－22
2－5　添架物……1－23
2－6　河川橋……1－24
2－7　こ道橋……1－38
2－8　高架橋……1－40
2－9　こ線橋……1－42
2－10　山岳部の橋梁……1－42
2－11　剥落防止の必要な橋梁……1－45

第３章　橋梁の種類……1－47
3－1　橋種の選定……1－47
3－2　各種橋梁形式の概要……1－48
3－3　新技術・新工法……1－53

第４章　上部構造形式……1－56
4－1　一般……1－56
4－2　構造形式と標準適用支間長、標準桁高……1－57
4－3　形式の選定……1－59
4－4　架設方法の選定……1－61

第５章　下部構造形式……1－70
5－1　一般……1－70
5－2　橋台……1－70

5－3　橋脚……1－71
5－4　参考資料……1－73

第 6 章　基礎構造形式……1－74
6－1　一般……1－74
6－2　直接基礎……1－76
6－3　杭基礎……1－78
6－4　ケーソン基礎……1－81
6－5　鋼管矢板基礎……1－82
6－6　地中連続壁基礎……1－83

第 7 章　景観設計……1－84

第 8 章　環境対策……1－88

第 2 編　橋梁一般

第 1 章　総説……2－ 1
1－1　一般……2－ 1
1－2　橋の設計自動車荷重……2－ 2
1－3　橋の幅員構成……2－ 2

第 2 章　設計荷重……2－ 3
2－1　荷重の種類……2－ 3
2－2　死荷重……2－ 4
2－3　活荷重……2－ 4
2－4　衝撃……2－11
2－5　風荷重……2－11
2－6　温度変化の影響……2－12
2－7　雪荷重……2－12
2－8　支点移動の影響……2－14

第 3 章　支承部構造……2－15
3－1　一般……2－15
3－2　支承の選定……2－16
3－3　支承部の構造……2－24
3－4　設計一般……2－26
3－5　支承の配置……2－30

3－6　支承の据付こう配……2－33
3－7　支承下面の構造……2－33
3－8　支点部の延命化対策……2－35

第 4 章　落橋防止システム……2－36
4－1　設計の基本……2－36
4－2　けたかかり長……2－38
4－3　落橋防止構造……2－40
4－4　横変位拘束構造……2－44

第 5 章　橋梁用防護柵……2－46
5－1　一般……2－46
5－2　車両防護柵の区間区分と種別の適用……2－49
5－3　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……2－50
5－4　定着部の構造……2－52
5－5　歩行者自転車用柵……2－53
5－6　剛性防護柵……2－55

第 6 章　地覆・歩道・橋面舗装……2－58
6－1　地覆……2－58
6－2　歩道部……2－62
6－3　橋面舗装……2－63
6－4　防水層……2－65

第 7 章　排水装置……2－70
7－1　一般……2－70
7－2　排水桝……2－70
7－3　排水管……2－74
7－4　排水の流末処理……2－77

第 8 章　伸縮装置……2－78
8－1　形式選定……2－78
8－2　設計一般……2－80
8－3　鋼フィンガージョイント……2－85
8－4　ゴム系ジョイント……2－87
8－5　埋設ジョイント……2－87
8－6　伸縮装置の据付……2－88

第 9 章　その他の構造……2－90

9－1　橋梁検査路……2－90
9－2　落下物防止柵……2－93
9－3　遮音壁……2－93
9－4　中央分離帯転落防止網……2－94
9－5　橋名板……2－94

第 10 章　耐久性……2－95
10－1　一般……2－95
10－2　海岸線近くに建設される鋼橋の塩害対策……2－95
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……2－96
10－4　凍結抑制剤散布の影響を受ける橋の対策……2－98
10－5　耐久性向上のための構造細目……2－100
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……2－103

第 3 編　耐震設計

第 1 章　耐震設計の基本方針……3－ 1
1－1　一般……3－ 1
1－2　耐震性能の照査方法……3－ 5

第 2 章　耐震設計上考慮すべき荷重……3－11
2－1　耐震設計上考慮すべき荷重……3－11
2－2　地震の影響……3－11

第 3 章　設計地震動……3－13
3－1　一般……3－13
3－2　地域別補正係数……3－14
3－3　耐震設計上の地盤種別……3－14
3－4　耐震設計上の地盤面……3－16

第 4 章　地震時に不安定となる地盤の影響……3－18
4－1　一般……3－18
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
　　判定された土層の土質定数……3－20
4－3　橋に影響を与える流動化が生じる可能性があると
　　判定された地盤がある場合の耐震性能の照査……3－23

第 5 章　静的照査法による耐震性能の照査方法……3－27
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……3－36
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……3－57
6－1　一般……3－57
6－2　動的解析に用いる地震動……3－58
6－3　解析方法及び解析モデル……3－60
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……3－64
7－1　地震時水平力分散構造の耐震性能照査方法……3－64
7－2　免震構造の耐震性能照査方法……3－65
7－3　ラーメン橋の耐震性能照査方法……3－66

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－ 7
1－4　曲線橋……4－ 7

第 2 章　鉄筋コンクリート床版……4－ 9
2－1　適用範囲……4－ 9
2－2　鉄筋コンクリート床版の最大設計支間……4－10
2－3　床版の厚さ……4－11
2－4　配筋……4－11
2－5　コンクリートおよび鉄筋の許容応力度……4－14
2－6　ハンチ……4－14
2－7　けた端部の床版……4－16
2－8　床版コンクリートの打設……4－17

第 3 章　プレートガーダー一般……4－19
3－1　主げたの配置……4－19
3－2　主構造の設計……4－20

3－3　断面変化位置及び部材長……4－20
3－4　主げたの断面構成……4－21
3－5　部材断面……4－22
3－6　部材の連結……4－24
3－7　骨組……4－27
3－8　細部構造……4－28
3－9　RC 床版を有する合成げたの構造細目 ……4－33

第 4 章　I げた橋……4－35
4－1　断面構成……4－35
4－2　けた端部の張出し長……4－35
4－3　横桁・横構の配置……4－36
4－4　垂直補剛材……4－37
4－5　水平補剛材……4－39
4－6　荷重分配横げた……4－41
4－7　対傾構……4－42
4－8　横　　構……4－43
4－9　対傾構・横構の部材細長比および使用形鋼……4－44
4－10　細部構造……4－44

第 5 章　箱げた橋……4－47
5－1　断面構成……4－47
5－2　縦リブおよび横リブ……4－49
5－3　ダイヤフラム……4－51
5－4　横げた……4－53
5－5　横構……4－53
5－6　支承配置……4－53
5－7　箱げた内の排水……4－54
5－8　マンホール……4－55
5－9　ハンドホール……4－56

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　PC 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……5－27
3－5　外ケーブル構造……5－29
3－6　Ｔげた橋……5－33
3－7　合成げた橋……5－42
3－8　箱げた橋……5－47
3－9　連続げた橋……5－51
3－10　プレキャストげた架設方式連続げた橋……5－54
3－11　斜材付きπ型ラーメン橋……5－62
3－12　中空床版橋……5－68

第 4 章　鉄筋コンクリート橋……5－70
4－1　使用材料……5－70
4－2　設計計算に関する一般事項……5－70
4－3　許容応力度……5－70
4－4　構造細目……5－72
4－5　中空床版橋……5－72

第 6 編　下部工

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－ 7
1－4　土の諸性質……6－ 7

第 2 章　設計に関する一般的事項……6－ 9

2－1　設計の基本方針……6－ 9
2－2　部材の設計計算……6－ 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……6－35
3－5　フーチングの設計……6－43
3－6　地震時保有水平耐力法による耐震設計……6－47
3－7　構造細目……6－54
3－8　幅の大きい躯体の設計……6－73

第 4 章　基礎工……6－75
4－1　設計の基本……6－75
4－2　設計のための地盤定数……6－78
4－3　直接基礎……6－80
4－4　杭基礎……6－91
4－5　斜面上の深礎杭……6－112

第 7 編　仮設構造物

第 1 章　設計の基本……7－ 1
1－1　適用範囲……7－ 1
1－2　用語の定義……7－ 1
1－3　設計計画の基本方針……7－ 2
1－4　設計一般……7－ 3
1－5　土質定数……7－14
1－6　許容応力度……7－15
1－7　くいの許容支持力……7－17

第 2 章　土留め壁の設計……7－20
2－1　設計方針……7－20
2－2　材料……7－21
2－3　掘削底面の安定……7－22

2－4　慣用法による土留め壁の設計……7－27
2－5　弾塑性法による土留め壁の設計……7－30
2－6　土留め壁の部材設計……7－34
2－7　土留め壁と構造物との余裕幅……7－35
2－8　土留め壁の天端高……7－35

第 3 章　支保工の設計……7－36
3－1　設計方針……7－36
3－2　腹起しおよび切ばり……7－36
3－3　中間ぐい……7－39

第 4 章　工事用仮桟橋の設計……7－41
4－1　設計方針……7－41
4－2　材料……7－42
4－3　幅員……7－43
4－4　覆工受げたとくいの間隔……7－43
4－5　標準支間……7－43
4－6　最大勾配……7－43
4－7　けた下余裕高……7－43
4－8　覆工受げたの設計……7－44
4－9　けた受けの設計……7－45
4－10　斜材・水平継材の設計……7－46
4－11　くいの設計……7－47

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－ 5
2－1　基本方針……8－ 5
2－2　橋脚の耐震補強設計……8－ 8
2－3　鉄筋コンクリート巻立て工法の設計……8－12
2－4　基礎の補強……8－20
2－5　既設橋の落橋防止システムの設計……8－23

第 3 章　耐荷力補強設計……8－31
3－1　基本方針……8－31
3－2　鉄筋コンクリート床版……8－33

第 4 章　橋面舗装……8－35

第 5 章　鉄筋コンクリート床版……8－37
5－1　補修・補強工法の選定……8－37
5－2　荷重……8－43
5－3　許容応力度……8－43
5－4　設計……8－43

第 6 章　防水層……8－45

第 7 章　鋼橋……8－47

第 8 章　コンクリート橋……8－49

第 9 章　支承……8－51

第 10 章　伸縮装置……8－54

第 9 編　資料

資料－1　協議……9－ 1
資料－2　橋梁設計条件表……9－18
資料－3　予備設計比較一覧表……9－26
資料－4　建設工事の騒音・振動規制と設計上の問題……9－28
資料－5　検査路……9－40
資料－6　斜め橋台の土圧合力に対する回転照査例……9－56
資料－7　斜めフーチングの配筋方法……9－59
資料－8　橋梁下部構造の参考配筋図……9－61
資料－9　橋梁下部構造の参考配筋図の作成にあたって……9－80
資料－10　杭軸方向バネ定数の取り扱いについて……9－99
資料－11　深礎杭ライナープレートの適用範囲……9－101
資料－12　技術基準の体系……9－102

第１編　橋　梁　計　画

第１章　総説　…… 1－ 1
第２章　基本計画　…… 1－13
第３章　橋梁の種類　…… 1－47
第４章　上部構造形式　…… 1－56
第５章　下部構造形式　…… 1－70
第６章　基礎構造形式　…… 1－74
第７章　景観設計　…… 1－84
第８章　環境対策　…… 1－88

第1編 橋梁計画

第1章 総説

1－1 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（関係機関協議を含む）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) 耐久性に優れ、維持管理が確実かつ合理的に行えること。
(6) 走行上の安全性、快適性を考えること。
(7) 周囲との調和など景観に配慮すること。
(8) 土木構造物標準設計の活用を図ること。
(9) 環境に対する影響に配慮すること。

(1) 路線選定は地形、地域の土地利用との調和、交通の安全性と快適性、線形のバランス、建設費など数多くの要素によって決定される。橋梁は一般的に土工と比較して工費が高いこと、損傷した場合の補修が容易でないことから、橋梁の位置については、経済性、施工性、安全性などを踏まえて決定するものとする。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、留意して計画を行うものとする。

(2) 橋梁の計画にあたって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質調査を行うとともに、各管理者とも十分に協議して、必要条件を決定するものとする。

(3) 橋梁計画にあたっては、橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保し、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、多くの経験知識の上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をして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・新技術についても十分検討す

る必要がある。なお、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。

また、橋梁の計画にあたっては、橋梁本体の耐久性はもとより、想定される点検方法など維持管理の具体的な条件を考慮して、適切な維持管理が確実かつ合理的に行えるよう配慮することが重要である。

(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) 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。

(9) 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必要がある。

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。

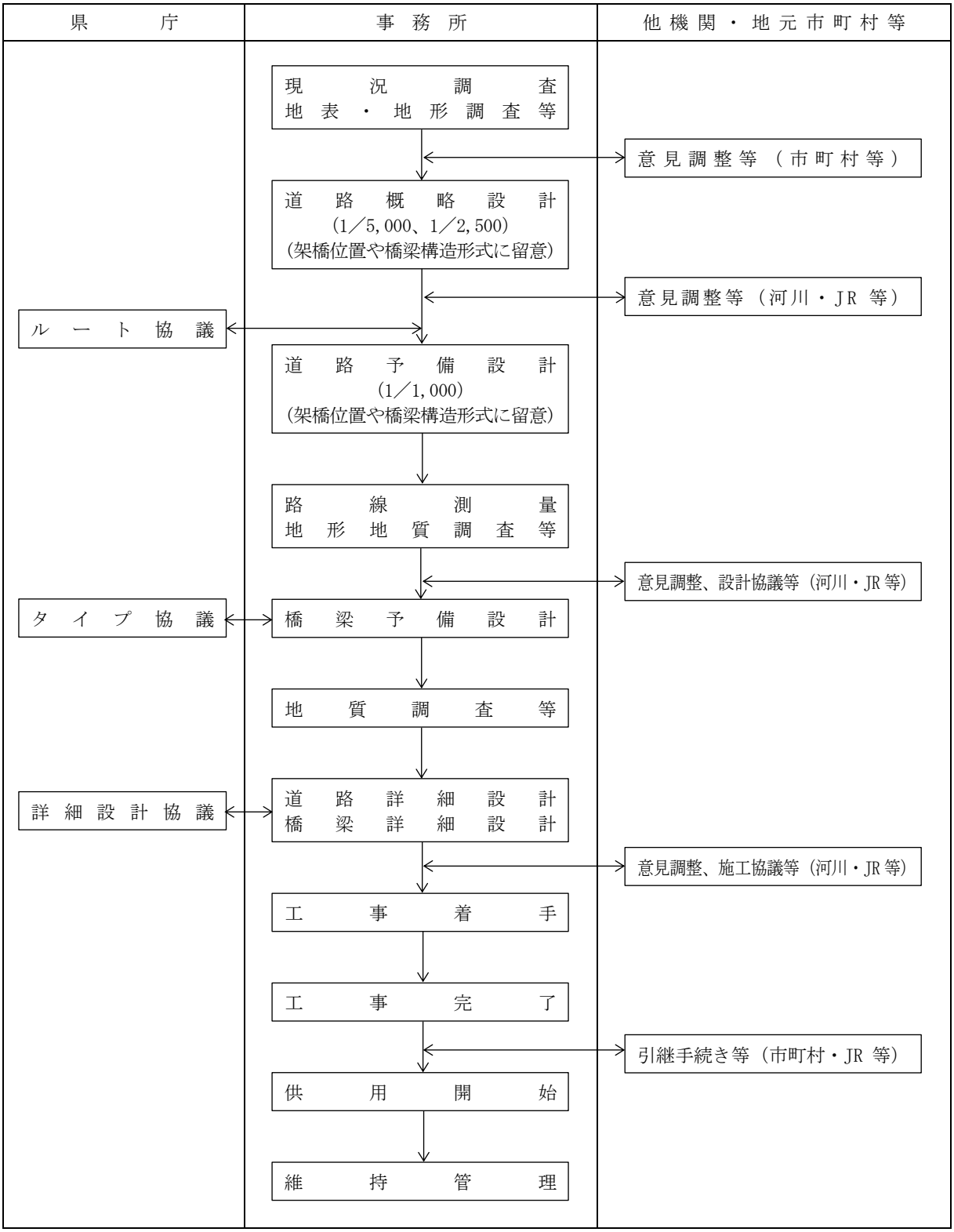


図 1−1　計画から実施までのフローチャート

① 長大橋、中小橋

長大橋は橋長 100m以上の橋梁である。中小橋のうち構造上複雑なもの、又は新しい工法を採用しているものなどは長大橋と同様に扱うものとする。

② 現況調査、地質調査など

2-3 調査のうち、(1)地形地質調査および(2)地盤調査を進めるものであるが基本的な調査で架橋地点の地形、地質の状況を把握できるものにとどめ、道路概略設計にあたり十分足りる調査を進めるものとする。また、橋梁予備設計および詳細設計にあたり十分足りる調査を進めるものとする。

③ 意見調整（他官庁、市町村）

イ）旧橋撤去

旧橋は撤去を原則としているので、存置する場合は別途協議するものとする。

ロ）旧道の処理

バイパスになる場合は旧道を市町村に引き継ぐことを原則とする。

ハ）他官庁などの計画

他の計画の有無を事前に確認しておくものとする。

他の計画との整合を図り、総合的な道路網として、ルート選定するものとする。

④ 道路概略設計

ルート選定のための概略設計であり、3 案程度により比較するものとする。

ルート選定にあたっては下記に十分注意するものとする。

イ）橋梁だけにとらわれず前後の道路を含めて総合的な工費の比較をする。

ロ）原則として土地利用、将来の開発計画、他事業関連、文化財などのコントロールポイントに十分配慮し、道路網を考慮し選定するものとする。

ハ）用地、地上物件にとらわれすぎて無理な線形とならないこと。

⑤ 設計協議（他官庁、市町村、その他）

後掲〔資料 1〕協議により進めるものとし、十分確認しておかなければならない。特に(4)河川については河川改修計画の有無について、十分河川管理者に確認しておくものとする。

⑥ タイプ協議

・タイプ協議とは、橋梁構造形式（タイプ）、橋長（径間割も含む）、幅員を決定する協議である。

・県庁協議……橋長 30m以上のすべての橋梁

橋長 30m未満であっても、以下に該当する橋梁はすべて必要

①跨線橋、跨道橋、他の重要な道路と交差する橋梁

②複合構造など構造が複雑な橋梁

③景観を重視する橋梁

④新材料、新工法を採用する橋梁

⑤地形及び支持地盤が複雑な地点に架橋される橋梁

⑥特殊な条件（斜角が 60 度未満、幅員が変化、桁高制限等）がある橋梁

1－2 橋梁の計画条件

橋梁の計画及び設計に際しては、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

(5) その他

(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
} 標準横断面図

・橋の設計荷重

・設計交通量（大型車交通量）

(2) 自然条件

・地　形……建造物設置個所の地形

・地　質……構造物設置箇所の地質状況

・地　震……過去の震災記録から考慮する必要がある耐震条件

・津　波……地域防災計画との整合、被災時の避難・救援・復旧活動への配慮

・塩　害……飛来塩分の影響および凍結抑制剤の影響

・河　相……河川横断、河床こう配、洗掘状況など

・積　雪……積雪地域での積雪状況

・雪　崩……雪ど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……環境影響評価実施要綱などに準じ、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

1）河川管理者

・河川現況の確認（横断形状、河床高、高水流量、高水位など）
・河川改修計画有無の確認（改修計画河川断面、計画河床高、計画高水流量、計画河床勾配など）
・橋台、橋脚の設置位置、方向、形状およびフーチング根入れ
・基準径間長と径間数
・けた下余裕高
・下部構造形式と阻害率
・洗掘深
・管理用通路
・HWL、LWL、施工時水位、施工条件など
・下部工の施工方法、上部工の架設方法、施工時期（通年、渇水期など）
・舟航との関係（利水上）
・護岸工の種類および範囲

2）道路管理者（こ道橋）

・道路規格、設計速度、幅員構成および建築限界の確認
・視距、堆雪幅
・橋台、橋脚の設置位置、方向、形状およびフーチングの根入れ
・施工時の制約条件など
・道路管理用施設の橋梁添架
・地下埋設物件
・将来計画

3）鉄道管理者（こ線橋）

・交差角、レール高、建築限界、施工基面幅
・橋台、橋脚の設置位置、方向、用地
・構造形式
・下部工の施工方法、上部工の架設方法、施工時期
・地下埋設物件
・防護施設
・将来計画（電化計画の有無、線増計画の有無など）

4）その他

・橋梁添架物の有無、位置、スペース、重量、電信電話、水道、電力、ガス、その他

(5) その他

・埋蔵文化財……文化庁の遺跡地図および県および市町村の教育委員会の資料などの調査による分布地の確認

1−3 予備設計一般

予備設計とは、道路橋の新設または改築を計画実施する場合、詳細設計に先立ち、あらかじめ考えられる橋種の構想を立案し、その立案された橋種について経済性、構造性、施工性、走行性、維持管理、景観性の観点から総合的に比較検討し、その結果をとりまとめ橋梁の形式を決定することをいう。

(1) 予備設計業務の流れ

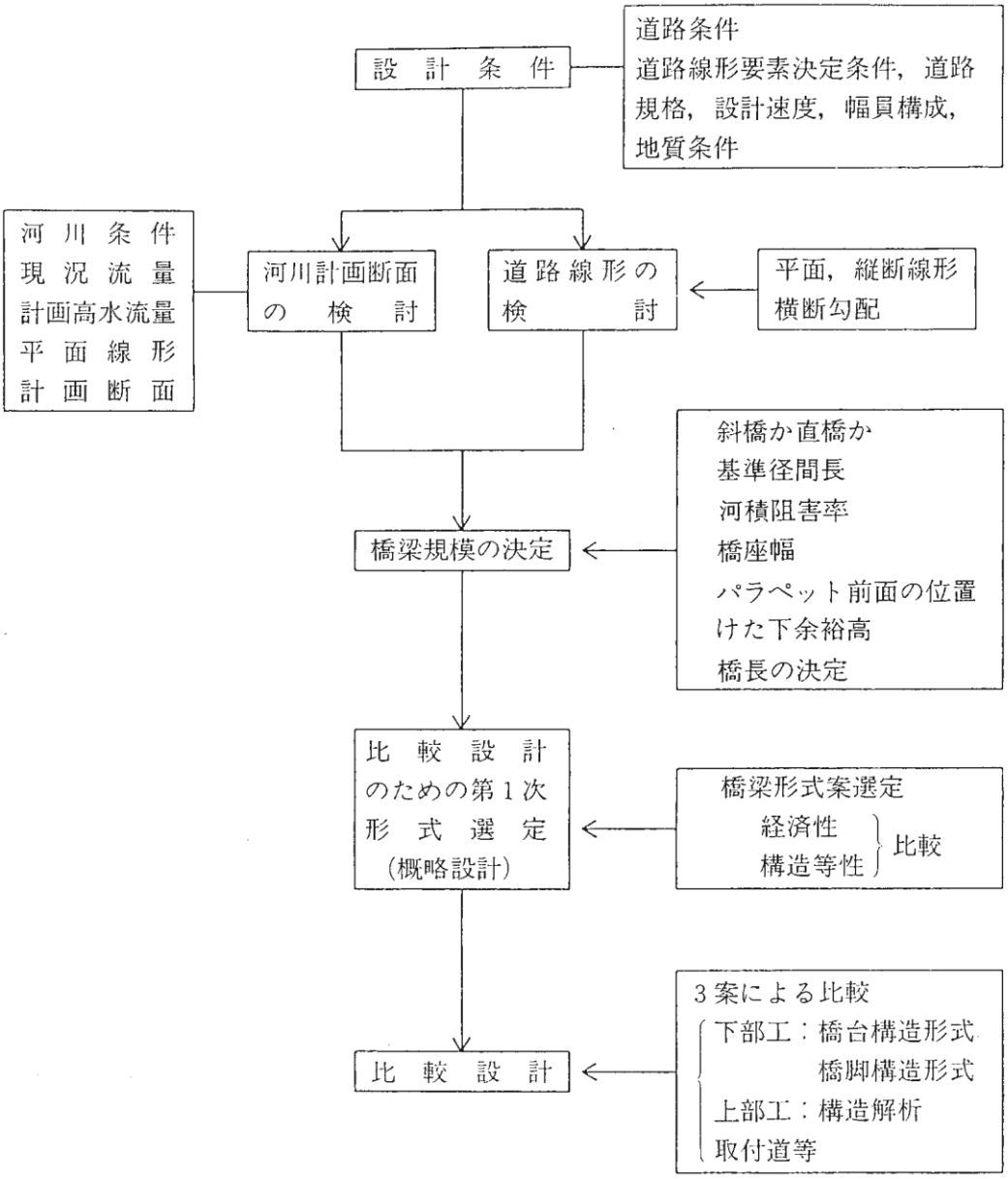


図 1−2　タイプ決定までのフローチャート

1−4 予備設計における計画の基本

橋梁形式の決定にあたっては、1−2 によるほか、上部・下部および基礎構造の各形式について、経済性、構造性、施工性、走行性、維持管理ならびに景観を考慮し、総合的に判断のうえ決定するものとする。

予備設計にあたり、下記事項を配慮するものとする。

(1) 予備設計の基本

予備設計は、原則として、基本計画で決定された路線計画にもとづき、予備設計条件を整えるため、関係機関との協議をおこない、これらの計画資料を整えたうえで、おこなうものとする。

(2) 概略設計構想

地形図および別途検討資料など（道路概略設計および予備設計検討資料）をもとに、橋梁架設地点の地形、地質、河川などの状況および前後の路線計画について現地調査をおこない、比較の対象となり得る各形式を数種立案して計画をおこない、全体計画がわかるようにとりまとめる。計画のとりまとめは、略図の作成および既往データにもとづく概略数量、概算工事費などについておこない、比較一覧表を作成する。

(3) 比較対象形式の選定

イ）比較設計のための第 1 次形式選定にあたっては、原則として実現可能な 8 案程度とし、架橋条件に合うタイプを選定するものとする。

ロ）比較設計のための第 2 次形式選定にあたっては、第 1 次形式選定の中から 3 案程度を選定し比較検討することとする。

ハ）タイプ決定にあたっては経済性にだけとらわれることなく、総合評価により決定するものとする。（後掲［資料 3］参照）

(4) 比較設計

選定された比較対象橋種について、構造物の形式決定に必要な資料(報告書)を作成する設計をいう。

1）上部工については、支間割、主桁配置などを想定し、主要点（主桁上最大曲げモーメントまたは最大軸力の生ずる箇所など）の概略応力計算により概略断面の検討をおこない、支間割、主桁配置、桁高、主構を決定するほか、構造決定に必要な予備計算をおこなう。

2）下部工については、概略上部工反力により躯体および基礎工の形式を検討し、概略応力計算および安定計算を行う。

3）一般図には平面図、側面図、上下部工主要断面図などを記載し、鉄道、道路、河川などとの関連、建築限界、河川改修計画断面、土質柱状図、設計条件などを記入する。

4）数量は一般図にもとづて概略数量を算出する。

5）比較一覧表を作成する。

報告書には、各形式ごとに経済性、構造性、施工性、走行性、将来の維持管理の難易、景観および環境についての得失および問題点を記載する。

なお、比較設計にあたっての橋梁形式の選定は、支間長決定の制限条件、鉄道、交差道路の有無、

軟弱地盤処理の有無、橋梁下部工の基礎などにも配慮し総合的に工事費を算出し、橋長を決定した後、おこなうものとする。橋長の決定手法は、架橋地点により異なるため、橋梁計画の基本計画を参考にするものとする。

(5) 形式決定

実施橋梁の形式は、次の添付資料を提出し、形式決定後詳細設計をおこなうものとする。

1）添付資料等

形式決定の添付資料等は、下記のとおりとする。

イ）1／50,000 地形図

ロ）1／500～1／2,500 平面図、1／100～1／200 縦断図

ハ）現場写真

ニ）比較一覧表

ホ）各案一般図

ヘ）比較形式選定理由（経緯）書

ト）概略設計計算書および数量計算書

チ）地質調査資料

リ）鉄道、河川管理者その他の関係機関との下協議資料（写）

ヌ）形式決定についての意見書

2）添付資料作成上の留意点

イ）1／50,000 地形図

架設位置を示し、橋名、橋長、幅員を記入するとともに、前後の計画線を明示する。

ロ）平面図および縦断図

橋梁前後の平面および縦断線形のほか、橋台、橋脚位置を明示する。

ハ）現場写真

カラー写真を原則とし、計画線、橋梁位置を朱書きする。

ニ）比較一覧表

青図とし、様式は表 1－1 を参考とする。

ホ）一般図

一般図には側面図、平面図、横断面図を画き、1 案につき 1 葉とし下記事項を明示する。

① 橋　長

② 支間長

③ 幅　員……暫定施工とする場合は完成幅員との関連を明確にする。

④ 橋面基準高……一般的には両橋台の計画高とする。

⑤ けた高、床版、舗装厚等

⑥ けた下余裕高｝こ線橋、こ道橋の場合は建築限界

⑦ H.W.L

⑧ 現況地盤線……4 車線以上の橋梁および横断面の変化の激しい場合は中心線と両側の地盤線

⑨ 河川改修計画断面

⑩ 流心方向

⑪　下部工寸法……躯体高、フーチング幅

⑫　基礎工の材料、寸法

⑬　地質柱状図

⑭　支持層

⑮　ボーリング位置

⑯　設計条件

ヘ）比較形式選定理由書

地形、地質、河川、鉄道その他の条件と形式の選定とを関連づけた説明を記述する。現地の制約条件により採用できない形式は、比較対象にしないものとし、その理由を明記する。また高架橋とする場合は、特に橋長決定根拠となる資料を添付するものとする。

ト）概略設計計算書および数量計算書

既往の資料を利用できる場合、または小規模橋梁で特別な制約条件がない場合は、委託設計の発注に先立って検討のうえ、省略することができる。

チ）地質調査資料

添付資料としては地質柱状図および地質断面図とするが、軟弱地盤の場合または基礎の構造形式により必要ある場合は、土質試験データも添付するものとする。ただし、地質調査は径間割などをよく検討のうえ、極力下部工位置と一致するように努めるものとし、位置が大きくずれたり地質、支持層が変化している場合は、必要に応じて補足調査を実施することも検討するものとする。

リ）下協議資料

関係機関との下協議にあたっては、下記事項について文書で明らかにしておくものとする。

①　河川関係

改修計画の有無（ある場合は施工年次計画も含む）

計画高水流量、計画高水位（または既往の最高水位）

最小支間長（既設橋に近接する場合は、既設橋の支間割との関連を含む）

流心方向、橋台の前面位置、方向

けた下高およびけた下余裕高

最小根入れ深さ、橋脚構造、方向

施工上の制約条件（特に仮堤防、締切り、仮桟橋、搬入路等）

漁業権（設定されている場合は、漁業権所有の団体等と協議）

舟航関係

その他

②　鉄道関係

線増計画の有無（ある場合は施工年次計画も含む）

電化計画（現在非電化の場合）

建築限界

橋台橋脚の位置（土留工、基礎工等を考慮して）、

支障施設の処理

施工上の制約条件

その他

③　道路関係

将来計画の有無、建築限界

埋設物の有無（ある場合はその処理）

添架物の有無

④　その他河川、鉄道、道路関係で必要な事項

ヌ）意見書

概略比較設計をおこなった場合は、経済性、構造性、施工性、走行性、維持管理、景観などを考慮して作成する。

表 1－1　橋種比較表の例

○△橋橋梁形式比較表

橋　　種		第１案　○○△△桁		第２案　△△××桁		第３案　○○××桁	
概略図		橋面積　　㎡ 上部工重量　　kN		橋面積　　㎡ 上部工重量　　kN		橋面積　　㎡ 上部工重量　　kN	
	特性比較		評　価		評　価		評　価
1	経　済　性 （５０％）	上部工工費　　千円 （　　千円／㎡） 下部工工費　　千円 Ａ１橋台　　千円 Ｐ１橋脚　　千円 …　　千円 小　計　　千円 取付道路工（※2）　　千円 初期工費計　　千円 （　　千円／㎡） 維持管理費　　千円 LCC（100年）　　千円		上部工工費　　千円 （　　千円／㎡） 下部工工費　　千円 Ａ１橋台　　千円 Ｐ１橋脚　　千円 …　　千円 小　計　　千円 取付道路工（※2）　　千円 初期工費計　　千円 （　　千円／㎡） 維持管理費　　千円 LCC（100年）　　千円		上部工工費　　千円 （　　千円／㎡） 下部工工費　　千円 Ａ１橋台　　千円 Ｐ１橋脚　　千円 …　　千円 小　計　　千円 取付道路工（※2）　　千円 初期工費計　　千円 （　　千円／㎡） 維持管理費　　千円 LCC（100年）　　千円	
2	構　造　性 （１０％）						
3	施　工　性 （１０％）						
4	走　行　性 （１０％）						
5	維持管理 （１０％）						
6	景　観 （１０％）						
総合評価		----------	第○位	----------	第○位	----------	第○位

※1　特性比較の配点は本表を標準とするが、各橋梁特有の条件（架橋地点の特性等）がある場合は、それに応じて設定してもよい。
※2　橋梁形式により取付道の工事費（本工事費・補償費等）が変化する場合（桁高が異なる場合等）は、取付道の工事費も比較対象とする。

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、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が、やむを得ない場合であっても、斜角は原則として60°以上とするものとする。ただし、構造性を考えた場合には70°以上とすることが望ましい。

(2) 鉄道をまたぐ場合においても、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。このため、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、現道交通の確保及び架設ヤード等に配慮して、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近接すると、施工上隣接構造物の防護工、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方が施工が容易で、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いなど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方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で、計画高水流量のある区域に橋梁を計画する場合には、当該河川管理者と綿密に協議し上下流の河川改修計画を考慮して、計画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、洪水こん跡より必要な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 調査

調査は合理的かつ経済的な計画、設計、施工を行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) 調査はその後の計画、設計、施工のためには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行うことが必要である。

表 1－2 に必要な調査項目を示す。

表 1－2　調査項目

調査の種類	調　査　内　容	調　査　目　的	摘　　要
(1) 地形地質調査	1) 架橋位置の検討 2) 橋長の検討 3) 径間割の検討 4) 橋梁形式の検討	イ) 地形図の作成（図化） 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) 支持層の検討 4) 支持力の計算 5) 構造形式の検討 6) 側方移動の判定 7) 施工方法の検討	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) 基礎工法、使用機械器具、作業方法の検討 2) 基礎構造形式の検討 3) 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、空気等の調査	1) 施工方法の検討	イ) 有害ガスの種類とその発生状況 ロ) 酸素欠乏空気の発生状況	
(5) 河相調査	1) 径間割の検討 2) 桁下高の検討 3) 橋脚形状の検討 4) 基礎の根入れ深さの検討 5) 施工時期、施工方法の検討	イ) 河川横断形状 ロ) 流量・流速 ハ) 高水位・低水位 ニ) 河川勾配等の現状及び将来計画 ホ) 波高、干満の水位差 ヘ) 河川、湖沼の管理等の諸条件及び将来計画	
(6) 利水状況及びその他の調査	1) 下部構造、仮設備の位置、施工方法、施工時期等の検討 2) 衝突荷重の決定	イ) 船舶の航行状況 ロ) 流送物、流下物の状況 ハ) 農業用水、漁業等の利用状況	
(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、震害等 ロ) 地形・地質等 ハ) 地盤の動的性質 ニ) 基盤面の確認	
(8) 腐食・塩害調査	1) 使用材料の検討 2) 鉄筋のかぶりの検討 3) 防錆方法の検討	イ) 既設構造物の塩害 ロ) 有機物 ハ) PH ニ) 塗装暴露試験 ホ) 塩分粒子の発生及び飛来量	

(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 3) 施工方法の検討 4) 施工時の気象状況の予測	イ) 気象観測記録 (風速、温度、雪、天候) ロ) 地元記録の収集	
(10) 交差道路等の調査		1) 橋長の検討 2) 径間割の検討 3) 桁下高の検討 4) 施工方法の検討	イ) 交差道路、鉄道等の幅員、標高，建築限界、横断構成・縦断勾配等の状況 ロ) 将来計画，並びに地下埋設物	
(11) 橋梁添架物調査		1) 添架物の寸法、重量及び取付方法の検討	イ) 橋梁位置における既設地下埋設物 ロ) 電信電話、上下水道、電力、ガス等の新設計画及び道路管理用施設	
(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) 関係者の体験談及び専門家の意見聴取	
	周辺環境調査	1) 施工の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、交通等の状況 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､地盤沈下等の発生の度合及び井戸水、交通状況の変化 ハ) 史跡、文化財、病院、学校等の有無 ニ) 防雪林、水源地、温泉等の特殊な環境の有無	
	作業環境調査	1) 作業上の諸制約条件の把握 2) 近接構造物と当該下部構造との相互の影響度の把握 3) 工法、工事用諸設備の位置、使用機械器具、作業方法等の検討 4) 工事用道路の幅員、桁下、曲がり角	イ) 作業面積、作業空間、工事用道路の幅員、線形、交通量、交通規制の有無等 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) 近接構造物調査	

(1) 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。

イ） ボーリングは、既存の地盤調査資料や現地の地表踏査結果にもとづき、地質の概略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 本程度とする。(図 1－3)

ボーリング調査地点は、原則として、道路幅員内で千鳥配置とする。(図 1－4) 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） ボーリングの深度は、支持層となり得る厚さ（一般には 5m または基礎の短編長以上）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 以上、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、詳細設計に必要な試験（原位置、室内など）をおこなうものとする。

ロ） 踏査は架橋周辺を対象として、特に綿密に行い、既存の調査資料などとあわせて、その箇所の地層状態が把握できる程度とする。

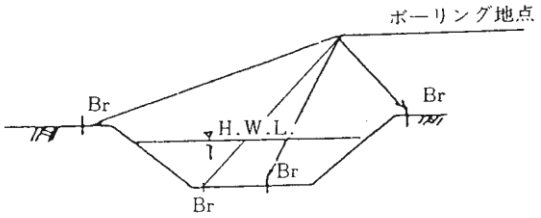


図 1－3

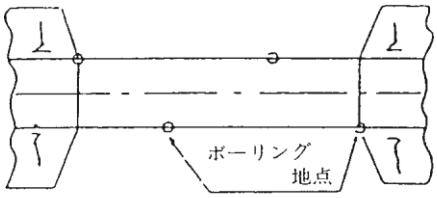


図 1－4

表 1－3　調査試験区分一覧

区分	予備調査	本調査		
		一次調査	二次調査	三次調査
目的	道路概略設計 （架橋区間の決定）	橋梁予備設計 （橋梁形式支間等の決定）	詳細設計 施工法の検討	設計および施工の安定性の検討
地盤に関する調査	既往調査 土質地質調査 (1)　踏　査 (2)　ボーリング (3)　標準貫入試験等	第一次土質地質調査 ボーリング 各種土質試験 調査の目的 (1)　土質の成層状態 (2)　支持層の選定 (3)　圧密沈下の有無 (4)　地下水の状態	第二次土質地質調査 基礎計画位置でのボーリング 各種土質試験 調査の目的 (1)　支持力，沈下量の計算 (2)　地下水位，被圧地下水	第三次土質地質調査 補足ボーリング （各種土質試験）
その他の調査	一次調査（Ⅰ） 河川等調査 交差道路調査 交差鉄道調査 一次調査（Ⅱ） 気象調査，腐食環境調査 地震調査		二次調査 施工条件調査 調査の目的と内容 (1)　河川内等作業期間 (2)　洗掘防止構造，護岸工 (3)　道路鉄道施工条件 (4)　工事用道路，電力設備 (5)　地下埋没物，送電線その他	
試験工事等			試験工事（Ⅰ） 模型試験（河川，港湾等模型） 実施試験 (1)　試　掘 (2)　くい打試験 (3)　載荷試験 (4)　その他試験	試験工事（Ⅱ） 載荷試験
備考	（注）形式と地質状態がわかっている場合は一次調査と二次調査の区分なく同時に実施することがある。			

事業の流れとの関連は、図 1－1 橋梁整備事業の計画から実施までのフローチャートを参照のこと。

2）本調査は、決定された橋梁形式を基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。従って、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）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。

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

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：　〃　　〃　　少なくとも上下流または左右 2 点				

ロ）　山岳部の橋梁等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、原則として各深礎杭の位置で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。

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原則としてすべてのボーリング位置で実施するものとする。

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

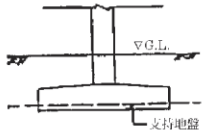
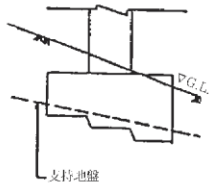
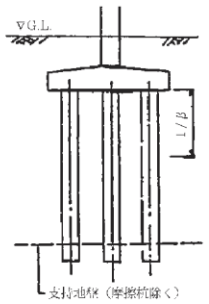
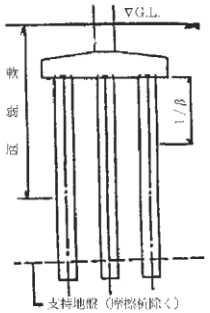
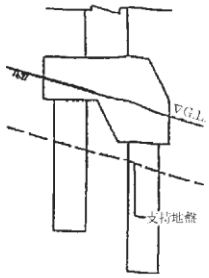
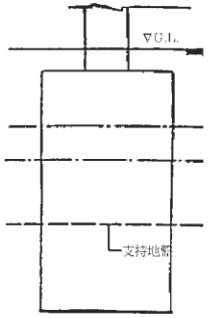
3）橋梁設計に必要な各種試験（物理試験、力学試験など）は、当該橋梁で予想される問題に応じて事前に実施し、その特性を十分把握するものとする。橋梁設計施工に必要な地盤調査項目を図 1−5 に示す。また、基礎構造形式と地盤調査の関係を表 1−5 に示す。

		当該箇所における問題点			
		地震時における地盤の液状化	橋梁基礎の支持地盤の破壊	橋梁基礎（杭）本体の破壊	橋台の側方移動
検討（判定）事項	土質分類と地盤構成の設定	○	○	○	○
	液状化抵抗率 FL の計算	○	—	—	—
	鉛直支持力の計算	—	○	○	—
	水平支持力の計算	—	○	○	—
	負の周面摩擦力の計算	—	—	○	—
	側方移動判定値Ｉ値の計算	—	—	—	○

検討に必要な地盤情報	情報（定数）確保のための調査手法	検討（判定）事項					
		土質分類と地盤構成の設定	液状化抵抗率 FL の計算	鉛直支持力の計算	水平支持力の計算	負の周面摩擦力の計算	側方移動判定値Ｉ値の計算
各地層の層厚	機械ボーリング	○	○	○	○	○	○
地下水位	機械ボーリング	—	○	—	—	—	—
Ｎ値	標準貫入試験	○	○	○	○	○	○
Ｋ値	孔内水平載荷試験	—	—	—	○	—	—
変形係数	孔内水平載荷試験	—	—	—	○	—	—
土粒子の密度	土粒子密度試験	○	—	—	—	—	—
自然含水比	含水比試験	○	○	—	—	—	—
粒度構成	粒度試験	○	○	—	—	—	—
液性・塑性限界	液性・塑性試験	○	○	—	—	—	—
圧密特性	圧密試験	—	—	—	—	○	—
湿潤密度	湿潤密度試験	—	—	○	—	○	—
一軸圧縮強度	一軸圧縮試験	—	—	○	—	—	—
粘着力	（一軸圧縮試験）	—	—	○	—	○	○
内部摩擦角	（標準貫入試験）	—	—	○	—	—	—

図 1−5　橋梁設計に際しての問題点～各種試験の関係

表 1－5　橋梁設計施工に必要な地盤調査の例

			直接基礎	斜面上の直接基礎	杭基礎			軟弱地盤上の杭基礎	斜面上の杭基礎	ケーソン基礎
					支持杭	摩擦杭	薄層支持杭			
略図										
地盤調査項目	ボーリング		○	○	○	○	○	○	○	○
	標準貫入試験	N 値	○	○	○	○	○	○	○	○
	1/β範囲での変形係数	E_0	—	—	○	○	○	○	—	—
	各層での変形係数	E_0	—	—	—	—	—	—	○	○
	各層での物理試験	γ	—	—	—	—	—	—	○	○
	各層での力学試験	c、φ	—	—	—	○	—	—	○	○
	粘性土の力学試験	P_c	—	—	—	○	—	—	—	—
	軟弱層の力学試験	c、φ	—	—	—	○	—	○	—	—
	軟弱層の物理試験	D_{50}, D_{10}, PC	—	—	—	—	—	○	—	—
	支持地盤の物理試験	γ	○	○	—	—	—	—	—	—
	支持地盤の力学試験	q_u、c、φ	○	○	○	—	○	○	○	○
	支持地盤以下に存在する土の力学試験	P_c、q_u	—	—	—	—	○	—	—	—
	(橋台の場合) 盛土材の物理試験	γ	—	—	—	—	—	○	—	—

ここに、N：N 値
γ：単位体積重量（kN/m³）
c：粘着力（kN/m²）
φ：せん断抵抗角（°）
E_0：変形係数（kN/m²）
P_c：圧密降伏応力度（kN/m²）
q_u：一軸圧縮強度（kN/m²）
D_{50}, D_{10}：平均粒径および 10%粒径（mm）
PC：細粒分含有率（%）

2－4 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へ与える影響について検討するものとする。

＜近接工事設計施工要領（案）（建設省土木研究所）＞

＜近接工事設計施工マニュアル（東日本旅客鉄道株式会社）＞

既設橋梁に近接して架橋するという状況は、4車線道路等の段階建設においてしばしば問題になるところで、既設橋梁の基礎工の実状に応じて既設の基礎に悪影響を与えないように十分検討の上、基礎構造を選択する必要がある。一般に近接施工を行うにあたっては地盤のゆるみ（特に振動その他により）を既設基礎に対して如何に防ぐかということに問題がしぼられてくるが、JRなどでは近接施工の指針(案)として近接の程度によって必要となる設計施工上の注意対策を考慮しなければならないとして近接程度を3つの範囲に分けて明示している。これによる限りではくい基礎としては場所打ぐいをケーソン基礎としてはニューマチックケーソンの施工が影響範囲を局所に止め得ると考えられる。

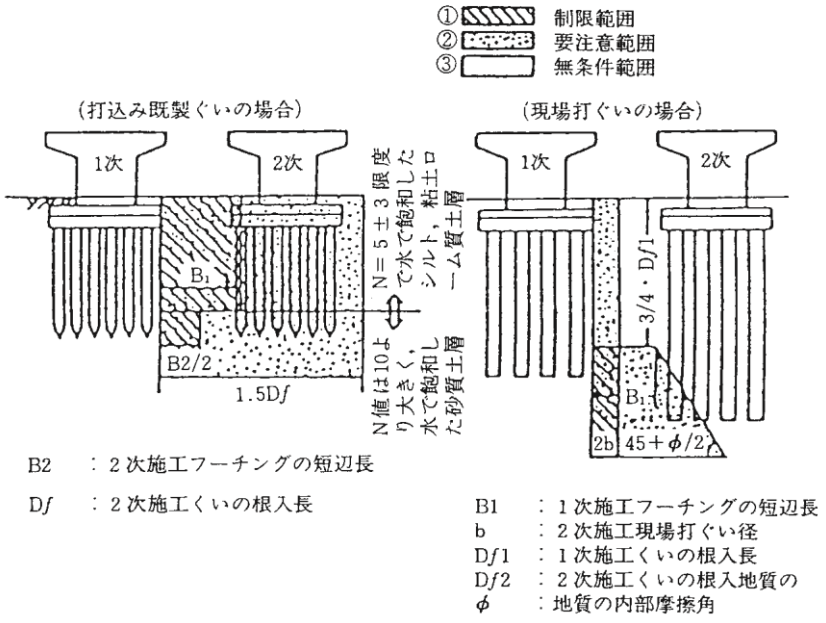
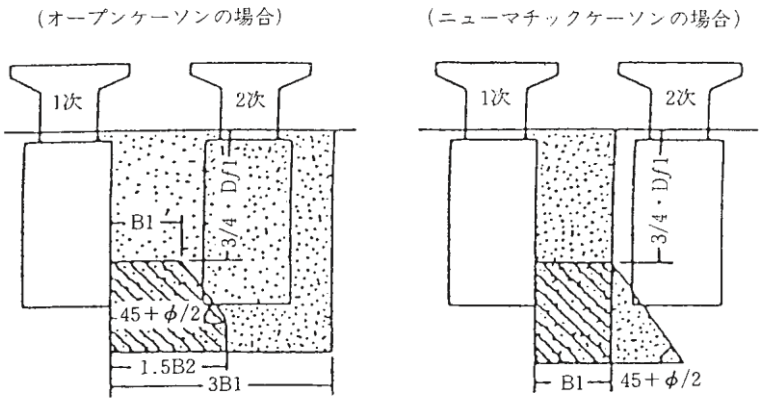


図1－6　近接施工影響範囲



B1　：1次施工ケーソンの短辺長
B2　：2次施工ケーソンの根入長
Df　：1次施工井筒の根入長
φ　：地質の内部摩擦角

B1　：1次施工ケーソンの短辺長
Df1　：1次施工ケーソンの根入長
φ　：地質の内部摩擦角

図1－7　近接施工影響範囲

①　制限範囲（要対策範囲）：設計施工とも、特別の考慮を要し、何らかの対策を当初より計画する。
対策工の例
イ）既設構造物の補強
ロ）地盤の強度改良（薬液注入、セメント注入等）
ハ）遮断防護工の設置（シートパイル等）
ニ）施工法、施工順序、施工速度の制限
ホ）制限範囲外の基礎形式への変更

②　要注意範囲：設計については特別の考慮を要しないが、施工時には既設構造物の変状観測などの注意を要し、変状が認められた場合には対策を考慮する。

③　無条件範囲：この範囲に新設構造物がはいる場合は、設計施工上特別の考慮を一般的に要しない。

2－5 添架物

ＮＴＴ、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。

占用物の位置の決定にあたっては、下記事項に留意するものとする。

(1) 各部材に与える影響が最小限であること。

(2) 添架物が偏荷重とならないこと。

(3) 保守点検などのスペースをとること。

(4) 美観上障害とならないこと。

(5) 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、早め早めの協議をおこなうものとする。

(6) 道路管理施設とは標識、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。

(7) 添架例は道路管理事務の手引参照

(8) 橋梁添架物の費用負担協定は後掲〔参考資料1－4〕参照

2－6 河川橋

(1) 河川などを横過する橋梁は、河川管理者との協議にもとづく必要条件を充足するとともに、構造上安定であり、経済的で施工性のよいものでなければならない。

(2) 計画に先立ち下記の事項について事前に河川協議者と十分打ち合わせのうえ、橋梁計画をおこなうものとする。

イ）河川現況（横断形状寸法、高さ、高水流量、高水位など）

ロ）河川改修計画の有無

ハ）流下方向、計画断面寸法、高さ、計画高水流量、計画高水位、河床こう配、管理用道路など

ニ）施工可能期間などの施工条件

(3) 河川管理者との主な協議事項は次のとおりである。

イ）径間長　　ロ）橋台の位置および底面高　　ハ）橋脚形状およびフーチング根入れ高

ニ）けた下余裕高　　ホ）管理用道路　　ヘ）護岸　　ト）河積阻害率

(4) ダムなどに架橋する場合のけた下高（常時満水面＋けた下余裕高）については、ダム管理者と協議するものとする。

(1) 河川管理者に対し、河川管理施設等構造令および同施行規則、工作物設置許可基準、河川砂防技術基準（案）同解説、許可工作物に対する河川断面の決定および留意事項について〔昭和63年3月14日63河第136号〕などにもとづき協議をおこなうものであるが、これらの定めのない条件の場合は、文書確認など慎重に協議するものとする。

(2) 河川改修計画には、概略のものから施行直前のものまで各種段階があるので、各項目を十分河川管理者に確認する必要がある。

(3) 福島県河川管理における協議の要旨を以下に示すが、県管理河川以外の河川条件については、当該河川管理者と十分協議の上決定すること。

1）河川の基本計画

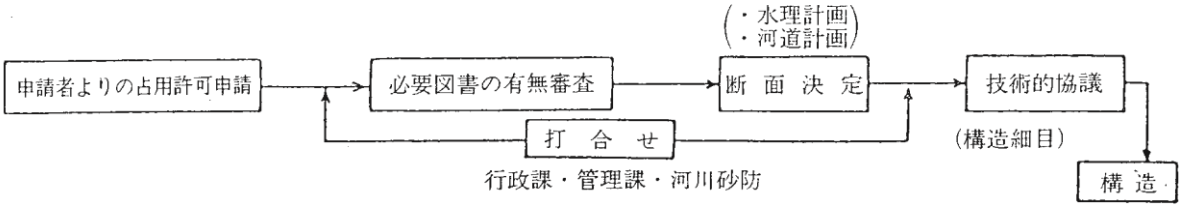
① 断面決定

断面決定については「許可工作物に対する河川断面の決定および留意事項について昭和63年3月14日63河第136号（河川管理事務の手引き）」によるものとする。

2）協議のフローチャートと必要図書

① 協議のフローチャート

協議にあたっては、費用負担などがともなうケースがあるので、各主管課を交えて協議するものとする。占用許可申請から主管課へ進達までのフローチャートは下記のとおりとする。



② 必要図書……河川法施行規則第 15 条による規則による。

③ その他

(ｲ) 許可工作物申請事務の徹底について

工作物（特に道路橋）が河川区域内に設けられる場合は、すみやかに工作物の管理者に河川法の該当規定にもとづく承認、許可、協議申請をおこなうものとする。

3）河川管理施設等構造令にもとづく橋梁構造の原則（河川管理施設等構造令第 60 条）河川区域内に設ける橋台および橋脚は、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造とするものとする。また、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げず、付近の河岸および河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさず、並びに橋台及び橋脚に接続する河床及び高水敷の洗掘の防止について、適切な構造とするものとする。

① 橋　　長（河川管理施設等構造令第 61 条）

橋長とは、橋の両端の橋台の前面（胸壁前面）間の長さをいい、橋台前面の位置は図 1－8、図 1－9 に示すように川幅によって異なる。

○ 川幅 50m 未満

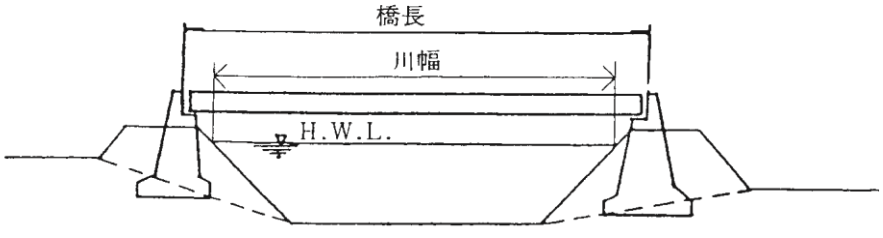


図 1－8　川幅が 50m 未満の橋長

○　川幅 50m 以上、背水区間、高潮区間

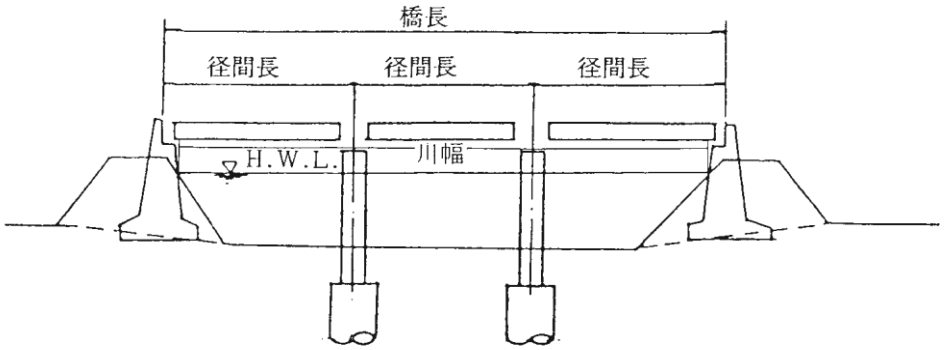


図 1－9　川幅 50m 以上、背水区間、高潮区間の橋長、径間長

② 径　間　長

径間長とは、洪水が流下する方向に河川を横断する垂直な平面に投影した場合における、隣り合う河道内の橋脚の中心線間の距離をいう。

(ｲ) 橋梁の径間割については、原則として基準径間長による径間割とする。やむを得ず、緩和規定を適用する場合は、「河川管理上著しい支障がない場合」に限られている。「河川管理上著しい支障がない場合」とは、次の諸条件について十分留意されている場合をいうものである。

ａ）橋脚が河岸（低水路の河岸を含む）又は堤防ののり先並びに低水路ののり肩から 10m（計画高水量が 500m³/sec 未満の河川にあっては 5m）以上はなれていること。ただし、局所洗掘などのおそれに対し、護岸の補強および根固工の設置など適切な措置が講ぜられるときはこの限りではないこと。

ｂ）橋脚の流心方向の長さが 30m 未満であること。

ｃ）橋脚は、パイルベント形式以外のものとし、河積阻害率は 5%以下であること。

ｄ）堤防の小段又は高水敷と橋桁とのクリアランスが 2m 未満の部分があるときは、それを無効河積としてもなお河道に必要な流下断面が確保されること。

(ﾛ) 河川管理施設等構造令第 63 条第 2 項の緩和規定を適用する場合は、計画高水流量が 2000m³/sec 未満の場合であるので注意すること。

径間長の決定は、図 1－10 のフローチャートによる。（河川管理施設等構造令第 63 条）

③　けた下高（河川管理施設等構造令第 64 条）

橋のけた下高は計画高水流量に応じ、計画高水位に次表に掲げる値を加えた値以上とするものとする。

表 1－6　けた下余裕高

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

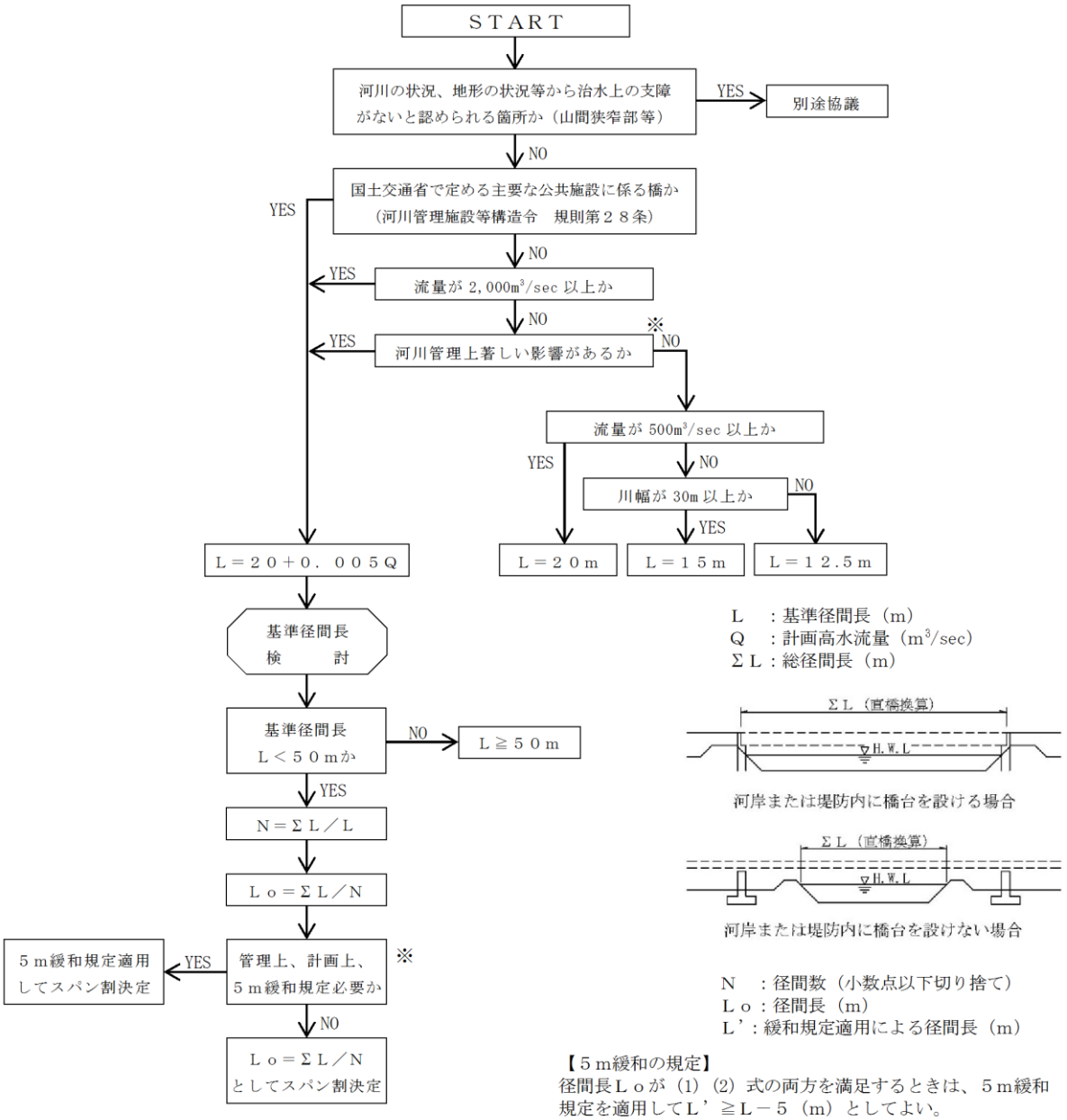


図１－10　径間長、径間数の決定フロー

④ 橋　　台

(ｲ) 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、背水区間、高潮区間……堤防法線とＨＷＬとの交点より前に躯体は出さないものとする。

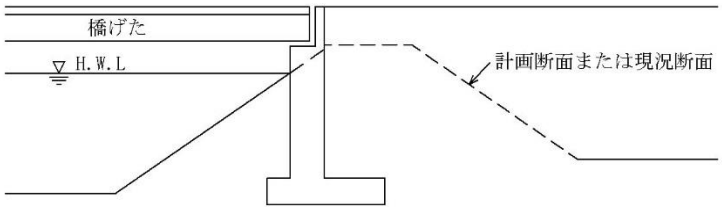


図 1－11　橋台前面の位置（川幅 50m 以上）

ｂ） 川幅 50m 未満……堤防表法肩より前に躯体は出さないものとする。

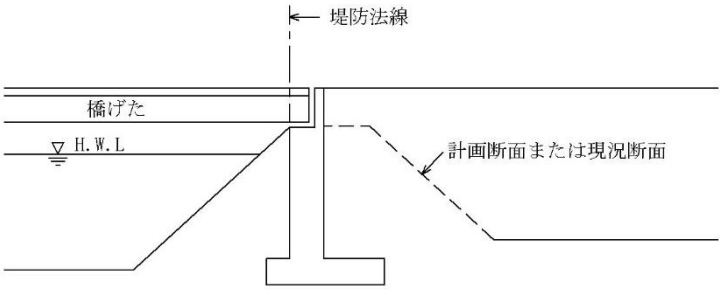
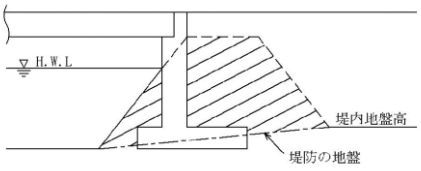


図 1－12　橋台前面の位置（川幅 50m 未満）

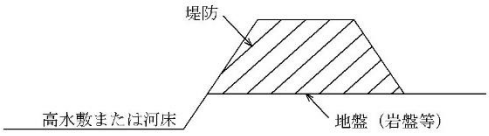
(ﾛ) 堤防に設ける橋台のフーチング位置は、原則として以下によるものとするが、詳細は河川管理者と協議するものとする。

ａ） 橋台の根入れは、原則としてフーチング底面を「堤防の地盤」以下とするものとする。ただし、やむを得ず橋台を水衝部に設ける場合など、洪水時に河岸の洗掘の恐れがある場合には、橋台の安定性を確保するために必要な根入（河床高以下など）を確保するものとする。

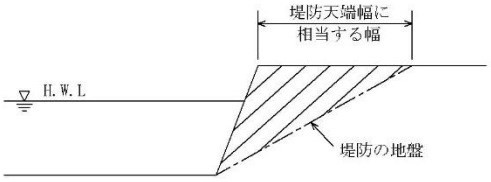


橋台の底面位置

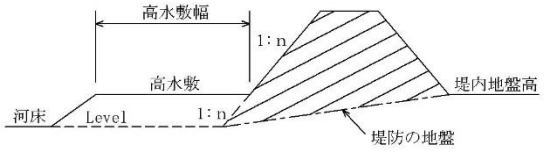
なお、「堤防の地盤」は図1－13より判断するものとする。



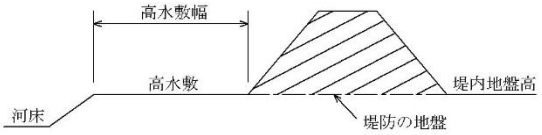
(a) 堤防と地盤が明確に区分できる場合



(b) 掘込河道の場合



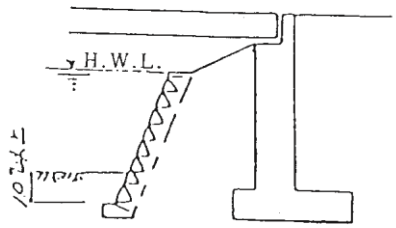
〔高水敷幅が20m未満または既往の河岸洗堀幅以下の場合〕



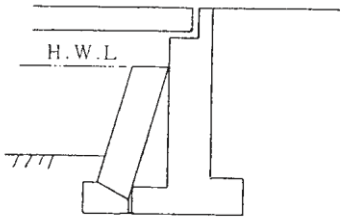
〔高水敷幅が20m以上でかつ既往の河岸洗堀幅以上の場合〕

図1－13　堤防と地盤の区分

(ハ) 護岸勾配が1割以下の場合の橋台前面位置およびフーチングの位置は以下のとおりとする。
（橋台フーチング底面は、護岸の基礎底面以下とする。）



(50m未満)



(50m以上、背水区間、高潮区間)

図1－14　護岸設置の橋台

(ニ) 堤防への食込み角度および食込み幅については下記を標準とする。ただし、掘込河道の場合はこの限りでない。

ａ） 食込み角度は、原則として 20° 以内とする。

ｂ） 食込み幅は、原則として堤防天端幅の 1／3 以下（2m を超える場合は 2m）とする。

ｃ） 裏腹付けなどの堤防補強は図 1－15 のようにする。

(ホ) 橋台の斜角は、原則として 60° 以上とする。

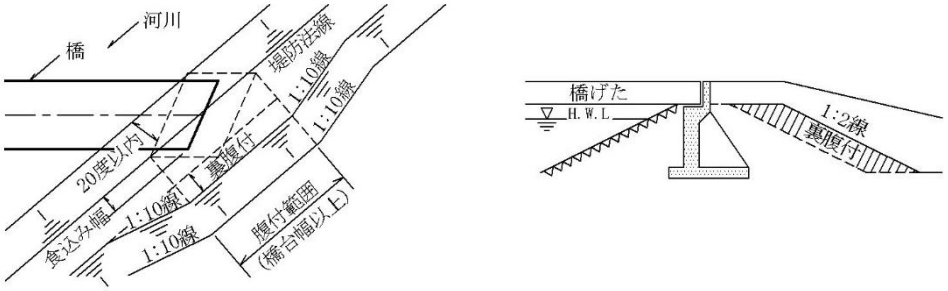


図 1－15　堤防への食込みに対する補強

⑤ 橋　　脚（河川管理施設等構造令第 62 条）

(イ) 断面形状

橋脚形状は、原則として細長い楕円形（小判形）とし、方向は、流心方向に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が、円形断面は低水路のみにとどめ、高水敷は極力、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。

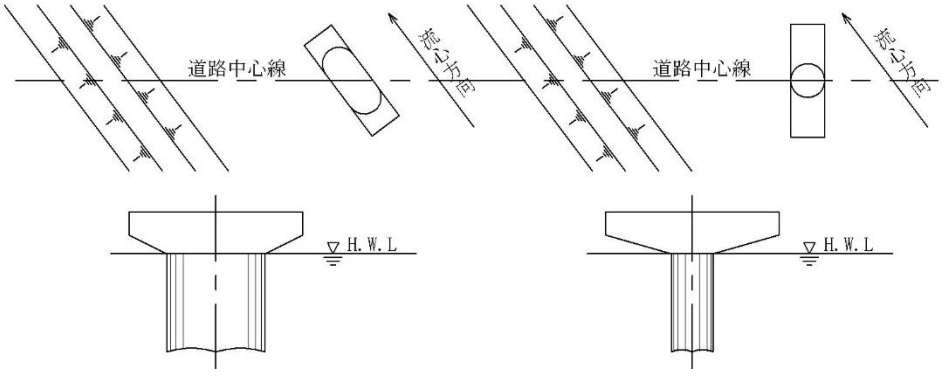


図 1－16　橋脚の形状と方向

(ロ) 橋脚の位置

位置は原則として、河岸または堤防の法先および低水河岸の法肩から 10m（計画高水流量が 500m^3/s 未満の場合は 5m）以上離すものとする。やむを得ず 10m 未満となる場合は、護岸を強固なものとし、護床工または高水敷保護工を実施するものとする。

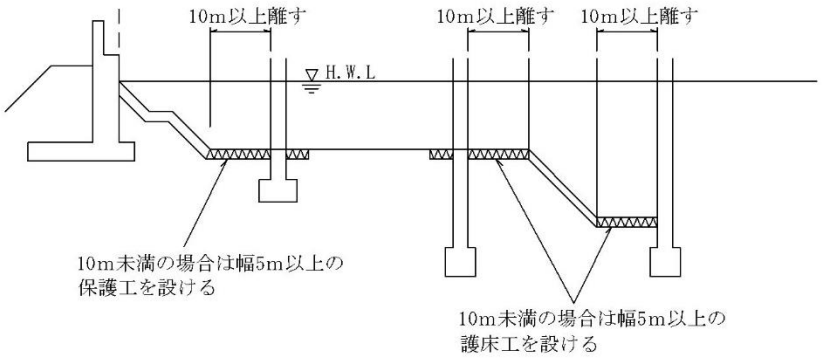


図 1－17　橋脚の位置

(ハ) 橋脚基礎部根入深（河川管理施設等構造令第 62 条）

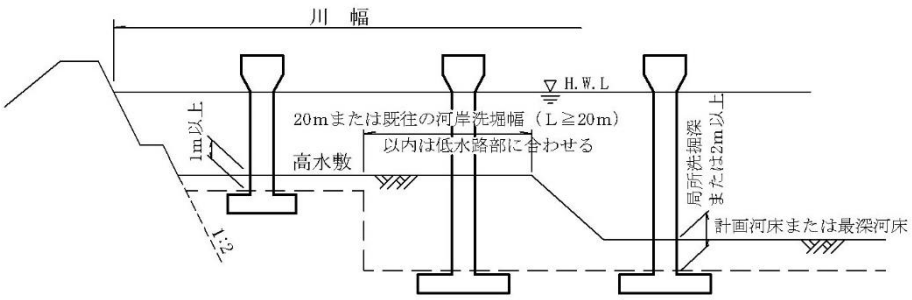


図 1－18　橋脚の根入れ深さ

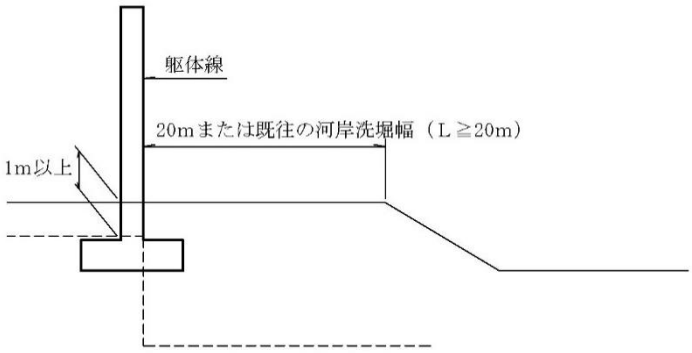


図 1－19　高水敷の低水路あつかいの範囲

(ニ) 橋脚のフーチング底面が岩盤に接するとき、河床に岩が露出としているとき、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。

(ホ) 洗掘は、架橋地点のみでなく影響範囲内で検討するものとし、その範囲は、河川管理者との協議により定めるものとする。

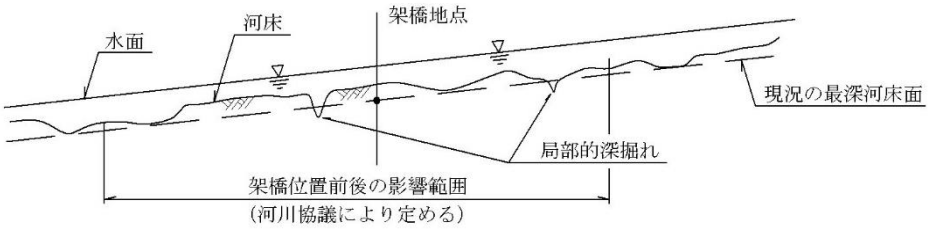


図 1－20　洗掘を検討する範囲

(ﾍ) 河積の阻害率

河積の阻害率は、流向に対して直角に測った計画高水法線間の距離に対する橋脚厚の合計の比である。河積阻害率は 5%以内が目安であり、(3%が努力目標) 橋の構造上、やむを得ずこの値をこえることとなる場合であっても、河川管理者との協議の上 6%以内が目安である。

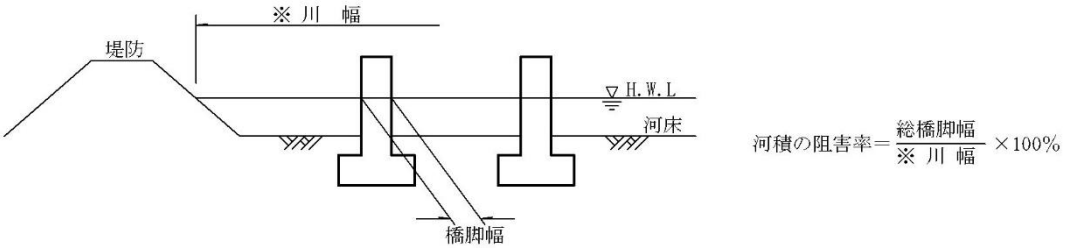


図 1－21　河積の阻害率

⑥ 護　　岸

(ｲ) 護岸の必要範囲

橋脚の影響による流水の乱れまたは流木などに対し、堤防を保護するとともに、橋台の設置による堤防の弱体化に対する補強措置、また橋による日照阻害により芝の生育不能に代わる法覆工として護岸を設けるものとする。

必要箇所は、下記のとおりとする。工法は上下流の実施状況あるいは断面形および近傍河川の状況などを判断のうえ決定するものとする。

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。

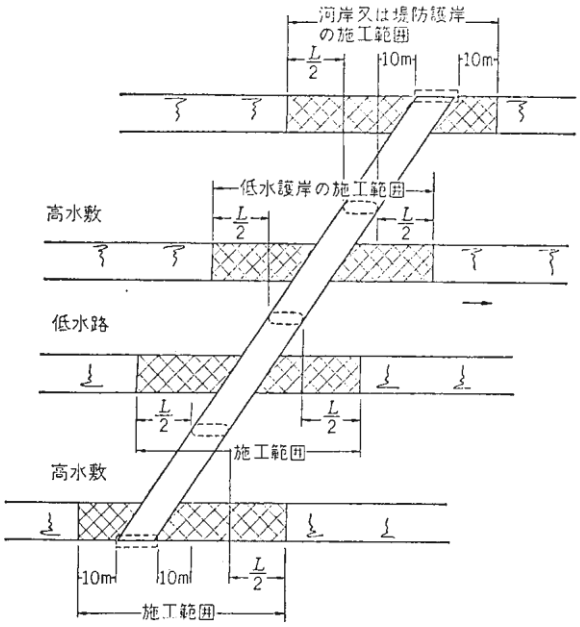


図 1－22　橋の設置に伴い必要となる護岸長

(ﾛ) 護岸の高さ

橋台の両端から上下流にそれぞれ橋台幅（10m をこえる場合は 10m）に相当する区間は、堤防取付けをおこなった部分の高さまで」、護岸をするものとする。（図 1－23）その他の部分は計画高水位までとする。

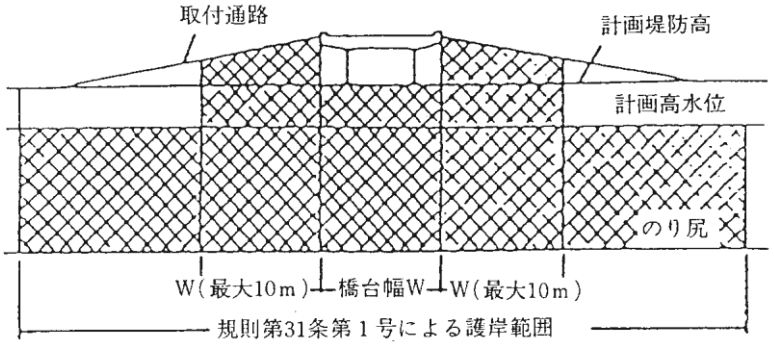


図 1－23　橋の設置にともない必要となる堤防護岸の高さ

(ﾊ) 護岸の構造

基礎部の根入れは通常計画河床または最深河床より 1m 以上とし、岩盤が露出する場合は、軟岩（Ⅰ）で 50cm、軟岩（Ⅱ）・硬岩で 30cm とする。また、護岸の構造は「河川砂防技術基準（案）同解説」、「護岸の力学設計」等を参考とする。また、水際部に設置する護岸は、水際部が多様な生息環境であることから、十分に自然環境を考慮した構造とする。

(ニ) 橋が、高架により河岸もしくは堤防を横過する場合の法面保護の範囲は、(図 1－23) の範囲を標準とする。

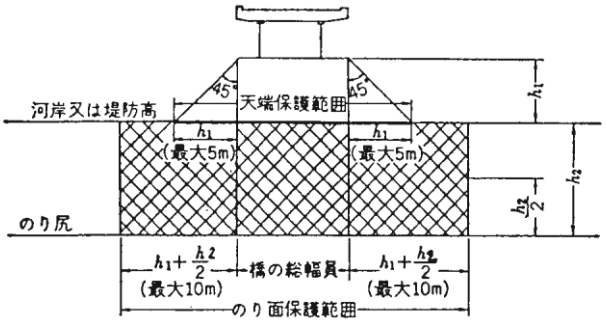


図 1－24　橋の下の河岸または堤防を保護する範囲

⑦　堤防取付およびその他のとりあつかい

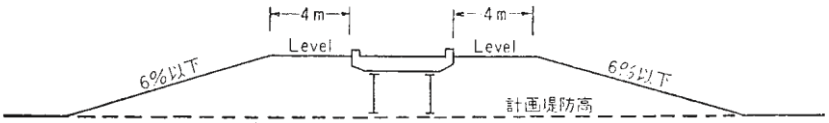


図 1－25　取付道路の構造

イ）一般的な場合　　ロ）止むを得ない場合

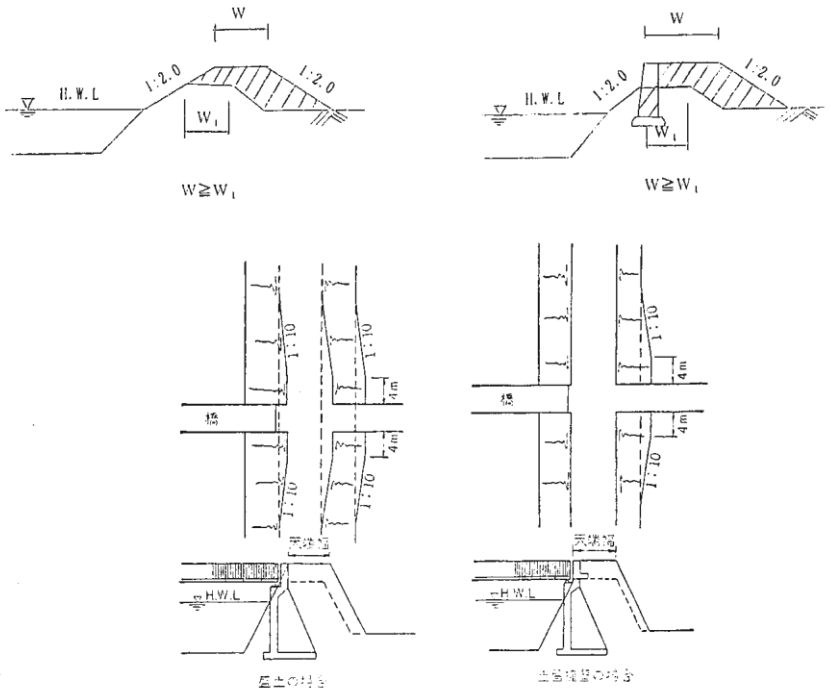


図 1－26　堤防の補強

(ｲ) 堤防取付

ａ）幅員は現況堤防天端幅以上とする。

ｂ）4m の水平区間を設け、6%以下の勾配とするものとする。用地の対応が極めて困難な場合は10%まで緩和できるものとする。

ｃ）横断勾配は 1：2.0 とする。川側の擁壁はやむを得ないが、川裏（堤内地）は土羽とするものとする。用地補償が困難な場合は、直高 1.0m 程度の擁壁に限り設置できるものとする。

ｄ）堤防取付道路は、河川管理施設として引き継ぐものとする。

(ﾛ) 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。

ａ）計画高水流量が 1,000m^3/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。

ｂ）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。

ｃ）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。

(ﾊ) 河川部を含めた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、次の通りとする。また、橋げたの余裕は、管理用道路の迂回路がある場合は、2.5m でよいものとする。

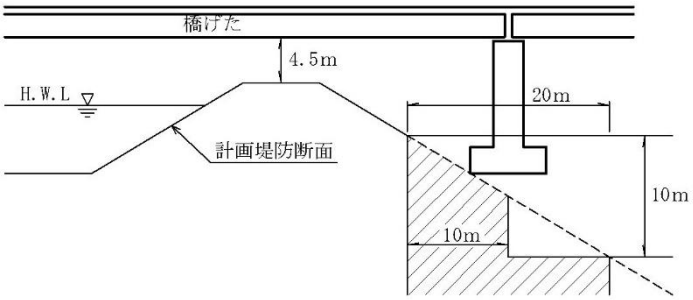


図 1－27　橋脚の位置

⑧　近　接　橋

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、これによらなくてもよいものとする。

近接橋とは上下流の橋脚間の距離が当該河川の川幅以内かつ 200m 以内の橋梁をいう。

1）既設の橋等と近接橋との距離が基準径間長（L＝20＋0.005Q）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。

2）既設の橋などと近接橋との距離が前項の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の中央の見通し線上に設けるものとする。

3）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。

4）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。

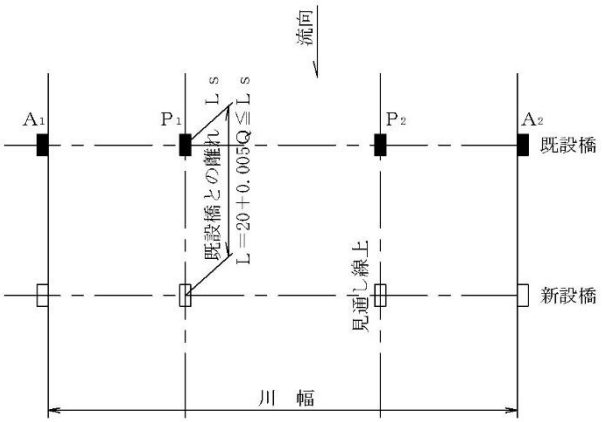


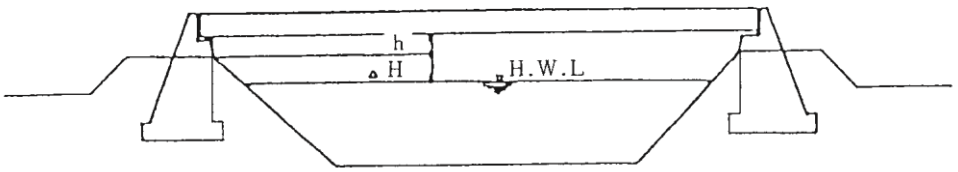
図 1－28　近接橋における橋脚の位置

(4) 砂防指定地内の河川における橋梁の構造

砂防指定地内の河川に設ける橋梁は、指定地内における地形、地質、流木の流出、流出土砂量などを勘案して、「河川管理施設等構造令」にもとづく構造に、次の条項を付加した構造とする。

① けた下高

橋梁のけた下高は、表 1－6 に示す値（計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの）に、流木の流出などを考慮した余裕高を加算した高さ以上とする。



けた下余裕高 h（単位 m）
0．5

△H：表 1－5 に示す河川としての余裕高

h：余裕高

図 1－29　けた下図

② 橋台の位置

橋台は、護岸法肩から垂直に下ろした線より後退させて設けるものとする。ただし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合には、護岸法線に合わせて流水の疎通の支障のないようなめらかに接続するものとする。

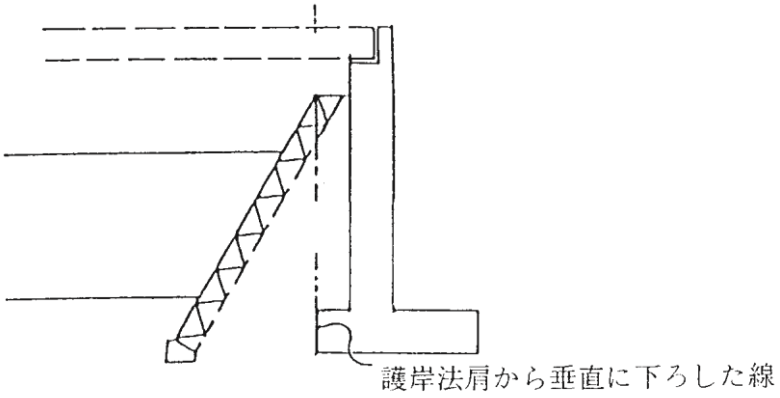


図1－30　橋台位置

2−7 こ道橋

(1)　県管理の道路と他の道路法上の道路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、当該管理者と協議するものとする。 (2)　こ道橋の斜角は、補修時の交差道路への影響に配慮し、構造性・耐久性向上の観点から 70°以上として検討する。

(1) 県管理の道路と道路法以外の道路（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) こ道橋の橋長の検討にあたっては、交差道路の建築限界に加え、下部工検査路の設置スペースや被災時の緊急点検に必要な空間など、維持管理行為に必要な余裕を確保する。

(3) こ道橋の計画にあたって、当該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）橋の設計荷重
2）平面および縦断線形
3）幅員構成、建築限界およびけた下高
4）橋台、橋脚の設置位置、および根入れ
5）視距、堆雪幅。
6）添架物、地下埋設物の有無
7）拡幅計画がある場合の費用負担など

(4) 協議に際しての留意事項は、次のとおりとする。

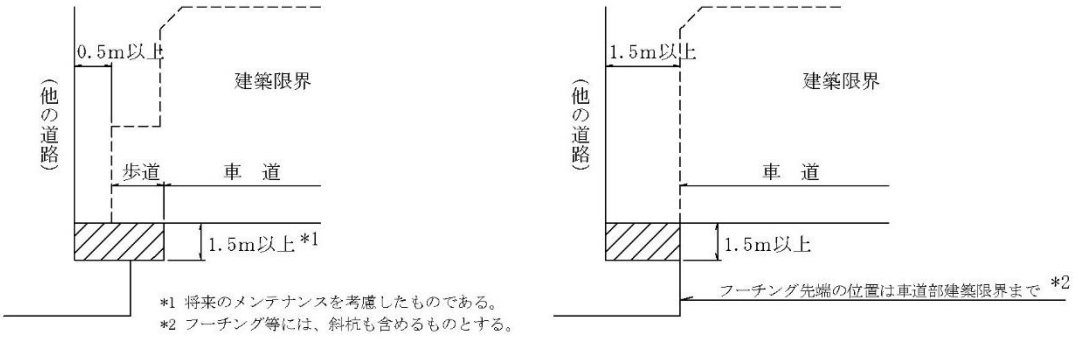
1）幅員は、現況幅員を現地立会いのうえ決定するとともに、当該道路に拡幅計画がある場合は、事業調整をおこなうものとする。
2）当該道路が都市計画道路で都市計画決定済みのものについては、決定済みの幅員を基本に検討するものとする。
3）現況幅員は、県管理の道路との交差部分を含む相当区間における、路肩端から路肩端までの平均的幅員とするものとする。
4）平面および縦断計画は、現況と同等程度を基本とし、過大とならないようにおこなうものとする。

(5) けた下高

1）県管理の道路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する。
2）他の道路を県管理の道路が横過する場合のけた下高は、当該道路管理者と十分な協議のうえ、決定するものとする。
3）吊り足場の設置余裕のほか補修工事の作業空間として、概ね 1.0m を設けることが望ましい。ただし、交通量の少ない道路と交差するこ道橋においては、迂回路の有無、橋梁点検時の通行止めの可否などを道路管理者と協議のうえ決定するものとする。

(6) 県管理の道路を他の道路が横過する場合の橋台・橋脚の位置、および根入れについては、次のとおりとする。

1）道路の建築限界の鉛直線の延長内には、原則としてフーチングは入れないものとする。ただし、歩道がある場合には歩道部の下に入れることができる（図 1−31)。



(a) 歩道がある場合　　(b) 歩道がない場合

図 1−31　フーチングと建築限界の関係

2）橋台・橋脚の壁面は、県道の視距を十分確保できる位置とする。なお視距についての考え方は次のとおりとする。

① 4 車線以上の区間は制動停止視距とする。

② 2 車線の区間は追越視距とする。

3）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。

4）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。

5）中央分離帯への構造物の設置は、原則として認めない。

6）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、「道路管理事務の手引き（福島県)」の埋設深を参考に検討するものとする。

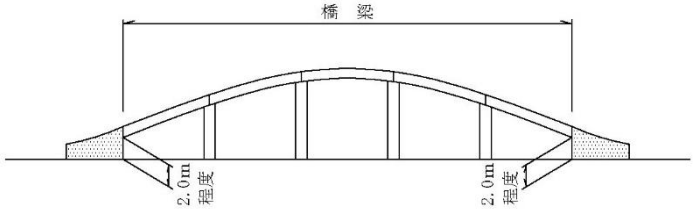
(7) こ道橋の斜角は、補修時の交差道路への影響についても配慮する必要があることから、上部構造および床版の構造性・耐久性向上の観点から、斜角の影響による床版端部の主鉄筋の追加配置が不要となる 70° 以上として検討することとした。

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

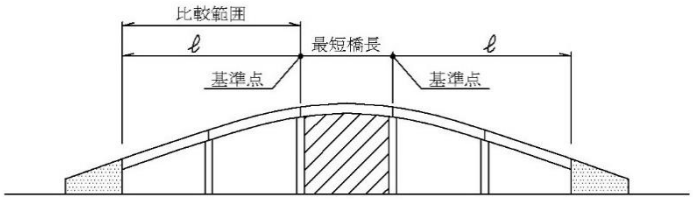
2－8 高架橋

(1)　高架橋は、横過する物件ごとに、建築限界などの条件について当該管理者と協議をおこない、計画条件、施工条件、経済性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、原則として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、最小桁高を 0.5m として最小盛土高を 2.5m とし、この区間を比較範囲とする。



(a) 橋長が最長の場合



(b) 橋長が最短の場合

図 1－32　比較範囲

　2）原則として、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、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。

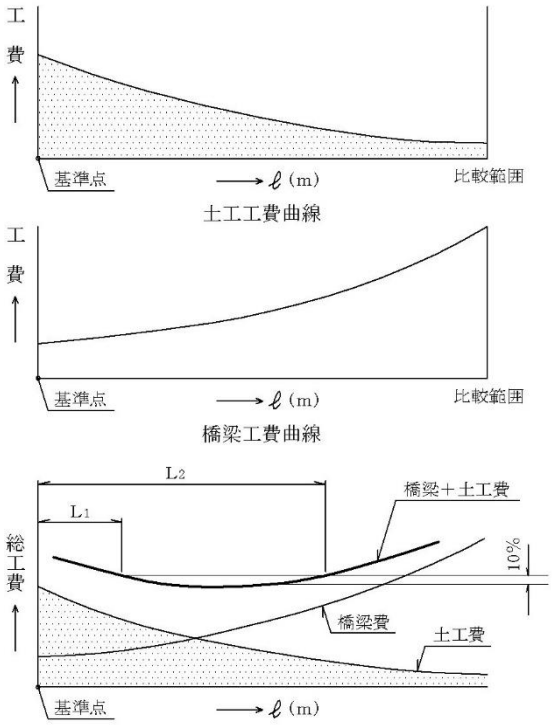


図 1－33　工費合成曲線

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、架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)　設計計画をおこなうに際し、電化計画の有無、線増計画の有無、所要けた下空間高、建築限界、鉄道用地の使用、維持管理に必要な空間などについて協議をおこなうとともに、現地立会をおこない、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ほか、下部工検査路の設置スペースを確保する。また、斜角は補修時の交差道路への影響に配慮し、構造性・耐久性向上の観点から70°以上として検討する。

(1) 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について実施するものとする。

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

(2) こ線橋においては、被災時の緊急点検を含む維持管理行為を踏まえ、下部工検査路の設置スペースを最低限確保することとした。また、こ線橋の斜角は、補修時の鉄道への影響に配慮し、こ道橋と同様、上部構造及び床版の構造性・耐久性向上の観点から70°以上として検討することとした。

そのほか、除雪線区のこ線橋では、下部工躯体前面に除雪帯を考慮することが必要である。また、軟弱地盤上に鉄道が建設されている場合は、道路盛土や締切りの影響で軌道が沈下や変位などの影響が懸念されるため、管理基準の変形量に留意し、構造物位置の検討を行うことが必要である。

(3) こ線橋の上部工形式は、経済性、構造性、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。

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、雪崩など)、工事用道路などの条件を総合的に判断して、計画をおこなうものとする。

(1) 山岳部橋梁は、以下の事項に留意して計画するものとする。

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、長い法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）Ａタイプの場合（前後がトンネルとなる場合）

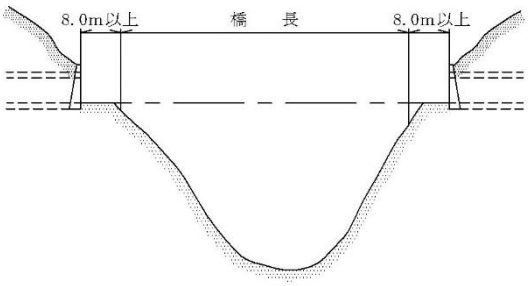


図 1－34　Ａタイプの例

この場合は、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。

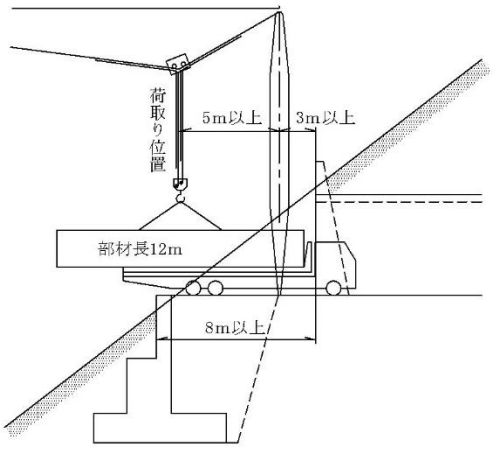


図 1－35　架設上の最小スペース

２）Ｂタイプの場合（谷部が主径間で前後がアプローチ径間となる場合）

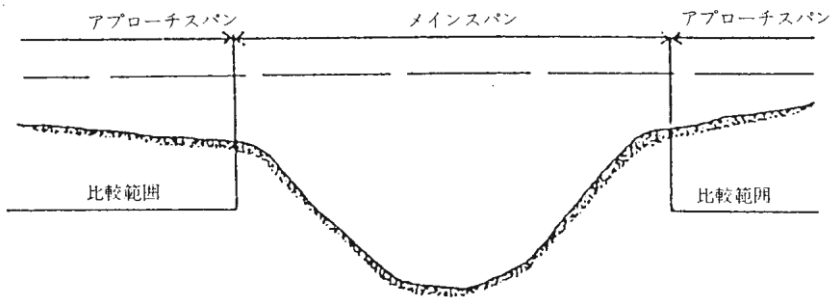


図１－36　タイプの比較区間

総工費に支配的影響をおよぼすのは主径間であるから、主径間の形式を何案か選定してから、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。

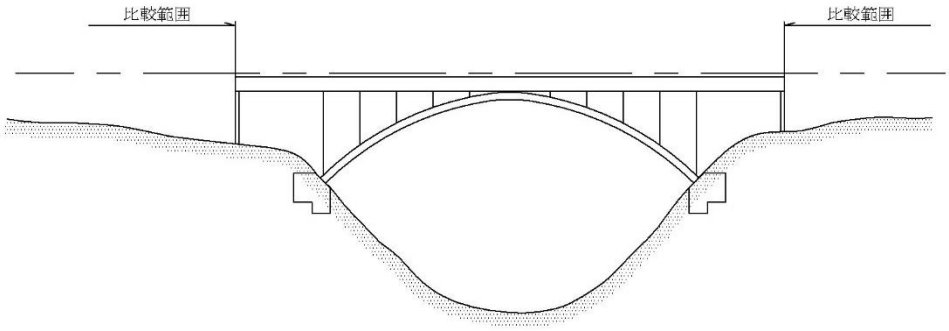


図１－37　Ｂタイプの例

３）Ｃタイプの場合（一方が自動的に位置が決まる場合）

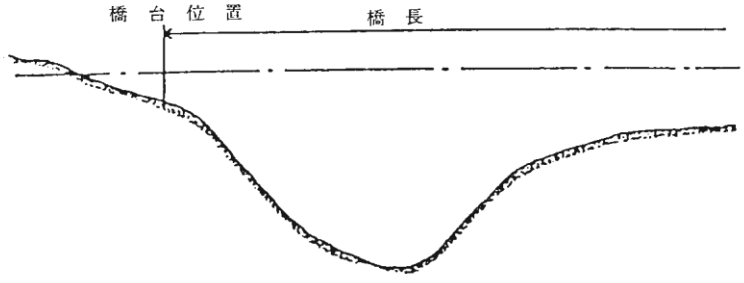


図１－38　Ｃタイプの比較区間

この場合は、主径間の形式はできるだけ対称構造に心がけて、アプローチスパンの比較範囲を定め、高架橋の要領で橋長を決定する。

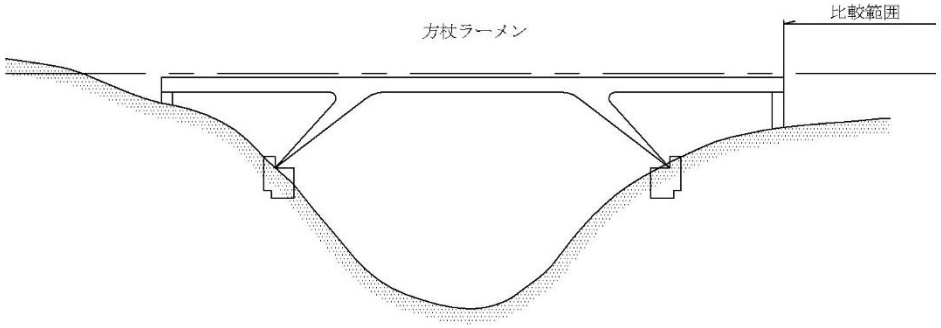


図 1－39　Cタイプの例

4）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。

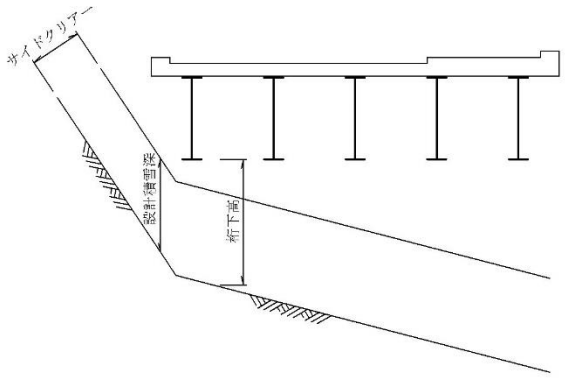


図 1－39－1　多積雪地域の桁下高

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 3 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 3 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・鋼性防護柵などや 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。

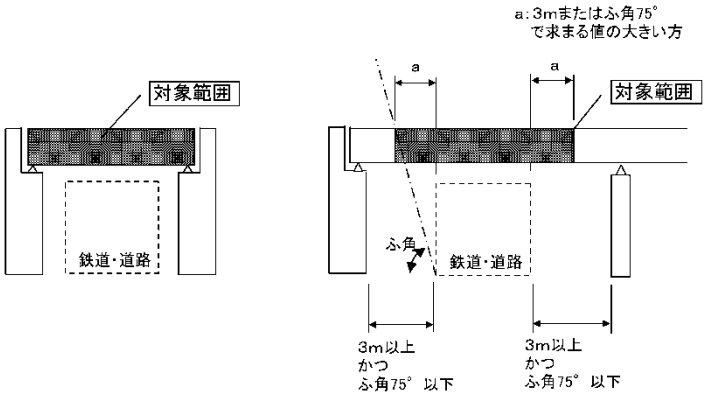


図1－39－2　剥落防止を施す範囲

第3章 橋梁の種類

3－1 橋種の選定

橋種の選定は、架橋の目的、地形、地質条件等で異なり一概に定めがたいものであるが、予備設計における一般的な橋梁形式選定の目安を以下に示す。

表 1－7　コンクリート橋、合成桁橋、複合橋、及び鋼橋の特徴

項目＼橋梁形式	ＲＣ橋	ＰＣ橋	鋼・コンクリート合成桁橋	鋼・コンクリート複合橋	鋼橋
適用スパン	短	短～中	中	短～長 (スパン割りに対する対応がフレキシブル)	中～長
重量	大			小～中	小
強度のばらつき	大 (コンクリートの強度のばらつきが大きいため)		大 (コンクリートの強度のばらつきのため)	小～中	小
剛性	大		大	中	小
じん性	中	小 (PC 鋼棒の破断など)	大	小～中 (鋼部分はじん性小)	小 (局部座屈、低サイクル疲労)
製作・架設	・現場施工がほとんど ・現場工期が長い ・熟練を要する複雑な仕事が多い ・現場での問題点の対応が容易	・工場製作が可能 ・工期の短縮可能 ・現場作業少 ・現場での問題点の対応が容易	・工場製作以外にも現場施工が必要 ・現場工期が長い ・施工スケジュールが繁雑	・工場製作以外にも現場施工が必要 ・比較的現場工期が長い ・施工過程が繁雑 ・結合部の施工が繁雑	・工場製作が主で良品質 ・現場作業少 ・短工期 ・現場での問題点の対応に時間が必要
耐久性	・コンクリートのひびわれ、鉄筋の腐食問題	・PC 橋鋼棒の腐食が問題	・鋼板の外面の腐食が問題	・RC、PC 部分および鋼部分はそれぞれの橋梁の問題点を有する	・鋼板の腐食、疲労クラックが問題
維持・管理	・補修、補強がしにくい				・補修、補強が比較的容易

3－2 各種橋梁形式の概要

構造材料、構造形式別概要を以下に示す。

(1) スラブ橋

コンクリートスラブで出来た版が２辺支持（一方向版）の形で成り立っているもの。版厚が薄く、構造が単純で施工性に優れる。

プレキャスト部材（口断面の建設省ホロー等）をつなぎ合わせるなど工期短縮や施工の省力化が可能であるが、輸送を念頭に置いた計画が必要である。

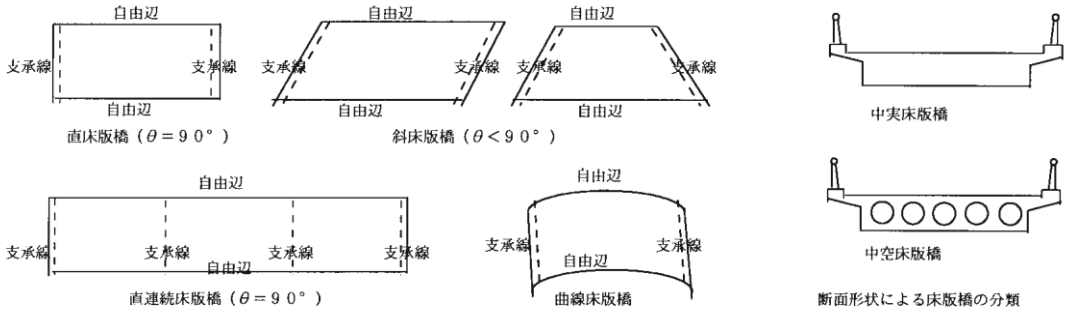


図 1－40　平面形状による床版の分類

１）鉄筋コンクリート橋（ＲＣ橋）

鉄筋コンクリート橋には、床版橋、ラーメン橋などがあり、現場条件がよくて大規模な支保工を必要としない高架橋や小規模な橋梁の場合に有利である。

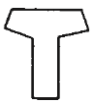
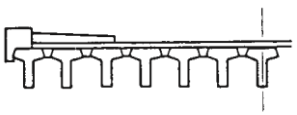
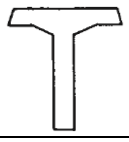
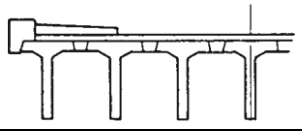
２）プレストレストコンクリート橋（ＰＣ橋）

プレストレストコンクリート橋には、プレキャスト標準桁を使用した橋梁と場所打ち橋梁がある。

プレキャスト標準桁橋にはＪＩＳ制定のプレテンション方式スラブ橋およびプレテンション方式Ｔ桁橋があり、ポストテンション方式では、建設省のＴ桁橋がある。

場所打ち橋は、架設工法により構造形式が決まり主桁形状が決定される。一般に多く採用されているのは、中空床版橋と箱桁橋である。

表 1－8　プレキャスト標準桁を使用した橋梁

橋の名称	主桁の名称	主桁の形状	橋　の　断　面	適用支間	備　考
中空床版橋 (プレテン)	プレテン ホロー桁			5～24 m	JIS A5373
Ｔ　桁　橋 (プレテン)	プレテン Ｔ　桁			18～24 m	JIS A5373 旧　A53
Ｔ　桁　橋 (ポステン)	ポステン Ｔ桁			20～45 m	建設省制定 標準設計

(2) 桁　　橋

(a) Ｉ桁橋、合成桁橋

鋼桁やコンクリートを用い作られたＩ桁断面の主桁を有するもので、この主桁が床版を支えるものであり、この床版を主桁に強固に結合させ、床版と主桁の両方で桁の合成を高めたものを合成桁という。(コンクリート系では同様にＴ断面等の桁が多い) 合成桁は、床版のコンクリートに桁上面に働く圧縮力を負担させることにより経済的な桁形状となる。(ただし、連続桁の場合は床版橋軸方向に引張力が働くため、近年採用されていない)

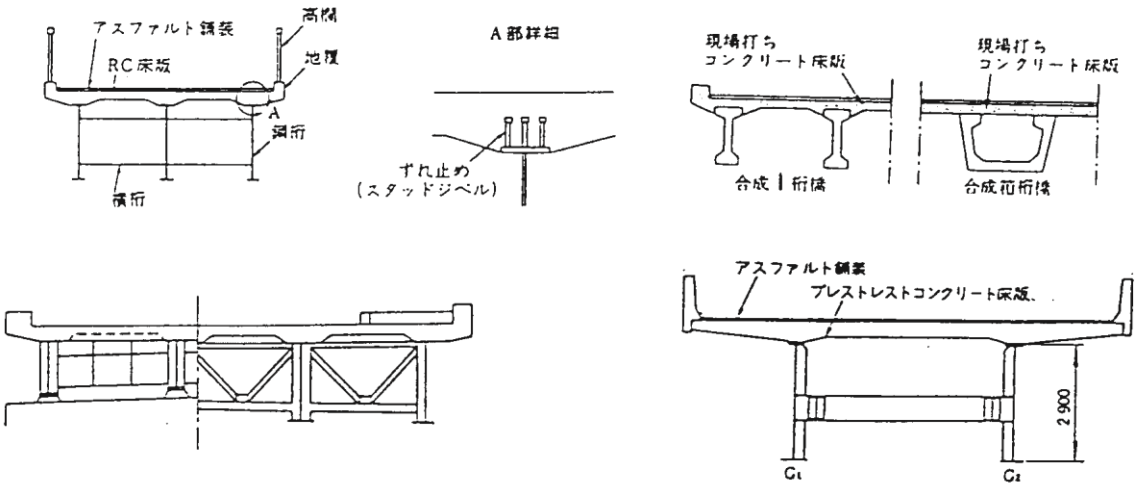


図１－41　Ｉ桁橋、合成桁橋断面図

(b) 箱桁橋

箱桁橋の特性は断面が箱形状であり、ねじり剛性が大きいため偏心荷重に対して有利である。

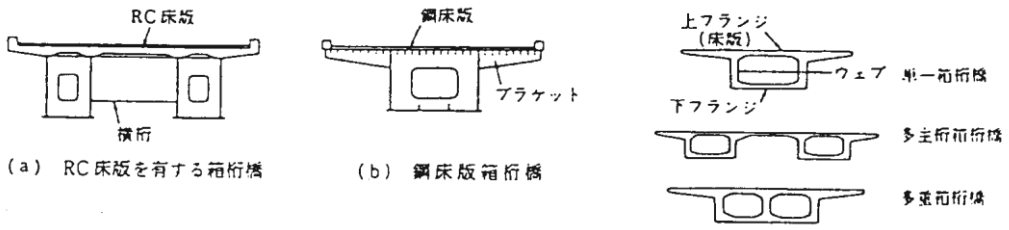
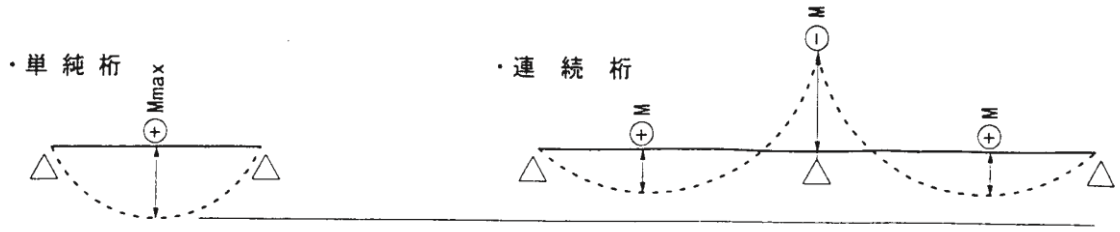


図１－42　箱桁橋断面図

・単純桁と連続桁

連続桁は単純桁に比べ設計曲げモーメントが小さくなることから適用支間が長くなる。



(3) トラス橋

トラスの形式は、下図の様にあり、主構は上下弦材の弦材と斜材垂直材からなる腹材によって構成され、力は各々の部材に対して軸力としてのみ作用し、格点～格点へと伝えられる。

ただし、格点間の部材長Lとその部材高さHの関係が1／10より大きい場合は、部材に働く曲げ応力を考慮しなければならない。

コンクリートトラス橋は日本ではあまり使用されていない。

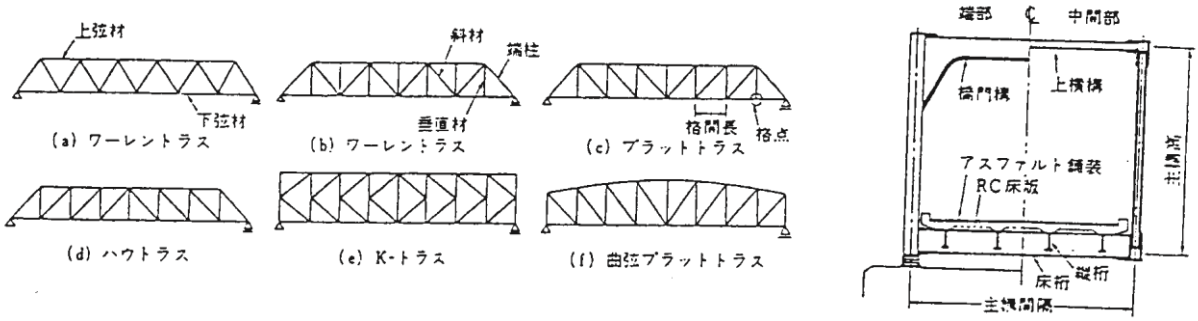
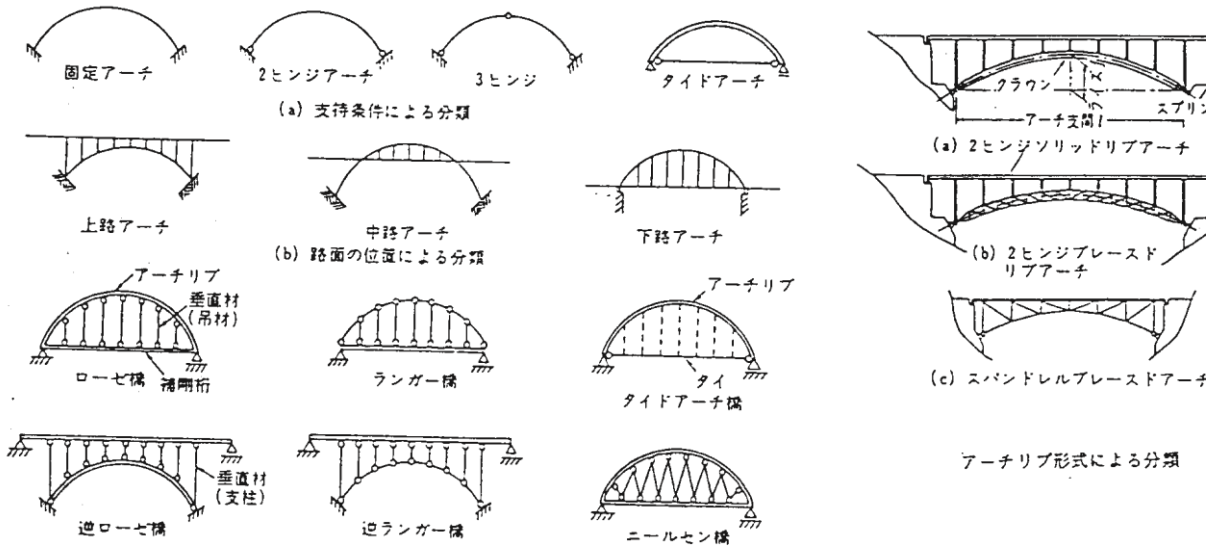


図1－43　トラスの形式

(4) アーチ橋

アーチ橋の種類、分類は下図のとおりである。



アーチ橋は主として力をアーチ部材に軸方向圧縮力として働かせる構造として成り立っている。また、アーチ作用によって生じる水平力を地盤に伝えるため、良好な地盤が必要となる。

基本的なアーチ構造としてソリッドリブアーチ、ブレースドリブアーチ、タイドアーチなどがある。そのほかに補剛アーチ系として、アーチと補剛桁によって力を分担させる形式があり、代表的なものを以下に示す。

・ローゼ　――　アーチリブと補剛桁に（全体に）軸力・曲げ・せん断を受けさせるもの（ランガーに比べ桁は薄く、アーチリブは大きい）

・ランガー　――　アーチリブは軸力のみを負担し、その他は補剛桁が受け持つもの（ローゼに比べアーチリブは細いが桁は厚くなる）

・ニールセン　――　吊り材を斜めに用いることから、全体のバランスがよくなり、剛性が高くなり、変形が少なくなる。（基本的にはローゼ系の橋である）

(5) ラーメン橋

橋台、橋脚を主桁と剛結させることにより、負の曲げモーメントが主桁に生じることから桁高を低く押さえることが出来る。また、支承がないため維持管理上有利だが、剛結された隅角部に応力が集中するため十分な検討が必要となる。

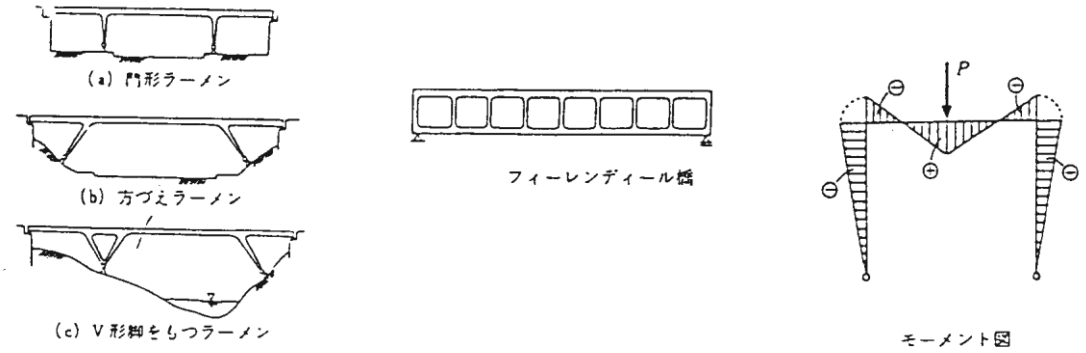


図 1－45　ラーメン橋の種類

(6) 斜　張　橋

斜張橋は、主桁を主塔から斜めに吊り、主桁にはケーブル張力の軸力が作用する。ケーブルの取り付け部で弾性支持された連続桁と見なせる。

斜張橋に用いる桁は、Ｉ桁形式、箱桁形式等があるが、耐風安定性の面から扁平な箱桁を採用することが多い。

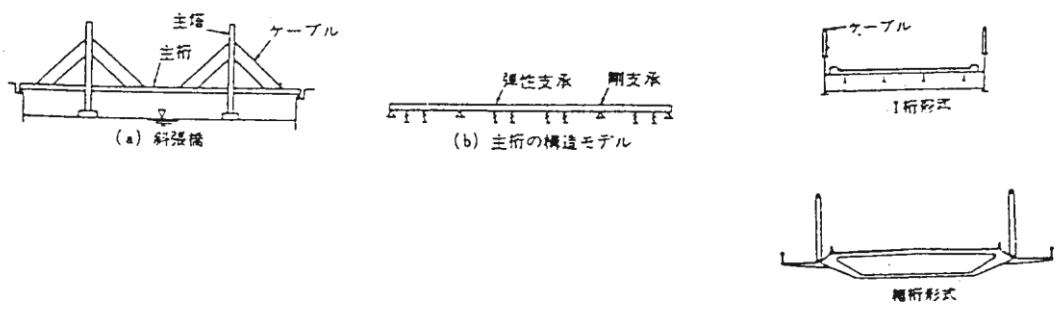


図 1－46　斜張橋の構造形式

(7) 吊　　橋

主塔間に放物線上に張り渡されたケーブルから垂直材（ハンガー）によって補剛桁を吊る形式で、ケーブルは主塔上のサドルと呼ばれる部分とアンカレイジによって固定される。

アーチ橋と逆に、ケーブルには引張力のみが作用する。

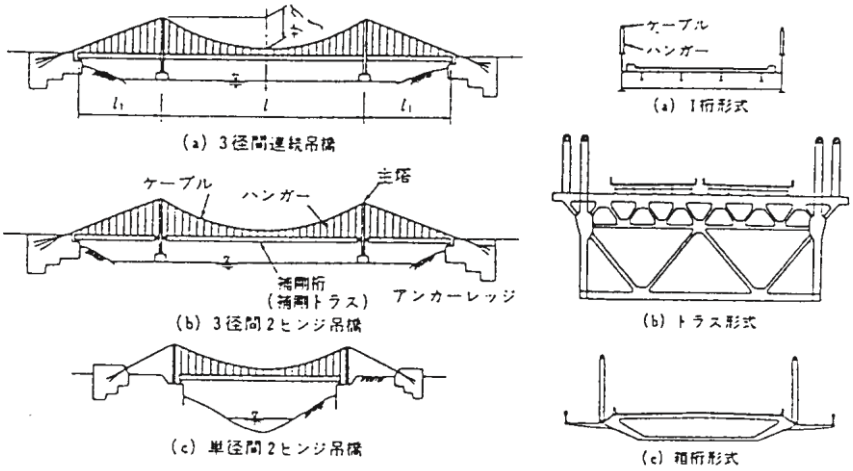


図 1－47　吊橋の分類

3－3 新技術・新工法

最近の新しい技術への取り組みとその事例成果を以下に紹介する。ただし、その採用については材料・構造特性を十分把握し、解析手法・技術的検証等の妥当性を確認し、実績を踏まえて決定する必要がある。

(1) 鋼少数主桁橋梁・合理化橋梁（開断面箱桁、合理化トラス等）

鋼橋の一般的構造としてＩ桁橋があげられ、近年トータルコスト縮減からガイドラインによる設計（断面幅一定、継手間同断面）が定着し、さらにＲＣ床版からＰＣ床版に変更し、桁本数を少なくした橋梁形式が高速道路等で採用されている。(適用支間が従来の多主桁に比べ若干長く、桁本数は 2～3 本で板厚が厚くなる場合、現場溶接継手が基本となる)

斜角・曲線・拡幅等条件が厳しい場合は、従来の多主桁構造となる。

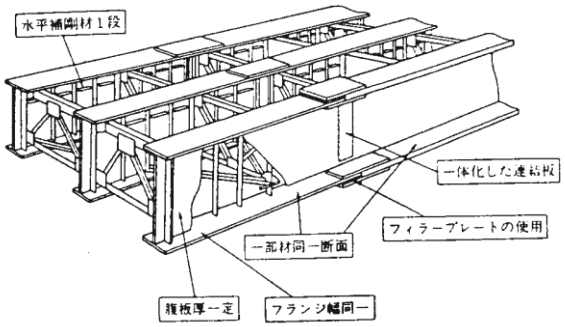


図 1－48　ガイドラインによる構造イメージ

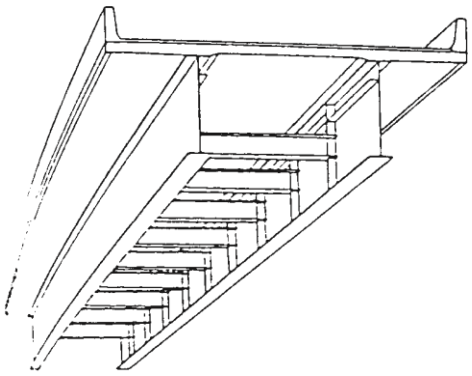


図 1-49　鋼少数主桁橋イメージ

(2) 外ケーブル構造

コンクリート部材の外側に設けたPC鋼材により応力導入を行う構造で、主桁WEBを薄くでき、シースが部材外のため打設に有利である。また、大容量の緊張材使用が可能で高張力レベルが維持できる事から、維持管理面においても有利である。反面、外ケーブルの保護構造に特別の配慮が必要で、偏心距離が少なく断面性能が若干落ちる。

その他、アウトケーブルによるPC箱桁押し出し架設工法や波形鋼板ウェブ・鋼トラスウェブ構造への利用、また構造系ではエクストラドーズド橋等がある。

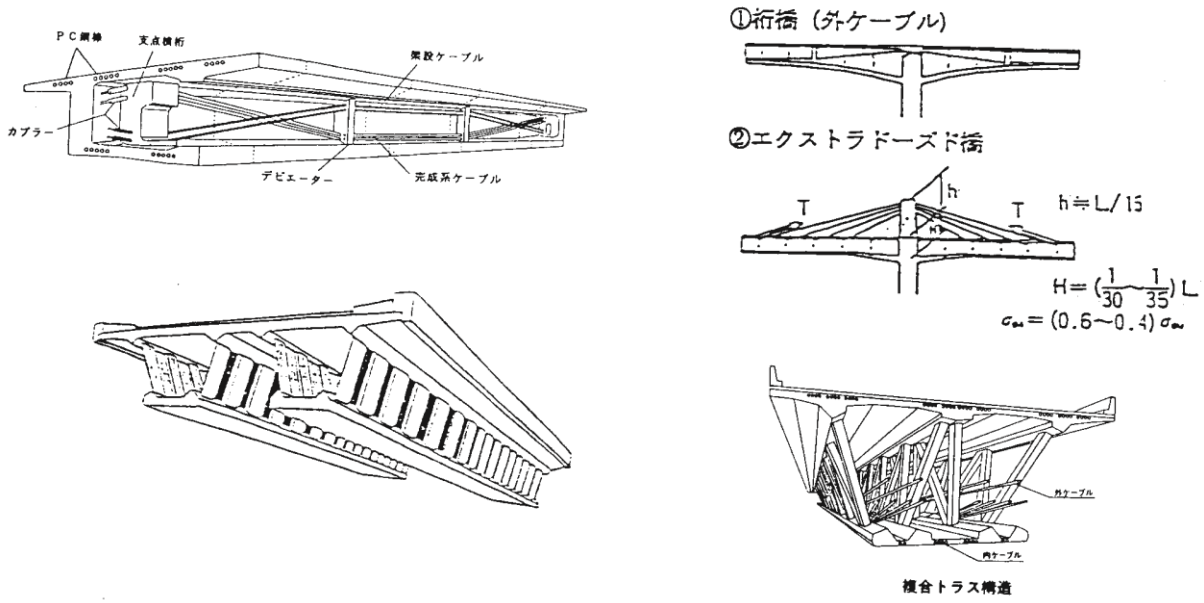


図1−50　外ケーブル使用形式

(3) プレキャストセグメント桁構造

施工の省力化・合理化の観点から現場製作ではなく、桁を工場製作によりブロック化し、現地にて一体化し架設する工法。（プレキャスト桁、PCコンポ桁等）

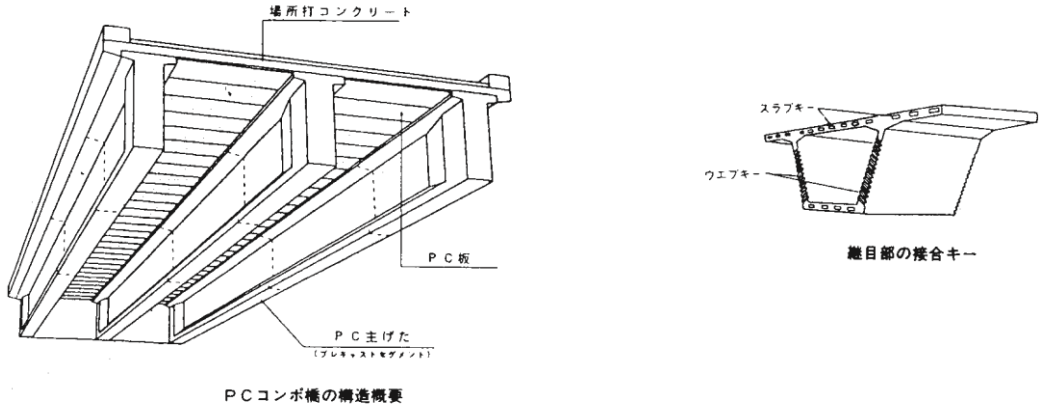


図1−51　プレキャストセグメント構造

(4) 橋梁の連続化技術

伸縮継手の一体化・支承簡素化などの維持管理面を考慮、また耐震性向上から異橋種間の連続化また上下部工一体化が実施されている。

(5) 鋼とコンクリートの混合・複合構造

橋梁の連続化と関連し、外的条件により支間割・形式が不連続となる場合などに一体連続化し、構造特性の適材使用および耐震性・走行性の向上を目的とした構造。

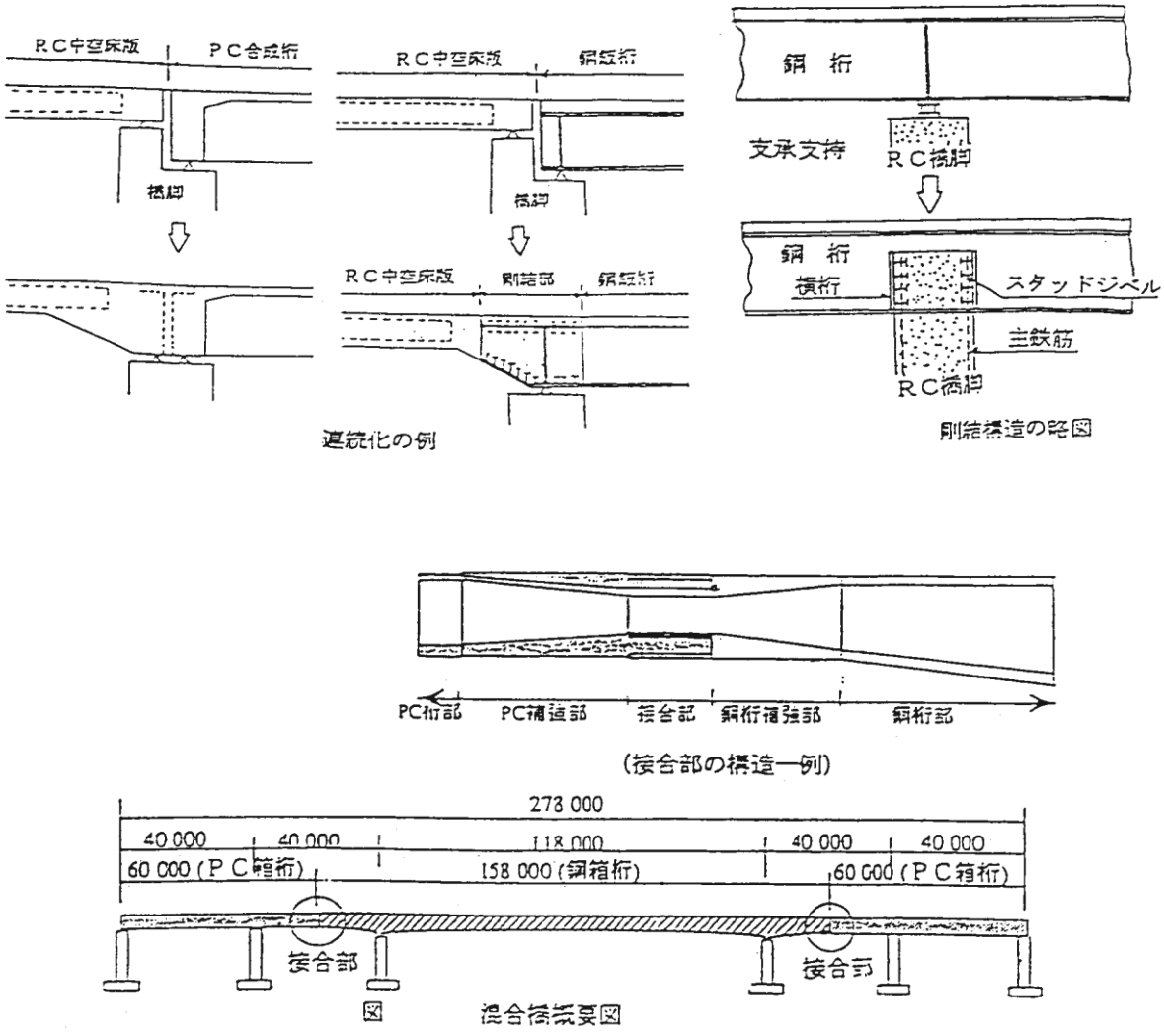


図 1－52　混合複合構造事例

第4章 上部構造形式

4－1 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、上路形式を原則とする。
(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) 上部構造形式には、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、形式の選定にあたっては、各々の形式のもつ特徴を適確に判断し、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、やむを得ず、下路形式を採用する場合は、主要部材に対し、車両および載荷による接触事故、ならびに積雪対策を考慮するものとする。

(3) 多径間の上部工は連続（連結）形式とするが設計にあたっては次の事項に配慮するものとする。

１）軟弱地盤などで連続桁を採用する場合は、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）多径間において、支間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、側径間が中央径間に比較して短いときは、端支点に上揚力が生じる場合があるので、十分注意するものとする。

３）橋面が曲線形で、主桁が支点上で折線となる連続形式のうち、支点上で大きく折れる場合や、橋台、橋脚の斜角が各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。

４）下記条件に適合する場合は、免震構造の採用も検討するものとする。

イ）　地盤が堅硬で、基礎周辺地盤が地震時に液状化などの不安定を起こす可能性がない場合。

ロ）　下部構造の剛性が高く、橋の固有周期が特に長くない場合。

ハ）　多径間連続形式で、地震時の桁の変位が、他の温度変化などによる桁の変位に比較して、相対的に問題とはならない場合。

５）下記条件に適合する場合は、多点固定形式の採用も検討するものとする

イ）　基礎工も含めた各橋脚の剛性が一定に確保でき、地震時の水平力の分散が各橋脚でほぼ均等に図れる場合。

ロ）　各橋脚上における温度変化時の桁伸縮による応力が過大とならず、構造寸法などの決定要因にならない場合。

4－2 構造形式と標準適用支間長、標準桁高

(1) 鋼橋

表 1－9　構造形式と適用支間長(1)

形式		適用支間（m） 20 40 60 80 100 150 200 250 300	実績最大支間（m）	桁高支間比	摘要
プレートガーダー橋	単純鋼合成H桁		25	h/L＝ 1/14～27	
	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（橋脚と鋼結）		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＝ 1/6～7	
	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	
	トラスドランガー桁橋		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	

（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1,000m程度の橋を採用範囲の目安とする。

(2) コンクリート橋

表 1－10　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) 20 40 60 80 100 150 200 250 300	実績最大支間(m)	桁高支間比	摘要
RC橋	場所打ち桁	単純床版橋	固定支保工		10	1/10～1/15	
		連続床版橋			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
		ポストテンション床版橋	クレーン架設 架設桁架設		45	1/24～1/29	
		ポストテンションT桁橋	クレーン架設 架設桁架設		(45)	1/13～1/17	
		ポストテンションバルブT桁橋	クレーン架設 架設桁架設		48	1/17～1/19	
		ポストテンションコンポ橋	クレーン架設 架設桁架設		(45)	1/13～1/17	JIS A5373
		ポストテンションU形コンポ橋	クレーン架設 架設桁支保工		－	1/16～1/18	
	場所打ち	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	
桁架設方式連続桁	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	
		プレテンションT桁橋	クレーン架設		(24)	1/18～1/19	
		ポストテンション床版橋	クレーン架設 架設桁架設		(35)	1/24～1/26	
		ポストテンションT桁橋	クレーン架設 架設桁架設		41	1/13～1/17	
		ポストテンションバルブT桁橋	クレーン架設 架設桁架設		45	1/17～1/19	
		ポストテンションコンポ橋	クレーン架設 架設桁架設		(45)	1/13～1/17	
		ポストテンションU形コンポ橋	クレーン架設 架設桁支保工		36	1/16～1/18	
連続桁橋		中空床版橋	固定支保工 移動支保工		45	1/20～1/24	
		箱桁橋	固定支保工		60	1/16～1/22	
			移動支保工		45	1/17～1/22	
			押出し架設		69	1/15～1/17	
			張出し架設		170	1/18～1/36 支点　中央	
		版桁橋	固定支保工 移動支保工		39	1/13～1/18	
ラーメン橋	Tラーメン	中空床版橋	固定支保工		30	1/20	
		箱桁橋	固定支保工		48	1/18	
			張出し架設		104	1/12～1/35 支点　中央	
	連続ラーメン	中空床版橋	固定支保工		32	1/20～1/22	
		箱桁橋	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 エッジガーダー	固定支保工		96	1/40～1/80	
			張出し架設		260	1/40～1/100	
エクストラドーズド橋		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	スパンライズ比 1/4～1/8	
			張出し架設		265		
			ロアリング架設		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	
		波形鋼板ウェブ箱桁	架設桁架設		30	1/15～1/18	
			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	

（　）書きは照準設計の最大支間を示す。　　一般的な支間　　検討対象支間

4－3 形式の選定

形式の選定にあたっては、4－1 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桁においては、原則としてプレキャストセグメント工法を基本とする。
(4)　省力化コスト縮減を考慮した新形式についても検討を行うものとする。
(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を考慮のうえ塗装仕様についても検討を行うものとする。
(6)　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行うものとする。

(1) 従来の合成けたは、床版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。

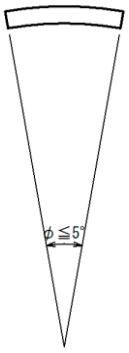


図 1－52－1　曲線橋に合成けたを採用する最大中心角

(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はない。

(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、開断面箱桁橋など、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) 新設橋における鋼橋の防錆方法は耐候性鋼材の裸仕様を基本とするが、下記条件を満足する箇所に限定するものとする。

１）以下に示す一般環境であること
・表面が大気に触れ、適度な乾湿の繰り返しを受ける環境
・草木に覆われず風通しの良い環境（地上からの空間ができるだけ大きいことが望ましい）

２）海岸線から 2㎞ を越える地域

3）ガーゼ法（JIS－2381）によって測定した飛来塩分量が 0.05mdd 以下であること

4）耐候性鋼材の保護性さびの色彩は地味な褐色か黒褐色で、周辺の緑やコンクリートによく調和するため景観に配慮する場合も使用されるが、架橋位置の条件などで保護性さびが生成されるまでの間のさびの状態が景観配慮の面で問題にならないこと。

5）十分な点検管理を実施できること

6）保護性さびができやすいように、排水処理や構造細目に配慮できること

7）温泉水の影響による硫化水素に強く曝される環境でないこと。なお、塗装は耐候性鋼材を使用できない場合に検討するものとする。

(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、C5 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。

(8) 予備設計時に参考となる資料の一部を下記に示す。

表 1－11　参考資料

	名　　称	発　　行　　元	発 行 年 月 日
1	建設物価・積算資料	社団法人　建設物価調査会	毎月
2	PC 道路橋計画マニュアル	社団法人ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ建設業協会	平成 19 年 10 月
3	道路橋年報	社団法人　日本道路協会	2 年毎
4	PC 道路橋工事費実績	社団法人ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ建設業協会	毎年
5	土木工事積算標準単価	社団法人　建設物価調査会	毎年
6	鋼橋計画マニュアル（改訂版）	社団法人　日本鋼構造協会編	平成 3 年 9 月
7	災害復旧工事の設計要領	社団法人　全国防災協会	平成 27 年 7 月
8	工事歩掛要覧　土木編	社団法人　経済調査会	毎年
9	国土交通省　土木工事標準積算基準	社団法人　建設物価調査会	毎年
10	土木工事積算基準マニュアル	社団法人　建設物価調査会	毎年
11	橋梁架設工事の積算	社団法人　日本建設機械化協会	毎年
12	「改訂」災害復旧工の積算	社団法人　経済調査会	平成 6 年 1 月
13	建設機械等損料算定表	社団法人　日本建設機械化協会	毎年
14	道路橋計画設計資料	建設省　東北地方建設局	H20.12 改訂
16	新しい鋼橋の誕生”公共工事のコスト縮減を目指して”資料編	社団法人　日本橋梁建設協会	平成 10 年 7 月 10 日
17	河川工事の積算	河川工事積算研究会編	平成 6 年 12 月
18	改訂　建設機械経費の積算	社団法人経済調査会　積算研究会編	平成 18 年 9 月
19	機械設備工事積算基準	建設物価調査会	平成 27 年 6 月

	名　　称	発　　行　　元	発 行 年 月 日
20	解体工法と積算	解体工法研究会：経済調査会	
21	道路工事の積算	道路工事積算研究会編：経済調査会	
22	土木工事の積算	藤田修照／著　　：経済調査会	
23	道路維持修繕の施工と積算	道路維持修繕積算研究会 ：建設物価調査会	平成８年２月

4－4 架設方法の選定

上部工の架設工法は図 1－53、図 1－56 のフローチャートから次の事項に留意し決定するものとする。なお、詳細については「橋梁架設工事の積算（日本建設機械化協会)」を参照にするものとする。

(1) 鋼橋

1）けた下への進入の可否は、現地を十分調査したうえで、搬入路が現地にない場合は、搬入路設置の妥当性（地形、環境、景観、工程、経済性）を検討のうえ判断するものとする。

2）ベント設置の可否は、ベント高、ベント基礎（特に杭)の施工性、設置の妥当性（工程、経済性など）を考慮して判断するものとする。

3）取付部の使用の可否は、アプローチ部の工事展開（橋台背面盛土、工事用道路）などを考慮して判断するものとする。

4）桟橋設置または瀬回しの可否は、規模、施工時期、工程、経済性などを考慮して判断するものとする。

5）自走クレーンによるベント工法は、けた下への進入条件および現場条件より、トラッククレーン車またはクローラクレーン車を選定するものとする。

また、けた部材の単体架設および地組架設（けたの横倒れ座屈の検討要）を比較し、有利な架設方法選定するものとする。

6）架設時の施工荷重によるけた断面への影響についても検討をおこない、影響ある場合は、けた補強をおこなうとともに、補強増分を加味して架設工法を選定するものとする。

(2) コンクリート橋

1）架設工法と上部工形式がほぼ直結しているので、現地条件を的確に把握し、設計に反映するものとする。

2）けた製作場所は、搬入路設置、ヤードの広さ、けた運搬、施工時期、工程、経済性などを考慮して選定するものとする。

3）型枠支持方法は、施工性、経済性、支保工基礎（特に杭）の施工性などを考慮して選定するものとする。

4）トラッククレーン車による一括架設（直接架設）は、相吊り工法も検討して有利な架設方法を選定するものとする。

表 1－12　鋼橋の構造形式と架設工法の適用性

架設工法 ＼ 構造形式	ベント工法					ケーブルエレクション		架設けた（トラス）工法	送出し工法			片持式工法				一括架設工法				備考
	自走クレーン	ケーブルクレーン	トラベルクレーン	門型クレーン	フローティングクレーン	斜吊り	直吊り		手延機	台船・移動ベント	架設けた（トラス）	自走クレーン	ケーブルクレーン	トラベルクレーン	フローティングクレーン	自走クレーン	フローティングクレーン	台船	巻上げ機	
単純けた(鈑・箱けた)	◎	○	△	○		△		○	◎	○					◎	○	○			
連続けた(鈑・箱けた)	◎	○	○	○	○	△		○	◎		○	○	○	○	○	△	○	○	△	
曲線けた	◎	○	○		○			◎			○	○				△				
単純トラス	○	○	○		○	◎											○	○		
連続トラス	○	△	◎		○	△						○	○	◎	○		○		△	
下路アーチ	△	○				◎	△			○								○		
〃　ローゼ	△	○				◎	△			○								○		
〃　ランガー	△	○				◎				○	○							○		
上路アーチ							◎													
〃　ローゼ							◎													
〃　ランガー						◎	◎													斜吊りは総重量を吊る
ラーメン橋	○	△					◎													
斜張橋	△	○	○		◎							○	○	◎	○					
鋼橋脚	○															◎	○			

注）◎：頻繁に用いられる工法

　　○：時々用いられる工法

　　△：採用が検討できる工法

(3) 架設工法選定図表

1）鋼橋架設工法選定フローチャート

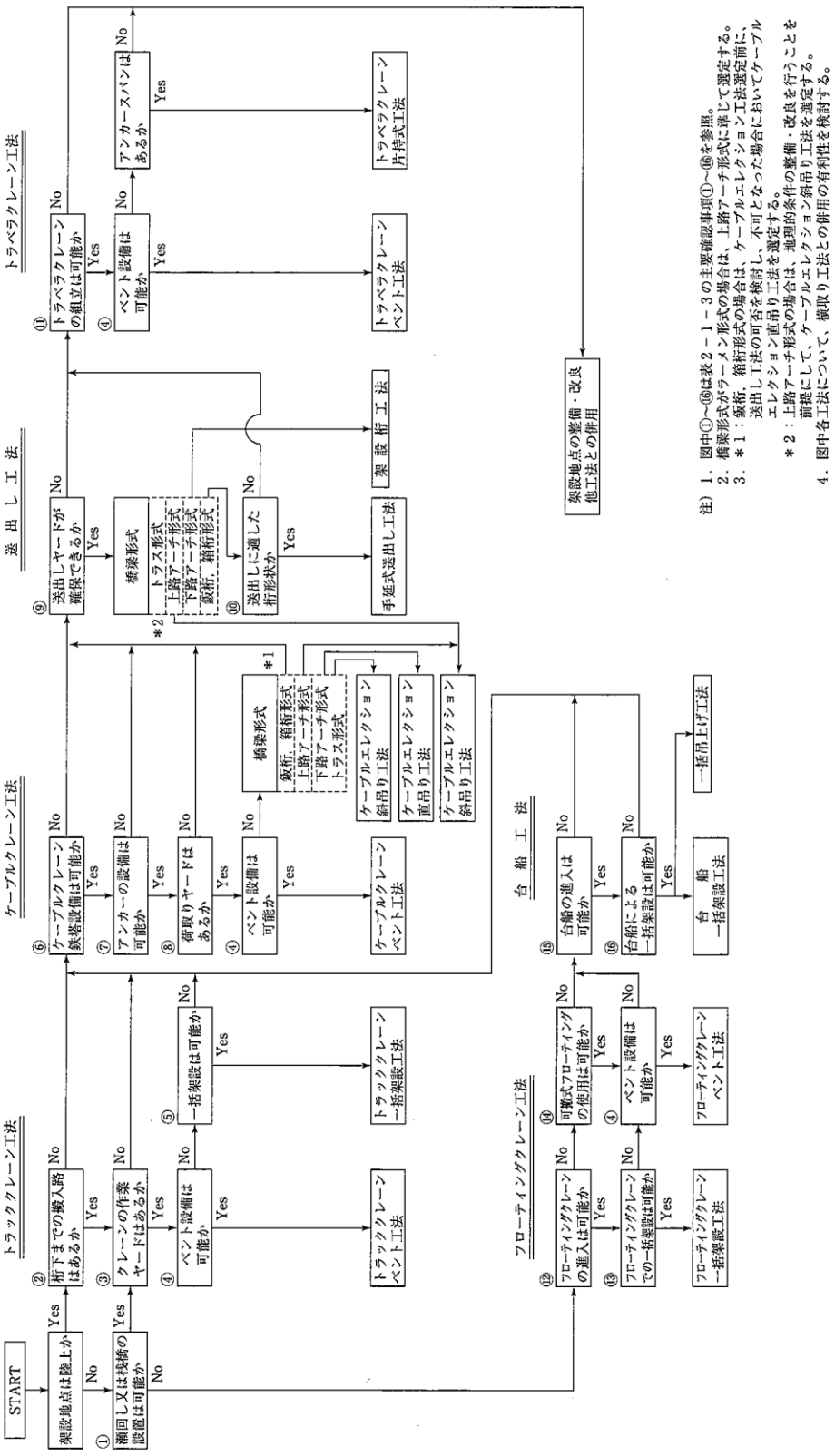
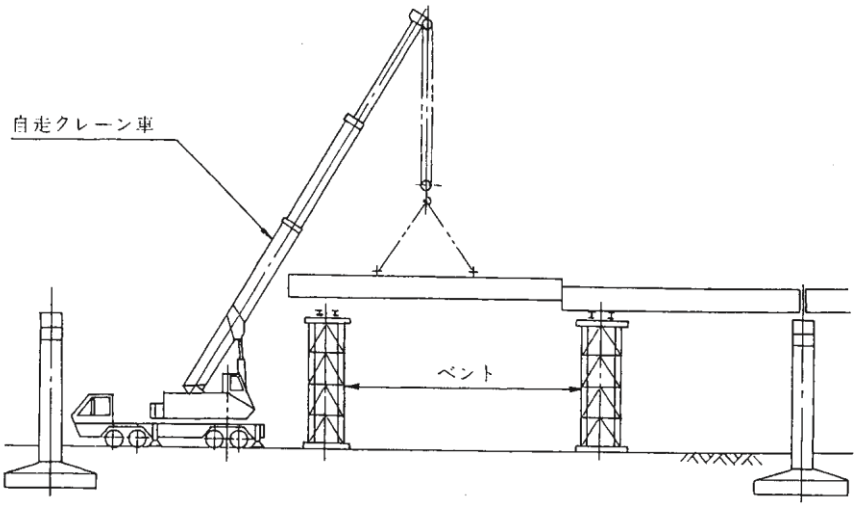


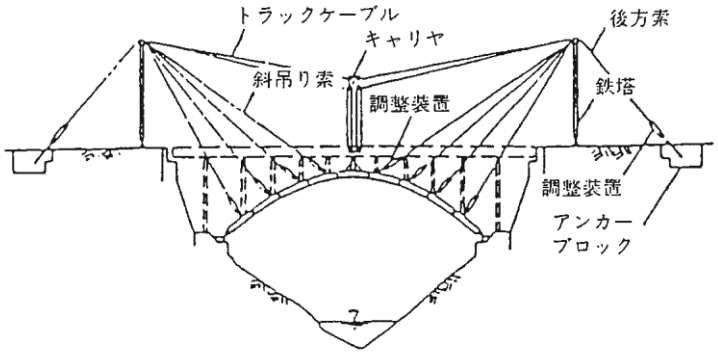
図 1－53　架設地点の利用条件から選ばれうる標準的架設工法

トラッククレーン工法

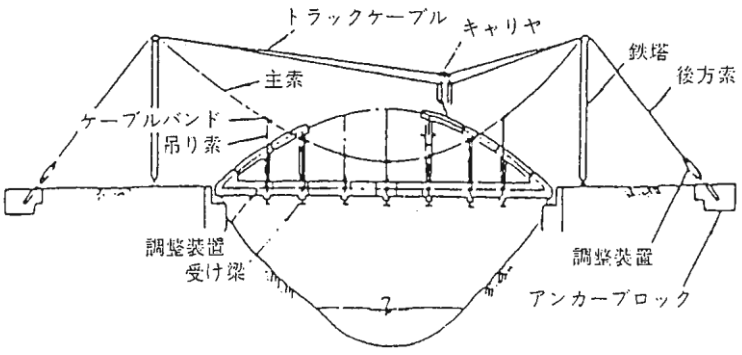


トラッククレーンベント工法

ケーブルクレーン工法



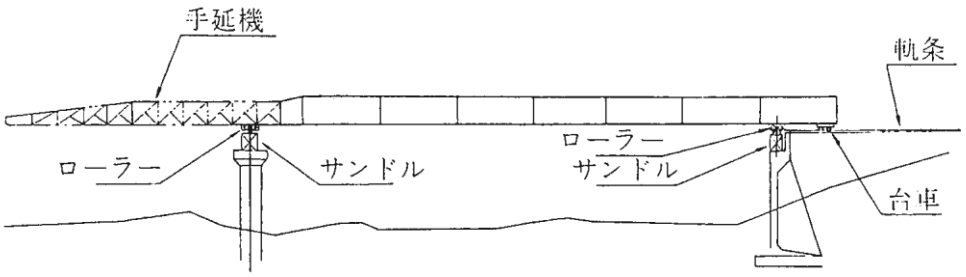
ケーブルエレクション斜吊工法



ケーブルエレクション直吊工法

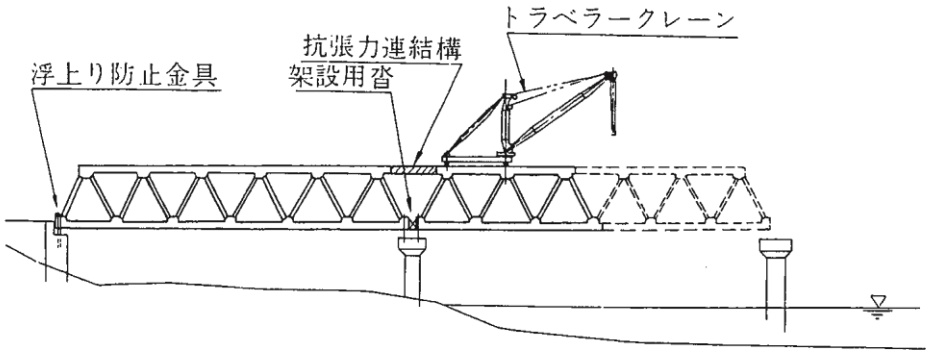
図 1－54　鋼橋架設工法概要図(1)

送出し工法

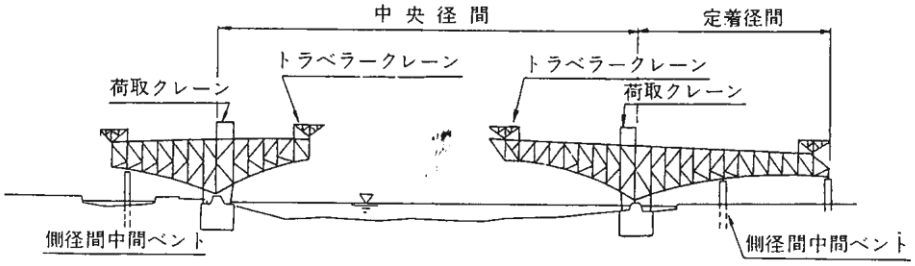


手延機による方法

トラベラクレーン工法

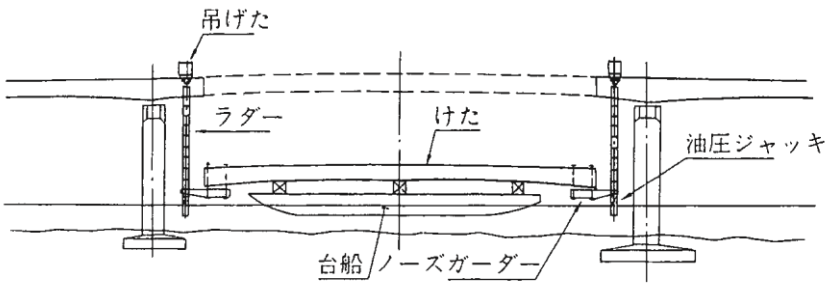


単純トラスの片持ち式架設



釣合片持式工法(ヤジロベー工法)

台船工法



吊上げ架設

図 1－55　鋼橋架設工法概要図(2)

表 1－13　PC 桁架設工法の適用性

◎：適している　　△：あまり適していない

○：普通　　空欄：適していない

諸条件＼架設工法		場所打ち											プレキャスト						
		架設工法 固定式支保工			片持架設工法			移動支保工法 架設工法			押出し架設工法		プレキャスト架設工法				プレキャストブロック架設工法		
								支保工架設 大型移動		設置式移動支保工架設			けた架設工法 プレキャスト				片持架設工法		固定式支保工架設工法
		枠組式支保工架設	支持式支保工架設	併用支保工架設	移動作業車	移動作業車と補助架設けた	移動架設けた	サポートタイプ	ハンガタイプ		集中式架設	分散式架設	架設けた架設	トラッククレーン	タワーエレクション架設	移動ベント式架設	移動作業車による架設	架設けた架設	トラッククレーン
支間	20～ 40m	◎	◎	◎				◎	◎	◎	○	○	◎	◎	○	○			○
	40～ 60m	◎	◎	◎	○	○	○	○	○	△	◎	◎	○	△	△	○	○	○	△
	60～ 80m	○	○	○	◎	◎	◎	△	△		○	○					◎	○	
	80～100m	△	△	△	◎	◎	○				△	△					◎	△	
	100～150m				◎	○	△										○		
	150～200m				◎	△											△		
	200m以上				◎												△		
構造形式	単純けた	○	○	○				◎	◎	◎	○	○	◎	◎	◎	◎			◎
	連続けた	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	◎	◎	○	○	○	○	◎	◎	○
	ラーメン	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎								◎	◎	○
	アーチ	○	○	○	◎					○							○		
	斜張橋	○	○	○	◎						△	△					◎		
	トラス橋										○	○					◎	◎	◎
機械化施工		△	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	○	◎	◎	○	○	○	○	◎	◎	△
サイクル施工が可能		△	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○
桁高の変化に対する融通性		○	△	△	◎	◎	◎		◎		△	△					△	△	△
支間の変化に対する融通性		◎	○	○	◎	◎	◎	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△
線形の変化に対する融通性		◎	◎	◎	◎	○	○	○	◎	◎	△	△	○	○	○	○	○	○	○
拡幅に対する融通性		◎	◎	◎	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	△	△	△
桁下空間の確保			○	△	◎	◎	◎	◎	◎		◎	◎	◎	○	◎		◎	△	
施行速度		△	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	○	◎	◎	○	◎	○	○	◎	◎	○
多径間の場合の有利性		△	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	○	○	△
小規模橋梁に対する適用性		◎	◎	◎									○	◎					○
けた下に対する安全性					◎	◎	◎	◎	◎		◎	◎	○	△	△	○	○	○	
環境に対する有利性(騒音・振動)		○	○	○	◎	◎	◎	◎	◎	○	◎	◎	○	△	△	○	○	○	△
天候に対する有利性		△	△	△	◎	◎	○	◎	◎	△	◎	◎	△	△	△	△	△	△	△

2）PC 橋架設工法選定フローチャート

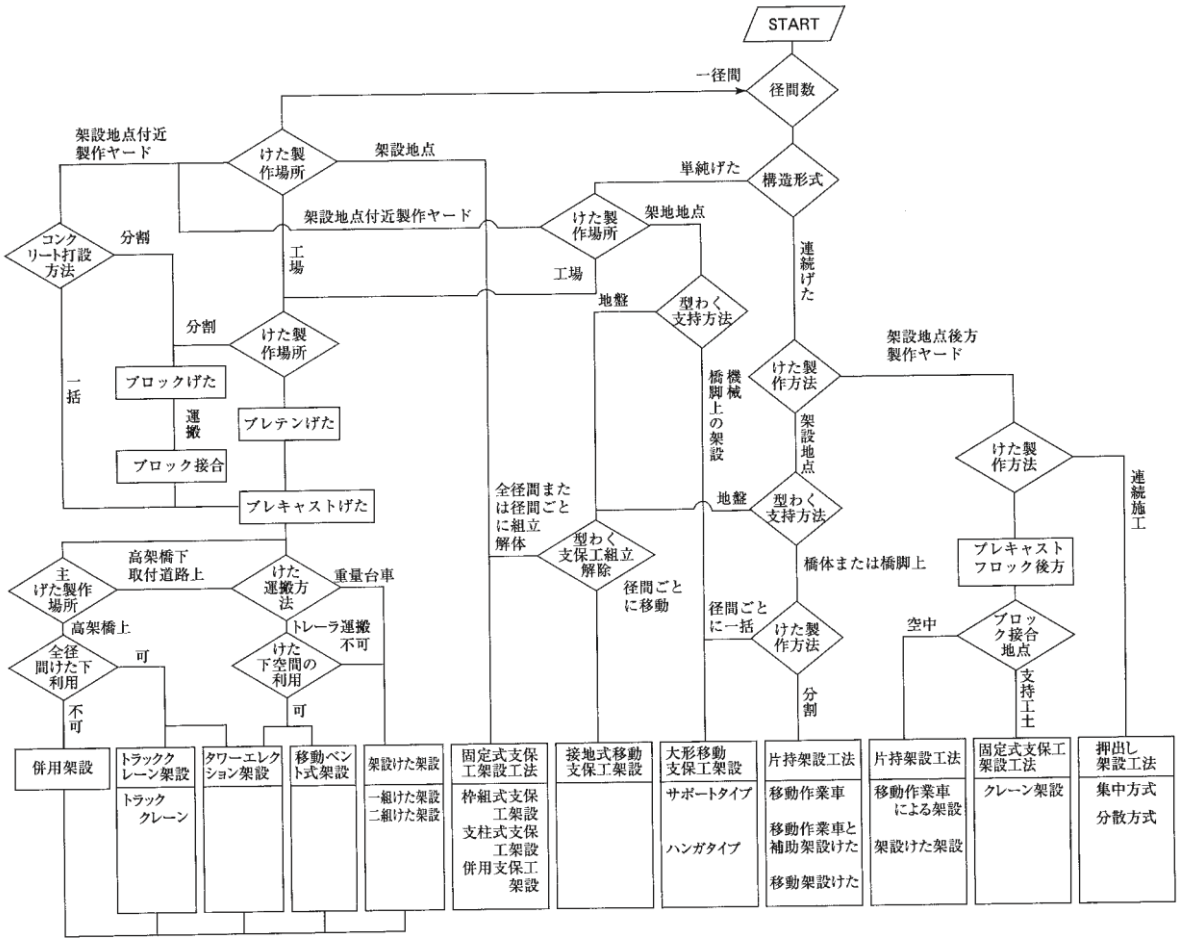


図 1−56　架設工法選定フローチャート

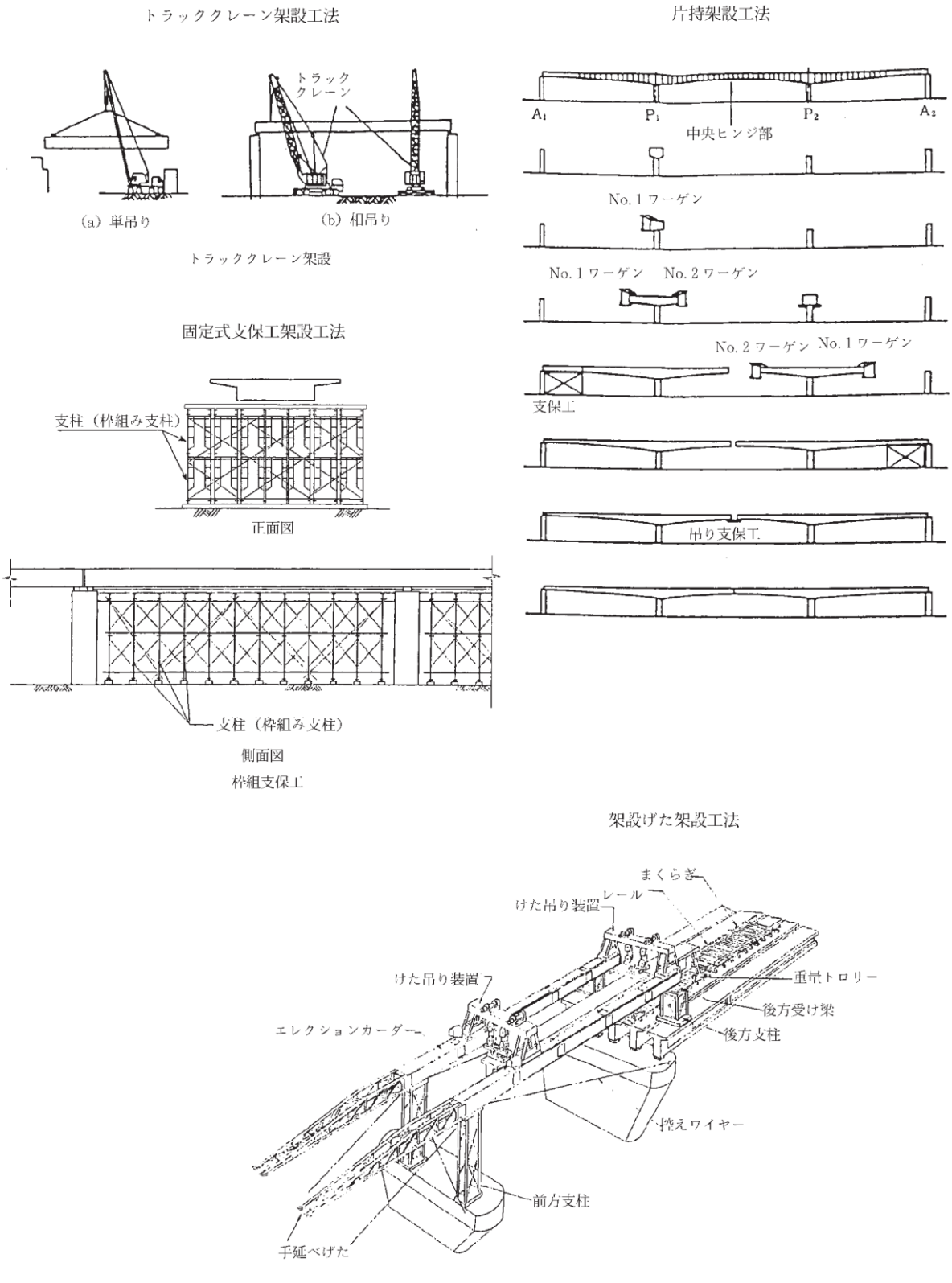
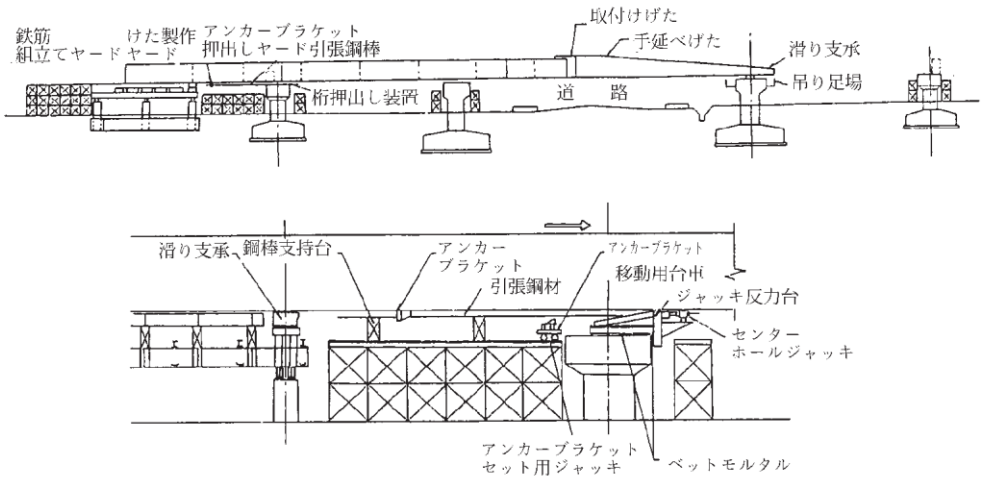


図 1−57　コンクリート橋架設工法概要図(1)

押出し架設工法



移動支保工架設工法

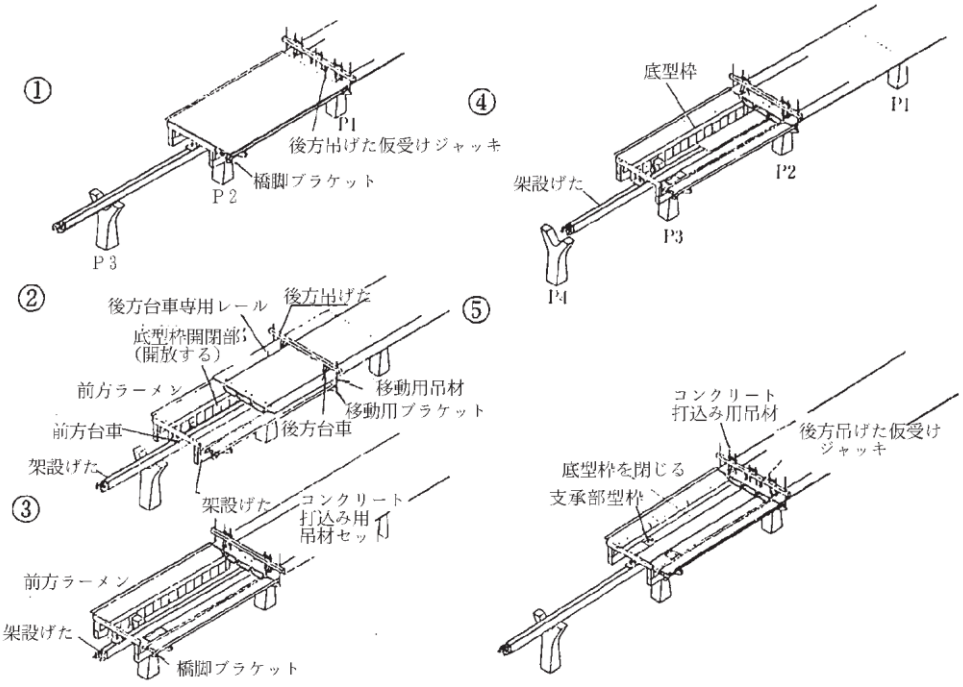


図 1－58　コンクリート橋架設工法概要図(2)

第5章 下部構造形式

5－1 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。

5－2 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) 斜面上における橋台は、良好な支持層に支持させるものとする。
(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1－14を参考にするものとする。なお、適用高さが重複する場合は、原則として比較検討を行うものとする。

表1－14 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) 実線は使用実績が多い範囲を示す。

1）重力式、半重力式橋台

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

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

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伴うことから、採用にあたっては十分留意するものとする。

4）箱式橋台

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、経済的となる場合がある。また、直接基礎の場合には、滑動において不利となるので、中空部に土を入れることが多い。

5）ラーメン式橋台

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）躯体が高くなると背面土の地震時慣性力が大きくなるので、その軽減を図る場合。

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）他形式と比較して、より構造的、経済的に有利となる場合。

(3) 斜面上における直接基礎の橋台は良好な支持層に支持させるものとし、橋台位置の決定にあたっては地質調査において、土のせん断抵抗角、土の粘着力などを把握して定めるものとする。

斜面上における直接基礎の橋台位置の目安は、「第6編下部構造」によるものとする。

(4) 山岳部においては、橋台位置や形式により、床掘に伴う長大法面が生じることがあるので、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。

5－3 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

イ）橋脚の形式は、河積に対する阻害率との関係で、図1－59に示す3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。

ロ）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が、(第1編2－6参照)、張り出し部を大きくすると付け根部分に応力集中が生ずるので注意するものとする。

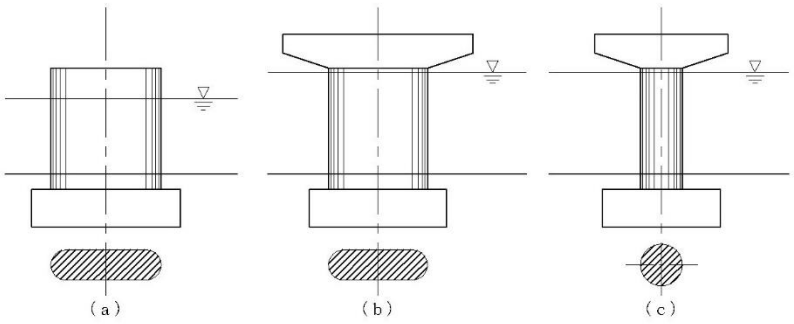


図1－59　橋脚形状(1)

2）河川橋以外

イ）河川部以外に設ける橋脚の形式は、図 1－59 のほか、図 1－60 に示す(d)～(g)の形式も対象とするものとする。

ロ）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。

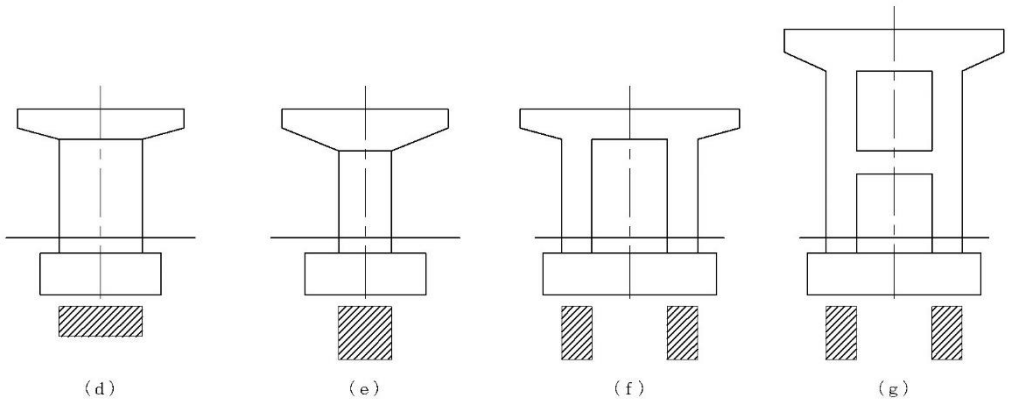


図 1－60　橋脚形状(2)

(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事費に著しく影響する場合は、ラーメン式または張出し式などの躯体重量の軽い形式が望ましい。

2）景観を考慮し、立地条件、区間などによって形式を統一することが望ましい。

3）道路および河川などの付帯条件から橋脚形式について制約を受けることがある。

4）橋脚高が 30m 以上になる高橋脚については、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。

5）平面街路条件による建築限界、中央帯など、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。

5－4 参考資料

橋台、橋脚の各形式別鉄筋量、型枠の概算数量は表1－15を参考とするものとする。

表1－15　コンクリートm^3当り鉄筋・形枠の概略数量

構造物名	高さ	型枠	鉄筋
橋台（控壁式）	10～20m	1.4～2.0 m^2/m^3	80～100 kg/m^3
〃（逆T式）	5～17	1.0～1.3	40～ 70
〃（箱式）	7～ 9	1.0～1.4	60～ 70
〃（ラーメン式）	10～20	0.7～1.4	60～ 75
〃（半重力式）	3～ 6	0.7～1.5	10～ 15
橋脚（張出式）	8～20	0.4～1.4	70～170
〃（壁式）	8～35	0.6～1.3	100～160
〃（中抜式）	30～60	0.5～1.4	130～230

第6章 基礎構造形式

6－1 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) 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、騒音、振動などの規制、用地、安全性、山岳地における構造物掘削、永久法面、特殊法面

④ 工　　程……渇水期施工

⑤ 経 済 性

各基礎構造形式の選定表を表 1－16 に、一般的な施工深さを表 1－17 に示す。

表 1－16　基礎構造形式選定表

適用条件＼基礎形式			直接基礎	杭基礎														深礎基礎		ケーソン基礎		鋼管矢板基礎（打ち込み工法）	地中連続壁基礎
				打込み杭工法			中堀り杭工法						鋼管ソイルセメント杭工法	プレボーリング杭工法	場所打ち杭工法				組杭深礎	柱状体深礎	ニューマチック	オープン		
				PHC杭・SC杭	鋼管杭		PHC杭・SC杭			鋼管杭					オールケーシング工法	リバース工法	アースドリル工法	回転杭工法						
					打撃工法	バイブロハンマ工法	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式												
地盤条件	支持層までの状態	表層近傍または中間層にごく軟弱層がある	／	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	×	×	○	△	○	○
		中間層にごく硬い層がある	／	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	×	○	○	○	○	△	△	○
		中間層にれきがある　れき径　50mm以下	／	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		中間層にれきがある　れき径　50～100mm	／	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	×	○	○	○	○	○	○	△	△
		中間層にれきがある　れき径 100～500mm	／	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	○	○	○	△	×	△
		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	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	／	×	×	×	×
		支持層の深度　5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	△	△
		支持層の深度　15～25m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		支持層の深度　25～40m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	△	○	○	○	○
		支持層の深度　40～60m	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	△	○	×	○	×	×	△	○	○	○
		支持層の深度　60m以上	×	×	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	○	×	×	×	△	△	△
		支持層の土質　砂・砂れき（30≦N）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		支持層の土質　粘性土　（20≦N）	○	○	○	○	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	△	△	○	○
		支持層の土質　軟岩・土丹	○	×	○	△	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○
		支持層の土質　硬岩	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	○	○	△	×	×	△
		傾斜が大きい、層面の凹凸が激しい等、支持層の位置が同一深度ではない可能性が高い	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○
	地下水の状態	地下水位が地表面近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	△
		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	×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	○	△	○	×
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	○	×	△	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○

○：適用性が高い　　△：適用性がある　　×：適用性が低い

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　参考資料 6＞

表 1－17　基礎構造形式選定表

工種＼深度	施工深さ (m)									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
直接基礎	―									
RC杭	―	―								
PHC杭	―	―	―	―						
鋼管杭	―	―	―	―	―	―				
オールケーシング杭	―	―	―	―						
リバース杭			―	―	―	―				
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		―	―	―	―	―				

(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。

6－2 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、一般に岩盤、砂礫層または砂質土でN値30以上、粘性土でN値20以上で、下層に軟弱層が存在しない地盤をいうものとする。

(3)　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。

(4)　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。

(5)　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などを考慮し、総合的に決定するものとする。

(6)　山岳地など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。良質な支持層とは、一般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＝0.4N/mm^{2}程度以上）あれば良質な支持層と考えてよいものとする。

2）砂層、砂礫層はおよそN値が30以上あれば良質な支持層と考えてよいものとする。ただし、砂礫層では、実際よりも大きめな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。

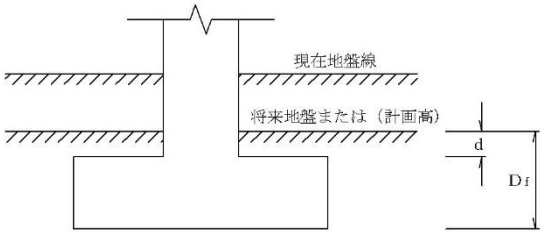
(2) 砂質土でN値20～30、粘性土でN値15～20の地盤を支持層とする必要がある場合は、沈下についての検討をおこなうものとする。

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。

(3) 支持層が地表または河川などの平水位より5m以内にあれば、直接基礎としてよい。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。

(4) 一般的な根入れ深さは、図1-61のとおりとする。



Df：基礎の有効根入れ深さ（m）
d：通常の場合は最小50ｃｍを標準とする。
なお、河川区域内では「河川管理施設等構造令」に基づき決定するものとする。

図1－61　根入れ深さ

6－3 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)　杭基礎の支持層は、砂質土でＮ値 30 以上、粘性土でＮ値 20 以上の層が 5m 以上連続し、その下にそれより弱い層がない場合とする。
(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。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 1－18 のとおりとする。

表 1－18　支持層の目安

	良 質 な 層	堅 個 な 層
砂　質　土	30≦N≦50	50＜N
粘　性　土	20≦N≦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。

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、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。

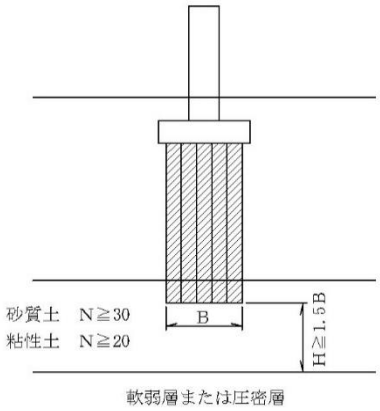


図 1－62　中間層を良質な支持層とする定義

(3) 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 以上に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）杭は、径 400～600㎜ 程度の使用実績が多い。

5）鋼管杭は、径 600～1,000㎜ の使用実績が多い。

6）場所打ち杭は、径 1,000～2,000㎜ 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（75～300㎜）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、回転杭、または場所打ち杭を考慮するものとする。

14）山岳部の橋梁で斜面上に基礎を設ける場合には、基礎前面地盤の喪失や変状に対して複数の杭で分散して抵抗できるよう橋軸方向、橋軸直角方向それぞれに対して複数の杭からなる組杭構造とする。

15）中掘り杭の摩擦杭形式は、これまでの実績がなく、支持力特性も明らかでないので、原則として採用しないものとする。

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。

19）柱状体深礎基礎（5m以上）の土留め構造は、吹付コンクリートとロックボルトによ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。

20）基礎に生じる水平変位が大きくなる条件では、斜杭を用いたほうが合理的となる場合もある。

6−4 ケーソン基礎

ケーソン基礎は、主に河川などにおいて、深い位置に良質な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、玉石や転石があっ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 30 程度で、特殊な場合でも 40 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。

6－5 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。

6－6 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、地中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7章 景観設計

構造物の計画および設計にあたっては、原則として適宜、下記事項に十分配慮しながら検討を進めすものとする。

(1) 構造物の周囲景観との関連

(2) 構造物の形態および規模

(3) 構造物の質感および色彩

本項では、構造物がもつ様々な機能、特質のうち、とくにその視覚的機能、いわゆる構造物が“どのように見えるか”という点について、そのとりあつかいを述べている。構造物がそれを見る人にどのような感響を与えるか、すなわち、その視覚的機能とは、構造物が有する種々の特質のうち最重要なものである。とくに橋梁構造物の場合、それが社会的財産であり、50 年～100 年という長期間にわたって使用される公共物であることを考えると、十分な初期投資をおこなって優れた外観を有する構造物を造ることは、交通施設としての機能を満たすという条件と同等の重要さを有しているものと考えられる。しかし、公共構造物としての他方面からの要請、すなわち初期投資に対する交通施設としての機能を短期間に最大限にするという要請もときとしてはかなり大きい。この場合、構造物に対する景観的配慮は、部分的に断念せざるを得ず、主として他の物理的機能の追求が主たる目的となるが、原則はあくまでも、構造物の視覚的側面に十分な配慮を払いつつ、計画および設計を進めるものとする。以下に本項で掲げた各項目につき、そのとりあつかいについて例を挙げながら解説する。

(1) 構造物の周囲景観との関連

構造物を周囲景観との関連で把える場合、一般的にいは(ｲ)消去、(ﾛ)調和、(ﾊ)対比の 3 手法が考えられる。(ｲ)消去は構造物を周囲景観の中でなるべく認知されないようにすることが望ましい場合に用いられる手法で、たとえば、自然景観の卓越した国立公園の中の構造物などがこの対象となる。この場合、自然景観の中で人工構造物である、たちえば橋梁をまったく消去してしまうことは不可能であるので、自然木、そのほかの遮蔽物で隠してしまう方法、使用材料の質感、色彩を周囲のものと同一として周囲景観に埋没させてしまう方法など消極的方法しかない。ここで有効な手法として考えられるのが(ﾛ)調和で、ほとんどの場合この手法が用いられることが多い。周囲景観に調和する構造物とは、その形態（フォルム)、規模（スケール）が周囲の状況を乱すことなく、使用材料質感、色彩が周囲環境の中で異和感をもたない構造物のことである。すなわち、人工構造物の領域といえる都市内には鋼桁のメカニックな景観はよく調和するが、山岳地帯の自然景観の中では、より自然材料に近い質感を有するコンクリート構造物のほうがよりよく調和するといった例に、この調和の実例が見られる。第 3 の方法(ﾊ)対比は、構造物を周囲環境と全く異なった性格のものとし、その存在を周囲との対比のうえで消極的に認知させようというものである。一例としては、森林地帯の中の赤く塗られた鋼桁を想定すればよい。この方法は、成功すれば新鮮な印象を見る人に与えるが、ややもすると奇異な印象のみとなって失敗する例が多いことに留意しなければならない。

(2) 構造物の形態および規模

ここで述べる形態、規模とは構造物のもの、いわゆる“かたち‥‥‥フォーム”であり、その外観上の主たる要素となるものである。構造物の形態については、従来様々な議論がなされてきたが、ここでは道路の付帯施設としての橋梁構造物についてのみ解説するものとする。

道路橋は、河川そのほかの施設を横断する横断構造物として計画され、その規模は橋梁自体の性格というよりはむしろ、他の条件から決まることのほうが多い。したがって、橋梁のかたちとしては、主としてその形態が問題となる。しかし、道路橋としては、横断構造物としての交差条件その他の諸条件から、桁高橋脚位置などもおのずから決ってしまうことも多く、形態上の自由度もかなり低い。このような条件から、道路橋の形態を論ずるうえで重要な要素となるものを述べると以下のごときものとなる。

① プロポーション

② 連続感およびリズム

①は、上部工と下部工のバランス、スパン割り、アーチのスパンとライズのバランスなどに具体的に現れてくる概念で、構造上の合理性を追求することにより、適切なプロポーションを得ることができることが多い。

②は連続する高架橋などに見られるもので、橋の側面に見られる水平線や滑らかな曲線がもたらす連続感やリズムの事である。これらを保つことにより、見る人に快い感じを与えることになる。(図 1－63 参照)

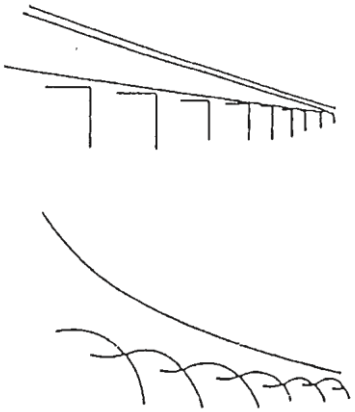


図 1－63　連続感およびリズム

(3) 構造物の質感および色彩

質感および色彩は、形態とならんで構造物の美しさを決定する重要な要素である。構造物は、何らかの材料でできており、その材料には固有の質感（テクスチュア)、色彩がある。質感とは、いわゆる材料表面の肌合いのことで、鉄ならば、つるつる、ぴかぴか、メカニックでシャープといった形容詞で表現されるし、コンクリートなら、ざらざら、ごつごつなどといった言葉で表現される。構造物の場合、材料としては主に鉄とコンクリート、まれに自然石、木材などが用いられるが、これらの材料は、自然石、木材のように材料の色彩や質感がそのまま構造物の色彩、質感に活かされる場合や、鉄のように一般に塗装によって人工的な色彩を加えられて用いられる場合、そしてコンクリートのように型わくによって人工的に種々の質感を与えられる場合など、さまざまな用い方をされる。このように、構造物の色彩には 2 種類あり、塗装による人工的色彩（塗料色）と材料そのものの色彩（素材色）とがある。同様

に、質感についても材料をそのまま用いた場合の素材としての質感と、その表面に人工的に凹凸や模様をつけることなどによって新たな質感を付け加える方法、表面処理などがある。

構造物を見る人、とくに近くで見る人が構造物から受ける印象のうち、親しみやすい、暖かい、冷たいなどの印象は、質感からくるものが多い。したがって、主として構造物に近い近景領域での視覚的印象を決定づけるうえで重要な役割を果たす要素である。また、色彩も近景領域から中景領域にかけて周囲の環境との調和の面で大きな役割を果たす重要な要素である。自然界での色彩は、たとえどのような色が組み合わされていても、ある種のバランス、落ちつきが保たれ、不調和な印象は受けないことはよく経験することであるが、これは、すべて自然の素材そのものの色から構成されているためであると考えられる（テクスチュアもそれに加わって役立っている)。したがって、構造物の材料でも、木材や石材のように自然の素材をそのまま使った場合には、その色彩は無理なく周辺の自然環境と調和するが、塗装などによる人工的色彩は調和しにくく十分な検討を要する。

以上のような見地から構造物の材料を考えると、人工的材料としては、一般に、コンクリート（ＰＣも含めて）は穏やか、重厚、地味などの感覚で、本質的には自然石に近く、木や土に代表される自然の延長線上にあると考えられる。したがって、自然環境と無理なく調和しやすい。逆に、鉄は鋭い、軽快、メカニックな感覚で、機能的、都会的であり、人工的環境に適していると考えられる。

なお、ここで注目すべきことは、木や石などの自然の材料のもつ自然の色彩や質感は、時間の経過とともに美しさが増していくのに対し、塗装した鉄やコンクリートの場合のように、人工の材料の色彩や質感は時間の経過とともに美しさが失われていくことである。

大昔に造られた石造のアーチ橋や城の石垣の美しさは、このような自然材料のときを経た色彩と質感にある。

以上をまとめると、景観設計を行う際には、次の要素を考慮する必要がある。

表１－19　橋梁の景観設計に考慮すべき要素

橋　梁　本　体	周辺環境との調和	視　　点
構造形式	周辺の土地利用状況	遠　　景
連 続 性	周辺の景観、地形	近　　景
上下部工のバランス	高架下の整備	上　　方
橋梁係付属物と本体の調和	色彩	下　　方
橋梁各部のデザイン		静止（歩行者）
表面処理(テクスチュア)		移動（ドライバー）

景観設計の手順の参考例を示す。

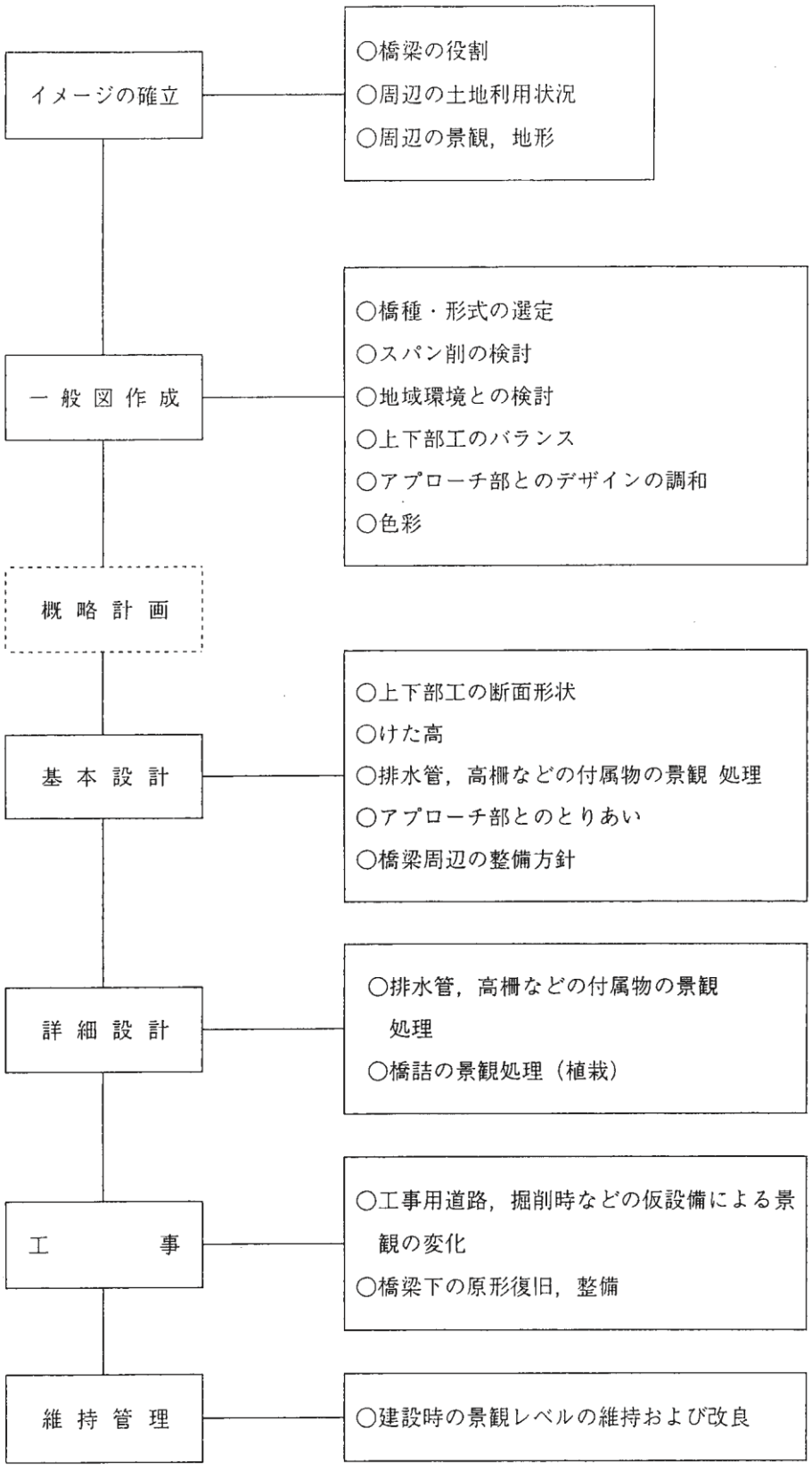


図1－64　景観設計の手順

第8章 環境対策

橋梁形式の選定にあたっては、次の諸点について架橋地点の周囲の環境に及ぼす影響を十分検討のうえ、形式を決定するものとする。

(1) 工事中の振動、騒音、水質汚濁などに関する影響

(2) 完成後の橋梁が、周囲の環境に及ぼす振動、騒音などの影響

環境問題に関して橋梁形式の選定上、とくに注意すべき点についてのべたものである。

現在、公害とよばれるものを大別すれば、建設工事中に発生する建設公害といわれるものと、完成後に発生するところのいわゆる道路公害といわれるものに分けられよう。とくに道路公害については、一つの橋梁に限定されるものではなく、多くの現象が包括されるため、本条では、これらすべてについて規定することは妥当ではなく、橋梁と密接な関係のある現象についてのみふれることにする。

「公害」の定義についてみると「環境基本法」（平成5年11月19日法律91）第2条によると、次のように定義されている。すなわち、「事業活動その他の人の活動に伴って生ずる相当範囲にわたる大気の汚染、水質の汚濁、土壌の汚染、騒音、振動、地盤の沈下及び悪臭によって、人の健康又は生活環境に係る被害が生ずること」が公害であるとされている。

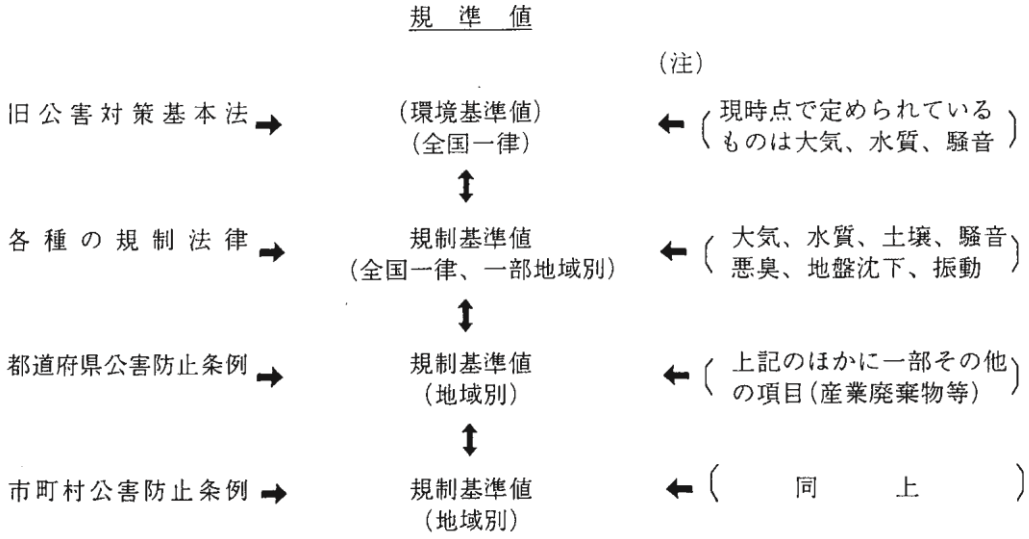
公害の防止に関する法律は、旧公害対策基本法（平成5年廃止）をはじめとして、各種の法律が制定され、これらの法律を受けて、地域性を考慮した公害防止条例が各都道府県知事によって定められている。これらの公害防止に関する法律およびとくに公害規制に関する種々法律、さらに法律と条例との位置づけについて、表1－20、表1－21、図1－65に示す。

表1－20　公害防止関連法律

分　類	法　律
公害一般	環境基本法
公害規制	大気汚染防止法、水質汚濁防止法、騒音規正法、 振動規正法、海洋汚染及び海上災害の防止に関する法律、 悪習防止法、都道府県市町村条例等
土地利用施設の設置規制	都市計画法
自然保護	自然環境保全法
公害防止施設の助成融資	公害防止事業団法等
被害者救済	公害健康被害の補償等の関する法律

表 1－21　公害規制関連法律

規制対象公害	規　制　法　律
大　気　汚　染	大気汚染防止法
水　質　汚　染	水質汚濁防止法
土　壌　汚　染	農用地の土壌の汚染防止等の関する法律
騒　　音	騒音規制法
振　　動	振動規制法
地　盤　沈　下	工業用水法、建築物用地下水の採取の規制に関する法律
悪　　臭	悪臭防止法



(注) 環境基準値は政府の政策目標とされるもので、環境基準値で直接公害発生源が規制されるものでなく、直接的な規制は各種の規制法および公害防止条例での規制基準値によっておこなわれる。

図 1－65　公害規制基準の系図

(1) について

道路建設時の公害は、その影響範囲が広域的なもの（大気、水質等）と局地的なもの（騒音、振動等）に分類され、こうした特殊性から、その防止対策の講じにくい面も多々あるため、計画・設計・施工および積算時には、発生する公害を予測して定量的な諸対策を考慮するようつとめる必要がある。

(2) について

完成後の橋梁が周囲に及ぼす振動、騒音についても、関連法律等は前項までの解説と同時に「資料編」を参照されたい。都市部、軟弱地盤などで完成後の橋梁が発生する振動、騒音が問題になることが予想される場合には、次の事項に留意するものとする。

① 大スパンのラーメン構造では、ラーメン変形により基礎が横移動し、地盤振動が問題になる場合がある。

② 支承の摩擦係数が大きいために、移動が温度変化に滑らかに追随しないで一定の温度変化に達した時点で急激に移動することにより、振動、騒音の原因になることがある。

③ 新しい公害として、低周波空気振動問題がまれに発生することもあるが、低周波音は構造各部の振動などに起因するものであり、その音圧レベル（ｄＢ）も構造物の剛性ならびに外部から橋梁に持ち込まれるエネルギー（重量、速度等）に関係するので、できるだけ剛性の高い形式、構造を採用するのがよい。

① 騒　　音

騒音に関する法体系、規制手順、指定地域等については「資料編」を参照すること。なお、施工中の騒音・振動が課題となる場合は、低騒音・低振動型の施工工法や施工機械の採用を検討すること。

② 振　　動

社会的要請は今後一層高まると考えられ、それを背景として規制基準値なども整備されるであろう。したがって、橋梁計画にあたっては、その地域特性等を十分把握し、形式決定に反映しなければならない。

振動に関する法体系、規制手順、指定地域等については「資料編」を参照すること。

第２編　橋　梁　一　般

第１章　総説　…… 2－ 1
第２章　設計荷重　…… 2－ 3
第３章　支承部構造　…… 2－15
第４章　落橋防止システム　…… 2－36
第５章　橋梁用防護柵　…… 2－46
第６章　地覆・歩道・橋面舗装　…… 2－58
第７章　排水装置　…… 2－70
第８章　伸縮装置　…… 2－78
第９章　その他の構造　…… 2－90
第10章 耐久性　…… 2－95

第2編 橋梁一般

第1章 総説

1−1 一般

(1) 設計マニュアル橋梁編は、福島県の橋梁に適用する。
(2) 橋梁の詳細設計は、道路橋示方書にもとづき実施するものとする。
1. 共　　通　　編
2. 鋼　　橋　　編
3. コンクリート編
4. 下 部 構 造 編
5. 耐 震 設 計 編

本マニュアルは、福島県で実施適用するものである。詳細設計にあたっては示方書の他、各種便覧により実施するものとする。

下表に橋梁設計に関する基準を示す。

表 2−1　橋梁関係基準一覧

便　覧・要　綱　等	発 行 年 月	発　行　所
1. 鋼道路橋設計便覧	昭和 55 年 8 月	日本道路協会
2. コンクリート道路橋設計便覧	平成 6 年 2 月	〃
3. 鋼道路橋施工便覧	平成 27 年 4 月	〃
4. コンクリート道路橋施工便覧	平成 10 年 1 月	〃
5. 杭基礎設計便覧	平成 27 年 4 月	〃
6. 杭基礎施工便覧	平成 27 年 4 月	〃
7. 道路橋支承便覧	平成 16 年 4 月	〃
8. 道路橋伸縮装置便覧	昭和 45 年 4 月	〃
9. 鋼道路橋防食便覧	平成 26 年 3 月	〃
10. 道路橋補修便覧	昭和 54 年 2 月	〃
11. 小規模吊橋指針・同解説	昭和 59 年 4 月	〃
12. 鋼管矢板基礎設計施工便覧	平成 9 年 12 月	〃
13. 防護柵の設置基準・同解説	平成 20 年 1 月	〃
14. 道路橋床版防水便覧	平成 19 年 3 月	〃
15. 道路橋耐風設計便覧	平成 20 年 1 月	〃

16. プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートTげた道路橋設計施工指針	平成4年10月	日本道路協会
17. 地中連続壁基礎設計施工指針・同解説	平成3年7月	〃
18. 斜面上の深礎基礎設計施工便覧	平成24年4月	〃
19. 鋼道路橋の細部構造に関する資料集	平成3年7月	〃
20. 道路橋の耐震設計に関する資料	平成9年3月	〃
21. 鋼橋の疲労	平成9年5月	〃
22. 既設道路橋の耐震補強に関する資料	平成9年9月	〃
23. 道路橋の耐震設計に関する資料 －PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋・地中連続基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例－	平成10年1月	〃
24. 既設道路橋基礎の補強に関する参考資料	平成12年2月	〃
25. 無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領（改訂版）	平成5年3月	土建・鋼材倶楽部、橋建協
26. 鋼道路橋の疲労設計指針	平成14年3月	日本道路協会

1－2 橋の設計自動車荷重

(1)　橋は、その設計に用いる設計自動車荷重を245kNとし、当該橋における大型の自動車の交通の状況を勘案して、安全な交通を確保することができる構造とするものとする。

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　2.2＞

1－3 橋の幅員構成

(1) 一般道路の橋梁は、道路構造令によるものとする。

(2) 積雪寒冷地の幅員構成

積雪寒冷地の投雪が不可能な区間における長さ50m以上の橋で、路肩幅員を縮小しない場合は、担当課と協議すること。

（投雪の可否については、交差物件の管理者と十分打合せ協議して決定の事。）

第2章 設計荷重

2－1 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）

1. 死荷重（D）
2. 活荷重（L）
3. 衝　撃（I）
4. プレストレス力（PS）
5. コンクリートのクリープの影響（CR）
6. コンクリートの乾燥収縮の影響（SH）
7. 土　圧（E）
8. 水　圧（HP）
9. 浮力又は陽圧力（U）

(2) 従荷重（S）

10. 風荷重（W）
11. 温度変化の影響（T）
12. 地震の影響（EQ）

(3) 主荷重に相当する特殊荷重（PP）

13. 雪荷重（SW）
14. 地盤変動の影響（GD）
15. 支点移動の影響（SD）
16. 波　圧（WP）
17. 遠心荷重（CF）

(4) 従荷重に相当する特殊荷重（PA）

18. 制動荷重（BK）
19. 施工時荷重（ER）
20. 衝突荷重（CO）
21. その他

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　2.1＞

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、構造等によって適宜選定するものとする。

2－2 死荷重

死荷重の算出には、表2－2に示す単位重量を用いてよい。

表2－2　材料の単位重量 kN／m³

材　　料	単位重量	材　　料	単位重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77	コンクリート	23
鋳　　鉄	71	セメントモルタル	21
アルミニウム	27.5	木　　材	8.0
鉄筋コンクリート	24.5	歴青材（防水用）	11
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

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　2.2.1＞

2－3 活荷重

活荷重は、自動車荷重（T荷重、L荷重)、群集荷重および軌道の車両荷重とし、大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重およびB活荷重に区分する。

(1) 適　用

高速自動車国道、一般国道、都道府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道の橋の設計にあたってはB活荷重を適用するものとする。その他の市町村の橋の設計にあたっては、大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重またはB活荷重を適用するものとする。

(2) B活荷重

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。

i）車道部分には図2－1に示すT荷重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、載荷面の中心が車道部分の端部より25cmまでとする。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および50cmとする。

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2－3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を超えてはならない。

支間長がとくに長い縦げたなどは、T荷重とL荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。

ii）歩道等には、群集荷重として5.0kN/m²の等分布荷重を載荷するものとする。

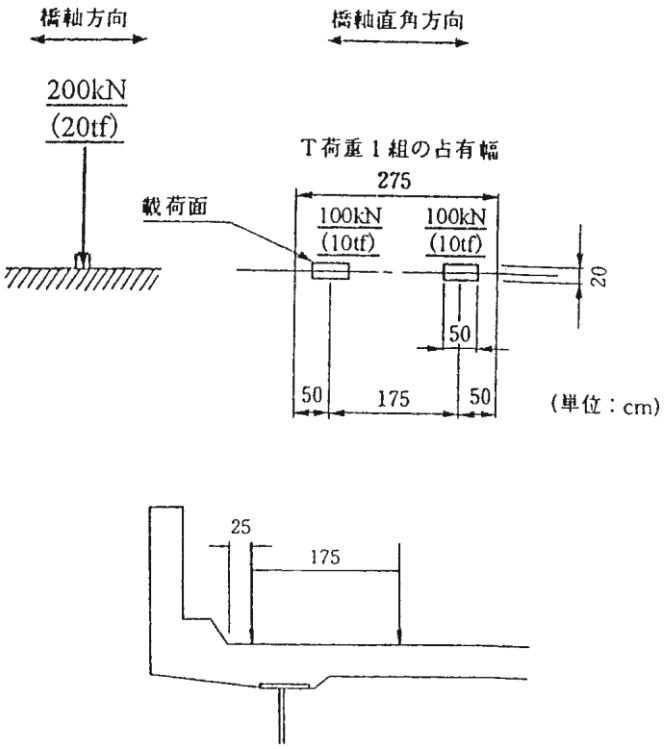


図 2－1　T荷重

表 2－3　床組等の設計に用いる係数

部材の支間長Ｌ（m）	Ｌ≦4	Ｌ＞4
係　　数	1.0	Ｌ／32＋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

主桁を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

ｉ）車道部分には図 2－2 および表 2－4 に示す 2 種類の等分布荷重 p_1、p_2 よりなるＬ荷重を載荷するものとし、p_1 は 1 橋につき 1 組とする。Ｌ荷重は着目し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のおのの 1／2（従載荷荷重）を載荷するものとする。

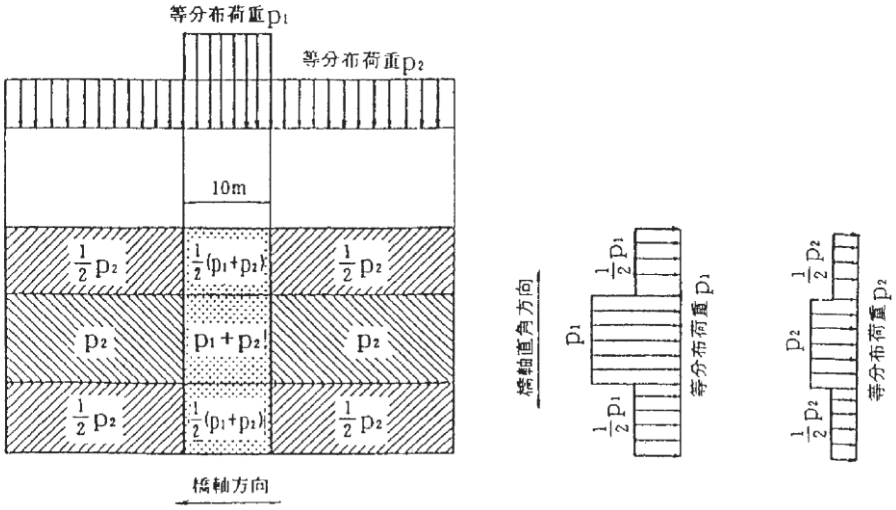


図 2－2　L荷重

表 2－4　L荷重（B活荷重）

p_1 の載荷長 D（m）	主載荷荷重（幅 5.5m）					従載荷荷重
	等分布荷重 p_1 kN/m²		等分布荷重 p_2 kN/m²			
	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）

ただし、支間長がとくに短い主げたや床版橋は、T荷重とL荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。T荷重を用いて設計する場合には、T荷重は橋軸直角方向には2組を限度とし、3組目からは1／2に低減することとする。また、T荷重によって算出した断面力等には表2－3に示す係数を乗じるものとするが、この係数は1.5を超えてはならない。

なお、ゲルバーげたの吊げたおよび片持部に対しては、表2－4における支間長Lとしてそれぞれ図2－3に示すL_1およびL_2をとるものとする。

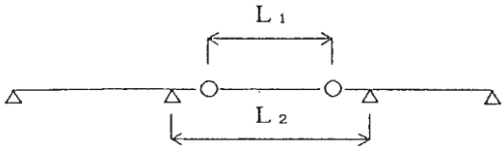


図 2−3　ゲルバー桁における支間長のとり方

ii）歩道等には、群集荷重として表 2-5 に示す等分布荷重を載荷するものとする。

表 2−5　歩道等に負載する等分布荷重

支 間 長（m）	L≦80	80＜L≦130	L＞130
荷　重（kN/m²）	3.5	4.3−0.01L	3.0

3）下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、原則として２）に規定する荷重とする。

(3) A活荷重

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。

ｉ）車道部分には図 2−1 に示すＴ荷重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、載荷面の中心が車道部分の端部より 25cm までとする。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 および 50cm とする。

支間長がとくに長い縦げたなどは、Ｔ荷重とＬ荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。

ii）歩道等には、群集荷重として 5.0kN/m² の等分布荷重を載荷するものとする。

iii）軌道には、軌道の車両荷重とＴ荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷するものとする。軌道の車両は両数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力を与えるように載荷するものとする。占有幅および荷重は、当該軌道の規定によるものとする。

2）主げたを設計する場合の活荷重

主桁を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

ｉ）車道部分には図2－2および表2－6に示す2種類の等分布荷重p_1、p_2よりなるＬ荷重を載荷するものとし、p_1は1橋につき1組とする。Ｌ荷重は着目し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のおのの1／2（従載荷荷重）を載荷するものとする。

表2－6　Ｌ荷重（Ａ活荷重）

p_1 の載荷長 D（m）	主載荷荷重（幅5.5m）					従載荷荷重
	等分布荷重p_1 kN/m^2		等分布荷重p_2 kN/m^2			
	曲　げ	せん断	Ｌ≦80	80＜Ｌ≦130	Ｌ＞130	
6	10	12	3.5	4.3－0.01Ｌ	3.0	主載荷荷重の50%

Ｌ　：支間長（m）

ただし、支間長がとくに短い主げたや床版橋は、Ｔ荷重とＬ荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。Ｔ荷重を用いて設計する場合には、Ｔ荷重は橋軸直角方向には2組を限度とし、3組目からは1／2に低減することとする。

なお、ゲルバーげたの吊げたおよび片持部に対しては、表2－4における支間長Ｌとしてそれぞれ図2－3に示すL_1およびL_2をとるものとする。

ii）歩道等には、群衆荷重として表2-5に示す等分布荷重を載荷するものとする。

iii）軌道には、軌道の車両荷重とＬ荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷するものとする。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅および荷重は当該軌道の規定によるものとする。自動車の通行を許さない軌道敷がある場合には、Ｌ荷重の載荷幅はこの部分を除いてもよい。

3）下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、原則として2）に規定する荷重とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅰ共通編　2.2.2＞

① 等分布荷重p_1の適用にあたっての基本方針は表2−7のとおりとし、上部構造形式別および部材別の運用は表2−8のとおりとする。

表2−7 基本方針

せ ん 断 力	12kN/m²
反 力	〃
軸 力	10kN/m²
曲げモーメント	〃
ねじりモーメント	12kN/m²
た わ み	10kN/m²

但し、例えばトラスの斜材、アーチ橋の垂直材等の軸力部材のように、せん断に対し有効に働く部材または反力を受けて設計する部材等については、等分布p_1に12kN/m²を用いるものとする。

表2−8 上部構造形式別及び部材別の運用

○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
単純桁 連続桁	主桁	○		●	●	●
	横桁	○		●	●	●
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	主桁	○	○	●	●	●
	脚	○	●	●	●	●

② 主載荷荷重および従載荷荷重は、橋軸方向および橋軸直角方向において影響線が同一符号となる範囲に載荷するものである。橋軸方向において影響線が等分布荷重p_1の載荷長より短い区間で正負反転する場合には、図2−4に示すように等分布荷重p_1を載荷長の範囲内で同一符号区間のみに載荷する。

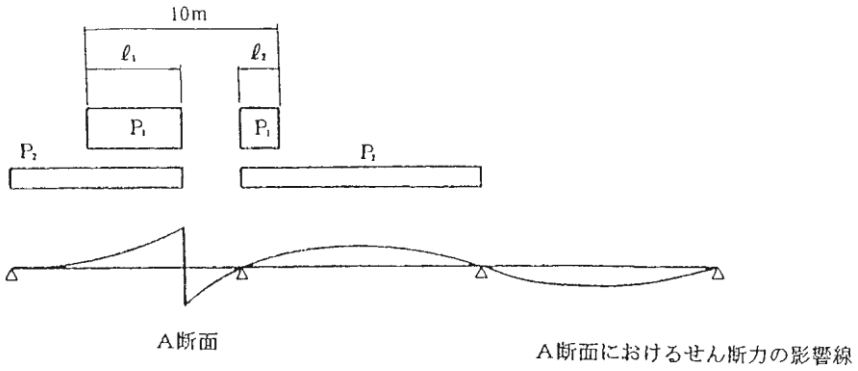


図 2－4　等分布荷重 p_1 の載荷方法

③　斜橋及び曲線橋の場合、等分布荷重ｐ１の載荷範囲は下図に示すように、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に平行に前後載荷長をとるものとする。
なお、基準ラインは原則として構造物中心とする。

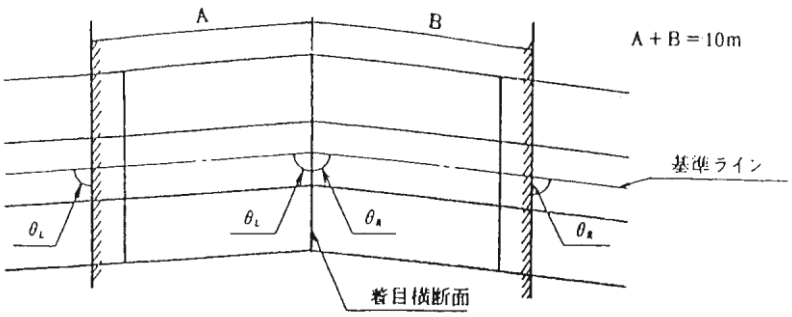


図 2－5　等分布荷重 p_1 の載荷方法の例

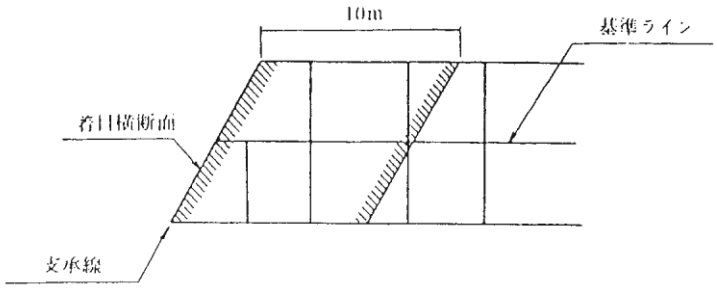


図 2－6　斜橋における等分布荷重 p_1 の載荷方法の例

2－4 衝撃

活荷重による衝撃は、道示Ⅰ　2.2.3 による。

1）下部構造の設計には原則として衝撃を考慮しないものとする。

2）支承部や衝撃による曲げ応力の影響が無視できない下記のような下部構造形式の場合は、衝撃を考慮するものとする。

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

2－5 風荷重

(1) 上部構造に作用する風荷重は、橋軸に直角に作用する水平荷重とし、設計部材に最も不利な応力を生じさせるように載荷するものとする。遮音壁が設置される場合には、風の特性および遮音壁の構造に応じて風荷重を低減することができる。

(2) 下部構造に直接作用する風荷重は、橋軸直角方向および橋軸方向に作用する水平荷重とする。ただし、同時に 2 方向には作用しないものとする。風荷重の大きさは、風向方向の有効鉛直投影面積に対して、表 2－9 に示す値とする。

表 2－9　下部構造に作用する風荷重 kN/㎡

躯体の断面形状		風　荷　重
円　　形 小 判 型	活荷重載荷時 活荷重無載荷時	0.75 1.5
角　　型	活荷重載荷時 活荷重無載荷時	1.5 3.0

(3) 吊橋、斜張橋のようにたわみやすい橋及び特にたわみやすい部材については、風の影響による動的な変形・応力なども考慮して設計しなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　2.2.9＞

2－6 温度変化の影響

(1) 設計に用いる基準温度は＋10℃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℃～＋40℃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℃～＋50℃までとする。

(3) 鋼橋の温度差

補鋼アーチ、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℃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℃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℃～＋35℃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±15℃とする。ただし断面の最小寸法が70cm以上の場合は±10℃としてよい。

(5) コンクリート橋の温度差

床版とその他の部分の温度差により生ずる断面力を算出する場合の温度差は5℃を標準とし、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。

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　2.2.10＞

本県の地域性から基準温度を＋10℃とした。設計においては、構造物の昇降は基準温度との差として考慮する。

2－7 雪荷重

(1) 雪荷重は、一般に1kN/m²を見込むものとする。

(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に除雪しないことが予測される区域にある橋梁または未供用期間の橋梁にあっては、活荷重を載荷せず雪荷重のみ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。

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　2.2.12＞

1）規定の活荷重のほかに載荷する雪荷重として1kN/m²考慮するものとする。(圧縮された雪で15cm厚)

ただし橋台の設計において、パラペット上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）道路橋示方書で雪荷重は「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Ⅰ共通編2.2「荷重の組合せ」の規定を踏まえ、地震時における雪荷重を考慮しないものとする。

3）圧縮された雪または多量に水を含んだ雪の単位体積重量は、一般に 3.5kN/m^2 とされている。豪雪地帯では、積雪深が 2.0m 以上となる事が考えられるが、冬期間除雪を行わない場合、橋梁形式によっては座屈して落橋する恐れもある。この様な事態が想定される橋梁に対しては、雪荷重に対して十分な検討が必要である。

4）積雪地帯（雪荷重を考慮すべき地域）について

積雪地域は下図のとおりとする。積雪地域における橋梁の設計は、雪荷重を考慮するものとする。図 2-7 は積雪地域を明らかにするため、旧市町村名で記載している。

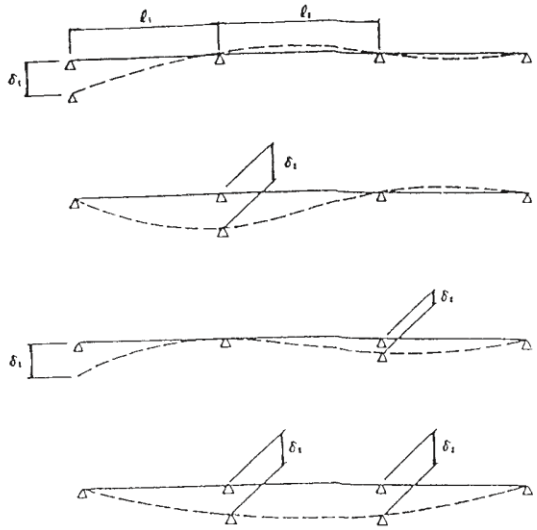
図 2−7　積雪地域

2−8 支点移動の影響

地盤の圧密沈下などにより支点移動が予想される場合は、支点の移動等による上部構造に対する影響を考慮するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　2.2.13＞

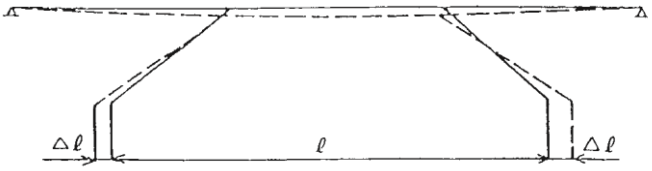
(1) 連続桁において、基礎形式が摩擦杭の場合や圧密沈下が予想される場合は、安全性を高める意味から次に示す支点沈下量を考慮するとともに不慮の沈下に備えて支点付近をジャッキアップ可能な構造とするものである。



鋼　橋	$\delta_1=\frac{\ell_1}{1{,}000}$	$\delta_2=\frac{(\ell_1+\ell_2)}{2}\times\frac{1}{1{,}000}$
コンクリート橋	$\delta_1=\frac{\ell_1}{2{,}000}$	$\delta_2=\frac{(\ell_1+\ell_2)}{2}\times\frac{1}{2{,}000}$

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 10 ㎜（片側 5 ㎜）を標準とする。しかし、常時の基礎変位量が大きい場合やプレストレストコンクリート部材の場合はこの限りではない。



△ℓ＝5 ㎜

図 2−9　支点の許容水平変位量

(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3章 支承部構造

3－1 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) 荷重載荷によるけたの変形（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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅰ共通編　4.1、Ⅴ耐震設計編　15.1＞

(1) 支承部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。

(3) 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。

3－2 支承の選定

(1) 支承の種類は、ゴム支承を標準とする。
(2) 支承の選定にあたっては、以下に示す事項に配慮する。
1）反力の大きさ、移動量と回転量、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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　15.1＞

(1) 従来は、レベル2地震動に対して支承部の機能を確保できる支承をタイプBの支承部と定義し、これを基本とすることが規定され、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地震動に対しては変位制限構造と補完し合って抵抗する構造をタイプAの支承部と定義し、橋台の拘束により上部構造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タイプAの支承部を用いてもよいことが規定されていた。

しかし、支承部の点検や維持管理のために支承部周辺は可能な限り複雑な構造としない方がよいこと、地震によりタイプAの支承部が損傷した場合にその部材や破片の落下による第三者被害が生じないよう配慮が必要であること等を踏まえ、H24道示の改訂では、原則レベル2地震動に対して支承部の機能を確保する構造のみが規定されている。

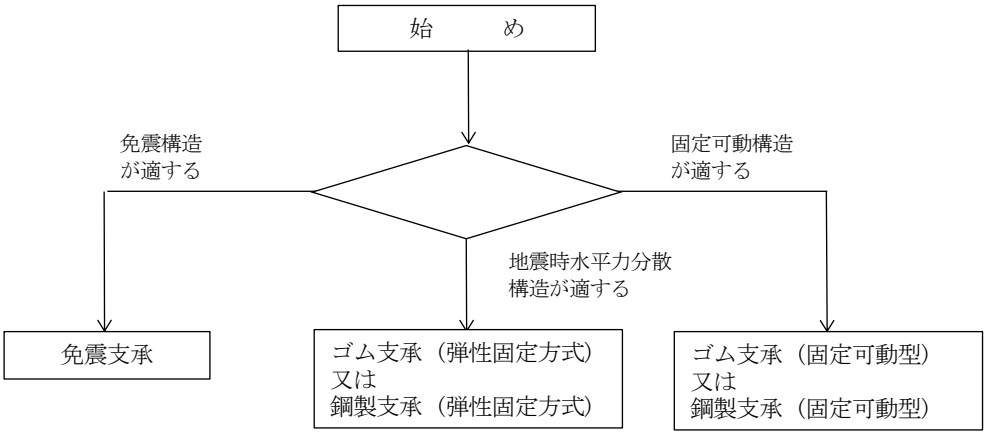


図2－10　支承部選定の一般的な考え方

なお、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、可動沓やスライド沓について検討をするものとする。

(2) 一般的な条件における支承選定の考え方を以下に示す。これら条件により難い場合は、支承の種類について個別に検討するものとする。

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 変形の方向が自由であるため、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。

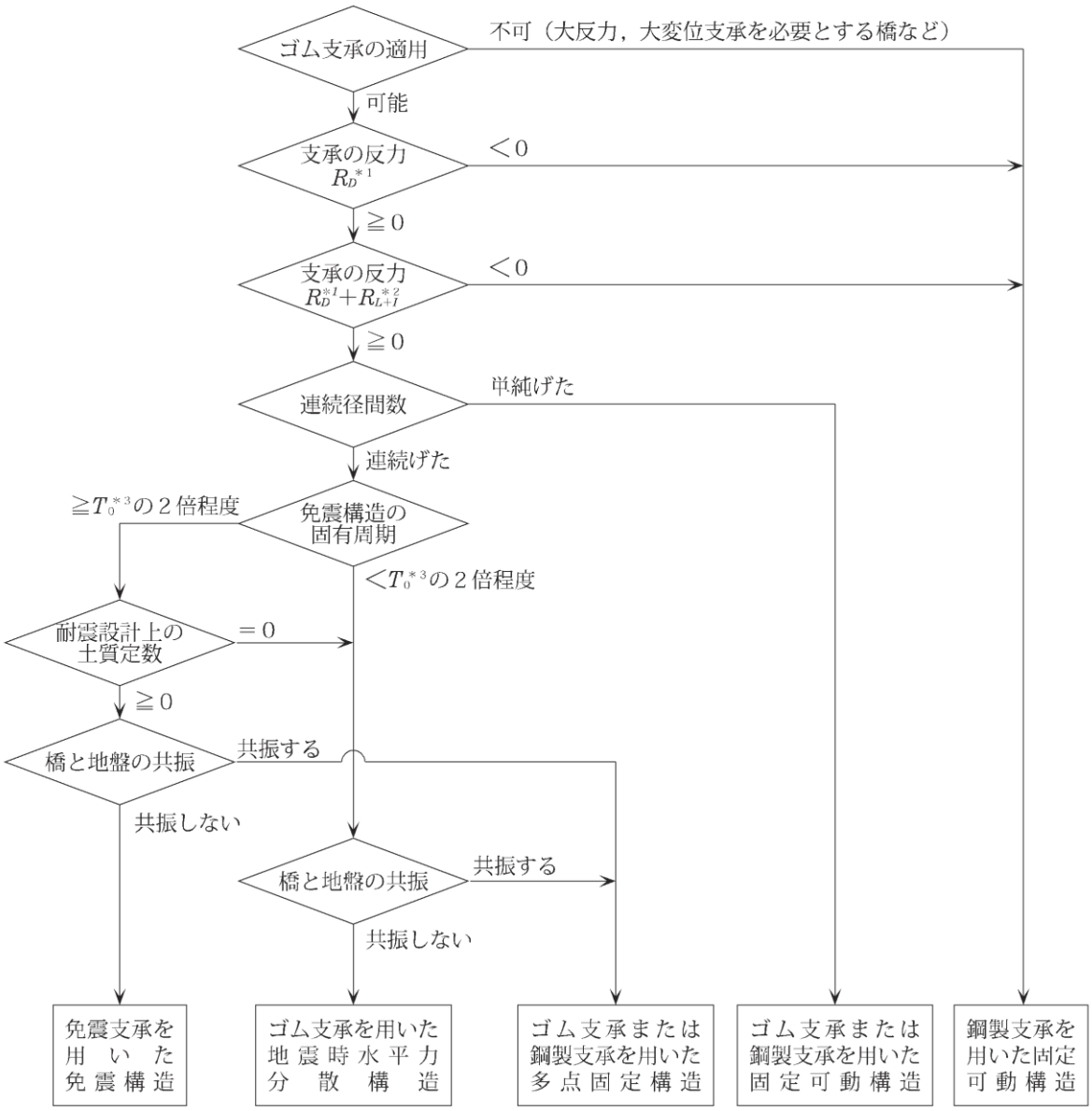
3）支承部は塵埃（じんかい）、水の滞留等の劣化要因、さびに対する耐久性及び接触曲面の経年劣化によって摩擦特性が変動し、水平移動機能や回転機能を阻害する要因があることから、特に鋼製の支承板支承は、密閉ゴム支承板支承（BP.B）を基本とした。

4）ゴム支承および鋼製支承の種類を示す。

表 2－10　支承の種類

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

注）※の使用については、地震力に対する十分なじん性の確保や地震時に支承が破損した場合でも、ローラーが支承部から逸脱しにくい構造とするなどの配慮を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。



※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 2－10－1　支承形式の選定フローチャート

(3) 支承の選定にあたっては、以下に示す事項に配慮すること。

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}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1.5～2.0・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、鋼製支承を採用するものとする。

イ）活荷重によりたわみやすいアーチ橋等で端支承部の回転変形が大きくなり、ゴム支承の回転変形性能では対処できない場合。

ロ）ゴム支承の鉛直変位により路面の平坦性が損なわれ、交通振動の発生や構造部材の疲労が問題となる場合。

ハ）移動量や反力が大きいため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。

ニ）免震支承に負の力が生じる場合。

負の力を受けた状態で水平方向の地震力が作用したときのゴム支承の破断強度やエネルギー吸収性能などの特性について現在のところ十分に確認されていない。

ホ）橋長が長い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。

ヘ）支承反力と回転変位のバランスが悪く、特に大きな回転角（1／150～1／300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、変位追随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。

イ）免震支承の非線形性と橋脚の塑性化を考慮する免震橋では、免震橋の限界状態は、免震支承によるエネルギー吸収が確保できる限界の状態とし、橋脚は副次的な塑性化にとどまる状態とする。

ロ）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。

ハ）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。

ニ）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十分に確保する。

ホ）道示Ⅴ15章の規定を満たす力学的特性を有し、かつ道示Ⅴ 15.3(1) の規定に基づいて非線形履歴特性を適切にモデル化する。

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

表 2－11　支承適用表（鋼桁）

上部工形式		支承の形式	支承の種類
単純桁	1. 鈑　　桁	固定可動	ゴム支承 支承板支承
		反力分散	ゴム支承
	2. 箱　　桁	固定可動	ゴム支承 支承板支承
		反力分散	ゴム支承
連続桁	3. 鈑　　桁	固定可動	ゴム支承 支承板支承
		反力分散	ゴム支承
	4. 箱　　桁	反力分散	ゴム支承

イ）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。

ロ）支承機能構成は、機能一体型と機能分離型について、橋梁の構造、規模を十分に考慮して検討を行い、経済性、構造性で有利となるように適切にその構造を決定するのがよい。

ハ）免震支承・多点固定型支承・機能分離型支承が有利となる場合は別途採用を検討するものとする。

ニ）支承構造は維持管理性向上のため、取替えが容易となる構造を基本とする。

b）ＰＣ桁

表 2－12　支承適用表（PC 桁）

上部工形式		支承の形式	支承の種類
単純桁	1. PC プレテンション中空床版 2. PC プレテンション桁	固定可動	ゴ　ム　支　承
	3. PC ポストテンション桁	固定可動	ゴ　ム　支　承
		反力分散	ゴ　ム　支　承
	4. PC ポストテンション箱桁	固定可動	ゴ　ム　支　承
		反力分散	ゴ　ム　支　承
連続桁あるいは連結桁	5. 連結 PC プレテンション中空床版	固定可動	ゴ　ム　支　承
	6. 連結 PC プレテンション T 桁	固定可動	ゴ　ム　支　承
		反力分散	ゴ　ム　支　承
	7. 連結 PC ポストテンション T 桁	固定可動	ゴ　ム　支　承 支 承 板 支 承
		反力分散	ゴ　ム　支　承 支 承 板 支 承
	8. 連結 PC 中空床版	固定可動	ゴ　ム　支　承
		反力分散	メナーゼヒンジ ゴ　ム　支　承
	9. 連続 PC 箱桁	反力分散	ゴ　ム　支　承 支 承 板 支 承

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。

ホ）支承構造は維持管理性向上のため、取替えが容易となる構造を基本とする。

c）ＲＣ桁

表 2－13　支承適用表（RC 桁）

上部工形式	支承の形式	支承の種類
単純ＲＣ桁	固定可動	ゴム支承 支承板支承
連続ＲＣ桁	反力分散	ゴム支承 メナーゼヒンジ

3－3 支承部の構造

(1)　支承部としてねばりのある挙動をする材料及び構造を採用するとともに、応力集中の生じにくい構造としなければならない。

(2)　支承部は、支承本体の取替が可能な構造を標準とする。

(3)　支承が取り付けられる上下部構造の部位は、支承部の維持管理の確実性及び容易さ並びに支承部の取替に配慮した構造とするのがよい。

(4)　耐震性能 2 を確保する橋の支承部においては、支承部に破壊が生じた場合においても、上部構造を適切な高さに支持できるように、また、橋軸直角方向への上部構造の残留変位が過大にならないように配慮しなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　15.6＞

(1) 支承部には地震力が均等に作用しないことにより、地震力がある支承に集中する可能性があり、本項目が規定されている。また、支承部の一部が滑動することにより変位追随する機構を有する支承は、移動面やすべり面の摩耗、発錆、経年劣化による機能低下が生じにくい材料を使用すること。

(2) 維持管理に関する確実性が求められることから、支承部の点検、塗装の塗替えや補修が容易におこなえるような構造的な配慮をしておく必要がある。また、支承の取替が必要となる場合も想定し、取替え作業が行えるだけの作業空間を確保するなどの構造的な配慮を検討するのがよい。

(3) 支承本体の高さが高い支承部や台座コンクリートの高さが高い支承部等では支承部の損傷により数百㎜の段差が生じる可能性もある。その対策として、従来の道示で規定されていた段差防止構造の設置は有効である。

また、1 支承線上の支承数が少ない構造では、支承部の損傷により、上部構造に橋軸直角方向への大きな残留変位が生ずる可能性がある。よって、地震後に速やかな機能回復が求められる橋では、1 支承線上の支承数が少ない構造を避ける等、構造的な配慮をすることが望ましい。

(4) 支承本体の高さが高い支承部や台座コンクリートの高さが高い支承部等では支承部の損傷により数百㎜の段差が生じる可能性もあるため、構造的な対策が必要となる場合もある。その対策として、H14 道示で規定されていた段差防止構造の設置は有効である。段差防止構造は、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 2－11 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 40㎝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。

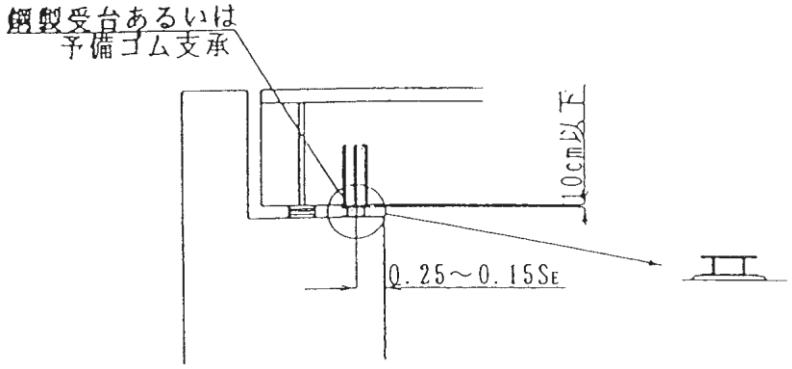


図 2－11　段差防止構造例

3－4 設計一般

3－4－1 支承の設計

(1)　レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対する支承部は、設計時地震力が作用したときに、支承部に生じる応答値が支承本体及び取付け部材の許容値以下となることを照査する。

(2)　支承部の照査に用いる設計地震力には、設計水平地震力と設計鉛直地震力を考慮しなければならない。

(3)　静的照査法により耐震性能の照査を行う場合のレベル 1 地震動に対する設計水平地震力は、道示Ⅴ6.3.2 ならびに本マニュアル第 3 編 5-3 項の規定に基づく慣性力に相当する水平力とする。

(4)　静的照査法により耐震性能の照査を行う場合のレベル 2 地震動に対する設計水平地震力は、道示Ⅴ6.4.2 ならびに本マニュアル第 3 編 5-4 項の規定に基づく慣性力に相当する水平力とする。

ただし、鉄筋コンクリート橋脚に塑性化を考慮する場合は、橋脚の終局水平耐力に相当する水平力（道示Ⅴ10.3）とする。また、基礎に塑性化を考慮する場合は、基礎の最大応答変位に相当する水平力（道示Ⅴ12.4）とする。

(5)　レベル 2 地震動に対する鋼製の支承本体及び鋼製の取付け部材の照査は、割増し係数 1.7 を考慮した許容応力度を用いて、道示Ⅱ鋼橋編の照査法に準じて行うものとする。ただし、レベル 1 地震に対する照査における許容応力度は、鋼橋編の規定に従うものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　15.2～15.5＞

静的照査法を用いて支承部の照査を行う場合に用いる設計地震力及び照査方法を示したものであるが、動的照査法により支承部の照査を行う場合には上記によらず、動的解析により求められる最大応答値を用い、道示Ⅴ15.4(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、設計震動単位にレベル 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) 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）支承部においては上向きの地震力の下限値として$-0.3R_D$を用いてよい。但しこの値をとる場合は水平方向の地震力と同時に考慮しなくてよい。

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

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

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。

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

kv　：設計鉛直震度で、レベル２地震動の設計水平震度に、道示Ⅴ15.4　表－15.4.1 の係数を乗じた値とする。

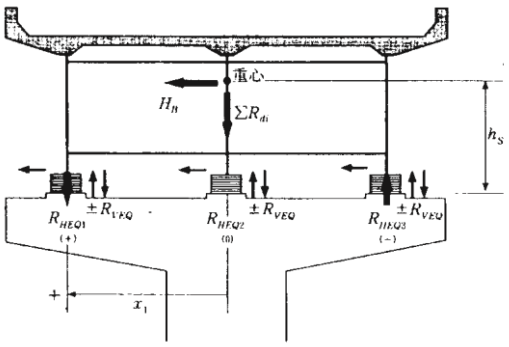


図２－14　地震力によって生じる支承部反力

(4) レベル２地震動に対応する支承部の耐力を割増係数 1.7 を考慮した許容応力度から算出することとしたのは、レベル２地震動により生じる地震力に対して支承部を降伏程度に収めることを目安とした。ただし、ゴム製の支承本体を用いる場合は、

・支承本体に生じるせん断ひずみが許容せん断ひずみを超えないこと。

・地震時にせん断ひずみを受けた状態において、支承本体が座屈に対して安全であること。

・地震時に水平変位を受けた状態において鉛直力の作用により支承本体に生じる引張応力度がその許容値を超えないこと。

・鉛直力の作用によりゴム製の支承本体の内部鋼板に生じる引張応力度がその許容値を超えないこと。

・エネルギー吸収を期待しない支承においては、支承の剛性は設計値に対して±10%以内に収めるものとする。

・免震支承に対しては、道示Ⅴ15.2 に示す力学的特性を有し、かつ道示Ⅴ15.3(1)に基づいて非線形履歴特性を適切にモデル化するものとする。

3－4－2 可動支承に働く水平力

(1) 支承に用いる水平力は下記のとおりとする。

$$H_1 = \delta_{\mp} \cdot Kb \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここで、 Kb ：ゴム支承のせん断ばね定数（kN/m）

$\delta_{\mp}$：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

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.3.2 解説 1)＞

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) 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、上沓はレベル 2 地震動による移動量の呼吸を妨げない寸法を確保するものとする。

$$H = f \cdot Rd$$

ここで、Rd：支承に作用する死荷重反力（kN）

f ：鋼製支承の摩擦係数（道示Ⅰ4.1.2 に規定される値）

なおゴム支承は水平力分散支承として設計するものとする。

3－4－3 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 2－14 のとおりとする。

表 2－14　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/mm²)	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・ブタジェンゴム	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 Mp 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 2－15 のとおりとする。

表 2－15　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）	$S_1<8$	$\sigma_{maxa}=8.0 N/mm^2$
		$8 \leqq S_1<12$	$\sigma_{maxa}=S_1 N/mm^2$
		$12 \leqq S_1$	$\sigma_{maxa}=12.0 N/mm^2$
	最小圧縮応力度		$\sigma_{mina}=1.5 N/mm^2$
	応力振幅	$S_1 \leqq 8$	$\Delta\sigma_a=5.0 N/mm^2$
		$S_1>8$	$\Delta\sigma_a=5.0+0.375\ (S_1-8.0)$ 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 2－14 による
引張応力度	常時		$\sigma_{ta}=0.0 N/mm^2$
	風時	G6	$\sigma_{ta}=0.9 N/mm^2$
		G8	$\sigma_{ta}=1.2 N/mm^2$
		G10 以上	$\sigma_{ta}=1.5 N/mm^2$
	地震時	G6	$\sigma_{ta}=1.2 N/mm^2$
		G8	$\sigma_{ta}=1.6 N/mm^2$
		G10 以上	$\sigma_{ta}=2.0 N/mm^2$

S1：一次形状係数（支承便覧）

＜道路橋支承便覧(H16.4)　2.9.1、3.5.1＞

(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 2－14 に示した。これらは JIS K 6386 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%大きくなっているので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 2－15 に示した。

表 2－15 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。

3－5 支承の配置

3－5－1 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。

＜道路橋支承便覧(H16.4)　2.8＞

(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 2.8.2 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地震時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 2－15－(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 2－15－(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 2－15－(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 2－15(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 2－15－(e)）

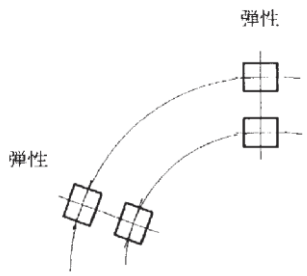
3）折線げた橋

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。

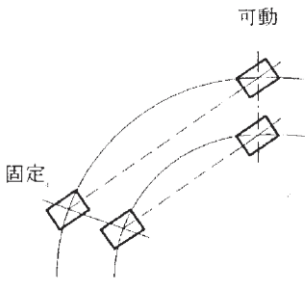
回転方向を折角の二等分方向とし左右の回転変形による拘束力を緩和することもできるが、全方向に回転可能な支承（球面支承）を用いるものとする。（図 2－15－(f)）

4）広い幅員を有する固定可動構造の橋

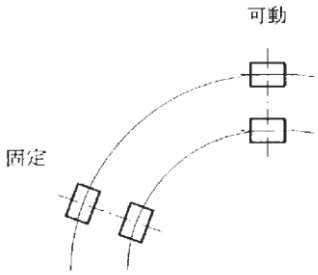
温度変化による上部構造の伸縮を考慮して（図 2－15－(g)）のように移動可能な支承部とするのが理想であるが、一般には（図 2－15－(h)）としてよい。



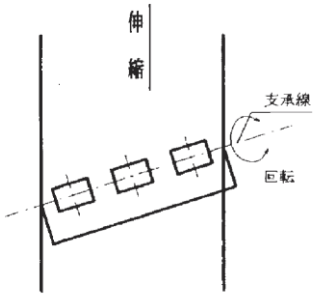
(a) 曲線橋の支承配置



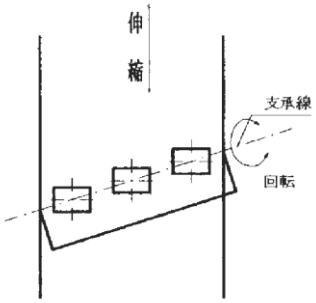
(b) 固定支承方向への配置



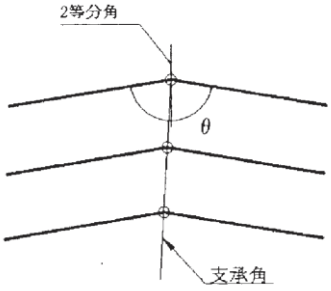
(c) 主桁接線方向への配置



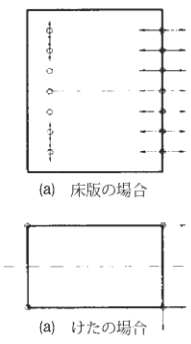
(d) 回転軸方向に配置



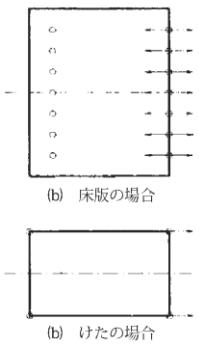
(e) 伸縮方向に配置



(f) 折線桁橋の回転軸



(g) 広い幅員(1)



(h) 広い幅員(2)

図 2－15　支承の配置

3－5－2 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。

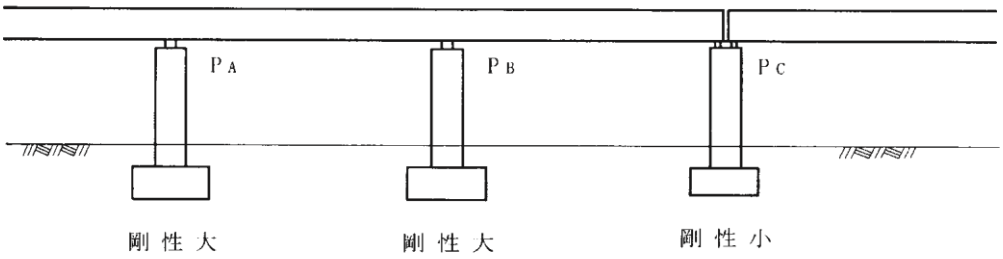
ａ）レベル１の地震に対して、橋軸直角方向を固定して伸縮継手の破損を防止する橋梁。

ｂ）イ）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。

ロ）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 2－16　橋軸直角方向固定（例）

3－6 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。

＜道路橋支承便覧(H16.4)　2.8.1＞

(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 22 ㎜)。

(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。

3－7 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 30 ㎜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。

＜道路橋支承便覧(H16.4)　5.2.2＞

(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 2－17 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 2－17－1 とし、沓座モルタルには補強鉄筋を配置することを標準とする。

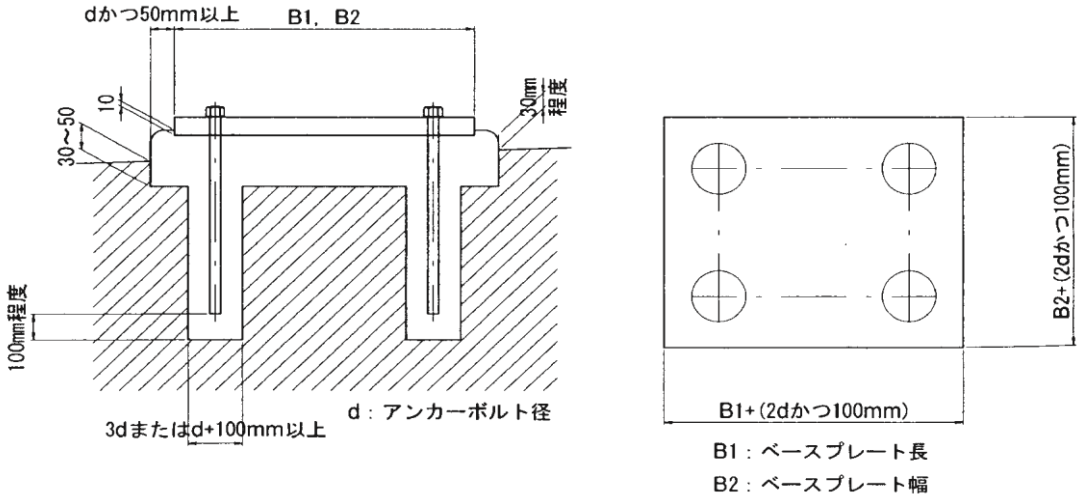


図 2－17　支承下面の標準構造寸法

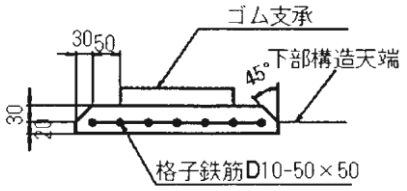
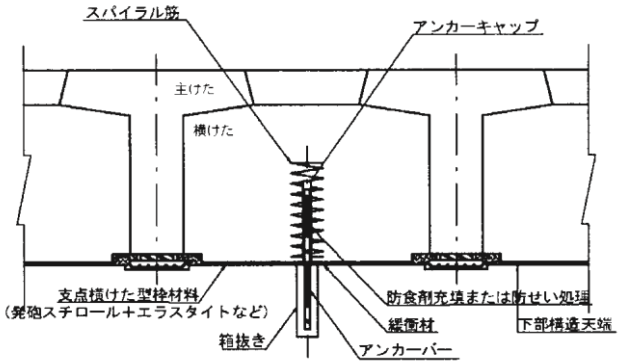


図 2－17－1　沓座モルタル標準寸法

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30㎜程度を標準とするが、50㎜以上の場合は、図2－17－2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。

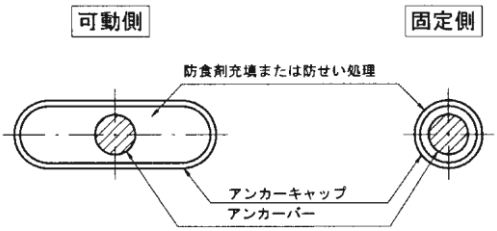


図2－17－3　支承下面の標準構造

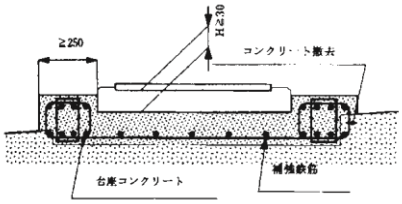


図2－17－2　台座コンクリート（例）

3－8 支点部の延命化対策

橋梁支点部については、漏水対策として伸縮装置の非排水化を実施しているが、漏水を完全に防げてはいない状況であるため、漏水を前提とした以下の対策を行うこと。

橋梁支点部の延命化対策は、下記の３つの点に着目して対策を実施することとする。

①橋座面の滞水防止対策

②桁端部の湿潤防止対策

③維持管理の作業空間対策

【対策１】

・橋座面に１～３％程度の排水勾配を設け、支承の大きさに応じて勾配を検討する。

【対策２】

・桁下空間を支承位置で 400㎜ 程度確保し、通気性を向上させることとするが、構造上困難な場合は、この限りではない。支承台座を設ける場合は、台座内に配筋が行えるように支承中心位置で H=150㎜ 以上とする。

【対策３】

・パラペット前面に切欠きを設け、パラペットと桁端部の間に作業空間 W=500㎜ 程度を確保し、点検やメンテナンスの作業性を向上させる。

・桁端部作業空間の確保は、パラペット側のみで処理し、橋長の延長を伴わないようにする。

・桁遊間量が δ=500㎜ 程度未満の場合に桁端部作業空間を確保することとするが、構造上困難な場合はこの限りではない。

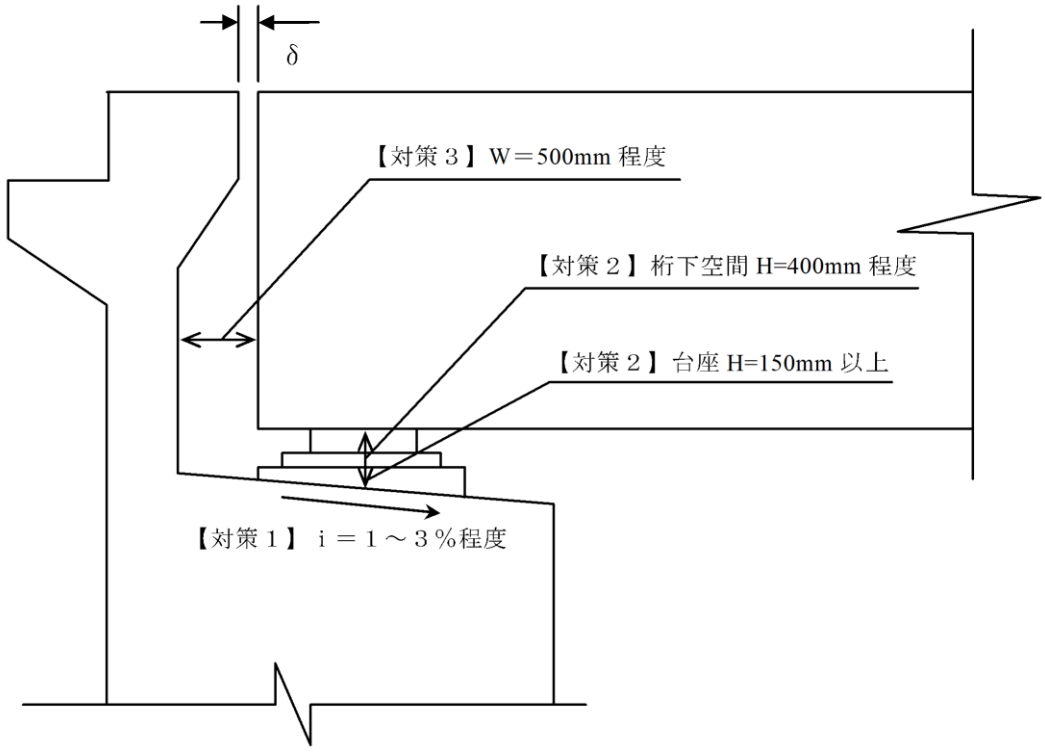


図 2－18　橋梁支点部の延命化対策イメージ図

第4章 落橋防止システム

4－1 設計の基本

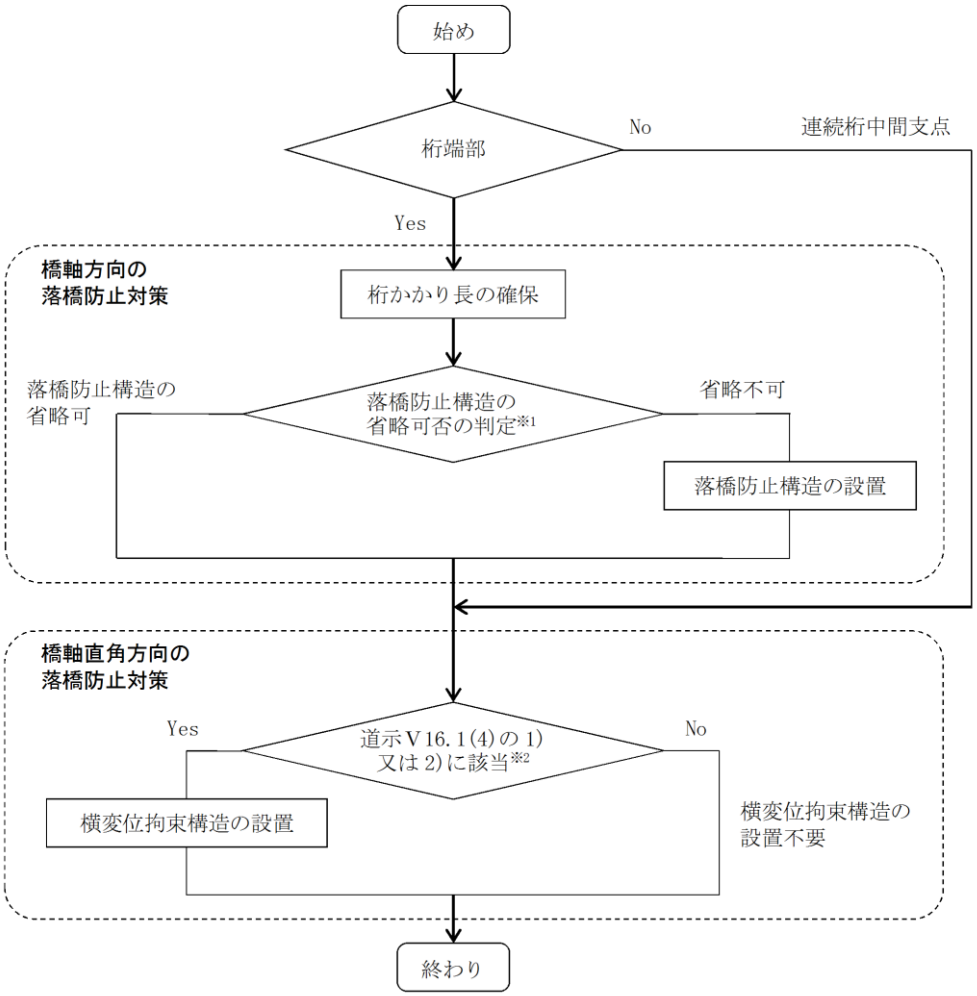
(1)　構造部材や地盤の破壊に伴う予期できない構造系の破壊が生じても、上部構造の落下を防止できるように、落橋防止システムを設けるものとする。
(2)　落橋防止システムは、けたかかり長、落橋防止構造、横変位拘束構造から構成する。落橋防止システムを構成する要素は、橋梁の形式、地盤条件などに応じて適切に選定しなければならない。
(3)　落橋防止システムの設置にあたっては、支承の機能や上下部構造の機能を阻害してはならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　16.1＞

(1) 落橋防止システムは、下部構造が倒壊等の致命的な状態に至っていない段階において、支承部の破壊によって上部構造と下部構造が構造的に分離し、これらの間に大きな相対変位が生じる場合にも上部構造の落下を防止する目的で設置されるものである。

表 2－18　落橋防止システム

		機能方向	役　　割
落橋防止システム	桁かかり長	橋軸方向	支承部が破壊したときに、上部構造が下部構造の頂部から逸脱することを防止する。
	落橋防止構造	橋軸方向	支承部が破壊したときに、橋軸方向の上下部構造間の相対変位が桁かかり長を超えないようにする。
	横変位拘束構造	橋軸直角方向	支承部が破壊したときに、橋の構造的要因等によって上部構造が橋軸直角方向に変位することを拘束する。



※1：落橋防止構造の省略が可能な橋.
- 両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋.
- 橋軸方向に 4 基以上の下部構造において弾性支持又は固定支持される一連の上部構造を有する橋.
- 2 基以上の下部構造が剛結される上部構造を有するラーメン橋.
- 端支点の鉛直支持が失われても上部構造が落下しない構造特性を有する橋.

※2：横変位拘束構造の設置が必要な橋.
- 上部構造の構造条件や幾何学的条件から、支承部の破壊後に上部構造が隣接桁や橋台の拘束を受けずに回転できる橋で、かつ径間数が 1 径間又は 2 径間の一連の上部構造を有する橋.
- 下部構造の頂部幅が狭い橋（端支点及び中間支点に横変位拘束構造を設置する）.

図 2－22　落橋防止システムの基本的な考え方

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-解 16.1.1＞

4－2 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Ⅴ16.2によることを基本とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　16.2＞

(1) けたかかり長は、図2－23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Ⅴ16.2によることを基本とした。

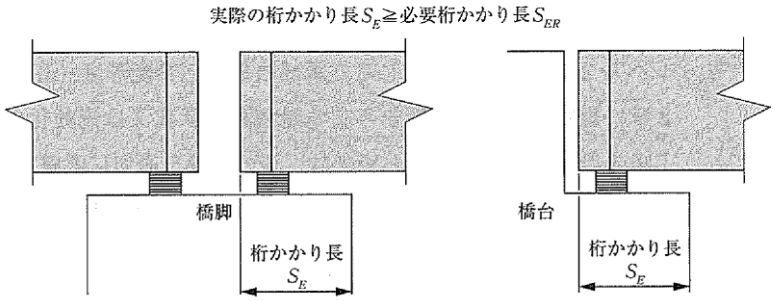


図2－23　けたかかり長

(2) 斜橋においては、上部構造が道示Ⅴ式（解16.1.2）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$S_{E\theta R}$と、道示Ⅴ式（16.2.1）及び（16.2.2）による値により得られた桁かかり長のうちいずれか大きい方の値を桁かかり長とすることとされている。(図2－24参照)

これは、上部構造の構造条件や幾何学的条件から、支承部の破壊後に上部構造が隣接桁や橋台の拘束を受けずに回転できる橋で、かつ径間数が1径間又は2径間の上部構造を有する橋は、構造的な特性により上部構造の回転による落橋が生じる可能性があるため、回転の影響を考慮して必要桁かかり長を設定することが規定されている物である。

従来は、斜橋が上部構造の重心を回転中心として回転する場合を対象としていたが、H24道示においては、地震時に生じる上部構造の回転挙動の特性を踏まえ、さらに、上部構造の平面線形によらず桁端部に斜角を有する上部構造に対して適用できる式とするために、以下の図のとおりとされている。

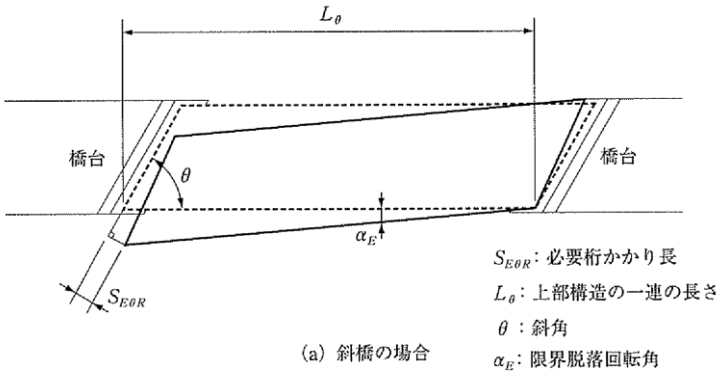


図2－24　斜橋に用いるけたかかり長

(3) 曲線橋においては、上部構造が道示Ｖ式（解 16.1.3）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 $S_{E\theta R}$ が道示Ｖ式（16.2.1）及び（16.2.2）による値により得られた桁かかり長のうちいずれか大きい方の値を桁かかり長とすることとされている。（図 2－25 参照）

曲線橋においては、道示Ｖ式（16.2.4）における斜角は、図 2-25 に示す曲線橋の回転条件を評価するための斜角 θ’ を用いる。

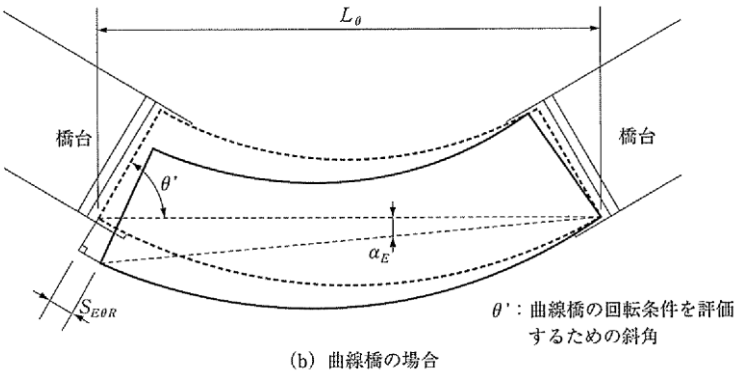


図 2－25　曲線橋の移動によるけたかかり長

(4) 条文のけたかかり長を算出する際に、地盤の相対変位 $u_G = \varepsilon_G L$ 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。

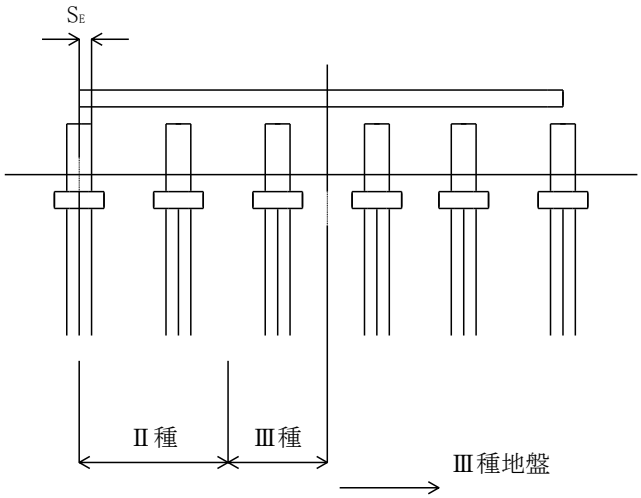


図 2－26　地盤条件

4－3 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Ⅴ16.1、16.3によることを基本とする。

(2)　橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性を有する橋、又は端支点の鉛直支持が失われても上部構造が落下しない構造特性を有する橋の場合においては、落橋防止構造の設置を省略してもよい。

(3)　落橋防止構造本体、下部構造取り付け部および上部構造取り付け部の耐力は、設計地震力を下回ってはならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.4.3、Ⅴ耐震設計編　16.3＞

(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随できる構造とする。

1）衝撃的な地震力を緩和するするため、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2－27～2－32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、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) 次の条件のいずれかに該当する場合には橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性の橋であるとみなしてよい。ここで、一連の上部構造を有する橋とは、単支間又は連続構造の複数支間の橋を指し、単純橋が連続する場合又は床版のみを連結し、主桁を連結しない構造はこれに含まれない。

1）両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋

2）橋軸方向に4基以上の下部構造において弾性支持又は固定支持される一連の上部構造を有する橋

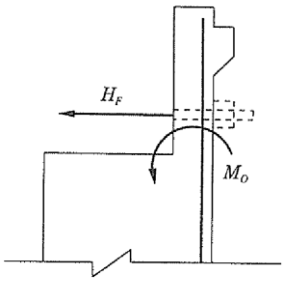
3）2基以上の下部構造が剛結される上部構造を有するラーメン橋

4）活荷重又は衝撃以外の主荷重による作用のみを考慮する場合に支点反力が生じない又は負反力が生じる端支点の場合

(3) 落橋防止構造を橋台パラペットや上部構造の端横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ように配慮するものであるが、落橋防止構造からの荷重は、下部構造の安定計算では考慮しない。

2）パラペットの破壊が上部構造の落下につながる可能性があるため、落橋防止構造から荷重 HF によりパラペットに基部に発生する曲げモーメントが道示Ⅳ5.2.2 に規定する降伏曲げモーメント以下になること及び、せん断力が道示Ⅳ5.2.3 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）

M_O ：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 2-26-1　落橋防止構造を取り付ける場合の荷重

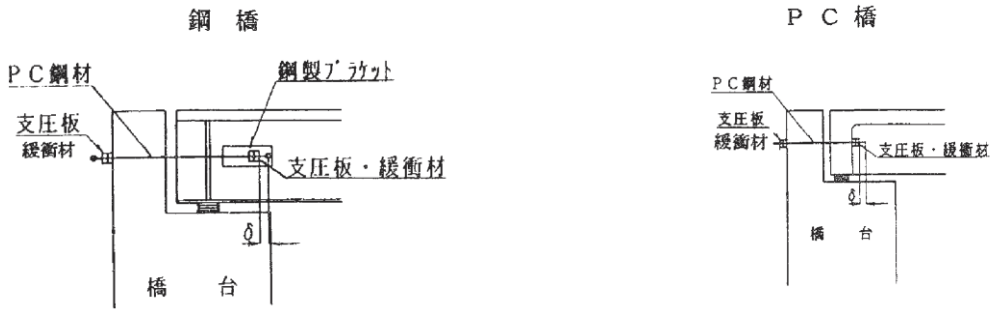
3）降伏曲げモーメントはパラペット全幅を有効として計算してよい。

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Ⅳ4.2(1)1)に規定する許容押抜せん断応力度τa3 に地震時割増係数 1.5 を考慮してよい。

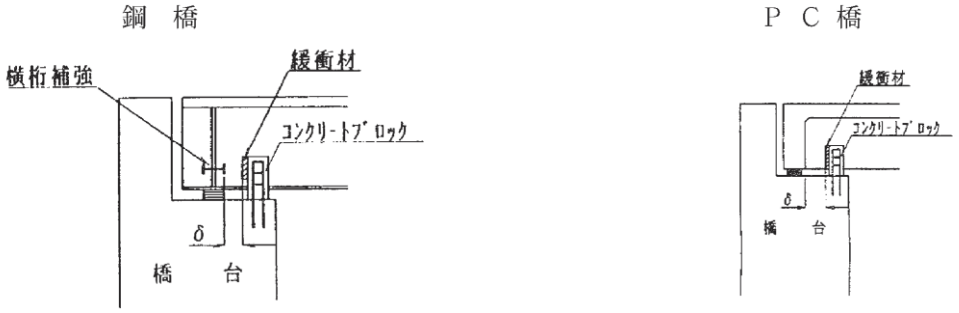
押抜せん断に関する照査は道示Ⅲ4.6（4.6.1）式による。

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。



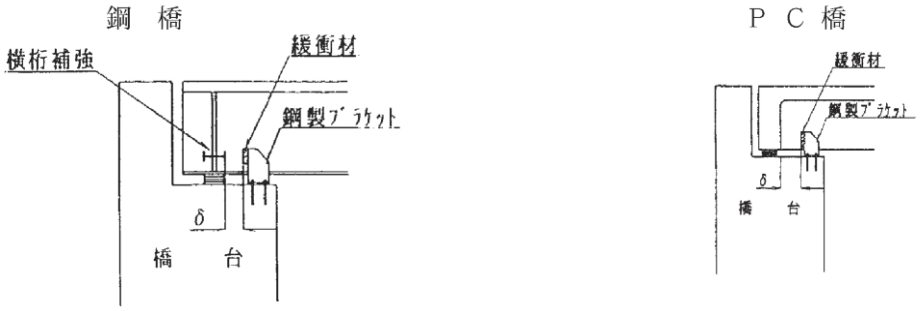
ａ）橋台と上部構造を連結する落橋防止構造

図 2－27　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 2－28　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

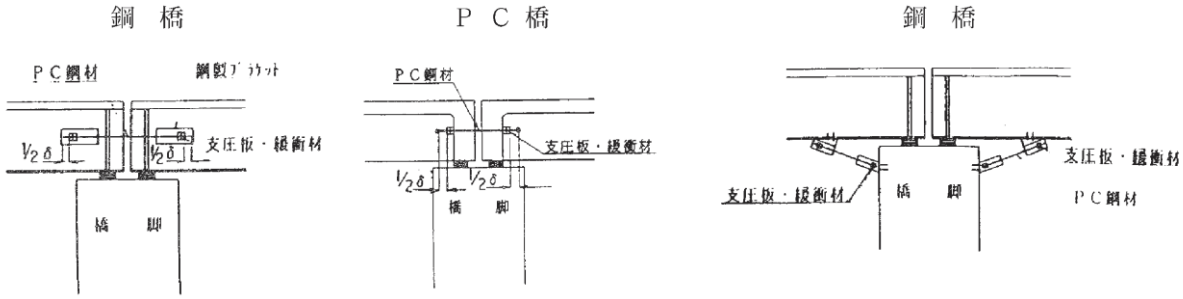
図 2－29　橋台部落橋防止構造例(3)

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構造　　ｂ）橋脚と上部構造を連結する落橋防止構造

図 2－30　橋脚部落橋防止構造例(1)

ｂ）コンクリートブロックを用いる落橋防止構造

図 2－31　橋脚部落橋防止構造例(2)

ｃ）鋼製ブラケットを用いる落橋防止構造

図 2－32　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. 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）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。

4－4 横変位拘束構造

(1)　横変位拘束構造は、道示Ⅴ16.1、16.4によることを基本とする。
(2)　上部構造の直角方向への移動により落橋する可能性が低い橋梁については、横変位拘束構造を省略してもよい。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　16.1、16.4＞

(2) 横変位拘束構造は、下記の①あるいは②に該当し、かつ径間数が1径間または2径間の一連の上部構造を有する橋の端支点に設置しなければならない。また、③に該当する橋の上部構造においては、端支点および中間支点に設置しなければならない。

① $\sin 2\theta/2 > b/L$ を満たす斜橋

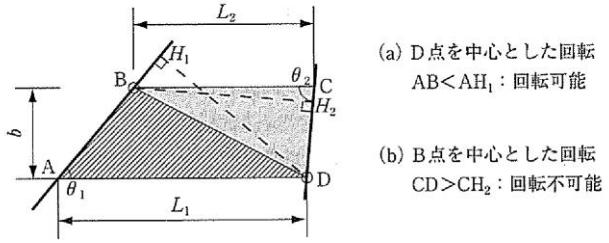
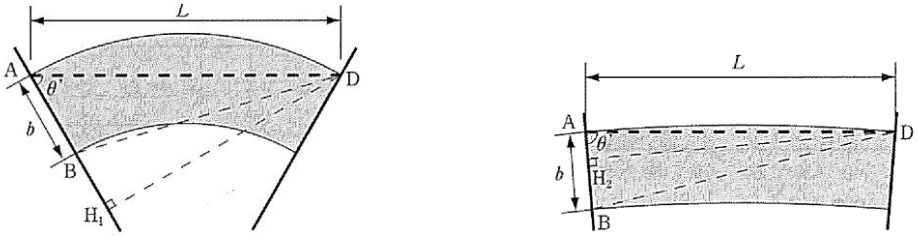


図 2-33-1　斜橋が回転できる条件

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 $\cos\theta' > b/L$ を満たす曲線橋



(a) 回転可能な場合　　(b)回転不可能な場合

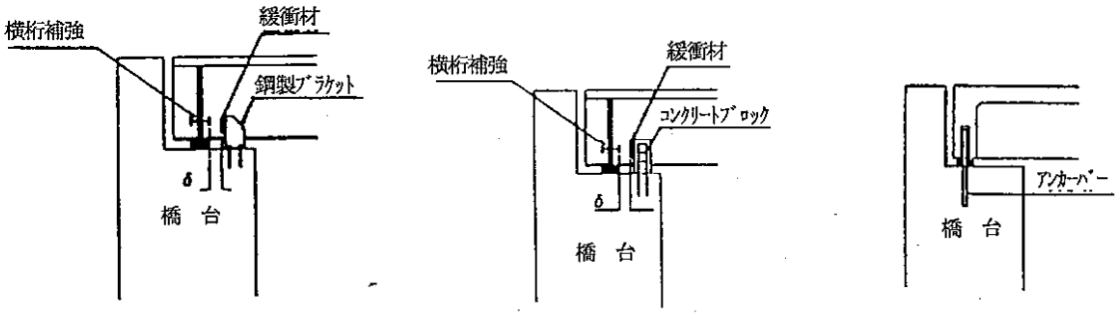
図 2-33-2　曲線橋が回転できる条件

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'：曲線橋の回転条件を評価するための斜角（度）（図2－25参照）

③　下部構造の頂部幅が狭い橋

下部構造の頂部幅が狭い橋では、上部構造の端支点に加えて中間支点にも橋軸直角方向の横変位拘束構造を設ける必要がある。



(a) 鋼製ブラケット　　(b) コンクリートブロック　　(c) アンカーバー

図 2－33－3　横変位拘束構造の構造例

※.　各構造は上下部構造形式に応じて選定する。

第5章 橋梁用防護柵

5－1 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)　車両用防護柵は、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）乗員の安定性能

３）車両の誘導性能

４）構造部材の飛散防止性能

＜防護柵の設置基準・同解説(H20.1)　第 1 章～第 3 章＞

(1) 橋梁用防護柵の機能は次のとおりである。

１）橋梁用車両防護柵は、橋梁に設置する車両用防護柵の総称で、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）歩車道境界の車両用防護柵は、次の場合に設置する。

イ）転落車両による第三者の二次被害が発生するおそれのある場合

ロ）線形が視認されにくい曲線部など、車両の路外逸脱が生じやすい場合

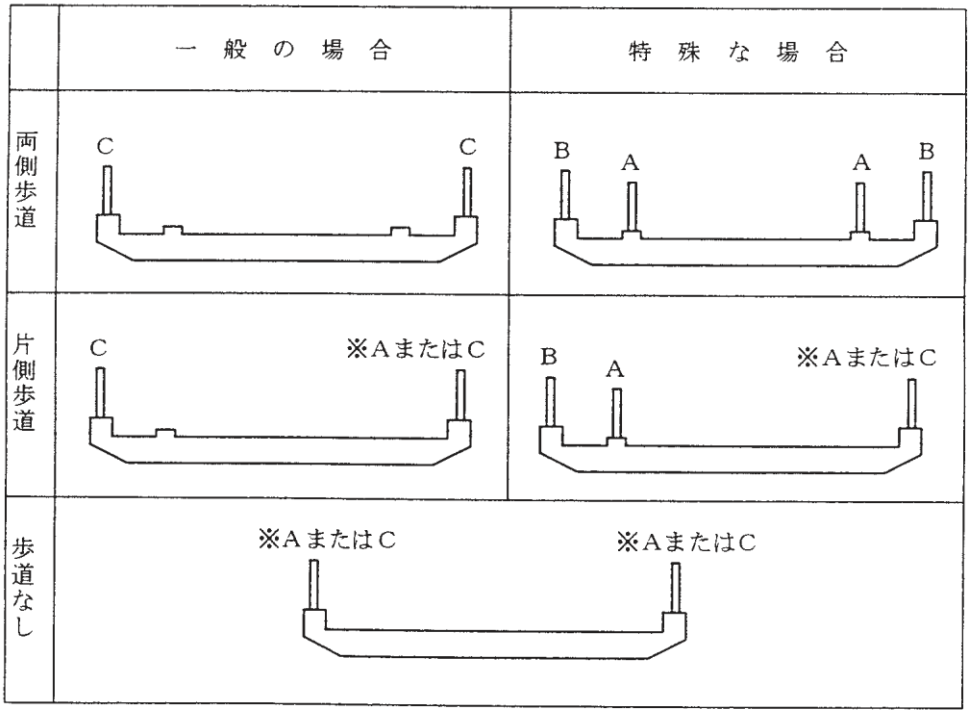
ハ）地域の気象特性等によって路面凍結が生じやすくスリップ事故が多発している場合

ニ）橋長が長いなど走行速度が高くなるおそれのある場合

ホ）歩道幅員が狭い又は縁石の高さが低い場合

ヘ）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

５）橋梁用防護柵の種類の選定は、図 2－34－1 のとおりとする。また、両側歩道の橋梁、片側歩道の橋梁、歩道のない橋梁各々の橋梁用防護柵の設置の考え方を図 2－34－2 から図 2－34－4 に示す。



A：車両用防護柵

B：歩行者自転車用柵

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のない場合はA、混入するおそれのある場合はCを用いる。

※　特殊な場合とは、歩車道境界に車両用防護柵を設置する場合である。

図 2－34－1　新設橋梁における橋梁用防護柵の選定

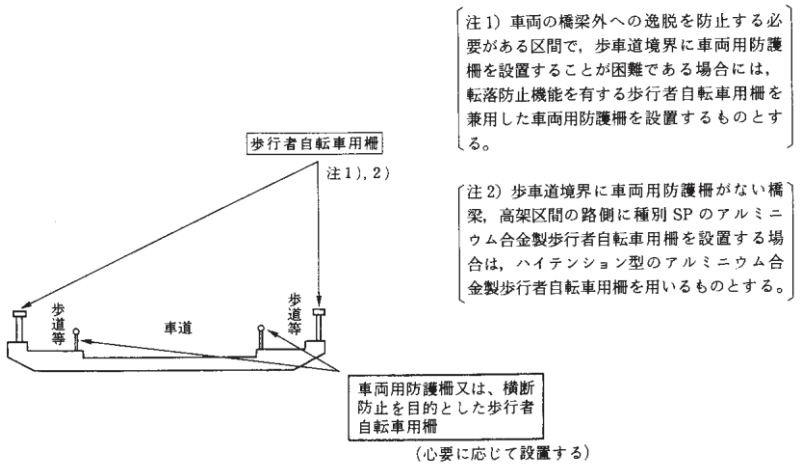


図 2－34－2　両側歩道の橋梁、高架での設置の考え方

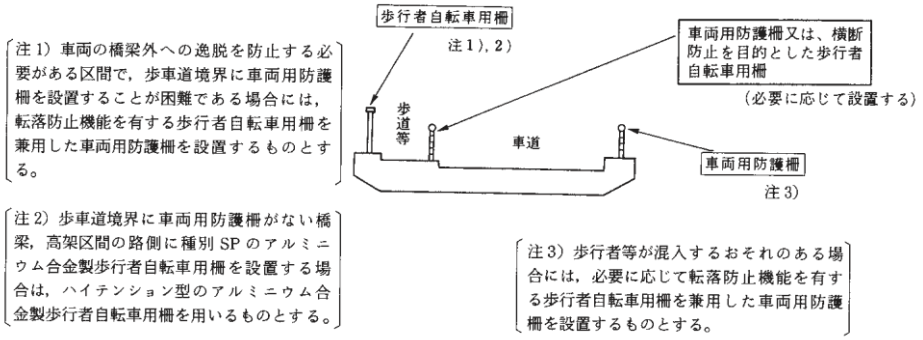


図2－34－3　片側歩道の橋梁、高架での設置の考え方

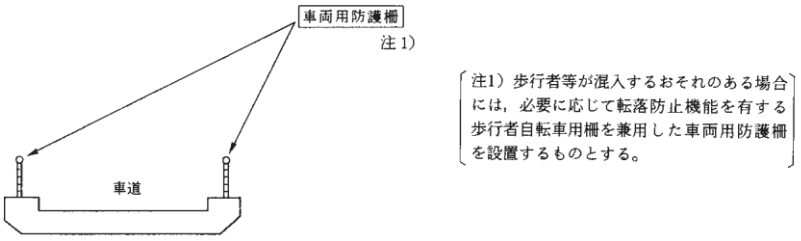


図2－34－4　歩道のない橋梁、高架での設置の考え方

(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

イ）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。

ロ）変形性能

車両の衝突に対して、たわみ性防護柵にあたっては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）乗員の安定性能について

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。

5－2 車両防護柵の区間区分と種別の適用

車両防護柵は、表 2－20 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 2－21 に示す種別を適用するものとする。

表 2－20　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	新幹線などと交差又は近接する区間
区間区分の基本的な考え方	二次被害の重大性	・右記以外の区間	・二次被害が発生すれば重大なものとなるおそれのある区間	・二次被害が発生すれば極めて重大なものとなるおそれのある区間
	乗員安全性	・右記以外の区間	・逸脱すれば当事者が過度の障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 ・走行速度がとくに高く、かつ交通量の多い分離帯設置区間 ・その他重大な二次災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 2－21　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）
自動車専用道路 高速自動車国道	100 以上	A	130	ＳＢ	280	ＳＳ	650
	80						
	60 以下			ＳＣ	160	ＳＡ	420
その他道路	60 以上	B	60	A	130	ＳＢ	280
	50 以下	C	45	B	60		

＜防護柵の設置基準・同解説(H20.1)　第 1 章～第 3 章＞

(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、5－6 に示す構造詳細で所定の耐力を確保できるため、同一種別の取り扱いとする。

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、同一種別の取り扱いとする。

5－3 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

(1) 橋梁に設置する車両防護柵および歩行者自転車用柵兼用車両防護柵は、道示Ⅰおよび防護柵設置基準・同解説によるものとする。なお、基準的諸元は次の通りとする。

1）防護柵の高さは、橋梁用車両防護柵では車道面から防護柵上端まで 100cm とし歩行者自転車用柵兼用車両防護柵では車道面又は歩道面から 110cm とする。

2）防護柵を定着する地覆の幅は 60cm、高さは路面から 25cm を標準とする。また、歩道に接する地覆の幅は 40cm、高さは歩道面から 10cm を標準とする。

3）支柱背面と地覆端までの距離は 15cm 以上とする。

但し、歩道側地覆に歩行者自転車用柵兼用車両防護柵を設置する場合で、定着部の強度が十分であれば地覆端までの距離を 10cm まで縮小できる。

4）防護柵と地覆の定着は支柱外力に対して、十分安全でなければならない。

(2) 防護柵の形式はブロックアウト型とする。

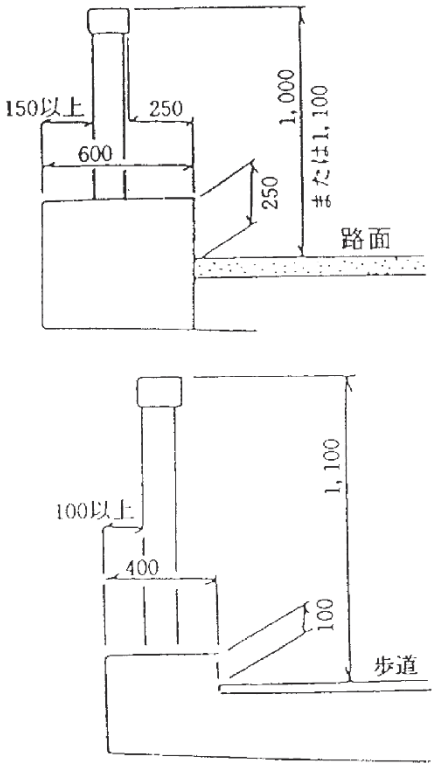


図 2－35 防護柵設置諸元図

＜防護柵の設置基準・同解説(H20.1) 2－2. 3＞

(1) ブロックアウト型の橋梁用車両用防護柵の設計は、防護柵の設置基準に準拠し設計することになるが、設計手法が変形を考慮した塑性設計となっているため、部材の選定は静的曲げ試験による横梁の極限曲げモーメント、及び支柱の極限支持力の値が必要となる。

(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) 地覆形状と防護柵の高さ

歩車道の区分ごとの地覆形状と、防護柵の高さには3タイプがある。

① 車道部橋梁用車両防護柵

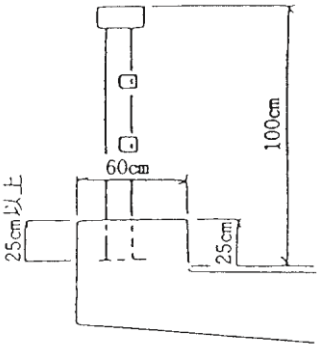


図 2－36 車道部橋梁用車両防護柵図

② 車道部歩行者自転車用柵兼用車両防護柵

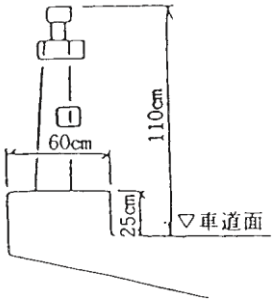
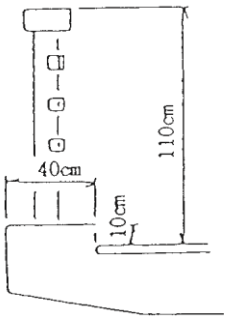


図 2－37 車道部歩行者自転車用柵兼用車両防護柵

③ 歩道部歩行者自転車用柵兼用車両防護柵

この防護柵は路面からの高さが高くなるので、次の2種類の形式がある。

a）高い防護柵を用いる形式



b）低い橋梁用車両防護柵の上に笠木を付加して高欄としての高さを確保する形式

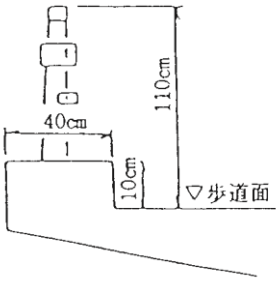


図 2－38 歩道部歩行者自転車用柵兼用車両防護柵

注）地覆高は支柱の堀込み高やアンカーボルトの長さが、これ以上（10cm）要する場合は構造物の調整により高くすること。

5－4 定着部の構造

橋梁用車両防護柵は、埋込み方式またはアンカーボルト方式により地覆部に十分定着するものとする。

＜防護柵の設置基準・同解説(H20.1)　2－4 解説＞

(1) 埋込み方式の定着は、支柱下端（ベースプレート下面）を床版上面として、埋め込み深さを十分確保するものとし、その一般的な定着構造は、図 2－39 のとおりとする。

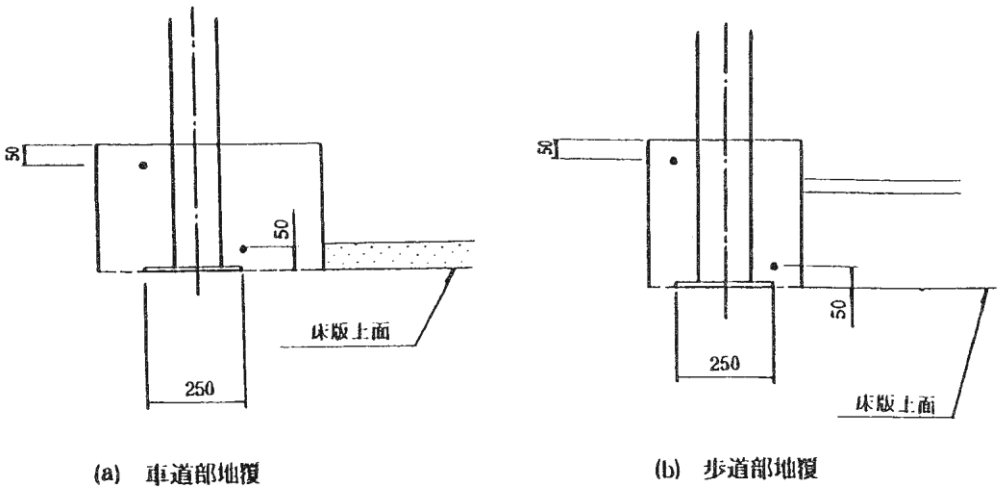


図 2－39　埋込み方式の定着構造

(2) アンカーボルト方式の一般的な定着構造は、図 2－40 の通りとする。

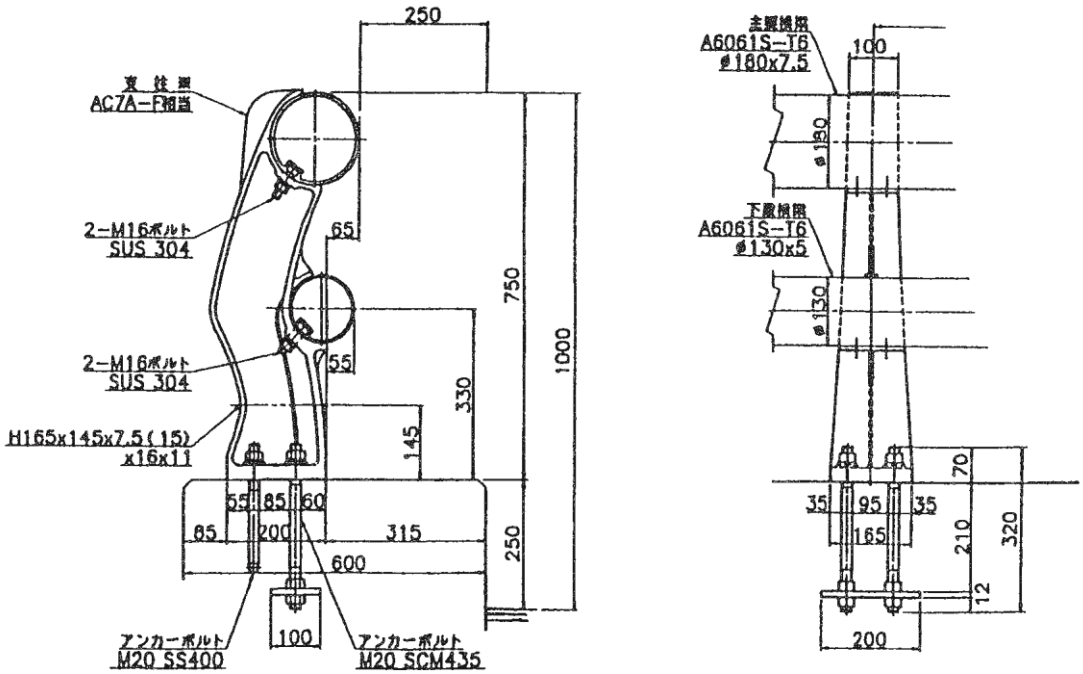


図 2－40　アンカーボルト方式の定着構造

(3) 補強鉄筋は下記形状とする。

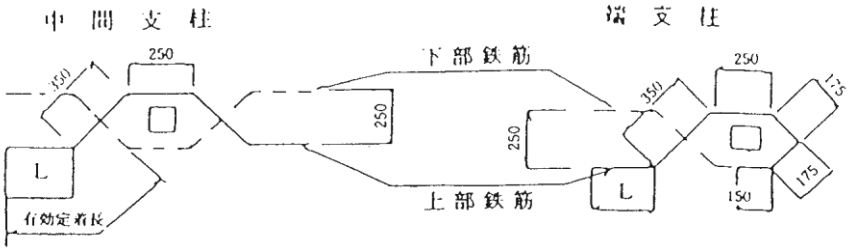


図 2－41　補強鉄筋図

表 2－22　補強鉄筋定着長表

鉄筋径	L (mm)
	σck＝24N/mm² (30φ)
D16	310
D19	400
D22	490
D25	580

5－5 歩行者自転車用柵

(1) 歩行者自転車用柵の設計は道示Ⅰ及び防護柵設置基準に拠るほか、次の通りとする。

1）歩行者自転車用柵の高さは歩道路面から歩行者自転車用柵上端まで 110cm とする。

2）歩行者自転車用柵を定着する地覆の幅は 40cm、高さは歩道路面より 10cm を標準とする。

3）歩行者自転車用柵の地覆への定着は 20cm 以上の埋込みとするか、または、アンカーボルト等により十分な定着を図るものとする。
鋼桁に直接溶接等で取り付けられる形式はこの限りでない。

(2) 歩行者自転車用柵の形式は、歩行者の転落防止機能を有する構造としなければならない。

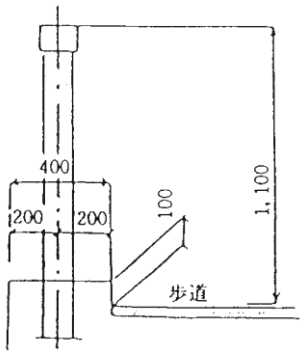


図 2－42　歩行者自転車用柵

＜防護柵の設置基準・同解説(H20.1)　3－2. 3＞

(1) 歩行者自転車用柵の地覆への定着は、外力に対して十分安全でなければならない。埋込深さが十分取れない場合は、埋込部の補強を行うものとする。

(2) 歩行者自転車用柵の一般的な形式としては、横桟型および縦桟型が使用されており、使い分けについては次のとおりと考えるとよい。

縦桟型・・・市街地および観光地等
に設置
横桟型・・・上記以外に設置
縦桟型および横桟型の使用例を示すが、周囲の環境、大規模橋梁等でこれによりがたい場合は、別途形式を考慮してよい。

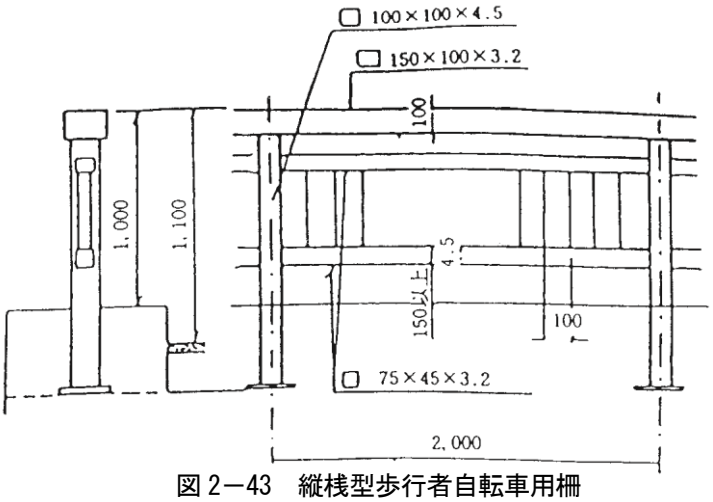


図 2－43　縦桟型歩行者自転車用柵

1）縦桟型（材質、角型鋼管　JIS G 3466）
2）横桟型（材質、角型鋼管　JIS G 3466）

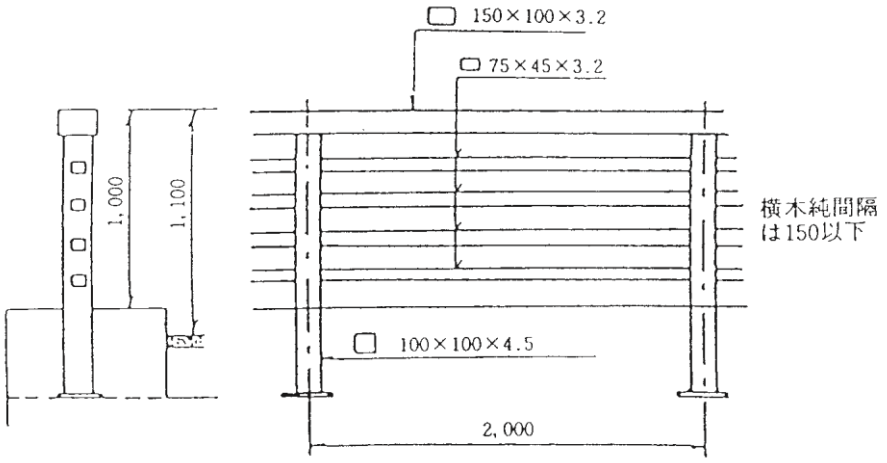


図 2－44　横桟型歩行者自転車用柵

注）設置高、柱支間及び材質が異なる場合、または防風構造等がある場合は別途考慮のこと。

5－6 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 2－45 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 2－45　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（5－2 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 10 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、6－1 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。

(4) 鉄筋コンクリート壁は、図 2－46、図 2－47 を標準とする。

1）鉄筋コンクリート壁（地覆を含む）は、連続桁の中間支点上の他、10m を標準として目地を設ける。

2）目地をはさむ両側は鉄筋を補強する。

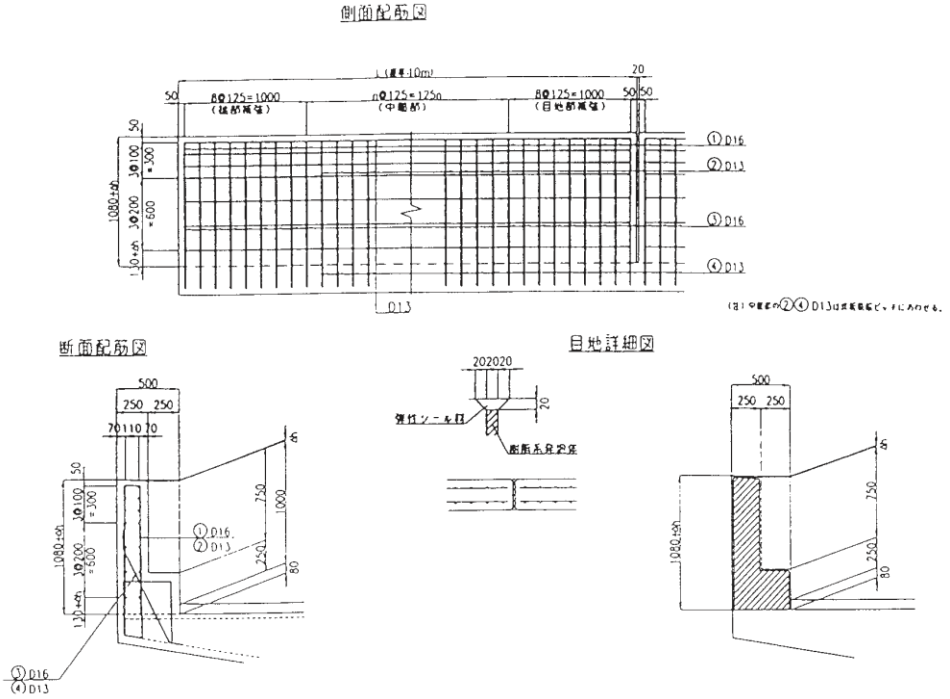


図 2－46　剛性防護柵配筋図（直壁型）

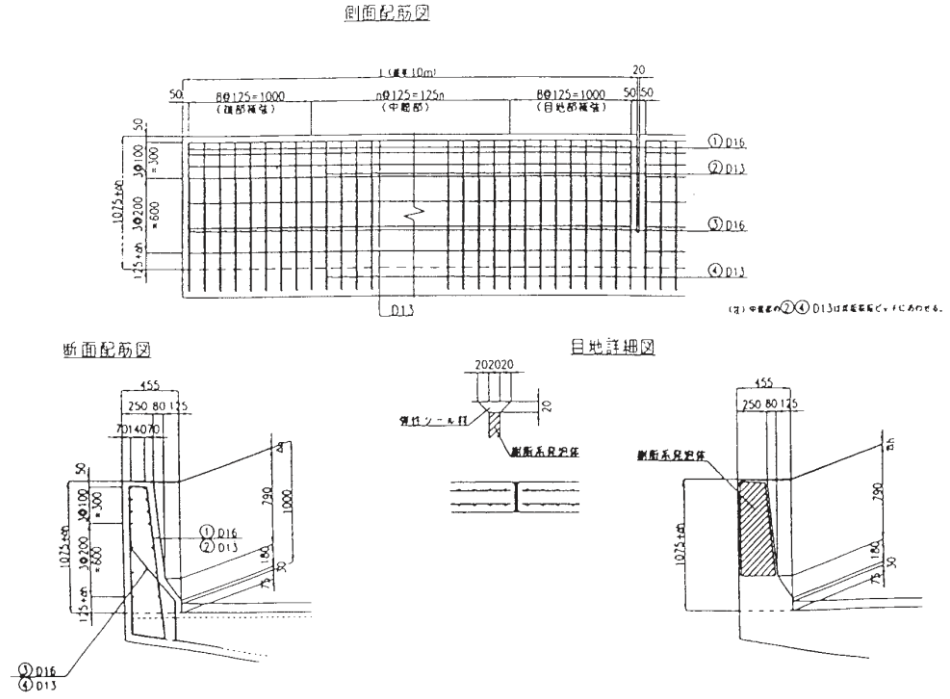


図 2－47　剛性防護柵配筋図（フロリダ型）

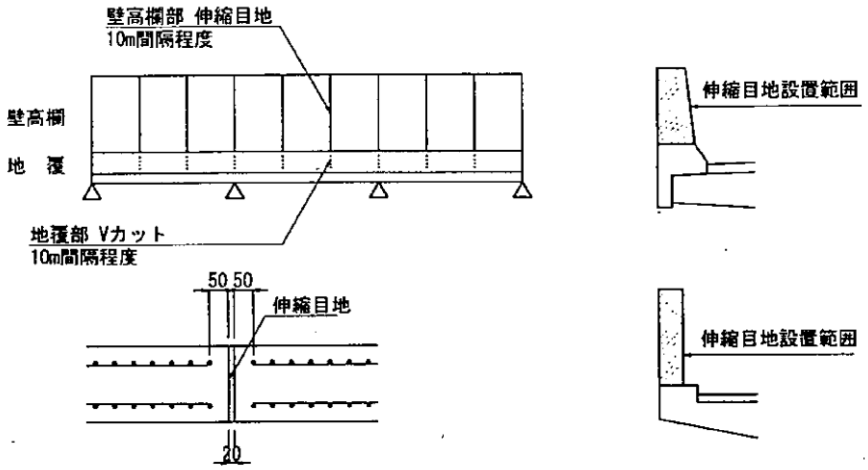
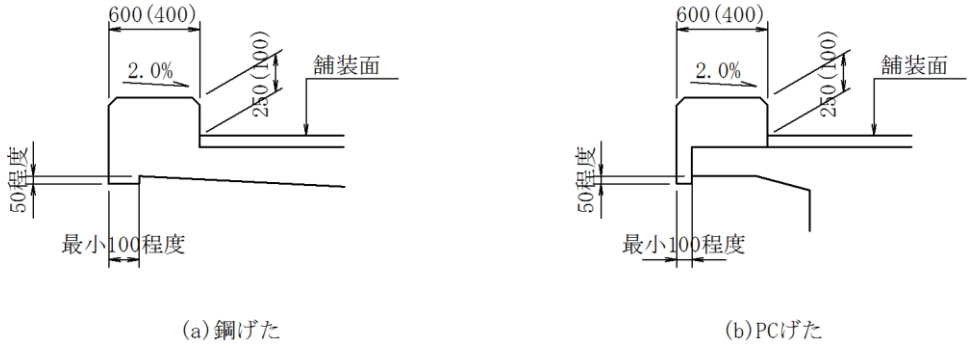


図 2－47－1　伸縮目地配置図

第6章 地覆・歩道・橋面舗装

6－1 地覆

地覆形状は図 2－48 を標準とする。



( )表示は歩道部
地覆コンクリート強度「σ_{ck}＝24N/mm^2」

(1) 地覆は、温度変化、乾燥収縮によりひび割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。

地覆には、防水のため伸縮目地は設けず、(剛性保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。

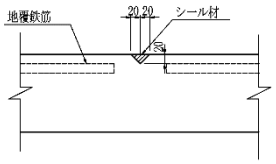


図 2－48-1　Ｖカット形状

(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、膨張材等の混和剤を使用するものとする。

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 30kg/m^3 程度としている。

(3) 橋面水が地覆から床版の張出し部分を通って、主桁に影響を与えないように、地覆下面には水切りを設けるものとしている。

しかし、PC プレテンション方式床版橋については、下フランジに雨水や橋面水が流れ出している事例が見られるため、水切り兼用の地覆コンクリートを主桁下フランジ下面よりも 5cm 長くし、水切り機能を確実なものとすること。

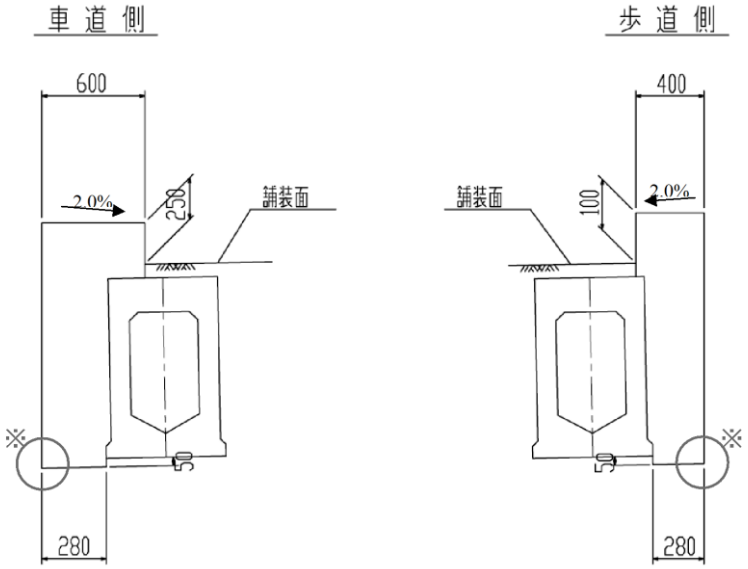


図 2－48-2　PC プレテンション方式床版橋における地覆水切り形状の例

6－1－1 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。

図 2－49－1　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 2－49－2)。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 2－49－3)。

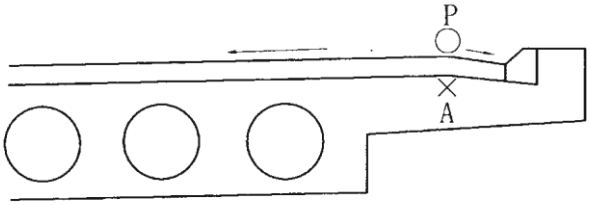


図 2－49－2　PC 箱げた、PC および RC 床版構造の床版の折れ位置(1)

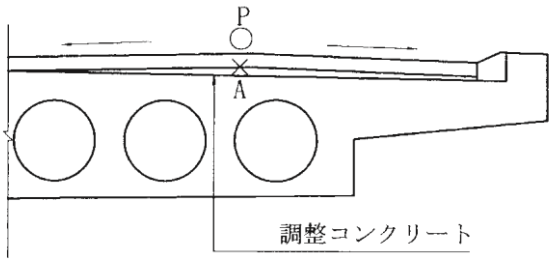


図 2－49－3　PC 箱げた、PC および RC 床版構造の床版の折れ位置(2)

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）鋼鈑げた、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。

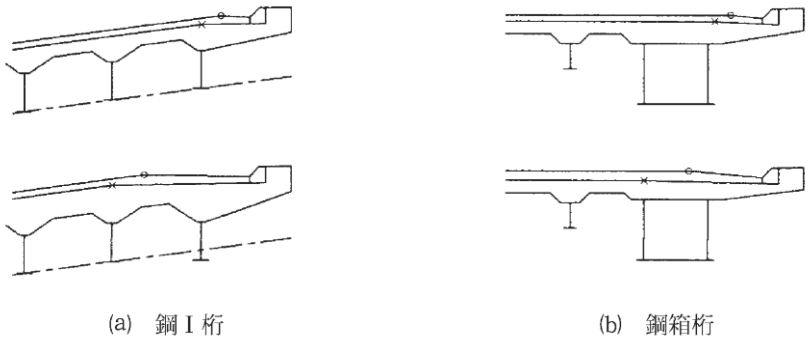


図 2－49－4　鋼げたの床版の折れ位置

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。

6－2 歩道部

橋梁内歩道部は歩道部床版を延長し、その上に歩道部を設ける構造（図 2－50）を標準とする。

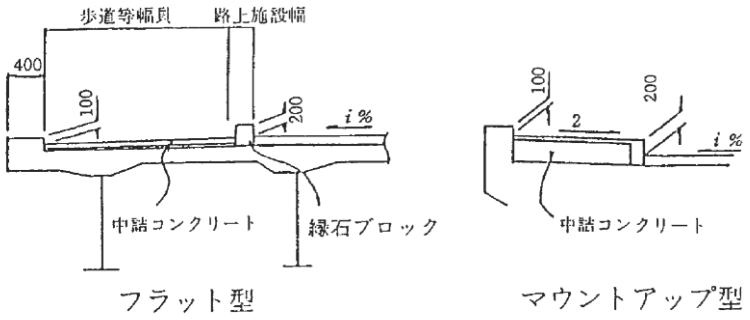


図 2－50

(1) 歩道はフラット型とマウントアップ型があり、歩道の切り下げが頻繁に行われる場合にはフラット型とするのがよい。

(2) 車道端における歩道端の高さは 20cm を標準とする。

(3) マウントアップ型の場合、歩道部の中詰材料は、コンクリートを標準とするが、歩道の幅員が大きい場合や桁の配置上から張り出し部が大きくなる場合は、桁に対する影響を考慮し、重量軽減のための措置を講ずることができる。

(4) 歩道部の勾配は 2%（状況により地覆側または車道側へ）とする。但し、マウントアップ型は車道側へ 2%勾配とする。

(5) 歩車道境界は、マウンドアップ型の場合は縁石を、フラット型の場合は場所打ちコンクリートを採用するものとする。フラット型の場合の形状及び配筋は以下を標準とする。

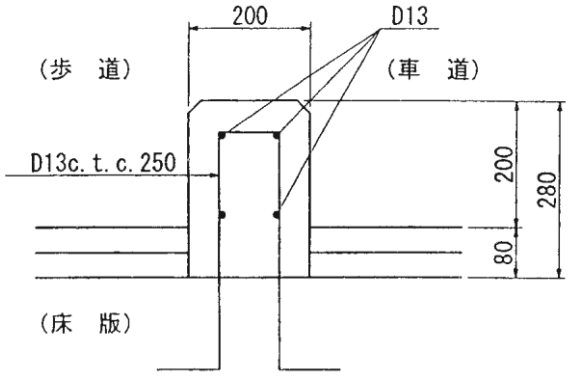


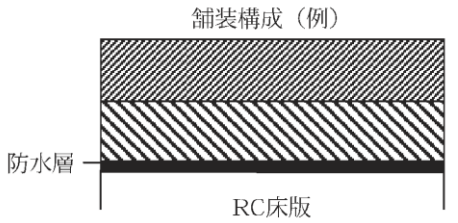
図 2－51

6－3 橋面舗装

橋面舗装は、交通荷重による衝撃作用、雨水の浸入や温度変化などの気象作用などから床版を保護するとともに、通行車輌の快適な走行を確保する重要な役割を担っている。また、橋梁は交通の要所を占めることから、橋面舗装の修繕による交通規制は道路利用者への影響が極めて大きい。したがって橋面舗装には、特に耐久性の高い舗装を適用することが必要である。橋面舗装の耐久性は、床版の構造とその仕上げ精度に大きく左右されることから、舗装は床版と同時に一体的に設計されることが望ましい。

(1) 車道部の橋面舗装は、原則としてアスファルト舗装とする。なお、舗装構成は、２層構造として、舗装厚は 8cm を標準とする。又、鋼床版における、舗装厚はボルト高を考慮して 8cm を標準とする。

(2) コンクリート床版上の舗装構成は図２－52 を標準とする。
（８㎝二層仕上げ）



・防水層：「防水材各層＋接着剤各層」

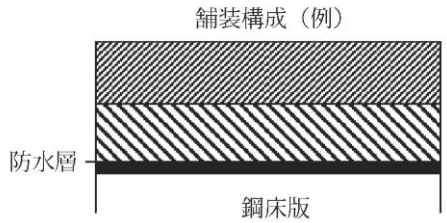
【表層 ： 4cm】
（一般地域 ： 密粒度13＋ポリマー改質Ⅱ型）
（積雪･寒冷地域 ： 密粒度13F＋ポリマー改質Ⅱ型）
【基層 ： 4cm】
（密粒度13＋ポリマー改質Ⅱ型）

【平成 29 年 4 月 1 日改正】

※ 特に耐流動等について考慮する場合は、改質型または付着性改善型改質アスファルト等の使用を別途考慮すること

図 2－52 コンクリート床版上の舗装構成

(3) 鋼床版上の舗装構成は、図 2－53 を標準とする。
（８㎝二層仕上げ）



【表層 ： 4cm】
（一般地域 ： 密粒度13＋ポリマー改質Ⅱ型）
（積雪･寒冷地域 ： 密粒度13F＋ポリマー改質Ⅱ型）
【基層 ： 4cm】
（グースアスファルト）

【平成 29 年 4 月 1 日改正】

・防水層：「基層（グースアスファルト混合物）＋接着層」
・原則として、鋼床版上は１種ケレンの状態とする

図 2－53 鋼床版上の舗装構成

(4) 歩道部の橋面舗装は、原則としてアスファルト舗装とする。コンクリート床版上は細粒度アスコン、鋼床版上ではグースアスファルトを用い、舗装厚は 3cm を標準とする。

(1) 基層は、床版の不陸を吸収するレベリング層としての機能とともに、遮水機能の一部を担うことが多い。表層は、車や人などが安全かつ快適に通行するための、良好な路面性状の確保が主であり、地域・気象条件から耐摩耗性、耐流動性、すべり抵抗性を考慮して適切な設計を行うこと。

(2) 鋼床版上の基層は、HT ボルトヘッド等の凹凸を整正し、隙間なく充填するためグースアスファルトを使用する。グースアスファルトは、不透水性が高いので防水材は使用せず、防錆を兼ねた瀝青系（ゴム入り）の接着剤を塗布する。

(3) タックコートには、ゴム入りアスファルト乳剤を用い、0.4 リットル/m^2 の散布を標準とする。

(4) 接着層には、瀝青系（ゴム入り）溶剤型を用い、0.2 リットル/m^2×2 回塗りを標準とする。

(5) 鋼床版上での歩道部舗装構成は、フラット型の場合、グースアスファルトは 2 層仕上げにて 8cm 厚とする。

(6) 橋面舗装の詳細は、「舗装の構造に関する技術基準・同解説（日本道路協会 H13.7)」、「舗装設計施工指針（日本道路協会 H18.2)」第 3 章 3－4－4 項および第 4 章 4－8 項、「舗装設計便覧（日本道路協会)」第 7 章 7－3－1 項、「舗装施工便覧（日本道路協会 H18.2)」第 9 章 9－2－1 項、「道路橋床版防水便覧（日本道路協会 H19.3)」によるものとし、床版、床組、伸縮装置、排水桝などの構造との関係についても、十分に配慮すること。

(7) 周辺の舗装状況等を勘案し排水性舗装の採用を検討する場合は、主務課と協議のこと。

【平成 29 年 4 月 1 日】

6－4 防水層

橋梁の床版には防水層を設けるものとする。 ＜道路橋床版防水便覧(H19.3)　2.1＞

(1) 床版への雨水や塩化物の浸透を防止し、床版の耐荷力の確保、耐久性の向上を図るために、床版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。鋼床版に関しても、道路用に舗装面全面に防水層を設置するものとする。

(3) 防水層にはシート系、塗膜系及び舗装系があり、床版の種類、交通、道路構造などの諸条件を考慮して選定しなければならない。

(4) 橋面の防水処理の詳細は、「道路橋床版防水便覧（日本道路協会 H19.3)」を参考に、不透性、施工性、養生時間等を加味して選択すること。

主な特徴は、

・不透水性に対する性能、床版および舗装との接着性、床版のひびわれに対する追随性など、シート系が優位であり耐久性が高い。
・ブリスタリング（空気だまり）発生の可能性は塗膜系（加熱型）が比較的低い。舗装厚の薄い舗装には、ブリスタリングが生じる可能性が高いためシート系の適用は避けた方がよい。
・施工性は重ね塗りを必要とするが、塗膜系が良好であり、施工性が早い。
・床版の不陸に対する施工性に関しては、塗膜系が良好である。
・シート系は車道部での施工実績が多く、塗膜系は歩道部で多い。
・シート系は塗膜系に対し、信頼度はあるが、多少割高である。
・新設以外の補修工事では、橋面の不陸や時間的な制約が多いため、塗膜系の実績が多い。

(1) 防水層の設置範囲は、図 2－54 を標準とする。なお、フラットタイプの歩道部の表面水処理は、①防護柵のない場合は境界ブロックに 5m ごとに水抜きを設置するか、境界ブロックを断続設置する。②防護柵がある場合は、境界ブロックの両側に排水桝を設置しないことを原則とし、水抜きを適宜設けるものとする。

(a) フラットタイプで車道の勾配が歩道と反対側に傾斜している場合

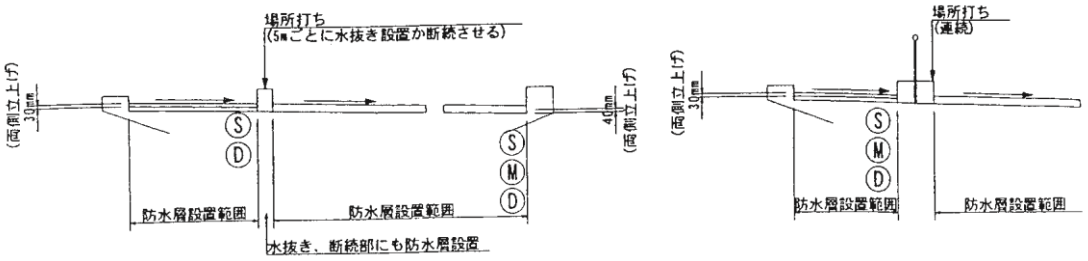


図 2－54－(a)

(b) フラットタイプで車道の勾配が歩道側に傾斜している場合（片勾配、両勾配とも）

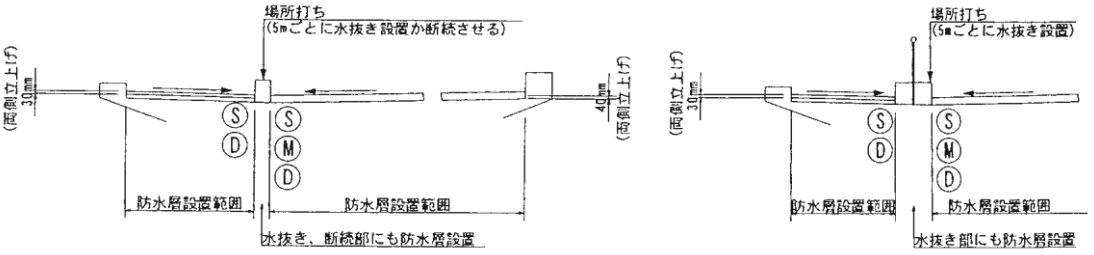


図 2－54－(b)

(c) フラットタイプで車道、歩道ともに外側に傾斜している場合

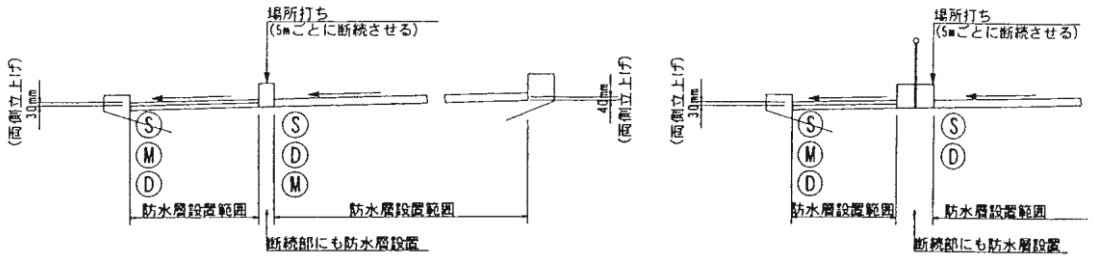


図 2－54－(c)

(d) マウントアップタイプで歩道下の床版が車道側に傾斜している場合

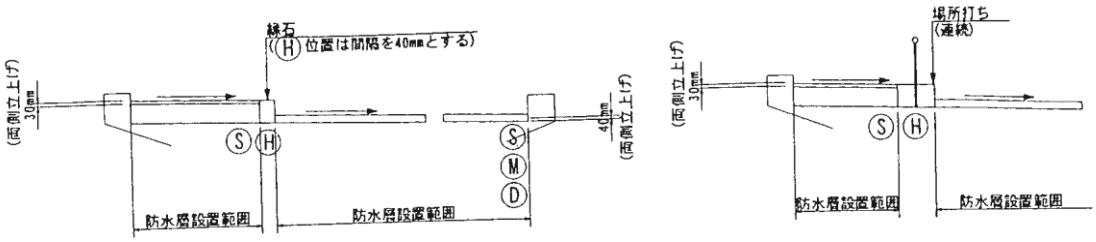


図 2－54－(d)

(e) マウントアップタイプで歩道下の床版が車道と反対側に傾斜している場合

(片勾配、両勾配とも)

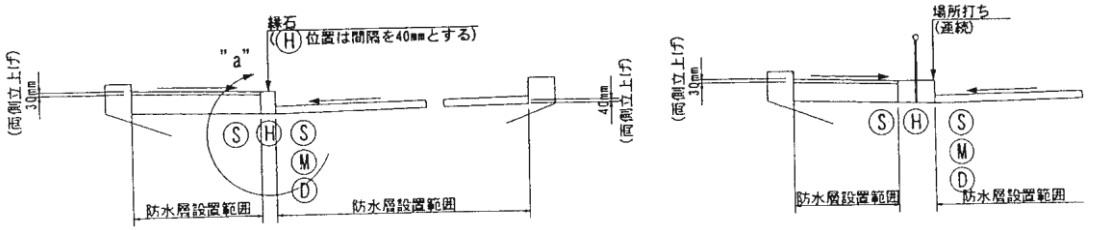


図 2－54－(e)

(S)：スパイラルドレーン（防水層端部に橋軸方向に設置）

(M)：排水枡（20m 以下に設置）

(H)：耐圧ホース 20φ（マウンドアップ部の浸透水を車道側に導く）

(D)：ドレーンパイプ（スパイラスドレーンの水を真下に排水、10m 程度に 1 ヶ所）

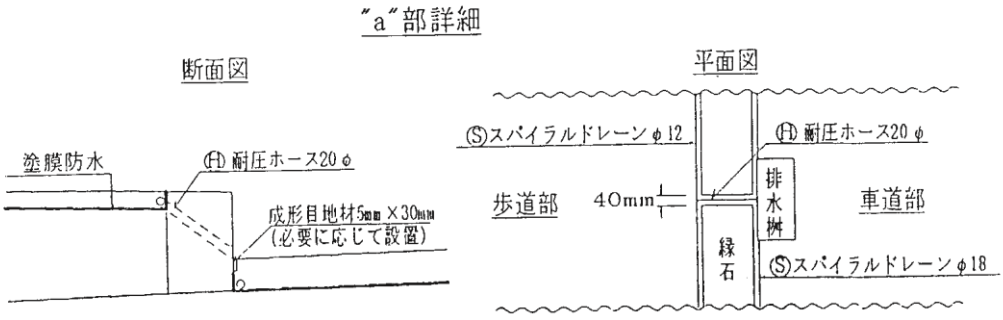


図 2－54　防水層の設置範囲

(2) 防水層上に溜まった水は、舗装を劣化させる原因となるので、排水枡の水抜き孔、床版水抜き孔および導水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）床版水抜き孔は、おおむね 10m 間隔に配置するほか、合成勾配により水の集中する箇所、および床版端部に配置するものとする。なお、床版水抜き孔は、添接部から桁高の 1/2 程度離して設けることが望ましい。

2）導水パイプは地覆あるいは歩車道境界に隣接して縦断方向に設置するものとする。

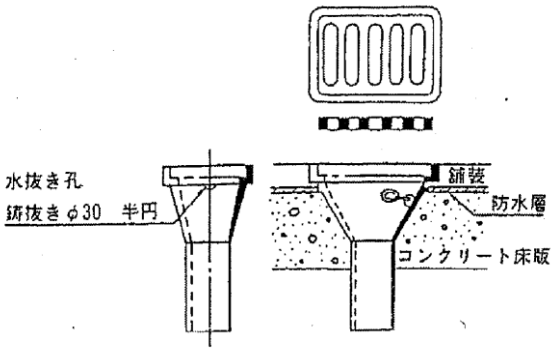
3）床版水抜き孔には導水管を設け、流末は排水管に接続する。

導水管は、風などの影響で脱落することがないように桁に金具で固定すること。また、床版水抜き孔と導水管の接合部は、ねじ切りタイプの部材により確実に接合するものとする。

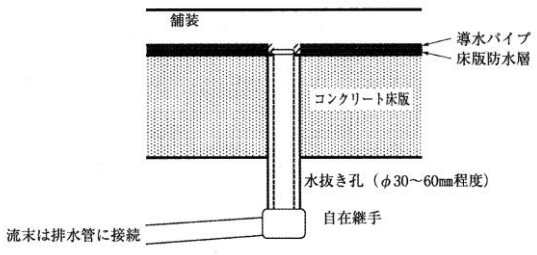
なお、導水管は、凍結による破損防止のために、設置勾配が緩くなりすぎないよう注意すること。

4）横引き排水管を設けることが困難で、やむを得ず垂れ流す場合には、導水管は下フランジ下面より 60cm 以上の長さを確保することが望ましい。

(a) 排水枡の水抜き孔



(b) 床版水抜き孔（ドレーンパイプ）
（一般部は 10m 程度に 1 ヶ所、伸縮装置部には必ず設置する）



(c) 導水パイプ（スパイラルパイプ）
（車道用 φ18、歩道用 φ12）

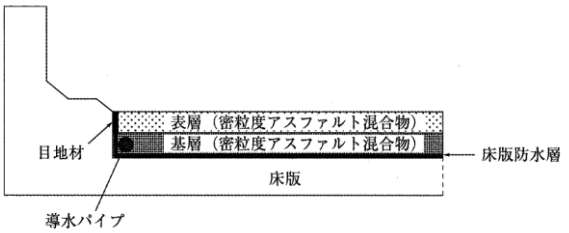


図 2－55　防水層上の水の排水

第7章 排水装置

7－1 一般

橋面の排水を速やかに行うため、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 排水桝

(1) 排水桝本体の材質は、ねずみ鋳鉄品（FC250）及び炭素鋼鋳鋼品（SC450）とする。
(2) 排水桝の間隔は、原則として設計計算により求めるものとする。
(3) 高規格幹線道路における排水桝は、原則として長尺排水桝とする。

(1) 排水桝の材料としては、ねずみ鋳鉄品（FC250）と炭素鋼鋳鋼品（SC450）が一般的であるが、排水桝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) 排水桝の間隔は次式により求めるものとする。

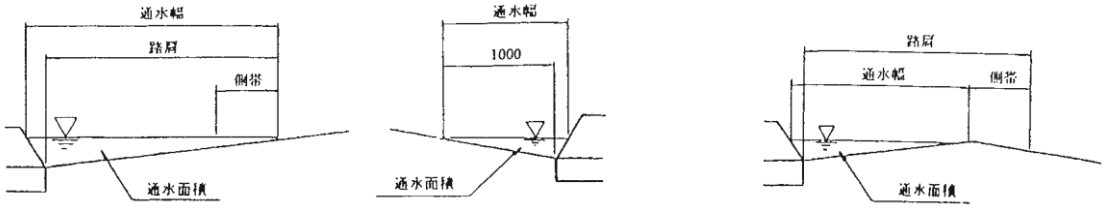
$$L=2.46\times10^{8}\times A\times R^{2/3}\times I^{1/2}／（\beta\times\gamma h\times B）$$ ……式2－1

ここに、L：排水桝間隔（m）

A：通水断面積（m^2）（許容通水断面積ではない）

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。

但し、中央分離帯側は通水断面幅を 1m まで有効とする。



(a) 路肩側　　(b) 中央分離帯側　　(c) 路肩折場合

図 2－56　通水断面積

R：径深

I：路面排水縦断勾配

$\beta\times\gamma h$：設計降雨強度

高規格道路 → 50㎜/h　　一般道路 → 80㎜/h（福島県）

B：集水桝（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、桝の落下率 γ＝1.0 とし、20%の余裕を見込んだ場合である。

(3) 中央分離帯の路肩折れ部の排水桝間隔は、設計計算で求めた間隔の 2 倍とするものとする。

(4) 次のような場合においては、(2)に関わらず排水枡の間隔は、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

(5) 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桝の使用実態調査を踏まえ、路面水の速やかな排水と排水桝間隔を大きくすることから長尺排水桝を使用する。ただし、主桁の配置上、困難な場合はこれによらなくてもよいものとする。

(6) 排水桝の設置高さは、舗装表面より 10㎜ 程度低くし、周囲の舗装で擦り付けるものとする。

(7) 排水桝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。

(8) 排水桝の設置により、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桝の周囲に設置するものとする。

(9) 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桝を設け、桝の両サイドには現況状況に即して排水パイプを設置するものとする。

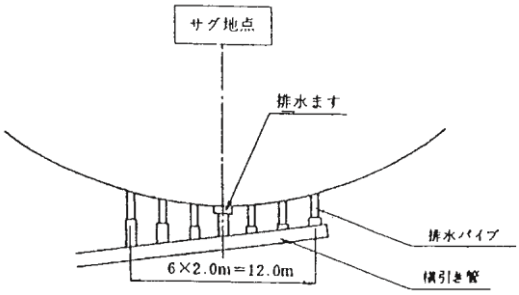


図 2－57　サグ地点の排水桝と排水パイプの配置例

(10) 伸縮装置の上流側には、原則として排水桝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。

(11) 緩和曲線区間およびS曲線区間の変曲点付近に生ずる横断勾配が水平、またはこれに近くなる箇は、路肩折れ（2.0%）を行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桝を設けるものとする。

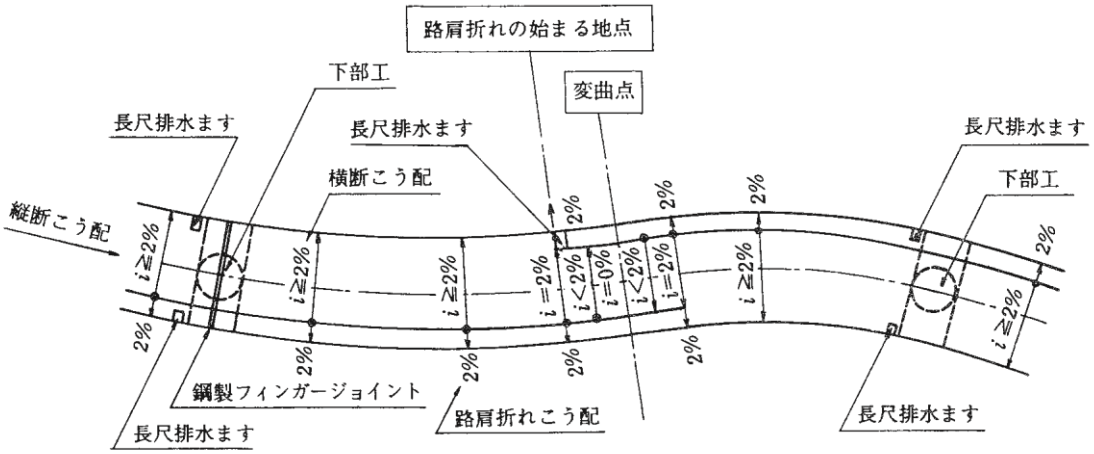


図2−58　変曲点付近の排水処理

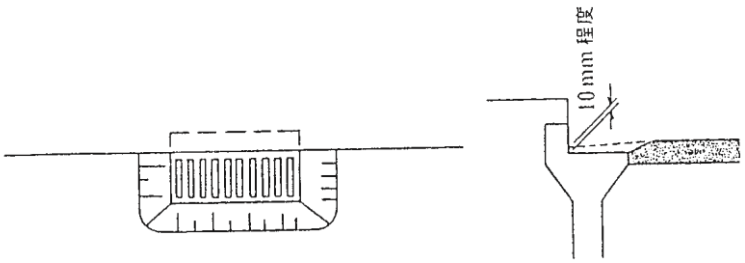
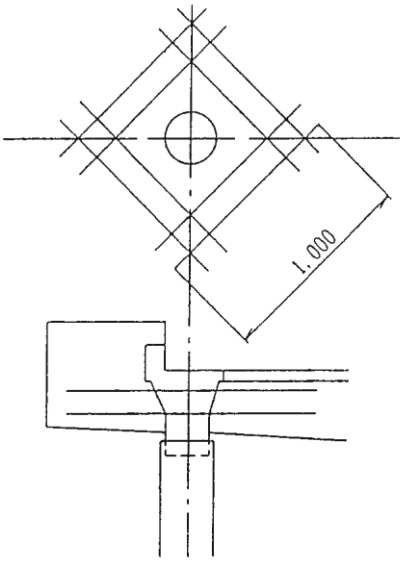


図2−59

(12) 排水桝を設けるための床版等の鉄筋をやむを得ず切断するときは、図2－60に示すように切断した鉄筋に相当する補強鉄筋を排水桝の周囲に配置すること。



床版補強

図2－60

(13) 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桝を設け、桝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。

7－3 排水管

(1)　排水管の管径は鉛直管、横引き管ともにφ200㎜を用いることを基本とする。
(2)　材質は硬質塩化ビニル管とする。
(3)　横引き管の勾配は5%以上とする。
(4)　排水管の屈曲部には原則として曲がり管を使用するものとする。
(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。
(6)　新設橋においては、垂れ流しの排水管は採用しないことを基本とする。
(7)　箱桁内に排水管を配管する構造は採用しないことを基本とする。

(1)　排水管は、これまで冬季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（STK400）を用いるものとしていたが、排水管の中を流れる橋面水には凍結抑制剤の代表的な成分であり鋼材の腐食促進因子である塩化ナトリウムが含まれているため、維持管理に配慮した材質として硬質塩化ビニル管（VP管）を用いるものとした。

ただし、水平方向の支持間隔を大きくとる必要がある場合や、冬季凍結による影響が著しく強度面における特段の配慮が必要な場合については、硬質塩化ビニル管の耐久性が問題となる場合もあるため、溶融亜鉛メッキを施した一般構造用炭素鋼鋼管を検討するのがよい。

(2) 排水管の取付け構造は、維持補修の容易さから添架方式とする。

(3) 横引き管は、排水性を考慮して、桁より下には下げない範囲でできるだけ急勾配で配置するものとする。

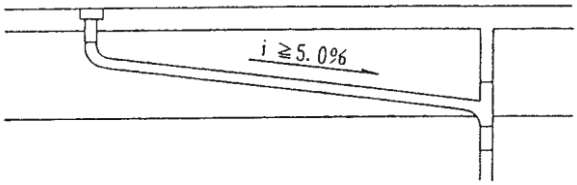


図 2－61　横引き管の勾配

(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がり管を用いるものとする。

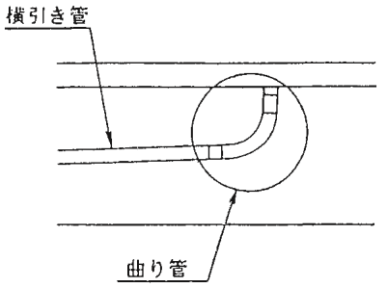


図 2－62 屈曲部の曲がり管

(5) 上部工と下部工とを縁切りした受け桝方式では、桝からの溢水による氷柱の発生が懸念されること、積雪寒冷地の路面水は凍結防止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。従って、接続部は排水性、保全性の良いフレキシブル管を用いるものとする。

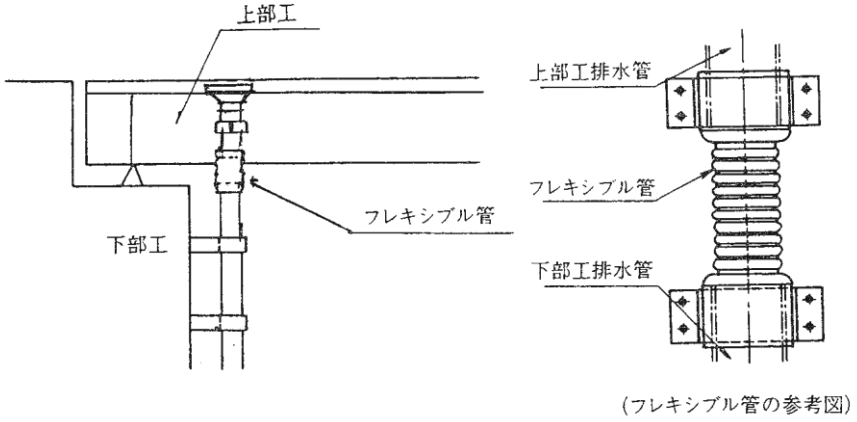


図 2－63　フレキシブル管の配置

(6) 垂れ流し排水管は、凍結抑制剤を含んだ排水管からの水が風に流され、下フランジに不具合を生じた事例が見られる。このため、新設橋においては横引き排水管を支間全長に渡って設置し、排水を確実に流末処理することを基本とした。

なお、横引き排水管の排水勾配が確保できない場合など、横引き排水管を設けることが困難で、やむを得ず垂れ流す場合には、排水管下端は支間中央部では下フランジから 60cm 以上の下がり、支承部では沓座面より 60cm 以上の下がりとする。

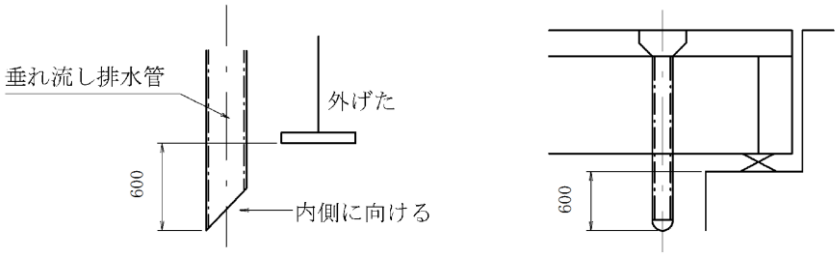


図 2-64　垂れ流し排水管の下端処理

(7) 箱桁内に排水管を配管している場合は、排水管の接合部が外れる等の原因で桁内に滞水している事例が見られ、維持管理上の問題等が生じるため、箱桁内に排水管を配管する構造は採用しないことを基本とした。

なお、箱桁内配管を採用せざるを得ない場合には、以下に留意するものとする。

① 箱桁内延長を極力短くすること。

② 排水管の接合部は蛇腹等を用いるものとし、ずれた場合でも漏水しにくい構造とすること。

③ 排水管の接合部からの漏水があった場合でも、箱桁内に滞水しにくいように水抜きを設けること。

④ 橋梁完成後は、降雨後に点検を行い、箱桁内の滞水が確認された場合には、すみやかに滞水の排水、ならびに排水管からの漏水など発生原因の除去を行うこと。

(8) 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。

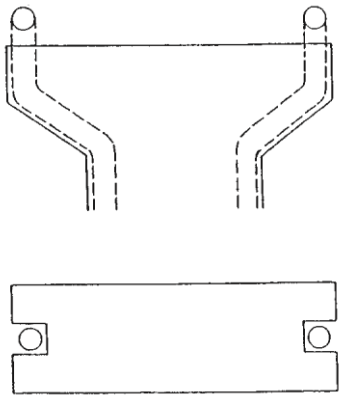


図 2－65　下部工躯体の配管例

7－4 排水の流末処理

垂れ流し構造を除き、排水管の端末には、原則として集水桝を設けるものとする。

(1) 下部工の排水管の流末には、原則として集水桝（泥溜め桝を兼ねる）を設けるものとする。集水桝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行うのが望ましい。

(2) 集水桝底と管の端末とは50cm程度離すとともに、集水桝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。

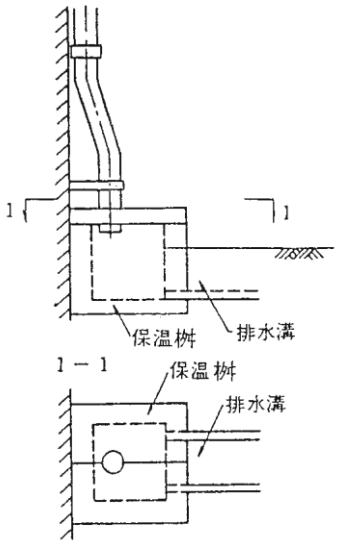


図2－66　集水桝

第8章 伸縮装置

8－1 形式選定

(1)　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。

(2)　伸縮装置の計画にあたっては、水密性を有する非排水型とするとともに、高い耐久性を有しかつ、非排水機能の回復措置が容易な構造を採用するものとする。

(3)　伸縮装置のうち、鋼製フィンガージョイント、及び製品ジョイントについて、次の条件を満たす場合は(2)を満足するものとみなす。

1）供用下において生じる押込み力に対して抵抗できるものであること、または押込み力を回避あるいは軽減できる構造であること。

2）止水材は、温度変化や車両の走行による伸縮・回転、あるいは雨水の浸入などに対して、十分な防水性・耐久性を有するものであること。

3）一次止水機能に漏水があっても、二次止水機能によって漏水を防止できる構造であること。

4）後打ちコンクリート部にコンクリートの充填不良が発生しにくい構造であること。

5）地覆・歩車道境界から漏水が生じない構造であること。

6）止水材の流水流末は、桁・橋座等に影響しないよう導水された構造であること。

7）非排水機能の回復措置や点検は、橋面あるいは桁下から容易におこなえる構造であること。

(4)　伸縮装置のうち、埋設ジョイントの採用にあたっては、適用支間や回転変位、桁遊間量などの構造条件を勘案の上、(2)を満足することを確認するものとする。

(1) 伸縮装置の特性比較を下記に示す。

表 2－23　伸縮装置特性比較表

	鋼製ジョイント	ゴム系ジョイント
構 造 性	フィンガージョイントは適用伸縮量の範囲が大。 斜橋にも使い易い。	一般に適用伸縮量が小さい。 斜橋では伸縮量に注意を要す。
耐 久 性	適正に設計、施工されたものは耐久性に富む。	一般には、鋼製に比べて劣る。
平たん性	製作、据え付け、前後の舗装に十分な考慮が必要。	特に後付形式では平たん度を出し易く走行性がよい。
排 水 性 水 密 性	従来の排水樋方式では維持管理が困難。 水密性を必要とする場合は非排水タイプとする。	一般的に水密性に富み、防水、防音性にすぐれている。
施 工 性	施工時に細心の注意が必要。	軽量であり、一般に構成に比し施工し易い。
補 修 性	施行内容にもよるが、一般的には補修がやりにくい。	鋼製に比べて一般に補修し易い。
経 済 性	ゴム系に比し新設時の工費は高い。	一般に鋼製よりは安価。

(2) 伸縮装置は埋設ジョイント、ゴム系ジョイント及び鋼フィンガージョイントを用いるものとする。

(3) 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。

(4) 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。

(5) 温度変化など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、乾燥伸縮等による伸縮に適応できると同時にレベル1地震動に対する照査においてその機能が確保されるように設計すること。

(2) 橋げたのたわみ変化などによる変化に適応できること。

(3) 橋面が平坦で走行性の良い構造であること。

(4) 橋体と一体になるような高い剛性の構造で、耐久性があること。

(5) 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確実かつ容易であること。

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　4.2、Ⅴ耐震設計編　14.4.2＞

(1) 伸縮量の算定に用いる温度変化の範囲は、鋼橋で－20°～＋40℃、コンクリート橋で－15℃～＋35℃とする。また地震時のレベル1地震動での移動量が温度変化による伸縮量を超える場合は、レベル1地震動による移動量も考慮するものとする。

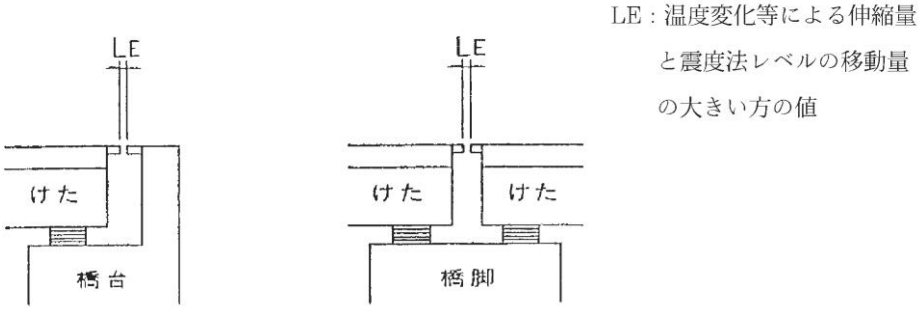


図 2－67　伸縮装置の遊間

(2) フィンガー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2－24の通りとする。

表 2－24　据付時温度

据付時期	温　　度
春・秋	＋15℃
夏	＋25℃
秋	＋ 5℃

(3) RC 橋においては、コンクリートの乾燥収縮による桁の縮み量を、PC 橋においては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による桁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 2－25、表 2－26 のとおりとする。

表 2－25　クリープ係数および乾燥収縮量

クリープ係数	ϕ ＝2.0
乾燥収縮量	20deg 降下相当

表 2－26　クリープ、乾燥収縮の低減係数

コンクリートの材齢（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) 活荷重及び死荷重などによるたわみに伴う桁端部の変位量は、表 2－27、図 2－68 のとおりとする。

表 2－27　桁端部のたわみ角と κ 値との関係

L／δ	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	0.00050	0.0044	0.0040	0.0027	0.0020

ここに、　κ ：たわみ曲線が 2 次放物線の単純桁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）

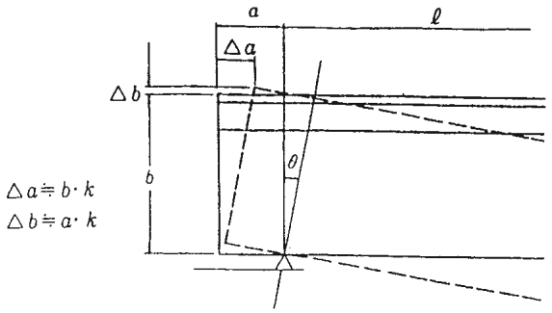


図 2－68　橋端部の回転変位

(5) 伸縮装置は、平坦性を確保するために原則として、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良いものとする。

(6) 伸縮装置部は、雨水などによる桁や支承の腐食を防止することから、原則として非排水構造とする。なお、伸縮装置の導水管は、桁、橋座等に影響しないように適切に導水、排水するものとする。

(7) 上部構造端部の遊間に関しては以下の考え方によるものとする。

1）桁端部においては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対し隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台、あるいは上部構造と段違い部が衝突しない様に必要な遊間を設けることを基本とする。

2）免震設計を用いる場合には、免震支承に変位が生じることにより、長周期化や高減衰化を図っているため、設計で想定する変位が許容できる様に、桁端部は衝突しないよう十分な遊間を確保するものとする。

3）分散支承及び免震支承を用いた地震時水平力分散設計の場合も同様、設計で見込んだ各橋台・各橋脚の分散率が、衝突によって想定した状況と著しく異なる場合もあり、遊間量を確保する事を基本とした。

4）上記 3）において、設計で想定する桁遊間を確保せず、地震時に桁間の衝突が生じることが想定される場合には、桁端部における 2 つの設計振動単位の衝突により、想定する耐震性能を発揮できる事、相互に悪影響を及ぼさない事を十分に検討した上で決定するものとする。

5）地震時保有水平耐力法で設計した橋を、動的解析により照査を行った場合、原則として求められた応答値の何れか大い方を用いるものとする。

なお、地震時保有水平耐力法の計算上の仮定に原因があって、動的解析法により求めた結果の方が小さくなる場合には、その原因を十分検討した上で動的解析の結果を用いて設計してよい。

$S_B = U_B + 15$mm（桁と橋台間）

$= C_B U_B + 15$mm（隣接する桁間）

ここで、S_B：図 2－69 に示す桁端部の遊間

U_B：支承の設計水平変位

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。

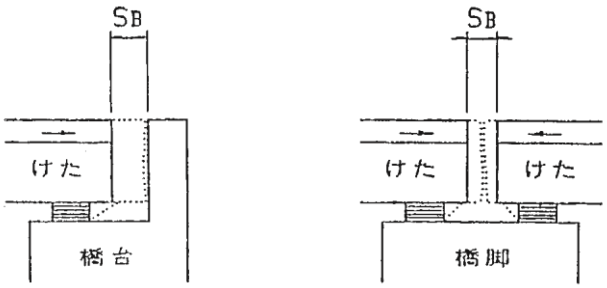


図 2－69　桁端部の遊間

レベル 2 地震動の移動量は一般的には常時の伸縮量またはレベル 1 地震動の移動量より大きくなるため伸縮装置の据付けに工夫が必要である。

現在、上述のようなレベル 2 地震動の移動量に対して経済的な桁端部の構造（大変位吸収システム）の開発（土研の橋梁および耐震研究室と近畿地建の共同研究）が行われており、図 2－70 の構造が示されている。

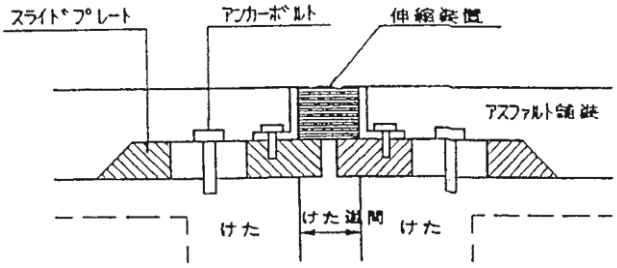


図 2－70　大変位吸収システム

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。

上記、土研資料として事例を以下に示す。

1. ノックオフ構造

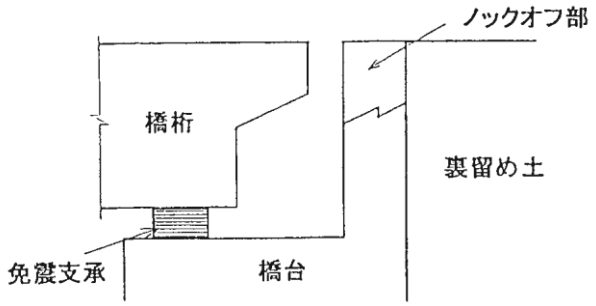


図 2－71

2. スライドプレート貫入構造

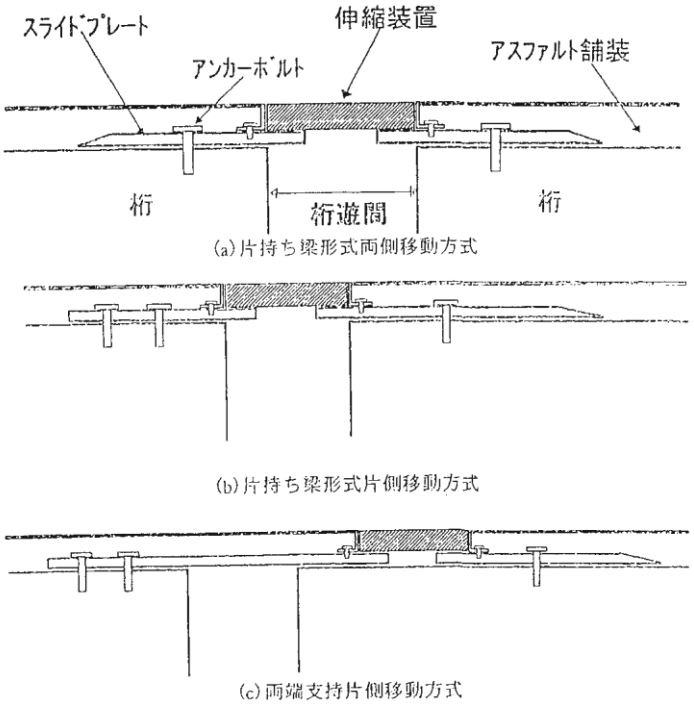


図 2－72

3. インサートプレート構造

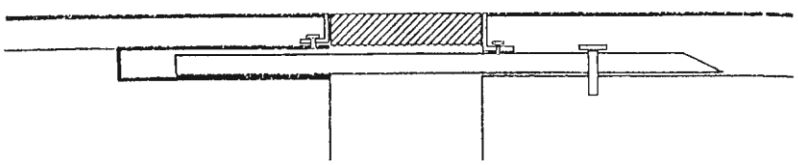


図 2－73

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片持式を原則とし、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状は図 2−74 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。

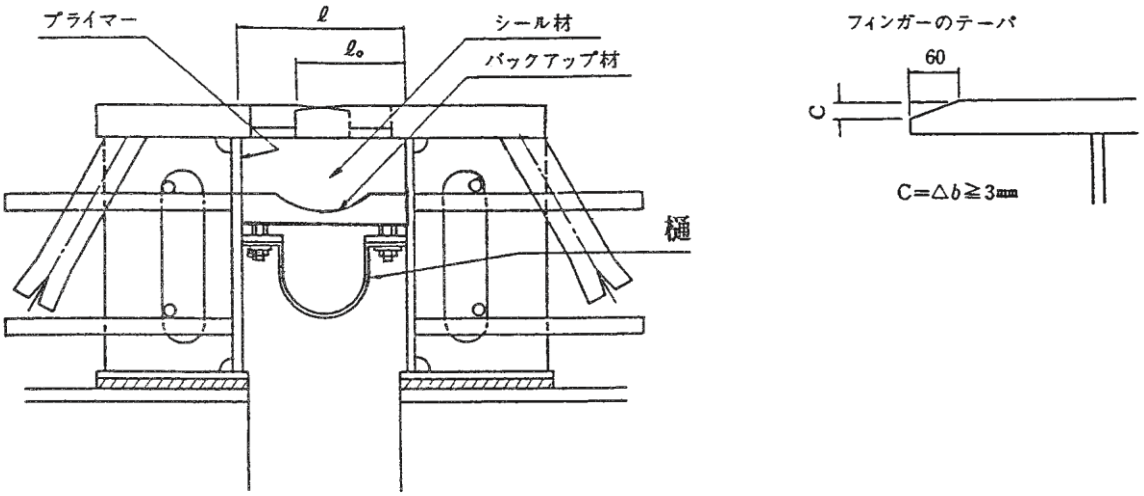


図 2−74　鋼フィンガージョイント（非排水構造）

1）バックアップ材の設置は−5℃の遊間時とする。

2）斜角 85° 未満の排水装置は硬質ゴム製とする。

(2) 雪荷重を考慮する地域にあっては、除雪車に対する配慮として、スノープラウ防護材または誘導板を取り付けるものとする。スノープラウ誘導板は、車道伸縮装置の両側に 250mm ピッチ（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。

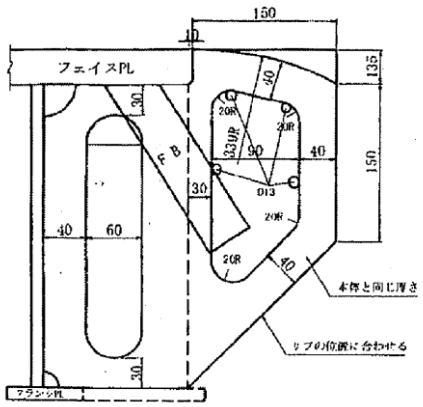


図 2－75　スノープラウ防護材

(3) フィンガーの形状は、フィンガー長に応じて図 2－76 にしめす A～C 形を基本とするが、輪帯幅の小さい車（表 2－28 参照）が通る場合で、フィンガー長が大きい場合は、タイヤがフィンガーの隙間に入り込む危険があるので D 型を用いるものとする。

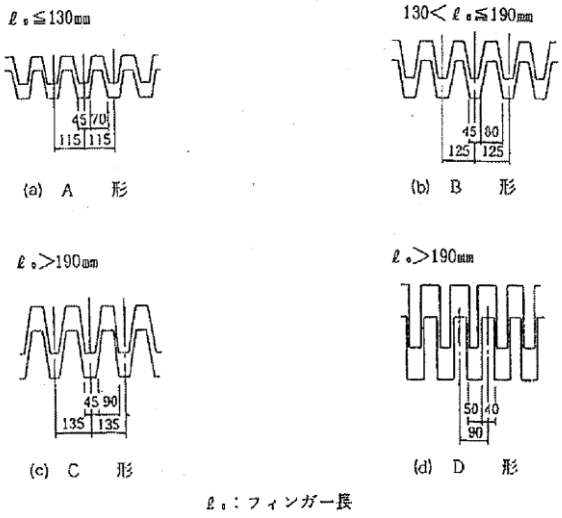


図 2－76　フィンガー長によるフィンガーの形状

表 2－28　最小タイヤ幅

車　種	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出きる。

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を組み合せて、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とがあり、伸縮量は100mm（±50㎜）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形を用いるものとする。

(3) 雪荷重を考慮する地域にあっては、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。

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、舗装面と一体とした継目なしの構造とするものとする。

(2) 埋設ジョイントの一般的な使用範囲は、表2－29のとおりとし、これ以外は適用を検討して採用するものとする。

表2－29 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	30㎜ 未満	40㎜ 未満
鋼　橋	―	40㎜ 未満

(1) 埋設ジョイントは、伸縮量、耐久性、施工性、補修性等を考慮して、総合的に選定するものとする。

(2) 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。

(3) 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。

(4) 設計に際しては「埋設ジョイント設計施工の手引き(案)」(平成5年3月既設橋梁のノージョイント工法の調査研究会(財)道路保全技術センター）によるものとする。

8－6 伸縮装置の据付

伸縮装置には構造図据付時温度を基準として、遊間～据付け温度図を明記することとする。

(1) 伸縮装置の構造図には、据付時の温度を基準として桁の温度変化による伸び量と温度下降による縮み量を構造図に明記することとした。

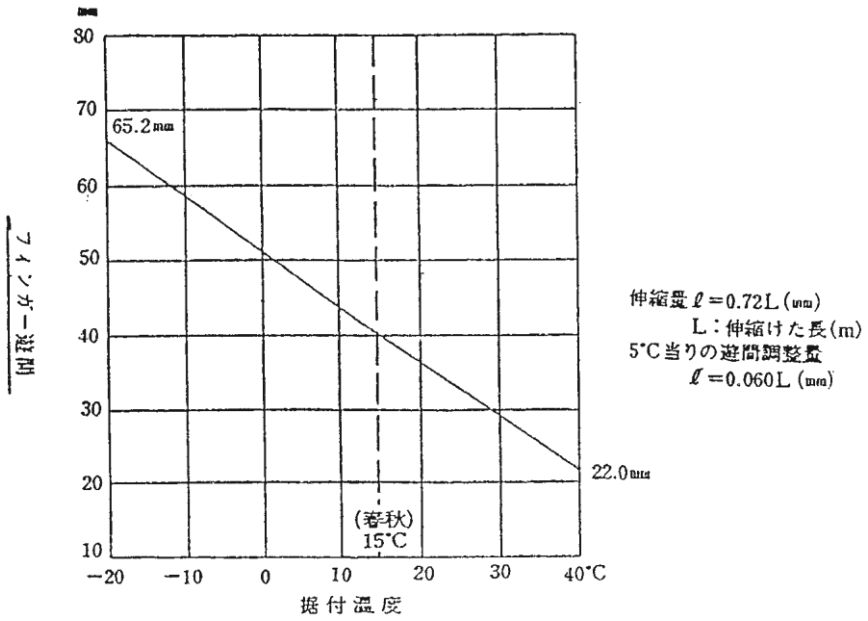


図 2－77　遊間～据付温度図（鋼橋、Ｌ＝60m の場合）

(2) 伸縮装置の前後には摩もうによる段差が生じ易いので、図 2－78 の様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。

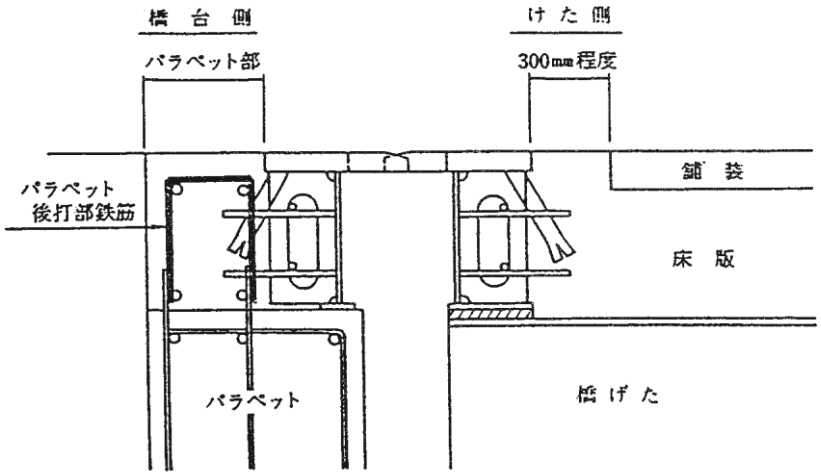


図 2－78　伸縮装置前後の構造

表　2－30－1　伸縮量簡易算定式

橋　　種		鋼　　橋	鉄筋コンクリート橋	プレストレスト コンクリート橋
伸縮量	① 温度変化	0.6 ℓ (0.72 ℓ)	0.4 ℓ (0.5 ℓ)	0.4 ℓ (0.5 ℓ)
	② 乾燥収縮	——	0.2 ℓβ	0.2 ℓβ
	③ クリープ	——	——	0.4 ℓβ
	基本伸縮量 ①+②+③	0.6 ℓ (0.72 ℓ)	0.4 ℓ ＋ 0.2 ℓβ (0.5 ℓ ＋ 0.2 ℓβ)	0.4 ℓ ＋ 0.6 ℓβ (0.5 ℓ ＋ 0.6 ℓβ)
	余裕量	基本伸縮量×20%。ただし、最小 10㎜ ※施工誤差等が大きい場合は別途考慮		

(単位：㎜)

ここに、ℓ＝伸縮桁長 (m)、β＝低減係数（表 2-30-2)

表中の（　）内は、寒冷な地域に適用。

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　4.2.2 解説＞

表　2－30－2　伸縮装置に用いる乾燥収縮およびクリープ簡易低減係数

コンクリートの材齢（月）	1	3	6	12	24
低減係数（β）	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　4.2.2 解説＞

第9章 その他の構造

9－1 橋梁検査路

橋梁検査路は、点検や被災時の調査などの維持管理行為が確実かつ容易に行えるよう計画するものとする。設置位置については、作業動線、点検・保守の方法等を勘案して決定すること。

表 2－31　検査路の設置

種類	橋種	設置箇所等
上部構造 検 査 路	鋼Ｉ桁橋	桁高 1.6m 以上の場合、桁間に最低１列
	鋼箱桁橋	桁間に最低１列
	鋼トラス、アーチ橋	床板下面に最低１列
	コンクリート橋	必要に応じて設置を検討すること
下部構造 検 査 路	鋼橋 コンクリート橋	橋台、橋脚ともに原則設置
昇降設備	鋼橋	橋台毎、掛け違い部
	コンクリート橋	下部構造検査路が設置されている橋台、橋脚

各検査路設置にあたっての留意点は、以下のとおりである。

１）上部構造検査路

上部構造検査路は、点検及び保守活動の優位性を考慮して、移動や作業に最も有益となる箇所に設置するものとし、検査路下面は下フランジ下面より突出させないものとする。

鋼トラス、アーチについては、床組下面の検査路設置のほか格点部の点検ができるよう、検査路を追加設置するのが望ましい。

コンクリートＴ桁橋等では、横桁の制約があり桁間に検査路を設置することが難しい場合がほとんどである。しかしながら、上部構造検査路を設置しない場合であっても、点検や補修工事を勘案し、吊足場用金具（インサート）を設置することが望ましい。また、インサートについては、セラミック等の非鉄製を用いるのが望ましい。

２）下部構造検査路

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、設置する事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。

東日本大震災では、点検ができないため通行止めとしていた個所もあったことから、下部工には地上から沓座までの高さによらず設置できるものとするが、検査路がなくても点検ができる場合は、設置しないものとする。

本土木設計マニュアル（橋梁編）第9編 資料-5に示した検査路標準図（検査路）にあるように、検査路は維持管理の確実性や容易さを考慮し、必要に応じて4面に設置できるものとする。

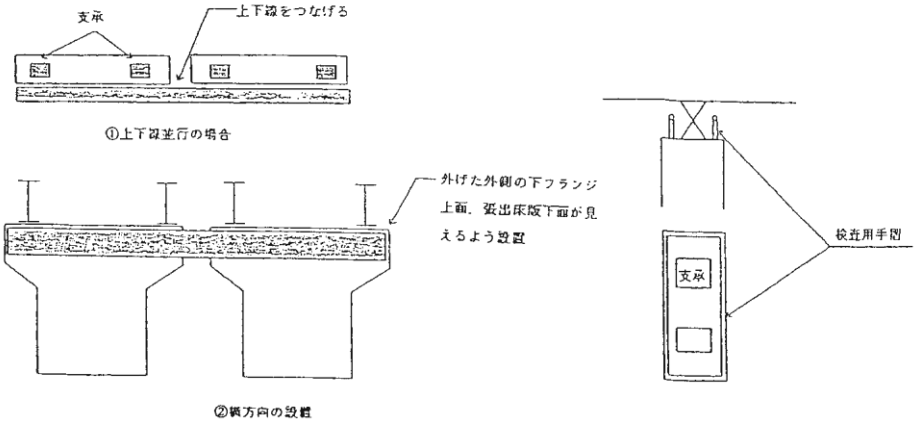


図2－81　(1) 設置範囲　　(2) 支承高が80cm程度以上の場合

9－1－1 基本構造

(1)　検査路歩廊・作業スペースの構造は、次の事項を満たすように設計するものとする。
　1）最小有効幅員は 60cm を標準とする。
　2）最低手すりの高さは 110cm を標準とする。
　3）最大支柱間隔は、1.9m 以内とする。
　4）下部構造からの最大離れは、10cm を標準とする。
(2) 昇降設備の構造は、梯子とし、次の事項を満たすように設計するものとする。
　1）梯子の最小有効幅員は、40cm とする。
　2）梯子の最大ステップ間隔は、30cm を標準とする。
　3）下部構造からの最大離れは、20cm を標準とする。
　4）梯子には転落防止リングを設けることとし、内径 75cm、間隔 60cm を最小標準とする。
　5）昇降設備には、適切な位置に踊り場を設けるものとする。
(3) 検査路の構造は、検査路そのもの（本体、歩廊、昇降設備、橋梁本体等との接合部）の点検が安全かつ確実に行えるように、設計しなければならない。
(4) 検査路の構造は、橋の供用後に検査路そのもの（本体、歩廊、昇降設備、防食）の補修や更新が行えるように設計しなければならない。
(5) 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。
(6) 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、「道路橋検査路設置要領（案）（H24、国土交通省 国道・防災課)」を参考にするものとする。

9－1－2 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。
(3)　検査路に用いる材料、応力照査、構造細目及び防錆防食は、「道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編　Ⅱ鋼橋編」を準用する。

(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（H20.1 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 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。

また、橋梁が鉄道以外の施設を横過する場合は、交差物件の管理者と協議により落下防止柵の設置を決定するものとする。

(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＝2.0m とし、風荷重に対し防護柵および床版の照査をおこなうものとする。

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 NEXCO の設計要領によるものとする。

9－3 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＝1.45kN/m とするものとする。

9－4 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 2－82 とする。なお、橋梁下が道路あるいは鉄道の場合には積雪の影響を考慮し、構造物の離隔に応じた適切な構造を検討するものとする。構造物の離隔が 10cm 程度の場合は図 2－83 とする。

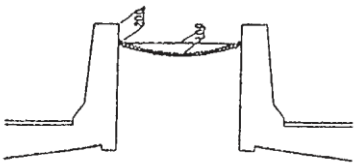


図 2－82 転落防止網図

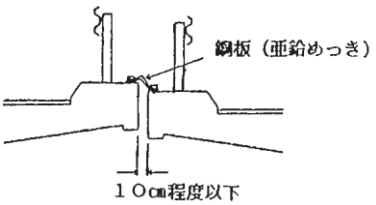
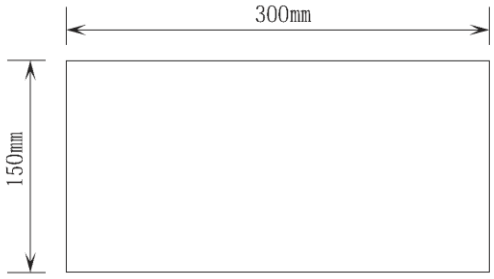


図 2－83 こ道橋、こ線橋の場合

9－5 橋名板

(1)　橋名板の寸法は縦 150㎜×横 300㎜ を原則とする。
(2)　橋名板の設置角度は、道路縦断勾配にあわせて設置するものとする。

(1) 橋名板の寸法は、下記形状を原則とする。



(2) 橋名板は、車両運転者の視線誘導の観点からも、道路縦断勾配にあわせて設置するものとする。

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り、設計・施工に十分留意しなければならない。また、鋼部材についても、飛来塩分量などに応じた防せい防食法の採用が必要となる。

(3) 凍結抑制剤が散布されることが予想される橋、これに隣接する橋は、その影響が懸念されるため設計・施工に十分留意しなければならない。

(4) 橋梁のコンクリート構造物は、従来に比べ部材寸法が大きくなってきているなど、水和熱による構造物の温度変化に伴って生じる温度応力によって、構造物にひび割れが発生することがしばしば見られる。初期ひび割れは、凍害、塩害に対する耐久性低下の要因となるため設計・施工にあたり留意が必要である。

10－2 海岸線近くに建設される鋼橋の塩害対策

鋼橋の塩害対策は、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が考えられる。

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≦0.05mdd（NaCl：mg／100cm^2／day）

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

表 2－23　耐候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

海上部および海岸線から概ね 200m までの部分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。

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。福島県内においては、道示Ⅲ5.2 に示される地域区分 C に該当する地域に位置する橋を適用の対象とした。

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。

なお、条件に応じ、適用可能な項目を適宜選択して使用するものとする。

表 2-25　高耐久性コンクリートの仕様

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 [注5)]
	コンクリート打設	冬期にかからないこと。
	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。
注５）底版型枠など、透水型枠の効果が得にくい部位については適用しなくてもよい。

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）

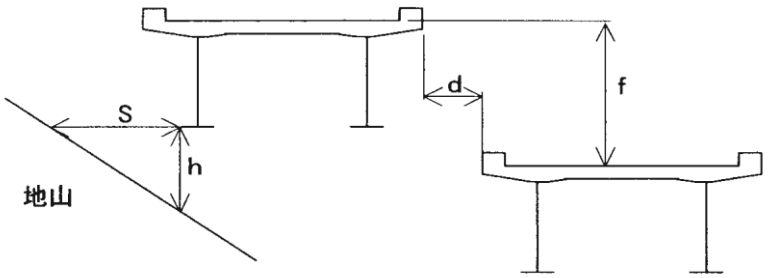
耐候性鋼材：ニッケル系高耐候性鋼材（耐候性鋼材を無塗装で使用しない）

(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。

桁本体に対する対策は、図 2－84 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 2－85 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。



地山近接部	高低差のある並列橋
S≦5m、かつ h≦2m	d≦3m、かつ 2m≦f≦10m

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 2－84　凍結抑制剤散布の影響範囲

(2) 地覆・剛性防護柵は道路附属物であり、損傷が発生しても比較的容易に補修できることおよび橋梁本体の塩害損傷の目安にもなることから、凍結抑制剤対策として水セメント比のみを規定した。

(3) 無塗装の耐候性鋼材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≦36%	50
上記以外のプレストレストコンクリート構造	W/C≦43%	70
鉄筋コンクリート構造	W/C≦50%	70

10－4－2 下部構造

(1)　適用範囲

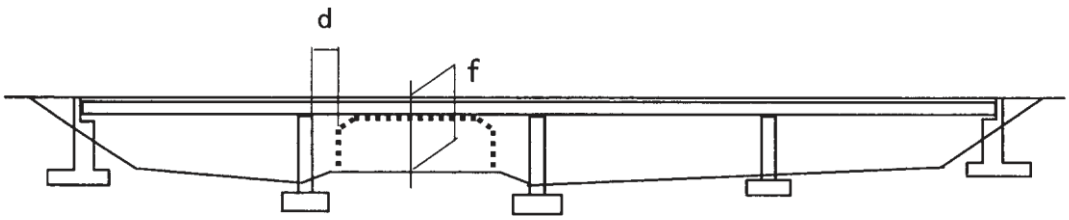
凍結抑制剤散布による影響を受ける範囲として、「凍結抑制剤散布計画図」【除雪計画書（福島県土木部)】による指定路線の橋軸直角方向の地山または盛土法面に近接する橋台・橋脚、および交差道路に凍結抑制剤が散布されるこ道橋の橋台・橋脚に適用するものとする。なお、適用は橋単位を基本とする。

(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 90 ㎜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。

(3)　橋座面に設置される RC 壁タイプの落橋防止構造は 10－5(3)コンクリート塗装により保護するとともに、鉄筋の最小純かぶりは 10－4－2(2)に準拠するものとする。

(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 2－85 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 2－84 を参考とする。



d：交差道路と橋脚の距離　d≦3

f：交差道路面からこ道橋路面までの高さ　f≦10m

図 2－85　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≦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 90 ㎜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 25 ㎜以上の配力鉄筋、帯鉄筋を使用する場合は、最小純かぶり 90 ㎜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) コンクリート橋の桁端および桁端部に位置する下部構造頂部（全橋)は、コンクリート塗装により保護するものとする。

なお、PC 部材には塗装仕様 CC－A を、RC 部材には塗装仕様 CC－B を適用するものとする。

(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 1～3%程度の勾配をつけるものとする。

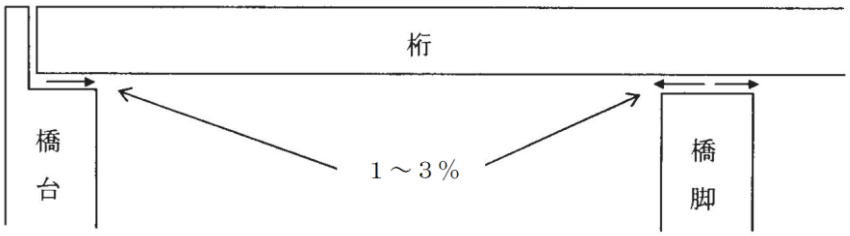
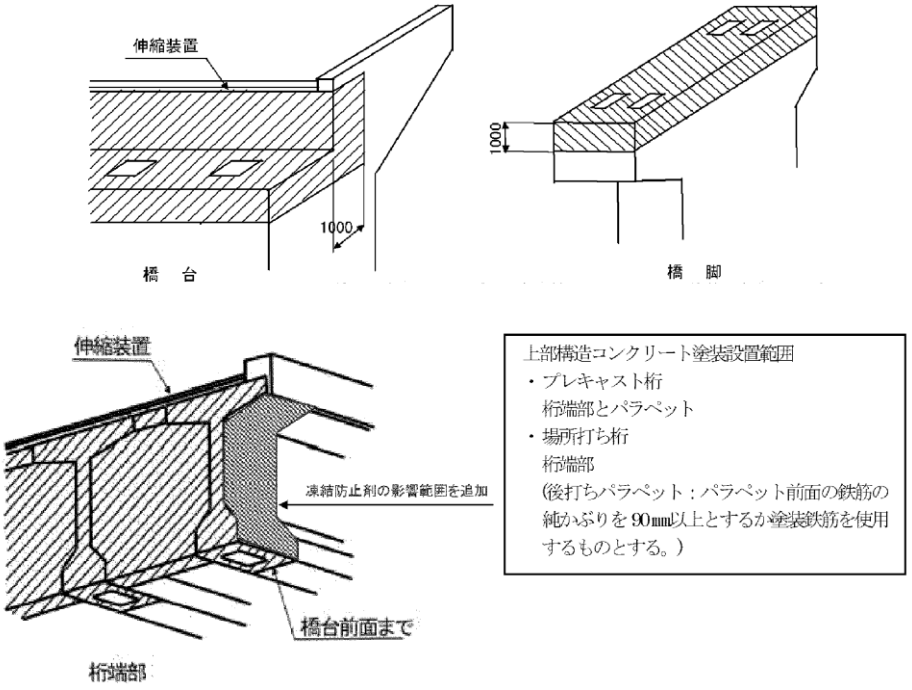
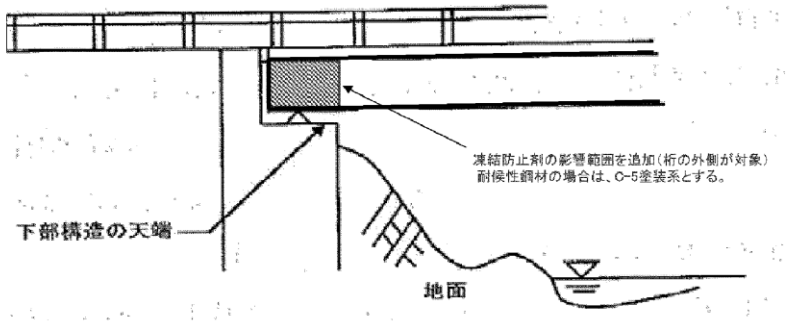


図 2－86　下部構造頂部の縦断方向の勾配

(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 2－87 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。





(1) 桁端部の塗装について

1）パラペット先行施工の場合は、パラペットはコンクリート塗装とし、端横桁に塗装鉄筋を使用するものとする。

2）端横桁先行施工の場合は、パラペット前面鉄筋を塗装鉄筋とし、端横桁にコンクリート塗装を施すものとする。

(2) 下部構造頂部の塗装について

1）橋台については、橋座部全面にコンクリート塗装を施すものとする。

2）橋脚については、伸縮継手が有る場合は橋座部全面にコンクリート塗装を施すものとし、伸縮継手が無い場合はコンクリート塗装は行わないものとする。

3）側面の１ｍの範囲は、凍害による劣化防止として施工するものであり、橋座面に雪や雨水が溜まらず凍結しないと判断される場合は不要とする。

図 2－87　コンクリート塗装設置範囲

参　考

コンクリート面への塗装仕様　CC-A

工　　程		使　用　材　料	塗　装　条　件			塗装間隔
			目標膜厚（μ）	標準使用量 (kg/m²)	塗装方法	
前処理	プライマー	コンクリート塗装用エポキシ樹脂プライマー	—	0.10	スプレー（はけ・ローラー）	1～10 日
	パ　テ	コンクリート塗装用エポキシ樹脂パテ	—	0.30	へら	1～10 日
中　塗		コンクリート塗装用エポキシ樹脂塗料中塗	60	0.32 (0.26)	スプレー（はけ・ローラー）	1～10 日
上　塗		コンクリート塗装用ふっ素樹脂塗料上塗	30	0.15 (0.12)	スプレー（はけ・ローラー）	

コンクリート面への塗装仕様　CC-B

工　　程		使　用　材　料	塗　装　条　件			塗装間隔
			目標膜厚（μ）	標準使用量 (kg/m²)	塗装方法	
前処理	プライマー	コンクリート塗装用エポキシ樹脂プライマー	—	0.10	スプレー（はけ・ローラー）	1～10 日
	パ　テ	コンクリート塗装用エポキシ樹脂パテ	—	0.30	へら	1～10 日
中　塗		コンクリート塗装用柔軟形エポキシ樹脂塗料中塗	60	0.32 (0.26)	スプレー（はけ・ローラー）	1～10 日
上　塗		コンクリート塗装用柔軟形ふっ素樹脂塗料上塗	30	0.15 (0.12)	スプレー（はけ・ローラー）	

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 式橋台竪壁、鉄筋量の多い橋脚柱、剛性防護柵

3）不静定構造物　：ラーメン式橋台、箱式橋台

4）新旧コンクリートの打継目施工を設計時点で計画する構造物。この場合、新コンクリート側の打継目近傍に補強鉄筋を配置する。

5）剛性のある鋼部材にコンクリートを打ち継ぐ場合

6）切欠き、開口部を有する部材

7）マッシブなコンクリート部材

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

(2) ひび割れ誘発目地および初期ひび割れの補修

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

1）ひび割れ誘発目地の目安

間　　隔：一般的にはコンクリート部材高の 1～2 倍

断面欠損率：20%以上（片側 10%以上）

2）初期ひび割れの補修

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

補修時期
- 橋台、橋脚　：埋め戻し、裏込め盛土施工前
- 鉄筋コンクリート床版：防水工施工前

【施工上の留意事項】

(1) 材料および製造

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

1）セメント

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

2）混和材料

フライアッシュ　：水和熱による温度上昇が小さい

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

3）配合

コンクリートの発熱量はセメント量にほぼ比例するため、できるだけ単位セメント量が少なくなるように配合を選定する必要がある。コンクリートの温度上昇量は単位セメント量10 kg/m$_3$に対してほぼ1℃の割合で増減する。

4）製造

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

(2) 施工

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

1）打込み区画、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）打込み

配合設計で設定した打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込む場合は、材料の取扱い、コンクリートの製造、運搬、打込み等に配慮する必要がある。（プレクーリング、運搬、打込み時間の短縮）また、打込み後の沈降ひび割れは、初期ひび割れの原因にもなるため、再振動締固めやタンピングなどを行うこと。

3）養生

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

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

湿潤養生日数

普通セメント仕様　5日間以上

早強セメント仕様　3日間以上

膨張コンクリート仕様　5日間以上

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

寒中コンクリート施工では、給熱養生が必要となる。

4）型枠

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

5）打ち継ぎ目

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

水平打継目：・型枠に接する線はできるだけ水平な直線になるようにしなければならない。
・既に打ち込まれたコンクリートの表面のレイタンス、品質の悪いコンクリート、緩んだ粗骨材などを完全に取り除き、十分に吸水させなければならない。
・打ち込みに際しては既に打ち込まれたコンクリートと密着するように締め固めなければならない。

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

第３編　耐　震　設　計

第１章　耐震設計の基本方針 …… 3－ 1
第２章　耐震設計上考慮すべき荷重 …… 3－11
第３章　設計地震動 …… 3－13
第４章　地震時に不安定となる
　　地盤の影響 …… 3－18
第５章　静的照査法による耐震性能の
　　照査方法 …… 3－27
第６章　動的照査法による耐震性能の
　　照査方法 …… 3－57
第７章　橋梁形式別耐震性能の
　　照査方法 …… 3－64

第3編 耐震設計

第1章 耐震設計の基本方針

1－1 一般

(1) 橋の耐震設計は、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、必要とする耐震性能を確保することを目標とする。

設計地震動は、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル１の地震動）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル２の地震動）の２段階に区分する。

橋の重要度は、道路種別および橋の機能・構造に応じて重要度が標準的な橋（Ａ種の橋）と特に重要度が高い橋（Ｂ種の橋）の２つに区分する。

橋の耐震性能は、橋全体系の挙動を踏まえ、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)、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行える性能（耐震性能 2)、地震による損傷が橋として致命的にならない性能（耐震性能 3）の３段階に区分する

(2) 耐震設計にあたっては、地形・地質、地盤条件、立地条件、津波に関する地域の防災計画等を考慮したうえで構造を計画するとともに、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設計するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　2.1、2.2、2.3＞

(1) 耐震設計で考慮する設計地震動、重要度の区分、耐震性能は、以下のとおりとする。

１）設計地震動

【レベル１の地震動】

橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動

【レベル２の地震動】

橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動で以下の２種類とする。

① 大きな振幅が長時間繰返して作用するプレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動

② 継続時間は短いが極めて大きな強度を有する内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動

表 3－1　耐震設計で考慮する地震動

耐震設計		地盤の加速度	設計水平震度 (応答加速度：構造物が弾性と考えたときの応答加速度)	考慮する地震動	地震動の特性
震度法		200gal 以下	Kho＝0.2～0.3	橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動	－
地震時保有水平耐力法	タイプⅠ	411～944gal	Khco＝1.2～1.4 (1,200～1,400gal)	橋の供用期間中に発生する確率が低い地震動（平成 15 年の十勝沖地震ならびに平成 23 年の東北地方太平洋沖地震「プレート境界型地震」）	主要動の繰返し回数多い 大きな振幅
	タイプⅡ	327～818gal	Khco＝1.5～2.0 (1,500～2,000gal)	橋の供用期間中に発生する確率が低い地震動（平成 7 年の兵庫県南部地震で観測された地震動「内陸直下型地震」）	主要動の繰返し回数少ない 大きな強度

2）橋の重要度の区分は、以下のとおりとする。

【B種の橋】

① 一般国道に架かるすべての橋・高架

② 主要地方道、一般県道および市町村道においては、複断面、跨線橋、跨道橋および「福島県緊急輸送道路ネットワーク計画」で位置づけられた指定路線に架かる橋、高架

③ ①②以外で当該道路の利用状況等から特に重要と考えられる橋、高架については、担当課と協議のうえ決定するものとする。

【A種の橋】

上記以外の路線に架かる橋、高架

3）橋の耐震設計で目標とする耐震性能

橋の耐震設計で目標とする耐震性能は、設計地震動のレベルと橋の重要度の区分に応じて、下表の性能のとおりとする。

表 3－a.　設計地震動と目標とする橋の耐震性能

設計地震動		A種の橋	B種の橋
レベル 1 地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能 （耐震設計１）	
レベル 2 地震動	タイプⅠの地震動 （プレート境界型の大規模な地震動）	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 （耐震性能３）	地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能 （耐震性能２）
	タイプⅡの地震動 （兵庫県南部地震のような内陸直下型地震）		

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-解 2.2.2＞

また、耐震性能 1～3 について、耐震設計上の安全性、耐震設計上の供用性、耐震設計上の修復性について整理すると下表のとおりである。

表 3－b.　耐震設計上の観点

橋の耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能 1： 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない	ひびわれ補修程度の軽微な修復でよい
耐震性能 2： 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行い得る性能	落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急修復で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である
耐震性能 3： 地震による損傷が橋として致命的とならない性能	落橋に対する安全性を確保する	――	――	――

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-解 2.2.1＞

(2) 橋の耐震設計にあたっては、地形・地質、地盤条件、立地条件、および津波に関する地域の防災計画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）地盤調査結果等に基づき、地盤条件及び地盤の振動特性を十分に把握することが重要である。特に軟弱地盤に架設される橋、液状化・流動化が生じる可能性のある箇所に架設する橋、急傾斜地に架設する橋、地盤特性が著しく変化する箇所を横断する橋では、入念な調査を行い、この結果を構造計画に反映させる必要がある。

2）地震時に不安定となることが予測される斜面等では、地盤調査結果に基づいて下部構造の設置位置をよく検討する必要がある。

3）津波の影響を受ける可能性がある地域においては、その地域の防災計画と一体となった道路計画とすることが重要である。当該地域内の個別の路線に求められる性能は、基本的に、その地域の防災計画に基づいて設定されることとなるため、道路橋の設計においては、このようにして設定される当該路線に求められる性能に応じて、適切な構造計画を検討することが重要である。構造計画の考え方の例としては、津波に関する地域の防災計画等を参考にしながら津波の高さに対して桁下空間を確保すること、津波の影響を受けにくいような構造的工夫を施すこと、上部工が流出しても復旧しやすいように構造的配慮をすること等がある。

4）構造部材の地震時保有水平耐力、塑性変形能及びエネルギー吸収能を高めて地震に耐える構造とするか、免震橋等の採用により長周期化及びエネルギー吸収により地震力を低減する構造とするかについて、地形・地質・地盤条件、立地条件等を考慮して適切に選定する必要がある。

5）耐震設計においては、構造部材の塑性変形能及びエネルギー吸収能を高めて、橋全体系としてエネルギー吸収能に優れた構造となるように配慮するのがよい。

6）支承部の破壊による上部構造の落下を防止する観点では、慣性力を複数の下部構造に分担させる地震時水平力分散構造やラーメン構造の採用を検討するのがよい。この際、下部構造に分担させる慣性力が少数の橋脚に過度に偏ることがないように配慮するのがよい。

7）橋の耐震性能の確保のために特別な配慮が必要となる可能性がある構造形式はできるだけ避けるように配慮する。例えば次のような構造等が該当する。

① 過度に斜角の小さい斜橋

② 過度に曲率半径が小さい曲線橋

③ 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する橋脚のように死荷重により大きな偏心モーメントを受ける橋脚構造

8）軟弱粘性土層のすべりや砂質地盤の液状化、液状化に伴う流動化等、地盤の変状が生じる可能性のある埋立地や沖積地盤上では、水平剛性の高い基礎を選定したり、多点固定方式やラーメン形式等の不静定次数の高い構造系の採用を検討するのがよい。

9）耐震設計では、各部材の地震時保有水平耐力を階層化し、塑性化を考慮する部材と弾性域に留める部材を明確に区別することが重要である。部分的な破壊が橋全体系の崩壊につながる可能性のある構造系では、当該部分の部材には損傷が生じないようにするか、損傷が生じる場合にもその損傷を限定的に抑えるように配慮する必要がある。

10）下部構造の頂部に取り付けられる支承部や制震装置等については、レベル 2 地震動に対して適切に機能するように設計がなされるが、桁端部の場合、これらの取付部周辺では、桁かかり長を確保するとともに、落橋防止構造が取り付けられる等の落橋防止に対する構造的な対策が施される場合も多い。支承部や制震装置等の設計においては、落橋防止に対する配慮の趣旨を踏まえ、支承部や制震装置等の取付部周辺に損傷が生じても、落橋防止のための対策に機能的な悪影響が生じないよう、装置本体とその取付部の設計等には十分留意することが重要である。

11）地震後に橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能が求められる橋において、地震後の損傷の発見及びその損傷の修復が著しく困難と考えられる箇所には、修復が必要となるような損傷を生じさせないような構造計画とするなど、特に点検及び修復の容易さに対する配慮が必要である。こうした部分に損傷を許容する場合には、損傷の発見及び修復方法について設計段階において十分検討する必要がある。

12）支承部周辺の部位においては、維持管理の確実性及び容易さに配慮することが重要であるため、耐震性能の確保のために設置される部材、構造、装置等が支承部や桁端部等の点検の容易さ及び塗装の塗替作業等の作業空間の確保等に影響をおよぼすことが内容に配慮が必要である。

13）新しい材料、装置及び構造形式を適用する場合には、力学的機構が明確であるという前提条件を満たし、かつ、実験で確認された条件の範囲内で使用する必要がある。特に、動的な特性が部材や装置に生じる速度等の影響により静的な特性と異なる場合、動的な特性が温度等の使用される条件の影響を受ける場合又は長期的な使用により力学的特性が変化する可能性がある場合には、適用範囲とそれに応じた力学的特性等に十分留意する必要がある。

14）地震による部材の損傷に伴い、その部材や損傷部位周辺の破片等の落下による第三者被害を生じることがないような配慮が必要である。

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)　橋の複雑な地震応答や流動化に伴う地盤変位等が原因による支承部の破壊により、上部構造と下部構造の間に大きな相対変位が生じる状態に対して、上部構造の落下を防止できるように、適切な対策を講じなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　5.6、5.7＞

(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 3－3 に示す。

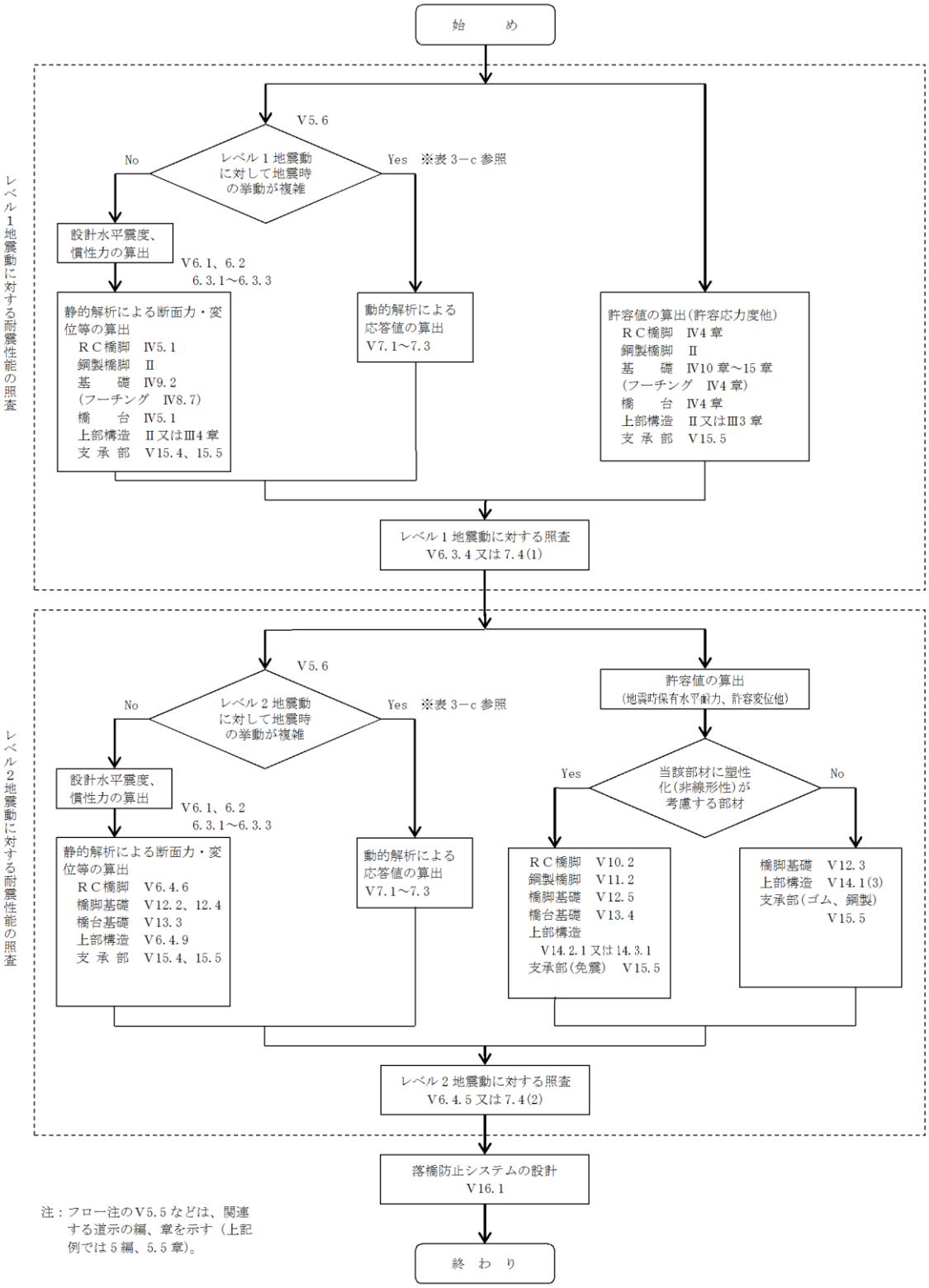


図 3－3　耐震設計の流れと関連する道路橋示方書の主な条文の規定箇所

表 3－c　地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法

橋の動的特性 ＼ 照査をする耐震性能	地震時の挙動が複雑ではない橋	塑性化やエネルギー吸収を複数箇所に考慮する橋または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の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
			高次モードの影響が懸念される橋	塑性ヒンジが形成される箇所がはっきりしない橋、又は複雑な振動挙動をする橋
耐震性能１	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能２ 耐震性能３	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋の例	・固定支承と可動支承により支持される桁橋（曲線橋を除く） ・両端橋台の単純桁橋（免震橋を除く）	・弾性支承を用いた地震時水力分散構造を有する橋 ・免震橋 ・ラーメン橋 ・鋼製橋脚に支持される橋	・固有周期の長い橋 ・橋脚高さが高い橋	・斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋 ・アーチ橋 ・トラス橋 ・曲線橋

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅴ耐震設計編　表-解 5.6.1＞

(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3－4に示す弾性変形域（線形域）内にあるように、許容応力度法と静的照査法を組み合わせた設計である。

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

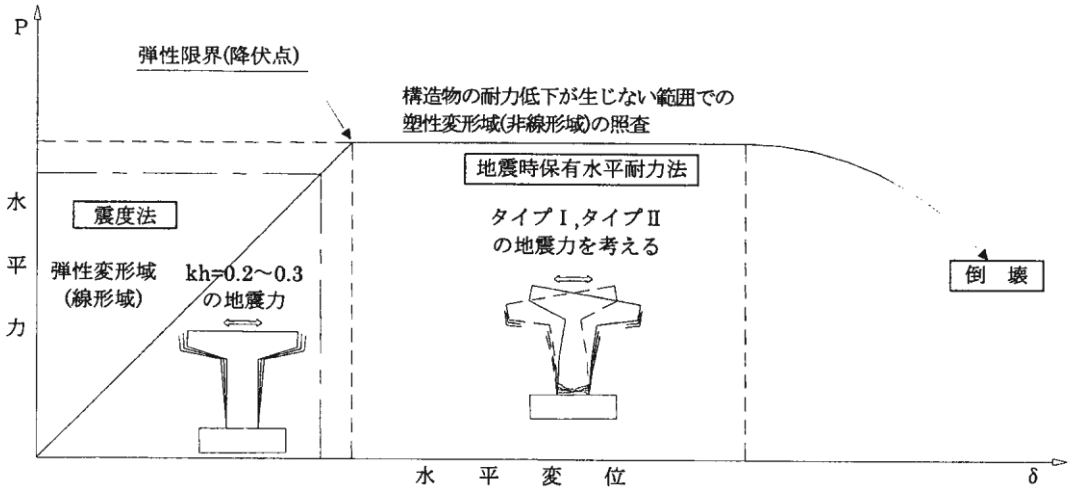


図3－4　弾性変形と塑性変形の概念

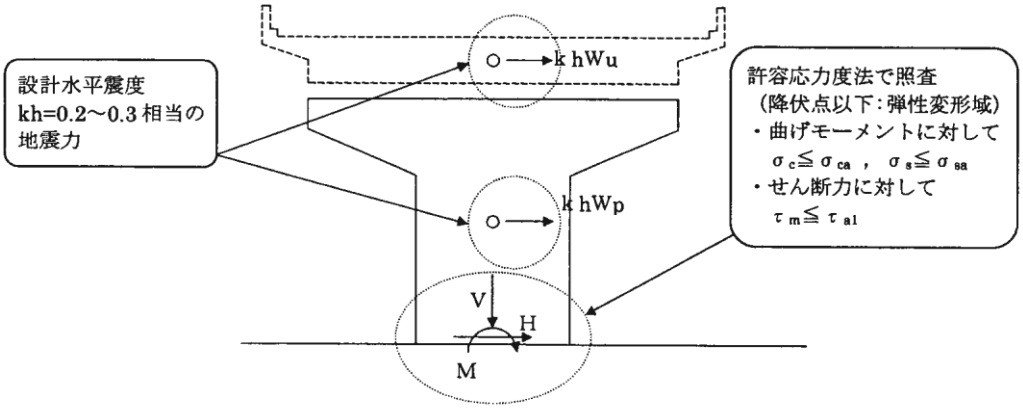


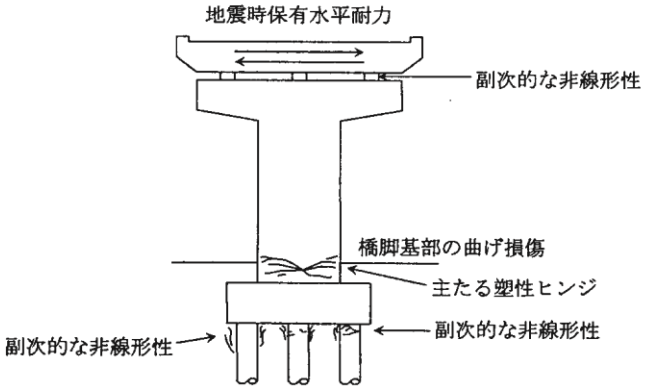
図3－5　レベル1地震動による耐震性能1照査の概念

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

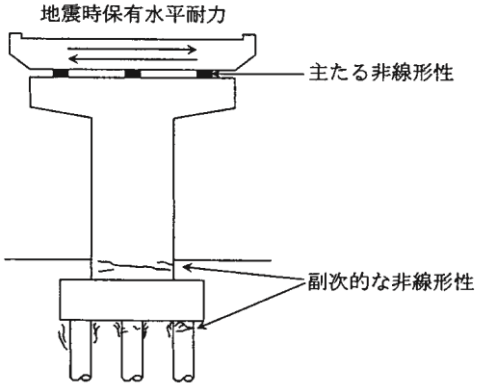
地震時保有水平耐力とは、地震時に橋の構造部材が崩壊に至らずに抵抗できる水平耐力のことである。鉄筋コンクリート部材などでは、塑性変形域（非線形域）に入ると大きなエネルギーの吸収が可能となるため、水平耐力を保持したまま変形できる能力（変形性能）を大きくすることにより大きな地震力を吸収することが可能であり、大地震時にも落橋などの致命的な震害を防止するためには、塑性変形域における鉄筋コンクリート橋脚の耐力および変形性能を適切に評価した耐震設計法が重要である。

具体的には、図 3－6 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。

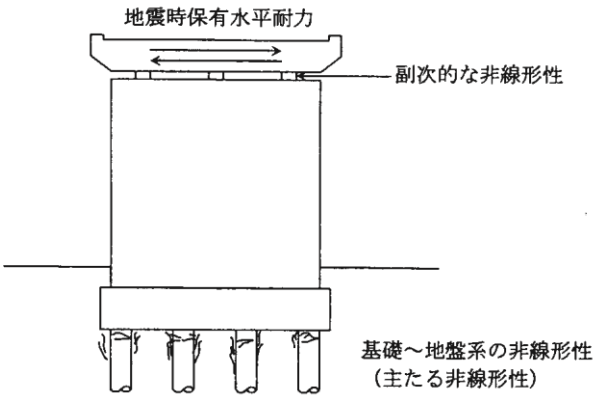
例えば、図 3－6(a)のように橋脚基部に主たる塑性ヒンジが生じる場合には、基礎構造や支承部を橋脚基部の終局水平耐力以上に設計し、設計で想定したように橋脚基部に塑性ヒンジを誘導するという橋全体系を考慮した設計法である。



(a) 橋脚基部に主たる塑性ヒンジが形成される場合



(b)免震設計を用いる場合



(c) 基礎～地盤系に主たる塑性ヒンジが形成される場合

図 3－6　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力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固動モードの形状が静的照査法で考慮する 1 次の固有振動モードの形状と著しく異なる場合。

ロ）橋の応答に主たる影響を与える固有振動モードが 2 種類以上ある場合。

ハ）レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査において、塑性化が複数箇所に生じる可能性がある場合、または、複雑な構造で塑性化がどこに生じるかはっきりしない場合。

ニ）レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査において、構造部材や橋全体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) 道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 16 章に規定される桁かかり長、落橋防止構造及び横変位拘束構造から、橋の構造形式に応じて適切に選定した落橋防止システムを設置しなければならない。

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。
　上記に示す主荷重＋地震の影響（EQ）

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　3.1＞

(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）地震時に不安定となる地盤の影響
　5）地震時地盤変位

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　3.2＞

(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

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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　4.1＞

(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。

なお、道路橋示方書Ⅴ.4.3 に規定されるレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルは、我が国がおかれる地震環境を考慮した上で、この示方書を適用して設計される道路橋の耐震性能を統一的に確保するために設定されている。一方、これを上回る地震動が生じる可能性もあるため、設計地震動の設定にあたっては、プレート境界で発生する地震の情報や活断層情報など、設計地震動を設定する際に必要となる情報に関する今後の調査研究の進展に応じて適切に対応していくのがよい。

3－2 地域別補正係数

(1)　地域別補正係数は、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 4.4 項の規定により地域区分に応じた値とする。
(2)　架橋位置が地域区分の境界線上にある場合、係数の大きな値を採用するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　4.4＞

(1) 地域別補正係数は、地域区分に応じて表 3－2 のとおりとする。

表 3－2　地域別補正係数

地域区分	補正係数			対　象　地　域
	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動		
		タイプⅠ	タイプⅡ	
	CZ	CⅠZ	CⅡZ	
A２	1.0	1.0	1.0	福島県のうち下記以外の地域
B２	0.85	1.0	0.85	福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡

3－3 耐震設計上の地盤種別

(1)　耐震設計上の地盤種別は、地盤の基本固有周期（T_G）に基づき、Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤、およびⅢ種地盤に区別するものとする。
(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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　4.5＞

(1) 地盤の基本固有周期は、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。

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

ここに、T_G　：地盤の基本固有周期（s）
H_i　：ｉ番目の地層の厚さ（m）
V_{si}　：ｉ番目の地層の平均せん断弾性波速度（m／s）

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

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

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

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／s としてよいものとする。

地盤の基本固有周期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	地盤の基本固有周期 T_G（s）
Ⅰ　種	$T_G < 0.2$
Ⅱ　種	$0.2 \leqq T_G < 0.6$
Ⅲ　種	$0.6 \leqq T_G$

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、地盤の基本固有周期（T_G）のみにとらわれず、架橋位置全体の地層構成および地質状況を踏まえて適切な地盤種別を決定するものとする。

(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、地盤の基本固有周期が大きくなる地盤面を設定するものとする。

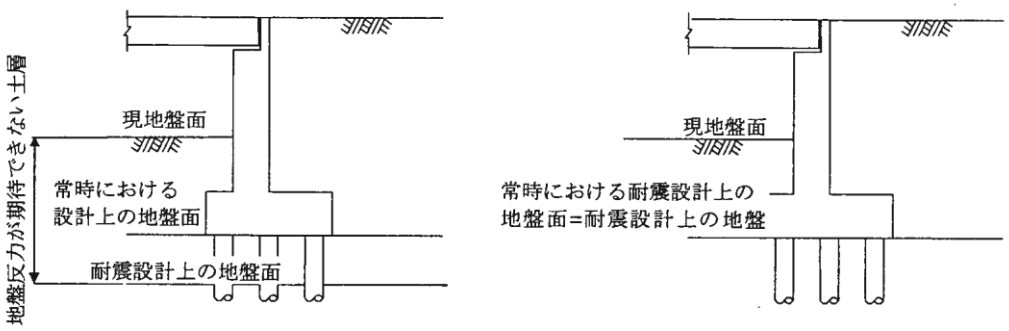
3－4 耐震設計上の地盤面

(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。
ただし、フーチングを有する基礎において、常時における設計上の地盤面がフーチング下面より上方にある場合には、耐震設計上の地盤面はフーチング下面とする。
(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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　4.6＞

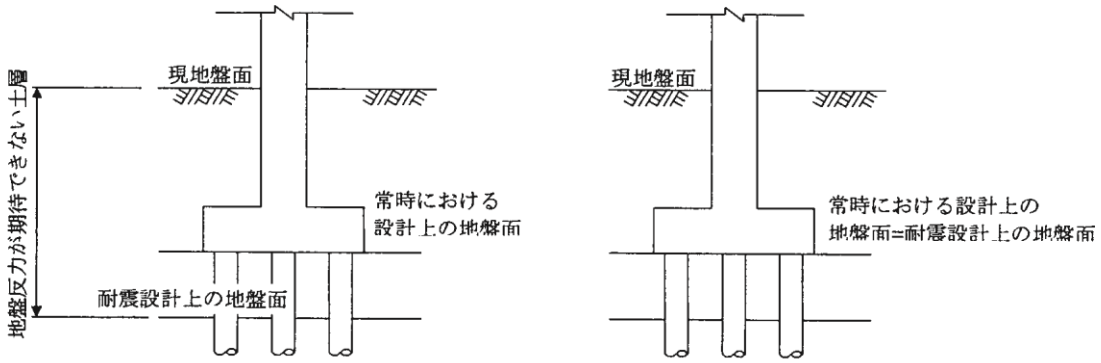
(1) 耐震設計上の地盤面とは、その面の上方の構造部分には地震力を作用させるが、その面より下方の構造部分には地震力を作用させないという耐震設計上仮定する地盤面のことである。

橋台および橋脚における耐震設計上の地盤面は、図3－11および図3－12に示すとおりとする。



(a) 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3－11 橋台における耐震設計上の地盤面



(a) 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3－12 橋脚における耐震設計上の地盤面

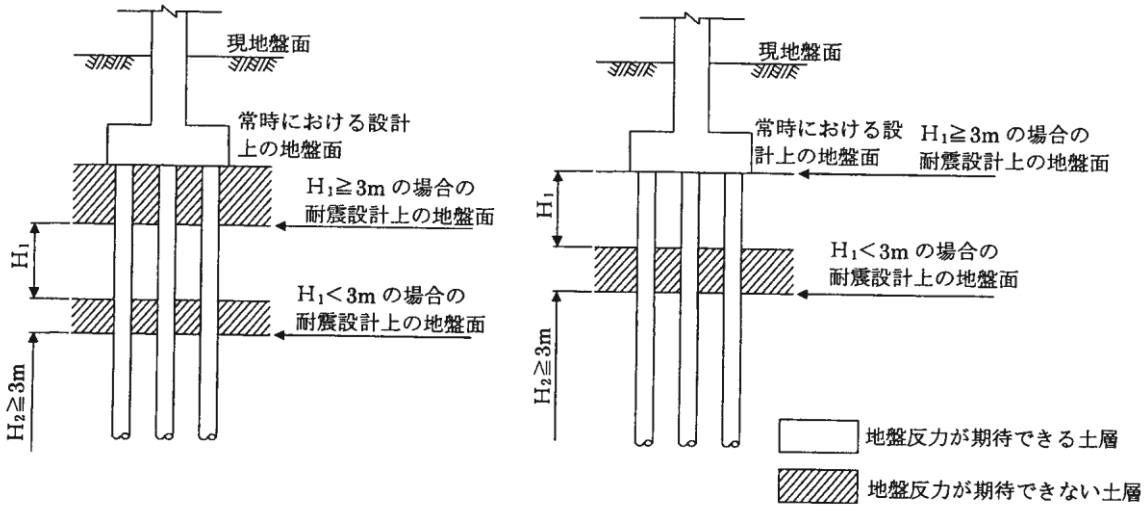
(2) 耐震設計上、土質定数を零とする土層とは、ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層、あるいは液状化する砂質土層を指し、詳細については、第4章「地震時に不安定となる地盤の影響」によるものとする。

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3－13　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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　8.1＞

(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な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。

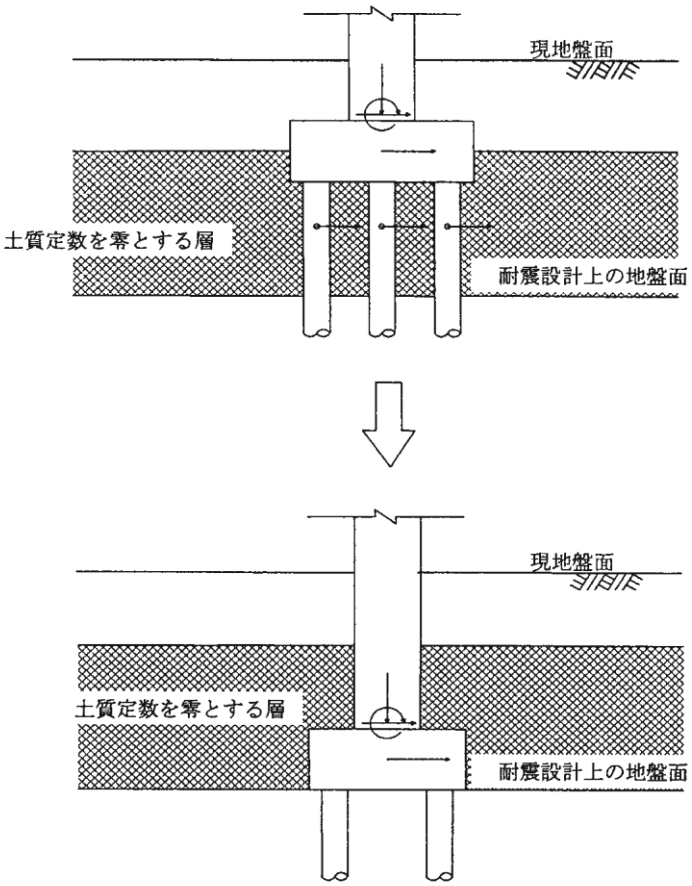


図 3－14　フーチング下面を深く根入れした場合

(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)　地表面より３m以内の深さにある一軸圧縮強度が 20kN／㎡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して判定する。
(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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　8.2.2＞

(1) 一軸圧縮強度が 20kN／㎡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、ごく軟弱な土層として取り扱うこととした。

粘性土層およびシルト質土層においては、地盤調査時における乱れ、サンプラーからの抽出の巧拙、一軸圧縮強度試験時の供試体の取り扱いなどにより、測定値は著しく影響を受けるため、一軸圧縮強度試験のほか、ベーン試験およびスウェーデン式サウンディングなどの原位置試験を併用して十分に地盤調査をおこなって一軸圧縮強度が 20 kN／㎡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／㎡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 橋に液状化を与える液状化の判定

(1)　沖積層の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土層は、液状化に対する抵抗率（F_L）、地表面からの深度および動的せん断強度比 R の値に応じて、耐震設計上土質定数を低減させるものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　8.2.3、8.2.4＞

(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 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）地下水位が地表面より 10m以内にあり、かつ、地表面から 20m以内の深さに存在する飽和土層
ロ）細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、または、FC が 35%を超えても塑性指数 I_Pが 15 以下の土層
ハ）平均粒径 D_{50}が 10 ㎜以下で、かつ、10%粒径 D_{10}が 1 ㎜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1地震動及びレベル2地震動のタイプⅠ及びタイプⅡの地震動に対して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γt、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。

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(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2㎜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。特に、粒度及びコンシステンシーは、液状化特性を評価する上で重要な指標となること、深さ方向に土質が著しく変化することがあることから、液状化の可能性がある土層では、標準貫入試験により得られる試料の粒度試験、液性限界試験及び塑性限界試験を1m間隔程度ごとに行う必要がある。

6）洪積土層の液状化

イ）洪積層は、東北地方太平洋沖地震や兵庫県南部地震を含む既往の地震において液状化したという事例は確認されていない。洪積層は一般にN 値が高く、また、続成作用により液状化に対する抵抗が高いため、一般的には液状化の可能性は低い。このため、原則として洪積層は液状化の判定の対象とする必要はない。なお、ここでいう洪積層とは、第四期のうち古い地質時代（更新世）における堆積物による土層に概ね対応すると考えてよい。

7）礫質土の液状化

液状化の判定にあたり、礫質土と砂質土の区分は平均粒径D_{50}が2㎜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／㎡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土層は、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	地表面からの深度 x （m）	動的せん断強度比 R	
		R≦0.3	0.3＜R
F_L≦1／3	0＜F_L≦10	0	1／6
	10＜F_L≦20	1／3	1／3
1/3＜F_L≦2／3	0＜F_L≦10	1／3	2／3
	10＜F_L≦20	2／3	2／3
2/3＜F_L≦1	0＜F_L≦10	2／3	1
	10＜F_L≦20	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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-8.2.2＞

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。なお、土質定数を零とする又は低減させる土層であっても、その重量を低減させることはできない。

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 DE 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(2)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な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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　8.3＞

(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、液状化に伴な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判定する。

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以内に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。

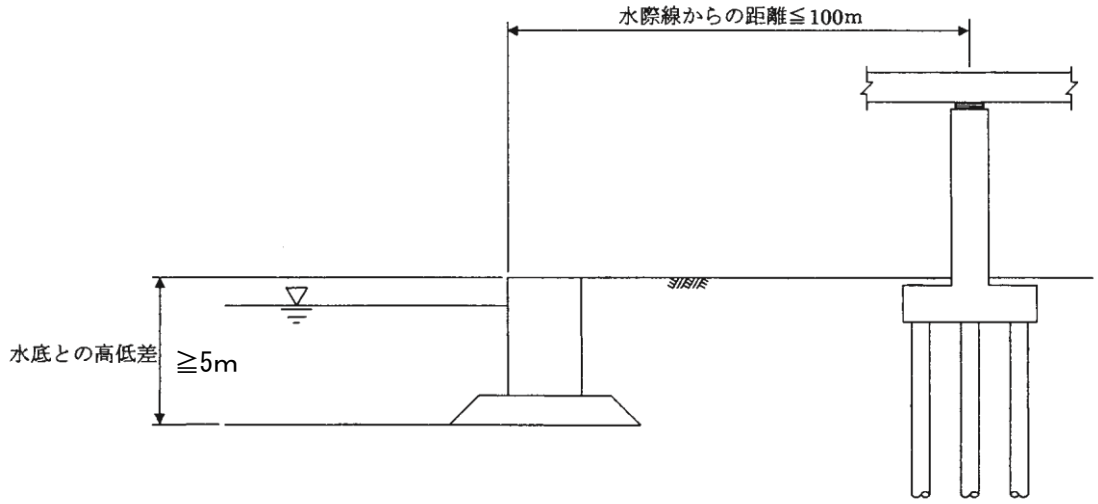


図 3－15　水底との高低差および水際線からの距離のとり方

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。

イ）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 3－16 のように取扱うものとする。

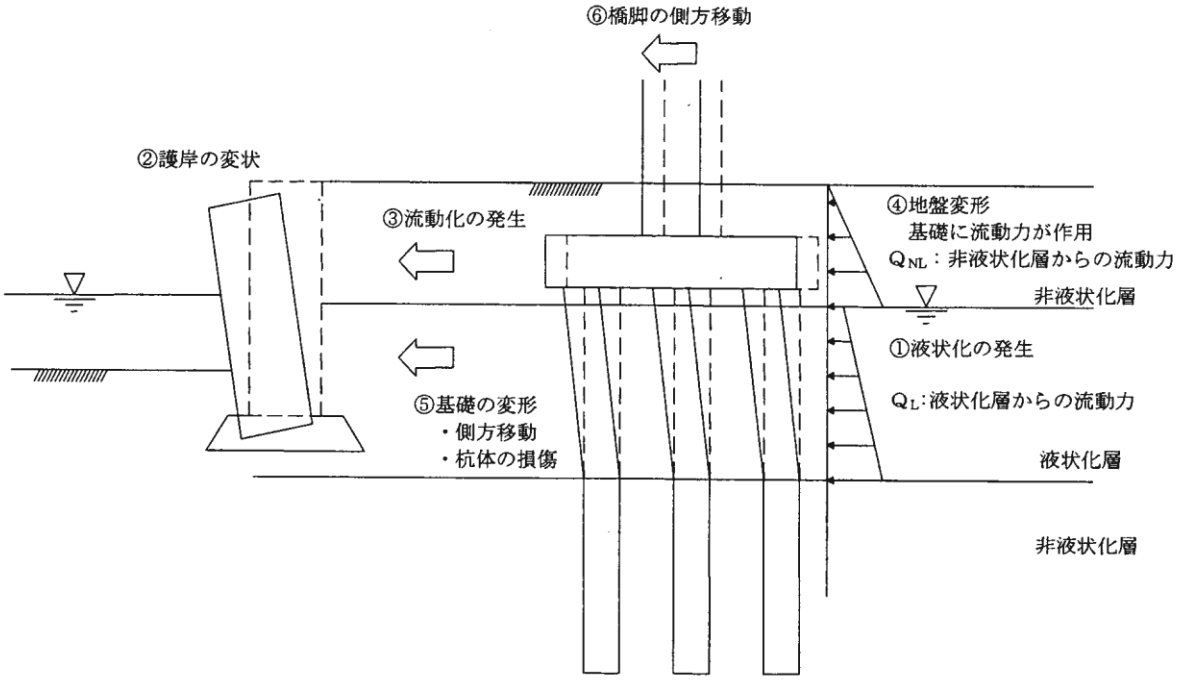


図 3－16　橋脚基礎への流動化の影響メカニズム

ロ）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、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編 8.3.2 によるものとする。以下に、流動力の算定モデル図を参考として示す。

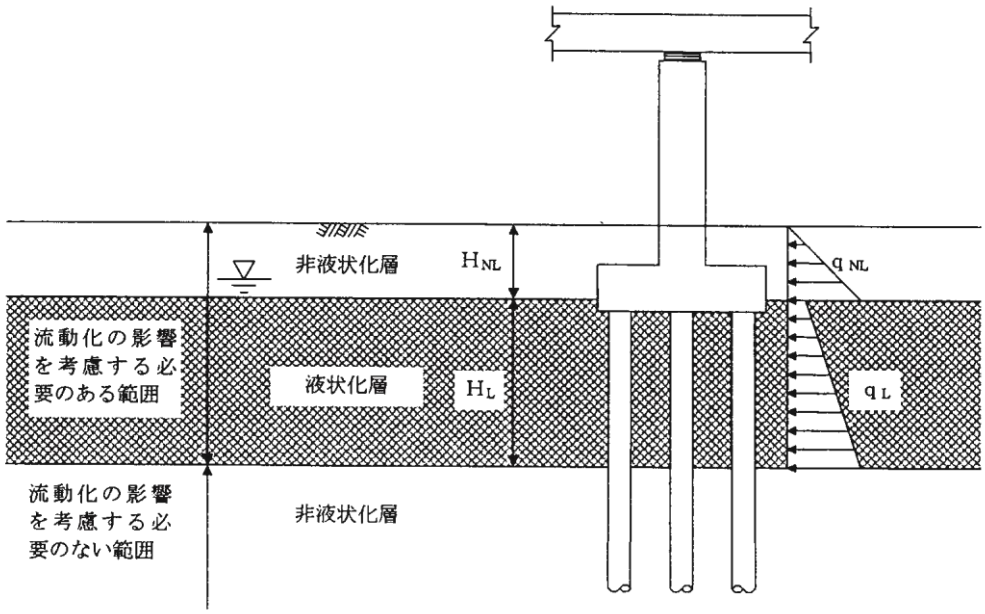


図 3－17　非液状化層の下に液状化層がある場合

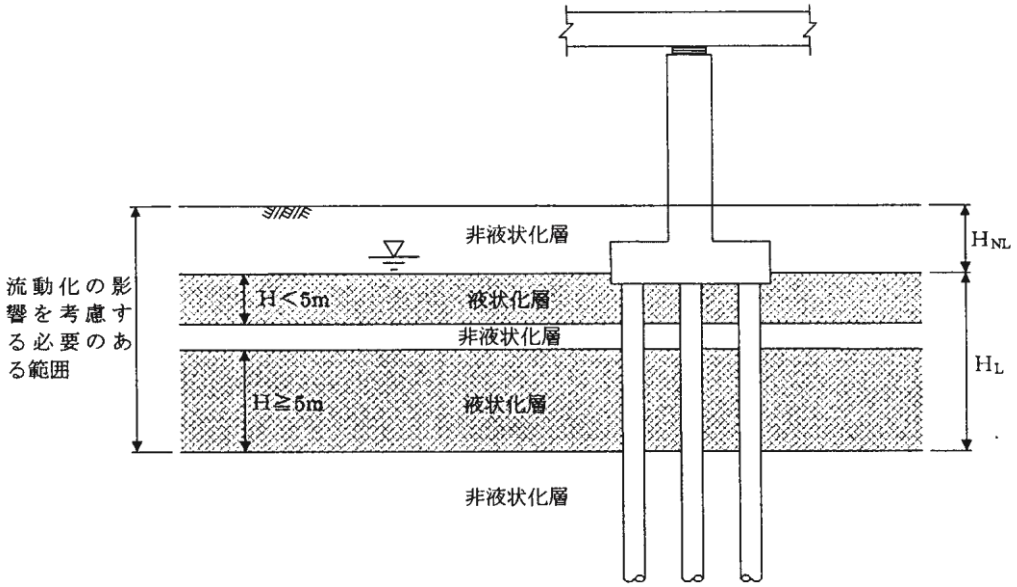


図 3－18　液状化層と非液状化層が互層状態の場合

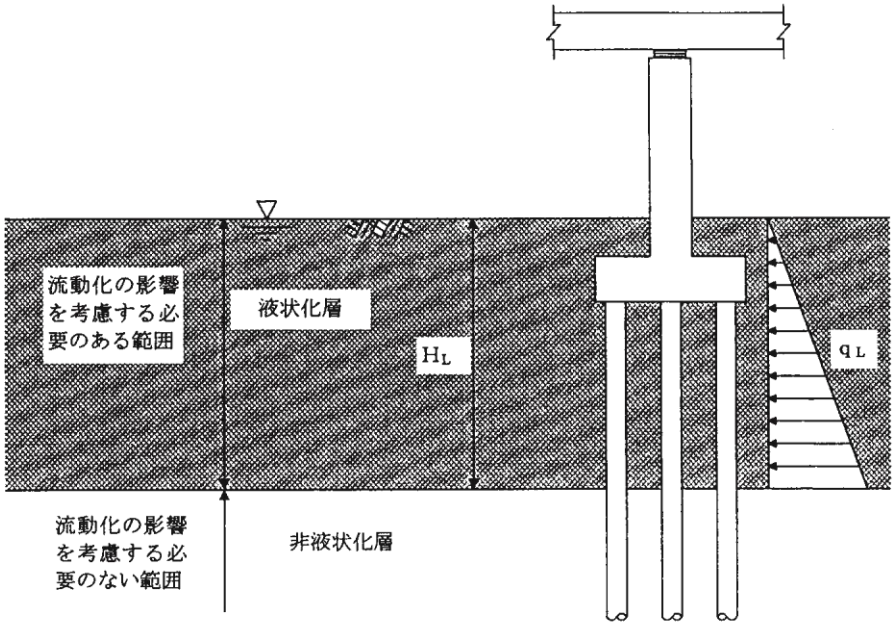


図 3－19　地表面まで液状化層がある場合

(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)　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。
(2)　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 又は耐震性能 3 の照査をおこなうものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.1＞

(1) 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。

(2) 目標とする橋の耐震性能は、設計地震動および橋の重要度に応じて、道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編 2.2 および本マニュアル第 2 章 1-1 の規定により定めること。

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。設計振動単位は橋の構造特性に応じて適切に定めなければならない。
(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各部材ごとに影響が最も大きくなる方向及びその直角方向に別々に作用させるものとする。
(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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.2.2＞

(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。

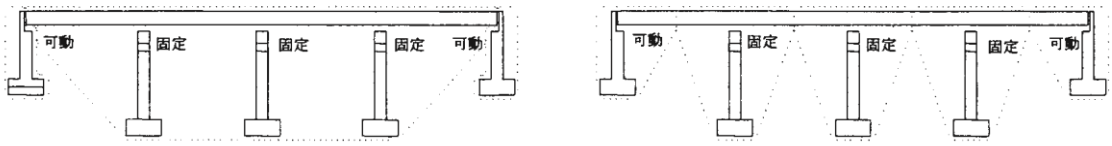
1）設計震度単位とは、地震時に同一の振動をするとみなし得る構造系であり、慣性力の作用方向に対して下部構造の頂部において上部構造を支持する支点が水平方向に固定されている場合には、それらを一体とした構造系が設計振動単位である。また、可動支承を有する下部構造の橋軸方向のように、下部構造の頂部において上部構造を支持する支点が水平方向に固定されていない場合には、その下部構造のみからなる構造系が設計振動単位となる。

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が１つの設計振動単位となる。設計振動単位は、慣性力の作用方向、橋の形式、支承の条件および橋脚間の固有周期特性に応じて、道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編表－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らない場合でも、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。

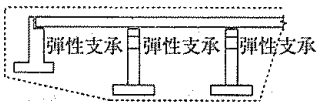
5）連続桁橋の橋軸直角方向の設計振動単位は、橋脚間の固有周期特性の違いにより設計振動単位の取扱い方を変えるものとする。すなわち、橋脚間の固有周期特性が大きく異ならない場合には、１基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなるものとみなしてもよい。ただし、橋脚間の固有周期特性が大きく異ならない場合とは、仮に１基の下部構造とそれが支持している上部構造に分割して、それぞれを振動単位とみなして求めた固有周期の最大値と最小値の比が 1.5 未満の場合をいうものとする。なお、ここでは設計振動単位の設定においては、橋脚間の固有周期の違いに着目するため、橋台との固有周期の違いは考慮しないが、慣性力の算出においては、橋台も慣性力を分担する条件の場合には、橋台を含む構造系を１つの設計振動単位としてもよい。

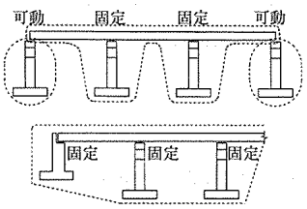
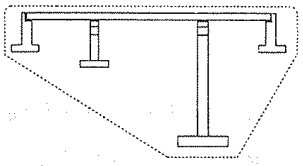
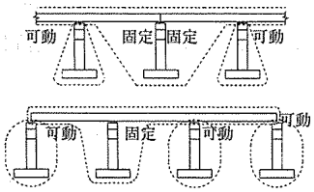
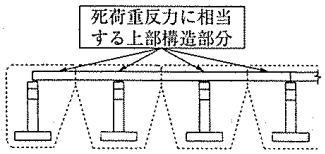
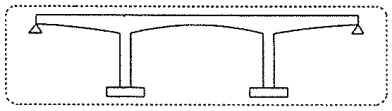
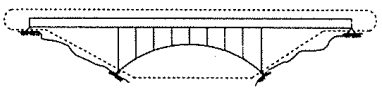
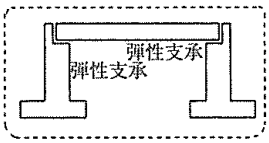


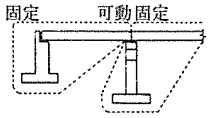
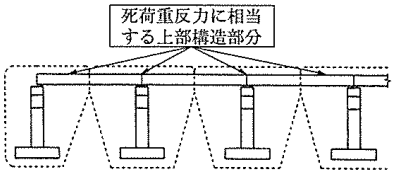
(a) 橋軸方向橋　　(b) 軸直角方向

図 3－20　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らない場合）

表 3−7　設計振動単位

<table>
<tr><th>橋の形式</th><th colspan="3">橋軸方向</th><th colspan="3">橋軸直角方向</th><th>設計振動単位</th></tr>
<tr><td rowspan="4">連続桁橋</td><td rowspan="3">橋軸方向の支承条件</td><td>地震時水平力分散構造の場合</td><td colspan="3"> 

（橋軸直角方向に固定条件の場合には，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定める）</td><td rowspan="2">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</td></tr>
<tr><td>多点固定の場合</td><td> 
</td><td>橋脚間の固有周期特性</td><td>大きく異なる</td><td>  </td></tr>
<tr><td>一点固定の場合</td><td> 
</td><td>大きく異ならない</td><td> 
</td><td>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</td></tr>
<tr><td colspan="2">ラーメン橋
アーチ橋</td><td colspan="3">   </td><td>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</td></tr>
<tr><td rowspan="2">単純桁橋</td><td rowspan="2">橋軸方向の支承条件</td><td>地震時水平力分散構造の場合</td><td colspan="3"> 

（橋軸直角方向に固定条件の場合には、以下による）</td><td rowspan="2">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</td></tr>
<tr><td>固定・可動条件を有する場合</td><td> 
</td><td colspan="3"> 
</td><td>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</td></tr>
</table>

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-解 6.2.1＞

(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。

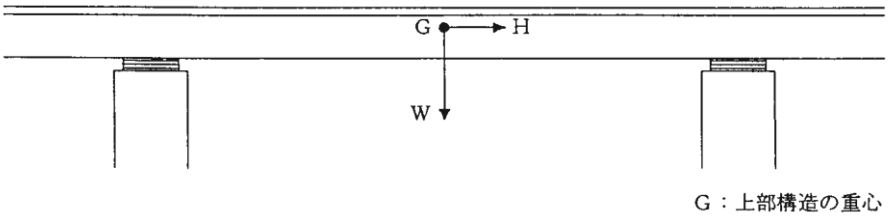
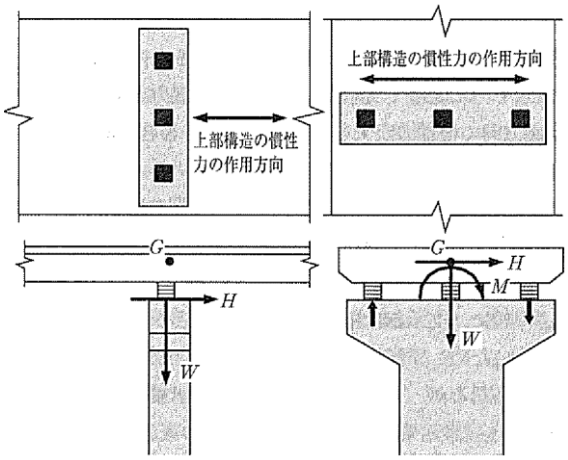


図 3－21　上部構造の慣性力の作用位置

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ことから、支承部において曲げモーメントが伝達されないため、下部構造の設計における上部構造の慣性力の作用位置は支承部の回転中心となるが、一般に橋の下部構造の耐震設計においては、支承部の高さの影響は比較的小さいため、設計の便宜上、支承の底面としてよい。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。



(a) 橋軸方向橋　　(b) 軸直角方向

図 3－22　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、および横変位拘束構造等を指し、これらを含めて回転拘束が生じない状態を想定している。したがって、当該条項を適用できるのは、ゴム支承を用いた橋台・橋脚上で、既述のような支承の回転拘束が生じていない場合に限られる。

また、曲線橋の場合は交角に応じて（交角が小さい場合)、斜橋と同様に扱うものとする。

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 固有周期の算定方法

(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、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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.2.3＞

(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 Ky を示し、橋脚の降伏耐力 Py と降伏変位 δy の比（Ky＝Py／δy）により算出するものとする。

$EIy = \alpha y EI$

$\alpha y = Ky / K$　　$K = Pc / \delta c$　　$Ky = Py / \delta y$

EIy：降伏時の曲げ剛性

EI　：弾性時の曲げ剛性

αy：降伏時の剛性低下率

K　：橋脚の曲げ変形による弾性剛性

Ky　：橋脚の曲げ変形による降伏時の割線剛性

Pc、δc：鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ時の耐力と水平変位

Py、δy：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する。なお、軟岩、硬岩に直接基礎が設置されている場合には、一般に固有周期の算出には基礎と地盤の変形の影響はほとんどないため、これを無視してよい。

4）地盤の動的変形係数 E_D の算定に必要となる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弾性支承は、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 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 項の解説文に示される式（解 6.2.7）～式（解 6.2.9）を参考に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。

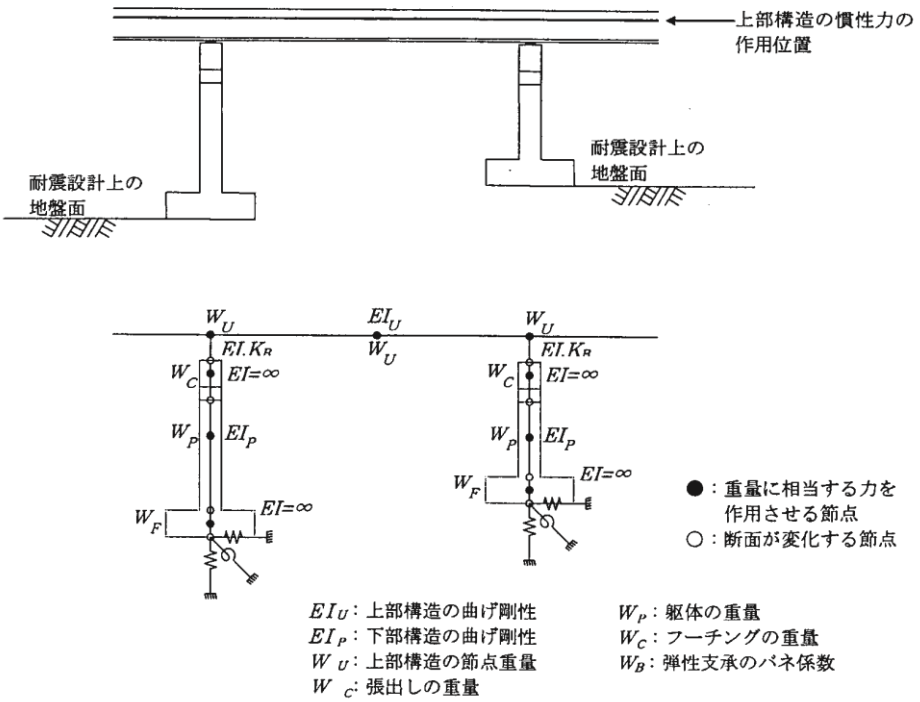


図３－23　設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合の振動モデル

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ばね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。鋼非合成鈑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。

ヌ）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。

ル）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
弾性支承	ば　ね	ば　ね	拘　束	拘　束	自　由	自　由
免震支承	ば　ね	ば　ね	拘　束	拘　束	自　由	自　由

ヲ）弾性支承等の剛性を利用して慣性力の分散を図る場合には、積層ゴム支承のように変形によって剛性の変化しない支承では、その剛性をばね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。

ワ）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。

イ）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。

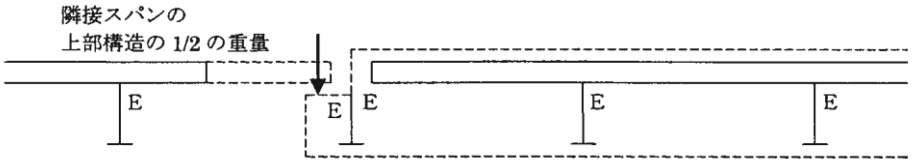


図 3－24　連続桁が複数連続する場合のモデル化（水平力分散支承の橋軸方向）

ロ）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。

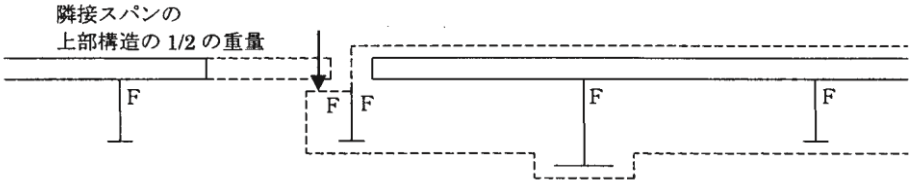


図 3－25　連続桁が複数連続する場合のモデル化
（固有周期の大きく異なる場合の橋軸直角方向）

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 9.6 項によるものとするが、その基準値は道路橋示方書Ⅴ. 耐震設計編 6.2.3 項に示される式（解 6.2.1）～（解 6.2.5）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 とし、軟岩では 0.4、硬岩では 0.3 としてよい。

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 慣性力の算出方法

(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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.3.2＞

(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。

１）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。なお、ゴムのせん断変形で水平方向の変位に追随させる支承を可動支承として用いる場合には、ゴム支承の水平変位に伴う水平力を考慮する方がよいため、固定支承と可動支承により支持される単純橋の場合にも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として取り扱うのがよい。

$H = R_d \cdot f$

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）

(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。

$Fd = kh \cdot F / kh.unit$

ここに、Fd　：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方の下部構造の重量に kh.unit の水平震度を乗じることにより算出した水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合に生じる断面力（kN もしくは kN・m）

kh.unit：断面力Ｆの算出の際の水平震度（＝1.0）

1）設計振動単位が複数の下部構造とそれが支持している上部構造からなる場合において、支承条件および橋脚間の剛性の相違により、設計計算上、橋脚の慣性力の分担が極端に小さくなることが想定され、その結果として耐力の極端に小さな橋脚が設計される場合も生じる。このような場合、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性に十分配慮する必要がある。

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。

$K_h = c_z \cdot k_{h0}$（≧0.10）

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

c_z　：レベル 1 地震動の地域別補正係数

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。

(3)　土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、下部構造位置における地盤種別に応じて算出される設計水平震度を用いなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.3.3＞

(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 0.10 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}≧0.16	0.1≦T≦1.1 $k_{h0}=0.20$	1.1＜T $k_{h0}=0.213 \cdot T^{-2/3}$
Ⅱ　種	T＜0.2 $k_{h0}=0.427 \cdot T^{1/3}$ ただし、k_{h0}≧0.20	0.2≦T≦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}≧0.24	0.34≦T≦1.5 $k_{h0}=0.30$	1.5＜T $k_{h0}=0.393 \cdot T^{-2/3}$

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-6.3.1＞

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（khg0)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フーチング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 3 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。よって、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とし、複数の地盤種別のうち最も大きな設計水平震度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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.3.4＞

(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を満たす各部材の限界状態組み合せ			耐震性能の観点		主な照査項目
			照査において支配的となる観点		
上部構造	本体	力学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	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	弾性支承	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	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	応力度＜許容応力度
基礎		基礎の力学的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的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	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、適切な靭性を確保し、エネルギー吸収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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.4.1＞

(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、固有周期の長い橋やラーメン構造等のように複数の箇所に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。

地震時保有水平耐力法は、エネルギー一定則が適用可能な一般的なけた橋の橋脚のように１自由度系モデルとみなることができる橋脚に適用するものとする（図３－7）

この１自由度系モデルの場合、柱基部に塑性ヒンジを発生させエネルギー吸収することにより、地震力低減を図ることが可能になる。しかし、高橋脚のように上部構造重量に比べて橋脚の躯体重量の影響が大きい橋梁では、振動モードが橋脚上端から下端まで大きく変化するため、１自由度系モデルと見なすことができない（図３－8)。

エネルギー一定則とは、弾塑性応答と弾性応答の両者のエネルギーがほぼ同量となる考え方に基づく近似的解析法である。すなわち、橋脚が降伏せずに弾性変形すると仮定した弾性応答を、等価な面積に換算する方法によって、塑性ヒンジ化した橋脚の弾塑性応答に変換するものである（図３－9)。

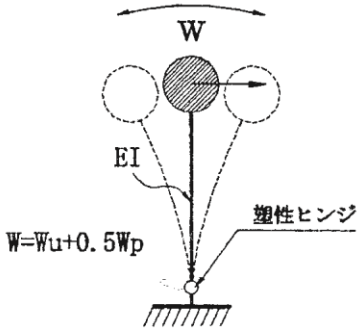


図 3－7　自由度系モデル

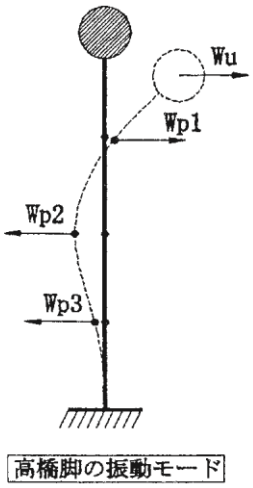


図 3－8　高橋脚のモデル

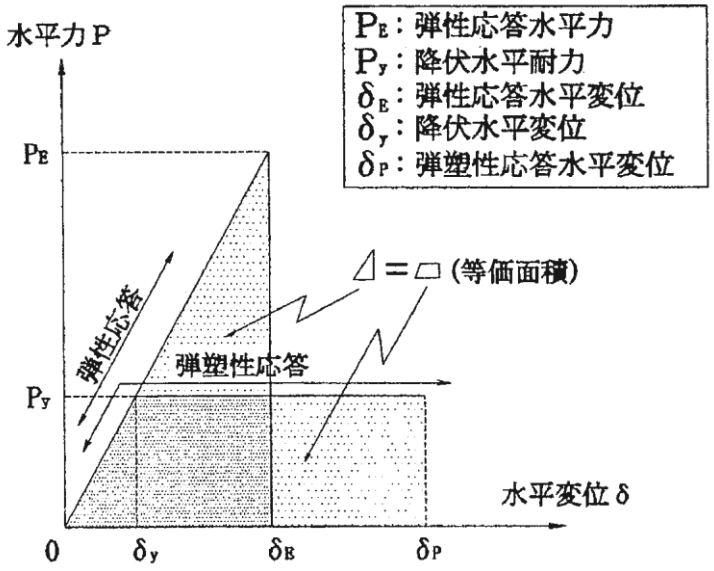


図 3－9　エネルギー一定則

(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。

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生じ、その塑性化によって構造系内で断面力の再配分が生じる場合、この影響を適切に考慮することが必要であるため、設計振動単位を分割せずに橋全体をモデル化することが必要である。

２）地震時保有水平耐力法により耐震性能の照査をおこなうにあたり、設計振動単位を分割せずに橋全

体をモデル化し、非線形静的解析（プッシュオーバー解析）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。

イ）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。

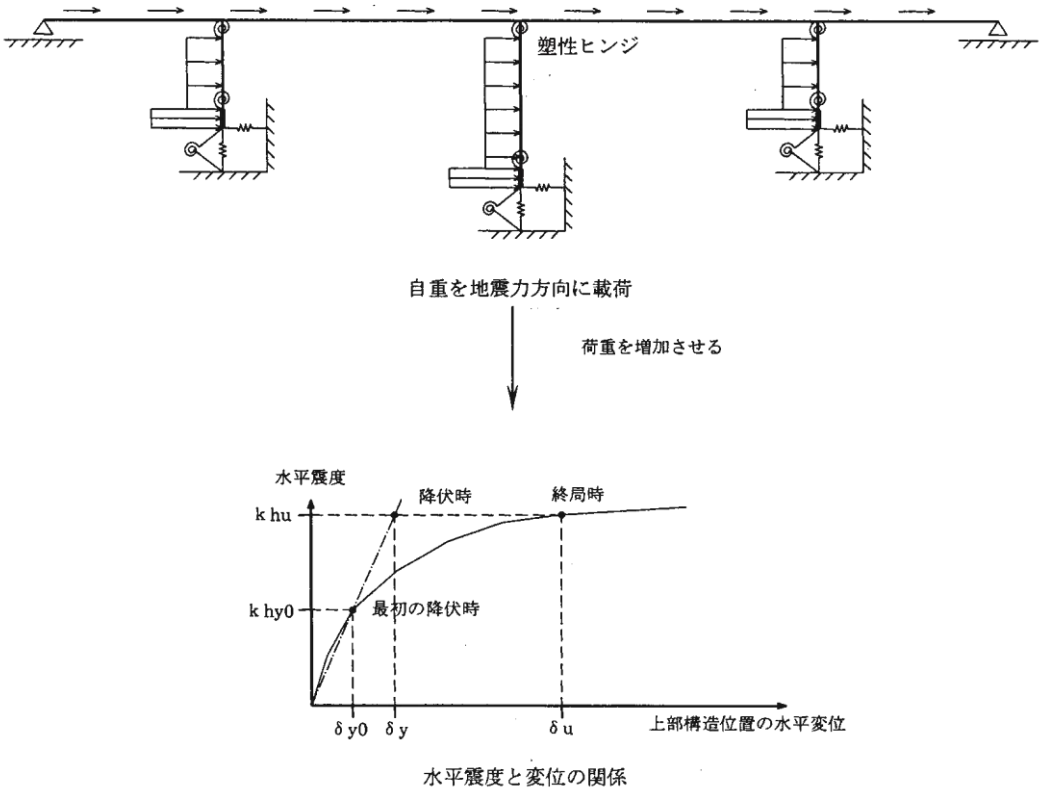


図 3－27 ラーメン橋の非線形静的解析（プッシュオーバー解析）の概念

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、水平変位に伴な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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.4.2＞

(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（kN）

R_d　：死荷重による鉛直反力（kN）

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

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

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

c_s ：構造物特性補正係数

c_{Iz} ：地域別補正係数

k_{hc0}：レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

ただし、設計水平震度の標準値 k_{hc0} に地域別補正係数 c_{Iz} を乗じた値が 0.40 を下回る場合には設計水平震度は 0.40 に構造物特性補正係数 c_s を乗じた値とする。また、設計水平震度が 0.40 に地域別補正係数 c_{Iz} を乗じた値を下回る場合には設計水平震度は 0.40 に地域別補正係数 c_{Iz} を乗じた値とする。

2）レベル 2 地震動（タイプⅡ）の設計水平震度

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

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_{IIz} ：地域別補正係数

k_{hc0}：レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値

ただし、レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値 k_{hc0} に地域別補正係数 c_{IIz} を乗じた値が 0.60 を下回る場合には設計水平震度は 0.60 に構造物特性補正係数 c_s を乗じた値とする。また、設計水平震度が 0.40 に地域別補正係数 c_{IIz} を乗じた値を下回る場合には設計水平震度は 0.40 に地域別補正係数 c_{IIz} 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。

(3)　土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、下部構造位置における地盤種別に応じて算出される設計水平震度を用いなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.4.3＞

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

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

地盤種別	固有周期 T(s)に対する k_{hc0} の値		
Ⅰ　種	$T<0.16$ $k_{hc0}=2.58 \cdot T^{1/3}$	$0.16 \leqq T \leqq 0.6$ $k_{hc0}=1.40$	$0.6<T$ $k_{h0}=0.996 \cdot T^{-2/3}$
Ⅱ　種	$T<0.22$ $k_{hc0}=2.15 \cdot T^{1/3}$	$0.22 \leqq T \leqq 0.9$ $k_{hc0}=1.30$	$0.9<T$ $k_{h0}=1.21 \cdot T^{-2/3}$
Ⅲ　種	$T<0.34$ $k_{hc0}=1.72 \cdot T^{1/3}$	$0.34 \leqq T \leqq 1.4$ $k_{hc0}=1.20$	$1.4<T$ $k_{h0}=1.50 \cdot T^{-2/3}$

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-6.4.1＞

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≦T≦0.7 $k_{hc0}=2.0$	0.7＜T $k_{h0}=1.24\cdot T^{-4/3}$
Ⅱ　種	T＜0.4 $k_{hc0}=3.22\cdot T^{2/3}$	0.4≦T≦1.2 $k_{hc0}=1.75$	1.2＜T $k_{h0}=2.23\cdot T^{-4/3}$
Ⅲ　種	T＜0.5 $k_{hc0}=2.38\cdot T^{2/3}$	0.5≦T≦1.5 $k_{hc0}=1.50$	1.5＜T $k_{h0}=2.57\cdot T^{-4/3}$

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-6.4.2＞

1）レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値に地域別補正係数を乗じた値の下限値をタイプⅠで 0.40、タイプⅡで 0.60 としたのは、設計水平震度が長周期領域においても地盤面における水平震度を下回らないことおよび長周期領域においても中間周期領域における設計水平震度を大きく下回らないようにすることを意図したものである。

2）構造物特性補正係数を考慮した設計水平震度の下限値を 0.40 に地域別補正係数を乗じた値としたのは、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_{Iz}、c_{IIz} は、本編第 3 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土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、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。

$k_{hgL}=c_z\cdot k_{hgL0}$

ここに、k_{hgL}　：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　：地域別補正係数で、本編第 3 章 3-2 に示すとおりである。

k_{hgL0}　：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_{hgL0}）

地震動タイプ	地盤種別		
	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
タイプⅠ	0.50	0.45	0.40
タイプⅡ	0.80	0.70	0.60

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。

完全弾塑性型の抵抗特性を有する 1 自由度振動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

μ_a　：完全弾塑性型の抵抗特性を有する構造系の許容塑性率

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

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

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

5－4－4 耐震性能２の照査

(1)　耐震性能２の照査は、当該部材に設定した限界状態を超えていないことを照査することにより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するため、塑性化を考慮する部材と塑性化させない部材を明確に区分するものとし、地震時においては、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として定める。

(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の部材を対象として、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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6.4.5＞

(1) 耐震性能２の照査をおこなう場合、一般的なけた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			耐震設計上の観点		主な照査項目
			照査において支配的となる観点		
上部構造	遊　間	損傷が生じない限界の状態	耐震設計上の修復性	耐震設計上の供用性	上部構造端部の遊間の設計値＜上部工端部の遊間
支承部	弾　性支　承	安定した力学的特性を示す限界の状態	耐震設計上の修復性	耐震設計上の供用性 耐震設計上の安全性	せん断ひずみ＜許容せん断ひずみ 断面力＜耐力
	鋼　製支　承	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態			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	設計水平地震力＜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Paが当該橋脚が支持している上部構造部分の重量Wuと橋脚重量Wp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khc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。

$khc \cdot W \leqq Pa$

ここに、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）

Pa ：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Pa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。

$\delta_R \leqq \delta_{Ra}$

ここに、δ_R ：橋脚の残留変位（㎜）

δ_{Ra} ：橋脚の許容残留変位（㎜）

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khc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khu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μrTを算出し、残留変位δR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。

$\mu_{rT} = 1／2\{(c2_z \cdot k_{hc0}／k_{hu})^2 + 1\}$

ここに、μ_{rT} ：橋全体系の最大応答塑性率

$c2_z$ ：地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて c_{Iz} 又は c_{IIz} を用いる。

k_{hc0} ：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形域において靭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（δp）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（δy）の比が応答塑性率（μ）である。

応答塑性率（μ）＝δy／δp

８）道路橋示方書においては、鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能２の照査は、力を指標としておこなうことを基本としているが、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚においては、変位を指標としてその照査をおこなうことも可能であり、変位を指標とした場合の照査式は下式のように表される。

$\mu_r \leqq \mu_a$

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（道示Ⅴ10.6）。

イ）塑性ヒンジは柱上下端およびはり両端部の複数箇所に発生する。

ロ）塑性ヒンジでの曲げモーメントの曲率関係は軸力に応じて変化する。

ハ）耐震性能２に対する限界状態は、複数箇所に形成される塑性ヒンジがすべて道路橋示方書Ⅴ．10.3(7)に規定される耐震性能２に対する限界状態に達するときとする。

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に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。

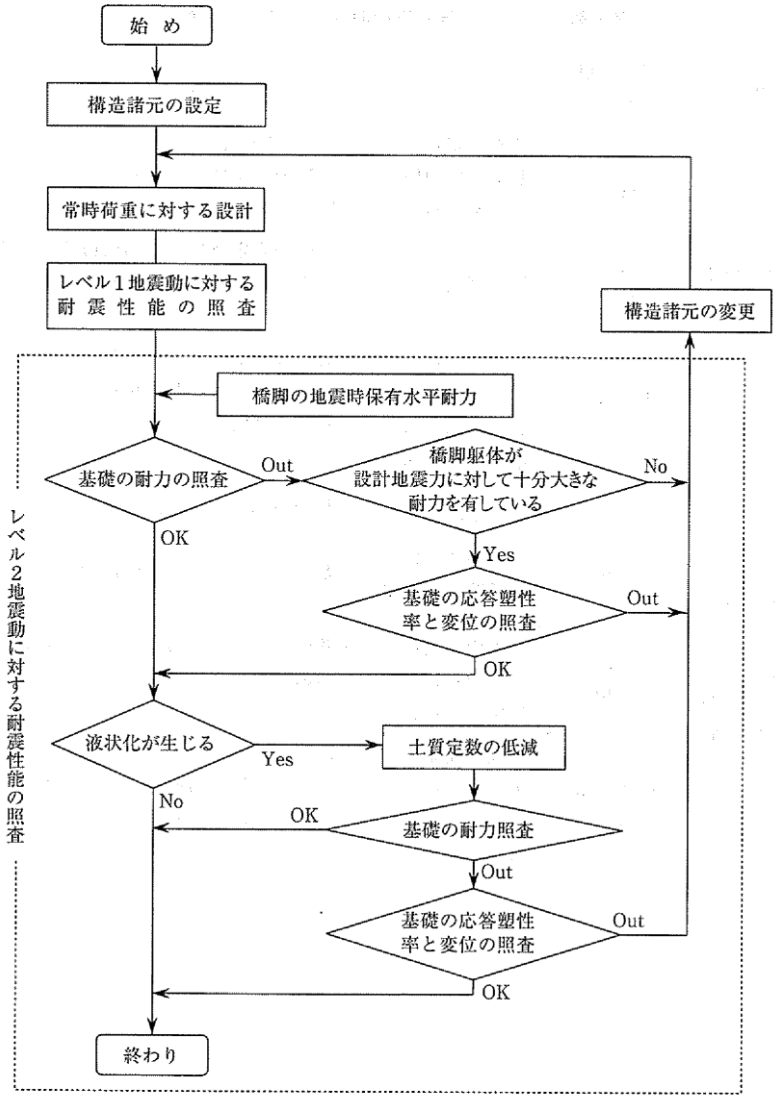


図 3－28　レベル 2 地震動に対する橋脚基礎構造物の照査手順

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。

イ）全ての杭において杭体が降伏する。

ロ）一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。

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。

$Pa\geqq 1.5\cdot khc\cdot W$

ここに、Pa ：基礎が支持する橋脚の地震時保有水平耐力（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。

イ）許容塑性率の目安：$\mu a=4$

ただし、場所打ち杭基礎の軸方向鉄筋にSD390やSD490の鉄筋を用いる場合には、許容塑性率は2を目安とする。一方、斜杭の場合には、許容塑性率は3を目安とする。

ロ）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著しく困難とならないと判断される橋（例えば、両端に橋台を有する橋長が25m以下の単径間の橋）に対しては、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。

なお、橋台の壁、パラペット及びフーチングについては、レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査を満たせば、橋台基礎がレベル 2 地震動に対する照査の対象であるか否かに関わらず、レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査を省略してよい。ただし、背面土がない特殊な形式や橋台背面土に軽量盛土を用いた場合には、橋脚と同じような振動特性を示す場合もあるため、橋脚と同様の照査を行うこと。

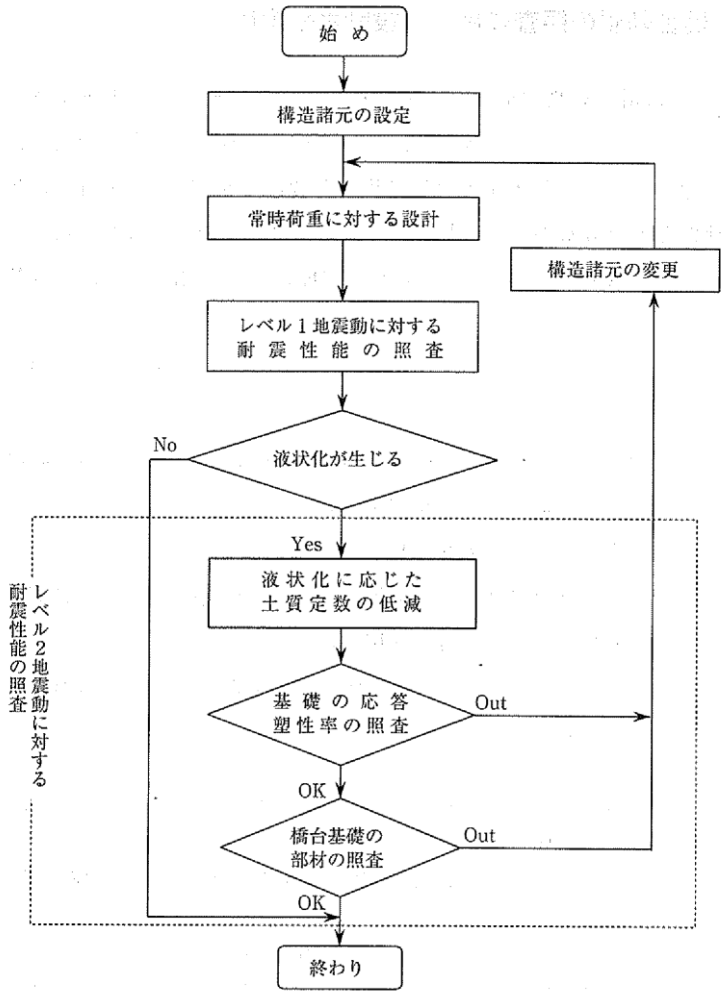


図 3－29　レベル 2 地震動に対する橋台基礎構造物の照査手順

1）橋台基礎の照査に用いる設計水平震度は、次式により算出するものとする。

$k_{hA}=c_A \cdot c_{2z} \cdot k_{hg0}$

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）

c_{2z} ：地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて c_{Iz} 又は c_{IIz} を用いる。

k_{hg0}：レベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値

2）橋台基礎の耐震性能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。

イ）許容塑性率の目安：$\mu a=3$

ただし、軸方向鉄筋にSD390又はSD490の鉄筋を使用する場合の場所打ち杭基礎については、各杭体の変位量が大きくなることを考慮して塑性化を許容しないのがよい。一方、斜杭の場合には、許容塑性率は2を目安とする。

(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や幅員に比較して固定支間長の距離が長い橋等が橋軸直角方向に地震力を受ける場合など、地震の影響を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）上部構造に塑性化を考慮しない場合には、鋼上部構造に対しては割増し係数1.7を考慮した許容応力度法を用いて道路橋示方書Ⅱ.鋼橋編の照査法に準じて、又、コンクリート上部構造に対しては道路橋示方書Ⅲ.コンクリート橋編4章に規定される設計荷重時の照査に基づいて、それぞれ照査を行うものとする。

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、鉄筋量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、上部構造の限界状態を地震後に当面の供用性を確保できる限界の状態と設定した場合には、レベル2地震動に対する主桁の許容曲率は表3-17に示す値を目安に設定してもよい。

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	応答曲げモーメントに対する引張縁側に、緊張した PC 鋼材を配置していない場合
橋　軸　方　向	PC 鋼材が弾性限界に達する曲率	最外縁鉄筋が降伏点に達する曲率 ただし、主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重作用時の圧縮縁応力度が 2N/mm2 以上の場合は、最外縁鉄筋の引張ひずみが 0.005 に達する曲率
橋軸直角方向	ウェブ最外縁鉄筋が降伏または PC 鋼材が弾性限界に達する曲率のいずれか小さい方	

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-14.3.1＞

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プレストレストコンクリート箱桁に比べて大きい場合などは、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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　5.6、7.1＞

(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固動モードの形状が静的照査法で考慮する1次の固有振動モードの形状と著しく異なる場合。

2）橋の応答に主たる影響を与える固有振動モードが2種類以上ある場合。

3）レベル2地震動に対する耐震性能の照査において、塑性化が複数箇所に生じる可能性がある場合、または、複雑な構造で塑性化がどこに生じるかはっきりしない場合。

4）レベル2地震動に対する耐震性能の照査において、構造部材や橋全体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　地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法

橋の動的特性 ＼ 照査をする耐震性能	地震時の挙動が複雑ではない橋	塑性化やエネルギー吸収を複数箇所に考慮する橋または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の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
			高次モードの影響が懸念される橋	塑性ヒンジが形成される箇所がはっきりしない橋、又は複雑な振動挙動をする橋
耐震性能1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能2 耐震性能3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋の例	・固定支承と可動支承により支持される桁橋（曲線橋を除く） ・両端橋台の単純桁橋（免震橋を除く）	・弾性支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋（両端橋台の単純橋を除く） ・免震橋 ・ラーメン橋 ・鋼製橋脚に支持される橋	・固有周期の長い橋 ・橋脚高さが高い橋	・斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋 ・アーチ橋 ・トラス橋 ・曲線橋

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-解5.6.1＞

(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、卓越する固有振動モードのモード形状を考慮して静的な地震力に置き換え、これ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、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って耐震性能の照査をおこなってもよい。

6－2 動的解析に用いる地震動

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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　7.2＞

(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	記録場所
タイプⅠ	Ⅰ種地盤	平成 15 年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上 EW 成分
		平成 23 年東北地方太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上　EW 成分
			新晩翠橋周辺地盤上　NS 成分
	Ⅱ種地盤	平成 15 年十勝沖地震	直別観測点地盤上　EW 成分
		平成 23 年東北地方太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上 EW 成分
			阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS 成分
	Ⅲ種地盤	平成 15 年十勝沖地震	大樹町生花観測点地盤上　EW 成分
		平成 23 年東北地方太平洋沖地震	山崎震動観測所地盤上　NS 成分
			土浦出張所構内地盤上　EW 成分
タイプⅡ	Ⅰ種地盤	平成 7 年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上
			猪名川架橋予定地地盤上
	Ⅱ種地盤		ＪＲ西日本鷹取駅地盤上
			大阪ガス供給所地盤上
	Ⅲ種地盤		東神戸大橋地盤上
			ポートアイランド内地盤上

6－3 解析方法及び解析モデル

(1)　レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査では、弾性域における橋の動的特性を評価できる解析方法を用いる。

(2)　レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査では、必要に応じて塑性化を考慮する部材の非線形の効果を含めた橋の動的特性を評価できる解析方法を用いる。

(3)　解析モデルの設定にあたっては、対象部材の破壊形態を確認し、適切な解析モデルを作成するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　7.3＞

(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、橋全体系の地震時の挙動を表す解析モデルを作るためには、構造物の形状を表現するために必要な節点と構造要素、慣性力の作用を考慮するために必要な構造物の質量分布、力学的特性を求める際に必要な構造要素の断面特性（断面積、断面二次モーメントなど)、部材に発生する断面力と変形の関係を表現するための非線形履歴モデル、対象とする構造物の境界条件（例えば、隣接橋や地盤との境界部分のモデル化）等が必要となる。各々についての基本的な考え方は、道示Ⅴ7.3.2 解説を参考にするのがよい。

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、鉄筋コンクリート橋脚及びコンクリートを充てんした鋼製橋脚では 0.02、コンクリートを充てんしない鋼製橋脚では 0.01 としている。その他の構造部材については、表 3－20 を目安としてよい。

表 3－20　各構造要素の減衰定数の標準値

<table>
<tr><td rowspan="2">構造部材</td><td colspan="2">線形部材としてモデル化する場合</td><td colspan="2">非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合</td></tr>
<tr><td>鋼構造</td><td>コンクリート構造</td><td>鋼構造</td><td>コンクリート構造</td></tr>
<tr><td>上部構造</td><td>0.02
(ケーブル:0.01)</td><td>0.03</td><td colspan="2">――</td></tr>
<tr><td>弾性支承</td><td colspan="2">0.03　(使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数)</td><td colspan="2">――</td></tr>
<tr><td>免震支承</td><td colspan="2">有効設計変位に対する等価減衰定数</td><td colspan="2">0</td></tr>
<tr><td>橋　　脚</td><td>0.03</td><td>0.05</td><td>0.01：コンクリートを充てんしない場合
0.02：コンクリートを充てんする場合</td><td>0.02</td></tr>
<tr><td>基　　礎</td><td colspan="2">0.1：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎
0.2：上記以外の条件の基礎</td><td colspan="2">――</td></tr>
</table>

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　表-解 7.3.1＞

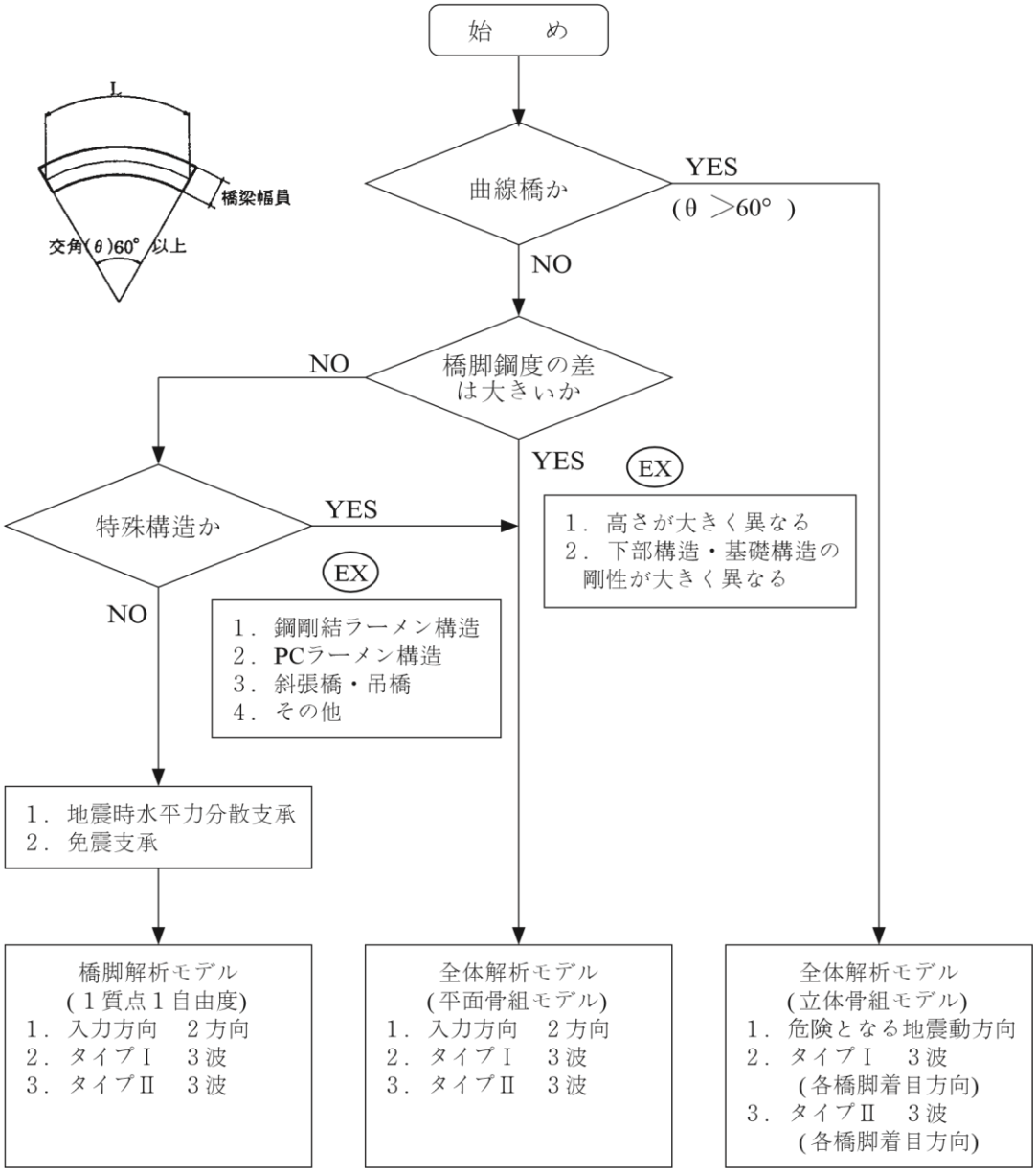


図 3－30　橋梁のモデル区分

1）動的解析の実施にあたって、部材のモデル化は道示Ⅴ7.3.2 解説を参考に、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、α＝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 ED 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 又は耐震性能 3 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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　7.4＞

(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）上部構造に塑性化を考慮する場合においては、動的解析による応答値が、道示Ⅴ14.2.1 又は 14.3.1 に規定される塑性域での耐力および許容変形量以下となることを照査する。

ロ）上部構造に塑性化を考慮しない場合においては、動的解析による応答値を用いて、鋼上部工に対しては割増係数 1.7 を考慮した許容応力度、コンクリート橋に対しては設計荷重時の照査に基づいて照査する。

ハ）桁遊間に対する照査：桁端遊間が、動的解析による最大相対変位に遊間余裕量（一般に 15㎜）を加味した値以上であることを照査する。

4）支承部

イ）支承本体および取付部材に生じる応答断面力が当該部材の耐力以下となっていることを照査する。

5）橋全体としての耐震性

イ）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。

$Pa \geqq 0.4 \cdot c2_z \cdot W$

ここに、Ｐａ　：橋脚の地震時保有水平耐力（N）

$c2_z$　：レベル２地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて

c_{Iz}又はc_{IIz}を用いる。

Ｗ　：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量（N）

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。

(2) 目標とする橋の耐震性能は、設計地震動および橋の重要度に応じて、道示Ⅴ2.2および本マニュアル第２章 1-1 の規定により定めること。

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らない場合。
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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　9章＞

(1) 道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編には、下記のような条件の場合に免震設計が好ましくないと既述されている。

1）基礎周辺の地盤が土質定数を耐震設計上零にする土層を有する場合、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）活荷重及び衝撃を除く主荷重により、ゴム製の支承本体に引張力が生じ、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、構造系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目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、その後に1基の下部構造のそれが支持する上部構造部分を対象として、レベル2地震動に対する耐震性能の照査を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。

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

ここに、P_{ui} ：i橋脚の破壊形態判定時の終局水平耐力
M_{uui} ：橋脚上端の終局曲げモーメント
M_{uli} ：橋脚下端の終局曲げモーメント
h_{si} ：上下端塑性ヒンジの弾塑性回転バネ間距離

(3) ラーメン橋の橋軸方向地震力作用時の終局点は、全橋脚の上下端の塑性ヒンジのうちいずれか1つが終局に達した時点と定義しているが、この理由は下記のとおりである。

1）道路橋示方書Ⅴ.耐震設計編にはラーメン橋脚の終局の定義が示されているが、ラーメン橋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橋の終局点とすることとした。

第４編　鋼　　橋

第１章　設計一般　…… 4－ 1
第２章　鉄筋コンクリート床版　…… 4－ 9
第３章　プレートガーダー一般　…… 4－19
第４章　Ｉげた橋　…… 4－35
第５章　箱げた橋　…… 4－47

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、JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の使用を基本とするものとし、耐候性鋼材の使用が困難な場合には、普通鋼材である JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材および JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材を使用する。ただし、溶接をおこなう普通鋼材は、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、発生応力度および板厚を考慮し、低強度のものを使用するものとする。

(4) 耐候性鋼材を使用した鋼箱桁橋の内部部材については、一般鋼材を使用することを原則とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編 1.6＞

(1) 普通鋼材の場合、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のないことを確認したうえで SS400 材を使用することができる。

(3) 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、主げ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。したがって、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（SM490 材）とする。

2）SMA570 材（SM570 材）は、少数主げた橋、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ものとする。

3）床組は、SMA400 材（SM400 材）・SMA490 材（SM490 材）を使用することを原則とする。

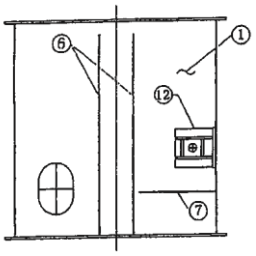
4）補剛材・対傾構およびその他の部材は、SMA400 材（SM400 材）を使用することを原則とする。

(4) 耐候性鋼材を使用した箱桁（鋼床版箱桁を含む。以下同じ。）内のリブ、ダイヤフラム等（以下「内部部材」という。）については、次のことなどから、耐候性鋼材に替えてより安価な一般鋼材を使用することが可能であることから、一般鋼材の使用を原則とした。

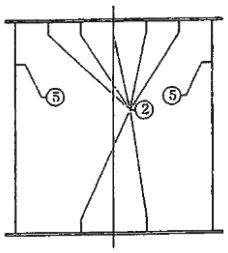
① 1－2－4 に示すとおり、箱桁の内面は塗装を施すこととなるため、これにより、内部鋼材は腐食に対する対策がなされていること。

② 内部鋼材に一般鋼材を使用したとしても、溶接、塗装等の製作工程に技術的な問題がないこと。

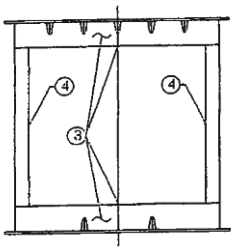
A）ダイヤフラム部



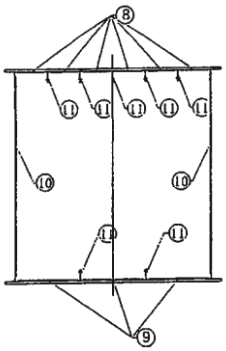
B）中　間　部



C）横リブ・垂直補剛材部



D）添　接　部



① ダイヤフラム
② 縦リブ
③ 横リブ
④ 垂直補剛材
⑤ 水平補剛材
⑥ 支点上補剛材
⑦ 横桁裏補強材
⑧ 主桁上フランジ添接板（桁内）
⑨ 主桁下フランジ添接板（桁内）
⑩ 主桁ウェブ添接板（桁内）
⑪ 縦リブ添接板
⑫ 落橋防止装置ブラケット（桁内）

桁内・桁端に一般鋼材仕様…（　）付材料を一般鋼材にする。

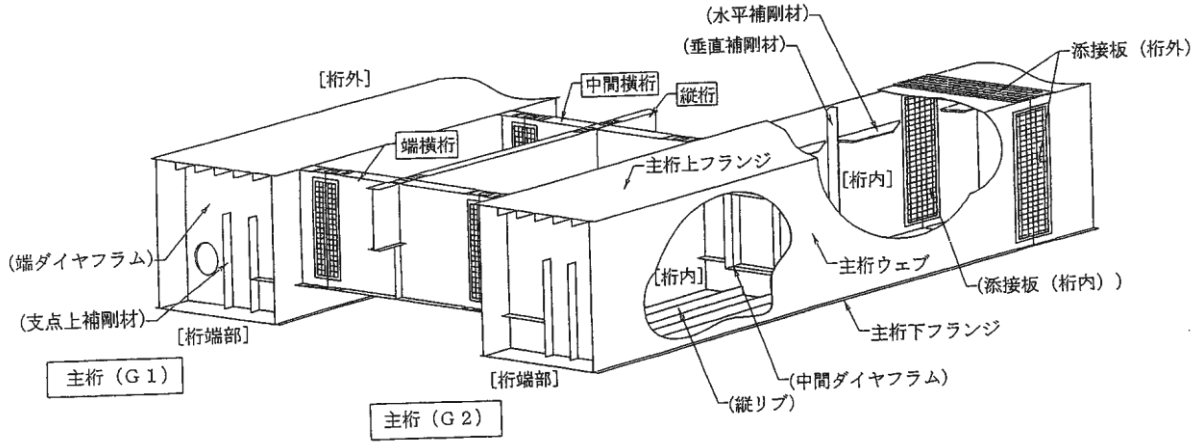


図 4－a　耐候性鋼材を使用した箱桁内部において一般鋼材を使用する部材（参考例）

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)　鋼床版において閉断面縦リブを使用する場合、大型自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下においては、デッキプレートの板厚は 16mm 以上とすることを標準とする。
(4)　形鋼については、市場性を考慮の上、採用するものとする。
(5)　箱桁内面の補剛材は一般鋼材とし、D－5 塗装系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）による塗装を施すものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　1.6、9.4.5＞

(1) 橋梁の合理化･コスト縮減等から､部材の厚板化が必要な場合には 100mm まで使用できるものとする。また、板厚が 8mm 未満の鋼材については、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編（平成 24 年 3 月）4.1.4 および 9.4.5 の規定によるものとする。

(2) 板厚が 40mm を超える場合は､許容応力度の低減を考慮する必要のない降伏点一定鋼を使用することにより重量の低減が図られ、YP 一定エキストラによる鋼材費の増分を考慮しても、コストが低減されることになる。なお、使用にあたっては鋼材の名称（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) 既設橋の鋼床版において、デッキプレート内を貫通した疲労亀裂による損傷事例があり、その大半が最小板厚 12mm のデッキプレートにおいて報告されていることから、H24 道示Ⅱ9.4.5 が改訂されたことを反映したものである。

(4) 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。

(5) 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-5 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－5塗装系を原則とする。
(2)　箱桁の内面塗装はD－5塗装系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）を原則とする。

＜鋼道路橋防食便覧(H26.4)　第Ⅱ編 2.2.4＞

(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－5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－5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4章　4-3　形式の選定(5)」解説に示した地域とする。
(2)　無塗装耐候性鋼材を採用した橋梁では、保護性さび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－5系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）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5.2.1」を基本とした。

(2) 無塗装耐候性鋼材を採用した橋梁では、保護性さび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10㎜～20㎜の隙間を空ける。

２）Ｉげた外げた補剛材のスカーラップはR＝50㎜とするものとする。

３）下部工橋座面は1～3%程度の排水勾配を設け、支承の大きさに応じて勾配を検討する。

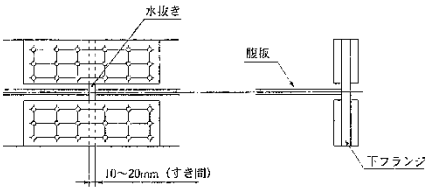


図4－1　下フランジの連結部

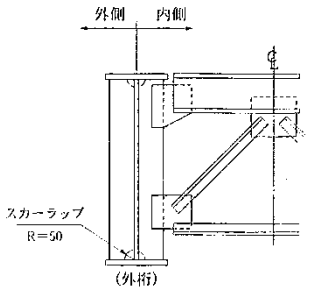


図4－2　外けた補剛材のスカーラップ

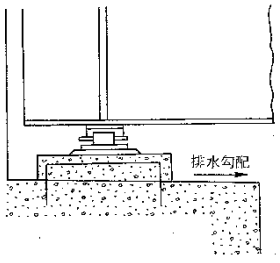


図4－2－1　下部工橋座面の排水勾配

(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－5系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）を採用する。

1－3 斜橋

斜角は原則として 60° 以上とするが、構造性上からは、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 4－2－2 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。

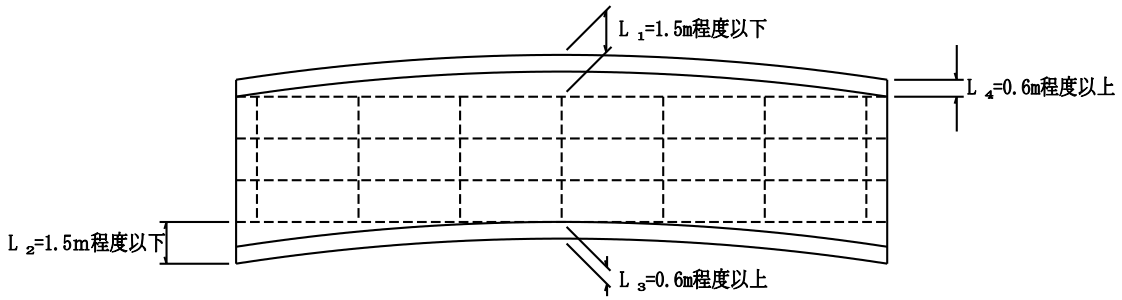


図 4－2－2　曲線橋における床版張出し長（車道部）

(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 4－2－3 のとおりとする。

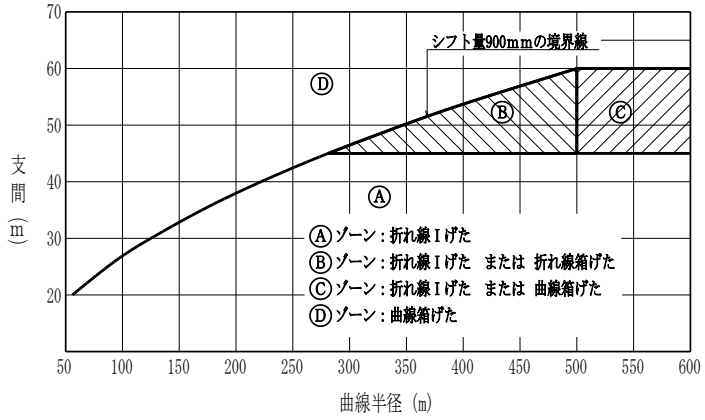


図 4－2－3　支間長、曲線半径による形式選定図

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、少数鈑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＝1,000m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）

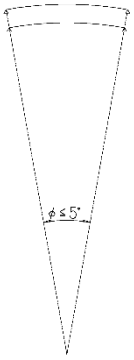


図4－2－4　曲線合成げたを採用する場合の最大中心角

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Ⅱ9.2章（鉄筋コンクリート床版）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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2＞

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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2.3＞

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Ⅱ9.2.5P272に示す床版最小全厚、及び「2－4　配筋、2－5　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。

2－2－1 床版の設計曲げモーメント

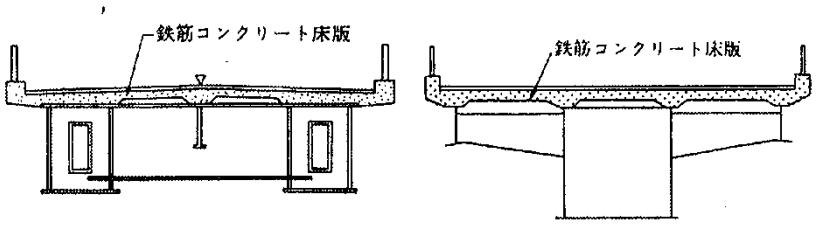
(1)　床版の設計曲げモーメントは、道示Ⅱ9.2.4によって求めるものとする。

(2)　剛性の著しく異なるけたで床版が支持されている場合は、床版支持げ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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2.4＞

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、支持げ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。



(a) 箱断面主げた間に縦げたを配置する場合　(b) 箱断面主げたの外側にブラケットを設けて縦げたを配置する場合

図4－3　床版の支持げた相互の剛性が著しく異なる場合の例

2－3 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、

$k2 = 0.9\sqrt{(M/M0)} \geqq 1.0$

として与えられる。

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（k1）
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

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2.5＞

(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。

2－4 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3cmとする。

(3)　鉄筋の中心間隔は、引張鉄筋については10cm、12.5cm、15cmとし、圧縮鉄筋は引張側の2倍とする。

なお、折曲鉄筋は、分割することを基本とする。

(4)　鉄筋の定尺は12mとする。

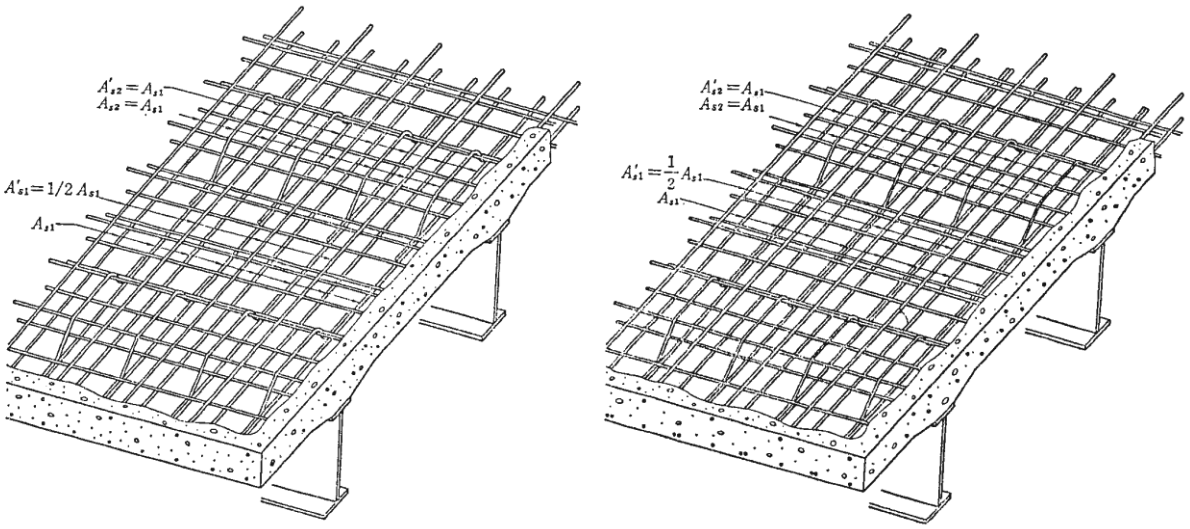
(5)　主鉄筋の配置は、原則として斜角が70°以上のときは、斜角方向、斜角が70°未満のときは、主げた直角方向とする。

(6)　連続げたの中間支点付近で負の曲げモーメントが発生する区間の床版には、橋軸方向の引張りに対する鉄筋を補強するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2.6＞、＜鋼道路橋設計便覧(S55.8) 付属資料＞

(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。

(3) 折曲鉄筋は、鋼道路橋設計便覧を参考に、鉄筋の加工・組立の施工性を考慮して分割するものとする。なお、床版支間が小さくなると、分割した折曲鉄筋相互の離れが小さくなるので、連続して配筋するものとする。(分割した折曲鉄筋相互の離れが 200㎜以下となる場合は、連続させるものとする。)



折曲鉄筋の下側主鉄筋への定着長は、必要長を確保する。

(a) 折曲鉄筋を分割する配筋　　(b) 折曲鉄筋を連続する配筋

図 4－4　床版の配筋の例＜鋼道路橋設計便覧(S55.8)＞

(5) 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 4－5～図 4－9 のとおりとする。

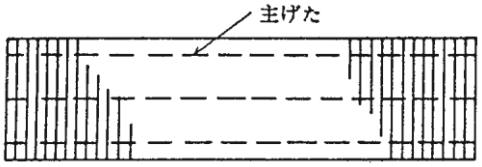
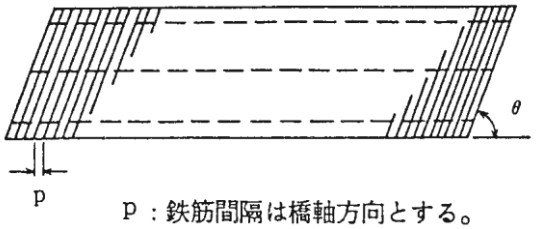


図 4－5　主鉄筋の配置方向（直橋の場合）



p：鉄筋間隔は橋軸方向とする。

図 4－6　主鉄筋の配置方向（斜角 90° ＞θ≧70° の場合）

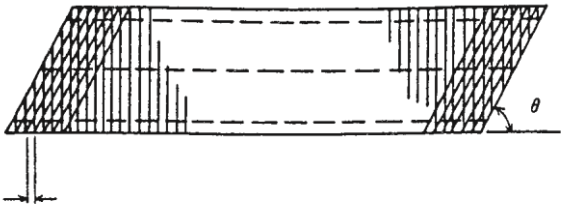


図 4－7　主鉄筋の配置方向（斜角θ＜70°の場合）

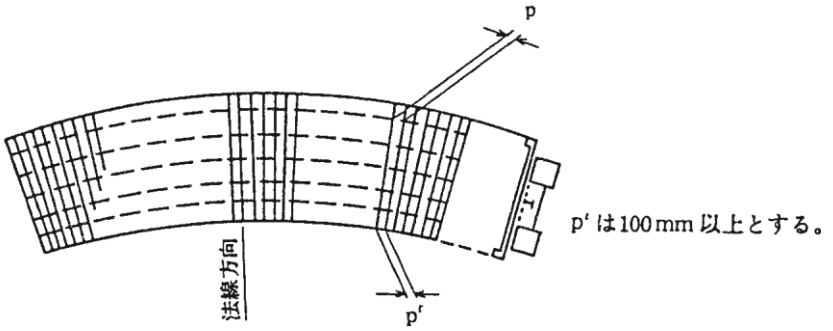


図 4－8　主鉄筋の配置方向（支承線が法線方向と一致する曲線橋の場合）

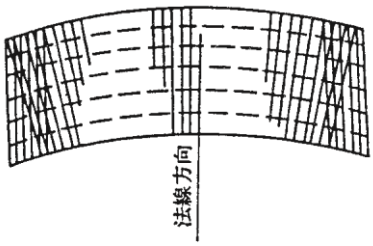


図 4－9　主鉄筋の配置方向（支承線が法線方向と異なる曲線橋の場合）

(6) 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、D19mm を 10cm 以上の間隔で、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。

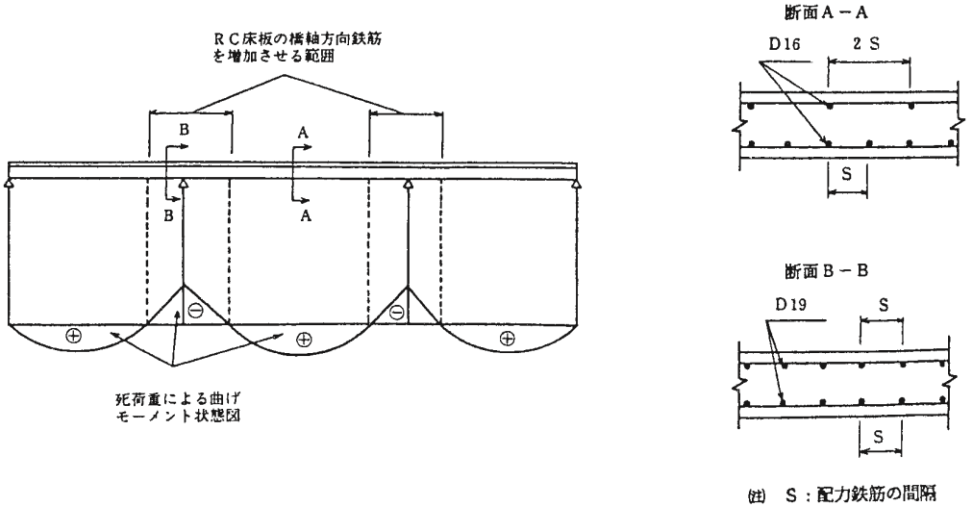


図 4－10　橋軸方向鉄筋を増加させる範囲

2−5 コンクリートおよ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　　$\sigma ca=8N/mm^2$　　($\sigma ck=24N/mm^2$)

主げたと合成作用を考える床版　プレストレスを与える場合

$\sigma ca=8.5N/mm^2$　　($\sigma ck=30N/mm^2$)

プレストレスを与えない場合

$\sigma ca=7.7N/mm^2$　　($\sigma ck=27N/mm^2$)

2) 鉄　　筋

SD345　　$\sigma ta=140N/mm^2$

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2.7～9、12.2.1＞

(2) 地覆及び合成防護柵を設計する場合のコンクリート及び鉄筋の許容応力度は､次のとおりとする。

1) コンクリート　　$\sigma_{ca}=8N/mm^2$　　($\sigma_{ck}=24N/mm^2$)

2) 鉄　　筋　　$\sigma_{ca}=140N/mm^2$　　(SD345)

(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。

(2) 常時以外の荷重の組合せにおいて､許容応力度の割増をおこ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/mm²

活荷重＋風荷重：140N/mm²

風荷重のみ　　：140N/mm²

(3) 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おこなう場合の鉄筋の許容応力度は、120N/mm²程度とする。

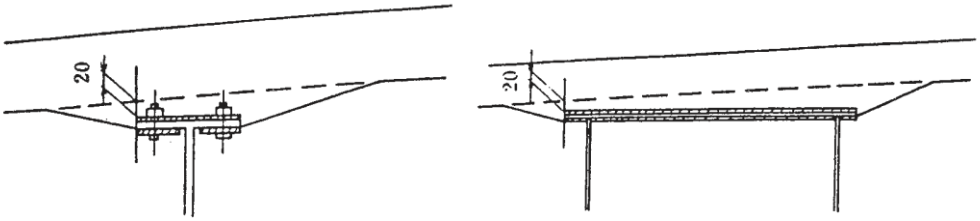
2−6 ハンチ

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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2.10＞

(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拡散のためハンチを設けるものとする。

(2) ハンチ高は、床版張り出し部の応力度照査などを踏まえて設定するものとし、添接板上面より 20㎜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㎜以上の場合には、道示Ⅱ9.2.10 によりハンチに用心鉄筋を配置するものとする。



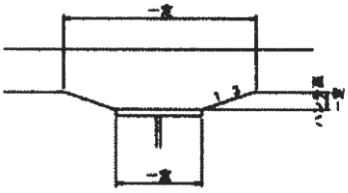
(a) Ｉげた　　(b)箱げた

図 4－11　ハンチの高さ

(3) 従来床版のハンチは、上フランジの下面に合わせていたが、フランジが厚くなるとひび割れが発生しやすくなることから、上フランジ上面から立ち上げるものとする。

この場合、桁高は、上フランジ条件から腹板下端までの「下にげ」とする。また、フランジ上面に型枠を合わせる施工には十分留意するものとする。

ハンチ形状は、フランジ幅が一定であるため、ハンチ高と床版の横断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場合は、最大のハンチ高で 1：3 より緩やかな傾斜としてハンチの上幅を決定し、この上幅を一定にしてハンチの傾斜を変化させるものとする。



ハンチ高と床版の横断こう配が一定の場合

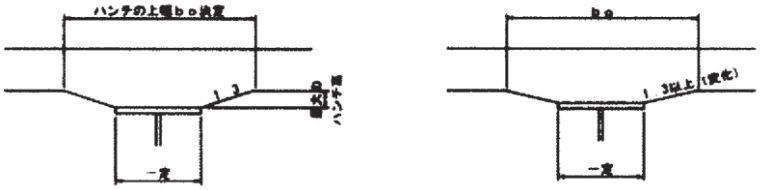


図 4－12　ハンチ形状

(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、ハンチ高が 50㎜以上の場合は埋殺し型枠を使用する。この場合、型枠内部に侵入した水の排水のため、縦断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。

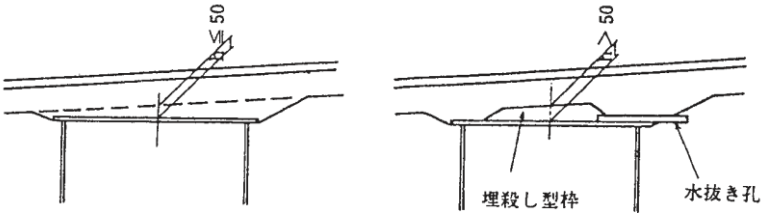


図 4－13　箱げたのハンチ

(5) 床組などのように上フランジが厚くならない場合は、ハンチをフランジの下面に合わせてよいものとする。

2－7 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。

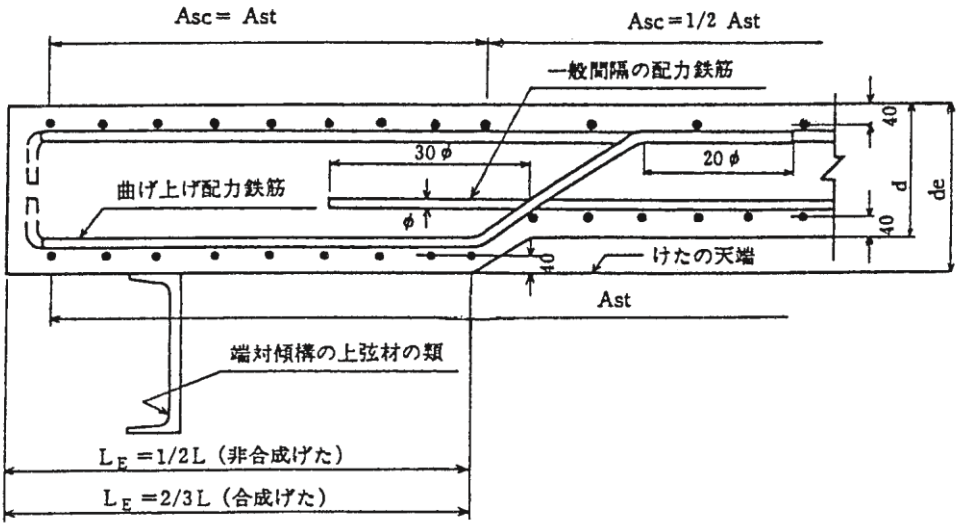
＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2.11＞

(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Ⅱ9.2.4 表9.2.1に規定する値の2倍の曲げモーメントに対し、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Ⅱ9.2.11 けた端部の床版によるものとする。

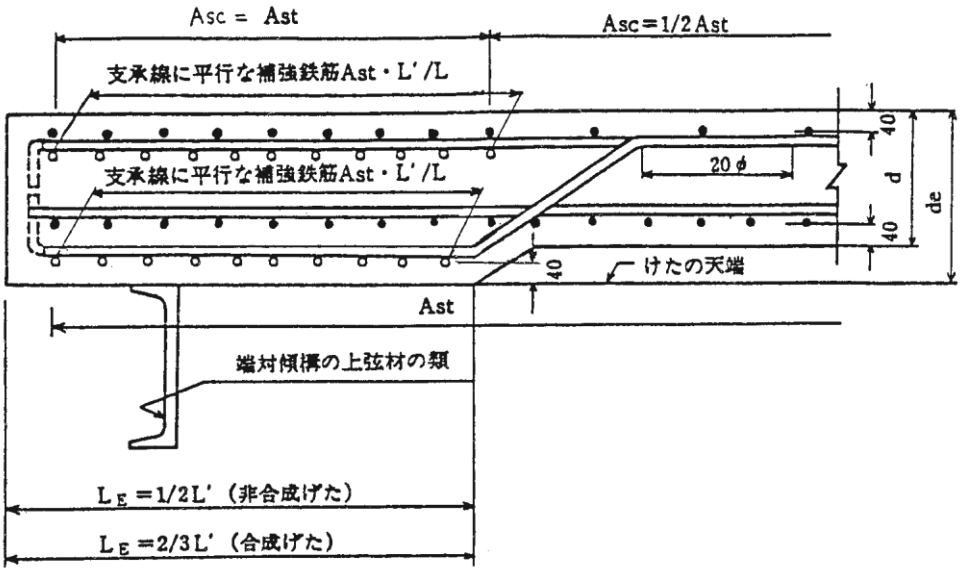
(4) けた端部の構造は、原則として図4－14、図4－15のとおりとする。



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

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4－14　けた端部の構造（斜角 90°≧θ≧70°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

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 4－15　けた端部の構造（斜角θ＜70°の場合）

2－8 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部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。

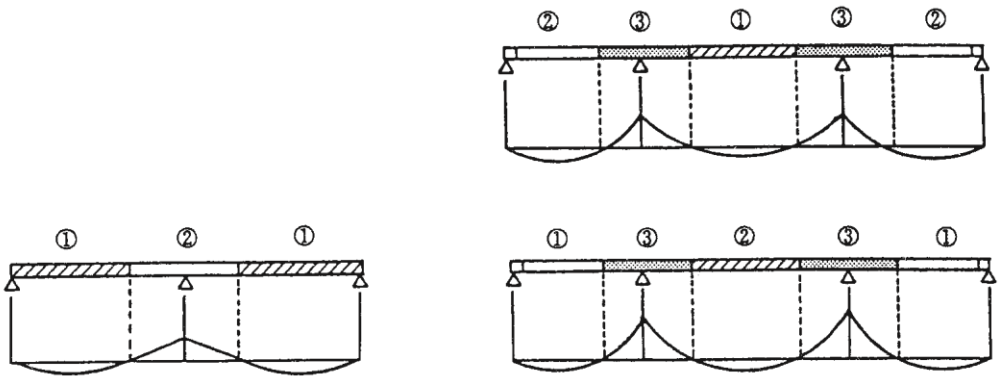
2）できるだけ左右対称に打設するようブロック割を計画し、死荷重応力と変形のバランスを図る。

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。

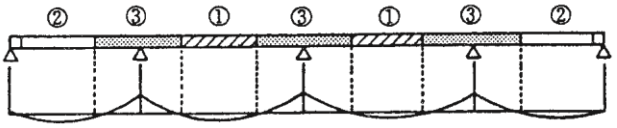
4）後から打設されるコンクリートによるけたの変形により、先に打設されたコンクリートに引張り応力を生じさせないよう、各施工段階ごとに計算をおこない、その安全性を検討するものとする。

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。

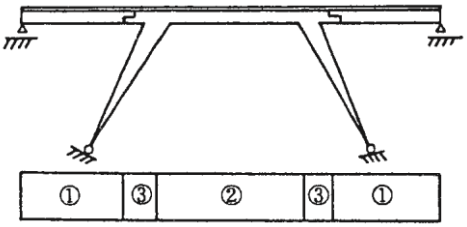
(2) 一般におこなわれている床版コンクリートの打設順序は、おおむね図 4－16 のとおりである。



(a)　2 径間連続げた橋　　(b)　3 径間連続げた橋

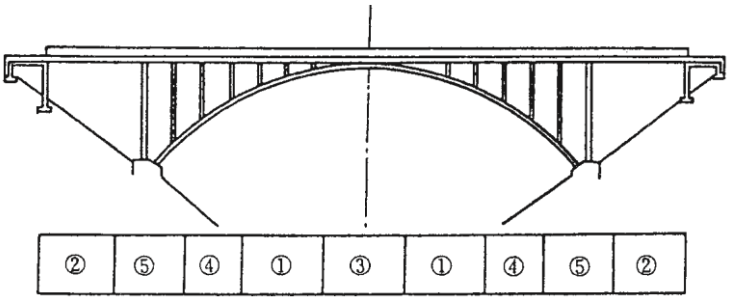


(c)　4 径間連続げた橋



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 4－16　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

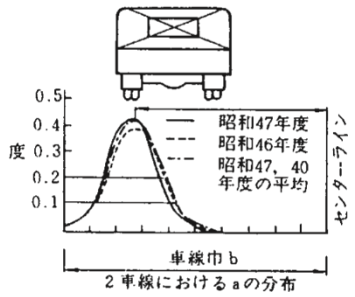
(1)　主げたまたはトラス橋などの縦げたは、大型車両の車輪の軌跡が床版に与える影響を考慮してその配置を定めるものとする。
(2)　主げた、または縦げたの間隔は、原則として 3.0m 程度以下とする。
(3)　主げたの配置は、床版の耐久性を重視して設定するのがよい。

(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 4－16－1 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 48 年	平均
$\bar{a}$	0.731b	0.721b	0.726b
σ	0.090b	0.103b	0.096b

$\bar{a}$：平均値　　σ：標準偏差



2 車線道路における a の分布図

図 4－16－1　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) 剛性の高い箱桁と剛性の低い縦桁に輪荷重が作用した場合、床版にたわみ差が生じる。よって、主桁配置は、床版の疲労耐久性に影響する重要な要素であり、床版の耐久性向上のため、車両の走行軌跡を考えて決定する必要がある。

図 4－16－2 に、大型車の車両の軌跡を考慮した桁配置の例を示す。

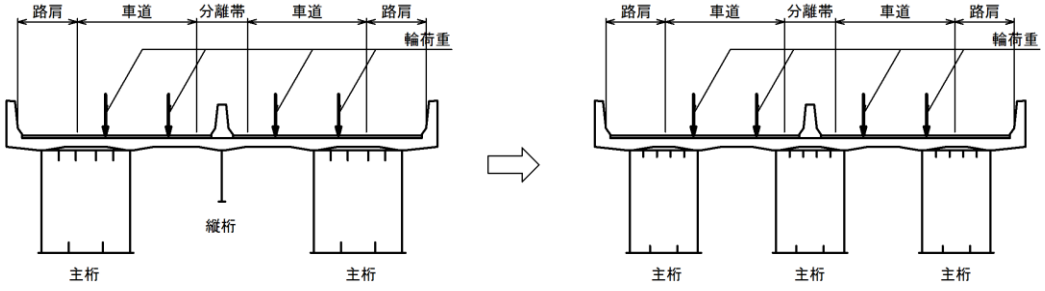


図 4－16－2　大型車の車両の軌跡を考慮した桁配置の例

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、程度 Z＝25 程度でほぼ Z＝∞の状態に近づき、これ以上格子剛度を大きくしても無意味であることから、格子剛度は、主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＝15～20 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（m^4）
I　：主げたの断面二次モーメント（m^4）
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/mm^2）
K　：純ねじり定数（mm^4）
E　：ヤング係数（N/mm^2）
I_y ：断面二次モーメント（mm^4）
I_w ：そりねじり定数（mm^6）

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、構造性および施工性など、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に、あえて板継ぎ溶接を設けて断面変化させるなどの配慮が必要である。

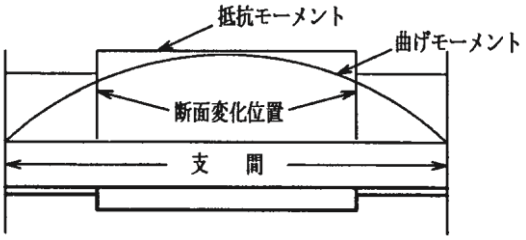


図 4－17　断面変化位置

(3) 部材長を長くと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、各橋種および支間長などに応じて、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 4 章 4－2」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。

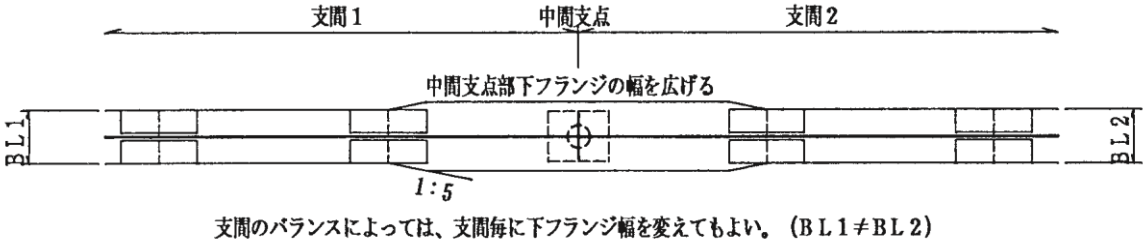


図 4－18　連続げたの下フランジ幅

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 4－18－1 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。

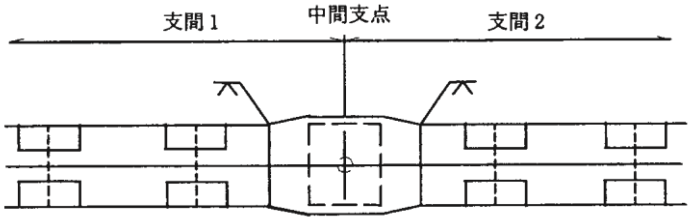


図 4－18－1　連続げたの中間支点の一部を拡幅する場合の下フランジ幅

(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㎜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㎜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

部材断面は、デザインデータブック（日本橋梁建設協会発行）の車両の積載寸法図を参考に、決定するものとする。

(1) デザインデータブックに示される積載寸法は、ポールトレーラを除いて一元的許可限度の最大値が示してあり、道路状況により制限を受けることになることに注意が必要である。

(2) ポールトレーラの許可範囲については、長尺なため綿密な事前の道路調査が必要であり、道路管理者の個別審査対象となるため、採用にあたっては担当部署との協議が必要である。

(3) 部材寸法の決定にあたっては、以下の事項に留意するものとする。

1）部材の幅は、3.5m を限度とする。

2）部材の高さは、車両積載高さ－車両荷台高さ－0.1m（台木高さ）とし、車両積載高さは、4.3m を限度とする。ただし、部材の高さには、吊りピースやスタッドジベルが含まれる。

3）部材の長さは、車両を含み 17m を限度とする。（ポールトレーラを除く）

4）部材の重量は、車両を含み 40t を限度とする。

5）以上の各限度を考慮するが、表 4－3 のステップで部材寸法を決定するものとする。ただし、断面構成あるいは鋼重低減上有利となる場合は、ステップ 2 ないし 3 を採用してよい。なお、各ステップは、〔幅・高さ・長さ・重量〕の全ての条件を満足させる必要があり、ステップ 3 を採用する場合には、輸送経路について特に十分な調査が必要である。

表 4－3　部材寸法決定のステップ

	幅 B（m）	高さ H（m）	長さ L（m）	重さ W（t）	備考
ステップ 1	B≦2.5	H≦3.8	L≦12.0	W≦20.0	許可申請不要
ステップ 2	B≦3.0	H≦4.0	L≦17.0	W≦34.0	走行時間制限なし
ステップ 3	B≦3.5	H≦4.3	L≦17.0	W≦40.0	走行時間制限あり

注）ポールトレーラを使用する場合は、ステップ 3 の長さは、積載寸法図の値を限度とする。

3－6 部材の連結

(1)　部材の連結位置は、構造性、施工性をふまえ適切に決定する。
(2)　部材の現場継手は、高力ボルト摩擦接合とし、原則としてトルシア型高力ボルト S10TW－M22（S10T－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。なお、添接板は、溶接を行わない鋼材として扱うものとする。
(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)　高力ボルトを用いる継手は、ボルトに作用する力が不均等とならないよう、1 ボルト線上には、支圧接合では 6 本以下、摩擦接合では 8 本以下を基本とする。
(6)　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。
(7)　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。
(8)　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。
(9)　母材に板厚差がある場合には、連結板は薄い側の母材を対象として、全強の 75%以上の強度を持つように設計すればよい。
(10)　耐候性鋼材を使用する場合は、主げたの部材間には 10～20mm の隙間をあけるものとし、下フランジの下側の添接板は、分離させるものとする。
(11)　耐候性鋼材を使用する場合は、ボルトの最大中心間隔を、圧縮・引張にかかわらず、表 4－5 の小さい値とする。また、ボルト孔の中心から材片の重なる部分の縁端までの距離は、ボルト径 M20、M22、M24 に関して 50mm 以下とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　7.3.1(2)解説、7.1.1(2)解説＞
＜耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書（XX）＞

(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 4−4　フィラープレート厚

		フィラープレート厚 T	
使用鋼材		一般鋼材	耐候性鋼材
板厚差Δt	1mm	薄い方の母材を 1mmUP する (フィラープレートは用いない)	薄い方の母材を 1mmUP する (フィラープレートは用いない)
	2mm	T＝2.3mm	薄い方の母材を 2mmUP する (フィラープレートは用いない)
	3mm	T＝3.2mm	T＝3.2mm
	4mm	T＝4.5mm	T＝4.5mm
	5mm	T＝4.5mm	T＝4.5mm
	6mm 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）添接板は、溶接を行わない鋼材であるため、母材に普通鋼材 SM400A 材を使用している場合は、添接板の材質は、SS400 材を使用するものとする。

3）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。

4）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) 接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合の高力ボルト摩擦接合継手については、最近の実験等により、他列配置がすべり耐力に及ぼす影響が確認されている。これらを踏まえ、接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装する継手に対し、表 4−4−1 に示す低減係数を乗じて設計を行う場合には、1 ボルト線上に並ぶボルト本数を最大 12 本までとすることができる。

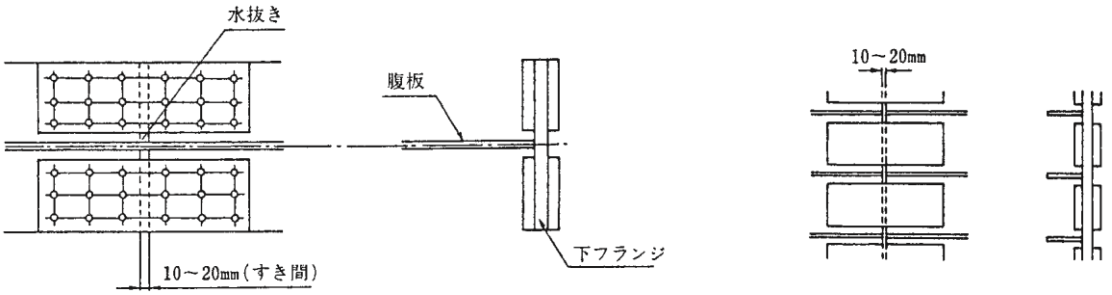
表 4−4−1　摩擦接合用高力ボルトの許容力に乗じる低減係数

1 ボルト線上に並ぶボルト本数	低減係数
8 本以下	1.00
9 本	0.98
10 本	0.96
11 本	0.94
12 本	0.92

(6) 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。

(7) 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。

(8) 耐候性鋼材を使用する場合の連結部下フランジの構造詳細は、以下のとおりとする。



(a)　Ｉげた下フランジの連結　　(b)　箱げた下フランジの連結

図 4－19　連結部の詳細構造

(10) 耐候性鋼材を使用する場合のボルトの最大中心間隔は、以下の表の小さい値とする。ただし、形鋼の場合はこの規定によらなくてもよい。

表 4－5　ボルトの最大中心間隔

ボルトの呼び径	最大中心間隔　p、g	
M20	130	12t 千鳥の場合は、15t－(3/8)・g （ただし、12t 以下）
M22	150	
M24	170	

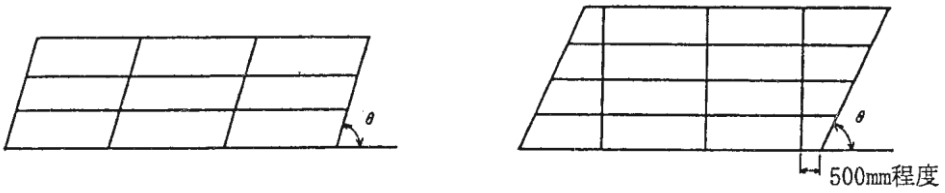
ここに、t：外側の板または形鋼の厚さ（mm）
p：ボルトの応力方向の間隔（mm）
g：ボルトの応力直角方向の間隔（mm）

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。

＜鋼道路橋設計便覧(S55.8)　3.4.1＞

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



(a)　斜め配置（斜角 $\theta \geqq 70°$）　　(b)　直角配置（斜角 $\theta < 70°$）

図 4－20　横げたの配置

(2) 荷重分配横げたの間隔は、20m 以下とする。

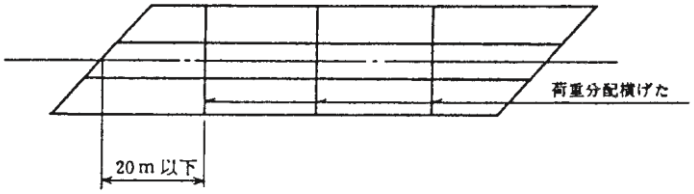


図 4－21　荷重分配横げたの配置

(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。
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。

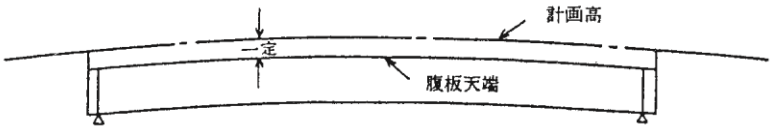


図 4－22　計画高と腹板天端の間隔

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 程度かつ 25㎜ 程度を限度とする。
(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、構造性ならびに製作、架設などを考慮するものとする。また、耐候性鋼材を使用する場合は、滞水などに配慮するものとする。

(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 程度かつ 25㎜ 程度を限度としたものである。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㎜ 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、各々そろえるものとする。

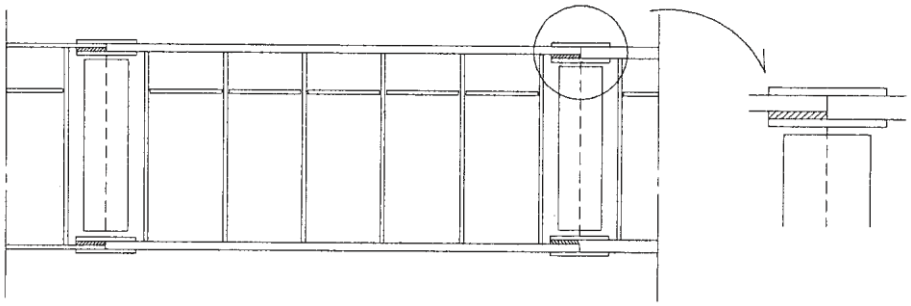


図 4－23　フランジ面をそろえる方法

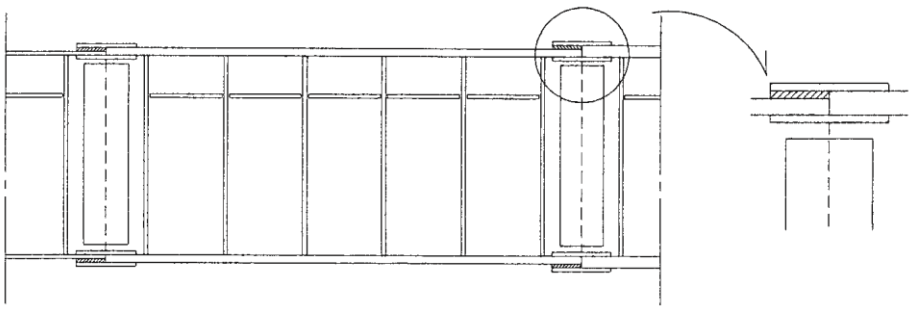
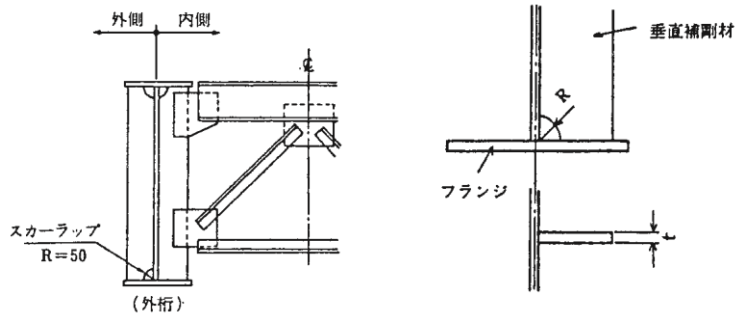


図 4－24　腹板高をそろえる方法

(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㎜ 以下で 35㎜、16㎜ をこえる場合は 40㎜ とする。なお、耐候性鋼材の場合、支点上の外桁外側の垂直補剛材の下端には、滞水を防ぐために 50㎜ 以上のスカーラップを設けるものとし、スカーラップを除いた断面での照査を行うものとする。＜耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書（XX）＞

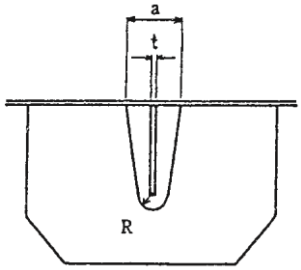


板厚とスカーラップ
半径 R の関係（単位：㎜）

t	R
t≦16	35
t＞16	40

図 4－25　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 4－26 に示すとおりとする。



板厚とスカーラップ
半径 R の関係（単位：㎜）

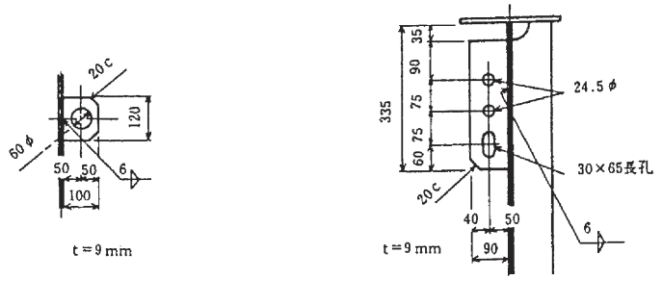
t	a	R
t≦12	70	20
12＜t≦22	80	20
22＜t≦32	90	25

図 4－26　横構ガセットプレートのスカーラップ

3）吊り金具は、RC 床版打設、塗装作業および架設後の維持管理を考慮し、工場製作の段階で取り付けるものとする。また、吊り金具は用途に応じ次の 3 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げたに設置する。



(a) A タイプ　　(b) B タイプ

図 4－27　吊金具

4）垂直補剛材と横げた腹板との取り合いは、図 4－28 のとおりとする。

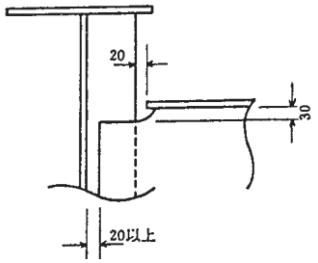


図 4－28　垂直補剛材と横げた腹板

5）箱げたの内側腹板には、遊間が少ない場合、メンテナンスのための切欠きを設けるものとする。

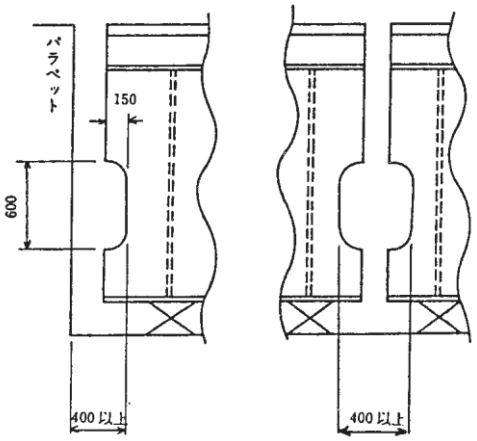
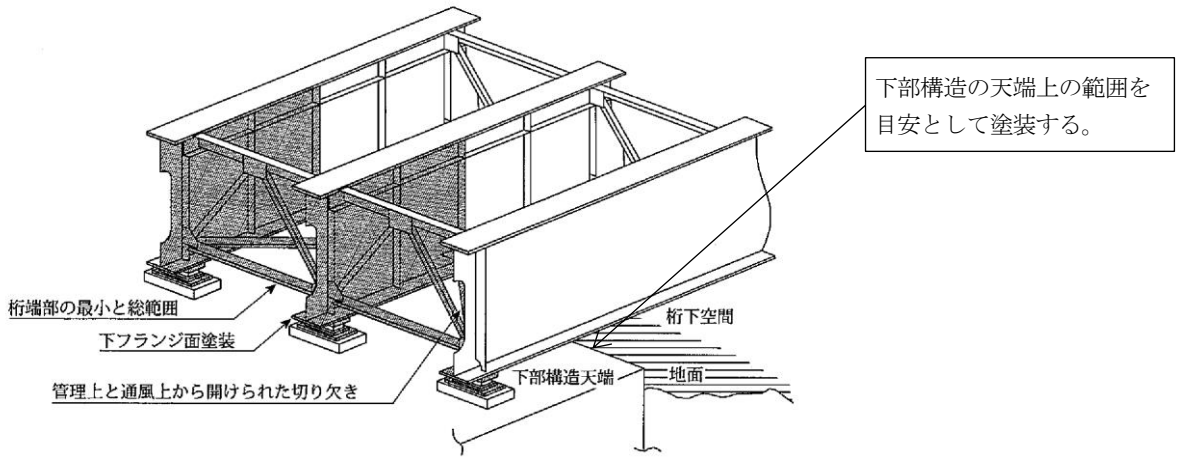
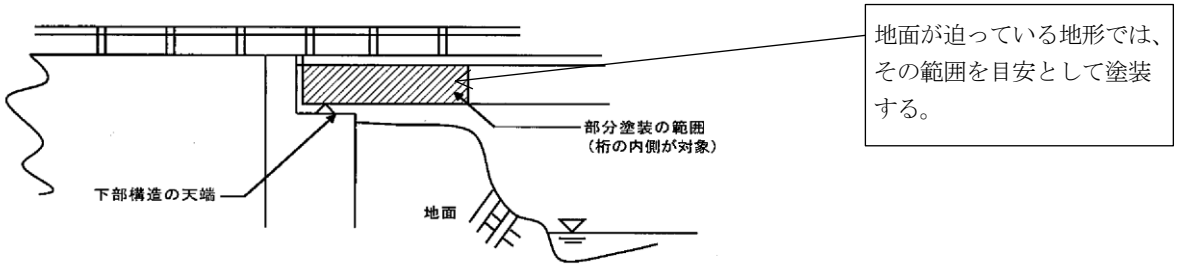


図 4－29　腹板の切欠き

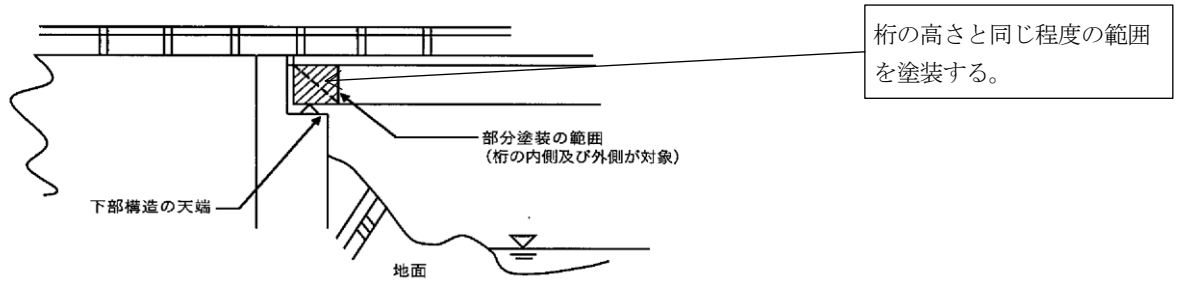
6）耐候性鋼材を使用する場合でも、けた端部および伸縮継手は塗装するものとする。なお、支承については、塗装を行うか、溶融亜鉛メッキを施すものとする。



下部構造上の塗装範囲（橋台の例）



地面が迫った地形での部分塗装



凍結抑制剤を大量に散布する場合の部分塗装

図 4－30　けた端部塗装の範囲

7）アーチの支材のように、部材の傾きが大きく、逆ひずみ等で対応できない場合には、腹板に図4－32に示すような水抜きのための切欠きを設けるのがよい。ただし、切欠き付近に高い応力が繰り返し作用する場合には、疲労損傷が懸念されるので、切欠きを有する構造は避けるのがよい。

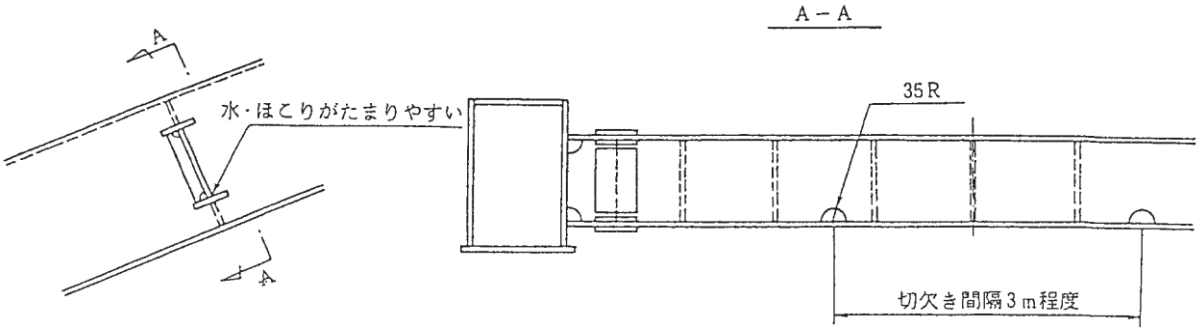


図4－32　傾いた支材の水抜きのための切欠き

8）耐候性鋼材を使用する場合には、箱断面部材の下フランジについては、自由突出幅を小さくすることによって、滞水を防ぐのがよい。ただし、型枠用支保工や足場の支持が必要な場合には、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、下図のｂを110㎜とする。

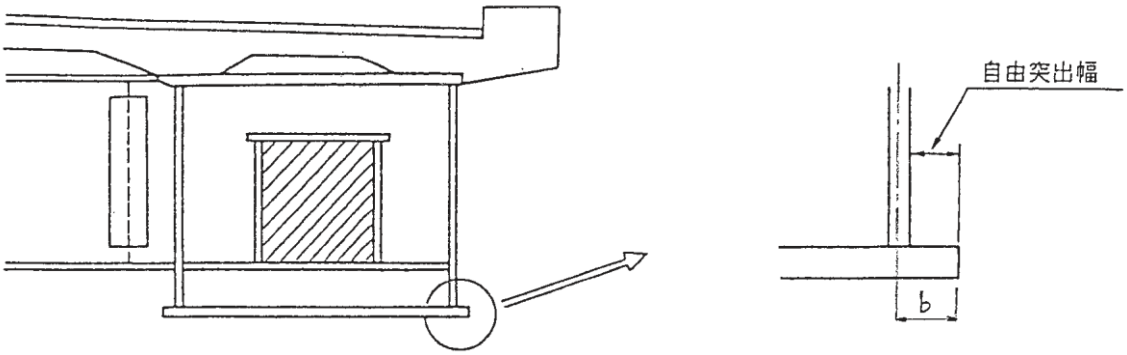


図4－33　箱げた下フランジの自由突出幅

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 10㎜ 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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　12 章＞

(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 10㎜ とした

(5) スタッドは以下の規格を標準とする。

軸　　径：19㎜ もしくは 22㎜ 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 600㎜ 以下
最小間隔：橋軸方向　5d または 100㎜　　橋軸直角方向　d＋30㎜

(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。

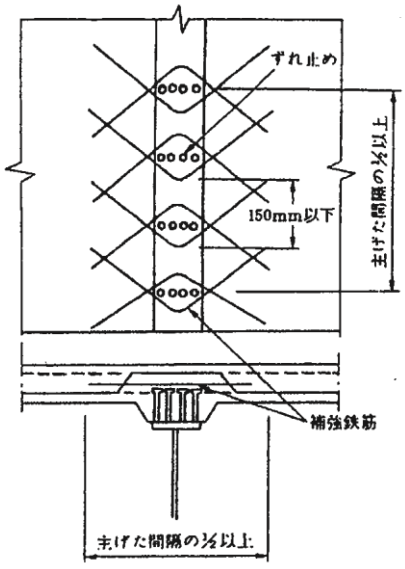


図 4－35－1　端支点部の補強鉄筋の配置

(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。

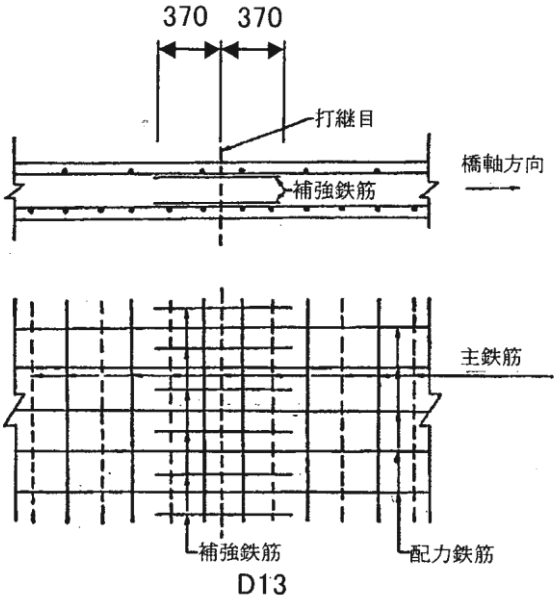


図 4－35－2　床版の打ち継目の補強

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 200㎜ 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。なお、鋼道路橋設計便覧では、1/5 程度としているが、ガイドライン型設計ではフランジ幅を一定とするため、従来より幅を小さくして、鋼重低減を図るものとした。

(3) フランジは、原則として一枚の板で構成するものとする。

4－2 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 4－6 に示す値を目安とするが、斜橋の場合には、斜角の影響を加味するものとする。

ℓ （けた端部の張出し長）

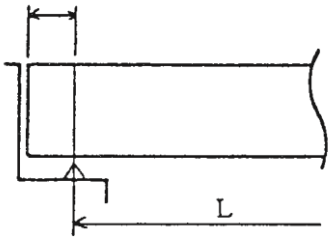


表 4－6　けた端部の張り出し長

支間長 L（m）	張出し長 1（㎜）
L≦20	200～250
20＜L≦30	250～300
30＜L	300～500

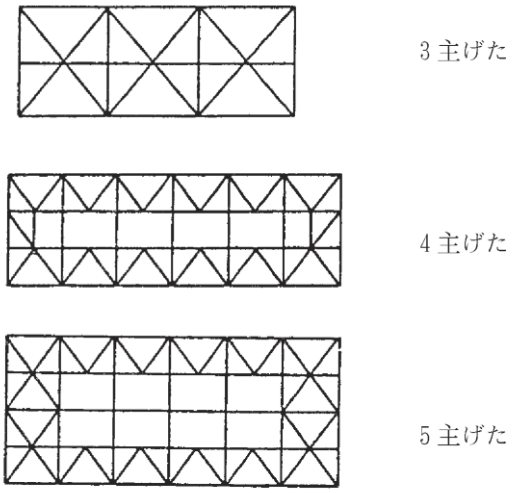
4－3 横桁・横構の配置

横げたおよび横溝は、斜角、主げた本数などにより適切に配置するものとする。

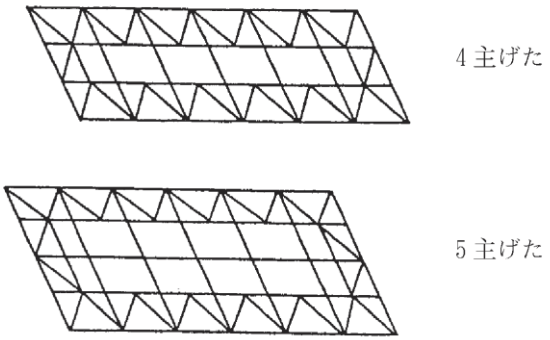
(1) 横げたは、斜角 70° 以上では斜め配置とするが、70° 未満では直角配置とする。

(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。

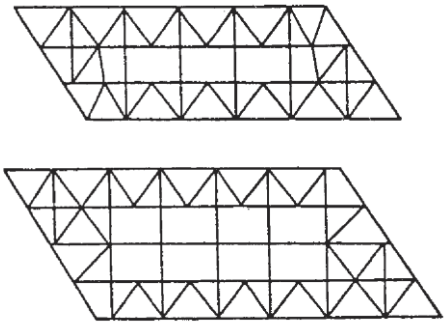
(3) 横げた及び横構の標準的な配置は、図 4－36 のとおりとする。



a) 直橋の場合



b) 斜橋で斜角が 70° 以上の場合



c）斜橋で斜角 70° 未満の場合

図 4－36　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Ⅱ11.4.3 の規定を満足するとともに、横げた、対傾構、横溝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伸ばすものとし、垂直補剛材とフランジと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と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とは、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と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。　**＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　11.4.3、11.5.2＞**

(5)　鋼げた支承部では、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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　11.4.5＞

(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Ⅱ11.4.3 に規定する間隔で配置するものとする。

(2) 支点位置に取り付ける垂直補剛材は、集中荷重が直接フランジに作用するため、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と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 6㎜、それ以外の垂直補剛材は 4㎜ 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 35㎜ 程度とする。

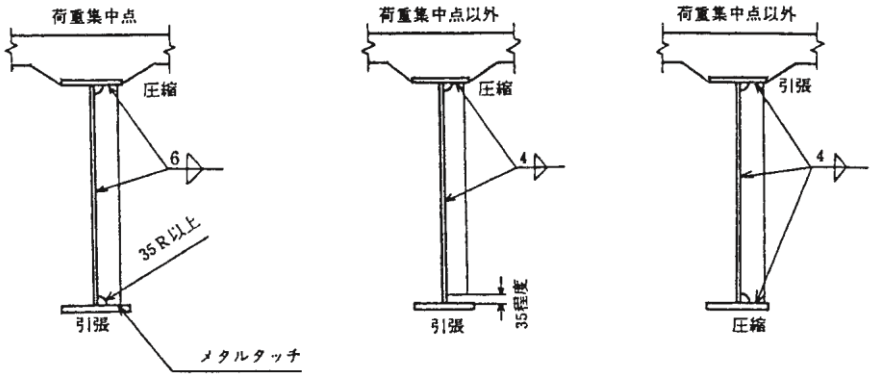


図 4－37　支点部以外の垂直補剛材の取り付け方

(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。

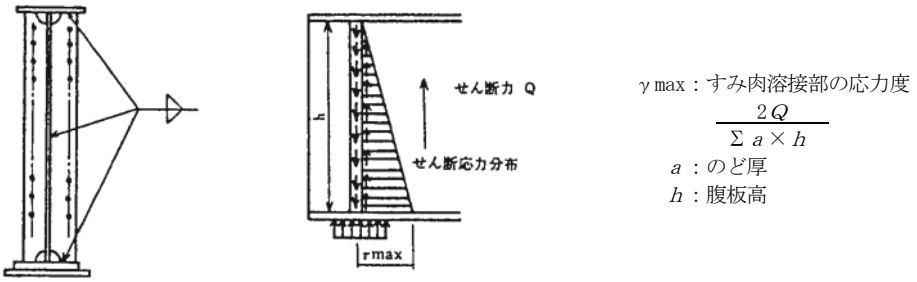


図 4－38　支点部の垂直補剛材の取り付け方およびせん断応力の分布

(5) 支承端部直上の腹板には、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 4－39 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。

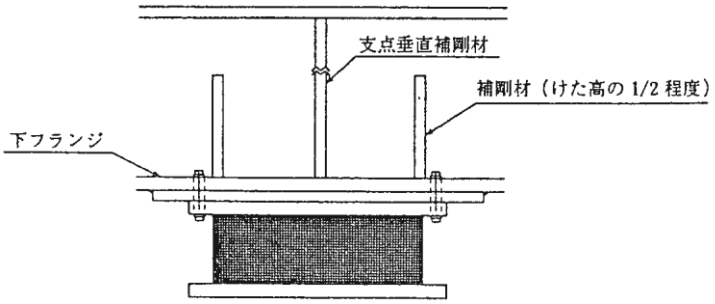
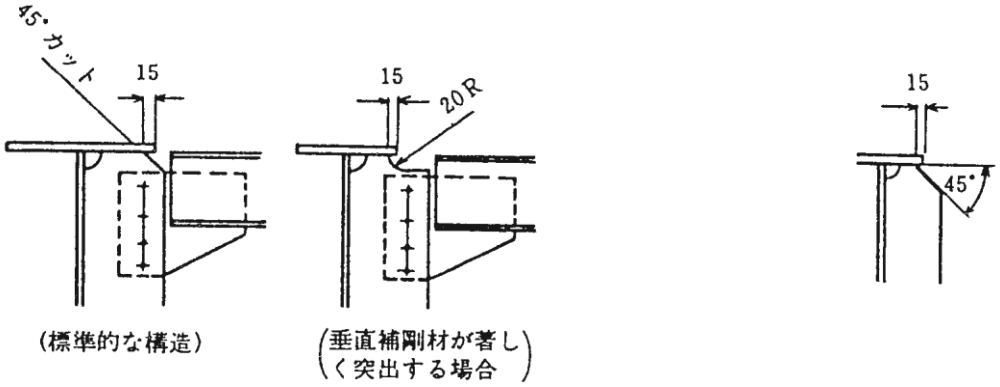


図 4－39　垂直補剛材による支承上の腹板の補強例

(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 4－40 のとおりとする。



(a)　けた端部　　(b)　けた端部以外における標準的な構造

図 4-40　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、外げたとも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、外げた共に同じにするのが望ましい。

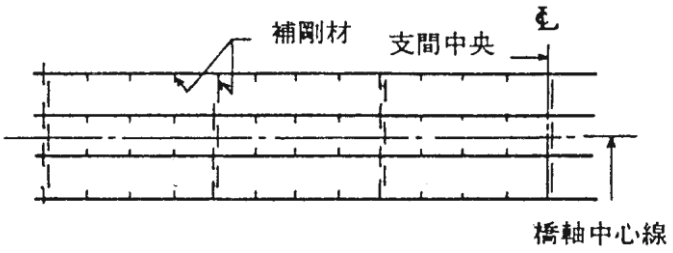


図 4－41　垂直補剛材の配置

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。

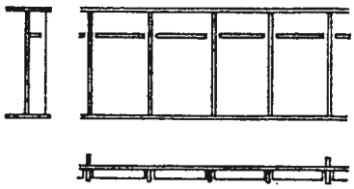


図 4－42　水平補剛材と垂直補剛材の取り付け面

(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。

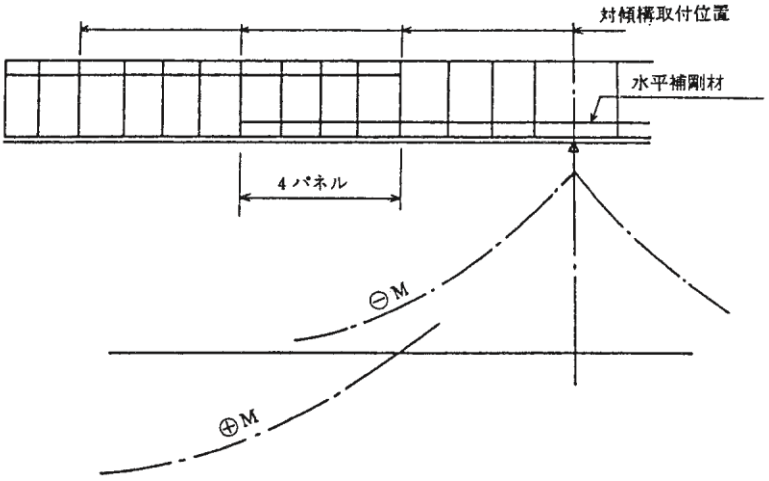


図 4－43　交番応力区間の水平補剛材

(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 35㎜ とする。

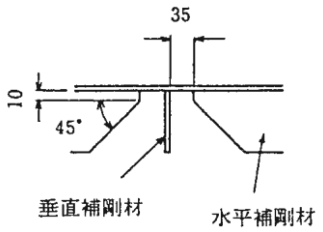


図 4－44　水平補剛材と垂直補剛材の離れ

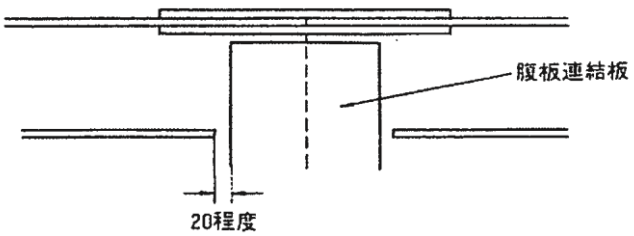


図 4－44－1　水平補剛材と連結板の離れ

(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 4－45 の構造とするのが望ましい。

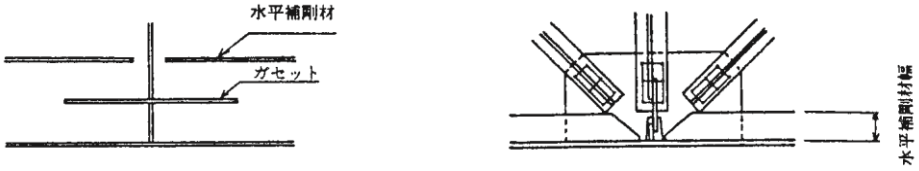


図 4－45　水平剛材と横構部材との取り合い

4－6 荷重分配横げた

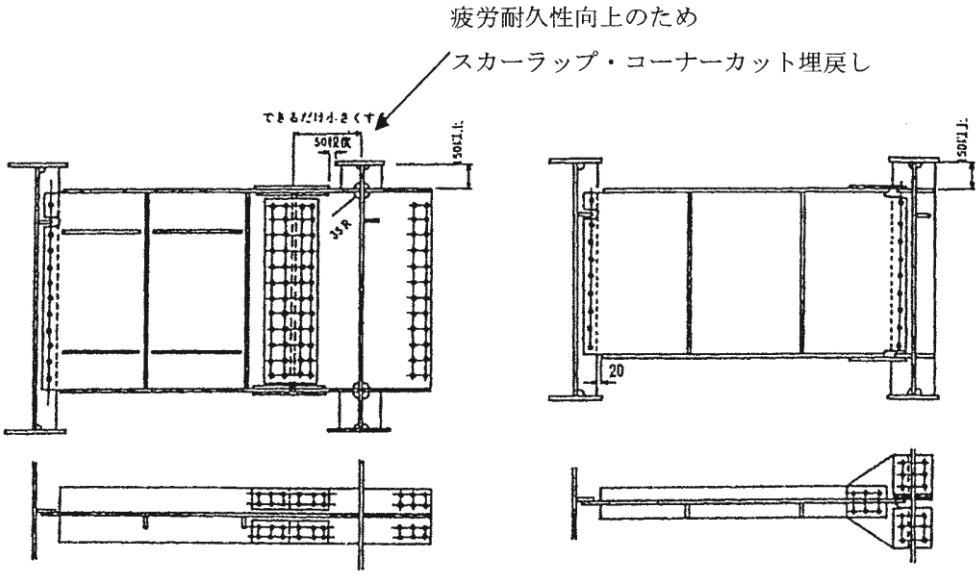
(1)　床版が 3 本以上のけたで支持され、かつけたの支間が 10m をこえる場合は、これらのけたの間に剛な荷重分配横げたを設けるものとする。
(2)　荷重分配横げたの間隔は 20m をこえないものとする。
(3)　主げたとの連結構造は、応力の伝達を考慮するものとする。

(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 4－46(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 4－46(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 4－46　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。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　11.6.2＞

(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) 設計手法および細部構造は、以下のとおりとする。

1）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。

2）中間対傾構は荷重分配作用に関与しないものとする。

3）端対傾構のガセットの取り付けは、図 4－47 の構造とし、偏心が少なくなるようにするものとする。

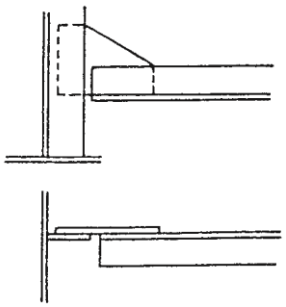


図 4－47　端対傾構のガセットの取り付け

4）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。

4－8 横　　構

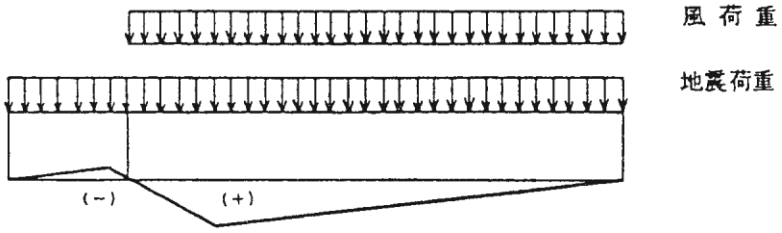
(1)　支間が 25m をこえる場合には、下横構を設けるものとする。
(2)　下横構には、風荷重と地震荷重が等分布で作用するものとし、風荷重に対してはその部材に最も不利なように、地震荷重に対しては均等に載荷するものとする。
(3)　下横構に作用する横荷重は全横荷重の 1/2 とする。
(4)　下横構の標準的な配置は「4－3 横桁・横構の配置」によるものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　11.6.3＞

(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 以下の場合は、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。

(2) 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。

(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。また、下横構に作用する荷重の載荷方法は図 4－48 のとおりとする。



風荷重に対してはまたは A(min)または A(max)、地震荷重に対しては ΣA とする。

図 4－48　下横構に作用する荷重

4－9 対傾構・横構の部材細長比および使用形鋼

(1)　対傾構・横構の部材の細長比は、橋全体の剛性を確保する目的から、表 4－7 に示す値以下とするものとする。

表 4－7　部材の細長比

部　　材	細　長　比 (l/r)
圧　縮　材	120
引　張　材	200

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）

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　4.1.5＞

(2)　1 橋梁内において対傾構や横構に使用する形鋼の種類は、各々1～3 種類程度とするのが望ましい。

(1) 部材の細長比は道示Ⅱ4.1.5 に準拠し、橋全体の剛度をより高めることを目的に、主部材あつかいとしたものである。

(2) プレートガーター橋においては、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、伸縮継手の取り合い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、沓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関連から、フランジ全幅を斜めに切断するものとする。下フランジについては、フランジ半幅を斜めに切断するものとする。

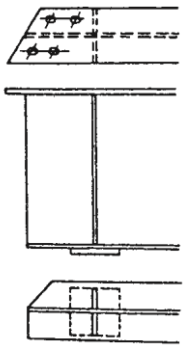


図 4－49　斜橋の主げた端部フランジの形状

(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 4－50、図 4－51 のとおりとする。

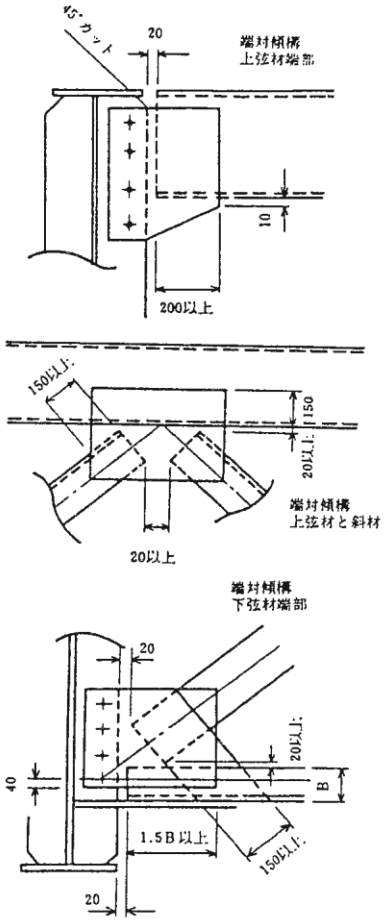


図 4－50　端対傾構

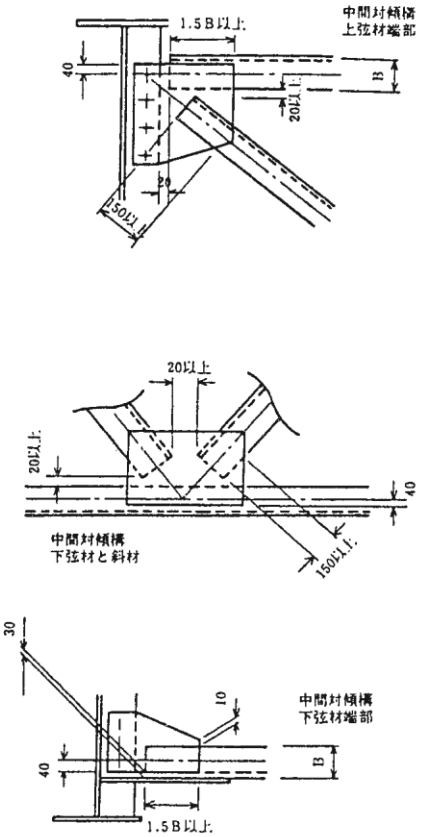


図 4－51　中間端傾構

2）横構と主げたの取り合いは、図 4－52～図 4－54 のとおりとする。

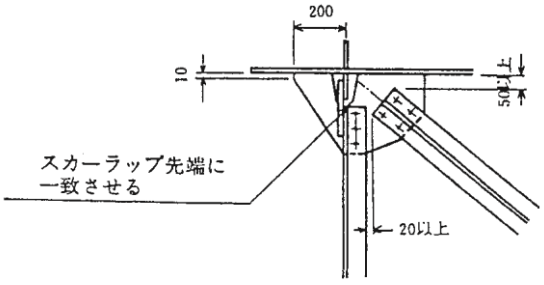


図 4－52　下横構端部

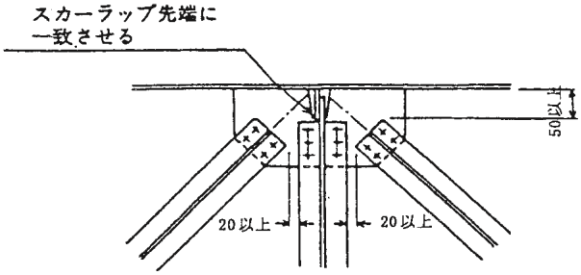


図 4－53　分配横桁位置の横構ガセット

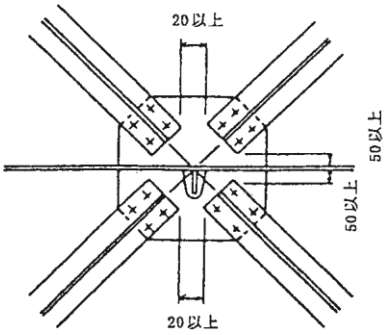
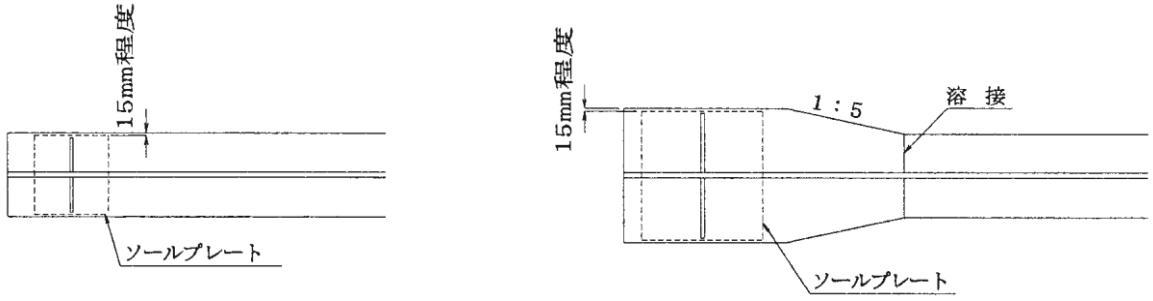


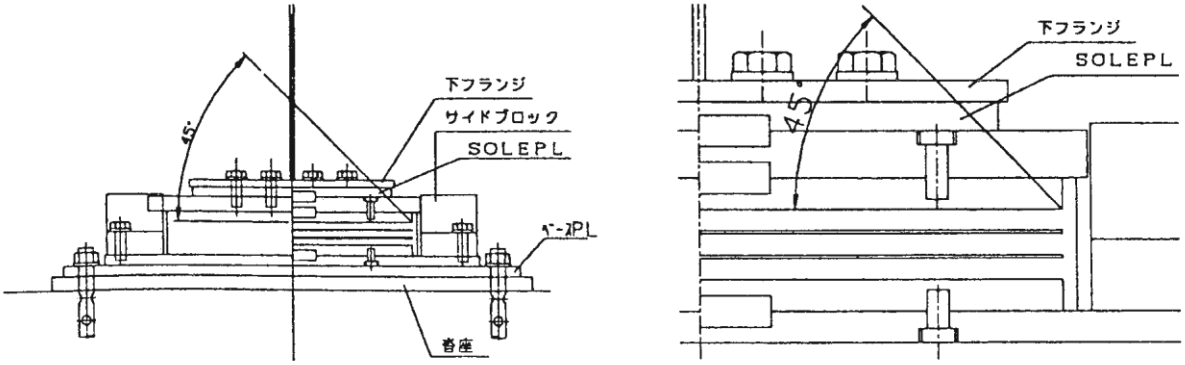
図 4－54　内桁における横構交差部のガセット

(3)　支点上の下フランジ幅と沓のソールプレート幅の関係は、図 4－55(a)を基本とするが、下フランジ幅がソールプレート幅に比べ狭い場合は、(b)のように、支承部付近だけを広げるものとする。



(a) ソールプレート幅が下フランジ幅より狭い場合　　(b) ソールプレート幅が下フランジ幅より広い場合

図 4－55　ソールプレートと下フランジの取合い



（注）ゴム上面から 45° の範囲以上のソールプレート幅が必要となる。

図 4－56　ゴム沓とソールプレートの取合い

第5章 箱げた橋

5－1 断面構成

箱げたの断面構成は、構造性、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3.5mとし、図4－57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。

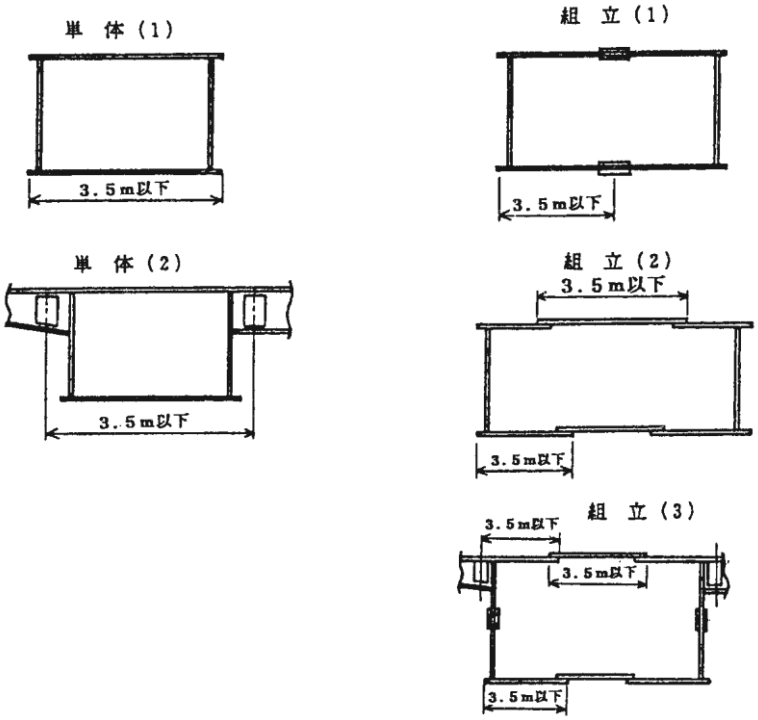


図4－57　箱げたの断面構成

(2) 箱げたの最小寸法は、箱げた内部の作業性から、図4－58のとおりとする。

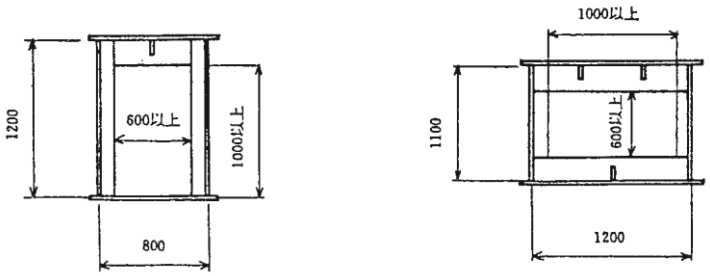


図4－58　箱げたの最小寸法

(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。

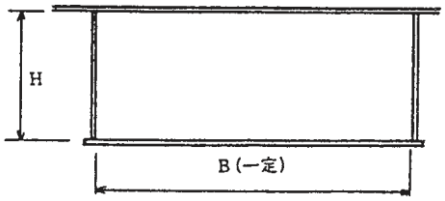
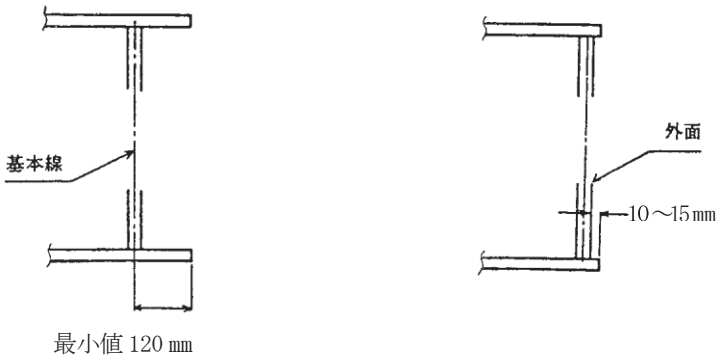


図 4－59　板厚が変化する場合の板面の合わせ方

(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 120㎜ とするが、支保工を用いず、下フランジを突出させる必要のない場合は、溶接代を考慮して腹板外面から 10～15㎜ とする。

＜鋼道路橋設計便覧(S55.8)　3.3.3＞



（注）耐候性鋼材の場合には最小値とする

(a) 支保工が必要な場合　　(b) 支保工が不要な場合

図 4－60　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路面こう配から判断し、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。

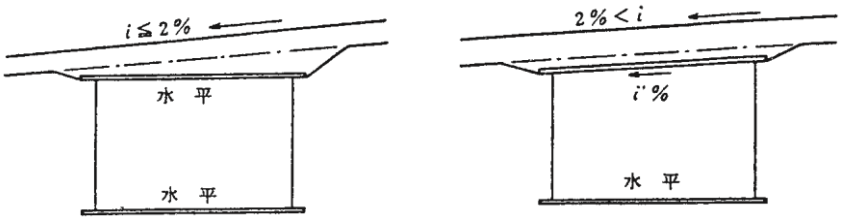


図 4－61　フランジの形状

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 6㎜ 程度のすみ肉溶接とする。

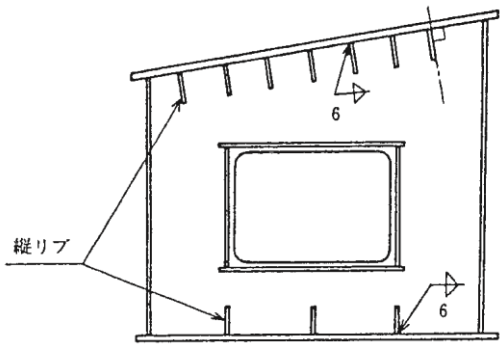


図 4－62　縦リブの取付け角度

(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られるが、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。

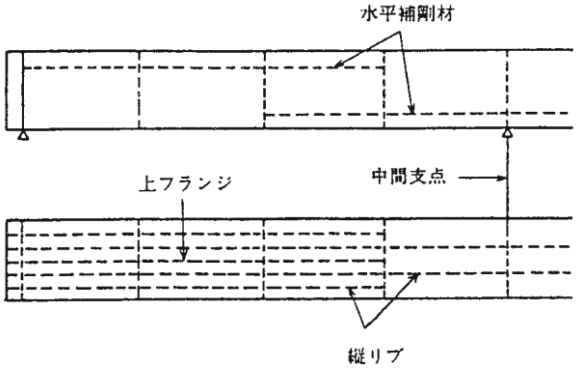


図 4－63　縦リブの配置

(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ヶ所は配置するものとする。

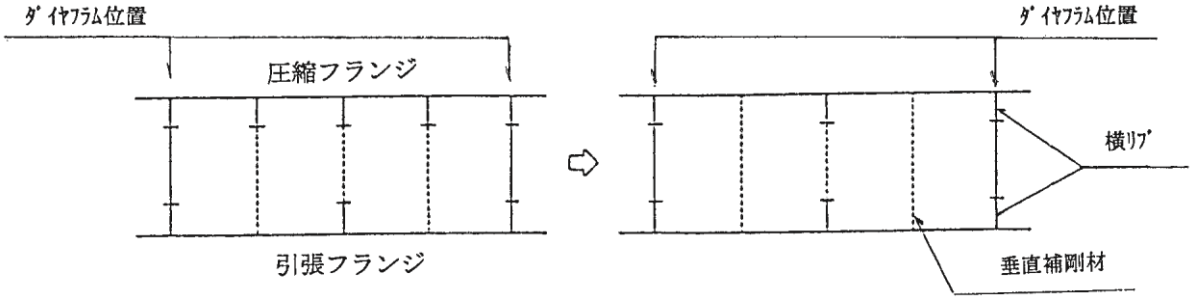


図 4－64　横リブの配置

(7) 縦リブと横リブが交差する場合の横リブのスカーラップは、引張・圧縮にかかわらず図 4－65 のとおりとする。

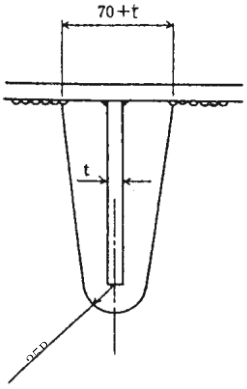


図 4－65　横リブのスカーラップ

(8) 横リブと垂直補剛材の取り合いは図 4－66 によるものとする。

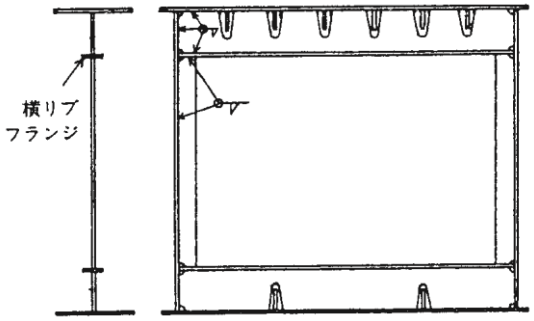


図 4－66　横リブと垂直補剛材の取り合い

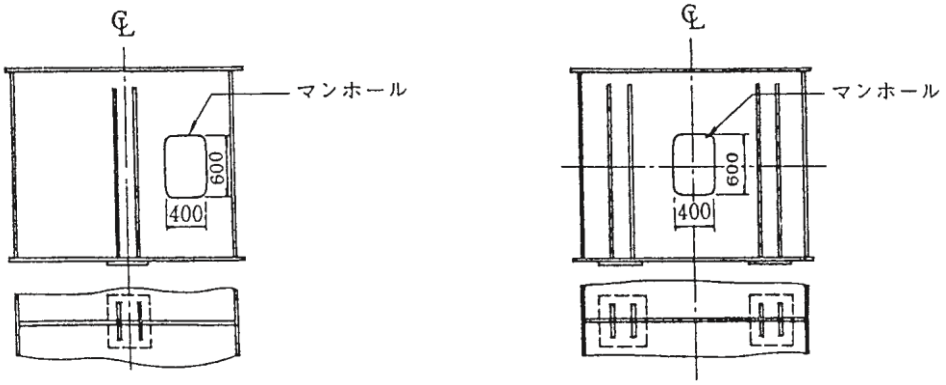
5－3 ダイヤフラム

(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。

＜鋼道路橋設計便覧(S55.8)　3.3.4＞

(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 4－67 のとおりとする。

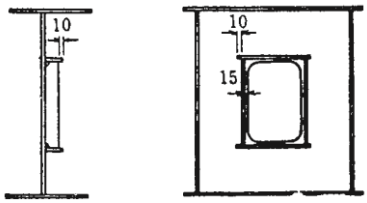
また、中間支点上ダイヤフラムで、縦リブを貫通させた場合には、断面の欠損による照査を行わなければならない。



(a) 支承が 1 つの場合　　(b) 支承が 2 つの場合

図 4－67　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4－68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4－68　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。

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

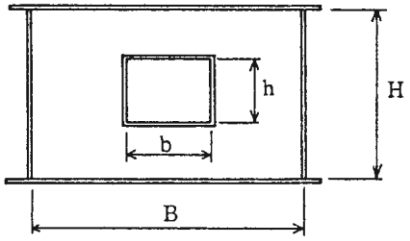


図4－69　充腹板方式のダイヤフラム

(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。

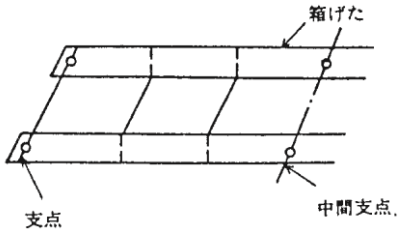


図4－70　箱げたのダイヤフラムの方向

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 4－71 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。

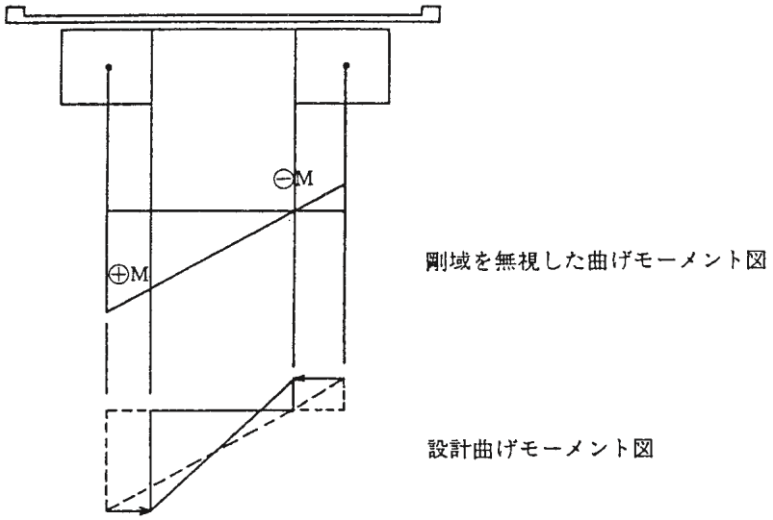


図 4－71　横げたの断面力

5－5 横構

箱げたは横方向も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。

＜鋼道路橋設計便覧(S55.8)　3.3.5＞

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 主げたに 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。

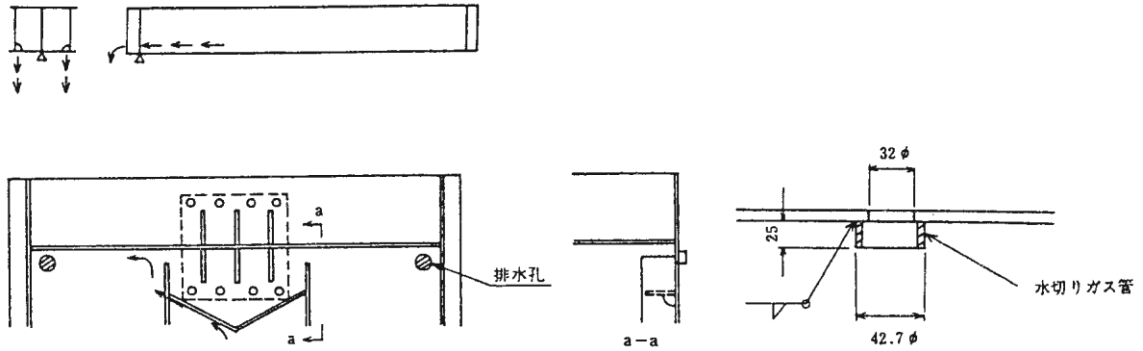
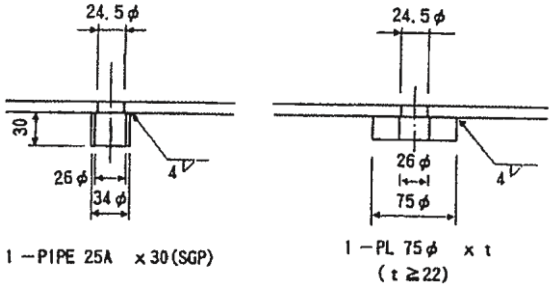


図 4－72　箱げた内の排水孔



排水孔水切り

図 4－72－1　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。

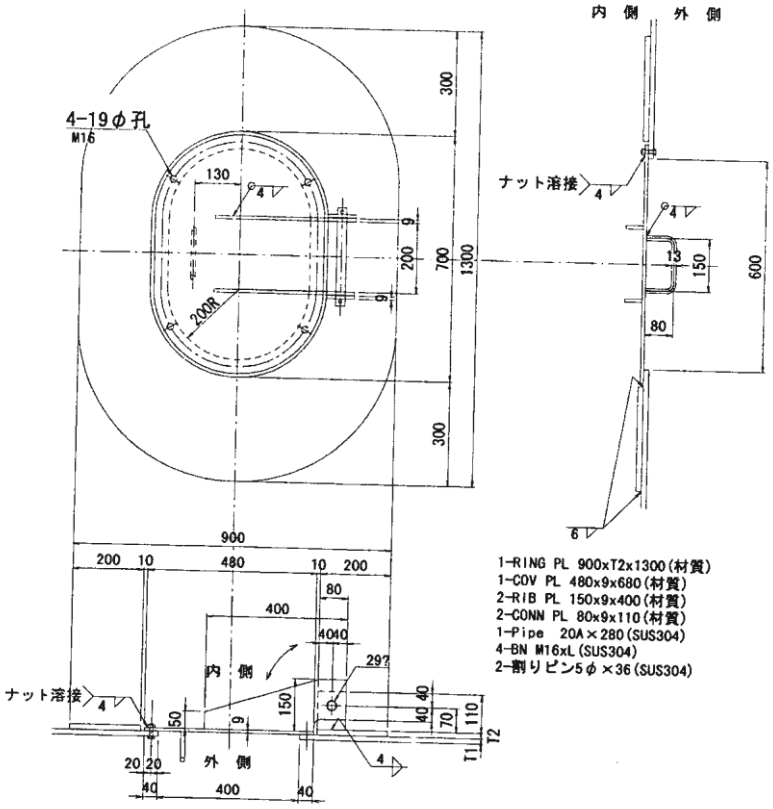


図 4−73　マンホールの構造

(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。

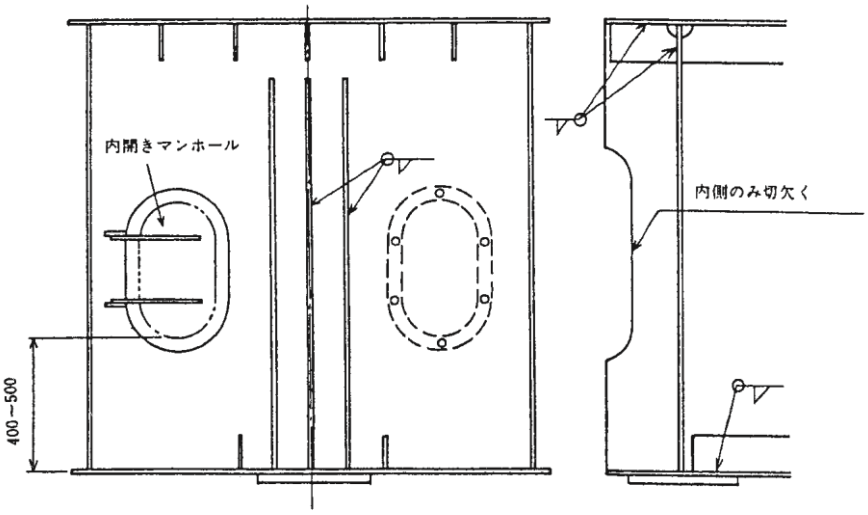


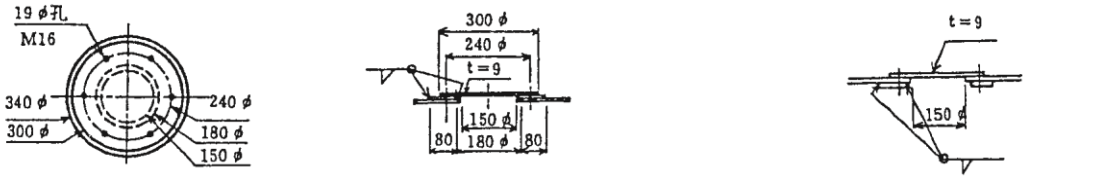
図 4－74　マンホールの取付位置

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。

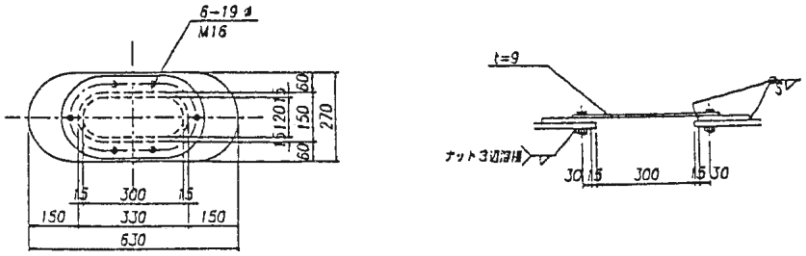
(2) ハンドホールの構造は、けた高が低く箱内作業に足場板搬入の必要がない場合は、図 4－75 のとおりとする。



(a) 平面図　　(b) RC 床版の場合の断面図　　(c) 鋼床版の場合の断面図

図 4－75　ハンドホールの構造

(3) ハンドボールの構造は、けた高が高く箱内作業に足場板搬入の必要がある場合は、図 4－76 のとおりとする。



(a) 平面図　　(b) RC 床版の場合の断面図

図 4－76　ハンドホールの構造

第５編　コンクリート橋

第１章　設計一般　…… 5－ 1
第２章　床版　…… 5－ 9
第３章　プレストレストコンクリート橋… 5－13
第４章　鉄筋コンクリート橋　…… 5－70

第5編 コンクリート橋

第1章 設計一般

1－1 適用の範囲

この編は､プレストレストコンクリート橋および鉄筋コンクリート橋の設計に関する標準的な事項について示すものである。

本編の対象とする橋梁は、一般的な規模あるいは形式の橋梁であり、大規模橋梁あるいは特殊な形式の橋梁については、別途考慮するものとする。

1－2 設計の基本

(1) 設計にあたっては、上部構造形式の特性を十分に考慮するものとする。
(2) 構造の各部はなるべく簡単にし、施工、構造性、維持管理、景観などに配慮した設計をおこなうものとする。

1－3 斜橋

1－3－1 構造解析

(1) 斜橋の断面力は、原則として格子構造理論により算出するものとする。
(2) 斜角は原則として 60° 以上とするが、構造性からは 70° 以上とするのが望ましい。

(1) 斜橋の断面力は、主げた横げたからなる格子構造とみなすことができるので、原則として格子構造理論により算出するものとする。

1－3－2 主げたおよび横げたの配置

(1) 主げたは、原則として支点部で等間隔となるよう配置するものとする。
(2) 横げたは、支承線の方向、主げたの方向等を考慮して配置するものとする。

(1) 横げたは、主げたの横方向の剛性を高め、主げたのたわみ差やねじり変形による床版、支承などの構造に有害な影響をおよぼすのを防止することから、この趣旨にしたがって支点上、1 支間につき 1 箇所以上、かつ 15m 以下を基本とし、以下に示すように適切に配置するものとする。

1）橋梁両端部の支承線が互いに平行の場合は、図 5－1 のように横げたは支承線に平行に配置するのが望ましい。

2）支承線が平行でなく、かつ主げたも平行でない場合は、図 5－2(a)のように横げたは斜角 θ の大きい方の支承線に平行に配置するのが望ましい。

3）支承線が平行でなく、主げたが平行で、橋面形状が台形をなす場合は、図 5－2(b)のように横げたは主げたに直角に配置するのが望ましい。

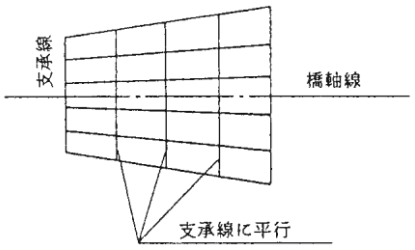
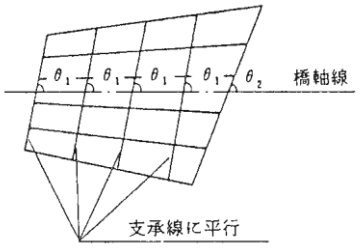
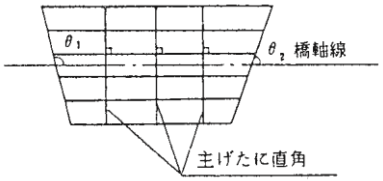


図 5－1　支承線が平行の場合の横げたの配置



(a) 主げたが平行でない場合



(b) 主げたが平行で橋面形状が台形の場合図

図 5－2　支承線が平行でない場合の横げたの配置

1－3－3 横締めの方向

床版の横締めは、原則として斜角方向とする。

けた長が各々異なる場合の横締めケーブルの配置は、施工性に配慮し、原則として図 5－3 のとおりとするが、幅員が広く、かつ斜角が小さい場合は、ケーブルの定着が困難となることから、図 5－4 のとおりとする。

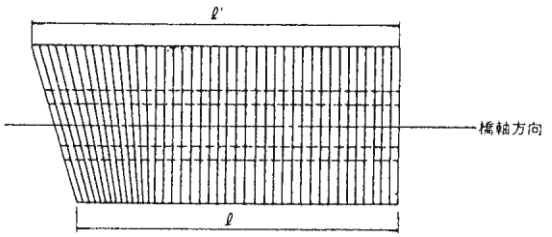


図 5－3　横締めケーブルを扇形に配置する場合

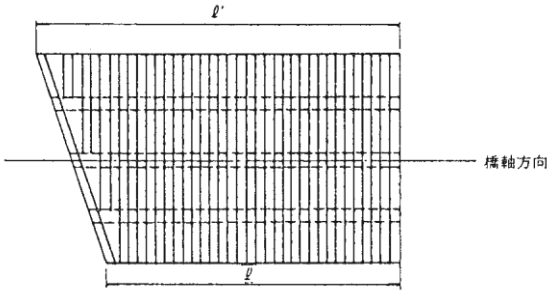


図 5－4　横締めケーブルを平行に配置する場合

1－4 曲線橋

1－4－1 主げたの配置

(1)　曲線橋における主げたは、原則として主げたの軸線を曲線の弦方向に平行に配置するものとし、床版張出し部が最小となるよう間隔を決めるものとする。

(2)　同一径間内で、横断こう配に差が生じる場合には、原則として橋体上面を平面とし、舗装厚で調整するものとする。

(1) 平面的な主げたの配置は図 5－5 に示すように、主げたの軸線を曲線の弦方向に配置し、床版張出し部の左右の最大シフト量を同一にするのが望ましい。

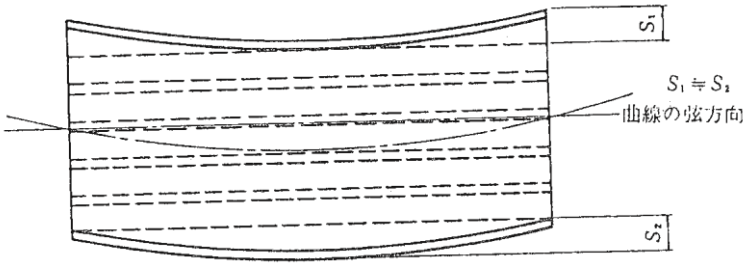


図 5－5　主げたの配置

(2) 床版張出し部の処理は、以下のようにおこなうものとする。

1）シフト量が小さい場合は、水切り幅を変化させてシフト量を確保するものとし、地覆は少なくとも床版に 100㎜ 程度載せるものとする。

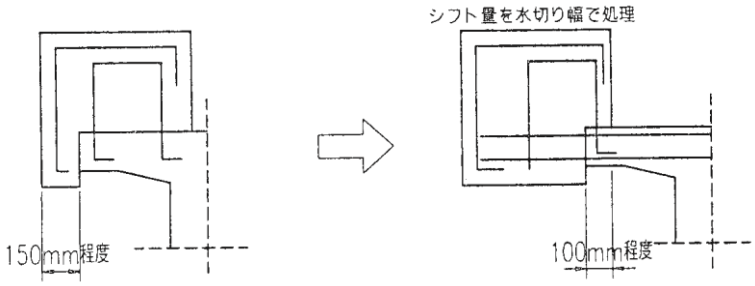


図 5－6　シフト量が小さい場合の床版張出し部

2）シフト量が大きく、水切り幅で処理できない場合は、張出し床版を設けるものとする。

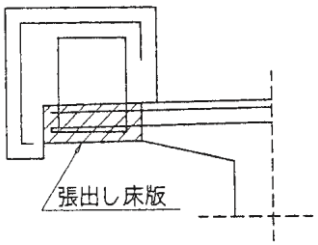


図 5－7　シフト量が大きい場合の床版張出し部

(3) 横断こう配に差が生じる場合は、橋体上面を平面とし、舗装厚を変化させて対処するものとするが、最小舗装厚を確保しながら調整舗装厚が最も小さくなるように、橋体上面の縦断こう配および横断こう配を定めたうえ、主げたを適切に配置するものとする。

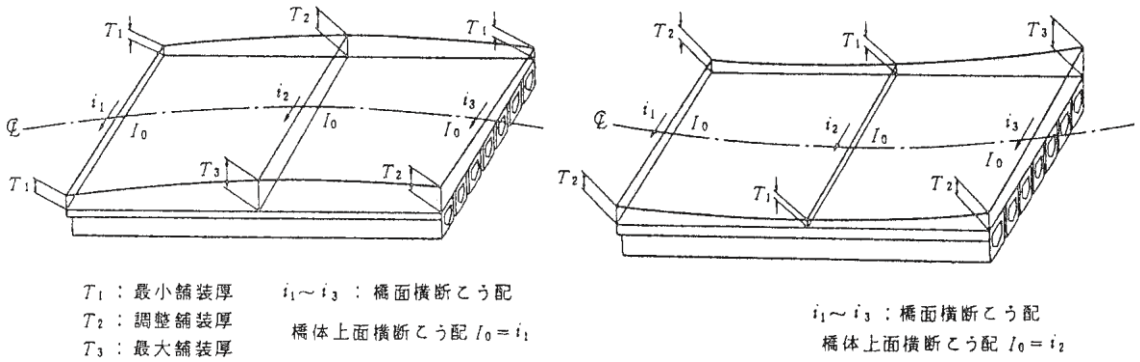


図 5－8　橋体上面こう配の決め方

1－5 塩害対策げた

プレキャストPCげたは、経年的な劣化による影響を考慮し、塩害により所要の耐久性がそこなわないよう材料および構造細目に配慮するものとする。

海塩粒子による塩害の恐れのある地域に建設されるプレストレスト橋のプレキャストPCげたは、道路橋示方書に適合した設計を行うものとし、以下に示すように適切な処理を施すものとする。

(1) 純かぶり

対策区分に応じた最小純かぶり（道路橋示方書Ⅲの表－5.2.1）を確保するものとする。

(2) 材料

1）コンクリートの塩分浸透度合いは、コンクリートの水セメント比に影響されるため、下表に示す水セメント比を満足させるものとする。普通セメントや早強セメント以外のセメントの使用および水セメント比を大きくする場合は別途検討するものとする。

なお、この表は設計上の目標期間を100年と想定したものである。

表5－A　想定している水セメント比

構造	(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	(2) (1)以外のプレストレストコンクリート構造	(3) 鉄筋コンクリート構造
	プレキャストげた（プレテンションげた、セメントげた）	横げた、床版、現場製作プレキャストげた、工場製作セグメントげた※1	地覆、RC床版
想定している水セメント比	36%	43%	50%

※1　工場製作セグメントげたで、水セメント比36%を超えるコンクリートを使用した場合は、道路橋示方書Ⅲの表－5.2.1の“(1)以外のプレストレストコンクリート構造”の最小かぶりを適用するものとする。

2）骨材は、複合劣化の恐れがあるためアルカリシリカ反応試験による結果で無害と確認されたものを使用するものとする。

3）型枠セパレーター等の型枠組み立て用補助鋼材は、純かぶり内から除去するかまたは非鉄製を使用する。スペーサーは、本体コンクリート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を使用するものとする。

4）コンクリートに埋め込まれるインサートは非鉄製とするものとする。

(3) 横締めPC鋼材定着部

横締めPC鋼材定着部の純かぶりは、鉄筋コンクリート構造に対する値を適用し、支圧板は防錆処理を施すものとする。

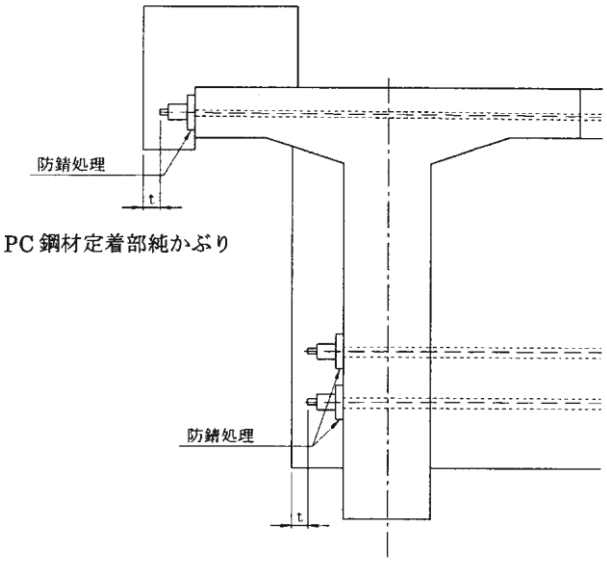


図5－8－1　横締めPC鋼材定着部

(4) 下フランジ隅角部の処理

コンクリート橋の塩害による損傷は、一般に床版橋や箱桁橋に比べTげた橋およびIげた橋に多く、また、塩分の付着しやすいけた下フランジ隅角部に多く見られる。これらに配慮し、バルブTげたやコンポげたを塩害の影響度合いが激しい対策区分SおよびIで計画する場合は、以下の対応等により耐久性の確保を図るものとする。

1）塩害対策区分S

塗装鉄筋を用い、かつウェブおよび下フランジ部にコンクリート塗装を施すものとする。（図5－8－2参照）また、形式別の対応を表5－Bに示す。

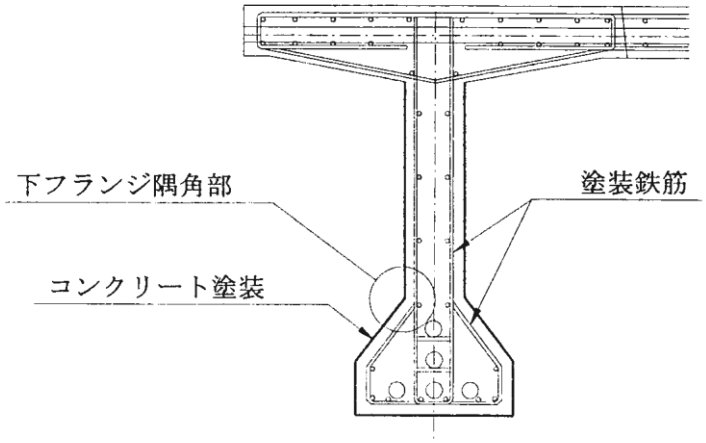
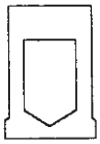
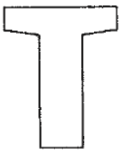
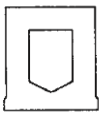
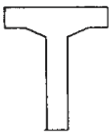
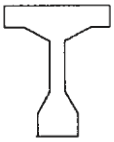
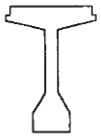


図5－8－2　塩害対策区分S対応

表 5−B　塩害対策区分 S 対応

	プレテンションげた		ポストテンションげた			
	スラブ橋げた	T　げ　た	中空床版橋げた	T　げ　た	バルブ T げた	コンポげた
断面形状						
区分対応（純かぶり確保を前提とする）	下フランジ側面、底面のみコンクリート塗装	外気に接する面はコンクリート塗装	塗装鉄筋	塗装鉄筋	塗装鉄筋＋ウェブ、下フランジ部はコンクリート塗装	塗装鉄筋＋ウェブ、下フランジ部はコンクリート塗装

2）塩害対策区分 I

塩害対策区分 I に対する対応は、下記①、②のどちらかを選定するものとする。

①　下フランジ部の配置鉄筋およびスターラップを塗装鉄筋とするものとする。（軸方向筋を除く）

②　ウェブおよび下フランジ部にコンクリート塗装を施すものとする。

①　塗装鉄筋　　②　コンクリート塗装

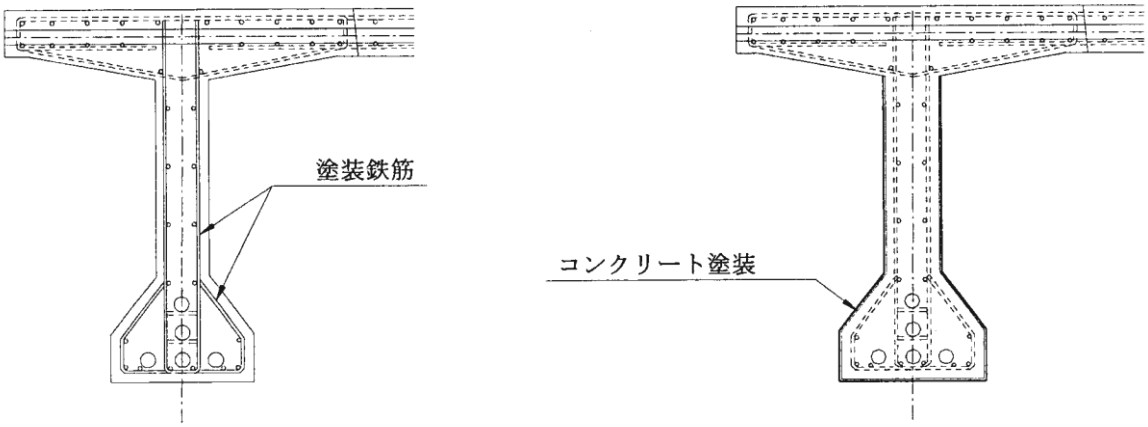


図 5−8−3　塩害対策区分 I 対応

第2章 床版

2－1 床版の厚さ

2－1－1 プレストレストコンクリート床版

(1)　車道部の床版の最小全厚は、いかなる部分も 16cm を下まわらないものとする。

(2)　片持版の版先端の厚さは、(1)によるほか表 5－2 の片持版の最小全厚の 50%以上としなければならない。

(3)　床版の 2 方向にプレストレスを導入する場合は、(1)および(2)の規定を満足するものとする。

(4)　床版の 1 方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚は(1)および(2)によるほか表 5－1 によるものとする。

表 5－1　床版の 1 方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚

床版の支間の方向 ＼ プレストレスを導入する方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行
床版の支間の方向に平行	表 5－2 の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の 90%	表 5－2 の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の 65%
床版の支間の方向に直角	表 5－2 の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表 5－2 の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　7.3.2＞

(1) PC 床版の厚さは、使用する PC 鋼材の種類、配置形状、定着具の大きさ、配置、かぶりなどを考慮して決定されるが、片持版端部及び 2 方向にプレストレスを導入する床版では、20cm 以上とするのが望ましい。

(2) 床版に 1 方向のプレストレスを導入する場合は、プレストレスを導入しない方向は鉄筋コンクリート構造であるので、鉄筋コンクリート床版の規定を適用し、プレストレスの導入方向が床版の支間方向に平行の場合は、表 5－1 に示すとおり、最小全厚を薄くしてよいものとする。

(3) 片持版の最小全厚は、支持げたのウェブ前面における厚さとする。

2－1－2 鉄筋コンクリート床版

車道部の床版の最小全厚は、次式によるものとする。

$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$

ここに、d　：床版厚さ（cm）（小数第1位を四捨五入する。ただし、d_0を下回らないこと）

d_0　：表5－2に示す車道部分の床版の最小全厚（cm）（小数第2位を四捨五入し、小数第1位まで求める。d≧16cm）

k_1　：大型車両の交通量による係数で、表5－3による。

k_2　：床版を支持するけたの剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数。コンクリート橋ではk_2＝1.0としてよい。

表5－2　車道部分の床版の最小全厚

床版の区分 ＼ 床版の支間の方向（注）		車両方向に直角	車両方向に平行
連続版		3ℓ＋11	5ℓ＋13
片持版	ℓ≦0.25	28ℓ＋16	24ℓ＋13
	ℓ＞0.25	8ℓ＋21	

ここに　ℓ：道示Ⅲ7.3に規定するT荷重に対する床版の支間（m）
（注）床版の支間の方向は道示Ⅲ図－5.4.1による

表5－3　大型車両の交通量による係数（k_1）

1方向あたりの大型車両の計画交通量（台/日）	k1
500未満	1.10
500以上1000未満	1.15
1000以上2000未満	1.20
2000以上	1.25

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　7.3.1＞

(1) k_1を適用する場合の大型車両の計画交通量は、車線数に関係なく1方向あたりの交通量とする。

(2) コンクリート橋の床版は、一般にコンクリートの支持げたと剛結されていることから、連続版あるいは片持版の計算式を適用するものとする。

(3) 片持版の最小全厚とは、支持げたのウェブ前面における厚さとする。

2－2 設計曲げモーメント

床版の設計曲げモーメントは道示Ⅲ7.4により求めるものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　7.4＞

一般にコンクリート橋の床版は、支持げたと剛結されているため、床版の支間曲げモーメントは連続版として算出するものとする。

2－3 PC鋼材の配置

(1)　PC鋼材は、原則として床版に一様にプレストレスが導入されるよう配置するものとする。
(2)　PC鋼材の配置間隔は、定着具の大きさ、プレストレス力の分布幅などを考慮して定めるものとする。
(3)　斜橋の支承付近における床版支間方向のPC鋼材は、支承線方向に配置するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　7.7＞

(1) 床版に一様にプレストレスが導入されていないと、プレストレスによる二次的な曲げモーメントおよびせん断力が生じ、複雑な応力状態となるので、床版には一様なプレストレスが導入されるようPC鋼材の定着間隔などを定めるものとする。

(2) プレストレスは、PC鋼材定着位置より分布して床版に導入されるので、PC鋼材の配置は、PC鋼材定着具の大きさのほかに、この分布幅を考慮して設計断面でのプレストレスが過大あるいは過小とならないようにするものとする。

(3) 支承部付近は、斜角の影響を受けるので、支承線方向にPC鋼材を配置するものとする。

2－4 配筋

(1)　鉄筋は原則としてSD345を用いるものとし、その直径はD16㎜、D19㎜とする。
(2)　鉄筋の純かぶりは原則として30㎜とする。
(3)　鉄筋の中心間隔は、引張鉄筋については100㎜、125㎜、150㎜とし、圧縮鉄筋は引張鉄筋の2倍とする。
(4)　鉄筋の定尺は12mとする。
(5)　主鉄筋の配置は、原則として斜角が70°以上の場合は、斜角方向、斜角が70°未満の場合は、主げた直角方向とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　7.6＞

(1) 主鉄筋径は原則としてD16㎜、D19㎜とし、D13㎜、D22㎜は特殊な場合に使用するものとする。

(2) 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、主鉄筋の標準的な配筋方法は図 5－9～図 5－11 のとおりとする。

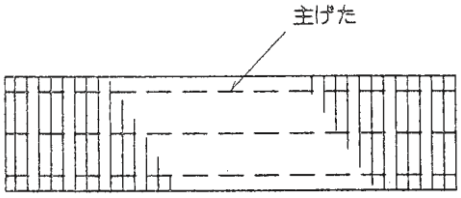
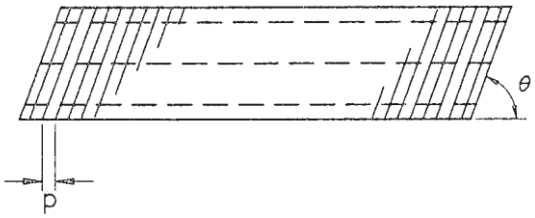
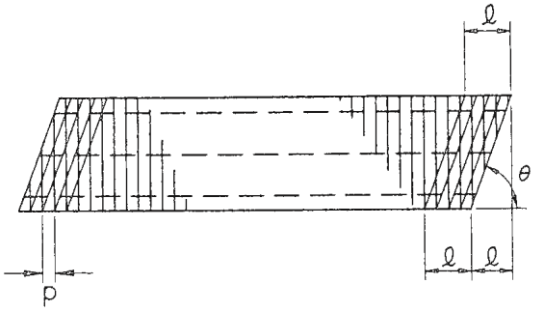


図 5－9　主鉄筋の配置方向（直橋の場合）



p：鉄筋間隔は主げた方向とする。

図 5－10　主鉄筋の配置方向（斜角 90° ＞θ≧70° の場合）



p：鉄筋間隔は主げた方向とする。

ℓ：ℓの区間は主鉄筋を支承線方向に間隔 p 以下に配置する。

図 5－11　主鉄筋の配置方向（斜角θ＜70° の場合）

第3章 プレストレストコンクリート橋

3－1 使用材料

3－1－1 コンクリート

コンクリートの設計基準強度は、原則として表5－4の値とする。

表5－4　コンクリートの設計基準強度と使用区分

設計基準強度	使　用　区　分
σ_{ck}＝50N/mm^2	プレテンション方式PC床版橋の主げた プレテンション方式PCTげた工場製作のプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式の主げたPC板
σ_{ck}＝40N/mm^2	ポストテンション方式PCTげた 現場製作のプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式の主げた 張出し架設を行う場所打ちポストテンション方式げた（箱げた橋） 押出し架設を行う場所打ちポストテンション方式げた（箱げた橋）
σ_{ck}＝36N/mm^2	オールステージングによる場所打ちポストテンションげた （中空床版橋、箱げた橋、斜材付きπ型ラーメン橋）
σ_{ck}＝30N/mm^2	プレテンション方式PCTげた橋の横げたおよび床版場所打ち部 プレテンション方式PC床版橋の場所打ち部（中埋めコンクリート） ポストテンション方式PCTげた橋の横げたおよび床版場所打ち部 ポストテンション方式PC合成床版タイプ合成げたの横げた 　　および床版場所打ち部 プレキャストげた架設方式連続げた橋の連結部、横げたおよび床版場所打ち部
σ_{ck}＝24N/mm^2	地覆､剛性防護柵
σ_{ck}＝18N/mm^2	こう配調整コンクリート

(1) プレテンション方式のけた、プレキャストセグメント工法によるけた、およびPC合成床版タイプ合成げたに使用するPC板は、設備の整った工場で製作され、品質管理が十分におこなえることからσ_{ck}=50N/mm^{2}とする。バルブTげたとPC合成床版タイプ合成げたは、工場製作のプレキャストセグメント工法を標準とするものとする。

(2) ポストテンション方式のけたのうち、工場と同程度の設備が整った現場近くのヤードで製作されるもの、プレキャストセグメント工法によるけたのうち、輸送上の制約で工場製作のけたを現場に運べない場合の現場製作については、工場と同程度の管理が行えることからσ_{ck}=40N/mm^{2}とする。

(3) 場所打ちコンクリートは、主げたなどのプレストレスの導入レベルの高い部材は$\sigma_{ck}=36N/mm^2$とするが、張出し架設および押出し架設のように、工程上早期に強度発現が必要な場合には、品質管理を十分におこなうことを前提に$\sigma_{ck}=40N/mm^2$とする。

(4) 横げた、床版などの場所打ち部でプレストレスが導入される部材は現場施工となることから$\sigma_{ck}=30N/mm^2$とする。

(5) 鉄筋コンクリート製の剛性防護柵については、施工性、安全性、省力化等から地覆と剛性防護柵を一体にしたスリップフォーム工法での施工が増加していることから、地覆と同一の強度とする。

3－1－2 PC鋼材

PC鋼材は定着工法、橋種、および架設工法などをふまえ、ケーブルと鋼棒を適切に用いるものとする。

(1) PC鋼材は、定着具の配置、偏心量、施工性および経済性をふまえて選定するものとするが、一般に導入力の小さい鋼材を数多く配置した方が、部材断面にプレストレスを均等に導入できる利点がある。

(2) PC鋼材は、原則として経済性、市場性に問題がなく、設計上の利点がある低リラクセーション品を使用するものとする。

(3) 近年､従来からのセメント系グラウト以外の防錆材料を用いたプレグラウトPC鋼材が実用化されており、これを用いることより、グラウト工が不要で施工の省力化が可能となるが、現在市販されている製品は､1本ごとに定着されるPC鋼より線に限られていることと、樹脂の性状がコンクリートの硬化時の温度に大きく影響を受けるため、比較的部材厚の薄い場所打ち箱げたの床版横締に採用するのがよい。

(4) 横締めは施工性を考慮し、原則としてケーブルを用いるものとするが、横締め長が短い場合はセットロスの影響が大きく不経済になる場合がある。施工性、経済性を検討し、有利になる場合には鋼棒を使用してもよいものとする。

(5) PC斜材付きπ型ラーメン橋の斜材は鋼材配置のスペースが限られるため、原則として導入力の大きいB種2号の鋼棒（SBPR930／1180）を用いるものとする。

(6) 外ケーブルの耐久性を向上させるため、シース、グラウト、PC鋼材の種類を適切に選定するものとする。

(7) 一般的に用いられるPC鋼材は表5－5のとおりである。

表 5－5　一般的に用いられる PC 鋼材

	鋼材記号	緊張材の共通表示	引張能力 kN/本	引張能力共通表示	セット量 (mm)	定着方法
鋼線	SWPR1A	12W5	382［39.0］	40TON 型	4	くさび定着
		12W7	700［71.4］	70TON 型	5	
		12W8	880［90.6］	95TON 型	6	
鋼より線	SWPD3	φ2.9	38.2［3.9］	—	—	
	SWPR7A	φ9.3	88.8［9.0］	—	—	
	SWPR7B	7S12.7B	1281［130.9］	130TON 型	9	
	SWPR7A	12S12.4A	1920［195.6］	195TON 型	7	
	SWPR7B	12S12.7B	2196［224.4］	225TON 型	8	
		12S15.2B	3132［319.2］	320TON 型	11	
	SWPR19	1S17.8	387［39.5］	40TON 型	3	
		1S19.3	451［46.0］	50TON 型	3.5	
		1S21.8	573［58.4］	60TON 型	4	
		1S28.6	949［96.8］	100TON 型	5	
鋼棒	SBPR 930/1080 (B 種 1 号)	1B23B1	449［45.7］	45TON 型	—	ねじ定着
		1B26B1	573［58.4］	55TON 型	—	
	SBPR 785/1030 (A 種 2 号)	1B26A2	547［55.7］	55TON 型	—	
		1B32A2	828［84.4］	80TON 型	—	
	SBPR 930/1180 (B 種 2 号)	1B26B2	626［63.7］	60TON 型	—	
		1B32B2	949［96.5］	95TON 型	—	

PC 鋼材定着時セット量は、各定着工法で異なるのでその値については「プレストレストコンクリート工法設計施工指針」（土木学会）または定着工法ごとの設計施工指針によるものとする。

(8) 使用実績のあるプレグラウト PC 鋼材は、表 5－5 のうち鋼より線 SWPR19 の場合 1S21.8 および 1S28.6 で下図に示す形状である。

また、設計にあたっては、表 5－5－1 の標準摩擦係数により行うものとする。

表 5－5－1　プレグラウト鋼材の摩擦係数

	μ (1/rad)	λ (1/m)	備考
横締めケーブル	0.10	0.003	直線に近く、比較的短い鋼材
縦締めケーブル	0.30	0.004	上記以外の横締め鋼材を含む

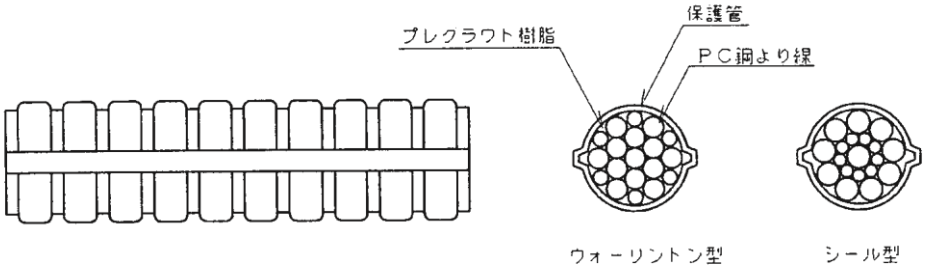


図 5－11－1　プレグラウト PC 鋼材の形状

3－1－3 鉄筋

(1)　鉄筋は異形鉄筋 SD345 を用いることを基本とし、鉄筋径はポストテンション方式の部材で 13mm 以上、プレテンション方式の部材で 10mm 以上とする。 (2)　鉄筋の最大径は、原則として D25 とする。 ただし、ラーメン橋でレベル 2 地震動に対して補強が必要となる場合は、太径鉄筋を用いてもよいものとする。

(2) 鉄筋の最大径は、施工性に配慮し重ね継手で可能な D25 とするものとする。

ただし、ラーメン橋におけるレベル 2 地震動に対する補強鉄筋量が多くなる場合等は、施工性に配慮し、圧接等による継手が不要な場合に、D29、D32 を用いてよいものとする。

3－2 設計計算に関する一般事項

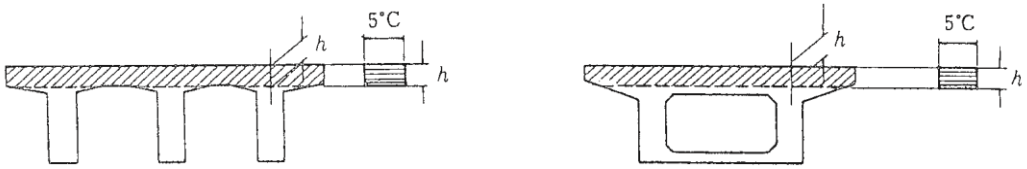
3－2－1 不静定力の計算

不静定構造においては、死荷重、活荷重などの一般的な荷重のほか、次の状態においても不静定力が発生するので、これらの影響も考慮するものとする。

(1) 温度変化の影響
(2) 床版とその他の部分との温度差の影響
(3) コンクリートの乾燥収縮の影響
(4) コンクリートのクリープの影響
(5) プレストレス力による影響
(6) 地震の影響
(7) 支点移動の影響

(1) コンクリート部材に温度変化あるいは温度差が生じ、これによる変形が拘束される場合には、不静定力が発生するので、この影響を考慮しなければならない。温度変化の範囲および温度差は「第2編　橋梁一般1－6」によるものとする。

(2) 温度差は直射日光による影響を考慮したもので、床版とその他の部分の温度差は5℃を標準として、けた軸方向の断面力を算出するものとするが、この場合、床版の形状は、図5－12に示すように平均厚さとした矩形断面に換算するものとする。



h：床版の平均厚

図5－12　床版の温度分布の仮定

(3) コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響は、次の場合に考慮するものとする。

① 断面を分割施工する場合
② 構造系の変化を伴う施工を行う不静定構造の場合
③ コンクリートの材令が異なる部材を組み合わせた構造の場合

コンクリートの材令差は、あらかじめ橋梁ごとの施工工程を仮定し、これにもとづいて算出するものとする。

3－2－2 PC 鋼材定着時セット量

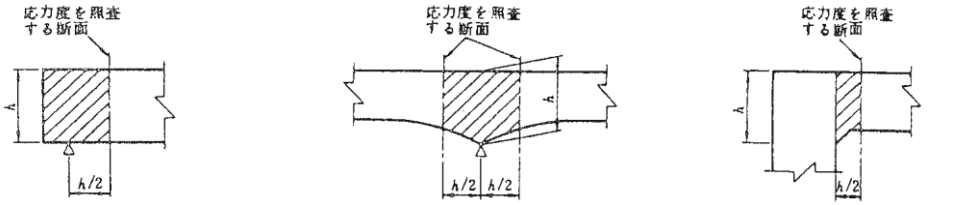
PC 鋼材定着にセットロスを生じることがある工法では、これによる PC 鋼材引張応力度の減少を考慮するものとする。

PC 鋼材定着時セット量は各 PC 工法で異なるので、その値については「プレストレスト工法設計施工指針（土木学会)」によるものとする。

3－2－3 部材応力度の計算位置

部材応力度の計算は、支点付近、断面力最大および最小位置、断面変化位置、その他必要な位置でおこなうものとする。

(1) 部材の曲げ応力度、せん断応力度などの検討すべき位置を示したものであり、支点付近のせん断応力度の照査は図 5－13 に示す断面についておこなうものとする。



(a) 等断面のけたの場合　　(b) 変断面のけたの場合　　(c) ラーメンの場合

図 5－13　支点付近のせん断応力度の照査断面

(2) 支点付近でウェブ拡幅する場合は、ウェブ拡幅始点が危険となることがあるので、この断面についても照査をおこなうものとする。

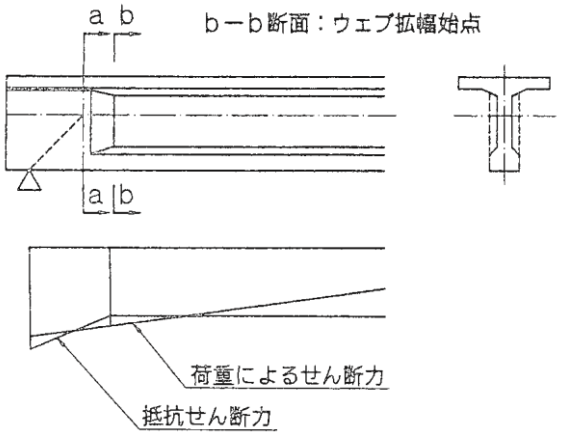


図 5－14　ウェブ拡幅始点の照査断面

(3)　PC 鋼材の定着はウェブに設けることが原則であるが、PC 鋼材を曲げ上げてフランジ上面に定着する場合には、この定着位置についても斜引張応力度の検討をおこなうものとする（図 5－15 a－a 断面）。
また、鋼材傾斜角の変化位置についても、必要に応じ照査をおこなうものとする。

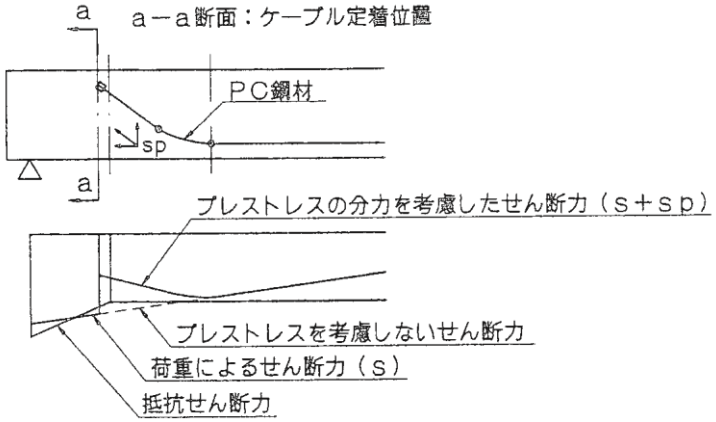


図 5－15　PC 鋼材定着位置の照査断面

3－2－4 曲げモーメントおよび軸方向力が作用する部材の設計

(1)　設計荷重作用時に部材断面に生じるコンクリートおよび PC 鋼材の応力度は、「3－3」に示す許容応力度以下としなければならない。

(2)　次の場合には設計荷重作用時において、原則としてコンクリートに引張応力度が生じないように設計するものとする。

①　活荷重および衝撃以外の主荷重作用時

②　けたの上面

③　プレキャストセグメント工法におけるセグメント継目部

④　横締めを行う床版（プレストレストコンクリート床版）

⑤　海水、塩害などによる、腐食性の大きい環境にある部材

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　4.2＞

(1)　PC 部材は、耐久性の面より、主荷重から活荷重と衝撃を除いた持続荷重に対しては、コンクリートのひびわれを防ぐため、コンクリートに引張応力度を生じさせないものとする。

(2) けたの上面に引張応力度が生じるとひびわれが発生し、水分が進入して劣化を促進することになることから、けたの上面には主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時において引張応力度を生じさせないものとする。特に、連続げたの中間支点部では、断面の上側に引張応力度が生じることになるので注意するものとする。また、プレキャストげた架設方式連続げた橋の中間支点部についてはプレストレスが導入されていないので、鉄筋コンクリート橋に準じて設計をおこなうものとする。

なお、④横締めを行う床版のうち、箱げた内部ウェブ付根下側の床版は 0.3N/mm^2 程度の引張応力度の発生を許容するものとする。

(3) プレキャストセグメント工法においては、セグメント継目部に鉄筋を配置することができないため、鉄筋によるひびわれ幅の抑制が不可能であることから、主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時においてコンクリートに引張応力を生じさせないものとする。

(4) 横締めをおこなうプレストレストコンクリート床版は、ひびわれによる損傷を防ぐため、主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時において、プレストレスを導入した方向に対しても引張応力度を生じさせないものとする。

(5) 海水、塩害などによる、腐食性の大きい環境にある部材については、ひびわれ発生が内部の鋼材を腐食させる要因となることから、部材のすべてにおいて、主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時に引張応力度を生じさせないものとする。

3－2－5 せん断力が作用する部材の設計

(1) コンクリートの設計荷重作用時のコンクリートが負担できる平均せん断応力度と、終局荷重作用時の平均せん断応力度の最大値は表 5－6、表 5－7 のとおりとする。

表 5－6 コンクリートが負担できる平均せん断応力度（N/mm²）

コンクリートの設計基準強度	24	30	36	40	50
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.39	0.45	0.51	0.55	0.65

表 5－7 コンクリートの平均せん断応力度の最大値（N/mm²）

コンクリートの設計基準強度	24	30	36	40	50
コンクリートの平均せん断応力度の最大値	3.2	4.0	4.8	5.3	6.0

(2) 設計荷重作用時の斜引張応力度の照査は、次の断面位置でおこなうものとする。

① 断面の中立軸の位置

② 部材の断面幅が最小となる位置

③ 垂直応力が零となる位置

(3) 部材の斜引張破壊に対する耐力を求めるときの斜引張鉄筋の降伏点は、上限を 345N/mm² とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編 4.3＞

(1) 表 5－4 に示すコンクリートの設計基準強度に対する、それぞれの値を示したものである。

(2) 一般に斜引張応力度は、断面に曲げ引張応力度が生じていないときは断面の図心位置またはウェブ幅が最小の位置において最大となり、断面に引張応力度が生じているときはウェブ内の垂直応力が零となる位置で最大となることから、照査する断面位置を規定したものである。

3－2－6 ねじりモーメントが作用する部材の設計

終局荷重作用時のねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、およびねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和の最大値は、表 5－8 のとおりとする。

なお、部材の斜引張破壊に対する耐力を求めるときの斜引張鉄筋の降伏点は、上限を 345N/㎟ をとする。

表 5－8　コンクリートせん断応力度の最大値（N/㎟）

コンクリートの設計基準強度	24	30	36	40	50
ねじりモーメントによるせん断応力度	3.2	4.0	4.8	5.3	6.0
ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度との和	4.0	4.8	5.6	6.1	6.8

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　4.4＞

(1) 表 5－4 に示すコンクリートの設計基準強度に対する値を示したものである。

(2) ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の組み合わせにおいては、組み合わせ応力度が最大となる荷重状態でおこなうことが望ましいが、計算の簡便さを考慮し、それぞれが最大となる載荷状態の値を加えてもよいものとする。

3－2－7 そり

(1)　プレテンションげたの場合は、プレストレスによりそりが生じることから、設計に際しては次の点に留意にするものとする。

1）舗装厚は、けたのそり量と縦断こう配を考慮して決定するものとする。

2）橋台、橋脚上のけた据付け高は、けたのそり量を考慮して決定するものとする。

(2)　ポストテンションげたの場合は、型枠をそり量だけ下げこすか、あるいは上げこすことにより、そりを緩和させるものとする。

(1) プレテンションげたは、プレストレスによりそりが生じる。このそりは死荷重によるたわみと、時間経過にともなうクリープたわみとにより緩和されるが、最終的に残るそり（δ_1）に対しては、舗装厚、けたの据付け高などにより調整するものとする。

1）舗装面が凸の場合で、けたの曲率より舗装面の曲率の方が小さい場合は、両けた端で最小舗装厚となるよう計画するものとする。

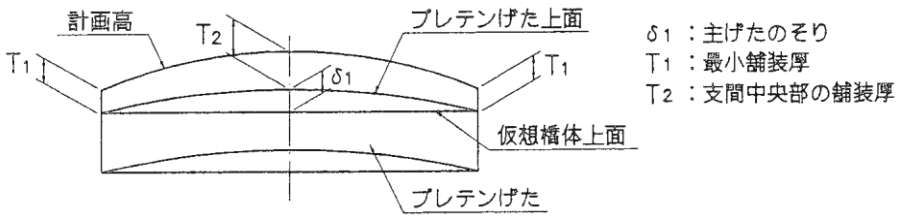


図 5－16　舗装面が凸の場合で、けたの曲率＞舗装面の曲率の場合

2）舗装面が凸の場合で、けたの曲率より舗装面の曲率の方が大きい場合は、けた中央部で最小舗装厚となるよう計画するものとする。

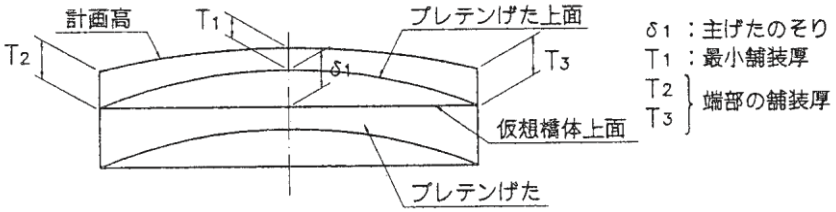


図 5－17　舗装面が凸の場合で、けたの曲率＜舗装面の曲率の場合

3）舗装面が凹の場合は、けた中央部で最小舗装厚となるよう計画するものとする。

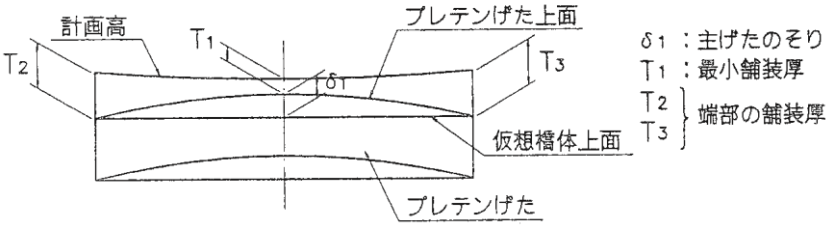


図 5－18　舗装面が凹の場合

3−3 許容応力度

3−3−1 コンクリートの許容応力度

(1)　コンクリートの許容圧縮力度は表 5−9 のとおりとする。

表 5−9　コンクリートの許容圧縮応力度（N/mm²）

応力度の種類 ＼ コンクリートの設計基準強度			30	36	40	50
プレストレッシング直後	曲げ圧縮応力度	(1) 長方形断面の場合	15.0	17.0	19.0	21.0
		(2) T 形および箱型断面の場合	14.0	16.0	18.0	20.0
	(3) 軸圧縮応力度		11.0	13.0	14.5	16.0
その他	曲げ圧縮応力度	(4) 長方形断面の場合	12.0	13.5	15.0	17.0
		(5) T 形および箱型断面の場合	11.0	12.5	14.0	16.0
	(6) 軸圧縮応力度		8.5	10.0	11.0	13.5

なお、二方向から同時に曲げモーメントを受ける場合の許容曲げ圧縮応力度は、長方形断面の許容値に 1.0N/mm² を加えた値とする。

(2)　コンクリートの許容引張応用力度は表 5−10 のとおりとする。

表 5−10　コンクリートの許容引張応力度（N/mm²）

応力度の種類 ＼ コンクリートの設計基準強度			30	36	40	50
曲げ引張応力度	(1) プレストレッシング主荷重		1.2	1.3	1.5	1.8
	(2) 活荷重および衝撃以外の主荷重		0	0	0	0
	主荷重および主荷重に相当する特殊荷重	(3) 床版およびプレキャストセグメント工法におけるプレキャストセグメント継目部の場合	0	0	0	0
		(4) その他の場合	1.2	1.3	1.5	1.8
(5) 軸引張荷応力度			0	0	0	0

(3) コンクリートの許容斜引張応力度は表 5−11 のとおりとする。

表 5−11　コンクリートの許容斜引張応力度（N/mm²）

応力度の種類 ＼ コンクリートの設計基準強度		30	36	40	50
斜引張応力度	(1) せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	0.8	0.9	1.0	1.2
	(2) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.2	1.3	1.5

(4)　コンクリートの許容付着応力度は、直径 32㎜ 以下の鉄筋に対して表 5－12 のとおりとする。

表 5－12　コンクリートの許容付着応力度（N/㎟）

応力度の種類＼コンクリートの設計基準強度		30	36	40	50
付着応力度	異形棒鋼	1.8	1.9	2.0	2.0

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　3.2＞

(1) 表 5－4 に示すコンクリートの設計基準強度に対するそれぞれの値を示したものである。

(2) 二方向から同時に曲げモーメントを受けた場合に生じる二軸曲げ圧縮応力度は、部材断面の隅角部に発生する局所的な応力であるため、断面の形状にかかわらず長方形断面の許容曲げ圧縮応力度に 1.0N/㎟ を加えた値としたものである。

3－3－2 PC 鋼材の許容応力度

PC 鋼材の許容引張応力度は表 5－13 のとおりとする。

表 5－13　PC 鋼材の許容引張応力度（N/mm²）

PC 鋼材の種類 ＼ 許容引張応力度				プレストレッシング中	プレストレッシング直後	設計荷重作用時
鋼線	SWPR1AN SWPR1AL SWPD1N SWPD1L		5mm	1260	1120	960
			7mm	1170	1050	900
			8mm	1125	1015	870
			9mm	1080	980	840
	SWPR1BN SWPR1BL		5mm	1350	1190	1020
			7mm	1260	1120	960
			8mm	1215	1085	930
鋼より線	SWPR2N SWPR2L		2.9mm（2 本より）	1530	1365	1170
	SWPR7AN（7 本より） SWPR7AL（7 本より）			1305	1190	1020
	SWPR7BN（7 本より） SWPR7BL（7 本より）			1440	1295	1110
	SWPR19N SWPR19L （19 本より）		17.8mm	1440	1295	1110
			19.3mm	1440	1295	1110
			20.3mm	1440	1260	1080
			21.8mm	1440	1260	1080
			28.6mm	1350	1260	1080
鋼棒	丸棒 A 種	2　号	SBPR785/1030	706	667	588
	丸棒 B 種	1　号	SBPR930/1080	837	756	648
		2　号	SBPR930/1180	837	790	697

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　3.4＞

PC 鋼材の許容引張応力度は道示Ⅲ3.4 の規定にもとづいて計算した値を示したものである。

3－3－3 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は、道示Ⅲ　3.3 によるものとする。

表．鉄筋の許容応力度（N/mm²）

応力度、部材の種類等 ＼ 鉄筋の種類			SD345
引張応力度	1）活荷重及び衝撃以外の主荷重		100
	2）荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	一般の部材	180
		床版及び支間 10m 以下の床版橋	140
	3）荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	桁の軸方向への配置	200
		その他	200
	4）鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値		200
5）圧縮応力度			200

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　3.3＞

3－4 構造細目

3－4－1 鉄筋の配置

鉄筋の間隔、かぶり、フック、定着および継手については道示Ⅲ6.6.1～6.6.5によるものとする。

海岸地域に建設され、海塩粒子による被害が予想される場合の、鉄筋のかぶりは道示Ⅲ5章によるものとする。

3－4－2 PC鋼材の配置

(1) PC鋼材の配置は道示Ⅲ6.6.6～6.6.8によるものとする。 (2) PC鋼材は、原則として主げた全長にわたって配置するものとするが、やむを得ず途中で定着する場合は道示Ⅲ6.6.7、6.6.8によるものとする。 (3) ポストテンション方式の場合、PC鋼材（シースを含む）のあきは、4cm以上かつ粗骨材の最大寸法の4／3倍以上とする。また、棒状バイブレーター挿入のためのあきを1ヶ所以上設けるものとする。 (4) PC鋼材の継手位置は、やむを得ない場合を除き1箇所に集中させないものとする。 (5) PC鋼材は施工時に動かないよう十分強固に支えるものとする。

(1) 主げたに配置するPC鋼材は全長にわたって配置するものとし､原則として途中定着はおこなわないものとする。ただし、けた端部において定着具の配置が困難になるなど、やむを得ない場合は途中定着をおこなってもよいが、その場合、定着位置、定着部の補強は道示Ⅲ6.6.7、6.6.8によるものとする。

(2) PC鋼材は、やむを得ない場合でも、表5－14に示す本数を配置するものとする。

表5－14　PC鋼材の最少本数

断面形状	本数
Tけた	4本/1ウェブ
中空係数	2本/1ウェブ
箱げた	5本/1ウェブ

(3) 密着なコンクリートを得るために、鉄筋やPC鋼材（シースを含む）の周囲にコンクリートを十分ゆきわたらせるのに必要な最少のあきを規定したものである。また、コンクリート橋では、比較的硬練りのコンクリートが用いられ､その締固めには一般的に直径50～60㎜程度の内部振動機が用いられることから、その挿入を容易にし、十分に締固めができるためのあきを1断面に1箇所以上設けるものとする。

(4) 一般に1箇所当りの継手は、全数の1/2以下とするのが望ましい。

(5) PC 鋼材は施工時においても動かないように保持するものとし、その間隔は原則として表 5－15 に示す値とする。

表 5－15　シースの保持間隔

PC 鋼材の種類	保持間隔（m）
P　C　鋼　線	1.0～1.5
P C　鋼 よ り 線	1.0 以下
P　C　鋼　棒	1.5～2.0

3－4－3 けた端の張出し長

けた端部の張出し長は、端部定着ケーブルの定着位置、プレストレスの伝達長、支承、伸縮継手を考慮して決定するものとする。

けた端部の張出し長は､原則として表 5－16 のとおりとするが､斜橋の場合には支承の大きさに注意し、支承がけた端からとび出さないよう適切な張出し長を確保するものとする。

表 5－16　けた端部の張出し長

		支間 L（m）	張出し長 ℓ（cm）	摘　　要
プレテンション	床版橋	5≦L≦7	15	JIS A 5313
		7＜L≦9	20	
		9＜L≦14	25	
		14＜L≦19	30	
		19＜L≦24	35	
	T げた橋	18＜L≦19	30	
		19＜L≦24	35	
ポストテンション	T げた橋	L＜30	35	PC バルブ T げた
		30≦L＜40	40	
		40≦L≦45	45	
		L≦29	35	建設省標準設計
		29＜L≦37	40	
		37＜L≦45	45	

3－5 外ケーブル構造

3－5－1 適用

外ケーブル構造は、内ケーブル構造と併用し、箱げたのけた高の範囲内またはけた高の範囲外に恒久的な防錆処理を施したPC鋼材を配置し、定着部あるいは偏向部を介して永続的にプレストレスを与える設計に適用する。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　18章＞

外ケーブル構造を採用したPC橋は、PC鋼材をコンクリートの外に配置するため、コンクリートの部材厚、特にウェブの厚さを薄くでき、自重の軽減が可能である。また、コンクリート部材内へのシースの取付け作業が不要となると同時に、コンクリート断面内に緊張材が少なくなることからコンクリートの打設が容易になり、施工性の向上および工期の短縮が可能となる。

反面、外ケーブルをけた断面内空部に配置する場合、内ケーブルに比較して、鋼材の偏心量は小さく、曲げおよびせん断に対する寄与は小さい。終局耐力も付着のある内ケーブルより小さくなる。

これらから、外ケーブル構造を採用した場合、内ケーブルのみの構造に対して、鋼材の偏心量を確保するために、けた高を高くしたり、大容量緊張材の使用、ケーブルを桁高の範囲外に配置する大偏心外ケーブル構造によって対処する必要が生じる。

外ケーブル構造を採用する可能性のある構造形式としては、単純けた橋、連続げた橋、ラーメンげた橋およびエクストラドーズド橋であり、架設方法としては、押出し架設工法、張出し架設工法およびステージング工法などが考えられる。

外ケーブル構造が、構造性、施工性および経済性の比較から内ケーブル構造より有利と判断される場合、外ケーブル構造を選定して、設計を行うものとする。

外ケーブル方式の緊張材を定着する横げた、隔壁、および定着突起には大きな局部応力が生じ、鉄筋またはPC鋼材で補強する必要がある。定着部の部材厚やハンチなどの形状・寸法および補強鋼材量は実績を考慮し簡易式にて補強を決定してよい。サドル方式など局部応力が卓越すると予想される場合は必要に応じてFEM解析を行って決定するものとする。詳細に関しては、道示Ⅲ18章および「外ケーブルを用いたPC橋梁の設計マニュアル（1996.8）(財)高速道路技術センター」を参照するものとする。

外ケーブル構造は、主桁コンクリートの外部にPC鋼材を配置するため、PC鋼材に防錆処理を施したり、ケーブル保護官にグラウトを充填するなど、適切な防食を施す必要がある。また、定着部もコンクリート塗装を行うなど十分な防水を施すものとする。

3－5－2 設計一般

(1)　外ケーブル配置の決定に際しては、以下の項目に配慮して決定しなければならない。
  (a)　外ケーブルタイプの使用鋼材および容量
  (b)　構造形式、架設工法に適した配置方法
  (c)　施工手順を考慮した上での箱げた内配置可能本数
  (d)　偏向部位置の設定
(2)　外ケーブル作用のモデル化は、道示Ⅲ18.2 による。
(3)　設計荷重作用時において、以下の点に留意する。
  (a)　外ケーブルの引張応力度は、内ケーブルと同様に扱ってよい。
  (b)　部材断面のコンクリートの引張応力が生じる場合は、道示Ⅲ4.2 の規定を参考に引張鉄筋を算出するものとする。
  (c)　せん断力、ねじりモーメントに対する照査は、内ケーブル構造と同様に道示Ⅲ4.3 および 4.4 の規定にしたがってよい。ただし外ケーブルは、主げたコンクリート部材に対して付着が無いため、道示Ⅲ図－解 4.3.1 に示すトラス理論におけるモデルの引張弦材とみなしてはならない。
(4)　終局荷重時において外ケーブルの引張応力度の増加は見込んでもよい。ただし増加量については十分な検討を行わなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　18.2＞

(2) 外ケーブル作用のモデル化は、i) 外ケーブルを内ケーブルと同様にみなして取扱う方法（プレストレス力による軸力と偏心モーメントを構造モデルに作用させる方法）と ii) 外ケーブルを独立した部材として取扱う方法のいずれにより行ってもよい。

(4) 終局荷重作用時の外ケーブルの引張応力度の増加量は、道示Ⅲにおいては考慮されていないが、既往の研究・実験などの報告によると増加量を 100N/mm^2 あるいは 200N/mm^2 見込んだ例が多い。引張応力度の増加量は、支間、内・外ケーブル比率等に影響するため、十分検討した上で増加量を決めなければならない。

3－5－3 定着部の設計

(1)　定着部および定着具は、終局荷重作用時において十分安全でなければならない。
(2)　外ケーブルは、支点横げたもしくは隔壁（ダイヤフラム、リブ）を設けて定着することを原則とする。ウェブ、上下床版などに突起を設けて定着する場合には、ケーブル緊張力を主げたコンクリートへ円滑に伝達できる構造とし、さらに突起および突起周辺の主げた本体を十分に補強しなければならない。
(3)　定着部付近で緊張材を曲げて配置する場合の構造は、3－5－3 に示す偏向部の構造に準じる。
(4)　定着具近傍の補強は、道示Ⅲ6.6.8 定着具付近の補強による。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　18.4＞

(1) 外ケーブルの定着部は、定着反力を円滑に分散し、主げたコンクリートに伝達できる構造を採用するとともに、支圧、割裂、背面引張などの局部応力や局部的な曲げ、せん断に対しても十分な安全性を確保することが必要である。

外ケーブルの定着は、一般に多数のケーブルが集中して狭い範囲に定着されるため、単体としての定着部補強以外に定着群としても十分に補強されなければならない。また、施工段階では、中間支点横げたで一方向に偏った緊張が行われることなども想定しておく必要がある。

外ケーブル方式の緊張材を定着する横げた、隔壁、および定着突起は、緊張材に作用する引張力を構造部材に十分に伝達できるものでなければならない。これらに作用する緊張材の引張力によって生じる曲げモーメント及び軸方向力、せん断力、押抜きせん断力、割裂力に対して、また場合によってはねじりモーメントに対して安全となるように、鉄筋またはPC 鋼材で補強しなければならない。

定着部の簡易設計法を用いる場合には、NEXCO 設計要領第二集を参考にしてもよい。

(3) 終局荷重作用時における定着具の検討に用いる張力は、ケーブルが引張応力度に達した張力とする。

3－5－4 偏向部の設計

(1)　外ケーブルの配置形状を保持し、偏向力を主げたに伝達する偏向部は、あらゆる作用に対して偏向具の変形や分離などがないよう、主げたコンクリートと一体化しなければならない。
(2)　偏向部及び偏向部付近の部材は、緊張材から作用する力に対して十分安全であるように補強しなければならない。
(3)　偏向部および偏向部付近は、緊張材に出来るだけ付加応力が発生しない構造としなければならない。
(4)　偏向部および偏向具は、終局荷重作用時において十分安全でなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　18.4＞

偏向部の簡易設計法を用いる場合には、NEXCO 設計要領　第二集及び高速道路技術センター「外ケーブルを用いたPC 橋梁の設計マニュアル」を参考にしてもよい。

(4) 終局荷重作用時における偏向部および偏向具の検討に用いる張力は、ケーブルが引張強度に達した張力とする。

3－5－5 構造細目

(1)　最小鋼材量

最小鋼材量は「道示Ⅲ6.4 最小鋼材量」による。この場合、外ケーブルに用いる緊張材は鋼材量の算出に含めてはならない。

(2)　緊張材

(a)　緊張材の配置は「道示Ⅲ6.6.6　PC 鋼材の配置」によることを原則とする。

(b)　外ケーブルに用いる緊張材の定着具は、横げたや隔壁に設けるのが望ましい。

(3)　端支点横げたに外ケーブルを定着する場合、定着具などの点検が行える空間を横げた内に設けることを原則とする。

(4)　外ケーブルの定着部及び偏向部は、ケーブルに局部的な曲げが生じない構造としなければならない。

(5)　外ケーブルに用いる緊張材の接続具は、ケーブル直線部に設けることを原則とする。また、過度な振動を受ける箇所に接続具を設けてはならない。

(6)　防振装置

(a)　外ケーブル方式の緊張材は有害な振動が生じないようにしなければならない。

(b)　振動の可能性がある場合は、共振しないよう防振装置で対応をしなければならない。振動解析をしない場合、防振装置の間隔が支間長の 1/4 以内を目安としてよい。

3－6 Tげた橋

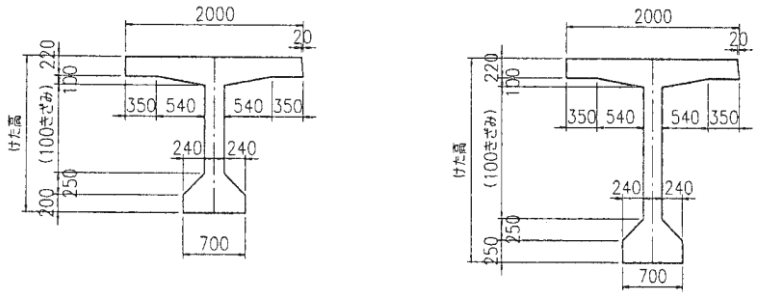
3－6－1 適用

主げた断面が、T形で構成される橋の設計に適用するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　9章＞

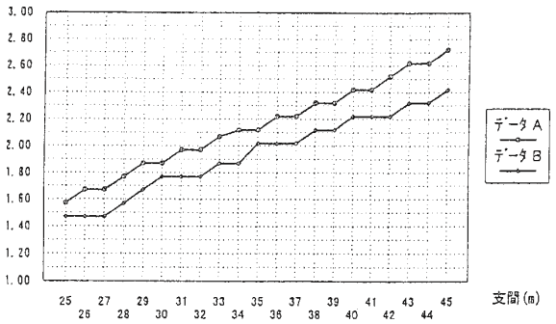
(1) ここでは、プレテンション方式およびポストテンション方式の両工法のTげたを対象とするものとする。ポストテンション方式Tげたは、合理化・コスト縮減を考慮し、PCバルブTげたを基本とし、工場製作のプレキャストセグメント工法を標準とするものとする。

(2) PCバルブTげたは、経済性を考えてフランジ幅2.0mのけたを標準とするものとする。けた高は図5－20に示すけた高、支間の目安の範囲内で荷重条件を考慮し、決定するものとする。



(a) 支間長35m未満　　(b) 支間長35m以上

図5－19　PCバルブTげたの主げた形状

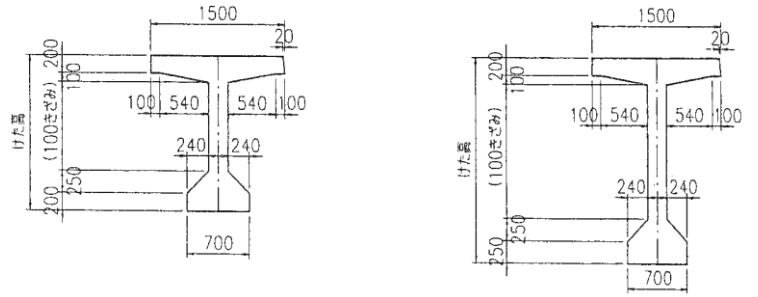


データＡ：歩道が無く車両の活荷重を桁で分配するタイプ

データＢ：歩道があり、群集荷重、車両荷重を桁で分配するタイプ

図5－20　PCバルブTげたのけた高、支間の関係の目安の範囲

(3) 交差道路等により、縦断計画上、上部工高を低くする必要がある場合は、フランジ幅1.5mのけたを用いるものとする。



(a) 支間長35m未満　　(b) 支間長35m以上

図5－21　PCバルブTげたの主げた形状

3－6－2 構造解析

(1)　けたの断面力は、原則として格子構造理論により算出するものとする。ただし、直橋あるいは斜角 75°以上の斜橋で、床版の支間が短く多主げたの場合は版構造とみなし、直交異方性版理論で解析してもよいものとする。

(2)　格子構造理論により断面力を算出する場合には、一般に部材のねじり剛性を無視してもよいものとする。

(3)　斜角は原則として 60°以上とするが、ねじりの影響を考えて 70°以上とすることが望ましい。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　9.3＞

(1) T げた橋は、主げたおよび横げたからなる格子構造とみなすことができるので、原則として格子構造理論により断面力を算出するものとする。ただし、直橋および斜角 75°以上の斜橋で、床版の支間が短く主げたが 3 本以上の多主げたの場合は､直交異方性版理論で解析しても同程度の結果が得られるので、これにより解析してもよいものとする。

(2) T げた橋を格子構造理論により解析した場合のねじりモーメントは、そのほとんどが変形適合ねじりモーメントであり、ねじりひびわれの発生によりねじり剛性が低下し、ねじりモーメントも非常に小さくなることから、部材のねじり剛性は無視して解析してよいこととする。ただし、斜角が 70°未満の場合には、ねじりの影響が大きく現れるため、ねじり剛性を考慮して格子構造理論により解析を行い、ねじりに対する検討をおこなうものとする。

(3) 解析方法と斜角の関係は図 5－22 に示すとおりである。

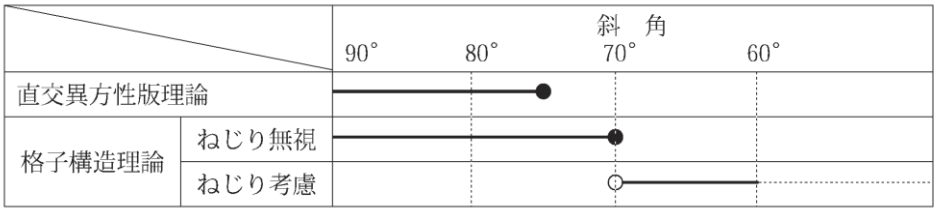


図 5－22　解析方法と斜角の関係

3－6－3 主げたの据付け

コンクリート橋では、支承を水平に据付けるため、レアーを設けることを原則とする。
ただし、パット型ゴム支承を使用する場合は、以下によってよい。

(1) 縦断こう配に対する主げたの据付けは支承部に打足しレアーを設けるものとする。

(2) 横断こう配が片こう配の場合の主げたの据付けは次のとおりとする。

① ウェブは、原則として鉛直に据付けるものとする。

② フランジ厚の変化と舗装厚の変化により対処するものとする。

③ 片こう配が 4%を超え舗装厚の変化が大きくなる場合は、プレテンション中空床版橋、場所打ちげたおよび合成床版橋の採用を考えるとよい。

(3) 横断こう配が両こう配の場合は、プレテンションＴげた、ポストテンションＴげたとも、ウェブは原則として鉛直に据付けるものとし、こう配は調整コンクリートにより対処するものとする。

(1) 縦断こう配に対して

主げた支承部には、図 5－23 に示す打足しによるレアーを設けるものとする。

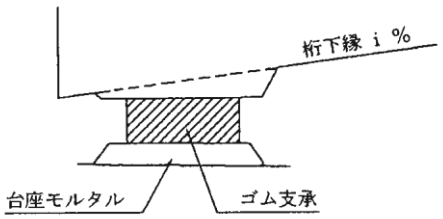


図 5－23　縦断こう配に対する主げたの据付け

(2) 横断こう配（片こう配）に対して

1）プレテンションＴげた横断こう配が I≦4%、ポストテンションＴげた横断こう配が I≦2%の場合ウェブは鉛直に据付けるものとし、横断こう配はフランジ厚を変化させることにより対処するものとする。

2）プレテンションＴげた横断こう配が I＞4%、ポストテンションＴげた横断こう配が I＞2%の場合ウェブは鉛直に据付けるものとし、プレテンションＴげたで横断こう配が I≦4%、ポストテンションＴげたで横断こう配が I≦2%までは、フランジ厚を変化させ、残りは舗装厚により対処するものとする。

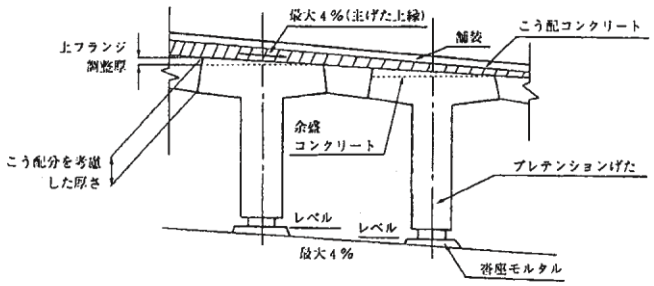


図 5－24　横断こう配に対する主げたの据付け

3）床版橋の場合

床版橋の主げたは、T けたの形状に比べて安定しているため、主げたを 4%まで傾け、残りは舗装厚により対処するものとする。ただし、パット型ゴム支承以外の支承を用いる場合は、けた下面が水平になるようにレアーを設けるものとする。

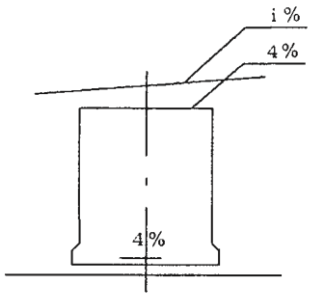


図 5－25　床版橋の片こう配の対処

(3) 横断こう配（両こう配）に対して

プレテンション T げた、ポストテンション T げたとも、ウェブは鉛直に据付け、横断こう配はこう配調整コンクリートにより対処するものとし､こう配調整コンクリートの最小厚は原則として 5cm とする。

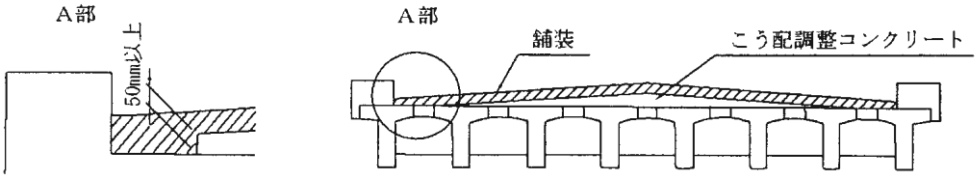


図 5－26　横断こう配（両こう配）に対する対処

3－6－4 床版の構造細目

(1)　床版場所打ちコンクリートの幅は 75cm 以下とし、プレキャストげたフランジより出した鉄筋により十分に結合するものとする。ただし横締め PC 鋼材が配置された床版で場所打ちコンクリートの幅が 30cm 以下の場合には、この鉄筋は出さなくてよいものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　9.4＞

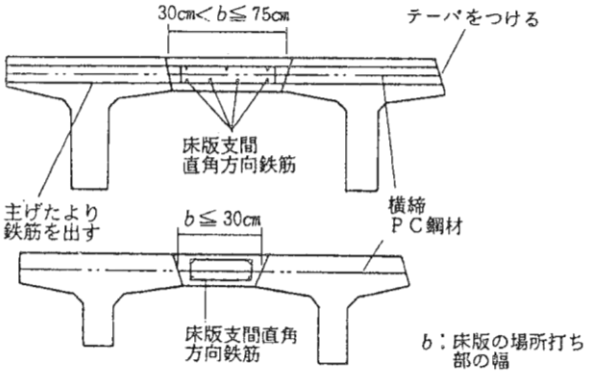


図 5－30　床版場所打ちコンクリートの幅

(2)　床版の横締め鋼材および床版支間方向鉄筋の配置は、原則として斜角と同方向に配置するものとする。ただし、斜角をやむを得ず 60°未満とする場合は主げたに直角に配置するものとする。

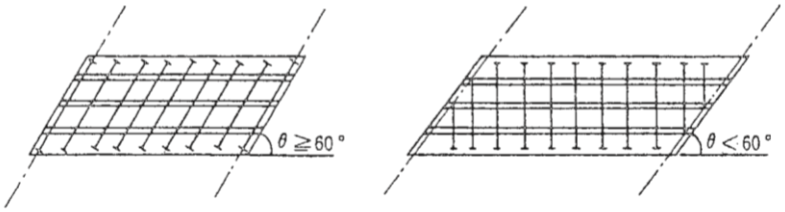


図 5－31　床版横締め鋼材の配置

3－6－5 横げたの構造細目

(1)　主げたの支点上には、横げたを設けることを標準とする。
(2)　中間横げたは、1 支間につき 1 箇所以上かつ 15m 以下の間隔で設けるものとする。
(3)　横げたは、原則として PC 鋼材を配置するものとする。
(4)　中間横げたのウェブの最小厚は 20cm とするものとする。
(5)　中間横げたは、原則として支承線に平行に配置するものとする。

(1) 主げたのたわみ差やねじり変形により、床版、支承などの構造に有害な影響を及ぼす場合があるので、主げたの直角方向の剛性を高めるため、支点横げたおよび中間横げたを設けるものとする。

十分な構造解析に基づき中間横桁の機能を床版で代用できると考えられる場合は、プレストレストコンクリート床版を有する斜角 70° 以上の T げた橋について中間横桁を 30m 以下の間隔で設けることとしてよい。ただしこの場合は床版の最小全厚を 10%増加させるとともに床版の支間曲げモーメントを単純版の 90%として設計してよいものとする。

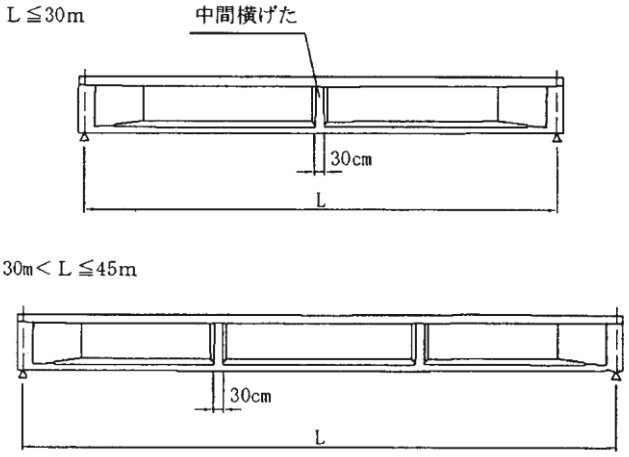
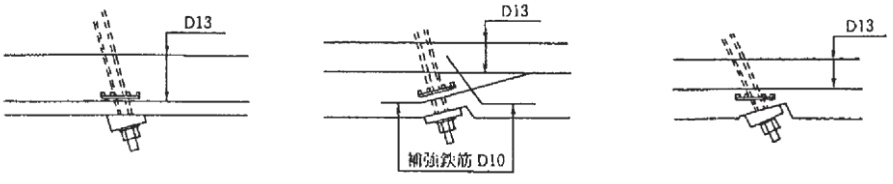


図 5－32　ポストテンション T げたの横げたの配置（PC バルブ T けた）

(3) 斜橋の場合で横げたを支承線と平行に配置するときは、切欠きを設けて標準アンカープレートを使用し、横締めを定着面と直角に定着するのを原則とするが、斜角が 75° 以上の場合には異形アンカープレートを用いてもよい。斜角が 75° 以下の場合は、異形アンカープレートを用いる方法がある。



(a)　異形アンカープレートを用いる（90° ＞θ≧75° ）　(b)　コンクリートを切り欠く（90° ＞θ≧75° ）　(c)　同コンクリートを切り欠き，異形プレート（75° ）を用いる（θ＜75° ）

図 5－33　斜橋に対する横締め PC 鋼材の端部処理

(4)　主げたと横げたとの継目は、主げた軸に平行とするものとする。

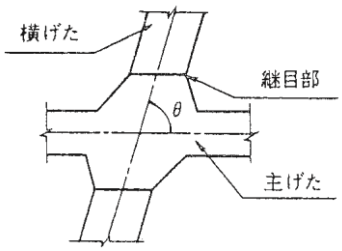


図 5－35　斜角 60°以上の場合の横げたの打継目

3－6－6 プレキャストセグメント工法の継目部

(1) プレキャストセグメント橋は、継目部のないけたとして構造解析をした上で、継目部の照査を行うものとする。
(2) 継目部は、設計荷重作用時およびプレストレッシング直後において引張応力が生じないように設計するものとする。
(3) 継目部は、設計荷重をこえる大きな活荷重が作用した場合に、ひび割れが発生しないように設計するものとする。
(4) 継目部の鋼製接合キーは、架設時および終局荷重作用時に作用するせん断応力に対して設計するものとする。

(1) プレキャストセグメント橋の安全性は、セグメント継目部の耐荷性能に大きく影響される。設計にあたっては、継目部を照査断面に含めた継目部のない通常の部材として、構造形式に応じて設計を行うとともに、継目部の応力度の照査を行うものとする。

(2) プレキャストセグメント橋の継目部は、けたの軸方向鉄筋が連続して配置されていないため、設計荷重作用時にフルプレストレスの状態とする。プレストレッシング直後においても接着剤が完全に硬化していないことから、引張応力が生じないことを照査するものとする。

(3) 継目部のコンクリートの曲げ引張応力度の許容値は、許容曲げ引張応力度の 70%増した値とする。ただし、設計基準強度 50N/mm^2 の工場製作のプレキャストセグメントは、一律 3.0N/mm^2 とする。

ここでいう大きな活荷重とは、下記の荷重の組合せをいう。

1）けた　$\sigma_0+1.7\sigma_L$

2）床版　$\sigma_0+1.7\sigma_{LS}+0.5\sigma_g$

ここに、σ_0 ：活荷重および衝撃以外の主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度
σ_L ：活荷重および衝撃によるコンクリートの曲げ引張応力度
σ_{LS} ：活荷重および衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度
σ_g ：活荷重および衝撃によるけたとしてのコンクリートの曲げ引張応力度

(4) 鋼製接合キーが受持つことのできるせん断応力度は、架設時 100N/mm^2、終局荷重作用時 235N/mm^2 としてよい。鋼製接合キーの機械的性質は、下記のとおりとする。

表 5－17　鋼製接合キーの機械的性質

材　　質	SS400、FCD450
引 張 強 さ	400N/mm^2 以上
降 伏 点	215N/mm^2 以上
伸　　び	10%以上

3－6－7　プレキャストセグメント工法継目部の構造細目

(1)　プレキャストセグメントの分割は、プレキャストセグメントの製作、運搬、架設工法を考慮して決定するものとする。
(2)　プレキャストセグメントの接合面は、原則として主げた部材軸線に直角に設けるものとする。
(3)　プレキャストセグメントの継目部付近は、補強鉄筋を配置するものとする。
(4)　プレキャストセグメントの継目部はエポキシ樹脂接着剤を接合材料とし、鋼製接合キーかコンクリート製接合キーを用いるものとする。

(1) 一般にプレキャストセグメントの分割数は、曲げモーメントが最大となる支間中央での継目を避けるために奇数個とするものとする。

(2) プレキャストセグメントの接合幅は、プレストレス力の接合面に沿った分力が極力生じないように、主げた部材軸線に直角に設けるものとする。

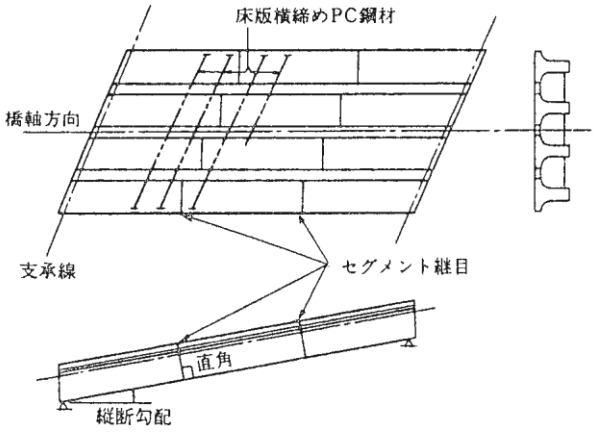


図 5－36　セグメント継目の配置

(3) 継目付近のスターラップ間隔は、継目部以外のスターラップ間隔の 1/2、または 10cm 程度とし、補強範囲は 30cm 以上とするものとする。

(4) 接合キーは、T げたや PC コンポ橋のように部材寸法が小さい場合は、原則として鋼製接合キーとする。

3－7 合成げた橋

3－7－1 設計一般

プレキャストコンクリートげたと場所打ち床版とがずれ止めによって結合され、けたと床版とが一体となった合成断面で荷重に抵抗する合成げた橋のうち、PC げたと PC 合成床版による合成げた（PC 合成床版タイプ合成げた）橋に適用する。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　11 章＞

(1) PC 合成床版タイプ合成げたは、工場製作のプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式を標準とする。

(2) PC 合成床版タイプ合成げたは、けた下空間に余裕があり斜角 70°以上の橋梁に採用する。PC 合成床版タイプ合成げたは、プレキャストセグメント工法によるため、現場の省力化等に有利なほか、プレキャスト PC 板が型枠支保工として機能するためけた下に交通制限等がある場合に有利である。

3－7－2 構造解析

けたの断面力は、原則として格子構造理論により算出するものとする。

PC 合成床版タイプ合成げた橋は、省力化、コスト縮減を念頭に開発された工法で、中間横げたが 1 支間につき 1 箇所と従来のけた橋より間隔を大きくとっていることが特徴である。格子構造理論により十分な解析を行い、さらに荷重分配性能を確かにするために斜角 70°以上の橋梁に適用するものとする。

3－7－3 主げたの構造細目

(1)　主げたは、主桁ウェブに配置されたスターラップを床版に定着することで一体化された床版との合成断面で、橋面荷重及び活荷重の合成後荷重に対して安全となるように設計するものとする。

(2)　合成げたとして断面力に抵抗する床版の有効断面は、原則として場所打ちコンクリート部分だけとする。

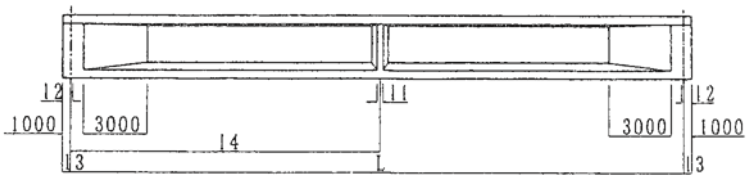
(3)　応力度照査にあたって、プレキャストげたと場所打ち床版におけるコンクリートのクリープ、乾燥収縮の差を考慮するものとする。

(4)　主桁ウェブに配置されたスターラップは、床版まで貫通させてフックを設けて定着させる。また、ねじりの影響を考慮する場合においては、接合面の急激な破壊が生じ無ように、用心鉄筋を配置する。

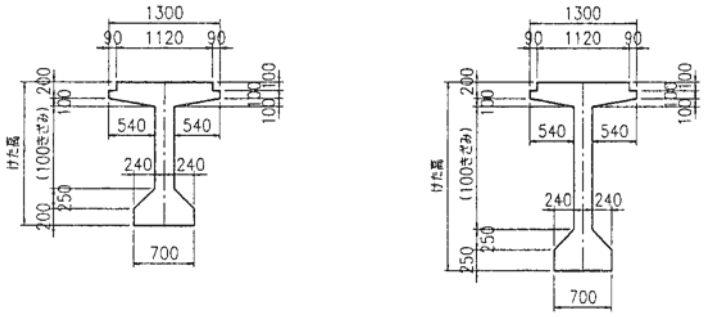
＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　11.3＞

(1) 合成げた橋は、施工順序および施工工程により、同一断面内の応力分布が異なる。あらかじめ想定した施工条件に従い、合成前及び合成後の施工段階ごとに応力度を算定するものとする。

(2) PC 合成床版中の PC 板は、桁の支間直角方向に継目があり、継目部で断面が減少しているため、有効断面として PC 板は無視することとする。



支間（L）	中間横げた本数	11	12	13	14
25.0m	1	0.300	0.700	0.350	12.5
30.0m			0.700	0.400	15.0
35.0m			0.700	0.400	17.5
40.0m			0.800	0.450	20.0
45.0m			0.800	0.450	22.5



(a) 支間長 35m 未満　　(b) 支間長 35m 以上

図 5－37　主げたの形状

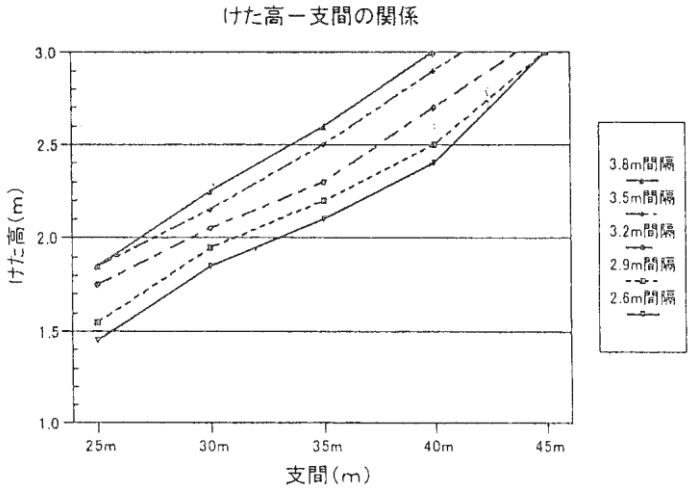


図 5－38　けた高、支間の関係の目安

(4) スターラップと用心鉄筋を合計した鉄筋量は、桁と床版の接合部の面積の 0.2%以上を目安としてよい。

3－7－4 PC 合成床版の構造細目

(1)　床版は、PC 板と場所打ちコンクリートの一体化した合成床版で、橋面荷重及び活荷重の合成後荷重に対して安全となるように設計するものとする。

(2)　床版の支間のとり方、曲げモーメントの算定は鉄筋コンクリート床版の規定に準拠するものとする。

(3)　PC 合成床版の厚さは、PC 板と場所打ちコンクリートの合計厚とする。場所打ちコンクリートは最小厚 15cm とし、PC 板の 1.5 倍以上とする。

(1) 設計荷重作用時の合成床版支間中央は、PC 板に引張応力度を発生させないようにするとともに、場所打ちコンクリート打設後の合成断面に合成後荷重でも PC 板に引張応力度が生じないようにするものとする。

(2) 床版の曲げモーメントの算定は、鉄筋コンクリート床版の規定に準拠する。ただし、中間横げた間隔が 15m を越える橋梁では、主げたの荷重分配作用が低下する。そこで、床版の支間曲げモーメントを道示Ⅲ7.4 に規定する支間曲げモーメントの単純版の 90%として設計するものとする。

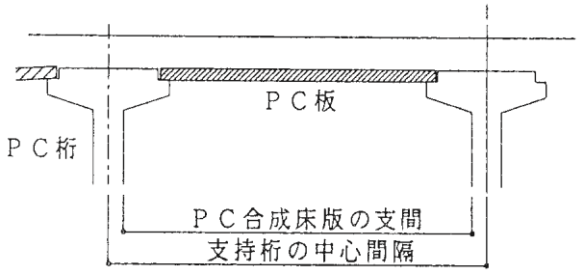


図 5－39　PC 合成床版の支間

(3) 場所打ちコンクリートに配力鉄筋を配置し、PC 板の 1.5 倍以上の厚さとすれば、全体として等方性スラブとして挙動すると考えてよい。主けた中心間隔と合成床版厚は図 5－40 を標準とする。

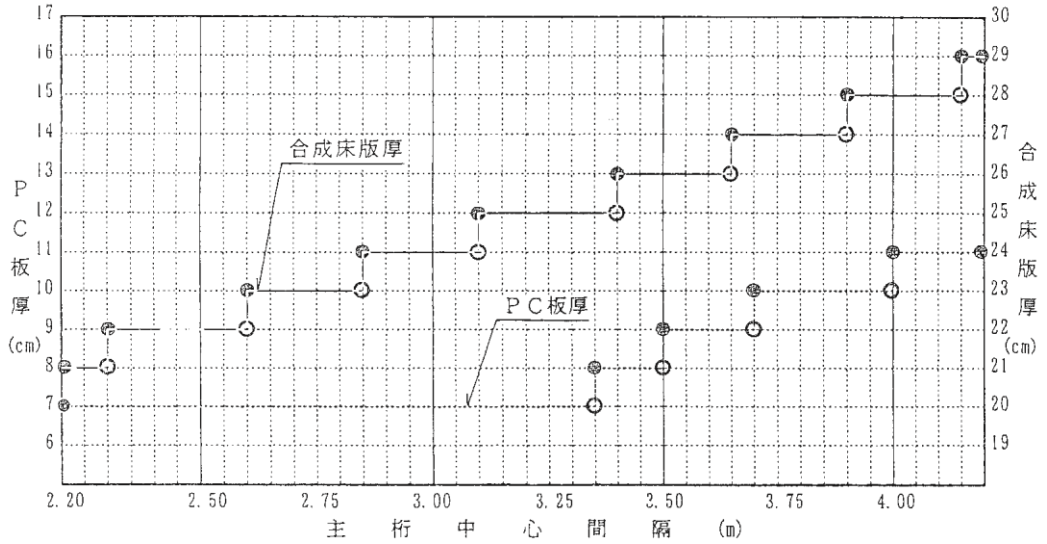


図 5－40　主桁間隔と合成床版厚、PC 板厚の目安

3－7－5 PC 板の構造細目

(1)　PC 板は厚さ 7㎝ 以上のプレテンション方式の工場製品とする。
(2)　PC 板は、横げた上に載せない構造とする。
(3)　PC 板は、施工時の有効プレストレス、自重、場所打ちコンクリートおよび施工時荷重に対して安全に設計するものとする。
(4)　PC 板は主げたに対して直角に敷設し、斜橋の場合は端部で調整することを原則とする。

(1) PC 板は厚さが薄いため、工場製品に限定する。PC 板と場所打ちコンクリートの打継目の一体化は、既に多くの研究で確認されているが、さらに信頼性を高めるために、PC 板の上に凹凸を設けるものとする。

(2) PC 板は、床版支間（橋軸直角）方向にだけプレストレスが導入されているため、横げたの上に載せると、PC 板の橋軸方向に大きな曲げモーメントが生じ、ひび割れの原因となるため、一体化させないものとする。

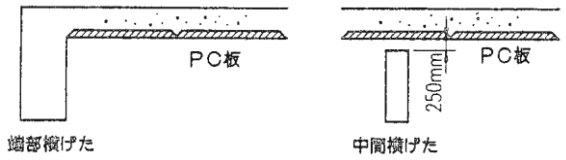


図 5－41　横げた部の PC 板配置

(3) 施工時荷重とは、作業員やコンクリート打込み用器具などの重量で、一般に 3.5kN/㎡ としてよい。

(4) 斜橋の場合は端部に調整用の PC 板を敷設する。

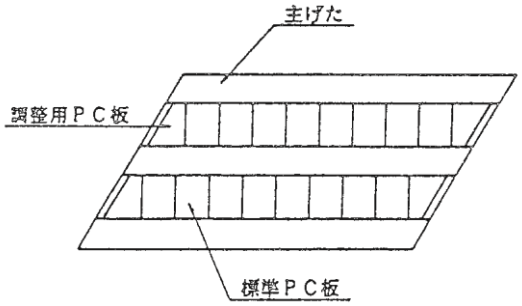


図 5－42　斜橋における PC 板の敷設

3−7−6 プレキャストセグメント工法の継目部

プレキャストセグメント工法の継目部は「3−6−6」によるものとする。

3−7−7 プレキャストセグメント工法継目部の構造細目

プレキャストセグメント工法継目部の構造細目は「3−6−7」によるものとする。

3－8 箱げた橋

3－8－1 適用

主げた断面が箱形をなす橋の設計に適用するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　10章＞

3－8－2 断面力の算定

(1)　斜角が70°以上の単一箱げた橋および多重箱げた橋の断面力は、箱げた全断面を1本のはりとして断面力を算出するものとする。ただし、多重箱げた橋においては全幅と支間の比（全幅／支間）が0.5以上の場合は、原則として格子構造理論によって断面力を算出するものとする。

(2)　多主げた箱げた橋、斜角70°未満の単一箱げた橋、多重箱げた橋および曲線橋の断面力は、原則として格子構造理論により算出するものとする。

(3)　横方向の設計は、上下フランジとウェブにより、構成されるラーメン構造として下フランジおよびウェブの断面力を求めるものとする。

(1) 全幅と支間の比が0.5未満の多主げた箱げた橋の場合には、主載荷重を車道部分に満載して算出した断面力を主げた本数で除して、各主げたの断面力としてよいものとする。

(2) 斜角が70°未満の単一箱げた橋および多重箱げた橋の場合は、ねじりの影響を考慮する必要があるため、部材のねじり剛性を考慮して格子構造理論によって解析するものとする。

(3) よく使用されている標準的な箱げた橋の断面は図5－43に示すとおりである。

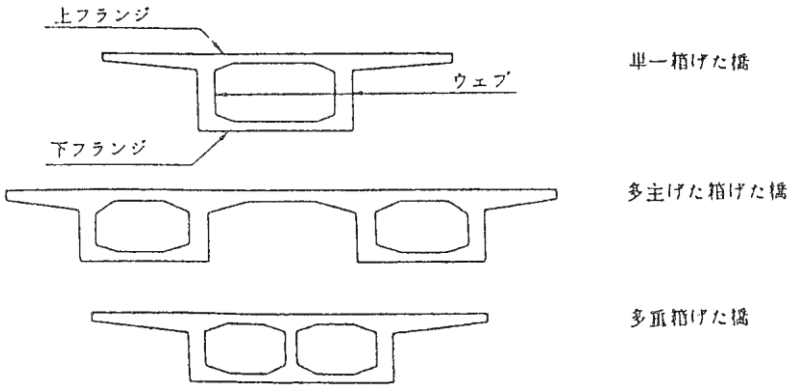


図5－43　標準的な箱げた橋の断面

(4) 橋軸方向の設計における解析モデルの参考例は以下に示すとおりである。

1）単一箱げた橋

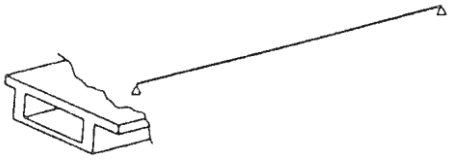


図 5－44　単一箱げた橋の解析モデル（70°≦斜角θ≦90°）

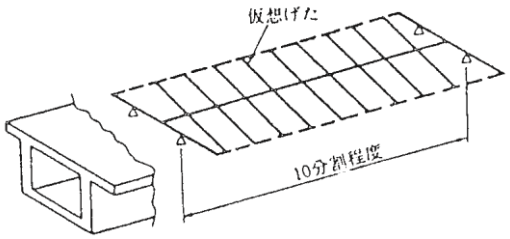


図 5－45　単一箱げた橋（斜角θ＜70°）および曲線橋の解析モデル

2）多主げた箱げた橋

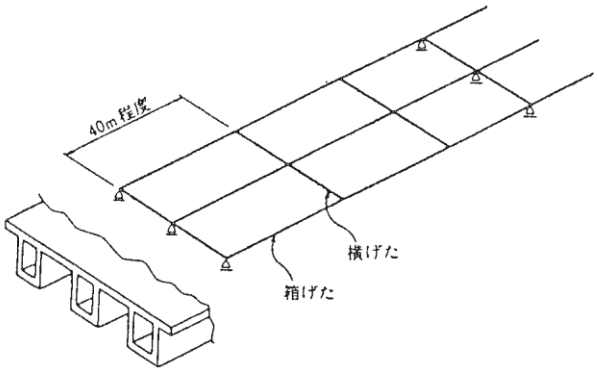


図 5－46　多主げた箱げた橋の解析モデル

3）多重箱げた橋

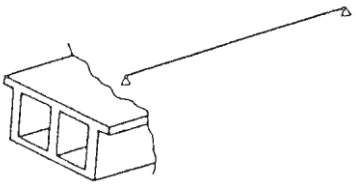


図 5－47　多重箱げた橋の解析モデル（全幅／支間が 0.5 未満の場合）

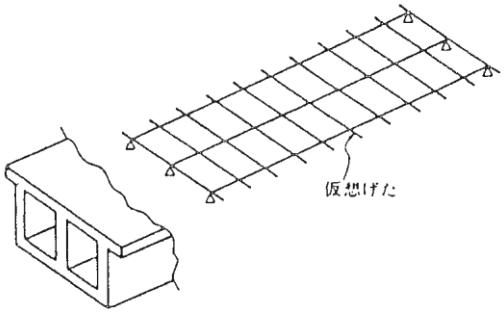


図 5－48　多重箱げた橋の解析モデル（全幅／支間が 0.5 以上の場合）

(5) 活荷重による上フランジの曲げモーメントは、床版の設計曲げモーメントにより求めるものとする。

下フランジおよびウェブの断面力は、図 5－49 に示すように、橋軸方向に 1m の奥行きを有する箱形ラーメン構造にモデル化し、上フランジの支点曲げモーメントを別々に外力モーメントとして箱形ラーメン構造に作用させて、着目点に最も不利となるような組合せにより算定するものとする。

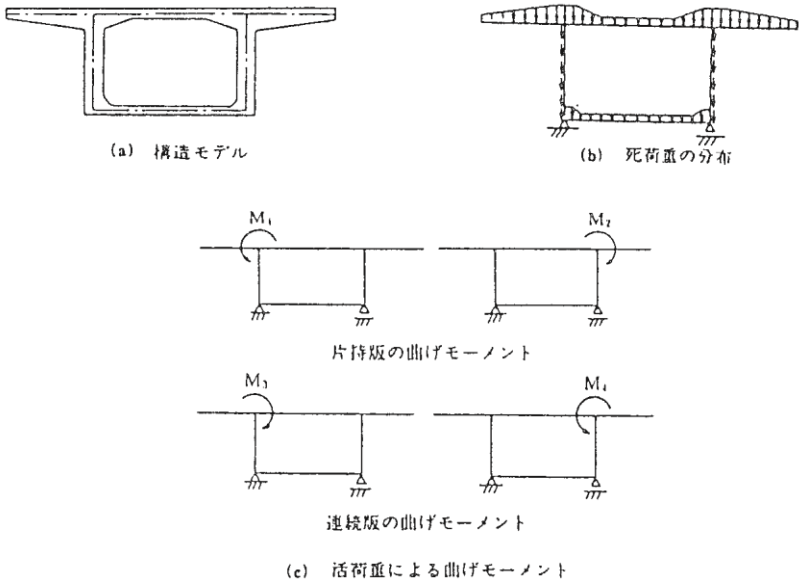


図 5－49　下フランジおよびウェブの曲げモーメント

3－8－3 横げたおよび隔壁の構造細目

(1)　支点上には必ず横げたおよび隔壁を設けるものとする。
(2)　中間横げたおよび隔壁は、原則として 1 径間に 1 箇所以上設けるものとする。
(3)　横げたおよび隔壁の最小厚は 20cm とする。

(1) 多主げた箱げた橋には、橋軸直角方向の剛性の確保および荷重分配作用を高めるため、支点上のほか、支間内にも横げたおよび隔壁を設けるものとする。この場合、一般に支間中央に配置するのが有効であるが、支間の長い場合には 40m 程度の間隔で配置するものとする。

単一箱げた橋および多重箱げた橋は比較的橋軸直角方向の剛性が高い構造であるため、1 径間に 1 ヶ

所の隔壁を設けるのが一般的である。

(2) 斜角を有する箱げた橋の横げたおよび隔壁の配置は「3－6－5」に準じるものとする。

(3) 横げたおよび隔壁の厚さは、鋼材の配置などを考慮して最小厚を規定したものである。

3－9 連続げた橋

3－9－1 断面力の算出

(1)　連続げたの中間支点の設計曲げモーメントは道示Ⅲ14.3により低減してよいものとする。
(2)　支点不等沈下が予想される場合は、「第２編　橋梁一般　1－9」によりその影響を考慮するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　14.3＞

(1) 連続げたの中間支点付近の曲げモーメントは、はり理論ではとがった状態になるが、実際には支承幅、けたの高さ、横げたの影響を受けてなめらかな形状となるため、設計曲げモーメントは道示Ⅲ14.3にしたがい低減させるものとし、この場合の応力度などを照査する断面は、横げたや隔壁を無視した断面としてよいものとする。

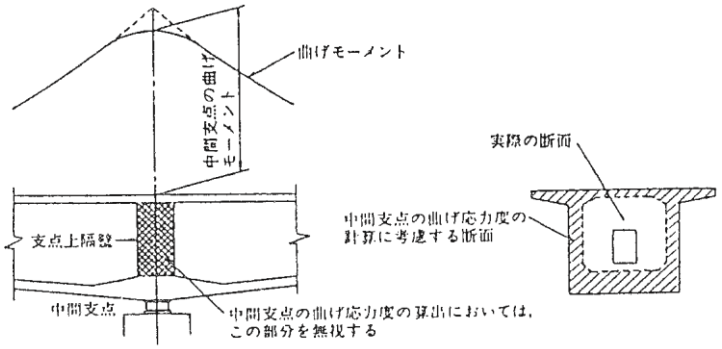


図 5－50　応力度などを照査する断面

(2) 連続げたのような不静定構造物は、基礎の不等沈下が生じないよう計画すべきであるが、やむをえず、地盤の圧密沈下などに起因する基礎間の不等沈下が予想される場合には、「第２編　橋梁一般　1－9」により支点移動の影響を考慮するものとする。

3－9－2 支承付近に生じる地震時応力の検討

支承に固定支承や地震時水平力分散支承を用いた場合、支承部に大きな水平力が作用する。この水平力に対して、上部構造がせん断破壊することがないように適切に補強しなくてはならない。

(1) 端支点の支承に大きな水平力が作用する橋では、図 5－51 に示すように、上部構造の端部が支承のアンカーボルト近傍からせん断破壊することのないように、PC 鋼材および鉄筋の配置について配慮する必要がある。

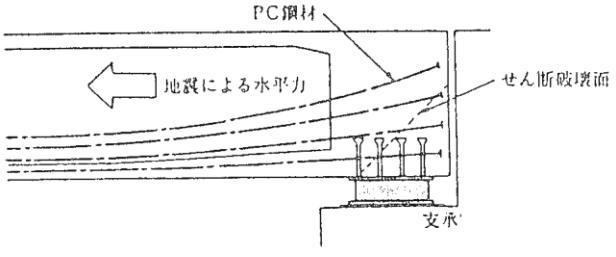


図 5－51　支承のアンカーボルト近傍における PC 鋼材配置の例

(2) 箱げた橋の支承部における、橋軸直角方向に作用する水平力に対する鉄筋補強の例を図 5－52 に示す。

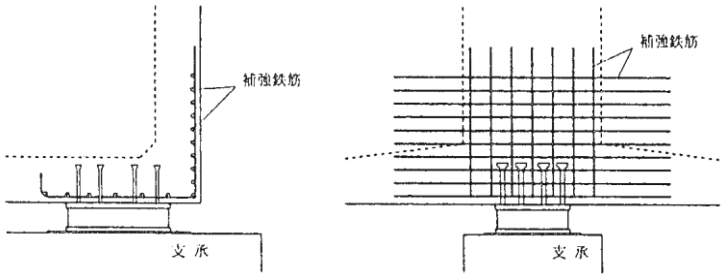


図 5－52　支承部の橋軸直角方向に対する鉄筋補強の例

3－9－3 張出し架設工法における柱頭部の設計

張出し架設工法における柱頭部は、アンバランスモーメントに対して安全なように設計するものとする。

(1) 張出し架設工法は、移動式作業車により橋脚部から支間中央部に向かって橋体ブロックを継ぎたし、左右のバランスを保ちながら張出していく工法であり、橋体ブロックは一般に左右交互に継ぎたすため、左右の死荷重差、移動式作業車の位置および重量、地震力などにより柱頭部にアンバランスモーメントが発生するが、このアンバランスモーメントは、仮支承と仮固定用 PC 鋼棒により対処するものとする。

(2) 仮固定用 PC 鋼棒は、張出し架設中の死荷重および移動式架設作業車などによる鉛直力とアンバランスモーメントに対して緊張直後の許容引張応力度以内となるように設計し、仮支承からけたが浮上がらないように、プレストレスを導入するものとする。

(3) 地震時は、死荷重および移動式架設作業車などによる鉛直力とアンバランスモーメントおよび図 5－53 に示す地震力に対して PC 鋼材が引張強度（σpu）以内となるよう設計するものとする。

図5－53 で示した設計水平震度khは架設時の構造系で最も厳しい状態における震度法の設計水平震度を用いるものとする。

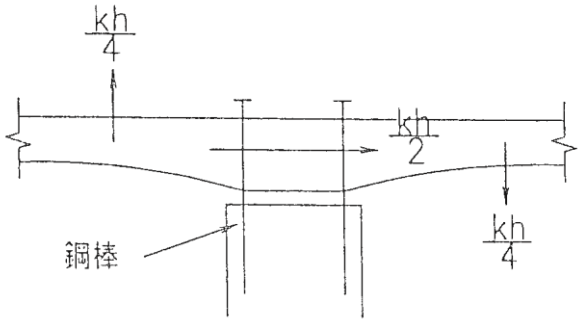


図 5－53　柱頭部に作用する地震力

3－9－4 構造細目

連続げた橋の中間支点付近には、ウェブおよび下端側に用心鉄筋を配置するものとする。

連続げた橋の中間支点付近は、曲げモーメントおよびせん断力がともに最大となり、かつ集中的な支点反力を受けて応力状態も複雑となる。ウェブには水平引張力、けた下端には理論解析した応力より大きな圧縮力が生じるので、用心鉄筋を配置するものとする。

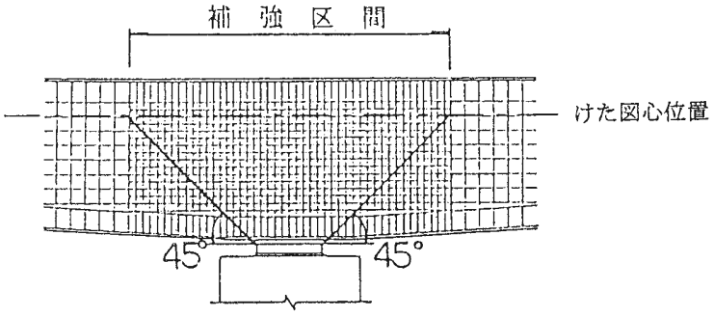


図 5－54　中間支点部の用心鉄筋の配筋例

3－9－5 連続桁中間支点部のマスコンクリートのひび割れ検討

連続げた橋の中間支点部やラーメン橋の柱頭部は、マスコンクリートとして施工されるため、温度ひび割れに留意しなければならない。

連続げた橋の中間支点部やラーメン橋の柱頭部は隔壁と橋脚頭部からなり、一体にマスコンクリートとして打設され、硬化熱による温度応力が大きく、ひび割れが発生しやすい。施工段階において必要に応じて、打設時の気温、セメント、型枠の種類、打設ロッドを設定して解析を行い、低発熱型セメント使用の検討や、引張り応力に応じた補強鉄筋・PC 鋼材の追加配置量を算定するものとする。

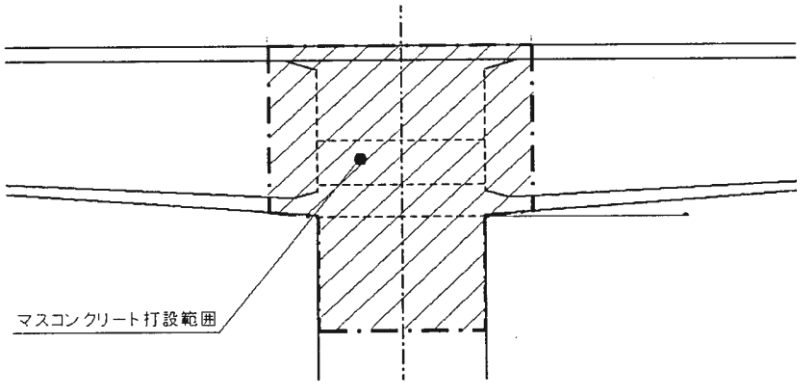


図 5－54－1　柱頭部

関連規定

コンクリート標準示方書［施工編］

・4 章　施工段階におけるひび割れ照査

・6 章　コンクリートの配合設計

3－10 プレキャストげた架設方式連続げた橋

3－10－1 設計一般

(1)　プレキャストげた架設方式連続げた橋とは、プレキャスト単純げたを架設し、その後に中間橋脚上でこれらを連結して、連続げたとするプレストレストコンクリートげた橋である。
(2)　支間長は等径間とみなせる程度で、45m 程度以下を目安とするものとする。
(3)　斜角は、原則として 70°以上とする。また、けたの平面的な折れ角が生じる場合には格子解析により影響を考慮するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　14.5＞

(1) プレキャストげた架設方式連続げた橋は、一般的に図 5－55 に示す手順で施工され、次に示すような構造上の特徴をもっている。連結部の構造により鉄筋コンクリート方式とプレストレストコンクリート方式に分類されるが、原則として実績の多い鉄筋コンクリート方式によるものとする。

1）連結部では、ある一定の間隔をあけて配置されたプレキャストげたの上フランジ内の埋込み鉄筋に連結鉄筋を重合せ、横げたとともにコンクリートが打設される。

2）中間橋脚上に用いる支承は、所要の鉛直ばね定数をもつゴム支承が用いられ、連結後の主げたの挙動が 1 点支承に近い支持条件を持つようにされている。

3）中間橋脚上は鉄筋コンクリート構造とし、橋軸方向には一般にプレストレスが導入されていない。

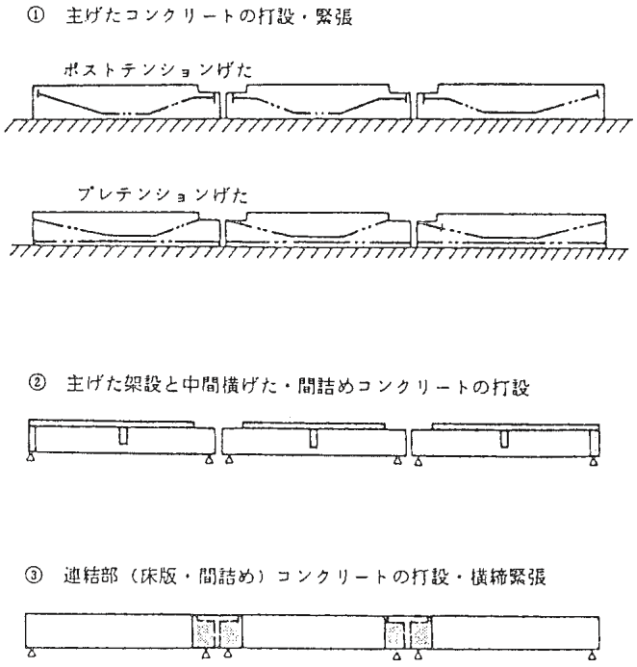


図 5－55　プレキャストげた架設方式連続げた橋の一般的な施工手順

(2) プレキャストげた支間は、プレテンションげたでは24mまで、ポストテンションげたでは45m以下であることから、これらの値がプレキャストげた架設方式連続げた橋の適用支間の目安となる。しかし、支間長が長くなると連結部の断面力が大きくなり、単純げたのけた高では連結部の設計が困難になる場合には、けた高を高くするなどにより対処するものとする。

(3) 連結部横げたは、ねじりに対する補強筋を配置することが困難であることから、プレキャストげた架設方式連続げた橋はねじりの影響の少ない斜角70°以上とするが、ねじりに対する検討をおこなって十分安全を確認した場合においても斜角は60°以上とするのが望ましい。

けたの折れ角が大きいと互いのけた端の連結鉄筋が沿わなくなるので、折れ角は5°未満とすることを目安とする。

3－10－2 荷重の種類と組合せ

(1) プレキャストげた架設方式連続げた橋の設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

①	主げた重量、床版および横げた重量	(D1)
②	橋面工重量	(D2)
③	プレストレス力	(PS)
④	活荷重	(L)
⑤	衝撃	(I)
⑥	コンクリートのクリープの影響	(CR)
⑦	コンクリートの乾燥収縮の影響	(SH)
⑧	温度変化の影響	(T1)
⑨	床版とその他の部分との温度差の影響	(T2)
⑩	支点の不等沈下の影響	(SD)

(2) 支間中央部の設計は、次の荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについておこなうものとする。

(a) D1＋D2＋PS＋L＋I＋CR＋SH＋T1＋T2

(b) D1＋D2＋PS＋L＋I＋CR＋SH＋T1＋T2＋SD

(3) 連結部の設計は、次の荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについておこなうものとする。

(a) D2＋L＋I＋CR＋SH＋T1＋T2

(b) D2＋L＋I＋CR＋SH＋T1＋T2＋SD

(1) プレキャストげた架設方式連続げた橋では連結部の施工によって構造系が変化するので、死荷重は連結部の施工前の単純げたとして作用する死荷重(D1)と連結部施工後の連続げたに作用する死荷重(D2)に分けるものとする。

(2) 温度変化の影響は支承条件が多点固定のように、温度による変形が拘束される場合に考慮するものとする。

(3) 床版とその他の部分との温度差の影響については、「3－2－1 解説(2)」を参照するものとする。

(4) 支点不等沈下が予想される場合は「第２編　橋梁一般　1－9」により、その影響を考慮するものとする。

(5) プレキャストげた架設方式連続げた橋では、構造系の変化にともなってコンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力が発生する。この不静定力については、従来は着目した断面に対して不利に作用する場合のみ考慮するのが一般的であったが、大型供試体を用いた載荷試験および実橋調査などにより連結部が十分な耐力を有していることが確認されたため、コンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力を荷重の組合せにおいて考慮するものとする。

3－10－3 連結鉄筋の許容応力度

連結鉄筋の許容応力度は 160N／mm^2 とする

連結鉄筋は、引張領域に重ね継手で配置されており、継手が同一断面に集中していることから、許容応力度を他の部分より小さくしたものである。また荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合の許容応力度は、この値を基本として割増しをおこなうものとする。

3－10－4 設計計算

(1)　断面力は、主げた自重、横げたおよび床版自重については単純げたとして、橋面工重量、活荷重、衝撃については連続げたとして、原則として格子構造理論により算出するものとする。ただし、直橋あるいは斜角 75°以上の斜橋で主げたが 3 本以上ある多主げたの橋梁に対しては、版構造とみなし直交異方性版理論で解析してもよいものとする。 (2)　連続げたの解析モデルは、中間橋脚上の 2 点のばね支持を考慮するものとする。 (3)　連結げた橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、道示Ⅲコンクリート橋編 10.3 による低減をおこわないものとする。

(1) 格子構造理論により断面力を算出する場合、斜角が 70°以上の橋梁については部材のねじり剛性は無視してもよいものとする。

(2) 連続げたの解析モデルについては、図 5－56 に示すように中間橋脚上の 2 点のばね支持を考慮して解析するものとするが、衝撃係数を算出するための支間は Lc1、Lc2、Lc3 を用いるものとする。

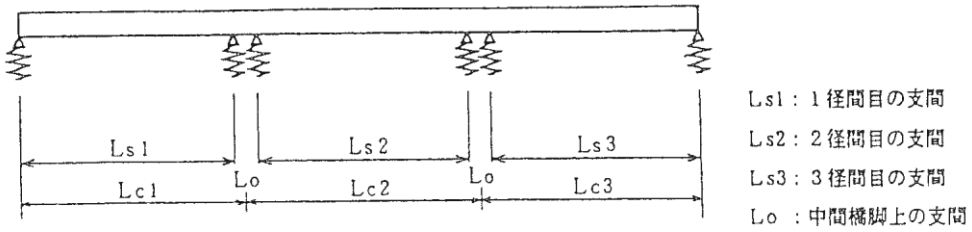


図 5－56　解析モデルと設計支間

(3) 一般の連続げた橋では、中間支点部の負の設計曲げモーメントを道示Ⅲ14.3により低減しているが、プレキャストげた架設方式連続げた橋では中間橋脚上で2点支持とした解析モデルを採用することから、この低減はおこなわないものとする。

3－10－5 連結部の計算断面

(1)　連結部の設計断面は、図5－57に示す横げた中心位置の断面B-B、横げた前面位置の断面A-Aおよび断面C-Cとする。

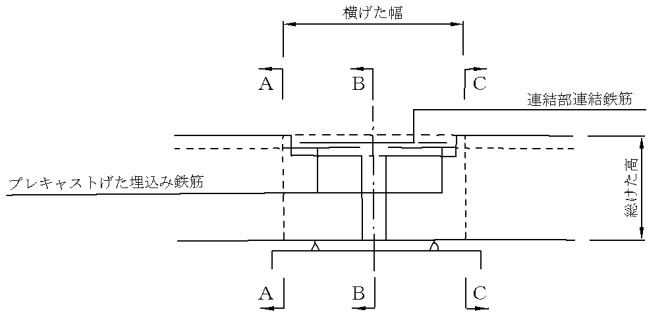
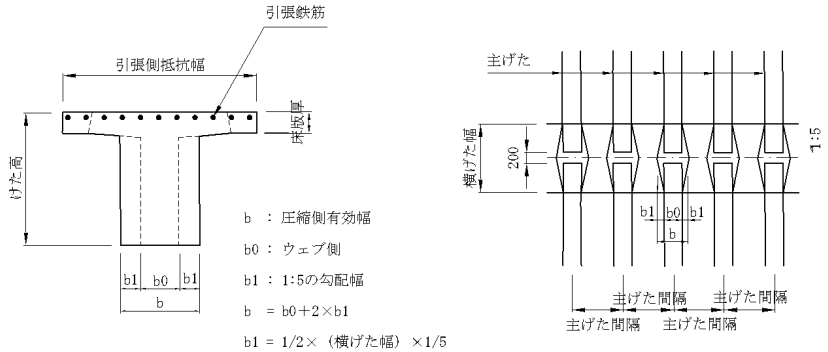
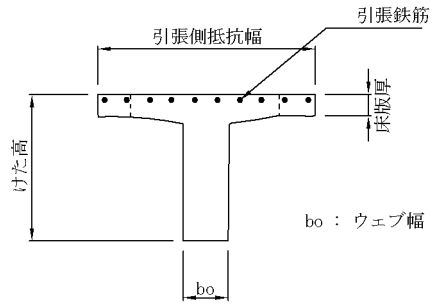


図 5－57　連結部の設計断面

(2)　連結部に作用する負の曲げモーメントに対する抵抗断面は、図5－58の実線で示される断面状態とし、下フランジ圧縮側の有効幅は、連結部の横げた前面位置より1:5の範囲で考慮してよいものとする。



(a) 横げた中心位置の断面B-B



(b) 横げた前面位置の断面 A-A および断面 C-C

図 5－58　負の上げモーメントに対する抵抗断面

(3)　連結部に作用する正の曲げモーメントに対しては図 5－57 に示す横げた中心位置の断面 B-B について照査を行うものとし、抵抗断面は図 5－59 の実戦で示さる断面形状とする。

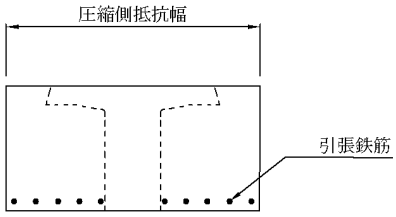


図 5－59　正の曲げモーメントに対する抵抗断面(横げた中心位置の断面 B-B)

(1) 連結部に作用する曲げモーメントに対しては、一般に横げた中心位置の断面 B－B で照査しておけば安全であるが、断面 A－A、断面 C－C では、連結後に作用する負の曲げモーメントにより、プレキャストげたの下縁に圧縮応力を生じる場合があるので、これについても照査するものとする。

(2) 連結部には一般に負の曲げモーメントが作用するが、スパンが短く、自重の軽いプレテンションげたを用いる場合などでは、連結部に正の曲げモーメントが生じることがある。また、不等沈下の影響を考慮する場合には正の曲げモーメントが作用する場合がある。このような場合には、場所打ちの横げた部下端に鉄筋を配置して抵抗させるものとする。

3－10－6 連結部の構造

(1)　連結部の構造は次によるものとする。

1）連結部のけた端の間隔は 20cm を標準とする。

2）床版切欠き長は、連結鉄筋の長さに、両端部の余裕をそれぞれ 50mm 加えた長さ以上とし、連結鉄筋の長さは、鉄筋の重ね継手長に連結部のけた端の間隔 20cm を加えた長さとする。

3）横げたの幅は、ポストテンションげたの場合はけた高以上とし、プレテンション T げたの場合は床版切欠き長＋10cm 程度とする。プレテンション床版橋の場合は、正のモーメントに対する鉄筋（断面下側の鉄筋）を主げたの連結部隔壁内に埋め込む構造としており、この隔壁の幅は引張

鉄筋を確実に定着するため 20cm 程度とし、横げた幅は床版切欠き長＋40cm 程度とする。

4）横げたには、主げたを縫う形で PC 鋼材を配置するものとする。そのプレストレス量は横げた断面に対してプレテンションげたの場合 1.0N/mm^2 以上、ポストテンションげたの場合は 1.5N/mm^2 以上とする。この場合、横げた断面とは、(横げた幅×総けた高) とする。

(2) 連結部の鉄筋は次によるものとする。

1）上側引張鉄筋は、2 段配置までとする。

2）上側引張鉄筋は、原則として D22mm 以下、中心間隔は 10cm 以上とする。

3）上側引張鉄筋の最小鉄筋量は、1 段配置で次のとおりとする。

ポストテンションげた：D22mm　　中心間隔 15cm

プレテンションげた　：D19mm　　中心間隔 15cm

4）埋込み鉄筋の長さは支間 Ls の 20%以上とする。

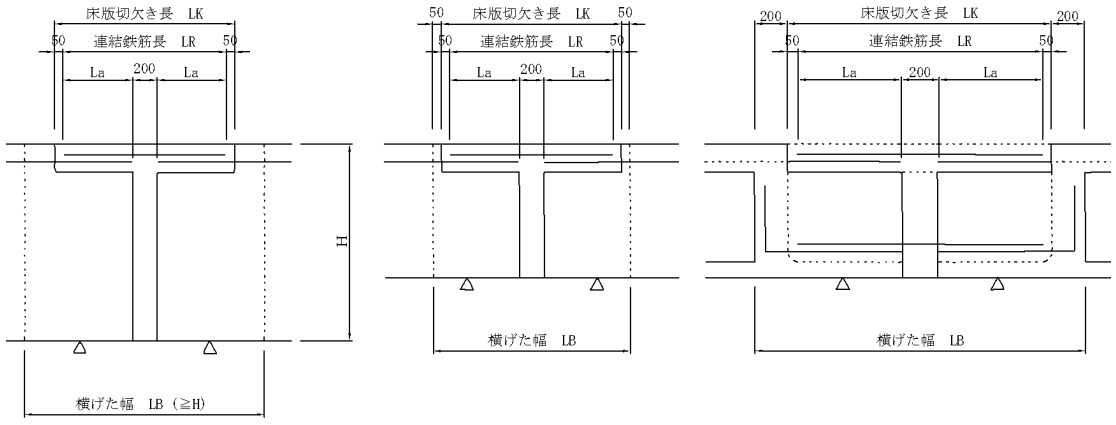
5）埋込み鉄筋と連結鉄筋の重ね継手長は、鉄筋の許容引張応力度とコンクリートの付着応力度により求めるものとし、コンクリート σ_{ck}＝30N/mm^2 と鉄筋 SD345 の組み合わせでは、鉄筋の 28 倍以上とする。

6）横げたの下側には主げたの正の曲げモーメントと支点の不等沈下に対する主鉄筋を配置しなければならないが、計算上主鉄筋が必要でない場合でも、用心鉄筋として、上側鉄筋量の 1／2 以上の鉄筋を配置するものとする。

7）横げたの配力鉄筋は D13mm を 20cm 以下の間隔で配置するものとする。

8）ポストテンション T げたの切欠き部のずれ止め鉄筋は D13mm 以上とし、中心間隔は 15cm 以下とする。

(1) 横げた幅は、横げたを介して主げたの連続性を確保する必要があるため、ポストテンションげたの場合はけた高と同じ長さ以上とし、プレテンションげたは床版の切欠き部を完全に包むものとしたものである。

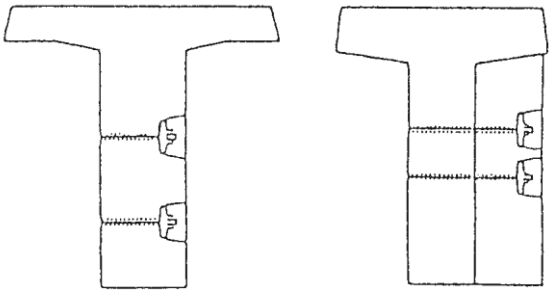


(a) ポストテンションげた　　(b) プレテンション T げた　　(c) プレテンション床版橋

図 5－60　連結部の寸法

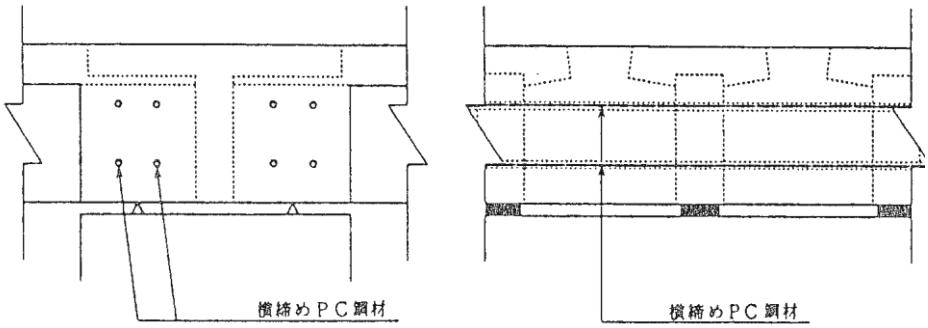
(2) 主げたコンクリートと横げたコンクリートを一体化するために、プレストレスが横げた断面に均等に分布するように横げたPC鋼材を配置するものとする。

(3) ポストテンションげたの場合はけた端が拡幅されており、主げたを箱抜きしても構造上支障がないため、横げたの横締めPC鋼材は、主げたを箱抜きして定着するものとし（図5－61(a)）、プレテンションげたの場合には、張出した横げたを箱抜きして、定着するものとする。（図5－61(b)）



(a) ポストテンションげた　　(b) プレテンションげた

図5－61　横げたの構造



(a) 側面図　　(b) 断面図

図5－62　連結部横締めPC鋼材

(4) 上側鉄筋は、重ね継手位置が同一断面にあり、施工性、ひびわれ制御、鉄筋の応力度の面からは1段配置とすることが望ましいが、やむを得ない場合は2段配置までとし、鉄筋径については、D22mm以下とするのが望ましいが、配置困難な場合はD25mmまで用いてよいものとする。また、鉄筋の中心間隔は、振動機を挿入するあきを確保するため、10cm以上とする。

(5) 連結げたの反曲点は支間（Ls）の20%付近にあり、上側引張鉄筋を圧縮域に定着させるには、埋込み鉄筋長は（0.2Ls＋定着長）となるが、前死荷重（D1）が単純げたに作用していることを考慮すると反曲点の位置は支間の20%付近よりかなり中間支点寄りになることから、埋込み鉄筋の長さは支間の20%以上としたものである。

(6) 切欠き部は横げたに包まれてしまうため、ずれせん断は発生しないが、用心鉄筋として図5－63に示すずれ止め筋を配置するものとする。

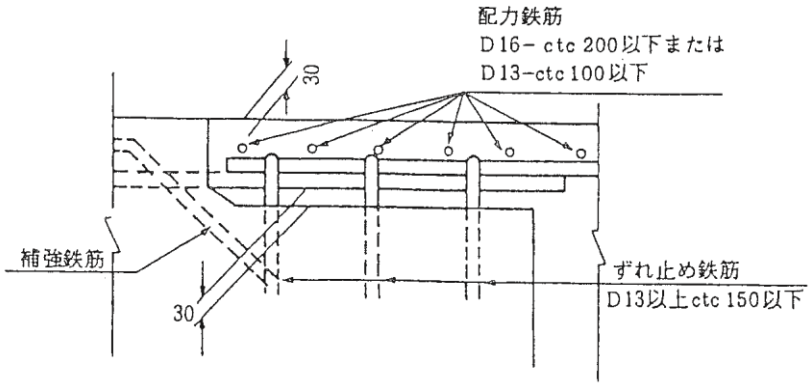


図5－63　連結部におけるずれ止め鉄筋

3－10－7 支承

(1)　プレキャストげた架設方式連続げた橋の支承には、ゴム支承を用いるものとする。
(2)　中間支点上のゴム支承の設計圧縮ばね定数は、下記の値を標準とする。
　　プレテンションげた　　2,800kN/cm　以下
　　ポストテンションげた　8,000kN/cm　以下
(3)　設計に用いる反力は、連結前の荷重に対しては単純げたとして、連結後の荷重に対してはばね支承を考慮した連続げたとして算出した反力を加算して求めるものとする。

(1) プレキャストげた架設方式連続げた橋に用いる支承は、連結後において主げたの挙動が1点支承に近い支持条件となるように所要の鉛直ばね定数をもつゴム支承を用いるものとする。

ゴム支承の設計圧縮ばね定数は、一般に連結げた端に使用されているゴム支承の設計圧縮ばね定数より定めたものであり、設計にはこの値を用いてよい。ただし、算出された支点反力にもとづいてゴム支承を設計し、このばね定数が仮定したばね定数を上回る場合は、別途設計圧縮ばね定数を定め直すものとする。

3－11 斜材付きπ型ラーメン橋

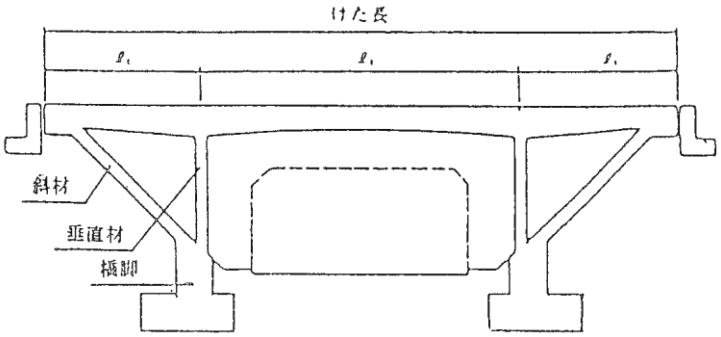
3－11－1 設計一般

斜材付きπ型ラーメン橋の形式には、標準斜材付きπ型ラーメン橋と、変形斜材付きπ型ラーメン橋があるが、形式の決定にあたっては架橋地点の状況、けた下空間、構造性、景観などを考慮して総合的に決定するものとする。

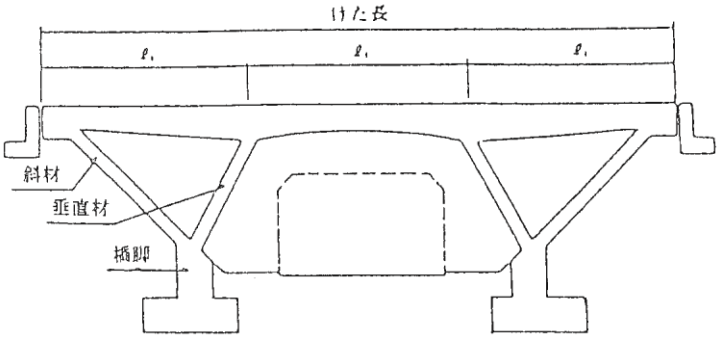
(1) 斜材付きπ型ラーメン橋は、3径間連続のけたと、中間2支点の垂直材および端支点と橋脚とを結ぶ斜材で構成され、端支点に発生する負反力を斜材の引張力で抵抗させることから、一般的な3径間連続げた橋に比べ、中央径間長を長くできるのが特徴である。

(2) 斜材には、PC鋼棒を配置し、コンクリートに交番応力を発生させないものとするが、引張力が過大になるとPC鋼材の配置が困難となることから、一般には側径間に対する中央径間の比を3～5程度としている事例が多い。支間中央部と支点部の断面力のバランスからみた場合には、側径間に対する中央径間の比は3程度とするのが望ましい。

(3) 斜材付きπ型ラーメン橋の形式には図5－64に示すように、垂直材を垂直に配置した標準斜材付きπ型ラーメン橋と垂直材を斜めに配置した変形斜材付きπ型ラーメン橋とがあるが、斜材付きπ型ラーメン橋の形式決定にあたっては、架橋地点の地形、けた下空間などの交差条件、構造性、景観などを考慮し、総合的に判断して決定するものとする。



(a) 標準斜材付きπ型ラーメン橋



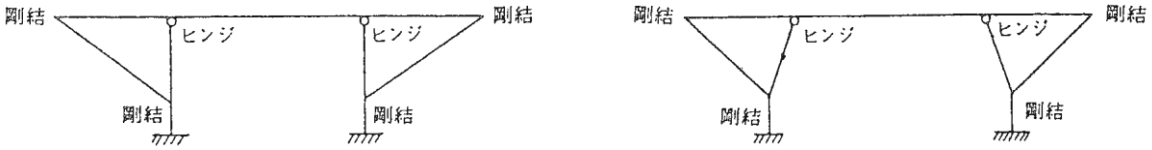
(b) 変形斜材付きπ型ラーメン橋

図5－64　斜材付きπ型ラーメン橋の形式

3－11－2 断面力の算定および安全性の確認

(1) 断面力の算定は、原則として任意形骨組構造を用いておこなうものとするが、幅員が 8m をこえる場合は、荷重分配を考慮するものとする。
(2) 基礎の水平変位　δ＝5mm（片側δ＝2.5mm）を考慮して設計をおこなうものとする。ただし、直接基礎の場合は、基礎の変位は考慮しなくてもよいものとする。
(3) 斜材には設計荷重作用時においてコンクリートに引張応力を生じさせないものとする。
(4) 斜材背面地盤の影響は考慮しないものとする。

(1) 骨組構造の解析モデルは図 5－65 に示すように、脚柱上端をヒンジ結合とし、他の部材の結合は剛結とする。



(a) 標準斜材付きπ型ラーメン橋　　(b) 変形斜材付きπ型ラーメン橋

図 5－65　骨組構造の解析モデル

また、変形斜材付きπ型ラーメン橋の脚柱の骨組軸線は図 5－66 のようにあつかうものとする。

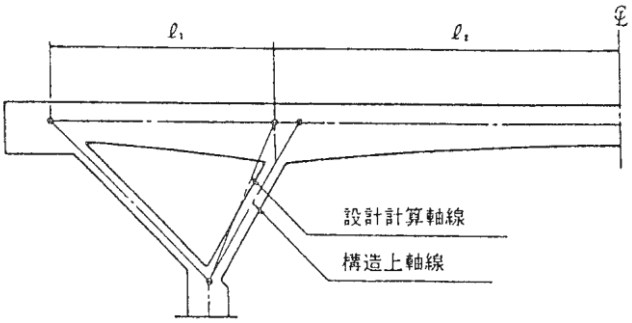


図 5－66　変形斜材付きπ型ラーメン橋の骨組軸線

(2) 基礎に杭基礎を採用した場合は、基礎の水平変位を考慮するものとするが、斜材付きπ型ラーメン橋は高次の不静定構造であること、およびコンクリートのクリープによる影響などを考慮し、基礎の水平変位は 5mm とする。

(3) 斜材は、斜材付きπ型ラーメン橋の構造が成り立つ最も重要な部材であることから、安全を考慮して、設計荷重作用時に次式によって求めた引張力に対し、コンクリートに引張応力が生じないようプレストレスを導入するものとする。

$$T = 2T_{1+i} + Td_1 + Td_2/1.5$$

$$T = Td_1 + Td_2/1.5 + T_E$$

ここに　T　　：斜材に生じる引張力

T_{1+i}：衝撃を含む活荷重による最大引張力

Td_1　：斜材に引張力を生じさせる部分に加わる死荷重による引張力

Td_2　：斜材に圧縮力を生じさせる部分に加わる死荷重による圧縮力

T_E　　：地震による最大引張力

(4) 斜材付きπ型ラーメン橋では、斜材がのり面と接しているが、土圧や土塊の抵抗の影響を考慮しないこととした。

3－11－3 地震時の検討

斜材付きπ型ラーメン橋は、橋軸方向、橋軸直角方向とも地震時の検討は、震度法と地震時保有水平耐力法によって行うものとする。

橋軸方向、橋軸直角方向ともに、垂直材、斜材および橋脚は、地震時によって断面が決定されるため、斜材付きπ型ラーメン橋は地震時の検討が必要であり、震度法と地震時保有水平耐力法によって設計を行う。

震度法および地震時保有水水平耐力法による設計は、道示Ⅴ6.3「レベル１地震動に対する耐震性能の照査」および10.6「鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率並びに動的解析に用いる非線形履歴モデル」に準じて行うものとする。

斜材付きπ型ラーメン橋の橋軸方向地震時保有水平耐力法による設計において塑性化が生じる箇所としては、橋脚基部、垂直材および斜材端部などが考えられが、垂直材や斜材の両端部が塑性ヒンジ化しても荷重伝達が軸力に移行するため、塑性ヒンジのエネルギー吸収ができない。このため、橋脚基部に主たる塑性ヒンジを設け、確実にエネルギー吸収が図れるように設計するものとする。

橋脚直角方向地震時の震度法による検討では、主げたに生じる引張力は極力プレストレスで抵抗させるものとし、とりきれない場合は引張鉄筋を配置するものとする。

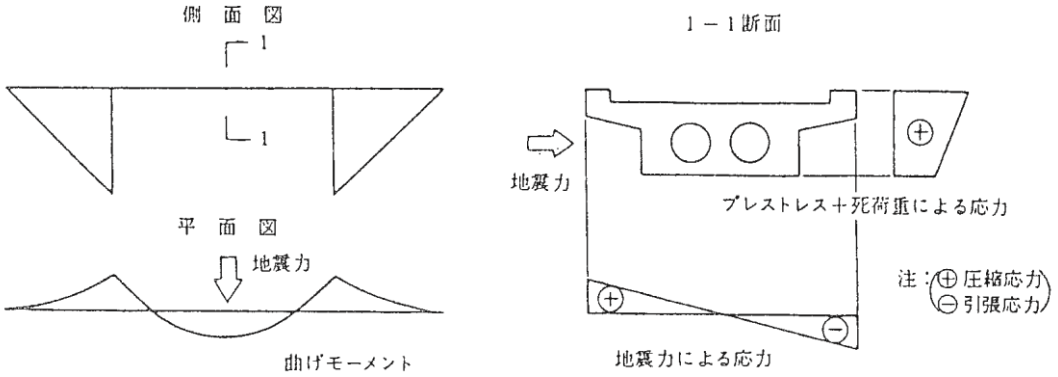


図5－67　橋軸直角方向地震時（震度法）の検討

橋軸直角方向の地震時保有水平耐力法の設計では、橋脚基部の曲げモーメントが終局モーメントに達した時、主げた、垂直材および斜材が初降伏に達しないように鉄筋を配置するものとする。

3－11－4 構造細目

(1)　斜材付きπ型ラーメン橋の斜材端部の切欠寸法は、図 5－68 によるものとする。

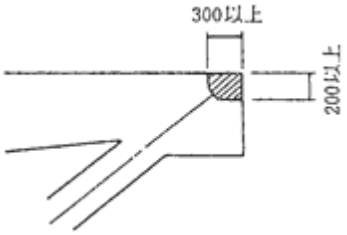


図 5－68　斜材端部の切欠寸法

(2)　斜材付きπ型ラーメン橋には、原則として図 5－69 に示すような小橋台および埋設ジョイントを設けるものとする。

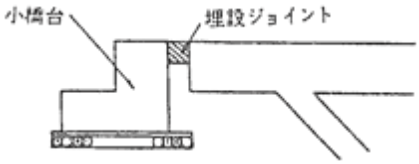


図 5－69　小橋台および埋設ジョイント

(3)　横げた幅および斜材厚、垂直材厚は図 5－70 および表 5－18 に示す値を標準とする。

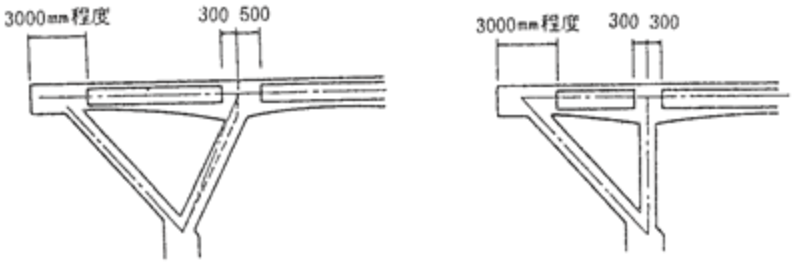


図 5－70　横げた幅

表図 5－18　斜材および垂直材厚

橋　　長	斜　板　厚	垂直材厚
L ≦ 50m	300 ㎜	400 ㎜
L ＞ 50m	400 ㎜	500 ㎜

一般に、斜材付きπ型ラーメン橋の取付部は、基礎の施工にともない、掘削および埋戻しがされることから、小橋台の沈下に十分留意し、取付部の不連続性を防止するとともに、車両の衝撃から PC 鋼材定着部を保護するものとする。

3－11－5 土留め壁

(1)　フーチングには土留め壁を設けるものとする。 (2)　土留め壁は斜材背面の土圧に対して安全となるように設計するものとする。

(1) フーチング施工後、斜材、垂直材および橋脚の施工のため、斜材背面の埋戻しをおこなう必要があることから、フーチング上に土留め壁を設置するものとする。

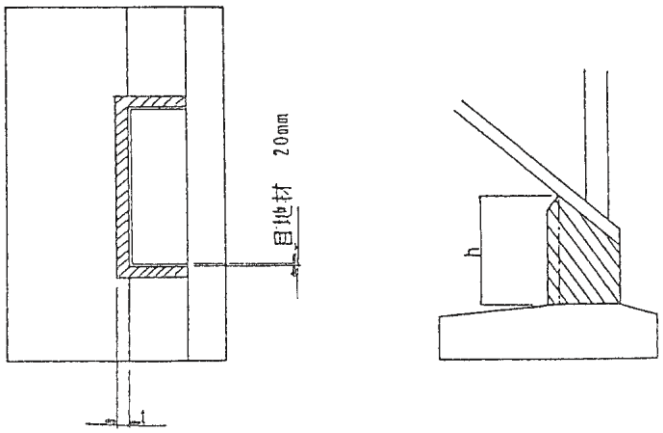


図 5－71　土留め壁

(2) 土留め壁は背面の土圧に対して安全となるように設計するものとするが、一般には表 5－19 に示す壁厚および鉄筋量を用いてよいものとする。

表 5－19　土留め壁の壁厚と鉄筋量

土留め壁高さ (h)	壁厚 (t)	鉄　筋　量
h≦2.0m	200mm	D16 ctc 150
2.m0＜h≦2.5m	300mm	D19 ctc 150

(3) 土留め壁は、橋脚コンクリートの型枠を兼用するものとし、土留め壁と脚柱との間に目地材を入れるものとする。

3－11－6 のり面処理

斜材付近ののり面は、原則としてコンクリートブロック積で処理するものとする。

(1) 斜材付近ののり面は、埋戻し土による盛土のり面となることから、コンクリートブロック積によりのり面を安定させるものとする。

(2) コンクリートブロック積みの範囲は図 5－72 を標準とし、斜材と接する左右のブロック積は、斜材と同一面とする。

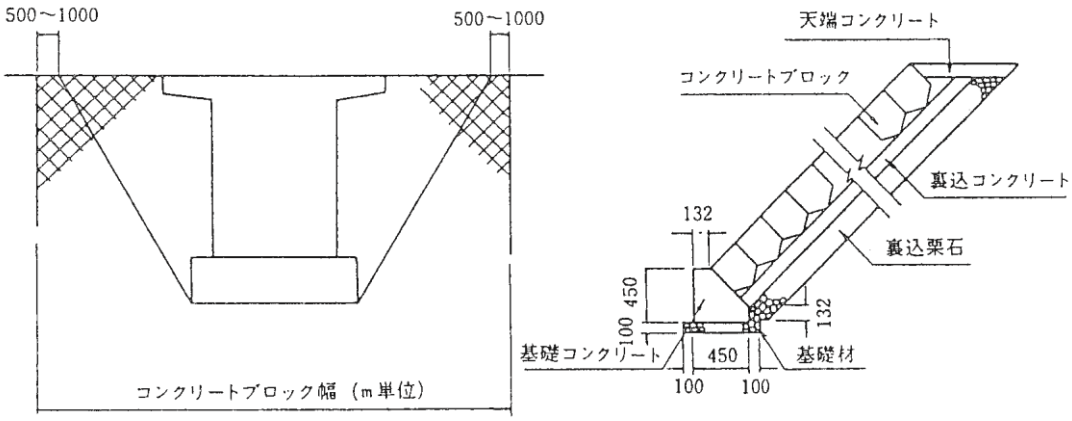


図5－72　コンクリートブロック積みの範囲

3－12 中空床版橋

3－12－1 設計一般

(1)　中空床版橋の断面力は、原則として版理論により算出するものとする。
(2)　片持版を有する中空床版橋の有効幅は主版幅としてよいものとする。
(3)　片持床版の橋軸直角方向は道示Ⅲ7.4.2 により設計するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　8 章＞

(1) 中空床版橋の断面力は、厳密には異方性版として解析すべきであるが、等方性と仮定しても実用上は問題がないため、等方性版として Olsen の薄版理論により求めてよいものとする。ただし、Olsen の薄版理論は線支承を前提としたものであり、支承条件がこれと著しく異なる場合、または、斜角の影響が著しくなる斜角が 80° 未満の場合は、格子構造理論により解析をおこなうのが望ましい。

(2) 片持部の曲げ剛性は、主版部に比べ十分に小さいため、有効幅は主版幅をとるものとするが、この場合、片持部の主版部に与える影響は、縁端荷重および縁端モーメントとして考慮するものとする。

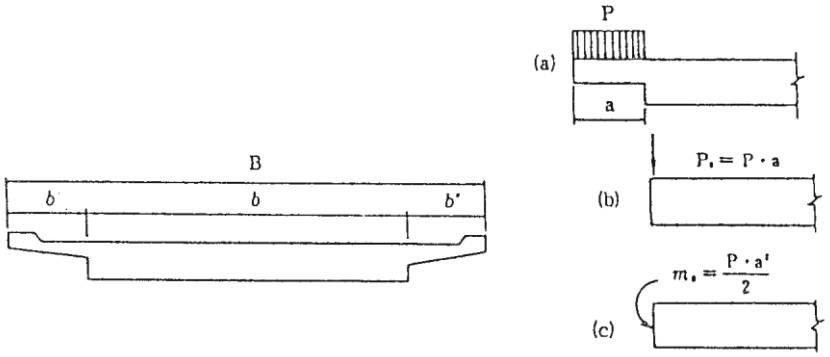


図 5－73　縁端荷重および縁端モーメント

3－12－2 主げたの断面形状

(1)　プレテンション方式 PC 単純床版橋の断面形状は JIS げたか、これに準ずるけたを使用するものとする。
(2)　場所打ち中空床版橋の断面形状は、図 5－74 を標準とする。

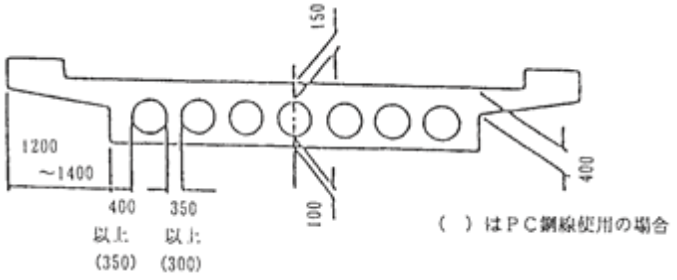


図 5－74　場所打ち中空床版橋の断面形状

1）片持版の張出し長は 1200～1400㎜ 程度とする。
2）片持版の付け根の厚さは 400㎜ を標準とする。
3）ボイドの純間隔は、PC 鋼より線を用いる場合は 350㎜ 以上、PC 鋼線を用いる場合は 300㎜ 以上とする。
4）主版端部からボイドまでの距離は、PC 鋼より線を用いる場合は 400㎜ 以上、PC 鋼線を用いる場合は 350㎜ 以上とする。
5）ボイドの上下のかぶりはそれぞれ 150㎜、100㎜ とする。
6）ボイド内の浸透水を防ぐために、歩道部を含めて防水層を設置することとする。

(1) 斜角が 70° 未満の場合には、斜角方向の鉄筋が重なって配置されるので、ボイドの下のかぶりは 125㎜ とするものとする。

(2) 中空床版橋は、舗装面からボイド内に浸透した水がボイドの錆を誘発し、鉄筋のかぶり不足などが原因で床版下面に伝わりクラックが生じる場合がある。ボイド内および床版の点検は非常に困難であるため、浸透水を防ぐ目的で、第 2 編 6－4 に示す防水層を歩道部を含めて設置するものとする。またボイド内の帯水を防止するため、底板には水抜き穴を設置するものとする。

3－12－3 横げたの形状

(1) 支承上の横げた幅は版厚以上とする。
(2) 中間横げた幅は 300㎜ 以上とする。

横げた幅のとり方は、図 5－75 に示すように、支承線に対し直角方向に必要幅を確保するものとする。

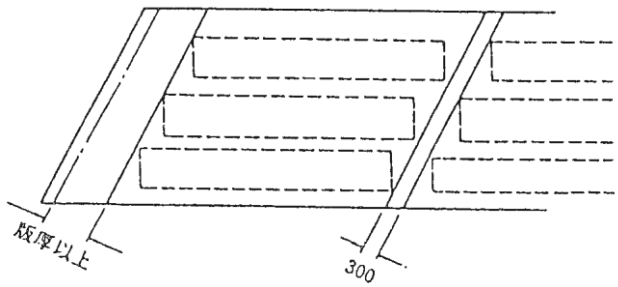


図 5－75　横げた幅のとり方

第4章 鉄筋コンクリート橋

4－1 使用材料

4－1－1 コンクリート

コンクリートの設計基準強度は、原則として表5－20の値とする。

表5－20　コンクリートの設計基準強度と使用区分

設計基準強度	使用区分
σ_{ck}＝24N/mm^2	橋体コンクリート 地覆、剛性防護柵

4－2 設計計算に関する一般事項

(1)　設計にあたっては、設計荷重作用時においては許容応力度設計法で部材断面に生じる応力度を照査するとともに、終局荷重作用時においては破壊に対する照査もおこなうものとする。

(2)　部材の設計に用いる断面力は弾性理論により算出するものとするが、この場合、部材の曲げ剛性、せん断剛性およびねじり剛性は、コンクリートの全断面を有効とし、鋼材を無視した値を用いてよいものとする。

4－3 許容応力度

4－3－1 コンクリートの許容応力度

(1)　コンクリートの許容圧縮応力度および許容押し抜きせん断応力度は、表5－21のとおりとする。なお､二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は表5－21の値に1.0N/mm^{2}を加えた値とする。

表5－21　コンクリートの許容圧縮応力度（N/mm^2）

応力度の種類 ＼ コンクリートの設計基準強度		24
圧　縮 応力度	(1) 曲げ圧縮応力度	8.0
	(2) 軸圧縮応力度	6.5
(3) 許容押抜きせん断応力度		0.9

(2)　コンクリートの許容付着応力度は、直径 32 ㎜以下の鉄筋に対して表 5－22 のとおりとする。

表 5－22　コンクリートの許容付着応力度（N/㎟）

応力度の種類＼コンクリートの設計基準強度	24
異形棒鋼	1.6

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　3.2＞

二方向から同時に曲げモーメントを受けた場合に生じる二軸曲げ応力度は、部材断面の隅角部に発生する局所的な応力であるため、断面の形状にかかわらず長方形断面の許容曲げ圧縮応力度に 1.0N/㎟ を加えた値としたものである。

4－3－2 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は、直径 32㎜ 以下の鉄筋に対して表 5－23 のとおりとする。

表 5－23　鉄筋の許容応力度（N/㎟）

応力度、部材の種類等＼鉄筋の種類			SD345
引張応力度	1）活荷重及び衝撃以外の主荷重		100
	2）荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	一般の部材	180
		床版及び支間 10m 以下の床版橋	140
	3）荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	桁の軸方向への配置	200
		その他	200
	4）鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値		200
5）圧縮応力度			200

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編　3.3＞

(1) 有害なひびわれの発生を防止するため、死荷重のみが作用するときの鉄筋の応力度は 100N/㎟ 以下とする。

(2) 鉄筋コンクリート床版の鉄筋の許容応力度は 140N/㎟ に対して 20N/㎟ 程度余裕を持たせるものとする。

4－4 構造細目

4－4－1 最小鉄筋量

部材には、その断面積の 0.15%以上の鉄筋を配置することを原則とする。

鉄筋コンクリートの部材には、ひびわれを有害でない程度に抑えるため、部材のいかなる断面においても、その断面積の 0.15%以上の鉄筋を配置するものとする。鉄筋コンクリート部材に配置する軸方向主鉄筋およびけたに配置する斜引張鉄筋の最小鉄筋量は、道示Ⅲ6.4 によるものとする。

4－4－2 鉄筋の配置

鉄筋の配置は「3－4－1」によるものとする。

4－5 中空床版橋

4－5－1 設計一般

「3－12－1」によるものとする。

4－5－2 主げた断面形状

中空床版橋の断面形状は、図 5－76 を標準とする。

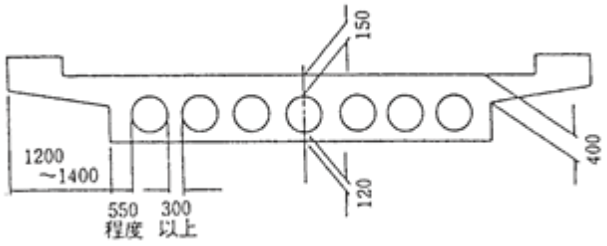


図 5－76　中空床版橋の断面形状

1）片持版の張出し長は 1200～1400㎜ 程度とする。

2）片持版の付け根の厚さは 400㎜ を標準とする。

3）ボイドの純間隔は 300㎜ 以上とする。

4）主版端部からボイドまでの距離は 550㎜ 程度とする。

5）ボイドの上下のかぶりはそれぞれ 150㎜、120㎜ とする。

6）ボイド内の浸透水を防ぐために、歩道部を含めて防水層を設置することとする。

RC 中空床版橋は、軸方向に比較的太径の鉄筋が配置されるため、ボイドの下のかぶりは施工性を配慮して 120㎜ を標準としたが、斜角が 70° 未満の場合には、斜角方向の鉄筋が重なって配置されるので、150㎜ とするものとする。

4－5－3 主げたの構造細目

(1)　スターラップはU型を使用するものとする。
(2)　軸方向主鉄筋は2段配筋までとし、原則としてスターラップでかこむものとするが、やむをえない場合は外へ出してもよいものとする。

従来スターラップの形状はU形およびX形としていたが、X形は施工性に劣るためU形を標準とした。

4－5－4 片持床版の構造細目

片持床版の橋軸方向には、用心鉄筋を配置するものとする。

(1) 片持床版部には、温度差、乾燥収縮などにより引張応力が生じ、ひびわれ発生の原因となることがあるため、片持床版の上側および下側に図5－77に示す用心鉄筋を配置するものとする。なお、連続床版橋の中間支点部付近では、片持床版は主版と一体になって負の曲げモーメントに抵抗するので片持床版の上側に単位幅当りに換算して引張主鉄筋の1／2以上の鉄筋を配置するものとする。

(2) 片持床版部の橋軸方向用心鉄筋は表5－24を標準とし、図5－77の範囲に配置するものとする。
なお、中間支点部の上側鉄筋は、引張主鉄筋をD32mmと想定し、その1／2以上のD25mmを配置するものとする。

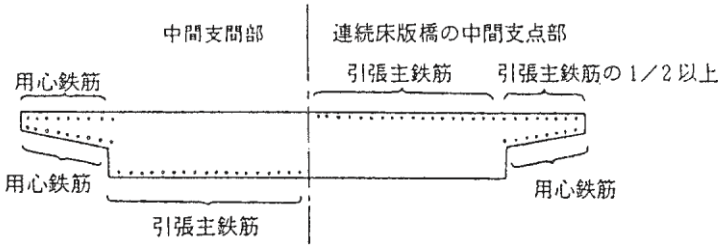


図5－77　片持床版の用心鉄筋

表5－24　片持床版の用心鉄筋

	端　部	中間支間部	中間支点部
上側鉄筋	D22 ctc125	D16 ctc125	D25 ctc125
下側鉄筋	D13 ctc125	D22 ctc125	D16 ctc125

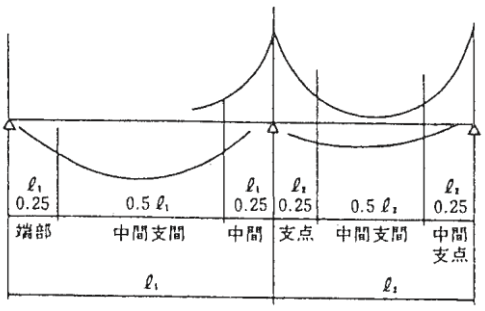


図 5－78　片持床版の用心鉄筋の配筋範囲

第６編　下　　部　　工

第１章　材料および許容応力度　…… 6－ 1
第２章　設計に関する一般的事項　…… 6－ 9
第３章　橋台・橋脚の設計　…… 6－16
第４章　基礎工　…… 6－75

第6編 下部工

第1章 材料および許容応力度

1−1 コンクリート

(1) コンクリートの設計基準強度（σ_{ck}）および使用区分は、原則として表6−1のとおりとする。

表6−1 コンクリートの設計基準強度と使用区分

設計基準強度	使用区分
$\sigma_{ck}=18N/mm^2$	重力式橋台、半重力式橋台、均しコンクリート
$\sigma_{ck}=24N/mm^2$	橋台、橋脚、場所打ち杭、深礎杭
$\sigma_{ck}=30N/mm^2$	・軸方向鉄筋、杭頭接合部の補強鉄筋にD390又はSD490の鉄筋を使用する場合 ・塩害の影響が懸念される地域において、コンクリートの耐久性向上を図る場合

(2) 許容応力度

1）コンクリートの許容応力度は、表6−2のとおりとする。

表6−2 コンクリートの許容応力度

応力度の種類 ＼ 設計基準強度		鉄筋コンクリート		無筋コンクリート
		σ_{ck} (N/mm²)		
		24	30	18
1. 圧縮応力度	軸圧縮応力度	6.5	8.5	4.5
	曲げ圧縮応力度	8.0	10.0	4.5
2. 曲げ引張応力度		—	—	0.23
3. せん断応力度	コンクリートのみで負担する場合（τ_{a1}）	0.23	0.25	—
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合（τ_{a2}）	1.7	1.9	—
	押抜きせん断応力度（τ_{a3}）	0.90	1.00	—
4. 支圧応力度（σ_{ba}）		$0.5\sigma_{ck}$以下	$0.5\sigma_{ck}$以下	5.4
5. 付着応力度	異形棒鋼	1.6	1.8	—

2）場所打ち杭の許容応力度は、表6−3のとおりとする。

表6−3　場所打ち杭の許容応力度（N/mm²）

施工条件	コンクリートの呼び強度（N/mm²）	設計基準強度	軸圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	せん断応力度(注)	付着応力度(異形棒鋼)	摘要
大気中で施工する場合	—	24	6.5	8.0	0.23	1.6	深礎杭
水中コンクリート	30	24	6.5	8.0	0.23	1.2	機械掘削

（注）許容せん断応力度は、コンクリートのみでせん断力を負担させる場合の値を示す。

3）既製コンクリートの許容応力度は、表6−4、表6−5のとおりとする。

表6−4　PHC杭及びSC杭のコンクリートの許容応力度（N/mm²）

杭種／応力度の種	PHC杭	SC杭
設計基準強度	80	80
曲げ圧縮応力度	27	27
軸圧縮応力度	23	23
曲げ引張応力度	0	—
せん断応力度	0.85	0.85

（注）許容せん断応力度は、コンクリートのみでせん断力を負担させる場合の値を示す。

表6−5　地震の影響を考慮するときのPHC杭のコンクリートの許容曲げ引張応力度（N/mm²）

有効プレストレスト σ_{ce}（N/mm²）	$3.9 \leqq \sigma_{ce} < 7.8$	$7.8 \leqq \sigma_{ce}$
曲げ引張応力度	3.0	5.0

(3)　設計計算に用いる物理定数

コンクリートのヤング係数は、表6−6のとおりとする。

表6−6　コンクリートのヤング係数（N/mm²）

種類	ヤング係数
設計基準強度　$\sigma_{ck}=18$N/mm²	2.2×10^4
設計基準強度　$\sigma_{ck}=24$N/mm²	2.5×10^4
設計基準強度　$\sigma_{ck}=30$N/mm²	2.8×10^4
深礎杭	2.5×10^4
場所打ち杭	2.5×10^4
PHC杭	4.0×10^4
SC杭	3.5×10^4

＜道路橋示方書(H24.3) Ⅰ共通編　3章3.2.3、3.3、Ⅳ下部構造編　4.2＞

(1) コンクリートは原則として、表 6－1 の設計基準強度を用いるものとする。

1）橋台、橋脚、場所打ち杭、深礎杭のコンクリートは、設計基準強度 24N/㎟を基本とする。

2）上部構造の規模、支承条件および地形条件などから下部構造の寸法が制約される場合、高さが 30m を超える高橋脚では、設計基準強度 30N/㎟のコンクリートを使用してもよいものとする。

3）H24 道示改訂により新たに規定された SD390 及び SD490 の鉄筋を鉄筋コンクリート部材に使用する場合には、設計基準強度 30N/㎟のコンクリートを選定することとする。

4）塩害の影響が懸念される下部構造の鉄筋コンクリート部材は、コンクリート自体の耐久性を向上させるために、できる限り水セメント比を下げ、密実なコンクリートとするのがよい。この観点から、下部構造においては、SD345 を用いる場合でも設計基準強度 30N/㎟のコンクリートを選定するのが望ましい。

(2) コンクリートの許容応力度の適用については、以下に示す事項に配慮すること。

1）コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（τ_{a1}）は、コンクリートが負担できる平均せん断応力度（τ_c）を 1.5 の安全率で乗じた値としていることから、地震の影響を考慮する場合においては道示Ⅳ5.3 表－5.2.1 に示す τ_c の値を用いるものとする。

その他の従荷重あるいは従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合においては 1－3 に示す荷重組合せに応じた割増し係数を τ_{a1} に乗じた値を許容応力度としてよいものとする。

2）杭頭結合部は杭とフーチングとの複合構造であり、その応力伝達機構や破損構造が複雑であること、また、せん断耐力にはコンクリート強度ばかりでなく、部材の断面の形状や引張鉄筋量等に関係することなどを総合的に判断し、押抜きせん断応力度に対しては荷重の組合せによる割増しをおこなわないものとする。

3）場所打ち杭の許容応力度については、大気中で施工する場合と水中コンクリートの場合について、その値を取り違えないように適用区分を示したものである。

4）H24 道示改訂により深礎工法で適用するコンクリートの許容応力度の 90%低減が削除された。これは、道示Ⅳ 15 章及び 22 章に従い、十分な施工管理が行える形状寸法を確保し確実にコンクリート打設の施工管理が実施されることが前提となることに留意が必要である。

(3) σ_{ck}＝18N/㎟のヤング係数は道示Ⅰ3.3 に規定されている値を用いて直線補間により求めたものである。

1－2 鉄筋および構造用鋼材

(1) 鉄筋の材質は原則としてSD345とし、鉄筋径は下記に示す通りとする。

13㎜、16㎜、19㎜、22㎜、25㎜、29㎜、32㎜、35㎜、38㎜、41㎜、51㎜

ただし、場所打ち杭には、35㎜以下の径の使用を標準とする。

(2) 鉄筋の最大定尺長は原則として12mとする。

(3) 鉄筋の許容応力度は表6－7のとおりとする。

表6－7 鉄筋の許容応力度（N/㎟）

応力度、部材の種類 ＼ 鉄筋の種類			SD345	SD390	SD490
引張応力度	1）活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合（はり部材等）		100	100	100
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含まない場合の基本値	2）一般の部材	180	180	180
		3）水中又は地下水位以下に設ける部材	160	160	160
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含む場合の基本値	4）軸方向鉄筋	200	230	290
		5）上記以外	200	200	200
	6）鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の基本値		200	230	290
7）圧縮応力度			200	230	290

(4) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の材質は、原則としてSKK400（JIS A 5525）とする。

ただし、鋼管ソイルセメント杭に使用する鋼管は、ソイルセメントとの付着を確保するための外面突起を有するものを標準とする。

(5) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の許容応力度は、表6－9のとおりとする。

表6－9 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の許容応力度（N/㎟）

応力度の種類	SKK400	SKK490
許容曲げ引張応力度	140	185
許容曲げ圧縮応力度	140	185
許容せん断応力度	80	105

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編 4.3、4.4＞

(1) 鉄筋材質および鉄筋径の適用については、以下に示す事項に配慮すること。

1）コンクリートの設計基準強度を踏まえ、経済性を考慮のうえ鉄筋の材質はSD345とし、鉄筋径は51mmまで使用出来るものとしたが、35mm以上の太径鉄筋は原則として柱部材に使用するものとし、水平鉄筋には使用しないものとする。

場所打ち杭の使用鉄筋径については、38mm以上の径は使用しないことを原則としたが、杭が鉄筋応力で決定され杭列・杭本数増となり著しく不経済と成り得る場合やフーチング鉄筋との取り合い、施工性等より一重配筋が望ましいと考えられる場合は太径鉄筋の使用も可能とする。

2）下部構造および基礎工に用いる鉄筋は、SD345を基本とする。

H24道示改訂により新たに規定が追加されたSD390及びSD490は、下部構造の軸方向鉄筋及び杭頭結合部の過密配筋の回避を目的とする場合のみ、採用を検討してよい。

また、SD390あるいはSD490の採用に際しては、以下の点に留意すること。

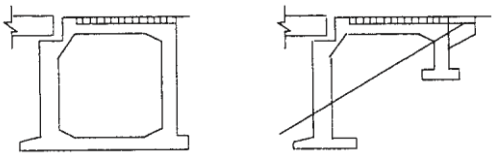
・単に部材厚の縮小による初期コストの圧縮の観点のみで用いないこと。

・同一部材の軸方向鉄筋内での鉄筋強度の混合は避けること。

・道路橋示方書の規定（Ⅳ4.3、Ⅳ7.7、Ⅴ10.3他）を満足すること。

(3) 鉄筋の許容応力度の適用については、以下に示す事項に配慮すること。

1）下図のようなラーメン橋台において輪荷重の繰返しを直接受ける頂版は鉄筋コンクリート床版に準ずるものとし、鉄筋の許容応力度は表6－10の値を用いるものとする。



図－1　ラーメン橋台の頂版

表6－10　頂版鉄筋の許容応力度

(N/mm²)

常　時	140
地震時	200×1.5＝300

2）表6－7に示す2)、3）の適用区分は原則として下記によるものとする。

2）を適用……パラペット、ウィング、側壁および下記以外の部材。

3）を適用……河川橋ではH.W.L以下の部材。

河川橋の場合は、図6－2を基本にする。河川橋以外ではフーチング。

ただし山地部等で地下水位がフーチング底面より明らかに低いことが確認できる場合には、2）を適用するものとする。

(5) H24道示改訂により、構造用鋼材の現場溶接部の許容応力度は工場溶接の90%であることが削除された。これは、道示Ⅳ 18章の規定に従い、適切な技能を有する溶接工が適切な溶接環境のもとで施工するとともに、非破壊検査や施工過程の記録化などにより品質管理等を行うことが前提となることに留意が必要である。

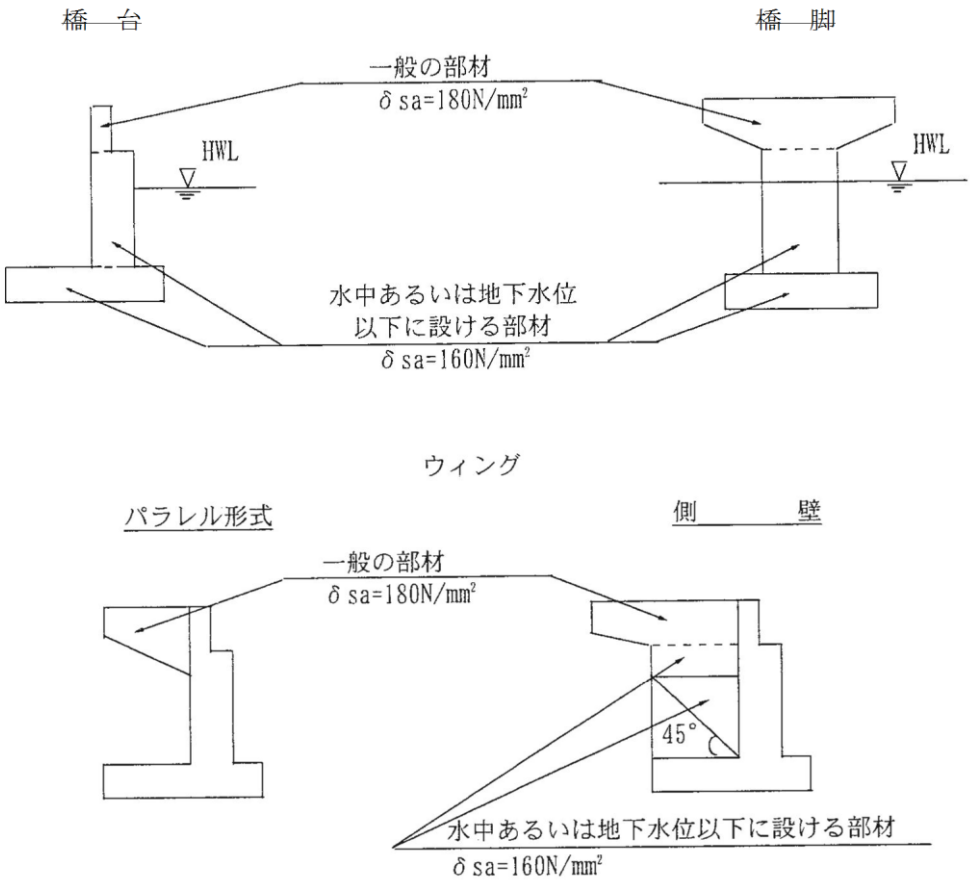


図 6－2　鉄筋の許容応力度の適用区分

(4) 鋼管杭の施工に打撃工法を用いる場合には、鋼管杭が座屈の恐れがないことを確認し、使用材質を検討するものとする。

1－3 荷重組合せによる許容応力度の割増し

下部構造設計における荷重組合せによる許容応力度の割増しは表6－11によるものとする。

表6－11 許容応力度の割増し係数

荷　重　の　組　合　せ		割　増　し　係　数	
		鉄筋コンクリート構造 無筋コンクリート構造	鋼構造
1）主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)		1.00	1.00
2）主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋温度変化の影響(T)		1.15	1.15
3）主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋風荷重(W)		1.25	1.25
4）主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋温度変化の影響(T)＋風荷重(W)		1.35	1.35
5）主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋制動荷重(BK)		1.25	1.25
6）主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋衝突荷重(CO)		1.50	1.70
7）活荷重および衝撃以外の主荷重＋地震の影響(EQ)		1.50	1.50
8）施工時荷重（EQ）の組合せ	完成後の応力度が著しく低くなる場合	1.50	1.50
	完成後の応力度が許容応力度と同程度になる場合	1.25	1.25

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　4.1＞

1－4 土の諸性質

設計計算に用いる土の単位体積重量､およびせん断抵抗角は施工箇所から採取した資料により土質試験をおこない定めることを原則とする。

1）橋台裏込土の単位体積重量（γ）と、せん断抵抗角（φ）は、土質の状況によってさまざまに変化するが、一般的には、φ＝30°～35°、γ＝18kN/m^3～20kN/m^{3}の範囲にある。

したがって、土質試験をおこなわない場合には、経済性にも大きく影響を与えることなく、安全性の高い設計となる表6－12に示す値を用いるものとする。ただし、橋台高さが高く（H＝12m以上を目安とする）土圧が支配的になるもの又は供用上重要性が高い場合等については、土質試験を行い適切な定数を用いることを原則とする。

表6－12　橋台裏込土の諸定数

裏込土の種類	単位体積重量 kN/m^3	せん断抵抗角 (度)
砂質土および砂、砂礫	20	30

2）橋台裏込めには原則として、粘性土は用いないものとする。

3）箱式橋台の中詰土、ラーメン式橋台内の通路部や逆T式橋台の前趾上などの埋戻し土は表6－13に示す値を用いるものとする。

表6－13　中詰土・埋戻し土の諸定数

土の種類	単位体積重量 γkN/m³	せん断抵抗角 (度)	備考
中詰土	18　［15］	30	[]内は滑動照査時
埋戻し土	18	30	

4）地下水位以下にある土の単位体積重量は、表6－12、表6－13の値から9（0.9）を差し引いた値とするものとする。

5）一般材料として使用する土の諸性質は以下の値を目安としてよい。

イ）単位体積重量

表6－14　土の諸性質

	土　質	形　態		単位体積重量 γkN/m³
盛土	砂利まじり砂	締固めたもの		20
	砂	〃	粒度の良いもの	20
			粒度の悪いもの	19
	砂質土	〃		19
	粘性土	〃		18
自然地盤	砂および砂礫	密なもの		20
		ゆるいもの		18
	砂質土	密なもの		19
		ゆるいもの		17
	粘性土	固いもの　(N＝8～15)		18
		やや固いもの (N＝4～8)		17

ロ）せん断抵抗角は30度以上の値とする。

ハ）地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から9（0.9）を差し引いた値としてよい。

ニ）砕石は砂利と同じ値とする。また、ずり・岩塊などの場合は種類・形状・大きさおよび間げきなどを考慮して定める必要がある。

ホ）砂利まじり砂質土あるいは砂利まじり粘性土にあたっては、混合割合および形態に応じて適当な値を定める。

ヘ）地下水位は完成後における平均値を考える。

ト）土の諸性質については、施工に先立ち現地盛土材との整合をはかるものとする。

第2章 設計に関する一般的事項

2－1 設計の基本方針

(1)　下部構造の設計にあたっては、上部構造からの荷重ならびに下部構造自体に作用する荷重を安全に地盤に伝えるとともに、上部構造より与えられた設計条件を満たすものとする。
(2)　下部構造を構成する橋台・橋脚の躯体、フーチング、杭などの部材は、原則として許容応力度法を用いて設計するものとする。ただし、橋脚においては、原則として地震時保有水平耐力法による耐震設計もおこなうものとする。
(3)　橋台・橋脚の躯体、およびフーチングは、上部構造からの荷重を安全に基礎に伝えるよう、設計をおこなうものとする。
(4)　基礎は、上部構造および下部構造の躯体を安全に支持するとともに、有害な変位を生じないように設計するものとする。

(2) 橋台は、根入れ部の土砂、裏込め土等による減衰効果が大きいため、地震時に作用する慣性力が相対的に小さく、橋脚に比較して地盤との相対変位が小さいことから、地震時保有水平耐力法による耐震設計はおこなわないものとする。ただし、橋台背面アプローチ部にほぼ直立した補強土壁を用いる事例や軽量材量（FCB,EPS 等）のように一般的な土と特性が異なる材料を用いる場合は、橋脚と同様に橋軸直角方向の安定性や地震時保有水平耐力法による耐震設計も行うものとする。

(4) 基礎の設計においては、許容応力度法により支持力や変位、応力度等を照査するとともに、地震時保有水平耐力法により基礎の安定性を照査し、部材の設計をおこなうものとする。

2－2 部材の設計計算

(1)　許容応力度法による設計に用いる部材の断面力は、弾性理論により算出するものとする。
(2)　地震時保有水平耐力法による耐震設計では、部材の耐力や変形性能を考慮した設計をおこなうものとする。

(1) 許容応力度応力度法により部材断面を決定する場合には、コンクリート部材、鋼部材を問わず、その部材に生じる軸方向力、せん断力、曲げモーメントは弾性理論によって求めるものとし、コンクリート部材の曲げ剛性、せん断剛性およびねじり剛性は、計算を簡略化するため、鋼材を無視し、コンクリートの全断面を有効として算定した値を用いるものとする。

(2) 地震時保有水平耐力法により橋脚および基礎の耐震設計を行う場合、鉄筋コンクリート橋脚、杭、ケーソン本体などについては、部材の非線形域でのエネルギー吸収性能を考慮した設計をおこない、その他はり部材フーチングなどについては、部材の非線形域でのエネルギー吸収性能が不明なこと、地震時に交番繰り返し荷重を受けないことを考慮し、発生する断面力が部材の耐力に達しないように設計をおこなうものとする。

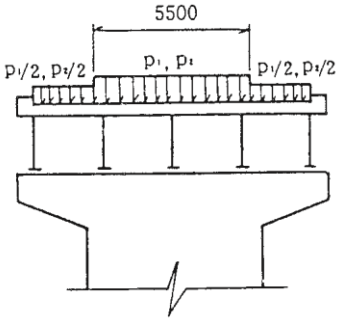
2－3 下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の活荷重は、原則としてＬ荷重を用いるものとし、構造物に最も不利な影響を与えるように負載するものとする。

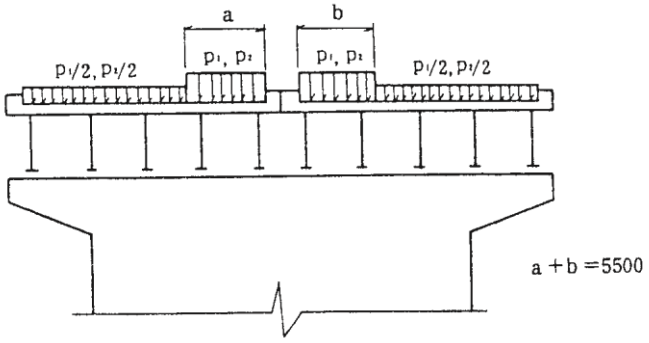
＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　3.2＞

1）下部構造を設計する場合の活荷重は、ほとんどの場合Ｌ荷重が不利な影響を与えるので、Ｌ荷重を載荷することとしたが、スパンが小さい（15m 未満）場合には、Ｔ荷重を載荷するほうが大きいことがあるので、検討をおこなうものとする。

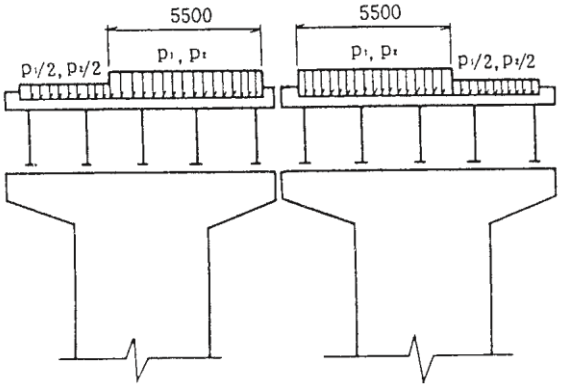
2）幅員方向の活荷重は、下部工の躯体形状にしたがって、考えている部材断面に最大応力度を生じさせるように載荷するものとする。



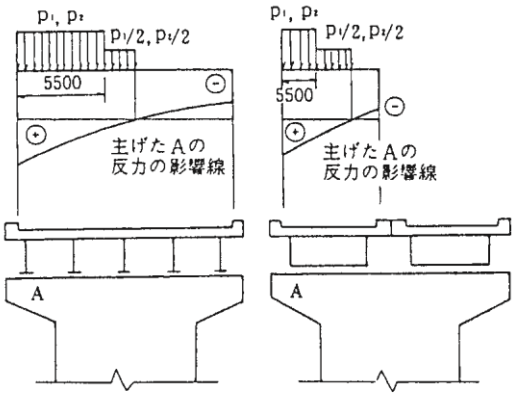
(a) 2 車線の場合



(b) 4 車線で橋脚が一体構造の場合



(c) 4 車線で橋脚が分離構造の場合（一般的な載荷方法）



(イ)上部工一体形　　(ロ)上部工分離形

(d) 張出し部の断面設計に考慮すべき載荷方法

図 6－3　活荷重の載荷方法

3）はりなどの設計に用いる活荷重反力算出にあたっての橋軸方向の載荷は、図6－2に示す方法によるものとする。

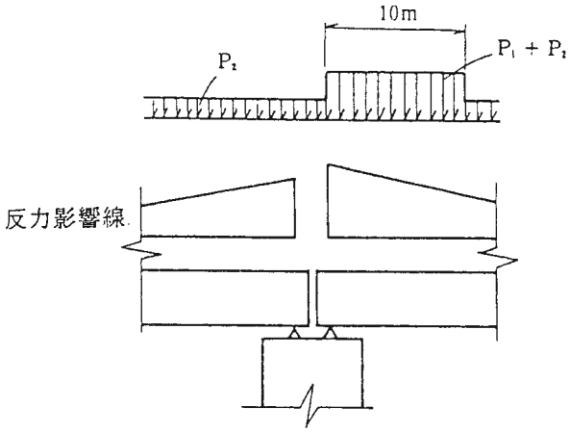


図6－4　はりなどを設計する場合の活荷重の載荷方法

2－4 橋台に作用する土圧

(1)　土圧は背面に作用する分布荷重とし、常時は道示Ⅰ2.2.6、地震時は道示Ⅴ6.2.4によるものとする。

(2)　常時においては、橋台背面に地表面載荷荷重10kN/m²を考慮するものとする。

(3)　土圧の作用面は次のとおりとする。

1）重力式橋台、箱式橋台、およびラーメン式橋台で後フーチングが短い場合は、躯体コンクリート背面とする。

2）逆T式橋台の場合は、安定計算においては後フーチング縁端から鉛直な仮想背面とし、たて壁の設計においては、躯体コンクリート背面とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅰ共通編　2.2.6、Ⅴ耐震設計編　6.2.4＞

1）背面土と土との間の壁面摩擦角（δ）は、一般的には表6－15の値をとってよい。

表6－15　土圧作用面の周面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角	
			常時δ	地震時δE
重力式橋台	安定計算、壁の断面計算	土とコンクリート	φ/3	0
逆T式	安定計算	土と土	φ	φ/2
	壁の断面計算	土とコンクリート	φ/3	0

φ：土のせん断抵抗角（度）

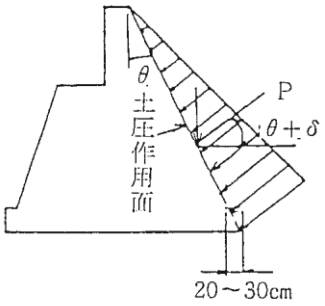


図 6－5　重力式橋台の土圧作用面

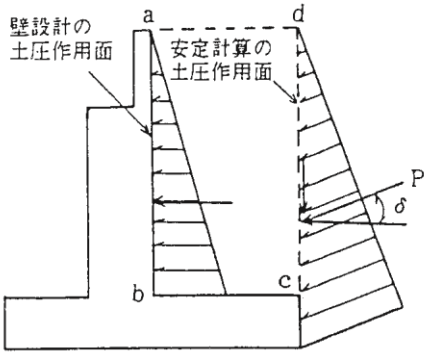


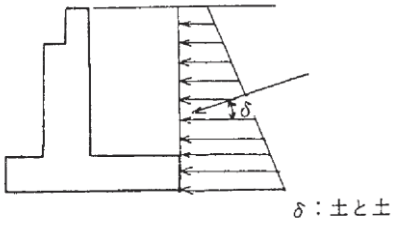
図 6－6　逆 T 式橋台の土圧作用面

2）重力式橋台、および後フーチングの突出長が 1m 未満の箱式橋台、ラーメン式橋台の土圧の作用面は、躯体コンクリート背面とする。

また、逆 T 式橋台の場合は、後フーチングの突出長が長いため、安定計算とたて壁の断面計算の土圧作用面を区別したものである。

イ）安定計算

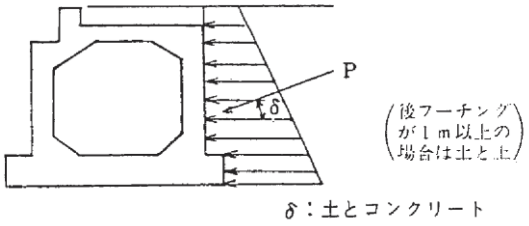
逆T式



常　時　$\delta = \phi$

地震時　$\delta = \phi / 2$

箱式・ラーメン

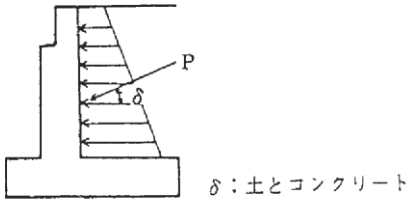


常　時　$\delta = \phi / 3$　（$\delta = \phi$）

地震時　$\delta = 0$　（$\delta = \phi / 2$）

ロ）躯体の設計

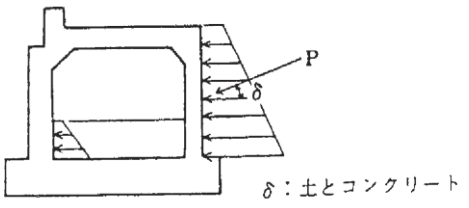
逆T式



常　時　$\delta = \phi / 3$

地震時　$\delta = 0$

箱式・ラーメン



（中詰土砂がある場合は土圧を考慮する。）

常　時　$\delta = \phi / 3$

地震時　$\delta = 0$

図 6－7　土圧の作用面

2−5 荷重の組合せ

橋台、橋脚の設計は、道示Ⅳ3.2に規定する荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについて、安定計算および部材の断面計算をおこなうものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　3.2＞

1）橋台

表　6−16

荷重項目＼計算ケース		常　時	地震時
躯体および土砂自重（G、W）		○	○
上部工反力	死荷重（Rd）	○	○
	活荷重（Rℓ）	△	×
土圧力（P）		○	○
地表面載荷重（q）		○	×
前フーチング上の土砂自重（DV）		○	○
浮力（U）		△	△

注）○：考慮する　△：場合により考慮する　×：考慮しない

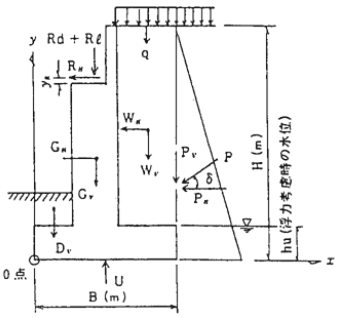


図 6−8

イ）常時における活荷重は支持の計算においては考慮するが、滑動および転倒の計算においては考慮しないものとする。

ロ）安定計算においては前フーチングの上載土砂は鉛直力として考慮するが、地震時の水平方向慣性力には考慮しなくてよい。また、後フーチングの上載土砂は安定計算においては鉛直力、水平方向慣性力として考慮しなければならない。ただしたて壁の断面計算においては水平方向慣性力は考慮しないものとする。

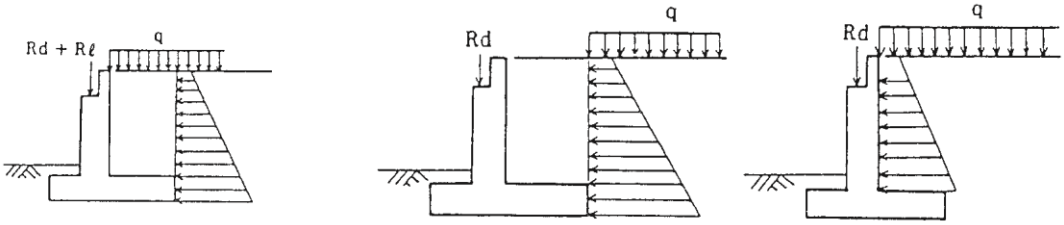
ハ）浮力について

a）浮力は、下部工の安定に不利となるように考えるものとするが、通常転倒や滑動の計算には考慮し、基礎地盤の鉛直反力の計算には無視してもよい。

b）橋台に浮力を考慮する場合の水位は、河川区域内では常時でH.W.L（高水位）、地震時でフーチング天端、又はL.W.L（低水位）の高い方とする。また陸上部においては、地下水位もしくはフーチング上面のいずれか高い方とする。L.W.Lの水位観測データーが無い場合は、観測時の水位としてよい。なお、掘込河道等で地下水位が高い箇所の橋台については別途検討の事。

c）H.W.LおよびL.W.Lについては、河川管理者等と協議するものとする。(水位観測データーがない場合は、測量時の水位として良い)

ニ）地表載荷重は、各計算において最も不利となるように図6−9のごとく載荷する。



(a) 支持の検討　　(b) 滑動および転倒の検討　　(c)躯体の設計

図 6－9　地表載荷重の載荷方法

2）橋脚

表 6－17

荷重項目＼計算ケース		常　時	地震時	(暴風時)
躯体および土砂自重（G、W）		○	○	○
上部工反　力	死荷重（Rd）	○	○	○
	活荷重（Rℓ）	○	×	×
フーチング上の土砂自重（DV）		○	○	○
流水圧		△	×	△
動水圧（PWH）		×	△	×
浮力（U）		×	△	△
地震の影響		×	○	×
温度変化の影響		△	×	×
風荷重		×	×	○

注）○：考慮する　△：場合により考慮する　×：考慮しない

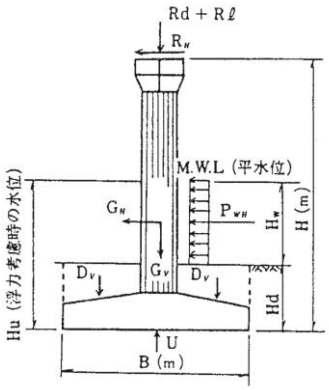


図 6－10

イ）フーチング上の土砂自重は、将来洗掘のおそれが考えられる場合は、浮力考慮時に作用させないものとする。また地震時における安定計算では、水平方向の慣性力は考慮しないものとする。

ロ）河川中の橋脚の浮力および動水圧は地震時のみ考慮するものとし、その水位 W.H.L（高水位）× 1/2 とする。また陸上部においては、地下水位もしくはフーチング上面のいずれか高い方とする。山地部等で地下水位がフーチング底面より明らかに低いことが確認できる場合には、浮力を考慮しなくてもよい。

ハ）H.W.L（高水位）については、河川管理者と協議する。

ニ）橋軸方向および橋軸直角方向の安定計算は、原則として常時においては（死荷重＋活荷重）、地震時においては（死荷重＋地震の影響）の組合せとする。

ホ）橋脚高の高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右されることがあるので、このような場合は暴風時として安定計算をおこなうものとする。

ヘ）風荷重や温度変化の影響などによる水平方向の荷重を考慮する場合は、活荷重を組合せる場合についても検討するものとする。

ト）温度変化の影響は、一般には基礎本体部材の安全性の照査のみ行えばよい場合が多いが、次のような条件の場合は、基礎の安全性に影響がないか留意する必要がある。

ⅰ）連続する径間数が多く、基礎に変状が生じるような過大な変位が生じる可能性がある場合

ⅱ）斜面上の基礎のように、基礎前面地盤の受動抵抗が平坦地盤に比べて相対的に小さい場合

ⅲ）常時の状態で基礎に著しい偏心が生じている場合

ⅳ）曲線橋や斜橋のように基礎に作用する荷重の方向が複雑な場合

チ）図6－11に示すように橋脚の前面側と背面側とで地盤高が異なり、躯体に偏土圧が作用する場合には、安定計算および柱の断面計算に偏土圧を考慮するものとする。

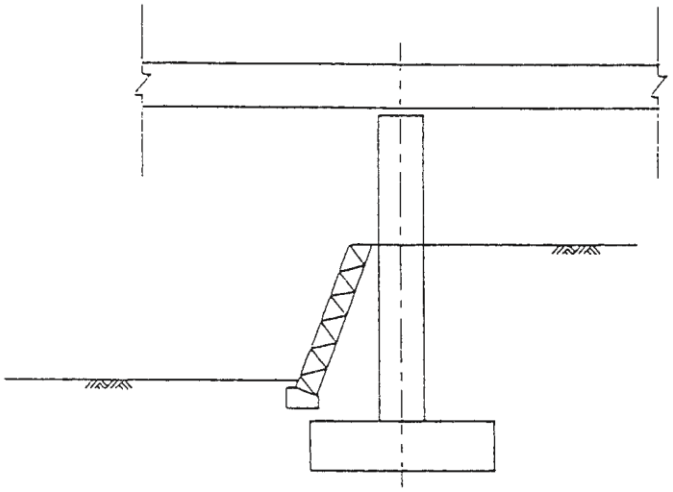


図6－11　橋脚の偏土圧の載荷例

第3章 橋台・橋脚の設計

3－1 適用範囲

この章は、主として鉄筋コンクリート構造の橋台・橋脚の躯体およびフーチングの設計に適用するものとする。

ここでは、主として、鉄筋コンクリート構造の橋台・橋脚の躯体およびフーチングの設計について規定するものであり、鋼製橋脚や構造部材等については、他の規定によるものとする。

3－2 橋座の設計

(1) 橋座幅は、支承縁端と下部構造頂部縁端との距離（S）および、けた端から下部構造頂部縁端までのけたかかり長（S_E）とけた端遊間、支承幅を考慮のうえ、決定するものとする。

(2) 下部構造頂部における橋軸方向の支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離Ｓ（cm）は、次に示す値とする。

$S=20+0.5\ell$　　ℓ：支間長（m）

(3) けた端から下部構造頂部縁端までのけたかかり長（SE）については「道示Ⅴ　16.2」によるものとする。

(4) 橋座部は、橋軸方向において、「道示Ⅴ　15.4」に規定する支承部の設計水平地震力に対し、十分な耐力を有するよう設計をおこなうものとする。

(5) 橋座部は、鉄筋を配置することにより十分に補強をおこなうものとする。

(6) 橋座は原則として段差を設けない構造とする。また、橋座面に１～３％程度の排水勾配を設け、支承の大きさに応じて勾配を検討する。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.6、Ⅴ耐震設計編　15.4、16.2＞

(1) 橋座幅は、一般的に次式により求めるものとする。

$$B \geqq S'_{E1}+S'_{E2}+a$$

$$S'_{E1} \geqq S_1+b_1/2+\ell_1$$

$$S'_{E2} \geqq S_2+b_2/2+\ell_2$$

ここに、

B　：橋座幅
S_1、S_2　：支承縁端と下部構造頂部縁端との距離
S'_{E1}、S'_{E2}　：けた端から下部構造頂部縁端までのけたかかり長
b_1、b_2　：支承幅
ℓ_1、ℓ_2　：けた端の張出し長
a　：遊間

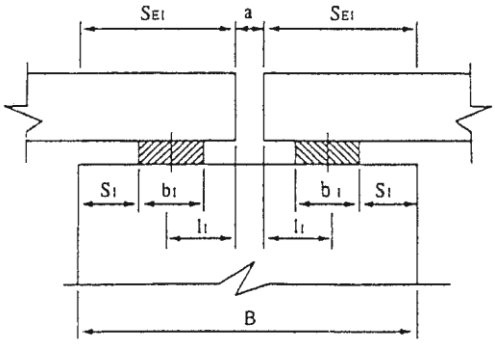


図 6－12　橋座幅

S'_{E1}、S'_{E2}の位置が道示 16.2 に規定するけたかかり長（S_E）より小さい場合は、S_Eを用いるものとする。

なお、遊間 a は桁と桁もしくは桁とパラペットなどが地震時に衝突しないよう、適切な値を確保するものとし、次に求めるものとする。

ゴム支承による荷重分散方式では、桁の移動量は地震時保有水平耐力法の設計時が卓越するため、次式により求めるものとする。

$a_B = U_a + L_A$　：桁と橋台
$= C_B \cdot U_B \cdot L_A$　：桁と桁

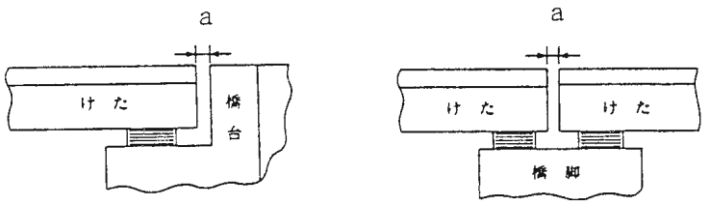


図 6－13　けた端部の遊間

$U_B = H/\Sigma K_1$　又は　us/k_{hc}
$H = k_{he} \cdot W_C$
$K_1 = 1/(1/Kp + 1/k_{si})$
$k_{si} = A' \cdot G0/\Sigma te \cdot n$

a　：桁端部の遊間量
L_A　：余裕量（＋15㎜）
U_B　：支承の設計移動量
us　：保有水平耐力法に用いる固有周期を算出する際に求める桁端部の移動量
k_{hc}　：設計水平震度道示Ⅴ6.4.3 式（6.4.1）により求める
W_C　：当該橋脚が支持している上部構造部分の重量
ΣK_1　：橋脚およびゴム支承の合成ばね定数の合計
Kp　：橋脚の降伏剛性
k_{si}　：支承の剛性
C_B　：掛け違い部での遊間量の補正係数。隣接する 2 連のけたの固有周期差に応じて道示Ⅴ14.4.1 表－14.4.1 によるものとする。
A′　：ゴム支承の製品寸法により求めた支圧面積

G0　：ゴムのせん断弾性係数

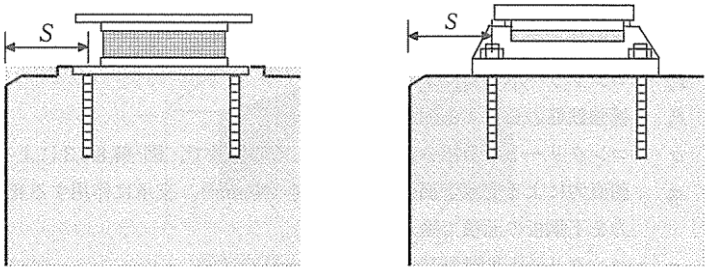
Σte ：ゴムの支承の長さ（1 支承のゴム厚部分）

N　　：1 支承線上のゴム支承の個数

1 点固定支承やヒンジ支承を有する桁の場合は、地震時の移動量（橋脚の弾性変形）が温度変化の変形より小さいため､温度変化における桁の移動量や活荷重によるたわみを考慮して決定するものとする。

(2) 支承縁端距離の確保は、以下によること。

1）地震時の荷重を伝達する部材としてアンカーボルトにより支承を固定する場合には、支承の種類に関係なく、アンカーボルトの中心から下部構造頂部縁端までの距離を支承縁端距離（S）とする。



(a) ゴム支承　　(b) 鋼製支承

図 6－14　支承縁端距離（S）

2）直橋における支承縁端距離（S）は、橋軸方向および橋軸直角方向のそれぞれについて確保するものとし、斜橋および曲線橋においては、最も不利となる距離を 2 方向で確保するものとする。

なお、橋軸直角方向の支承縁端距離の場合、けたの架設、架替え等の作業空間も考慮して定めるものとする。

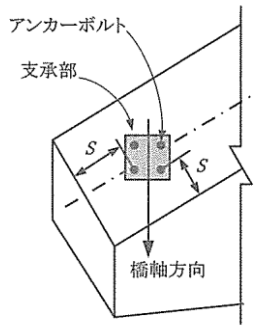


図 6－15　斜橋、曲線橋の支承縁端距離（S）

(3) 斜橋および曲線橋におけるけた端から、下部構造頂部縁端までのけた長（S_E）は、下部構造の設計断面方向にとるものとする。

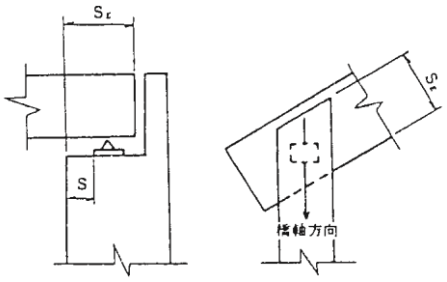


図 6－16　斜橋および曲線橋における S_E の方向

(4) 橋座部は、支承を通じて上部構造を支持する箇所であるため、地震時などに大きな水平力が作用し、橋座部のコンクリートが破壊した場合には、けたの沈下や落下につながる可能性もあるため、橋軸方向においては、支承部の設計水平地震力に対し十分な耐力を有するよう次式により設計をおこなうものとする。

$$H \leqq P_{bs}$$

H　：支承部の設計水平地震力

P_{bs}　：橋座部の耐力

なお、支承部の設計水平地震力については、道示Ⅴ15.4 により、橋座部の耐力については、道示Ⅳ8.6 によるものとする。

(5) 水平補強筋は、中間帯鉄筋と同等の定着を行った D16 以上の鉄筋で、スターラップと同間隔に配置し、以下の算定法で橋座部の耐力が作用する水平力以上になる様に鉄筋量を定めるものとする。ただし、計算で必要とならない場合でも配置するのが望ましい（図 6－17）。

$$H = C_m \cdot P_u / n$$

$$P_{bs} = P_C + P_S$$

H　：各支承部の設計水平地震力

C_m　：支承の設計変位の算出に用いる動的補正係数で 1.2 とする。

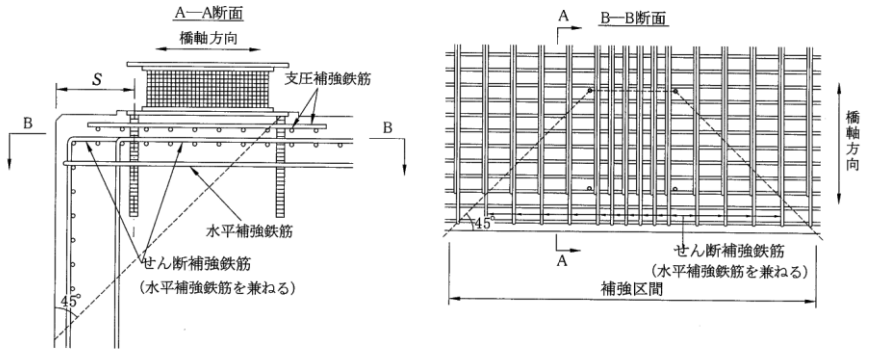
P_u　：橋脚に塑性化を考慮する場合には橋脚の終局水平耐力に相当する水平力、また、基礎に塑性化を考慮する場合には基礎の最大応答変位に相当する水平力

n　：1 基当たりの支承数

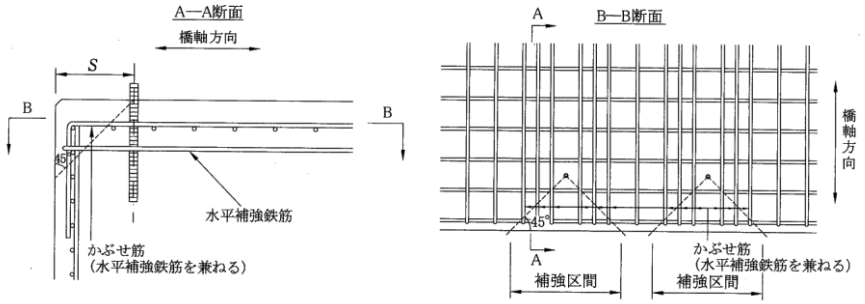
P_c　：コンクリートの負担する耐力

P_s　：補強鉄筋の負担する耐力

一方、支承取付け部においては補強筋を適切に配置することが必要である（図 6－17(a)）。また、横変位拘束構造などにアンカーバーを用いる場合、その取付け部も同様に鉄筋による十分な補強を行う必要がある（図 6－17(b)）。



（a）支承取付部（橋脚張出し部に設置した場合）



（b）アンカーバー取付部（橋台や壁式橋脚に設置した場合）

図 6－17　橋座部の配筋例

3－3 橋台の設計

3－3－1 逆Ｔ式橋台

(1)　たて壁はフーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとして設計するものとする。
(2)　フーチングはたて壁との接合部を固定端とする片持ばりとして設計するものとする。
(3)　土圧は、たて壁には壁背面に直接作用させ、後フーチングには安定計算で作用させた土圧の鉛直土圧を三角形分布で作用させるものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.4.1＞

1）たて壁は、せん断力に対して斜引張鉄筋を使用しなくてもよい厚さを確保することが望ましいが、コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（τ_{a1}）が小さくなったことから、せん断力に対して斜引張鉄筋を考慮してもよい。

2）逆Ｔ式橋台の形状は、施工性に配慮し、原則としてたて壁の鉛直面およびフーチング上面にはテーパーをつけない図6－18に示す形状とする。なお、パラペット上面は路面勾配に合せるものとするが、沓座面については、１～３％程度の排水勾配を設け、支承の大きさに応じて勾配を検討する。

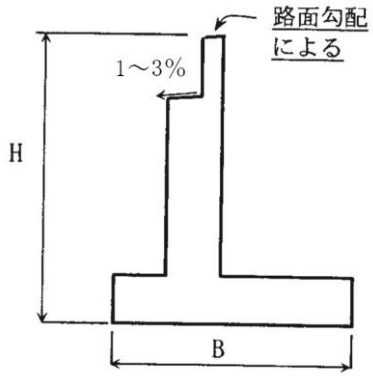


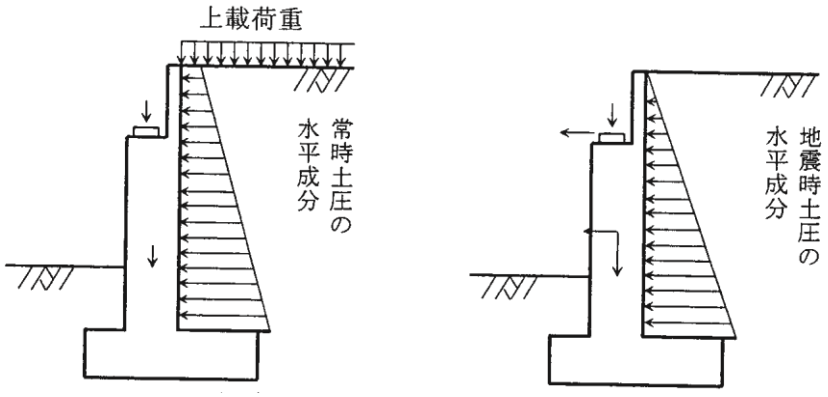
図 6－18　逆Ｔ式橋台の形状

3）橋台の全高（H）は0.1m単位を原則とするが、設計計算モデルに用いる橋台の全高（H）については0.5m単位に丸めてもよい。これは、ボーリングのＮ値データが1mピッチでしかないなどの地盤条件設定状況に対して、過度に細かい単位での設計計算は時間を要するだけで意味が薄いことを考慮したものである。特に、設計最終段階で求められる沓高と当初想定値との差異により、全体系の再解析に至る手戻りが発生すると影響が大きいことから、設計計算上は全高を0.5m単位に丸めてもよいこととした。

4）フーチング幅（B）は0.5m単位を原則とするが、杭基礎のうち最小杭間隔で幅が決定される場合、または障害物、用地境界などによりフーチング幅が決定される場合は0.1m単位とする。

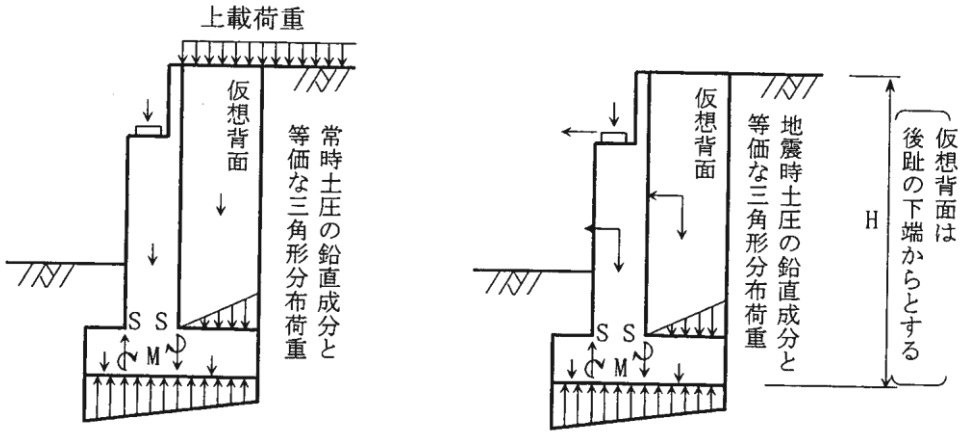
5）橋台の全高およびフーチング幅以外の各部材寸法は、原則として0.1m単位とする。

6）たて壁およびフーチングの断面計算における荷重状態は図6－19、図6－20に示すとおりとする。
なお、図6－20におけるフーチング後趾上面に載荷する仮想背面の土圧鉛直成分の算定は、フーチング後趾の下端からの高さ（H）であることに留意する。



(a) 常時の壁の設計　　(b) 地震時の壁の設計

図 6－19　逆 T 式橋台たて壁の断面計算における荷重状態



(a) 常時のフーチングの設計　　(b) 地震時のフーチングの設計

図 6－20　逆 T 式橋台フーチングの断面計算における荷重状態

3−3−2 ラーメン橋台

1）　ラーメン橋台のラーメン部材節点部は、それに接続する部材に断面力が確実に伝達される構造でなければならない。また、ラーメン部材節点部の隅角部はハンチを設けるのを原則とする。 2）　荷重状態は土圧、地震時水平力についてラーメン部材に不利になるように考え設計しなければならない。

1）ラーメン部材の設計については、道示Ⅲ16 章ラーメン構造を参照のうえ設計するものとする。
ラーメン橋台の形状は下記を標準とする。

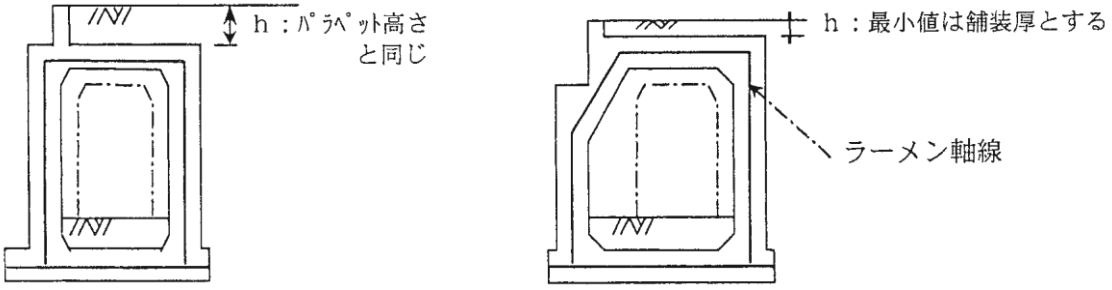
イ）基本形状

基本形状の形式はパラペットが後打ち施工のため PC 場所打ちの緊張､他形式のけた架設において施工性がよい。

クリアランスの問題などにより、ハンチをつけられない場合は、隅角部のコンクリートの圧縮応力度を 6N/㎟程度におさえて設計するのが望ましい。

ロ）道路の建築限界が基本形状で確保できない場合

道路の建築限界が基本形状で確保できない場合や軟弱地盤等で上載盛土を小さくする場合に選定される。



(a) 基本形状　　(b) 道路の建築限界が基本形状で確保できない場合等

図 6−25　ラーメン橋台の形状

2）各部材の寸法単位は逆 T 式橋台に準ずるものとする。

3－3－3 箱式橋台

(1)　上部工反力、自重および土圧等による全体としての曲げモーメントおよびせん断力は、前壁の一部を圧縮フランジ、後壁の一部を引張りフランジおよび隔壁（あるいは側壁）をウェブと考えたT形ばりによって受け持たれると考える。この場合、前壁や後壁等は土圧等を主部材であるT形ばりに伝達する部材とみなして設計する。

(2)　蓋版は自重、上載土重量および活荷重をうける橋軸直角方向に連続の全辺単純支承の版とみなして設計する。

(3)　後壁は施工時および完成時に偏土圧および地震力を受ける版として設計する。前壁、側壁についても同様に適用する。

(4)　橋台内に水が残留することは構造および機能上、避ける必要がありこのための水抜き孔を設けることとする。

ここにいう箱式橋台とは、従来の控え壁式橋台の変形で全体を多室箱式形状とし、その上全面に蓋版をのせたものである。

1）片持形ばりの圧縮フランジ（前壁）の片側有効幅（λ）はλ＝h/4＋b_2とする。ここにhは前壁の高さである。また、T形ばりとしての主鉄筋は隔壁に両側ハンチを加えた範囲内におさめ、組立筋でこれを取り囲むようにする。

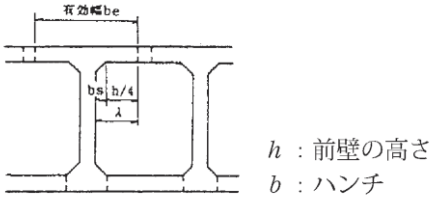


図 6－26　T 形ばりの考え方

2）蓋版の橋軸直角方向断面力はωを等分布荷重、ℓ_xを支間として次式による。

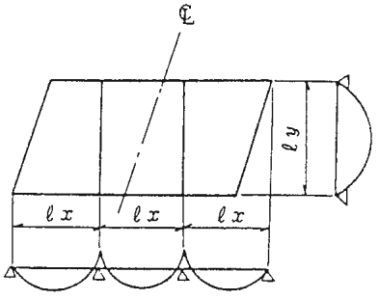
支点最大曲げモーメント　$M_x=1/8\,\omega\,\ell_x^2$

支間最大曲げモーメント　$M_x=1/10\,\omega\,\ell_x^2$

橋軸方向については表6－18による。

表 6－18　全辺単純支持スラブに等分布荷重が作用するときの曲げモーメント

ℓ_x/ℓ_y	$M_x/\omega\ell^2$	M_y/M_x	ℓ_x/ℓ_y	$M_x/\omega\ell^2$	M_y/M_x
0.40	0.1110	0.245	0.75	0.0670	0.612
0.45	0.1039	0.286	0.80	0.0615	0.684
0.50	0.0973	0.328	0.85	0.0561	0.757
0.55	0.0911	0.377	0.90	0.0511	0.831
0.60	0.0849	0.435	0.95	0.0465	0.915
0.65	0.0787	0.492	1.00	0.0423	1.000
0.70	0.0728	0.550			



M_x：橋軸直角方向曲げモーメント　ℓ_x：橋軸直角方向支間

M_y：橋軸方向曲げモーメント　　ℓ_y：橋軸方向支間長

3）後壁の設計は隔壁で固定された連続版として設計する。

4）隔壁の設計は、(1)の片持T形ばりの腹版として設計する。隔壁はせん断力を受ける部材として計算するが､算出される鉄筋量が少なくともT形ばりの剛性の確保､乾燥収縮によるひびわれ防止のため、十分な壁厚および鉄筋量を有しなければならない。なお、側壁についても面内方向は隔壁と同様である。

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

6）隔壁、側壁とフーチング、前壁および後壁には結合鉄筋をその結合部に入れる。

7）隔壁、後壁の最小厚さは70cm程度とする。

8）箱式橋台の形状は図6－27を基本形状とする。

9）直接基礎の場合、中詰土砂の高さは安定における支持および滑動の許容値を満足する高さとする。

支持に対する安定計算時はγ＝18kN/m^3、滑動安定計算時はγ＝15kN/m^{3}とする。

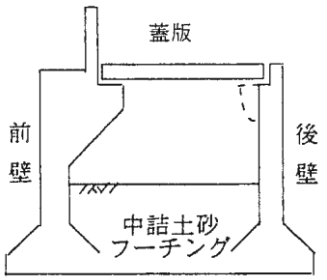


図6－27　箱式橋台

１０）杭基礎の場合、慣性力を少なくするために中詰土砂を入れないのが通常である。地下水がある場合はその水位まで揚圧力として作用させるものとする。

１１）各部材の寸法単位は、逆T式橋台に準ずるものとする。

3－3－4 重力式橋台

(1)　躯体壁は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとし、軸力曲げモーメントが作用する無筋コンクリート断面として設計する。
(2)　フーチングは、躯体壁との接合部を固定端とする片持ばりとし、曲げモーメントが作用する無筋コンクリート断面として設計する。

1）重力式橋台は本体の重量を大きくし、躯体断面には圧縮応力だけ生じるように設計する。又、胸壁部、翼壁部が鉄筋コンクリート部材となり、一般躯体部とコンクリート強度が異なるため、設計施工に際しては下図によること。

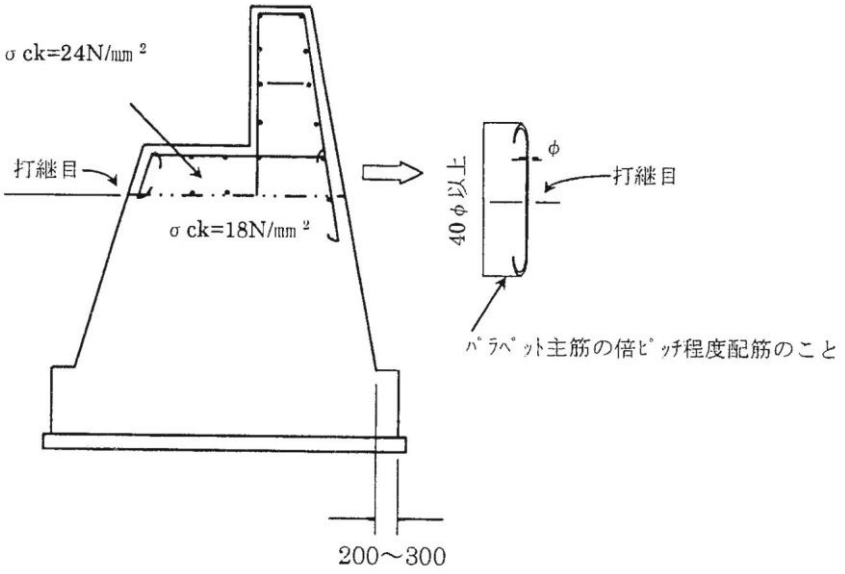


図 6－28　重力式橋台

3－3－5 斜め橋台

斜め橋台を設計する場合の橋台底面の形状は図 6－29 を標準とする。

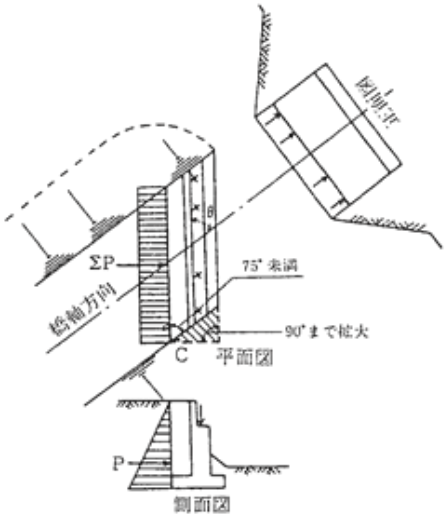
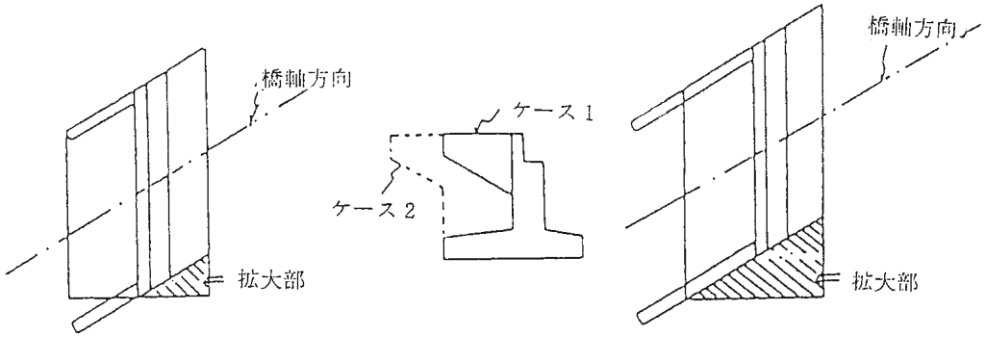


図 6－29　斜め橋台に作用する土圧

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.4.2＞

1）斜め橋台は橋軸方向と橋台背面直角方向について安定と応力度の計算を行うのを原則とするが、一般の場合は橋台背面直角方向のみについて検討するものとする。

2）斜角 θ が 75° より小さい場合の橋台底面は図 6－29、30 のとおり 90° まで拡大することを原則とする。ただし、杭基礎の場合の底面形状及び配筋については、杭配列を考慮し決定するものとする。（杭基礎の項を参照）



（ケース 1）パラレルウィングの場合　　（ケース 2）フルウィングの場合

図 6－30　橋台底面拡大例

3）斜角（θ）が 75° 未満で、フーチングを 90° まで拡大できない場合は、土圧合力の作用により橋台が回転しないことを検討するものとする。橋台が回転しないことの検討方法については「資料編」を参考にするものとする。

4）フーチングの主鉄筋については、以下を原則とする。

イ）主鉄筋配置の方向については土圧作用方向と合わせるものとする。

ロ）斜角が 75° 以上となる場合には、構造的に影響が少ないため斜角に合わせることでよい。ただしフーチングを 90° に拡大する場合は、主鉄筋は土圧作用に合わせる。

ハ）フーチングの橋軸直角方向幅が橋軸方向に比して小さい場合で、①で配置した主鉄筋とフーチング端部の斜角方向筋との重複部が多くなる場合には主鉄筋と斜角方向に合わせることでよい。

ニ）やむを得ず、主鉄筋を斜角方向に配置せざるを得ない場合は、斜角を考慮した有効鉄筋量で断面設計を行うものとする。

3－3－6 ウィングの設計

(1)　橋台に設けるウィングの最大長さ（ℓ）は 8m 程度とする。ただし、パラレル形式の場合は 6m 程度が望ましい。

(2)　ウィングは、活荷重による地表面載荷荷重と土圧を受ける版とし、道示Ⅳ8.4.4 による慣用法により設計するものとする。

(3)　ウィングを設計する場合の設計土圧は原則として、主働土圧を用いるものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.4.4＞

1）ウィングの形状図は図 6－31(a)に示すパラレル形式を標準とするが、地形上パラレル形式が困難な場合、または将来拡幅などの恐れがある場合は図 6－31(b)(c)に示す形式が望ましい。

なお、河川橋でウィングを設置する場合には必要以上に堤体に食い込ませないこと。斜橋等の場合でやむを得ず著しく食い込むこととなるときは裏腹付けを行うこと。

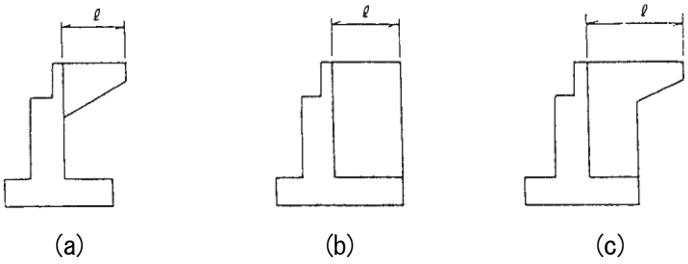


図 6－31　ウィングの形式

2）ウィングの規模がやむを得ず大きくなる場合は、途中に支え壁を設けてよい。なお、この場合の最大張出し長（ℓ）は支え壁から 6m 程度とする。

3）ウィングの厚さは地覆幅以上で等厚を原則とし、配筋は一段配筋（D32～125mm ピッチまで）とする。なお、圧縮側鉄筋は引張側の 1/3（D16～300mm ピッチ）以上とする。

4）パラレルウィングは、水平方向の主鉄筋をパラペット配力筋（水平筋）方向に定着させなければならないので、パラペットの厚さが薄い場合や水平鉄筋量がウィングより少ない場合はパラペットに補強鉄筋を配置するものとする。

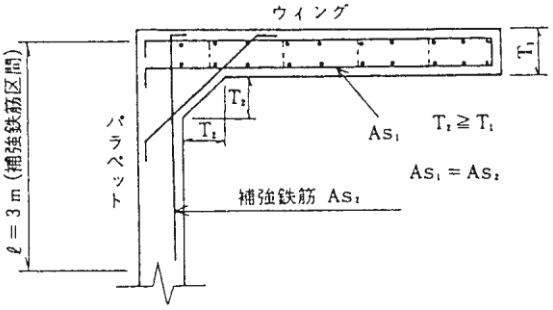


図 6－32　パラペットの補強

5）ウィングの土被りは深さ 1m 程度確保するものとする。

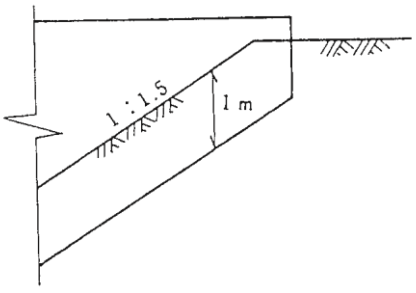


図 6－33　ウィングの土被り

6）次の条件をすべて満たすウィングについては静止土圧により設計するものとする。

イ）踏掛版が設置されていない。

ロ）歩道等が設けられていない。

ハ）橋台の前趾とウィングとの角度が 90° 未満である。

ニ）ウィングの形状が側壁である。

3－3－7 パラペットの設計

(1) パラペットは、土圧のほか、輪荷重、踏掛版からの荷重あるいは落橋防止構造からの荷重を考慮して設計するものとする。

(2) パラペットの最小厚は 50cm とし、主鉄筋の径は原則として D16 以上とする。

(3) パラペットとウィングの隅角部にはハンチを設けるものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.4.3＞

1）パラペットに作用する断面力の算定は、道示Ⅳ8.4.3 によるものとする。

2）パラペットの最小厚は原則として 50cm とする。ただし、補償道路等で踏掛版を設けない橋台については、最小厚を 40cm としてもよい。

3）主鉄筋は D16mm 以上とし、その間隔は 250mm を基本としたうえで、鉄筋径と間隔の調整を行うものとする。なお、太径鉄筋を使用する場合や落橋防止構造設置の際は、取り合いを考慮して配筋ピッチ 250mm を標準とする。

4）パラペット頭部における配筋は伸縮装置とのかね合いを考慮のうえ、その種類に応じた取り合いを明示し、後打ち部鉄筋、補強筋などを定めるものとする。

5）受台

受台の寸法、および配筋は図 6－34 のとおりとする。

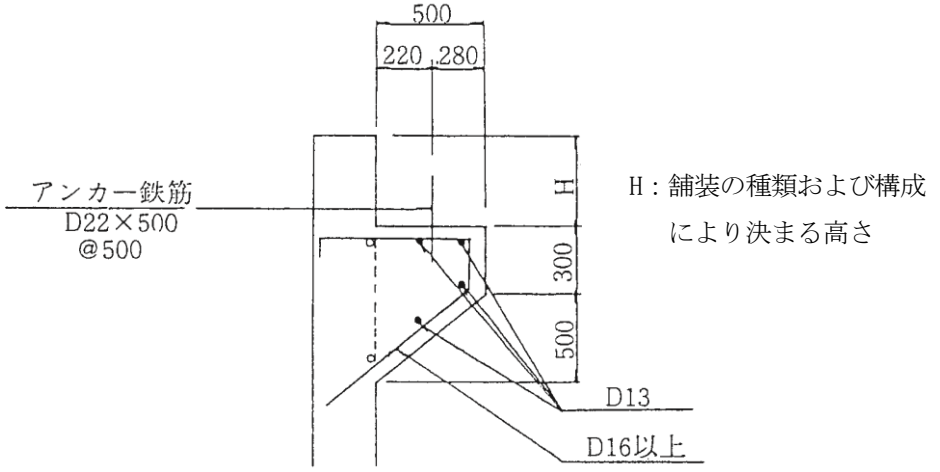


図 6－34　受台の配筋

3－3－8 踏掛版

橋台背面には、車両の衝撃を緩和し、路面の不等沈下を防止するため踏掛版を設置することを原則とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.9、参考資料 4～5＞

1）設置の条件

アスファルト舗装の場合における踏掛版の設置の条件は、橋台の形式、盛土の高さ、裏込材料及び地盤の種類などによって表 6－19 に示すとおりとする。

表 6－19　踏掛版の長さ

地盤の種類 ＼ 裏込材の種類	普　通　地　盤		軟弱地盤
	切込砂利、硬岩などの場合	左記以外の材料	全ての材料
橋台高さ　4m 未満	設置しない	6	6
〃　　4m 以上	6	6	6

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。

イ）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

ロ）設計車輌が小さく、交通量が極めて少ないと判断できる場合

ハ）低盛土の橋台の場合

ニ）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

2）設置位置および設置幅

イ）設置位置

踏掛版は、アスファルト舗装の場合、舗装の規格に応じて路面から 5cm、10cm 下の位置に設ける事を標準とする。また、コンクリート舗装の場合、路面表面に設置する。図 6－35(a)

交通量区分 N_4 以下（大型車交通量 250 台/日・方向未満）……5cm

交通量区分 N_5 以上（大型車交通量 250 台/日・方向以上）……10cm

ラーメンや箱式橋台に設ける踏掛版の設置位置は図 6－35(b)に示す通りとする。

(a) 一般の橋台　　(b) ラーメン、箱形式の橋台

図 6－35　踏掛版の設置位置

ロ）設置幅

踏掛版の設置幅は、原則として歩道がある場合は歩車道境界ブロックまでとし、車道のみの場合は路肩の幅とする。図 6－36(a)

ただし、4 車線の場合は分離帯を除く側帯までの幅とする。図 6－36(b)

ハ）路面に縦断、横断勾配がある場合には、その勾配に合わせる事を原則とする。2 車線の場合は中央に図 6－37 に示した縦目地を設けるものとする。

(a) 2 車線の場合　　(b) 4 車線の場合

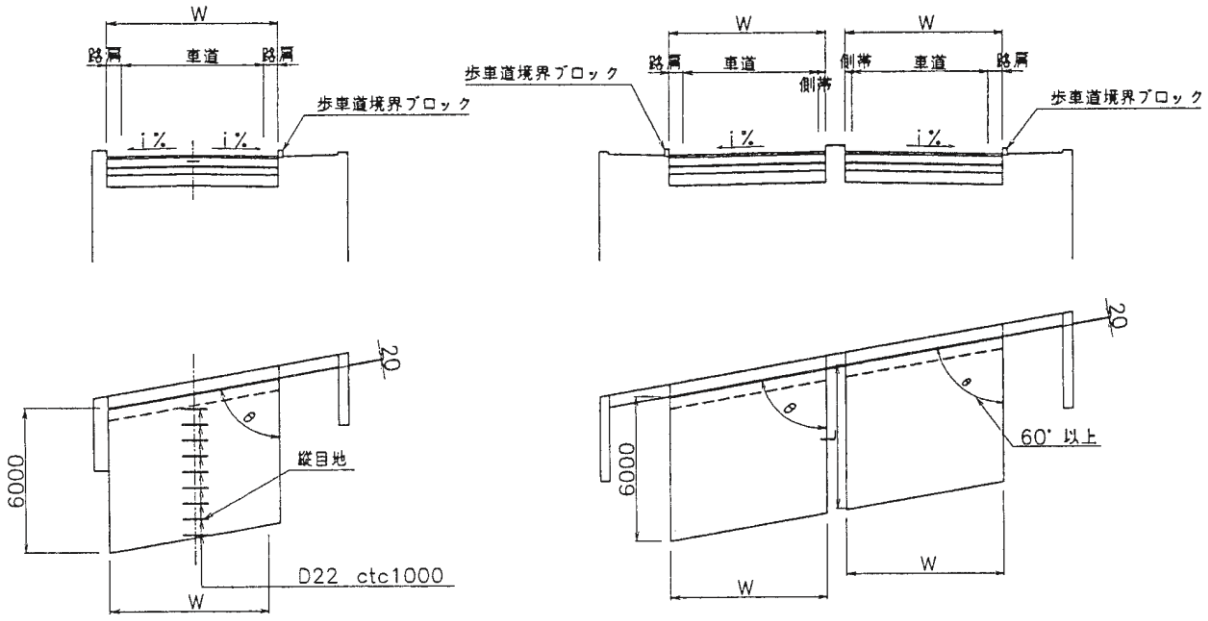
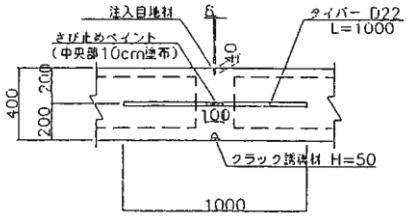


図 6－36　踏掛版の設置幅と形状



※タイバーの支持方法は任意とする。（スペーサー、上部鉄筋より吊る等）（ただしスペーサーを使用する場合はコンクリート製あるいはモルタル製で本体コンクリートと同等以上の品質を有するものを使用しなければならない。）

図 6－37　縦目地

ニ）斜角の付く踏掛版

斜角の付く踏掛版の橋台背面側角度はパラペットと平行とする。図 6－36

3－3－9 側方移動

常時偏荷重を受ける基礎で側方移動の恐れがある場合は、その影響について検討しなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　9.9＞

1）側方移動判定値（I 値）を用いて基礎の側方移動の判定をおこなう。(道示Ⅳ9.9)

I 値が 1.2 未満の場合は側方移動のおそれなし､1.2 以上の場合は側方移動のおそれありと判定してよい。

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

ここに、

I　：側方移動判定値

μ_1 ：軟弱層厚に関する補正係数で　$\mu_1 = D / L$

μ_2 ：基礎体抵抗幅に関する補正係数 $\mu_2 = b / B$

μ_3 ：橋台の長さに関する補正係数　$\mu_3 = D / A$（≦3.0）

γ　：盛土材料の単位重量（kN/m³）

h　：図 6－38 に示す地盤の高低差（m）

c　：軟弱層の粘着力の平均値（kN/m²）

D　：軟弱層の厚さ（m）

A　：橋台長（m）

B　：橋台幅（m）

b　：基礎幅の総和（m）

L　：基礎根入れ長（m）

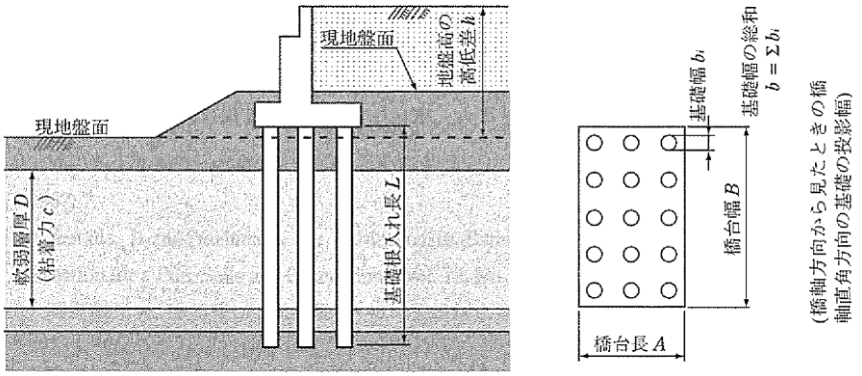


図 6－38　偏荷重を受ける基礎

2）側方移動とは別個に圧密を生ずる粘性土層が存在するときには事前に圧密沈下対策（フーチング下の空洞防止等）を考慮することが大切である。

3）橋台に側方移動の恐れがあると判断された場合、地盤改良法、荷重軽減均衡法および基礎体抵抗法のなかから最適な対策工法を選定するものとする。

4）地盤改良法により対策を行う場合は、プレロード工法を標準とするが、工期、現場条件等により他の工法が有利な場合はこの限りでない。

5）地盤改良法により対策を行う場合の施工範囲は次のとおりとするが、いずれにおいても円弧すべりに対する安定計算をおこなうものとする。

イ）プレロード工法の場合

プレロードの範囲は盛土肩をフーチング前面位置に合わせ、少なくともフーチング端部位置で圧密層下面から 45° に上げた範囲までをプレロード必要盛土高で施工するものとする。

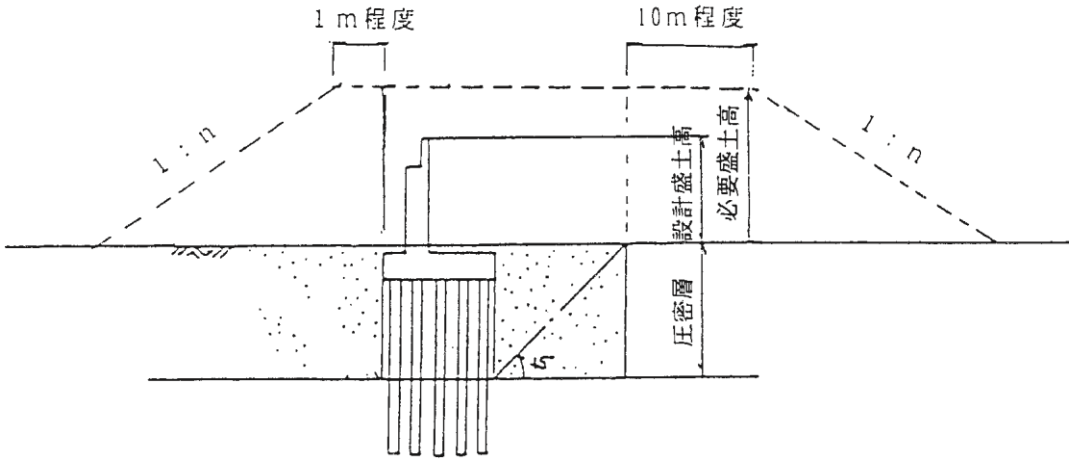


図 6－39　プレロード工法の施工範囲

ロ）深層混合工法（DJM 工法）等の改良材使用の場合

橋台背面についてのみ、フーチング端から 45° の範囲まで地盤改良を行う。

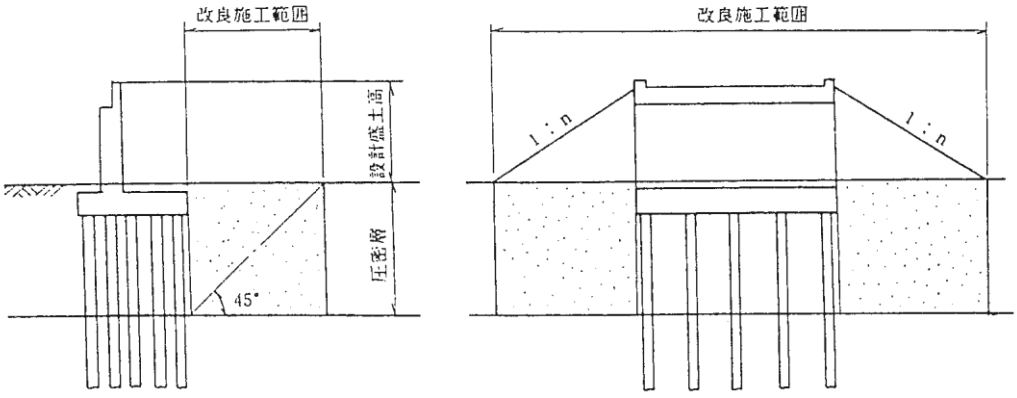
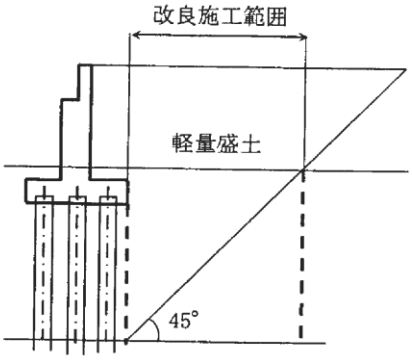


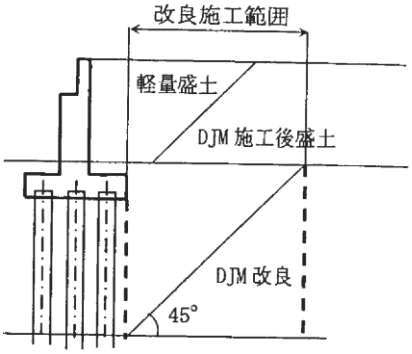
図 6－40　改良材使用の場合の施工範囲

ハ）軽量盛土



・改良範囲全体に軽量盛土を使用するケース

ニ）地盤改良



・DJMで改良後に橋台背面に盛土を施工する場合
・及び，橋台背面の一部に土圧軽減の目的で軽量盛土を用いる場合

図 6－40－1　地盤改良範囲（プレロード以外の場合）

ホ）以下にようなプレロード工法に他の地盤改良を一部併用する場合は、側方移動判定値（I 値）の適用が困難と考えられるため、円弧すべりにより側方移動を判定する。

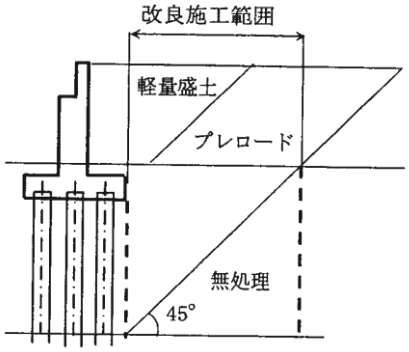


図 6－40－2　地盤改良範囲（プレロード併用の場合）

6）側方移動対策のための地盤改良範囲は、橋軸方向は橋台背面から軟弱地盤層厚分を原則とする。但し、プレロードによる場合は図 6－39 を参考にして良い。

橋軸直角方向は橋台幅程度とし、盛土法面部分は盛土法尻の安定確保や沈下抑制を目的とした地盤改良強度でよい。

橋台幅部と盛土法面部の境界は、急激な改良強度の変化は段差が起こるなど問題が生じる可能性があるため、段階的に変化させるものとする。橋軸方向についても同様に検討する。

7）盛りこぼし部や直角方向の盛土安定検討は、改良材の内的安定や盛土の「円弧すべり」で検討して良い。この場合の改良材の安定については各々の改良工法の設計基準を採用する。

8）「円弧すべり」の検討にあたっての安全率は、道路土工の軟弱地盤対策工指針における土工安全率に合わせ、立ち上がり時 1.10、供用開始時 1.25 とする。

9）斜角を有する橋台等、背面盛土の影響が複雑になると想定される場合は、橋台に及ぼす影響を十分考慮し、地盤改良範囲（強度）を検討するのがよい。

3－4 橋脚の設計

3－4－1 設計一般

橋脚は常時、暴風時に対する設計、レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査およびレベル 2 地震動に対する耐震性能 2.3 の照査を行うものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.3、Ⅴ耐震設計編　10 章＞

橋脚の設計計算の流れは、図 6－41 に示す通りである。

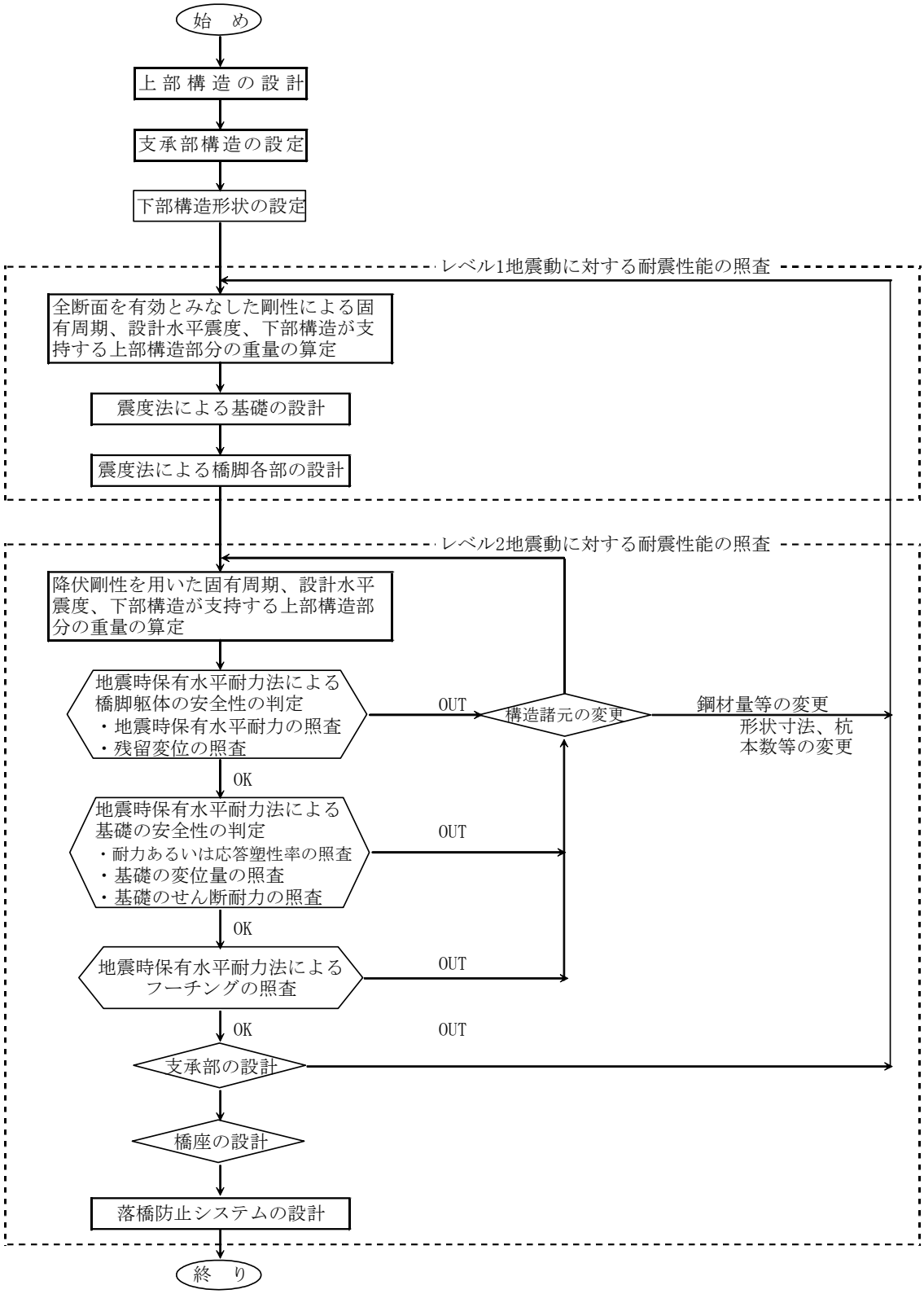


図 6－41　鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算の流れ

塑性ヒンジを確実に橋脚基部に発生させるため、段落としは原則として行なわない。また、断面を絞ってでも曲げ破壊型に移行させることが望ましいが、やむを得ずせん断破壊型になる場合は帯鉄筋をふやして安全性を確保することが有効である。なお、橋脚基部とは図 6－42 に示す位置である。

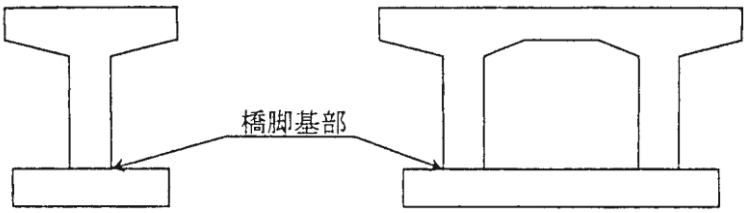


図 6－42　橋脚基部

3－4－2 柱式および壁式橋脚

(1)　柱式および壁は、常時及び地震時（震度法）においては原則としてフーチング固定端とする片持ばりとし、軸圧縮と曲げモーメントを受ける部材として設計するものとする。
(2)　張出しばりを有する橋脚の張出しばりは、柱および壁の前面における鉛直断面を設計断面とする片持ばりとして設計するものとする。
(3)　フーチングは、柱および壁を固定端とする片持ばりとして設計するものとする。
(4)　張り出しスパンが、はり高に対して短い場合には、歪（応力）分布は直線にならないので、これを考慮して設計する。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.3.1、8.7＞

1）軸圧縮力と曲げモーメントとの組合せは最も不利となる組合せを考えなければならない。なお、最大軸力と最大曲げモーメントの組合せが必ずしも不利とならないので軸力の小さい場合の組合せも検討するものとする。

2）壁厚は支承の関連より決まる場合が多く、通常は柱としての座屈計算は省略してよい。

3）一般的な壁式、柱式の形状寸法の目安は次のとおりである。

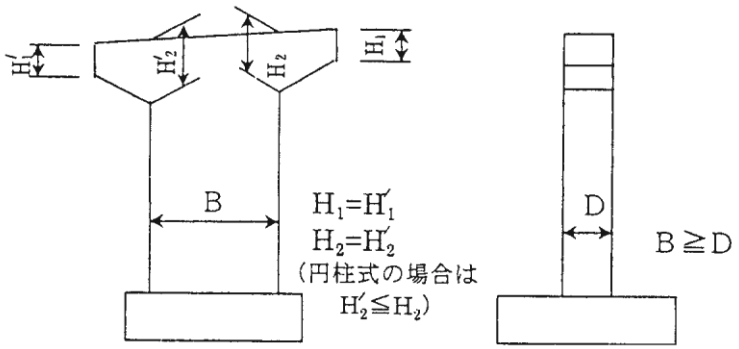
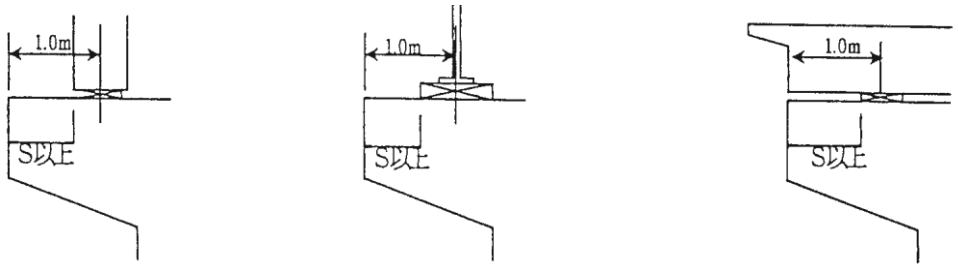


図 6－43　橋脚の形状寸法

イ）張出しばり先端から外げたウェブまでの離れは、上部工架設、将来のメンテナンスなどを考慮し、支承縁端距離（S）を確保のうえ、1m 程度を標準とする。また、場所打ちげた橋の場合は、支承縁端距離を確保し、原則として主版幅に合わせるものとする。



（a）PC げた橋　　（b）鋼げた橋（鋼箱げた橋）　　（c）場所打げた橋

図 6－44　張出しばり先端から外げたウェブまでの離れ

ロ）はり先端高（H_1）はせん断応力で決まる場合が多い。この場合の目安は次のとおりである。

H_1＝1.0～1.5m（沓のアンカーボルト長に注意して決定のこと）

スターラップ配筋量は最大鉄筋径を D22 とし、標準的には D16 ピッチ 150mm　2～3 組程度とするのがよい。

ハ）はり付根高（H_2）はせん断応力、曲げ引張応力の両方で決定される場合が多く、H_2 は D と関連して決定する。

ニ）張出長（L）は柱断面との関連から決定される場合が多いが、柱幅に比べ極端に張出長を長くすることは耐震上好ましくなく、3m 程度以下が望ましい。

ホ）壁厚（D）は原則として等厚とするが、河川橋で阻害率により壁厚が制限される場合は、図 6－45 に示す形式を採用するものとする。

D_1：3－2 による橋座幅
D_2：河川の阻害率から決まる厚さ

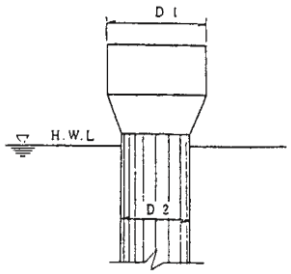


図 6－45　橋脚の壁厚

４）各部材の寸法単位は橋台に準ずるものとする。

５）短いスパンの張り出しばりはつぎのようにこれを設計してよい。

イ）張り出しばりの主鉄筋の計算

図 6－46 に示すような短スパンの張り出しばりが作用モーメントを受ける場合は下式により求めた断面積以上の主鉄筋をはりの全長にわたって配筋する。

ここで言う短スパンとは、はりの高さ（h）と張出し長さ（ℓ）の比（h/ℓ）が 1.0 以上のものをいう。

A_S ＝ M／（σ_{sa}Z）

M　：張り出しばりが受ける作用モーメント
　　＝（載荷重及びはり自重）　(N/mm)

A_S　：主鉄筋の断面積（mm^2）

σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度（N/mm^2）

Z　：有効高さ（d）×0.85（mm）。
　　この値は実験的に決められている。

P　：鉛直荷重（N）

H　：水平荷重（N）

a　：支持端から荷重載荷中心までの距離（mm）

d　：有効高さ

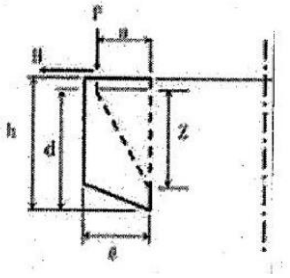


図 6－46　短スパンの張出しばり

ロ）鉄筋の配置

a）主鉄筋

主鉄筋は、はりの端部に沿って曲げ下げる。

主鉄筋を 2 段または 3 段に配置する場合には、2 段目以下の鉄筋ははりの端に接合部を持つ水平なU字形とし、3 段目の鉄筋は支点より集中荷重までの距離の 1/2 の位置で 15° に曲げ下げる。

b）用心鉄筋

はりの腹部には主鉄筋量の 1/4 の水平な用心鉄筋を配置する、用心鉄筋はU字閉合形とし、曲げ下げた主鉄筋をとりかこんで配置する。

6）面内、面外方向の曲げモーメントに対しては、各方向に直交する方向の鉄筋のみを考慮し、ほかの鉄筋は無視するものとする。

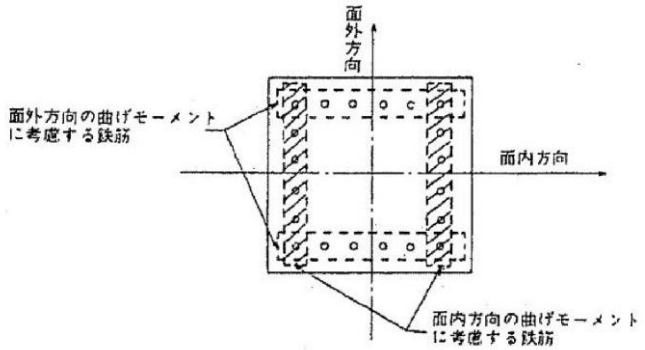


図 6－47　曲げモーメントの方向と鉄筋

7）動的解析における橋脚下端の曲げモーメントと任意断面の曲げモーメントの比が、震度法による場合よりも中間部もしくは上方において大きくなることがあるから、橋脚を震度法にもとづき設計する場合、応力度の算定における地震時の作用モーメントの分布は、橋脚下端における値を震度法によって求めた値とし、上部構造水平力の作用位置（橋脚天端）における値をゼロとして、その中間部は直線変化するものとして求めるものとする。

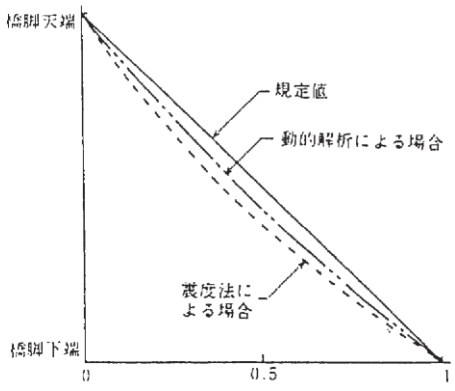


図 6－48　曲げモーメント分布の比較

8）柱の断面が円形の場合の張出しばりは、柱直径の 1／10 入った断面で応力度などの照査をおこなうものとする。

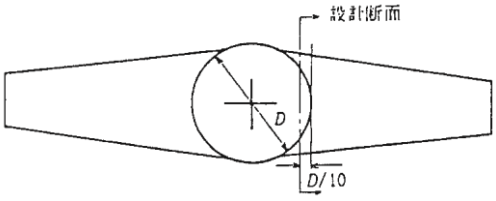
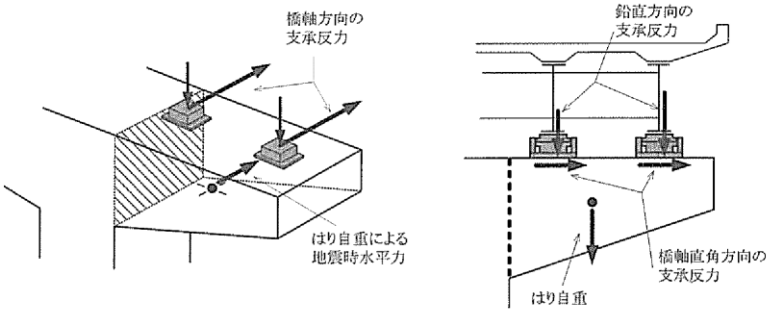


図 6－49　円形橋脚の設計断面

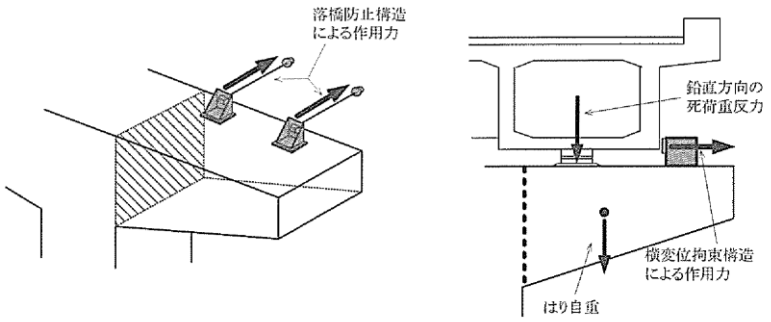
9）張出しばりは、常時の鉛直荷重等に対して設計するほか地震時の作用を考慮して設計するものとする。地震時には、固定支承又は弾性支承では支承水平反力、可動支承では摩擦によって生じる水平力のほか、上部構造の水平方向の慣性力により生じる鉛直方向の支承反力も考慮する必要がある。

また、張出ばりに落橋防止構造や横変位拘束構造が取付く場合は、こうした構造から作用する荷重についても考慮する必要がある。



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

(1) レベル１地震時及びレベル２地震時



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

(2) 落橋防止構造，横変位拘束構造から地震力の作用を受ける場合

図 6－50　橋脚の張出ばりに作用する荷重の例

3－4－3 ラーメン式橋脚

(1)　ラーメン式橋脚は、常時及び地震時（震度法）においては各部材の節点が剛結された構造として、通常の場合はフーチングを固定端としたラーメン解析をおこなうものとする。
(2)　ラーメンの軸線は、部材の断面図心にあるものとして各部材の剛比を計算し解析するものとする。
(3)　ラーメンの面外方向（通常橋軸方向）は柱として設計するものとし、荷重状態が対称でない場合は、荷重分配を考慮するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.3.2＞

1）一般的にラーメン式橋脚はフーチングと切り離して解析してよいが、深礎杭など杭径の大きい場合は、杭を含めた全体構造系で解析するものとする。

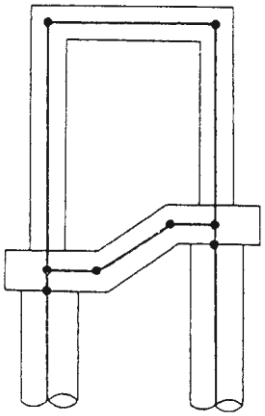


図 6－51　ラーメン式橋脚の解析モデル

2）ラーメンの面外方向の設計において、柱は曲げとねじれが合成して作用するが、通常ではねじりの影響が少ないので曲げに対して設計してよいものとする。

ただし、非対称なラーメンにおいては、荷重分配をおこなって断面力を求めるものとする。

3）張出し長、はり幅などの考え方は、柱式および壁式橋脚に準じるものとする。

3−5 フーチングの設計

(1) フーチングの厚さは、部材として必要な厚さを確保するとともに、原則として剛体とみなせる厚さを確保しなければならない。
(2) せん断力に対する照査は、許容応力度法においては平均せん断応力度τ_mにより行うものとする。また、有効幅は原則として全幅有効とする。
(3) 曲げモーメントおよびせん断力に対する断面計算は、常時、地震時（震度法）においては、有効幅に対しておこなうものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.7＞

(1) フーチング厚さ

1）フーチングの厚さについては、道示Ⅳ8.7.2の式（解8.7.1）の判定を満足すれば剛体として扱ってよいものとする。

$$\beta\lambda \leqq 1.0$$

ここで、$\beta = \sqrt[4]{\{3K/Eh^3\}}$　(m^{-1})

K＝　K_V……直接基礎の場合

K＝　K_P……杭基礎の場合

K_V　：鉛直方向地盤反力係数（kN/m^2）

K_P　：換算地盤反力係数（kN/m^3）　$K_P = K_V \cdot n \cdot m / (L \cdot B)$

K_V　：1本の杭の軸方向ばね定数（kN/m）

L　：フーチングの幅（m）

B　：フーチングの奥行き（m）

n　：杭の列数

m　：杭の行数

E　：フーチングのヤング係数（kN/m^2）

H　：フーチングの平均厚さ（m）

λ　：フーチングの換算突出長（m）でフーチングの形式に応じて次のように求める。

イ）独立フーチングおよび壁フーチングの場合図6−52の記号にしたがい

$$\lambda = \max(\ell, b)$$

とする。ただし、柱または壁が中央にない場合にはℓおよびbのように求める。

$\ell \geqq L/2$　ならば　$\ell = L/2$

$b \geqq B/2$　ならば　$b = B/2$

ロ）連続フーチングの場合図6−53の記号にしたがい

$$\lambda = a(\lambda'^2 + e^2) / (\lambda' + e)$$

ここで、$\lambda' = \max(\ell, b)$

$a = 1.3$

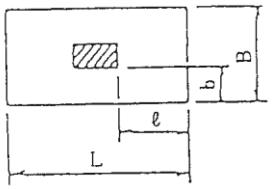


図 6－52　独立フーチングおよび壁フーチング

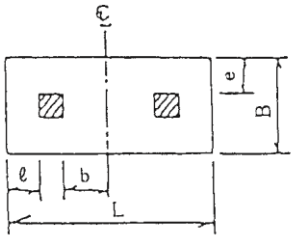


図 6－53　連続フーチング

ハ）一般的な橋台、橋脚の換算突出長（λ）およびフーチング平均厚は次のとおりである。

a）橋台の場合

フーチングの換算突出長は次のようになる。

$\lambda = \ell$

ただし$\ell \geqq B/2$ のときは$\lambda = B/2$ とする。

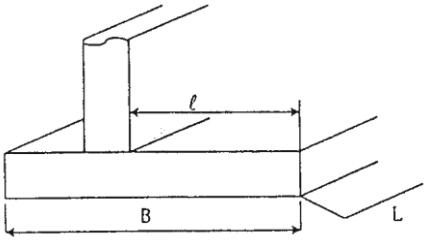


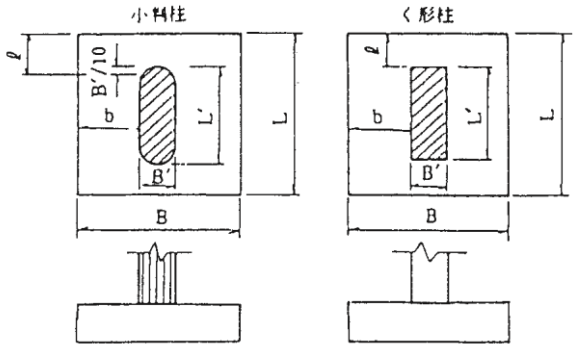
図 6－54　橋台モデル

b）橋脚の場合

① 小判柱、く形柱の場合

フーチングの換算突出長

λはｂまたはℓの大きい方とする。



② 円形柱の場合

フーチングの換算突出長

λはｂまたはℓの大きい方とする。

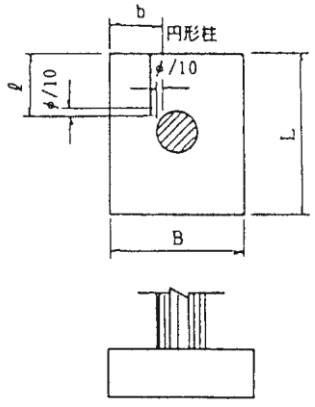
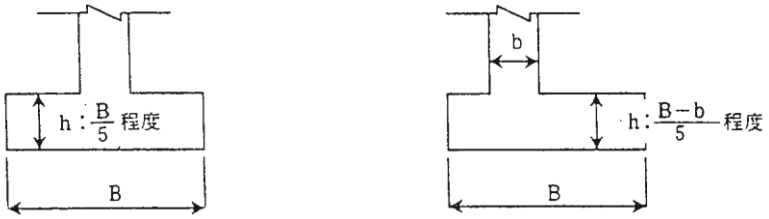


図 6－55　橋脚モデル

2）岩盤上に設置される直接基礎のフーチングの平均厚さは、剛体として取りあつかう場合は、単独フーチングおよび連続フーチングではフーチング長辺の 1/5 程度、壁フーチングの場合は、橋軸方向のフーチング幅から壁厚を差し引いた値の 1/5 程度とする。



(a) 単独フーチングおよび連続フーチングの場合　　(b) 壁フーチングの場合

図 6－56　岩盤上のフーチング平均厚

3）フーチングは柱や壁又は杭との接合部として、各々がフーチングに固定支持されていることが前提条件であり、フーチングは柱や壁又は杭に比べて十分な曲げ剛性が要求される部材である。したがって、フーチング厚さの決定にあたっては、下記の事項に留意するものとする。

① 曲げモーメントに対し上面側が主鉄筋となる場合には、その配筋が 2 段配筋とならない厚さを確保し、施工性を向上する。

② せん断力に対してコンクリートのみで抵抗させた場合、フーチング厚さが柱幅あるいは壁厚の 1.5 倍を超えるようなときには、斜引張鉄筋を配置することを考慮する。

③ せん断力に対して斜引張鉄筋を配置する場合には、施工性に配慮し、過度にせん断補強鉄筋に期待した設計とならないよう留意する。

④ フーチングは水平方向に鉄筋が配置され、施工時における鉄筋下面へのブリーディングによるコンクリートの充填性に懸念が残るため、太径鉄筋は用いないものとする。

(2) せん断力に対しては、コンクリートと斜引張鉄筋の両者で負担することを基本とする。但し、配力筋は斜引張鉄筋として評価してはならない。

コンクリートの平均せん断応力度 τ_m がコンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 τ_{a1} をこえる場合には、斜引張鉄筋を配置する。

(3) 有効幅については、道示Ⅳ6.5.3 によるものとするが、杭に引抜き力が生じる場合、あるいは浮力の影響を受ける場合などでフーチング上面が主鉄筋となる場合の有効幅は原則として図 6－57 に示す幅とする。

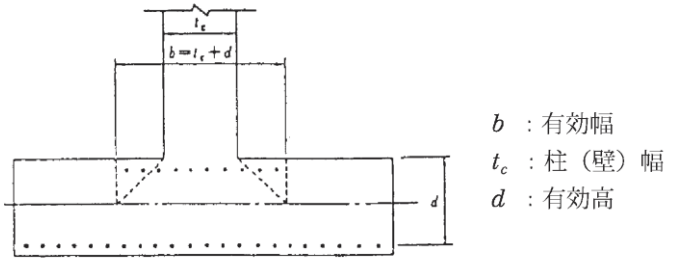


図 6－57　フーチング上面が主鉄筋となる場合の有効幅

(4) 柱とフーチング端部の距離が 1m 以下の場合は、フーチング端部の割裂、ひび割れ等に対し補強鉄筋を配置するものとする。補強鉄筋としては、D19㎜ 以上を 200㎜ 以下の間隔で配置するものとするが、主鉄筋の径が D16 の場合は D16㎜ を 200㎜ 以下の間隔で配置するのがよい。

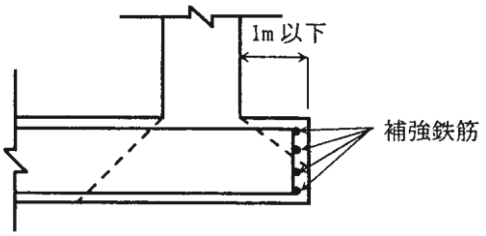


図 6－58　フーチング端部の補強鉄筋

3－6 地震時保有水平耐力法による耐震設計

3－6－1 橋脚の設計

橋脚の地震時保有水平耐力は、レベル２地震時慣性力以上でなければならない。また、耐震性能２を満足させる必要がある場合には、残留変位は許容値以内でなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　6 章、10 章＞

地震時保有水平耐力法は図 6－59 に示すフローで行うものとする。

設計は１本柱形式の場合で代表できるが、直角方向のラーメン橋脚についてもとりまとめた。

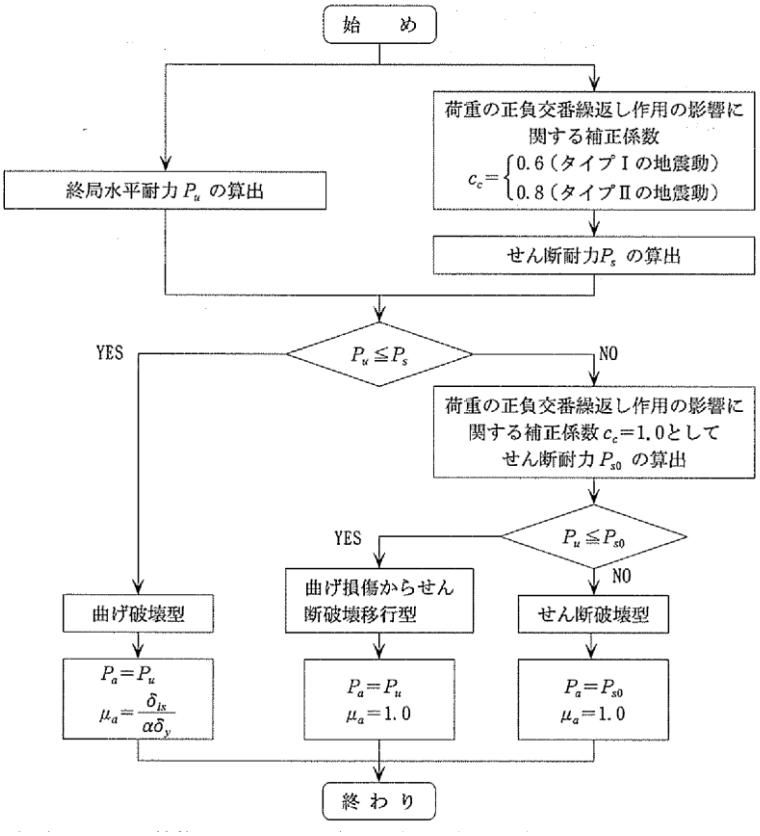


図 6－59　鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定と地震時保有水平耐力及び許容塑性率の算出の手順＜道示Ⅴ　図-解 10.2.2＞

(1) 1本柱形式

1）一　　般

イ）柱断面の有効高dの算出について

a）円形断面の場合、正方形断面に置き換えて幅bとする。有効高dは置き換えた正方形断面の圧縮縁から、引張鉄筋の重心位置までとする。

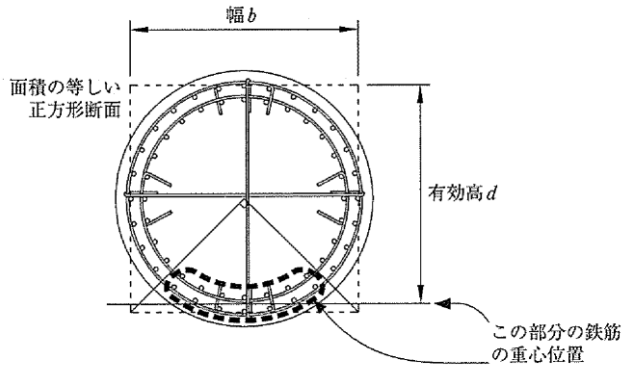
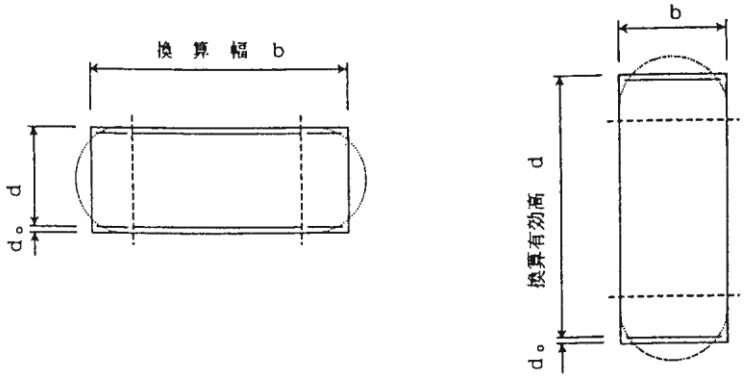


図6－60　円形断面

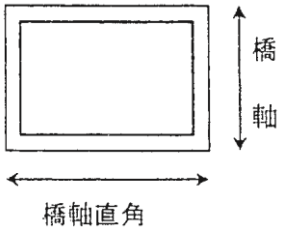
b）小判形断面の場合、（断面積÷短辺＝長辺）とした矩形断面とし、かぶりを引いて有効高とする。



いずれの断面形状も2段配筋以上の場合は、圧縮縁から鉄筋の重心位置までを有効高とする。

図6－61　小判型断面

c）主鉄筋の考慮方法



計算する方向と直交する鉄筋も計算上考慮して計算を行って良い。

図6－62　主鉄筋の考慮方法

２）破壊形態の判定

破壊形態は終局水平耐力 P_U とせん断耐力 P_S の大小関係から、曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型の 3 種類に分類した。

イ）終局水平耐力 P_U

終局水平耐力 P_U は以下の式から求める。

$$P_U = M_U/h$$

M_U：最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ε_{CU} に達した時の曲げモーメント（kN・m）

h ：橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離（m）
なお、慣性力作用位置は橋軸方向に対しては橋脚天端位置、橋軸直角方向に対しては上路橋の場合床版下端位置とする。

コンクリートの応力度～ひずみ曲線モデルとしては図 6－63 に示すような帯鉄筋による拘束効果を考慮したモデルを適用する。

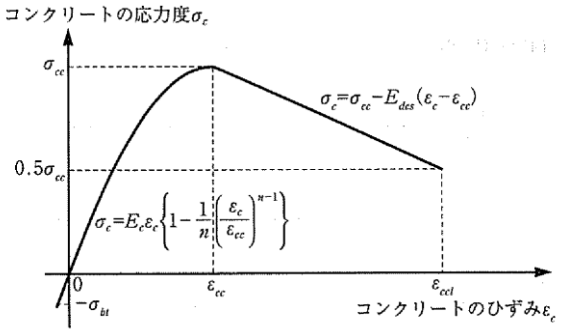
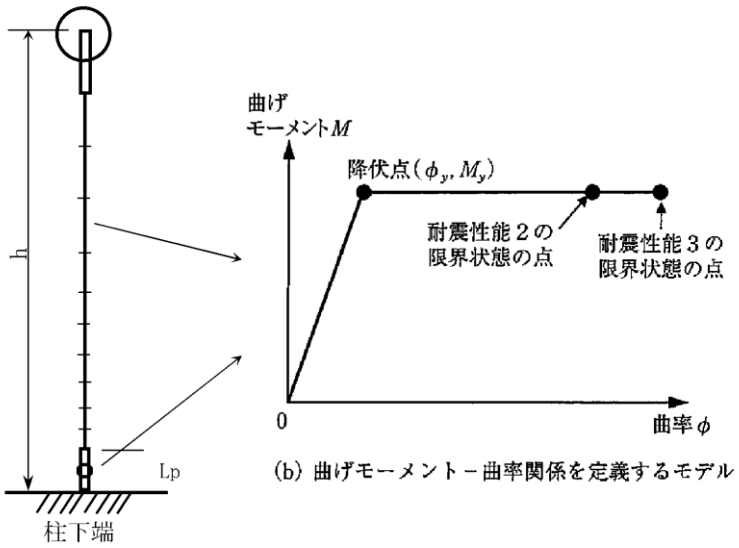


図 6－63　コンクリートの応力度－ひずみ曲線［道示Ⅴ図－10.4.1］

なお、横拘束筋の体積比 P_S（＝4Ah／Sd）の上限値は 1.8%としているが、帯鉄筋の径やピッチの組合せの目安としては、上限値の 0.4～0.6 程度を考えれば良い。例えば、高さ方向ピッチ S は 15cm、平面方向ピッチ d は 100cm、帯鉄筋径は D16 か D19 程度を初期値として与え、計算を進める。

なお、P_U を求める場合の解析モデルは柱脚を梁モデルと仮定し、通常は柱基部を固定端として行なう（図 6－64）。一般には計算分割数は 50 分割程度で良いが、高橋脚などでは別途決める。



※　Lp は塑性ヒンジ長

図 6－64　解析モデル

また、水平力～水平変位関係のモデル化と鉄筋の応力度～ひずみ曲線はそれぞれ図 6－65、図 6－66 に示す。

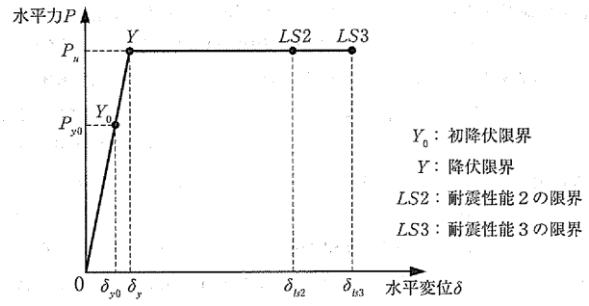


図 6－65　鉄筋コンクリート橋脚の水平力－水平変位関係のモデル化

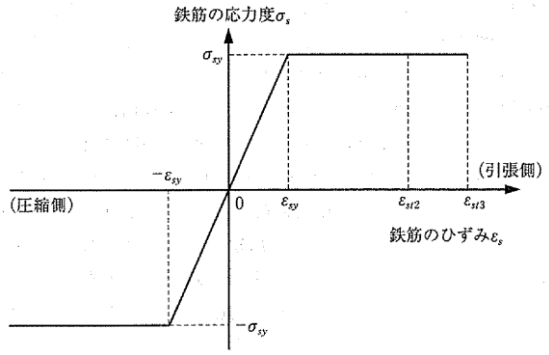


図 6－66　鉄筋の応力度－ひずみ曲線図

ロ）せん断耐力　P_S

せん断耐力 P_S は以下の式から求める。

$P_S = S_C + S_S$

S_C　：コンクリートが負担するせん断耐力（kN）

S_S　：帯鉄筋が負担するせん断耐力（kN）

H14 道示改訂により、S_C の算定において、従来考慮されなかった要因として寸法効果の影響（有効高に関する補正係数 C_e）と荷重のくり返しの影響（正負交番作用の影響に関する補正係数 C_c）が加味された。

さらに、C_c においては、くり返しの影響が大きいタイプ 1 で 0.6（タイプ 2 で 0.8）と低減率が大きい。

なお、S_C を求めるさいに用いる軸方向引張鉄筋比 p_t における鉄筋は断面の図心位置から引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和とする。

3）許容塑性率

塑性率とは塑性域における変位と弾性限界変位（降伏変位 δ_y）との比のことを称し、許容塑性率 μ_a は、曲げ破壊型において最大可能な変位（終局変位 δ_U）と降伏変位の比に対して表 6－20 の安全率 α を考慮したものである。

すなわち、許容塑性率とは部材が許容できる塑性化の程度を示すものである。

表 6－20　曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数 α　　[道示Ⅴ10.2(3)]

橋の種別	安全係数 α
耐震性能 2 の橋	1.2
耐震性能 3 の橋	1.2

4）地震時保有水平耐力 P_a の照査

P_a は以下の式を満足する必要がある。

$P_a \geqq K_{hc} \cdot w$

K_{hc}　：設計水平震度（レベル 2 地震動）

w　：等価重量（kN）（せん断破壊型 $W_U + W_P$、その他：$W_U + 0.5W_P$）

P_a は破壊形態により異なる。せん断破壊型では、P_a（$=P_S$）、その他の場合では P_a（$=P_U$）である。

5）残留変位 δ_R の照査

δ_R は、許容残留変位 δ_{Ra} 以下でなければならない。δ_{Ra} は原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ h の 1/100 とする。

残留変位 δ_R が大きい設計では過度の塑性変形に頼った設計となるため、残留変位を強制的に修復することが困難であること、機能回復が遅れるなどの支障が考えられるためである。

(2) ラーメン形式

橋軸方向については、(1)一本柱形式と同様である。

ここで対象とするラーメン形式とは、1層のラーメン橋脚であり、2層のラーメン橋脚や形状の複雑なラーメン橋脚については、別途検討する。

鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に地震時保有水平耐力法を適用する場合には以下の事項に注意する。

イ）作用する水平力の増減に伴い、柱部材に作用する軸力が変化する。したがって、各柱部材の曲げモーメントー曲率関係が軸力変動の影響を受けることを考慮する。

ロ）塑性ヒンジは柱部材の上端部、下端部そしてはり部材の端部等に形成される可能性がある。塑性ヒンジが形成される箇所は各部材の剛性、配筋等により決定されるので、これを適切に評価する。

ハ）柱部材の上端部、下端部そしてはり部材の端部以外の箇所に塑性ヒンジが形成されないように留意する。特に、柱部材とはり部材が交わる節点部の損傷はせん断破壊形態となり、ぜい性的な破壊が生じやすいため、道示Ⅴ10.8(4)の規定に従い、節点部に塑性ヒンジが形成されることのないように配筋する。

塑性ヒンジは、柱部材の上端、下端、はり部材の端部に形成される可能性があるため、一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚のモデル化に際しては、図6－67に示したように、以下に示す位置に図6－68に示す単柱式の鉄筋コンクリート橋脚と同様の完全弾塑性型の曲げモーメントー曲率関係を有する骨格曲線を用いてよい。

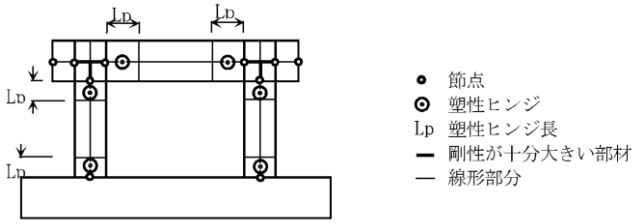


図6－67　鉄筋コンクリートラーメン橋脚のモデル化

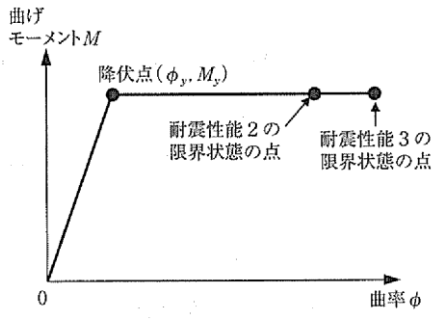


図6－68　塑性回転バネの曲げモーメントー曲率関係

なお、塑性ヒンジ長 L_p における h のとり方は図 6－69 に示すとおりである。

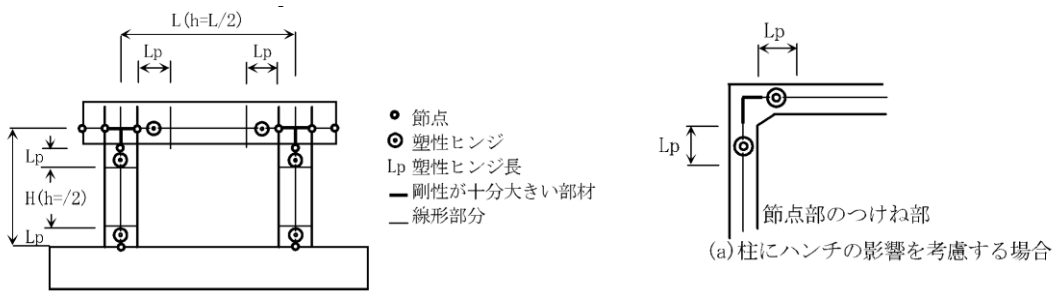


図 6－69　塑性ヒンジ長 L_p における h のとり方

3－6－2 フーチングの設計

(1)　フーチングを一方向ばりとして扱い、照査断面に生じた断面力が降伏曲げモーメント、せん断耐力を越えないよう設計することを基本とする。

(2)　曲げモーメントは、柱または壁の前面のフーチング前面に作用するすべての荷重を考慮した照査断面におけるものを使用する。また、フーチング全幅を有効幅として良い。このときの引張鉄筋量は釣合鉄筋量の 1/2 以下でなければならない。

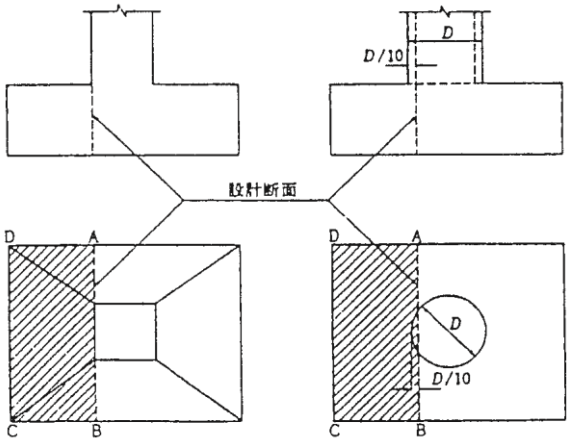
(3)　杭基礎におけるせん断力の照査は、版としてのせん断について行うものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　8.7.3、8.7.4＞

(1) 降伏曲げモーメントとは、引張主鉄筋が降伏に達する時の部材断面の曲げモーメントである。

(2) 図 6－70 に示す斜線部に作用するすべての荷重によって生じる曲げモーメントを考える。

また、釣合鉄筋量は引張鉄筋が降伏点に達すると同時にコンクリートの縁圧縮ひずみがその終局圧縮ひずみになるような引張鉄筋量とする。



(a) 長方形断面　　(b) 円形断面

図 6－70　照査断面

(3) 柱あるいは壁前面からフーチング厚さの 1/2 の長さ離れた位置でのはりとしてのせん断に対する照査に加え、版としてのせん断についても照査を行う。

3－7 構造細目

3－7－1 配筋の基本方針

(1) 橋台および橋脚を構成する各部材の配筋の基本方針を整理すると表 6－21 になる。

表 6－21 橋台および橋脚を構成する各部材の配筋の基本方針

橋台および橋脚を構成する各部材		曲げモーメントに抵抗する鉄筋	せん断力に抵抗する鉄筋	曲げ変形性能を期待する部材(横拘束が必要な部材)
橋台	パラペット	軸方向鉄筋	スターラップ	―
	たて壁		中間帯鉄筋	△
	フーチング		スターラップ	―
	ウィング		スターラップ	―
橋脚	はり	軸方向鉄筋	スターラップ	―
	柱		帯鉄筋：中間帯鉄筋	○
	フーチング		スターラップ	―

(2) 配筋については、「土木構造物設計ガイドライン」に基本的には準拠するものとするが、経済性・施工性等を考慮して本項の内容を十分勘案した計画を行うものとする。

ここで、橋台のたて壁は、地震時保有水平耐力法による耐震設計は行っていないが、ある程度のじん性を有するのが望ましい。このため、配力鉄筋と共同して横拘束効果が得られるよう中間帯鉄筋を配置することとしている。支承条件が固定支承あるいは弾性支承の場合には、支承から橋台たて壁に大きな水平力が作用する恐れがあるため、横拘束効果が確実に得られるようにする必要がある。したがって、配力鉄筋に継手を設ける場合には、帯鉄筋と同様にフックをつけて内部コンクリートに定着する。ただし、直角フックを設ける場合には、かぶりコンクリートがはく離してもフックがはずれないように継手部に中間帯鉄筋をかけるのがよい。

配筋全体にかかわる主な項目を以下に示す。

1）橋台壁、橋脚柱の軸方向鉄筋は原則として段落としを行なわないものとする。ただし、高さが 30m をこえるような高橋脚の場合は、道示耐震編Ⅴ10.9 の規定に従い、段落し位置を決定してよい。
また、ウィングにおいては段落しを行っても良い。

2）原則として鉄筋は 2 段以下に配置するものとする。

3）鉄筋間隔は、原則として 125、150、250、300㎜ の順で決定するが、やむを得ない場合には基準を満足することを前提に 100㎜ でも良い。

4）帯鉄筋は原則として最大径 22㎜ とする。

5）定着長は 35φ以上とする。

6）主鉄筋のかぶりは表 6－22 に示すとおりとする。

表 6－22　主鉄筋のかぶり

		主鉄筋のかぶり (mm)	備　　考
橋台	パラペット	150	
	たて壁	150	
	フーチング	150（250）	（ ）内は杭基礎でフーチング下面の場合
	ウィング	150	
橋脚	はり	150	
	柱	150	
	フーチング	150（250）	（ ）内は杭基礎でフーチング下面の場合

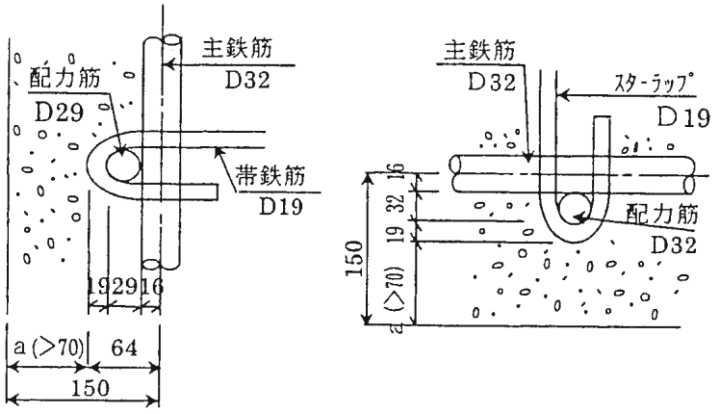


図 6－71　鉄筋のかぶり

なお塩害対策を必要とする地域では、道示Ⅳ6.2 にもとづき対策をおこなうものとする。（本マニュアル第 2 編第 10 章塩害対策にも記載）

7）配筋に際しては、重ね継手長や定着長で調整できる鉄筋は、原則として定尺鉄筋（50cm ピッチ）を使用する。

3－7－2 最小および最大鉄筋量

鉄筋コンクリート部材の主鉄筋は、次の条件を満たす量を配置するものとする。

(1) 部材の軸方向引張鉄筋は、その部材の終局曲げモーメントがコンクリートのひびわれ曲げモーメント以上となるように配筋するものとする。ただし、作用曲げモーメントの1.7倍が、ひびわれ曲げモーメント以下の場合には設計上必要となる鉄筋量を配置するものとする。

また、最大鉄筋量は次式を満足するものとする。

$$A_{st} \leqq 0.02bd$$

A_{st} ：軸方向引張主鉄筋の断面積（cm^2）

b ：部材断面幅（cm）

d ：部材断面の有効高（cm）

(2) 柱および壁の軸方向鉄筋量は、次式を満足するものとする。

$$0.008A' \leqq A_S \leqq 0.06A$$

ここに、 A_s ：軸方向鉄筋の断面積（cm^2）

A' ：柱の必要断面積（cm^2）

A ：柱の全断面積（cm^2）

(3) 表面鉄筋量は次の条件を満足するものとする。

鉄筋量≧$5cm^2/m$ かつ、ピッチ≦30cm

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編 7.3＞

一般的な橋台、橋脚に対する各規定の適用は表6－24、6－25のとおりとする。

表6－24 橋台の適用箇所

箇所＼規定				(1)	(2)	(3)
胸壁		主鉄筋		○	—	○
		配力筋		—	—	○
逆T式	壁	前面	主鉄筋	○	○	○
			配力筋	—	—	○
		背面	主鉄筋	○	○	○
			配力筋	—	—	○
	フーチング	主鉄筋	引張側	○	—	○
			圧縮側	—	—	○
		配力筋		—	—	○
重力式	突起	主鉄筋		○	—	○
		配力筋		—	—	○

表6－25 橋脚の適用箇所

箇所＼規定			(1)	(2)	(3)
はり	鉛直方向断面		○	—	○
	水平方向断面		—	—	○
柱	軸方向鉄筋		○	○	○
フーチング	橋軸方向	上面鉄筋	—	—	○
		下面鉄筋	○	○	○
	直角方向	上面鉄筋	—		○
		下面鉄筋	○	—	○

○印箇所：適用範囲

(1) コンクリート断面に比較して軸方向引張鉄筋量が極端に少ない部材は、設計で想定していない大きな曲げ荷重を受けると、コンクリートのひびわれとともに耐力を減じ急激に破壊することから、これを防ぐため、部材の終局曲げモーメントをひびわれ曲げモーメント以上となるよう軸方向引張主鉄筋を配筋するものとしたものであるが、設計荷重に対して十分に余裕のある断面を有する部材で、作用曲げモーメントの 1.7 倍がひびわれ曲げモーメント以下の場合には、設計上必要となる鉄筋量を配置するものとする。

ひびわれモーメントは、下式により算出するものとする。

$$M_C = Z_C (\sigma_{b1} + N / A_C)$$

ここに、

M_C ：ひびわれ曲げモーメント（N・mm）

Z_C ：コンクリートの部材の断面係数（mm^3）

σ_{b1} ：コンクリートの曲げ引張強度（N/mm^2）

$\sigma_{b1} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度（N/mm^2）

N ：軸方向力（N）

A_C ：コンクリート部材の断面積（cm^2）

(2) 柱や壁などのように軸方向力を受ける部材においては、柱等部材の軸方向鉄筋量は、計算上必要なコンクリート断面積（A′）の 0.8%以上を配筋するものとする。

計算上必要なコンクリート断面積は、下式により算出される A_1' 、A_2' のうち大きい値を用いるものとする。

$$A_1' = N_a / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$$

$$A_2' = N_u / (0.008 \sigma_{sy} + 0.85 \sigma_{ck})$$

ここに、

N_a ：常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する照査時の軸方向圧縮力（N）

N_u ：レベル 2 地震時に対する照査時の軸方向圧縮力（N）

σ_{sa} ：鉄筋の許容圧縮応力度（N/mm^2）

σ_{ca} ：コンクリートの許容軸圧縮応力度（N/mm^2）

σ_{sy} ：圧縮鉄筋の降伏点（N/mm^2）

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度（N/mm^2）

(3) コンクリート部材では、コンクリートの乾燥収縮や温度こう配などにより、ひびわれが生じる可能性があるが、このひびわれの大きさを有害でない程度に抑えるために、その表面に沿った長さ 1m あたり $5cm^2$ 以上の断面積の鉄筋を 30cm 以下の間隔で配置するものとする。

3－7－3 鉄筋の配置

(1)　主鉄筋のかぶりは、原則として 150㎜ とするが、水中、土中の場合は、純かぶりとして 70㎜ 以上を確保するものとする。

(2)　主鉄筋は D16㎜ 以上とし、原則として 2 段以下に配置するものとする。

(3)　鉄筋間隔は、原則として 125㎜、150㎜、250㎜、および 300㎜ とするが、やむを得ない場合には 100㎜ とすることができるものとする。

(4)　鉄筋の定着は、鉄筋とコンクリートの付着により行うものとする。また、橋脚柱（壁式橋脚の壁も含む）、橋台壁の軸方向鉄筋は原則として段落しは行わないものとする。

(5)　鉄筋の継手方法は、原則として D25㎜ 以下では重ね継手、D29㎜ 以上はガス圧接（場所打ち杭は除く）とする。

(6)　帯鉄筋は、D13㎜ 以上とし、その高さ方向の間隔は、原則として 15㎝ 以下とするものとする。
　帯鉄筋の間隔を高さ方向に変化させる場合は、橋脚柱断面における短辺部材厚程度の区間において除々に摺り付けるものとする。

(7)　鉄筋中間帯鉄筋は、帯鉄筋の配置される全ての断面に配筋するとともに、その断面内配置間隔は 1m 以内とする。また、中間帯鉄筋は施工性を考慮し、柱躯体内部において継手を設けるものとする。但し、継手を設けず 1 本ものの鉄筋とする場合には片側直角フックとしてよいものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　7 章＞

(1) 主鉄筋のかぶりは、一般的な鉄筋の径（軸方向鉄筋 D35、配力鉄筋 D29、帯鉄筋もしくはスターラップ D22 程度を上限）を想定した値であるので、それ以上の太径鉄筋を用いる場合には塩害対策の最小純かぶりを考慮して別途決定するものとする。なお、本マニュアルでのかぶりの扱いは図 6－71－1 に示すとおりとする。

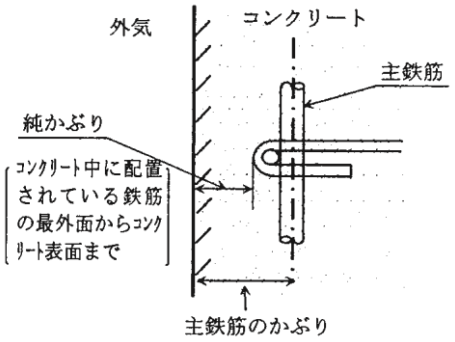


図 6－71－1　本マニュアルでのかぶり

(2) 主鉄筋はコンクリートの施工性に配慮し、2 段以下に配置するものとする。また、2 段配筋時などで、鉄筋ピッチが細かくコンクリート施工が困難となるような場合は、鉄筋配置に留意する。

(3) 鉄筋の配筋細目については次のとおりとする。

１）圧縮側鉄筋

イ）逆 T 式橋台のたて壁およびフーチングの圧縮側鉄筋量は、引張側鉄筋量の 1/2 以上とする。ただし、常時に側方移動をおこすおそれのある橋台および地震時に液状化が生じる地盤上の橋台においては引張側鉄筋量を配筋するものとする。

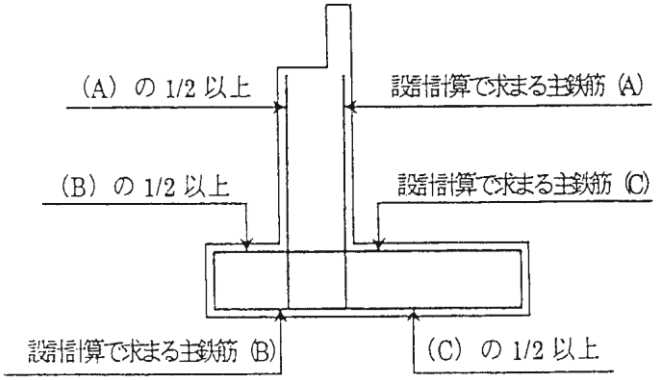


図 6－72　圧縮側の鉄筋量

ロ）橋脚フーチングの圧縮側鉄筋量は、引張側鉄筋量の 1/3 以上とする。

ハ）橋脚のはりおよびウィングの圧縮側鉄筋量は、引張側鉄筋量の 1/3 以上とする。

ニ）最小鉄筋量は D16－300㎜ ピッチとする。

2）配力鉄筋

下図の①②配力鉄筋量は引張側主鉄筋量および圧縮側主鉄筋量のそれぞれ 1/3 以上とし、原則としてその間隔は倍ピッチとする。ただし、最大間隔は 300㎜ とする。

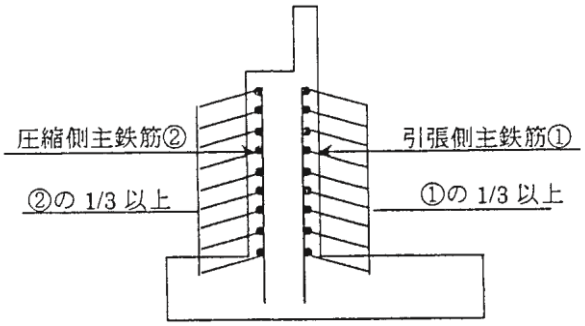


図 6－73　配力鉄筋量

最小鉄筋量は、コンクリートの乾燥収縮や温度変化などによる有害なひびわれを防止するため、D13－250㎜ ピッチ（5㎠/m）とする。

(4)

1）橋台壁、橋脚柱の軸方向鉄筋は原則として段落しを行なわないものとするが、高さが 30m をこえる橋脚については、道示Ⅴ10.9 により段落し位置を求めるものとする。

2）但し、擁壁の壁のように中間部において、引張側で鉄筋を定着する場合は、定着部コンクリートに有害なひびわれが発生しないよう、連続している鉄筋の引張応力度が許容応力度の 1/2 以下になるまで鉄筋を延ばして定着するものとする。

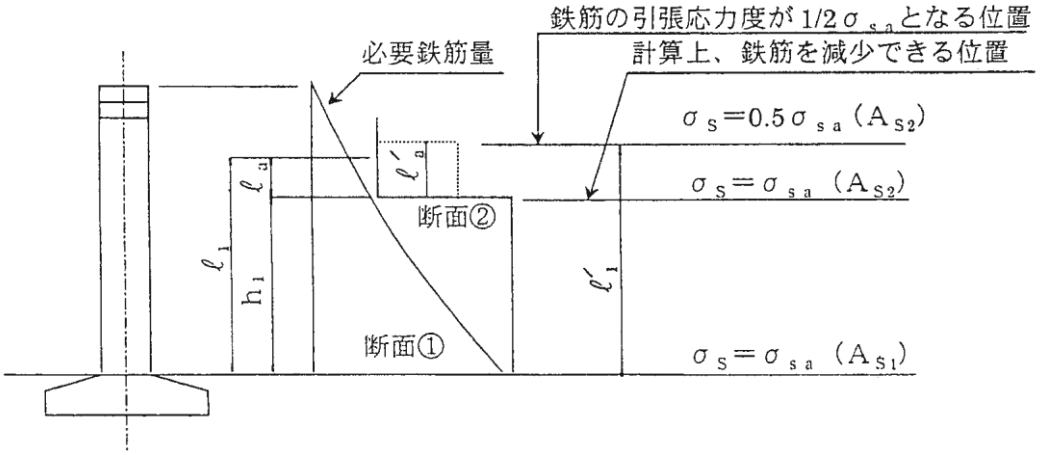
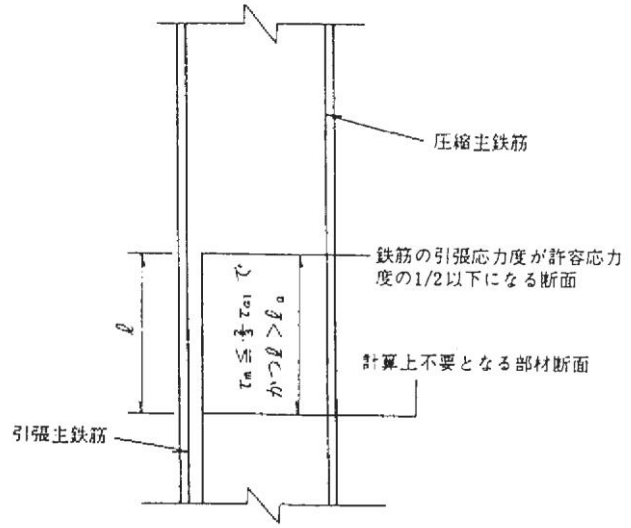


図 6－74　鉄筋の段落しの考え方



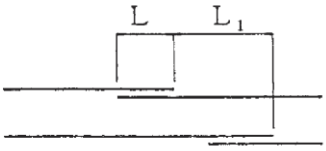
σ_s　：鉄筋の引張応力度（N/mm²）
σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度（N/mm²）
A_{si}　：断面 i における使用鉄筋量（cm²）
τ_m　：部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（N/mm²）
τ_{a1}　：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（N/mm²）
τ_{a2}　：斜引張鉄筋と協同して負担する場合の許容せん断応力度（N/mm²）
ℓ_a　：鉄筋の定着長

図 6－75　部材引張部の主鉄筋の定着

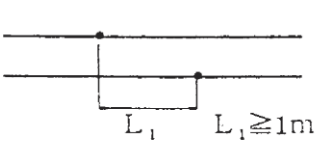
(5)

1）鉄筋の継手位置は、一断面に集中させないよう、原則として図 6－76 によるものとする。

2）鉄筋の重ね継手長は、表 6－26 に示した値（L）以上とする。



(a) 重ね継手の場合
（D25㎜以下）



L_1 は継手の長さ（L）に鉄筋径の 25 倍を加えた長さ以上とする。

(b) 圧接継手の場合
（D29㎜以上）

図 6－76　鉄筋の継手位置

表 6－26　鉄筋の継手

		重ね継手長（L）㎜										
		D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D41	D51
σ_{ck}＝24N/㎟	35ϕ	460	560	670	770	880	1020	1120	1230	1330	1440	1790

ϕ ：鉄筋径

(6) 曲げ破壊型となる RC 橋脚の弾性領域に留まることが確実な断面領域では、帯鉄筋の最大間隔を 300㎜としてよい。ただし、帯鉄筋間隔の変化領域はその間隔を除々に変化させるものとする（橋脚の帯鉄筋に関する細則;道示Ⅳ7.10 および道示Ⅴ10.8 より。具体的には以下に示すとおりとする。

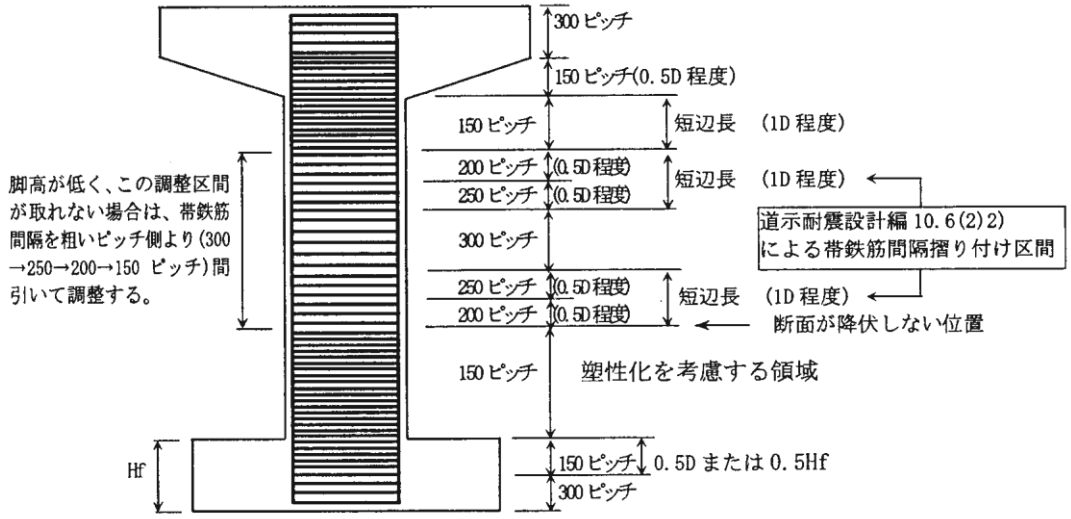
変化領域を橋脚断面の短辺長（あるいは直径）に相当する範囲以上とし、帯鉄筋間隔は 200㎜および 250㎜の区間を設けて摺り付けるものとする。

1）フーチングの内部については、柱の短辺長（D）の 0.5D あるいはフーチング厚（Hf）の 0.5Hf 程度を 150㎜ピッチとし、以下を 300㎜ピッチとする（図 6－76－1(a)、(b)共通)。

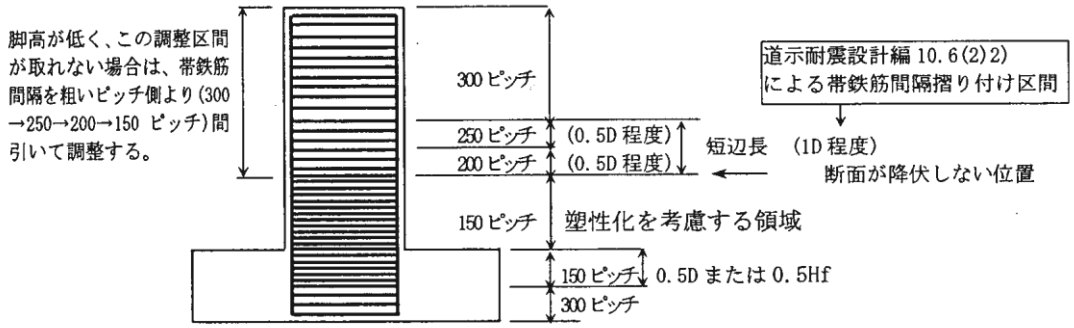
2）張出しばりを有する場合は、はりの内部には 0.5D 程度及び柱側に 1D 程度を従来通り 150㎜ピッチとしたうえで、摺り付け区間を設けるものとする。ただし、脚高が低く中間部の摺り付け調整区間が取れない場合は、帯鉄筋間隔を粗いピッチ側より（300→250→200→150 ピッチ）間引いて調整する（図 6－76－1(a)）。

3）はりの無い柱及び壁式橋脚の場合は、300㎜ピッチをそのまま上端まで配置するものとする。この場合も、脚高が低く中間部の摺り付け調整区間が取れない場合は、帯鉄筋間隔を粗いピッチ側より（300→250→200→150 ピッチ）間引いて調整する（図 6－76－1(b)）。

4）柱の主鉄筋が多段配筋（1.5 段以上）となる場合の配力筋は、1 段目の配力筋と同径同ピッチとしてよい。



(a) 張出しばりを有する柱及び壁式橋脚の場合



(b) はりが無い柱及び壁式橋脚の場合

図 6－76－1　帯鉄筋摺り付け例　橋脚柱正面図

図 6－76－1 の塑性化を考慮する領域とは、曲げ破壊型の単柱式の鉄筋コンクリート橋脚で、塑性ヒンジが橋脚基部にしか形成され得ないような場合には、一般には、橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 h の 0.4 倍の長さに相当する領域と考えて良いが、動的解析等で解析する必要のある橋脚では降伏しない位置までを考えるものとする。また、橋軸方向及び直角方向の塑性化領域やせん断耐力で決定される橋脚ではスターラップ配置を考慮して決定しなければならない。

(7) 道示では中間帯鉄筋について両側半円形もしくは鋭角フックを原則としているため、施工性を考慮し、柱躯体内部で継手を設けるものとしたが、やむを得ず継手を設けず 1 本ものの鉄筋を使用する場合には、片側直角フックを適用し、ちどりで配置することを標準とした。その際、有効長は 1.5 倍として扱うものとする。

小判形橋脚においても橋軸直角方向と橋軸方向の寸法が近い場合などには、橋軸直角方向への帯鉄筋のはらみだしを抑える橋軸直角方向中間帯鉄筋の配置も検討する。

(8) 主鉄筋と配力鉄筋の関係

配力鉄筋は、原則として主鉄筋の外側に配置する。

3－7－4 橋台の配筋細目

橋台の配筋細目については許容応力度法を基本とするが、耐震安全性を考慮して決定するものとする。 **＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　7章＞**

(1) パラペット

1）軸方向鉄筋の定着

パラペット前面側（上下から拘束されている場合）

L_1＝定着長＋d/2

パラペット背面側（上下から拘束されていない場合）

L_2＝定着長＋d

（ここに、d：有効高）

2）圧縮鉄筋量

落橋防止構造を取り付ける場合には、背面側主鉄筋量の 1/2 以上の鉄筋量を前面側に配筋する。

3）配力鉄筋量

パラペットの配力鉄筋量については、Ⅳ編 8.4.1 の規定に準じ、軸方向鉄筋量の 1/3 以上の鉄筋量を配置する（道路橋示方書質問・回答集 No.40）。

4）軸方向鉄筋中心までの距離

軸方向鉄筋中心までの距離は、軸方向鉄筋、スターラップもしくは配力鉄筋の径により異なるが、一般的なパラペットでは、100～110㎜必要である。ただし、パラペット背面側の軸方向鉄筋は、施工上、たて壁背面側の軸方向鉄筋の位置にあわせるのが望ましい。したがって、150㎜とする。

また、パラペット前面側については、配筋ミスなどを防止するために背面側と同じ 150㎜とする。

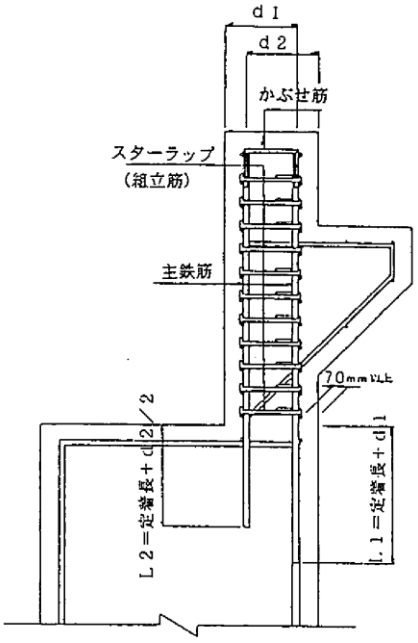


図 6－77　橋台パラペットの断面

5）スターラップ

スターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮側のコンクリートに定着しなければならない。また、圧縮鉄筋がある場合には、引張鉄筋および圧縮鉄筋を取り囲み、原則としてフックをつけて圧縮側のコンクリートに定着するものとする（道示Ⅲ編）。

パラペットは設計においてじん性を期待していないため、横拘束筋としての中間帯鉄筋は配置していない。ただし、落橋防止構造を取り付けたため、せん断補強筋として下図の形状のスターラップを、軸方向鉄筋を取り囲むよう配置する。

パラペットは設計においてじん性を期待していないため、配力鉄筋の端部および重ね継手位置にフックを付けていない。ただし、落橋防止構造をパラペットに取り付けたため、次の点に配慮した。

・落橋防止構造の取り付け位置での配力鉄筋の重ね継手は避けるのが望ましい。
・配力鉄筋にも引張が生じる可能性があるので、配力鉄筋の継手位置が 1 箇所に集中しないようにずらすのが望ましい。

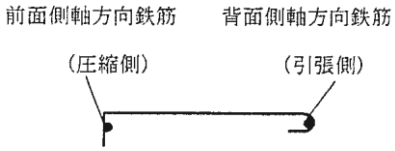


図 6－78　スターラップの形状

(2) たて壁

1）鉛直方向鉄筋の定着

橋台壁、橋脚柱の軸方向鉄筋は、フーチングや頂版の下側主鉄筋位置までのばすものとし、鉄筋の端部はフックをつけて定着するのが望ましい。

2）鉛直方向鉄筋の段落し

たて壁の鉛直方向鉄筋の段落しは原則として行なわない。

3）圧縮鉄筋量（前面側鉛直方向鉄筋量）

前面側鉛直方向鉄筋量は背面側鉛直方向鉄筋量の 1/2 以上配筋する。

ただし、液状化が生じる地盤（震度法の設計に用いる土質常数の低減係数 D_E が 1 未満）上の橋台においては、前面側鉛直方向鉄筋量は背面側鉛直方向鉄筋量と同じとする。

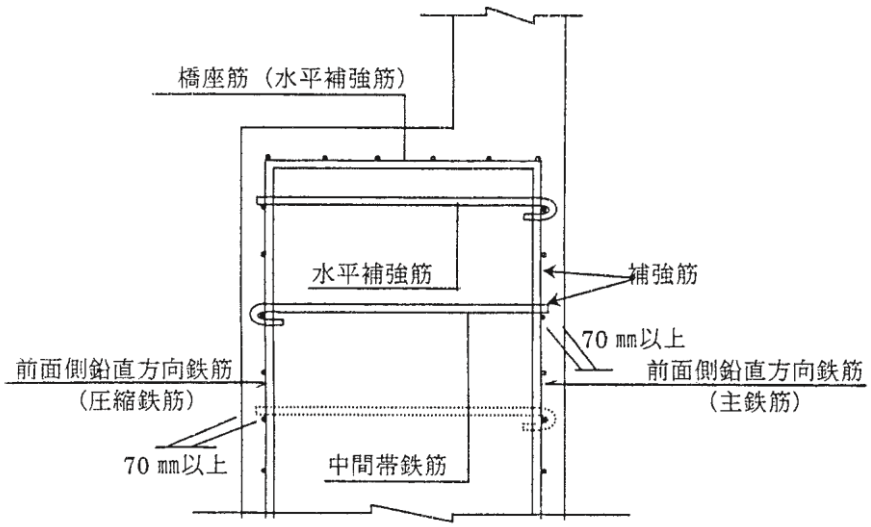


図 6－79　橋台たて壁の断面

4）配力鉄筋量

たて壁前面および背面の鉛直方向鉄筋量を基準とし、それぞれの 1/3 以上の鉄筋量を配力鉄筋として配置する。

ただし、支承条件が固定または弾性支持である場合は、前面側の配力鉄筋も背面側の鉛直方向鉄筋量の 1/3 以上を配置する（道路橋示方書質問・回答集(1) No. 93)。

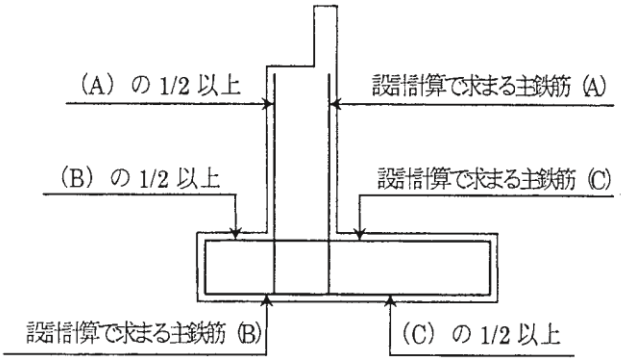


図 6－80　圧縮側の鉄筋量

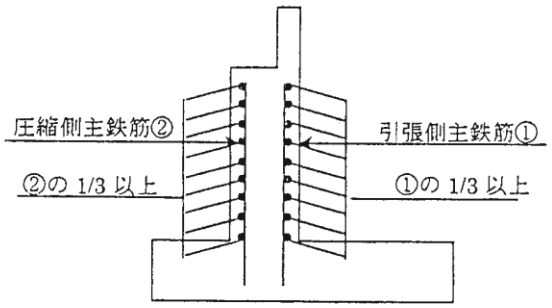


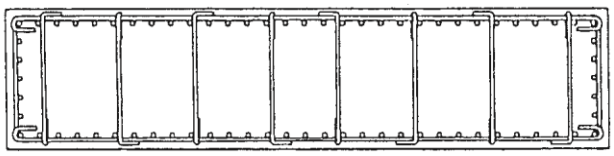
図 6－81　配力鉄筋量

5）中間帯鉄筋

イ）中間帯鉄筋は半円形フックにより定着することを原則とするが、帯鉄筋を拘束する中間帯鉄筋の一方のフックを直角フックにより定着してよい。ただし、その際にはちどり配置とすることが望ましい。

ロ）支承条件が固定支承あるいは弾性支承の場合や、側方移動や液状化が生じる地盤上の橋台の場合等については、支承や地盤の影響から橋台たて壁に大きな水平力が作用する恐れがあり、作用方向も逆転する可能性があるため、横拘束効果が両方向に確実に得られるよう中間帯鉄筋の組み立てをちどり配置とすることを基本とする。

ハ）橋軸直角方向の中間帯鉄筋は配置しなくてもよい。(道路橋示方書質問・回答集(1) No. 132）中間帯鉄筋の径は配力鉄筋径にあわせる。



片側半円形フック、片側直角フック

図 6－82　橋台たて壁における中間帯鉄筋の形状の例

ニ）中間帯鉄筋は、配力筋と同径、同材質とする。

ホ）中間帯鉄筋の配置間隔は、鉛直方向 600㎜ 以内、水平方向 1,000㎜ 以内とする。

ヘ）中間帯鉄筋は主ヘ）鉄筋に隣接させ、配力筋に引っかけるものとする。

6）鉛直方向鉄筋中心までの距離

軸方向鉄筋中心までの距離は、軸方向鉄筋、配力鉄筋、中間帯鉄筋の径により異なるが、一般的なたて壁では 110㎜～140㎜ 必要である。したがって 150㎜ とする。

7）配力鉄筋の加工

配力鉄筋の端部は、フックをつけて橋台の内部コンクリートに定着させる（道路橋示方書質問・回答集(1) No.49)。

橋台のたて壁は、地震時保有水平耐力法による耐震設計は行っていないが、ある程度じん性を有するのが望ましい。このため、配力鉄筋と共同して横拘束効果が得られるよう中間帯鉄筋を配置することとしている。支承条件が固定支承あるいは弾性支承の場合には、支承から橋台たて壁に大きな水平力が作用する恐れがあるため、横拘束効果が確実に得られるようにする必要がある。したがって、配力鉄筋に継手を設ける場合には、帯鉄筋と同様にフックをつけて内部コンクリートに定着する。ただし、直角フックを設ける場合には、かぶりコンクリートがはく離してもフックがはずれないように継手部に中間帯鉄筋をかけるのがよい。

このことから、支承条件が固定または弾性支持である場合、配力鉄筋の継手は、継手端部に半円形フックをつけて内部コンクリートに定着する。

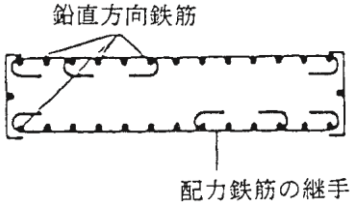


図 6－83　配力鉄筋の継手方法

(3) 橋台フーチング

1）主鉄筋の定着

これまでのフーチングの載荷試験においては、壁直下にはひびわれが生じていない。したがって、フーチングの主鉄筋の定着は、道路橋示方書Ⅳ編 4.4.2 図－解 4.4.3 によらず、次のようにする。

・前フーチングの下面（引張鉄筋）

定着長とたて壁背面鉛直方向鉄筋位置までの長さに長い方

・後フーチングの上面（引張鉄筋）

定着長とたて壁背面鉛直方向鉄筋位置までの長さに長い方

なお、前フーチング上面および後フーチングの下面（圧縮鉄筋）は定着長とする。

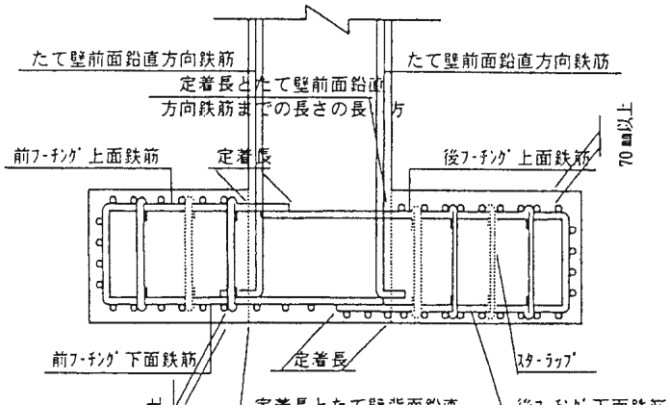


図 6－84　橋台フーチングの断面

2）圧縮鉄筋量

圧縮鉄筋としては、主鉄筋の 1/2 以上の鉄筋を配置する。

3）配力鉄筋量

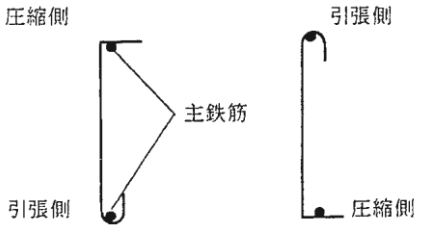
配力鉄筋としては、主鉄筋および圧縮鉄筋それぞれの 1/3 以上の鉄筋を配置する。

4）主鉄筋中心までの距離

軸方向鉄筋中心までの距離は、主鉄筋、配力鉄筋もしくはスターラップの径により異なるが、一般的なフーチングでは 100㎜～120㎜ 必要であるため 150㎜ とする。

5）スターラップ

一般的に逆 T 式橋台のフーチングは、前フーチングと後フーチングそれぞれの引張側となる面が決まっていることから、スターラップの加工形状は、図に示すよう片側半円形フック、片側直角フックとし、それぞれ引張側を半円形フック、圧縮側を直角フックとなるよう配置する。



(a) 前フーチング　(b) 後フーチング

図 6－85　スターラップの加工形状

6）主鉄筋と配力鉄筋の組方

荷重の分配や耐久性確保のため、配力鉄筋は主鉄筋の外側に配置する（道路橋示方書質問・回答集(1) No.54)。

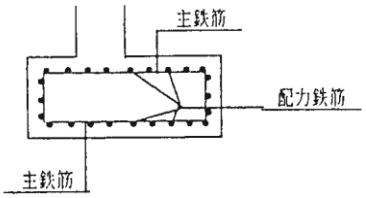
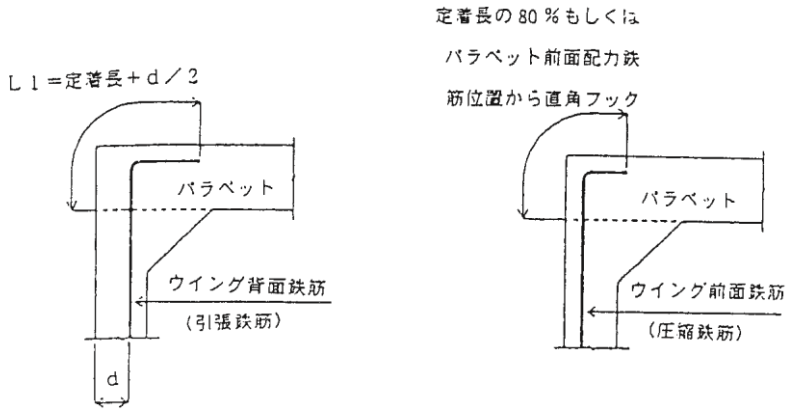


図 6－86　配力鉄筋の組方

(4) ウィング



(a) 引張鉄筋　(b) 圧縮鉄筋

図 6－87　ウィングの水平方向鉄筋の定着

1）水平方向主鉄筋の定着

ウィング前面側水平方向主鉄筋は、圧縮鉄筋であることから、道路橋示方書Ⅳ編 4.4.2(4)3）の規定により、定着長の 80%もしくはパラペット前面の配力鉄筋位置までのばして直角フックとした場合の長い方とする。

2）主鉄筋の組み方

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

したがって、橋台たて壁との取り合いなどを考慮して、ウィングの配筋方法は、鉛直方向を内側、水平方向を外側とする。なお、パラレルタイプの場合には、主鉄筋（水平方向）が外側、配力鉄筋（鉛直方向）が内側となり、他の部材と異なるが、側壁タイプとの使い分けは非常に煩雑となることから、側壁タイプと同じ組み方とする。

3－7－5 橋脚の配筋細目

橋脚の配筋細目については、許容応力度法および地震時保有水平耐力法を考慮して決定するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　7章＞

(1) はり

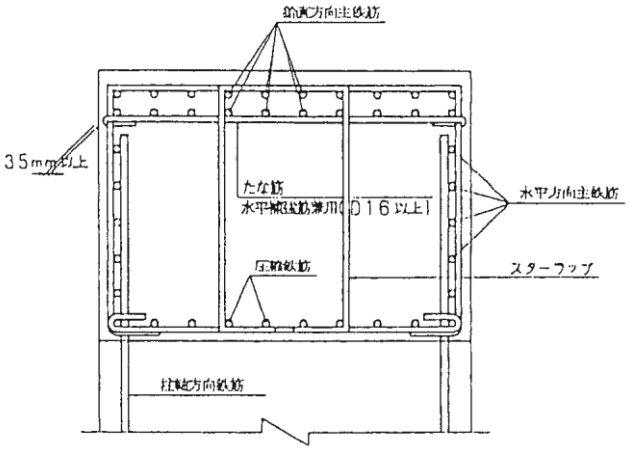


図 6－88　橋脚はりの断面

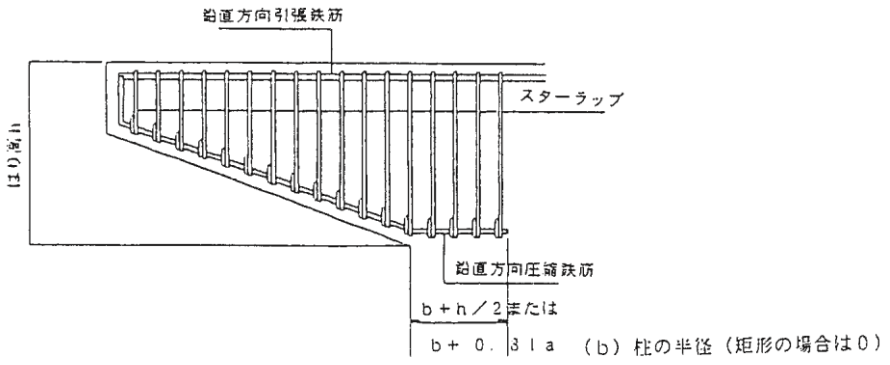


図 6－89　橋脚はりのスターラップの配置区間

1）主鉄筋中心までの距離

鉛直方向鉄筋中心までの距離は、主鉄筋、スターラップ、沓座補強筋の径により異なるが、一般的なはりでは 100㎜～110㎜ 必要であるため、150㎜ とする。

2）スターラップ

張出し式橋脚のはりは、設計においてじん性を期待していないため、スターラップの形状は従来どおり引張側の鉄筋を囲むような形状とする。ただし、水平方向のせん断耐力の向上のために、右図のように下面圧縮側の鉄筋に半円形フックをつけてはり全体を取り囲む形状とする。

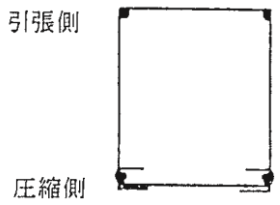


図 6－90　はりのスターラップの形状

はりのスターラップの配置区間は、従来の配筋方法どおり、はりの高さｈの 1/2＋柱の半径ｂ（小判・円形の場合のみ、矩形は 0）または、はり下面圧縮鉄筋の定着位置（b＋0.81a）までの長い方とする。

橋座の水平補強筋は、両端半円形フックとし、スターラップにかける。

また、D16 以上の鉄筋でスターラップと同間隔に配置する。

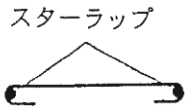


図 6－91　橋座の水平補強筋

(2) 柱

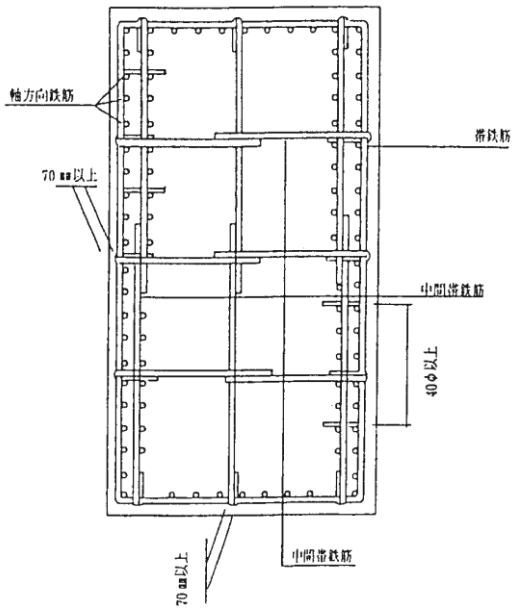


図 6－92　橋脚柱の断面

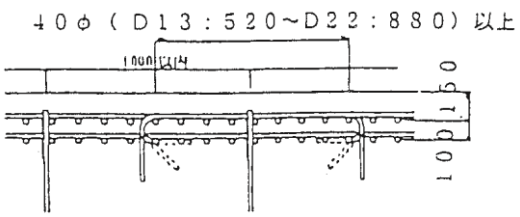


図 6－93　直角フックを用いた場合

1）軸方向鉄筋の定着

軸方向鉄筋はフーチングや頂版の下側主鉄筋位置までのばすものとし、鉄筋の端部はフックをつけて定着するのが望ましい。

2）軸方向鉄筋の段落しおよび継手

鉄筋の最大定尺長の制約から継手を設けざるを得ない場合、継手構造としてはガス圧縮継手を用いるが、試験を行い継手部の強度を定める必要がある（道路橋示方書質問・回答集(1) No.65)。

3）帯鉄筋

最大径は 22㎜ を原則とする。

軸方向鉄筋が 2 段配筋の場合で帯鉄筋に継手を設けるとき、半円形フックや、鋭角フックを用いると内側の軸方向鉄筋にあたり組立ができない。さらに帯鉄筋径が D19（40φ＝760㎜）や D22（40φ＝880㎜）の場合に、中間帯鉄筋は帯鉄筋の継手部に配置せざるを得なくなる場合がある。したがって、中間帯鉄筋を帯鉄筋の継手部に配置することを前提に、帯鉄筋のフックには直角フックを用いる。

帯鉄筋の配置区間は、従来の配筋方法どおり、はりの内部には柱の短辺長の 1/2 以上、フーチングの内部には柱の短辺長の 1/2 以上あるいはフーチング厚の 1/2 以上配置する（道路橋示方書質問･回答集(1) No.58)。

4）中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の加工形状としては、耐震性を重視した両側半円形フックが望ましいが、施工性を考慮して中間部で図 6－93 のようにラップさせるものとする。

中間帯鉄筋のようにコンクリートコアの内部に配置する鉄筋においては継ぎ手位置をずらす必要はない。

なお、柱幅が 2m 以下の場合には「コンクリートコアの内部」に該当しないため、中間帯鉄筋を柱中間部でラップさせない方法により行うものとする。

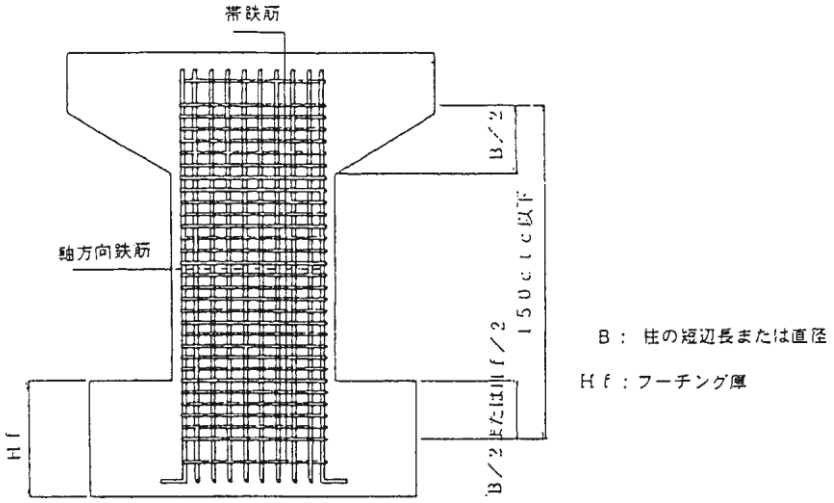
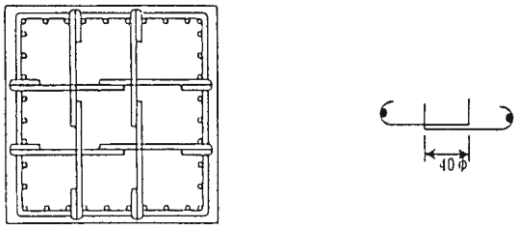


図 6－94　橋脚柱の帯鉄筋の配置区間



片側半円形フック、片側直角フック

図 6－95　橋脚柱における中間帯鉄筋の形状の例

イ）中間帯鉄筋は、帯鉄筋と同径、同材質とする。

ロ）中間帯鉄筋は、水平方向 1 以内、鉛直方向は部材の有効高の 1/2 以内で配置する。

ハ）矩形断面においては、中間帯鉄筋は主鉄筋に隣接させ、最も外側に配置される帯鉄筋に引っかけるものとする（設計図面には俯瞰図等で配筋方法を明確にする）。

5）軸方向鉄筋中心までの距離

軸方向鉄筋中心までの距離は、軸方向鉄筋、帯鉄筋、中間鉄筋の径により異なるが、一般的な柱では 110㎜～140㎜ 必要であるため、150㎜ とする。

(3) 橋脚フーチング

1）主鉄筋の組み方

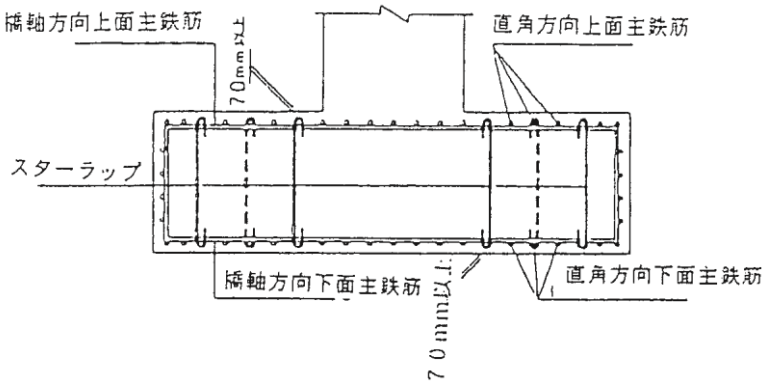


図 6－96　橋脚フーチングの断面

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

このことから、橋軸方向、橋軸直角方向のうち、主要な方向を内側に配置するのが望ましいと思われるが、橋脚ごとに配置方向を変えるのは、設計、施工を煩雑にするだけである。

したがって、一般的に主要方向となる可能性が大きい橋軸方向の上下面の主鉄筋を内側、橋軸直角方向の上下面の主鉄筋を外側に配置する。なお、上面（圧縮）鉄筋としては下面（主鉄筋）の 1/3 以上を配力鉄筋としては、上面、下面とも直交する鉄筋の 1/3 以上をそれぞれ配置する。

2）橋軸方向主鉄筋中心までの距離

橋軸方向主鉄筋中心までの距離は、橋軸方向主鉄筋、橋軸直角方向主鉄筋、スターラップの径により異なるが、一般的な橋脚のフーチングは 100㎜～140㎜ 必要であるため、150㎜ とする。

ただし、杭頭結合方法を用いた杭基礎のフーチング下面においては、杭の埋込みを考慮するので、一般的には上記の値よりさらに大きくする必要があるため、200㎜ とする。

3）加工形状

橋脚のフーチングのスターラップは、橋軸方向、直角方向ともに有効な鉄筋となるように、断面の外側に配置される直角方向の主鉄筋（引張鉄筋および圧縮鉄筋）を取り囲むものとし、その加工形状は、右図(1)に示すように、両側半円形フックとする。ただし施工上の問題が生じる場合では右図(2)に示すような形状で良い。

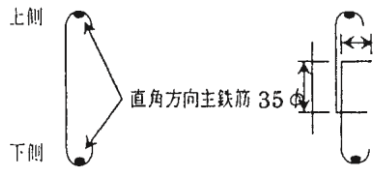


図 6－97(1)　　**図 6－97(2)**

4）橋　　座

かぶせ筋の定着は所定の定着長が確保できるよう決める。

また、水平補強筋のかぶりは沓座の切り欠きも考慮して 120㎜ とする。

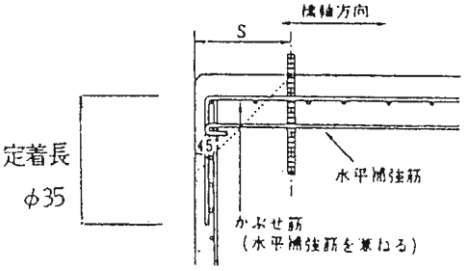


図 6－98　補強例

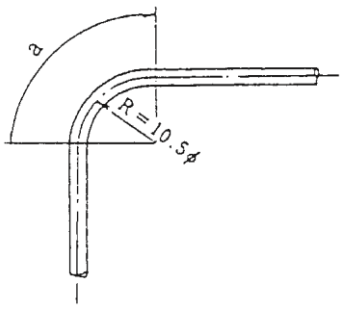
3－7－6 鉄筋の加工

鉄筋の加工寸法は解説の表による。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　7章＞

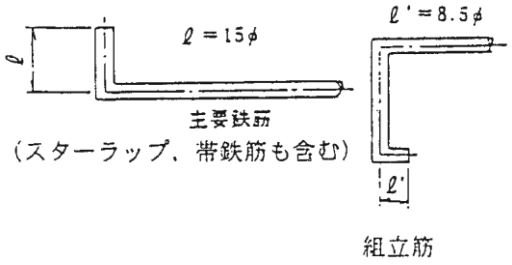
(a) ラーメン隅角部

表 6－27　ラーメン隅角部の鉄筋加工寸法（㎜）

加工寸法図	径	R	a
	D13	140	220
	D16	170	267
	D19	200	314
	D22	240	377
	D25	270	424
	D29	310	487
	D32	340	534

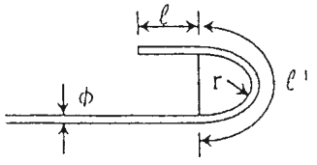
(b) 柱鉄筋、壁鉄筋の定着

表 6－28 柱、鉄筋の鉄筋加工寸法（㎜）

加工寸法図	径	ℓ	ℓ′
	D13	195	111
	D16	240	136
	D19	285	162
	D22	330	187
	D25	375	213
	D29	435	247
	D32	480	272

(c) 半円形フック

表 6－29 半円形フック加工寸法（㎜）

加工寸法図	径	r	ℓ	ℓ′
	D13	33	120	245
	D16	40	128	302
	D19	48	152	359
	D22	55	176	415
	D25	63	200	472
	D29	73	232	547
	D32	80	256	604

ℓ：8φ以上で12cm以上

3－8 幅の大きい躯体の設計

幅の大きい躯体は、温度変化および乾燥収縮による鉛直方向のひびわれならびに横方向における不同沈下を考慮して設計しなければならない。

1）通常橋台の場合は、壁の背面と正面では温度変化および乾燥収縮量に差があって鉛直方向のひびわれ発生の原因となりやすいことから、広幅員の橋台に対しては、次のように対処するものとする。

イ）壁の高さ 1m あたり、5cm^2 以上の鉄筋を 30cm 間隔で水平に配置するものとする。

ロ）2 車線の橋台で躯体幅が 15m 以上になる場合は、V 形の切れ目（V カット）を設置するものとする。ただし、鉄筋は切らないものとする。

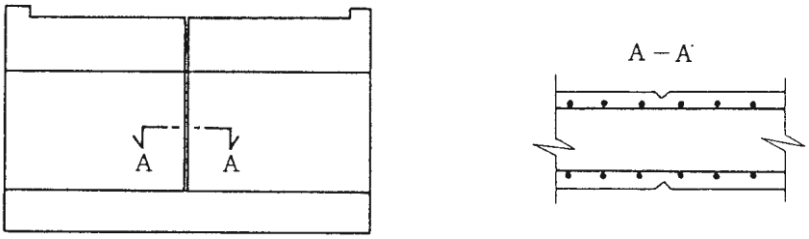


図 6－99　橋台の V カット

ハ）4 車線以上で上部工が上・下線各々独立構造場合は、躯体立上り部に伸縮目地を設置するものとする。ただし、フーチングは一体とし目地は設置しないものとする。

伸縮目地部の止水板は、伸縮装置との取り合いに留意したうえで、パラペット上端部まで設置するものとする。

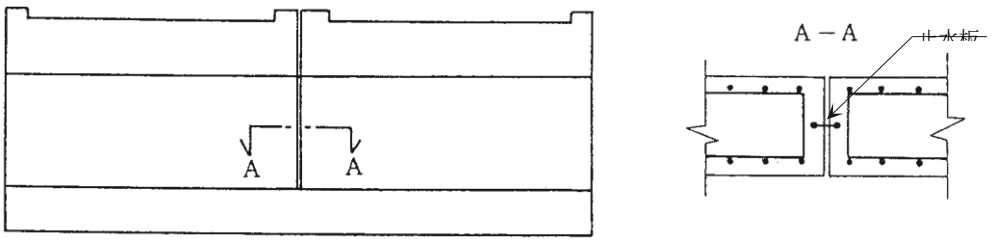


図 6－100　橋台の伸縮目地

2）橋脚においても幅の大きな躯体については以下の様な配慮が必要である。

頂部と比べて基部の断面を絞った逆台形型橋脚や壁式橋脚、小判型橋脚のうち幅に比べて支承数が少なく、上部構造の死荷重が比較的大きなものについては、橋脚躯体の天端中央付近等に鉛直荷重に起因する鉛直方向のひびわれを生じることがある。したがって、このような橋脚については、こうした鉛直方向のひびわれに配慮して配筋するのがよい。例えば、張出し部の設計で上側に引張鉄筋を配筋する場合には、その鉄筋を全幅を通して配筋するのが望ましい。

3）橋台・橋脚の基礎の橋軸直角方向の不同沈下や、温度変化などによる地上部分と地表面以下の部分との収縮の差により、躯体の天端にはひびわれが生じることがあるため、躯体天端付近に鉄筋を配してこれに対処するのがよい。

また、ラーメン橋脚や多点固定の連続橋のような構造の場合には、温度変化、乾燥収縮による応力を十分考慮して設計する必要がある。

第4章 基礎工

4－1 設計の基本

(1)　基礎は常時、暴風時およびレベル 1 地震時の設計で考慮する荷重に対し、支持・転倒・滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位は許容変位をこえてはならない。

(2)　基礎の設計法の区分

基礎はその形式に応じ、原則として直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎に区分して設計するものとする。

(3)　橋脚基礎は、レベル 2 地震時に対し、道示耐震設計編 6 章および耐震設計編 12 章に規定する地震時保有水平耐力法による耐震設計も行うものとする。

(4)　橋台基礎は、レベル 2 地震時に対し、液状化が生じる地盤上にある場合には、道示耐震設計編 6 章および耐震設計編 13 章の規定により、地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　9.2＞

(1) 基礎は、所要の性能を確保するために、支持、転倒、および滑動に対して安定でなければならない。従来、転倒に関する照査は、直接基礎のような浅い基礎の場合について一律に照査を行うものとしていたが、ラーメン橋やアーチ橋の端軸方向など、構造上転倒が生じないと判断できる場合には省略してよいものとする。

常時、暴風時、レベル 1 地震時の基礎の許容変位量としては、次に示す変位量を考慮する必要がある。

1）上部構造から決まる許容変位量

上部構造に有害な影響を及ぼさないように基礎の変位量を制限する値であり、不静定構造物の場合や静定構造物でも橋脚天端や支承位置での変位量が与えられた場合の値に相当する。

2）下部構造から決まる許容変位量

弾性体基礎の場合、過大な基礎の水平変位量は有害な残留変位の原因となる。このため、設計上基礎の安定性を確保する意味から、一般的な弾性体基礎においては基礎の水平変位量を弾性変位量以内に抑えるのを原則とした。すなわち、基礎の水平変位量を弾性変位量以内におさめる意味で規定しているのが下部構造から決まる許容変位量であり、多数の載荷試験結果から、基礎幅の 1%とした。

ただし、基礎幅が 5m を越える大型の弾性体基礎の許容変位量に関しては、載荷試験データが少ないこと、また容易に基礎の降伏変位領域を確認できないことから、50mm を限度とする。杭径 1.5m 以下の杭基礎においては、過去の実績から安全性が確認されていると考えられる 15mm とする。

剛体基礎の場合には受動土圧で水平方向の安定を照査するため、弾性体基礎のように水平変位量を弾性変位量以内に抑えるという意味での許容変位量としては、特に制限を設けていない。

(2)

1）各基礎形式の安定照査項目および安定照査の基本と設計法の適用範囲は表 6－30、表 6－31 に示すとおりである。

2）「道示Ⅳ下部構造編」および「本設計マニュアル」に示している設計手法は、各基礎形式の施工法、基礎の支持条件、荷重分担および基礎の剛性を考慮した設計計算モデルによっていることから、基礎と地盤との相対的な剛性を評価する BL_e が適用範囲の目安から外れるものについては、ほかの基礎形式を選定するか、別途に設計計算モデルを想定し、検討を行うものとする。

3）直接基礎とケーソン基礎の区分は、表 6－32 のとおりであるが、$L_e/B>1/2$ の基礎であっても根入れ部前面の抵抗が期待できない場合には、直接基礎として設計するものとする。

4）杭基礎は、$1<BL_e<3$ までを有限長の弾性体として、$BL_e \geqq 3$ を半無限長の弾性体としてとりあつかうものとする。

5）ケーソン及び鋼管矢板基礎は、1 本の柱状体基礎とし有限長の弾性体としてとりあつかうものとする。

(3) レベル 2 地震時に対する橋脚基礎の安定照査の基本的な考え方は耐震設計編 6 章および 12 章に規定されており、各基礎形式における具体的な安定計算モデルや設計定数の設定、降伏状態の定義、基礎の許容塑性率等については下部構造編 9 章に規定されている。各基礎形式における解析モデル、降伏、許容塑性率、変位の制限値は、表 6－33 に示す。

レベル 2 地震時の基礎の許容変位量としては、次の変位量を考慮する必要がある。

1）上部構造から決まる許容変位量

上部構造の供用性および修復性に影響を及ぼさないように基礎の変位量を制限する値であり、一般には落橋防止システムの設計にこの変位を考慮する。

2）下部構造から決まる許容変位量

基礎の塑性化を考慮する場合、過大な残留変位を防止するため、基礎に生じる変位量を制限する値であり、橋脚基礎の場合は許容変位量として、基礎天端あるいはフーチング底面における回転角 0.02 rad 程度を目安とする。

直接基礎は一般に良好な支持層に支持されており地盤の支持力に余裕があるため、レベル 2 地震時には基礎の一部に回転による浮上がりが生じることによりエネルギー吸収が期待できるものと考えられる。また、直接基礎がこのような非線形挙動を示す場合においても、地盤には過度の損傷が生じないと考えられることから、直接基礎は一般に地震時保有水平耐力法により設計を行わなくてもよい。ただし、レベル 2 地震動が作用した場合、フーチングにはレベル 1 地震時よりも大きな断面力が生じると考えられるので、これに対する部材の安全性は照査する必要がある。

地震時保有水平耐力の設計は、タイプⅠとタイプⅡで行うが、基礎の設計ではどちらか大きい方の設計震度 Khc で行えばよい。ただし液状化によって低減される土質定数がある場合は弱い地盤定数の方で行う必要がある。

(4) 従来は、橋台基礎に対しては、レベル 2 地震時に対する照査を省略してよいとしていたが、既往の橋台基礎の被災事例を踏まえ、橋に影響を与える液状化が生じる地盤上にある橋台基礎を対象として、基礎に損傷が生じた場合でも過大な残留変位が生じないように、耐震設計編 13 章の規定により、レベル 2 地震時に対する照査を行うものとする。

表 6－30　常時、暴風時及びレベル１地震時における各基礎の安定照査項目

照査項目 / 基礎形式	支持力		転　倒	滑　動	水平変位
	鉛直	水平			
直接基礎	○	(○)	○	○	—
ケーソン基礎	○	—	—	○	○
杭基礎	○	—	—	—	○
鋼管矢板基礎	○	—	—	—	○
地中連続壁基礎	○	—	—	○	○
深礎基礎	○	—	—	○	○

（ ）は値入部分で荷重を分担する場合

表 6－31　各基礎の安定照査の基本と設計法の適用範囲

基礎形式	照査内容					基礎の剛性評価	設計法の適用範囲を示す βL_e の目安
	転倒	鉛直支持		水平支持，滑動，水平変位			
	照査項目	照査面	照査項目	照査面	照査項目		
直接基礎	荷重合力の作用位置	底面	支持力	底面[前面]	せん断抵抗力[受働抵抗力]	剛体	1 2 3 4
ケーソン基礎	—	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←
鋼管矢板基礎	—	底面	支持力	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←
地中連続壁基礎	—	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←
深礎基礎	—	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←
杭基礎 有限長杭	—	杭頭	支持力	設計上の地盤面又は杭頭	水平変位	弾性体	↔
杭基礎 半無限長杭							→

［ ］：全面地盤面の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査を行う。

L_e　：基礎の有効根入れ深さ（m（cm））

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

EI　：基礎の曲げ剛性（$kN \cdot m^2$）

D　：基礎の幅または直径（m）

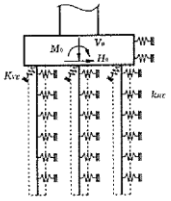
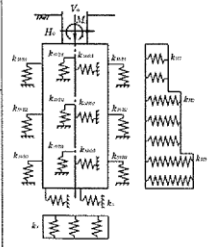
k_H　：基礎の水平方向地盤反力係数（kN/m^3）（βL_e の判定には常時の k_H を用いる）

表 6－32　直接基礎とケーソン基礎の区分

L_e/B / 基礎形式	0	1/2	1
直接基礎		←	
ケーソン基礎			→

ここに，L_e：基礎の有効根入れ深さ（m）
B：基礎短辺幅（m）

表 6－33　各基礎形式における地震時保有水平耐力法

		解析モデル	降伏及びその目安	許容塑性率	許容変位
基本方針		地盤抵抗及び基礎本体の塑性化，又は，基礎の浮上りを考慮する。	上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始めるとき	橋としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷に留める。	
基礎形式	杭基礎	 ・杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造 ・杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型 ・杭体の $M-\phi$ 関係はバイリニア型	・全ての杭で杭体が塑性化する。 ・一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。	橋脚基礎の場合： 一般的な場合は 4 斜杭を用いた場合は 3 場所打ち杭の軸方向鉄筋に SD390 又は SD490 を用いた場合は 2 橋台基礎の場合： 橋脚基礎の許容塑性率から 1 減じた値	橋脚基礎において塑性化を考慮する場合には，基礎天端において，回転角 0.02rad 程度を目安としてよい。
	ケーソン基礎	 ・基礎本体の $M-\phi$ 関係は線形（塑性化を考慮する場合はトリリニア型） ・6 種類の地盤抵抗要素（バイリニア型）	・基礎本体が塑性化する。 ・基礎前面地盤の 60%が塑性化する。 ・基礎底面の 60%が浮上る。	橋脚基礎の場合は式（解 11.8.3）による。 橋台基礎の場合は 3。	
	鋼管矢板基礎		・1/4 の鋼管矢板が塑性化する。 ・1/4 の鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達する。 ・鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達したものと浮上りを生じたものの合計が 60%に達する。	橋脚基礎の場合は 4， 橋台基礎の場合は 3。	
	地中連続壁基礎		・上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。	橋脚基礎の場合は式（解 11.8.3）による。 橋台基礎の場合は 3。	
	深礎基礎		・上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。	（基礎が降伏しない範囲に留める。）	

4－2 設計のための地盤定数

基礎の設計に用いる地盤定数は、地盤調査および土質試験の結果から橋梁全体で総合的に設定するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　2.2＞

地盤定数の決定は土質試験を行って決定することを原則とする。地盤調査は、橋台、橋脚ごと、あるいは一定の間隔でおこなわれ、調査地点ごとに異なったデータが得られるのが一般的であることから、その土質定数にバラツキが生じることとなる。このような場合、全体的な地質構成を検討のうえ、一定区間および各層ごとにバランスの取れた土質定数を設定するものとする。

設計に用いる地盤定数の設定にあたっては、道示下部構造編 2.2.4 に示される留意事項によるものとするが、特に以下の事項に留意すること。

① 粘性土の粘着力 C

N 値が 5 未満の軟弱な粘性土においては、N 値から非排水せん断強度（粘性土の粘着力 Cu）を推定してはならない。この場合は、乱さない試料による室内試験や原位置での他の試験から粘着力 Cu を求める必要がある。

② 砂のせん断抵抗角φ

せん断抵抗角は三軸圧縮試験等により求められる。しかし、自然の砂地盤を乱さない状態で試料採取し、室内力学試験を精度良く実施することが困難な場合は、砂の相対密度 Dr が N 値と相関を有することを利用し、相対密度を介してせん断抵抗角を推定しても良い。この場合は、推定精度を高める有効上載圧の影響を考慮した以下の相関式を用いることとする。

三軸圧縮強度に対する砂のせん断抵抗角φを標準貫入試験の N 値から推定する式として、最近の計測データによる検討結果に基づいた次式を示す。

$$\phi = 4.8\log N_1 + 21 \quad (N > 5)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma_v' + 70)$$

$$\sigma_v' = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}' (x - h_w)$$

ここに、

φ　：砂のせん断抵抗角（°）

σ_v'　：有効上載圧（kN／m²）で、標準貫入試験を実施した時点の値

N1　：有効上載圧 100kN/m² 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ_v' が $\sigma_v' < 50$kN/m² である場合には、$\sigma_v' = 50$kN/m² として算出する。

N　：標準貫入試験から得られる N 値

γ_{t1}　：地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量（kN/m³）

γ_{t2}'　：地下水位面より深い位置での土の単位体積重量（kN/m³）

x　：地表面からの深さ（m）

h_w　：地下水位の深さ（m）

なお、砂れき層の粘着力 C および風化軟岩の粘着力 C およびせん断抵抗角φは以下のように考えてよい。

③ 砂れき層の粘着力 C

洪積世の砂れき層で固結度の高い場合には、せん断抵抗角φのほかに、ある程度の粘着力 C を有する場合がある。この場合は、最大で 50kN/m² の粘着力を見込んでよい。

④ 風化軟岩の粘着力 C およびせん断抵抗角φ

風化軟岩でコア採取が困難な場合は、換算 N 値との関係から表 6－34 より推定してもよい。換算 N 値は下式より求められる。ただし表 6－34 の適用できる範囲は、換算 N が 300 以下（すなわち、50 回打撃時の貫入量が 5cm 以上）の場合であり、硬岩の場合まで N 値を利用した C およびφの推定を行わないように注意すること。

換算 N 値＝50 回×{0.3（m）／50 回打撃回数時の貫入量（m）}

表 6－34　換算 N 値による C とφとの関係

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角砂礫	備考
粘着力 (kN/m²)	換算 N 値と 平均値の関係	$15.2N^{0.327}$	$25.3N^{0.334}$	$16.2N^{0.606}$	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	・Log 軸上の値
せん断抵抗角 (度)	換算 N 値と 平均値の関係	5.10LogN ＋29.3	6.82LogN ＋21.5	0.888LogN ＋19.3	
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

＜傾斜地盤と構造物（土質学会）＞

4－3 直接基礎

4－3－1 設計一般

(1)　常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する直接基礎の照査は、地盤の支持力、転倒および滑動に対しておこなうものとする。この場合、基礎根入れ部前面の抵抗土圧は、原則として無視するものとする。

(2)　レベル 2 地震時に対する直接基礎の照査は、フーチングを塑性化させないようにおこなうものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　10 章＞

(1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時に対する照査について述べたものである。

1）地盤の極限支持力は、構造物の寸法のほか荷重の偏心と傾斜によって決まることから、道示Ⅳ10.3.1 により、支持力係数の寸法効果、荷重の偏心傾斜を考慮して求めるものとする。

今回支持力係数の寸法効果を考慮した支持力式が提案された背景には、下記の点がある。

①　支持力係数が基礎幅により変化し、支持力係数に寸法効果の生じることが多くの支持力試験で明らかになった。

②　三軸試験により得られたせん断強度定数を用いた支持力計算値は、支持力試験値に比較してかなり過大となる。

これらを踏まえ、三軸試験などにより地盤定数が精度良く設定されることを前提に、理論値と試験値の乖離改善を図ったものである。

なお、やむを得ず N 値から従来の道示の式を用いて推定した地盤定数を用いる場合は、寸法効果を考慮した支持力式の前提から外れるため、従来通り寸法効果を考慮しない式を用いるものとする。

2）ラーメン橋やアーチ橋の橋軸方向のように、構造上転倒モーメントに対する安定性が確保されると判断される場合には、転倒の照査を省略してよい。

3）良質な支持層における常時の地盤反力度は、基礎の過大な沈下を避けることから、表 6－35 に示す値程度に抑えるものとする。

表 6－35　常時における最大地盤反力度の上限値

地盤の種類	最大地盤反力度（kN/m²）
砂れき地盤	700
砂　地　盤	400
粘性土地盤	200

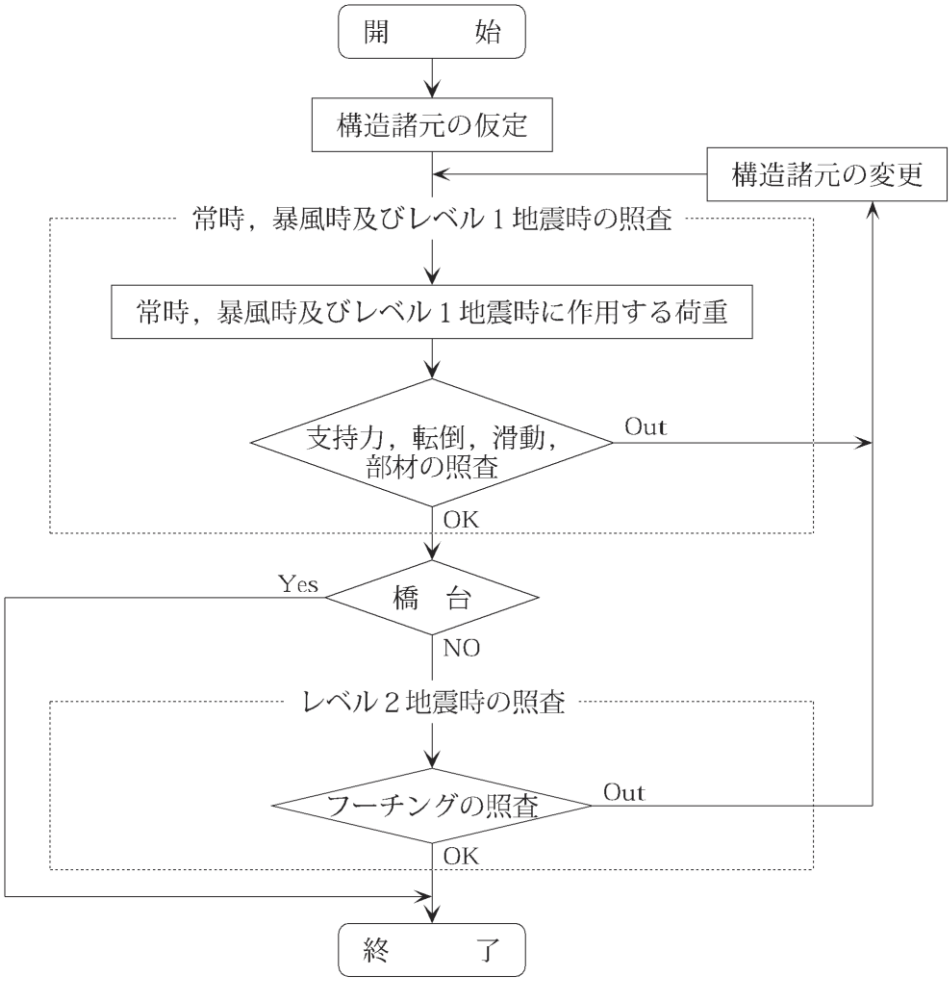


図 6－101　直接基礎の設計計算フロー

4）岩盤の極限支持力は、亀裂、割れ目などにより左右されるため、地盤定数の評価には不確定な要素が多く、支持力推定式により極限支持力を推定することは困難であることから、母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表 6－36 に示す上限値程度に抑えるものとする。

表 6－36　岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度（kN/m²）		目安とする値	
		常時	レベル1地震時	一軸圧縮強度（kN/m²）	孔内水平載荷試験による変形係数（kN/m²）
硬岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10,000 以上	500,000 以上
	亀裂が多い	1,000	1,500		500,000 未満
軟岩・土丹		600	900	1,000 以上	

5）転倒に対する安定照査は、道示Ⅳ10.1によるものとする。

6）基礎底面の滑動に対する安定照査は、道示Ⅳ10.3.3によるものとする。

7）一般に直接基礎では、根入部分は将来の変動を見越して最小根入れに止める場合や、施工上からも掘削土をそのまま埋戻す場合が多く、締め固めも完全にできないので根入部の前面抵抗土圧などを考慮せず、底面のみでとらせるものとする。

なお、底面の位置は調査ボーリングなどの結果から推定した支持層深さを基に設定するが、支持層の傾斜や風化状態などを詳細に把握することが困難であることから、推定支持層深さに対していくらかの余裕を持って底面高さなどを設定するのがよい。

8）基礎の有効根入れ深さ Df は、基礎地盤のすべり破壊をおさえる上載荷重の算定に大きく影響する。そのため、その設定はすべり線影響範囲を踏まえ、適切に行わなければならない。河川橋における基礎の有効根入れ深さ Df は、図6－101－1のように考えることとする。

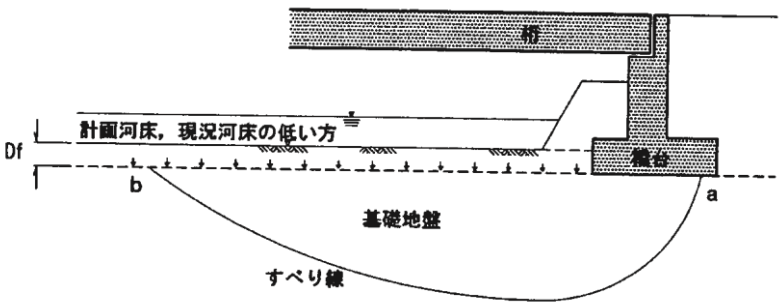


図 6－101－1　河川橋における基礎の有効根入れ深さ

9）安定計算が滑動で決定される橋台で支持層が軟岩以上の場合は、突起を設けることを検討する。ただし、作用するせん断抵抗が過度にならないように、常時の滑動計算では6）に示す安全率を確保するものとする。

10）橋脚高が高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右される場合があるので、このような場合は暴風時としての安定計算をおこなうものとする。

11）河川橋の堤体内直接基礎では、基礎底面に基礎材を用いない事から、活動を照査する場合のせん断抵抗力算出にあたっては注意が必要である。

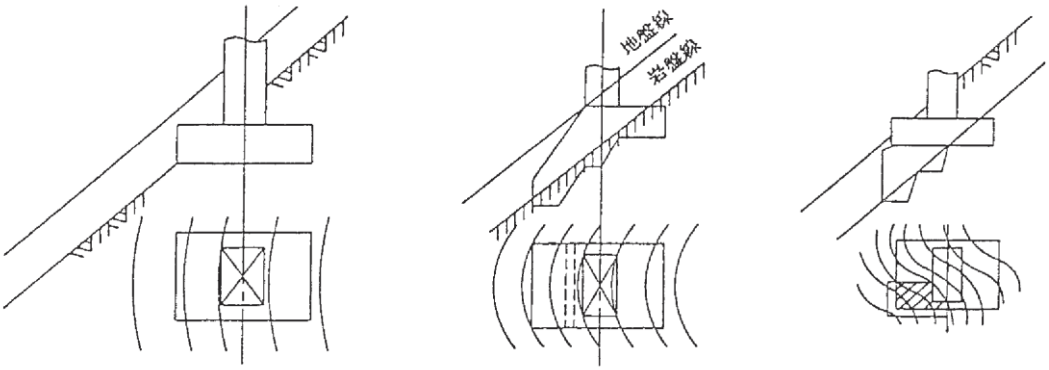
(2) 直接基礎のレベル 1 地震時に対する安定照査を(1)の規定により行った場合には、レベル 2 地震時に対する照査は行わなくてよい。ただし、レベル 2 地震時においては、基礎の浮上りにより、レベル 1 地震時よりも大きな断面力がフーチングに作用するので、道示下部構造編 10.6 の規定によりレベル 2 地震時に対する部材の安全性を照査するものとする。

4－3－2 斜面上の直接基礎

(1)　斜面上の直接基礎は、事前に斜面や支持地盤をよく把握し、岩盤の節理、亀裂などを十分調査のうえ設計をおこなうものとする。
(2)　斜面上の直接基礎は、段差なしフーチングが望ましいが、地山の掘削土量が多くなる場合は段切り基礎を用いるものとする。
(3)　段切り基礎の場合は、原則として段差フーチングとするが、やむを得ない場合は、置換え基礎を用いてもよい。
(4)　置換え基礎を用いる場合は、全体の安全性について十分検討するものとする。
(5)　斜面上の支持地盤が良質な砂質や粘性土地盤の場合の支持度は、荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮して算定するものとする。

(1)

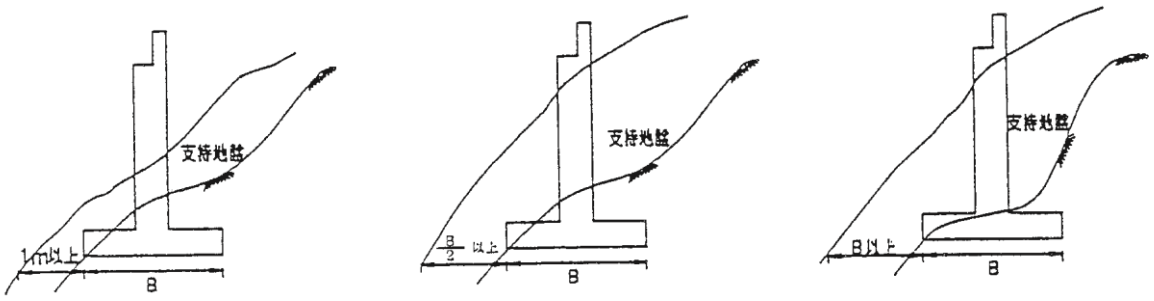
1）斜面上の直接基礎とは、基礎地盤が 10° 以上傾斜した箇所に設ける段差なしフーチング基礎と段切り基礎をいい、段切り基礎はフーチング基礎と置換えフーチング基礎に分類される。



(a) 段差なしフーチング基礎　　(b) 段切り基礎

図 6－103　斜面上の直接基礎

2）斜面上の直接基礎で地表面（長期的に安定地盤面）からの天端余裕幅 S は図 6－104 を目安とするものとする。ただし、(a)および(c)の場合は、本項(5)に従って斜面上の許容支持力度を算定し、安全を確認するものとする。



(a) 支持層が硬岩の場合　　(b) 支持層が軟岩の場合　　(c) 支持層が土砂の場合

図 6－104　斜面部における天端余裕幅

(3) 段切り基礎の内、置換え基礎は、本来、支持地盤となり得ない不良地盤をコンクリートで置換え、支持地盤としての機能を持たせることを主目的としている。したがって、段切り基礎は原則として段差フーチングを用いるものとする。

1）段差フーチングの段差高は1段につき 3.0m 以下、段数は2段まで、段差は1方向のみとする。尚、RC 柱の場合の柱下端は、保有水平耐力の設計上水平とするのがよい。

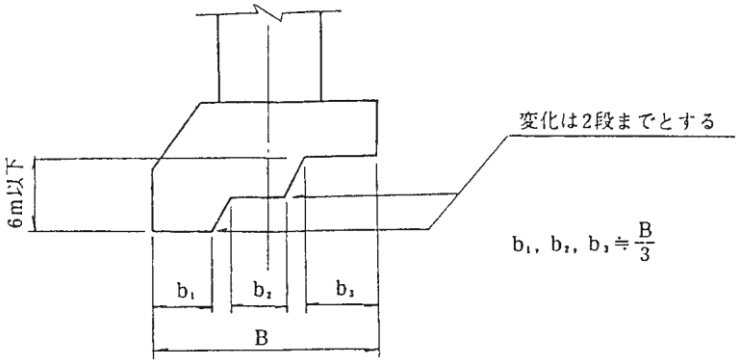


図 6－105 段差フーチング

2）段差フーチングの安定照査は、次によりおこなうものとする。

イ）支持力および転倒に対する照査

図 6－106 に示す仮想底面Ⅰ－Ⅰ（基礎幅 B）によっておこなうものとする。

ロ）滑動に対する照査

水平力に対する滑動の照査は、図 6－106 に示す底面幅 B″に生じる鉛直力 V′ により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担するものとする。

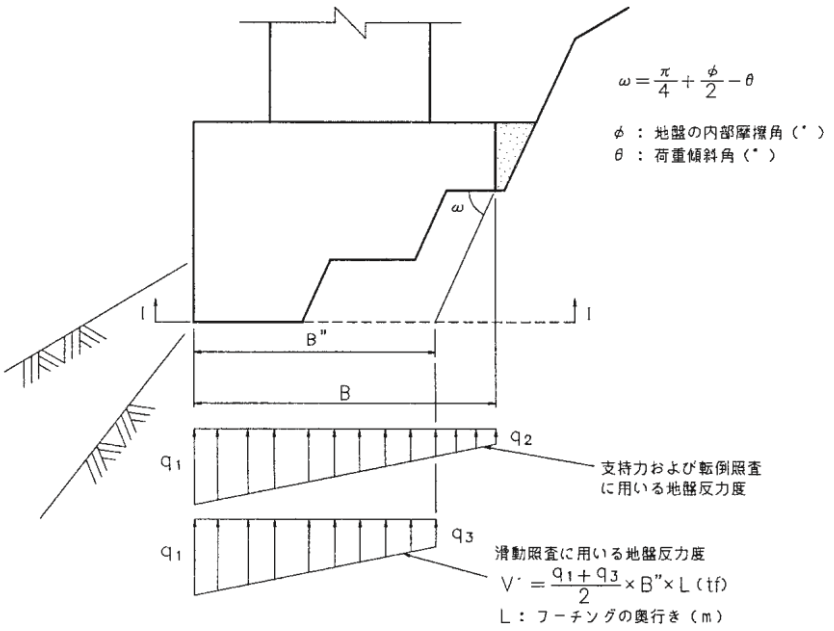


図 6－106　段差フーチングの安定照査

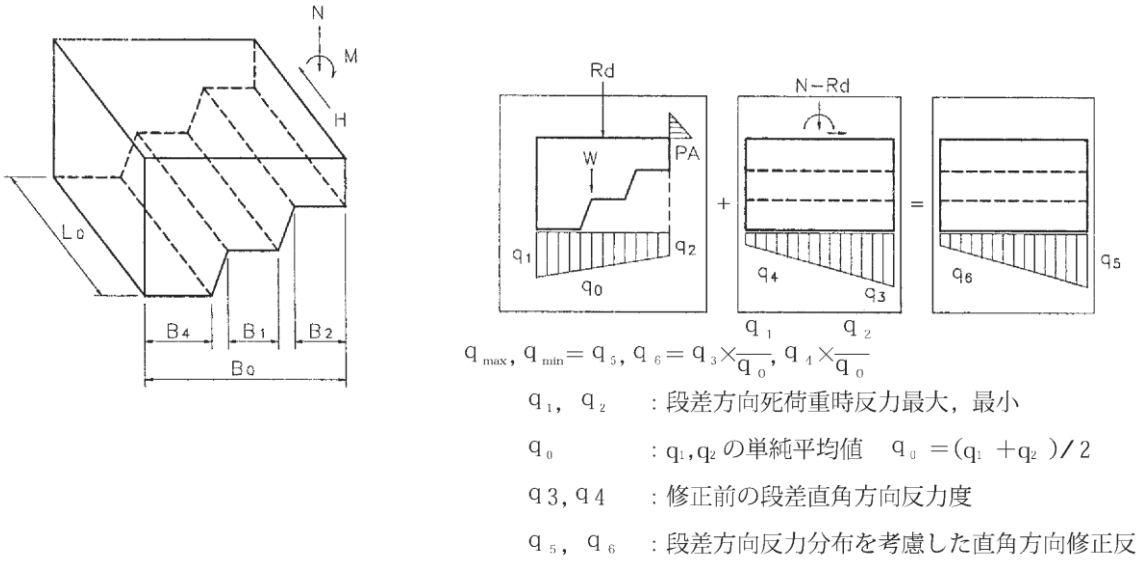
ハ）段差直角方向の安定計算

直角方向の安定計算は段差方向を考慮した修正反力で照査するものとする。具体的には以下の要領による。

a）転倒、地盤反力度の計算はフーチングの最下面を含む平面で行なう。この場合、幅L_0、奥行B_0とする。

b）計算面とフーチング間にある岩盤重量は考慮しない。

c）地盤反力度の分布は段差方向の死荷重および常時の土圧力による反力分布に従って分配する。



$q_{max}, q_{min} = q_5, q_6 = q_3 \times \frac{q_1}{q_0}, q_4 \times \frac{q_2}{q_0}$

q_1, q_2 ：段差方向死荷重時反力最大，最小

q_0 ：q_1, q_2 の単純平均値 $q_0 = (q_1 + q_2)/2$

q_3, q_4 ：修正前の段差直角方向反力度

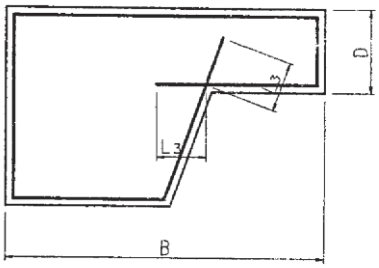
q_5, q_6 ：段差方向反力分布を考慮した直角方向修正反力

図 6－107　段差直角方向の地盤反力

＜NEXCO 設計要領第二集　第 4 章 3-4＞

ニ）段差フーチングの配筋方法

段差方向主鉄筋（下側）は水平方向に配置し、段立ち上り数も主鉄筋と同径、同ピッチとする（図 6－108）。



L3:L0＋D／2 以上とする

図 6－108　底版の配筋方法

3）柱および壁鉄筋のフーチングへの定着は、フーチング下面まで伸ばす事を原則とし、かつ、コンクリートの打止め位置を考慮して決定するものとする

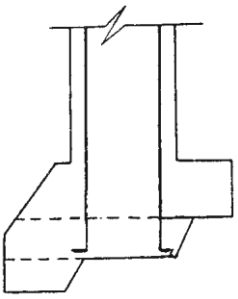


図 6－109　柱および壁鉄筋のフーチングへの定着

(4) 置換え基礎は、次によるものとする。

1）置換え基礎の全高は 3.0m 以下、段差は 1 段までとする。

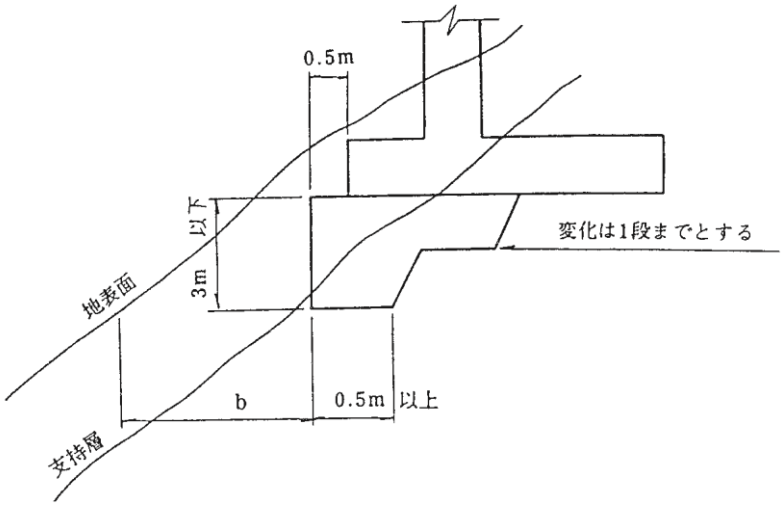


図 6－110　置換え基礎

2）基礎底面にしめる不良地盤の割合が大きいと、支持地盤としては不適当であることから、置換え基礎の範囲は、下記を目安とするものとする。

一方向の場合：1／3（置換え面積と基礎面積の比）以下

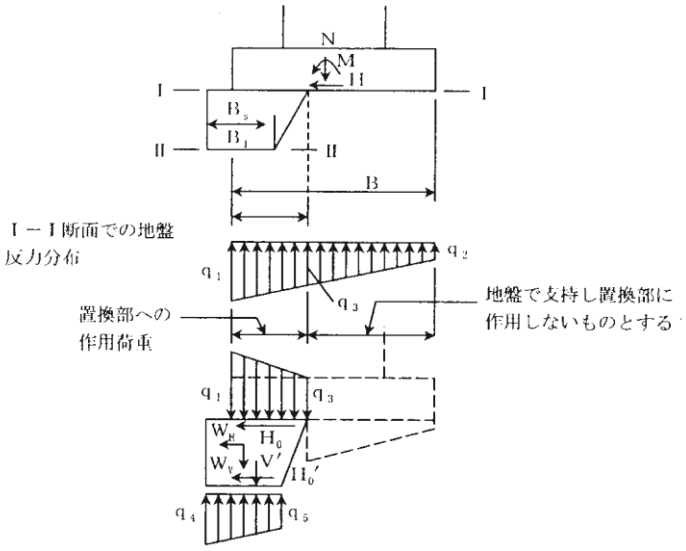
二方向の場合：1／4（置換え面積と基礎面積の比）以下

3）置換え基礎のコンクリート強度は、なるべく良質な基礎地盤と同程度とするのが望ましい。また、置換え基礎と下部構造躯体が滑動しないよう差し筋を設けるとともに、置き換えコンクリートが地表面に出る場合は、コンクリート表面にひびわれ防止鉄筋（D13 ctc 250mm）を設けるものとする。

この際の差し筋は、差し筋のせん断耐力のみで置換コンクリートと岩盤との摩擦力を下回らないように配置するものとする。

4）置換え基礎の安定照査は、次によりおこなうものとする。

置換え基礎は、最下段部での局所破壊に全体の安定が大きく依存することから、最下段部での支持力度および滑動の照査を図 6－111 のようにおこなうものとする。ただし、最下段部での許容支持力度を求める際の有効載荷幅は置換え幅（B_S）とする。



$H_0 = \frac{N'}{N} \cdot H$ (kN)

$N' = \frac{1}{2}(q_1 + q_3) \cdot B_1 \cdot L$

L　：置換えコンクリートの奥行き(m)

V′　：滑動抵抗上の鉛直力および支持力照査用鉛直荷重(kN)
$= W_V + N'$

H_0'　：II－II 断面の滑動力(kN)
$= H_0 + W_H$

W_V　：置換えコンクリートの自重(kN)

W_H　：置換えコンクリートの慣性力

図 6－111　置換え基礎の安定照査

(5)

1）斜面上の基礎の鉛直支持力は以下の式から求める。

$R_U = A' q_1$

q_f　：荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮した基礎地盤の極限鉛直支持力度（kN／m²）

$q_f = (q_d - q_{b0})/R \times b/B' + q_{b0}$

q_d　：水平地盤における極限鉛直支持力度（kN／m²）

q_{b0}　：斜面上の基礎において荷重端がのり肩にある状態（b＝0）での極限鉛直支持力度（kN/m²）。基礎地盤が平坦な場合には $q_f = q_{b0}$ となる。ただし、段切り基礎の場合、q_{b0} は以下の式から求める。

$q_{b0} = n \cdot q' = \eta \{\alpha c N_C (c^*)^{\lambda} + \eta/2 \cdot \beta \gamma B' N\gamma (B^*)^{\mu}\}$

R　：水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離と載荷幅との比（$R = \gamma' / B'$）。せん断抵抗角φより求める（図 6－111－1 から求める）。

B　：斜面上の基礎における前面余裕幅（m）

B’　：有効載荷幅（m）$B' = B - 2e_B$

e_B　：偏心距離（m）

R_U　：極限支持力（kN）

A’　：有効載荷面積（m²）。道示Ⅳ10.3.1 の式（10.3.1）に用いられる有効断面積の算定方法により求める）

N_C, N_γ　：図 6－b～図 6－m に示す荷重傾斜を考慮した支持力係数で基礎地盤のせん断抵抗角（φ）、傾斜荷重の傾斜（θ）、斜面傾斜（β′）より求まる。

α、β　：基礎の形状係数。道示Ⅳ表－解 10.3.3 による。

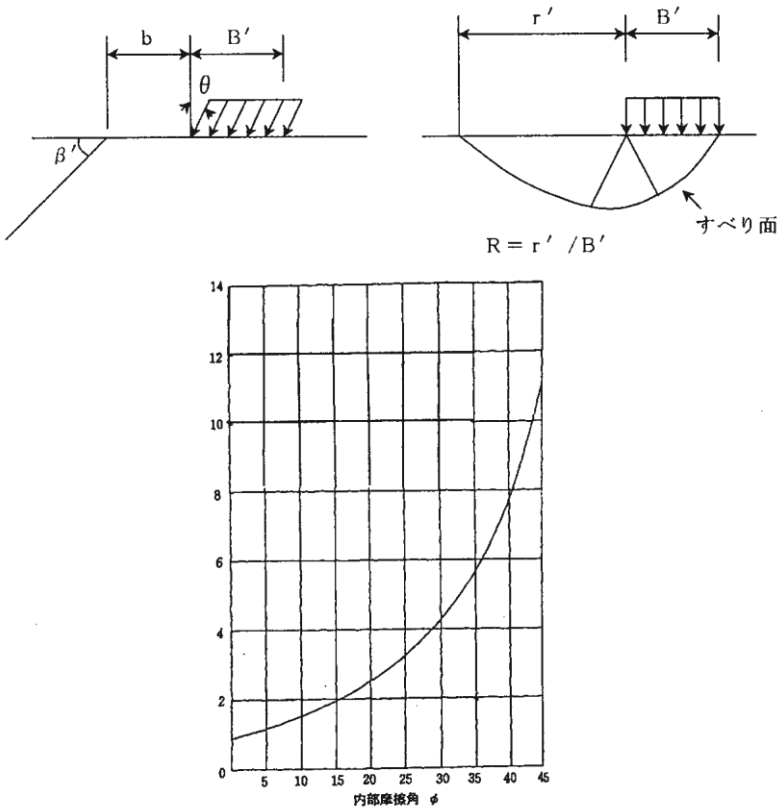


図 6－111－1　R の値を求めるグラフ

η　：段切り基礎を用いる場合の補正係数で次式から求める。

η ＝1－m・cot（ω）〔ただし、基礎底面が平坦な場合 η ＝1、η ・B’≦a の場合 η ・B’＝a とする。（図 6－a)。〕

m　：段切り高さ（h）のフーチング幅（B）との比、m＝Σh／B

ω　：π／4＋ϕ／2－θ

θ　：荷重の傾斜角度

c　：地盤の粘着力（kN/m^2）

c^*　：$c^*=c/c_0$ ただし $1 \leqq c^* \leqq 10$

c_0　：$c_0=10$（kN/m^2）

B^*　：$B^*=B'/B_0$

B_0　：$B_0=1.0$（m）

λ、μ　：基礎の寸法効果に対する補正係数 $\lambda=\mu=-0.3$ とする。

ただし、せん断抵抗力 ϕ を道示等より推定する場合 $c^*=B^*=1$ とする。

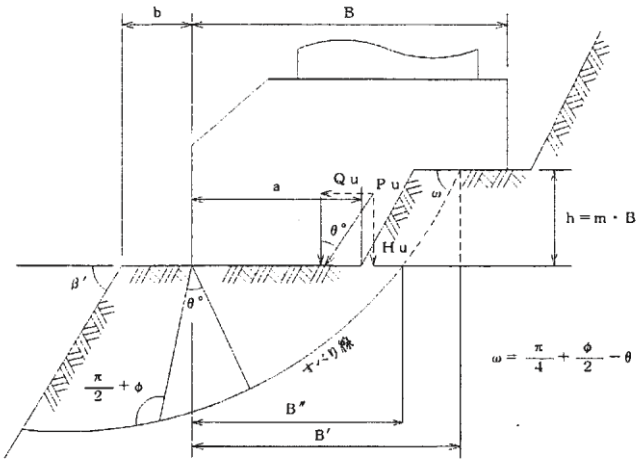


図 6－a　断切り基礎のすべり面

β’：斜面傾斜角度（°）

ただし、地震時は次のように震度を考慮した角度（β_e）とする。

$$\beta_e = \beta' + \tan^{-1} k_h$$

k_h　：基礎地盤の震度

4－4 杭基礎

4－4－1 設計一般

(1)　杭基礎の常時、地震時（震度法)、暴風時の設計は、次によるものとする。
　1）各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。
　2）杭基礎の変位は、許容変位以下とする。
　3）杭基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。
(2)　レベル 2 地震時における耐震設計は、杭体および地盤の抵抗要素の非線型性を考慮した設計モデルを用いて、安全性を照査しなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　12.1＞

(1) 常時、地震時（震度法）および暴風時の設計は、次によるものとする。

1）上部構造から各々の杭に伝達される軸方向押込み力、軸方向引抜き力は、許容支持力以下となるように設計しなければならない。

設計条件によっては、負の周面摩擦力や偏土圧のような杭本体に直接作用する力に対しても所要の安全性が確保されるように設計する必要がある。また、必要に応じて群杭の影響についても検討しなければならない。

2）一般に杭基礎の水平方向の安定照査に関しては、水平変位により照査するものとする。杭基礎の設計における許容変位としては、4－1 に規定するように上部構造から決まる許容変位と下部構造から決まる許容変位とを考慮しなければならない。

(2) 杭基礎の地震時保有水平耐力法における標準的な解析モデルは表 6－37 に示す通りである。地震時(震度法)では杭および地盤抵抗要素は弾性体として扱うが地震時保有水平耐力法では弾塑性型となる。また、設計計算フローを、図 6－112 に示す。

表 6－37　杭基礎の解析モデル

			常時、暴風時、レベル 1 地震時	レベル 2 地震時
杭の剛性	鋼　　管		弾性	弾塑性型（バイリニア型)
	場所打ち、PHC、SC		弾性	弾塑性型（トリリニア型)
地盤抵抗要素		鉛直方向	弾性	弾塑性型（バイリニア型)
		水平方向	弾性	弾塑性型（バイリニア型)

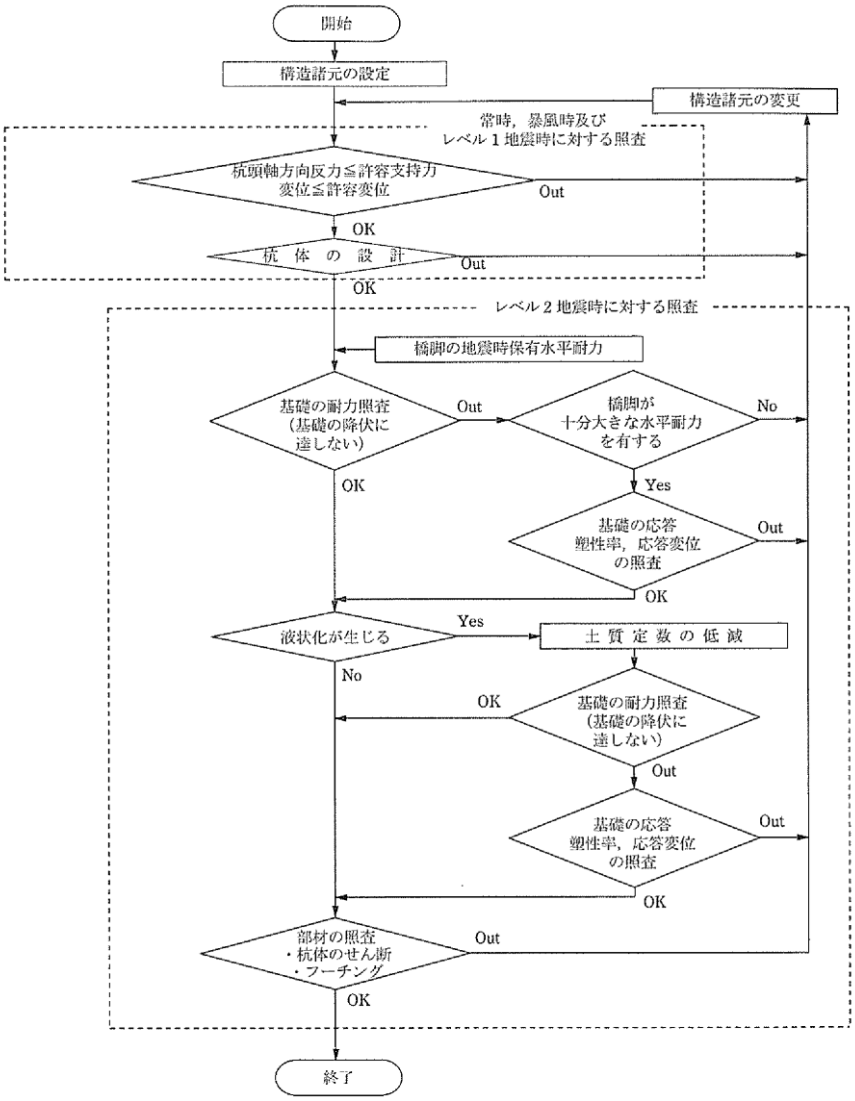


図 6－112　橋脚の杭基礎の設計計算フロー

4－4－2 杭配列上の原則

(1)　杭は原則として最小 2 列以上の配列とし、その最小本数は 4 本とするものとする。
(2)　水平力によって杭本数が定まる場合は、斜杭の検討をおこなうものとする。
(3)　斜め橋台の杭配置は、構造性や配筋の容易さを考慮して設定するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　12.3＞

(1) 杭は不等沈下をさけるため、できるだけ均等な荷重を受けるように配置するものとし、1 つのフーチングの杭の最小本数は 4 本とする。

(2) 斜杭を用いる場合は、以下の点に留意するものとする。

1）斜杭は原則として、複数列の直杭と組合せて用いるものとする。

2）斜杭の傾斜角は原則として 10° とする。

3）場所打ち杭は斜杭として使用しないものとする。

4）斜杭の場合、既製コンクリート杭は原則として継手なしとし、鋼管杭も現場継手 1 箇所程度におさえるものとする。

5）斜め橋台（75° 未満）においては、常時不均衡な杭反力を有することから、斜杭は用いないものとする。

6）圧密沈下を生じる地盤においては、圧密沈下により斜杭自体に荷重が作用し、これにより曲げを生じることから斜杭は用いないものとする。

7）斜杭を用いる場合は、直杭は全本数の 1/3 以上とする。

(3) 斜め橋台の杭配置は以下に留意して適切に行わねばならない。

1）杭の配置は土圧方向に合わせる事を原則とする。ただし、斜角が 75 度以上の場合や 75 度未満の場合でもフーチングの拡大が困難な場合など、杭配置が困難になる場合はこの限りでない。

2）フーチングの配筋が困難とならぬよう、フーチング主鉄筋と平行に配置する。

3）側方移動の判定が必要な軟弱地盤上の橋台では、土圧方向に一致させるものとする。

4）フーチングが拡大された橋台では、図 6－113 に示すように計算上の本数の外に、鋭角部にも標準部と同等の間隔で配置しなければならない。ただし、三次元解析などのように偏土圧を考慮した解析を行った場合はこの限りでない。

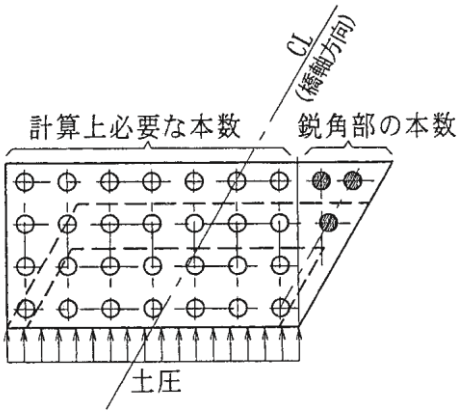


図 6－113　フーチングが拡大された斜め橋台の杭配置

4－4－3 杭の最小中心間隔

(1)　回転杭を除く杭の最小中心間隔およびフーチング縁端距離は、原則として表 6－38 のとおりとする。

表 6－38　杭の最小中心間隔およびフーチング縁端距離

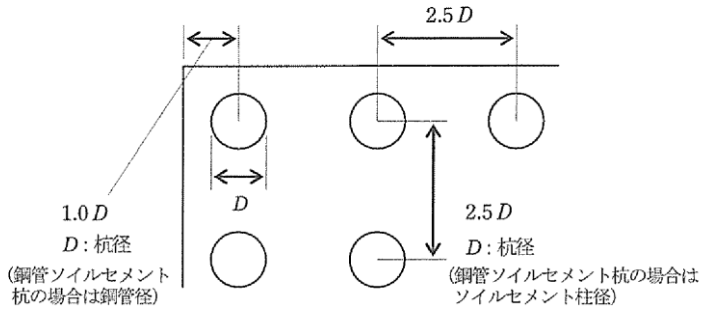
最小中心間隔	杭中心からフーチング縁端までの距離
2.5D	1.0D

ここに、D：杭径（鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径）

(2) 回転杭において、羽根外径 Dw／杭径 Dp が 1.5 倍の場合は 2.5Dp、羽根外径 Dw／杭径 Dp が 2.0 倍の場合は 3.0Dp とし、杭先端の羽根どうしの純間隔として 1.0Dp 以上確保している場合は、杭軸方向支持力は設計上群杭の影響を考慮しなくてよい。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　12.3＞

(1) 杭の中心距離、縁端までの距離は図 6－114 のとおりとする。



(a) フーチング縁端距離　　(b) 杭の中心間隔（回転杭は除く）

図 6－114　杭の位置

4－4－4 杭の軸方向許容支持力および許容引抜き力

(1)　杭の軸方向許容支持力は、道示Ⅳ12.4.1 によるものとする。
(2)　杭の軸方向許容引抜き力は、道示Ⅳ12.4.2 によるものとする。
(3)　薄層支持される杭の軸方向許容支持力は、道示Ⅳ12.4.4 および杭基礎設計便覧によるものとする。

(1)

1）杭の軸方向許容支持力は、根入れによって極端に大きくなる事があるが、大きく期待しすぎると、施工時における中間層の打ち抜きの可否､杭の損傷､支持力の発現などの問題も発生することがある。したがって、極端な許容支持力が出た場合は次の事項に留意するものとする。

① 中間層の地質調査の信頼性

② 打込み時の施工の妥当性

③ 各部構造の照査、杭種、杭径および配列の妥当性

なお、杭種、杭径別の許容支持力の目安は表 6－39 に示すとおりである。

表 6－39 許容支持力の目安（常時）

杭　　種	杭 径 (m)	R_a (kN)
鋼　管　杭 P　H　C　杭	0.6	900±300
	0.8	1400±500

2）支持層が軟岩、土丹の場合の極限支持力度は、次のとおりとする。

① 打込み鋼管杭については、道示Ⅳ参考資料 7.「軟岩・土丹を支持層とする打込み鋼管杭の軸方向押込み支持力の推定方法（案）」によるものとする。

② 場所打ち杭については、一軸圧縮強度(2,000～3,000kN/m^{2}程度まで)の 3 倍程度を目安とするが、現場の状況、コアの性状、岩石試験などからその強度が明らかに期待できると判断される場合は、その試験結果をふまえ適切に定めるものとする。また、一軸圧縮強度 qu 値がとれない場合は、杭先端地盤における換算 N 値を用いて 60N として qd を求めて良い。

3）十分に固結した砂礫層での場所打ち杭先端の極限支持力度 qd は、5000kN/m^{2}とする。なお、十分に固結した砂礫層とは、N 値 50 以上の層が概ね 5m 以上続き、転石などがからんでいない層をいう。

4）N 値が 5 以下の軟弱層では、粘着力を N 値より推定することは信頼性が乏しいため、N 値より最大周面摩擦力を推定してならない。この場合は、別途土質試験により粘着力を求め、これにより最大周面摩擦力度を推定するものとする。

5）プレボーリング杭、鋼管ソイルセメント杭、回転杭の杭先端の極限支持力度は、道示Ⅳ12.4.1 の規定によるものとする。

(2) 常時においては原則として、引抜き力が生じないよう杭を配置するものとするが、やむを得ず引抜き力が生じる場合においても、その引き抜き力は杭の有効重量以下とするものとする。

ただし、不静定構造物で温度変化の影響が大きいなど、特殊な場合はこれによらなくてよいものとする。

(3) 道示に示されている杭先端の極限支持力度の算定法は、良質な支持層が十分な厚さを有する場合の単一地盤を前提にしている。中間層に十分締まった洪積の砂礫地盤や砂地盤が薄層として存在する場合で、下位粘土層の qu≧100kN/m^{2}かつ H／D≧1.0 以上となる場合は、薄層支持杭として先端の極限支持力を算定するものとする。

薄層支持された杭の極限支持力度は、道示Ⅳ12.4.4 および杭基礎便覧より求めるものとする。ただし、中掘り杭の先端処理工法がセメントミルク撹拌の場合は、これによらないものとする。

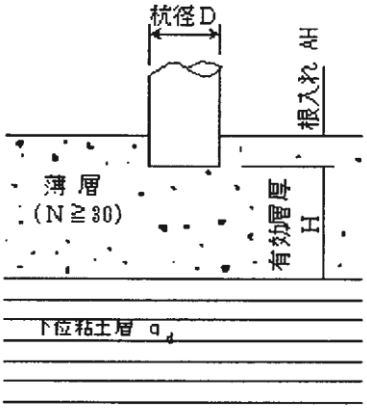


図 6－115　薄層支持の概念図

(4) 打ち込み杭以外の杭の許容支持力の算出において、支持層内の先端から杭径程度の範囲の周面摩擦力は考慮しないものとする。

(5) 施工技術の進歩により場所打ち杭を岩盤深く埋め込むことが可能となり、岩盤中の杭の周面抵抗を期待して設計することが考えられるが、岩盤中の周面抵抗に関するデータはほとんどなく、支持力推定方法が明確でない等から、岩盤への根入れは 1D 程度とすることが望ましい。

やむを得ず、場所打ち杭を岩盤深く埋め込み、岩盤中の周面抵抗を考慮する場合は、個別に鉛直載荷試験を実施した上で設計を行う必要がある。

4－4－5 杭の反力および許容変位量

(1) 杭反力および変位量の計算はフーチングを剛体とし、フーチングの変位を考慮した変位法によるものとする。

(2) 杭の許容変位量は表 6－40 のとおりとする。

表 6－40 許容変位量（設計地盤面）

杭径（㎜）	許容変位量
D≦1500	15㎜
D＞1500	杭径の 1%かつ 50㎜ 以下

1）許容変位量は常時、レベル 1 地震時とも同じ値を用いるものとする。

2）橋台においては杭径の大小にかかわらず、常時での許容変位量は 15㎜ 以下とするが、レベル 1 地震時は表 6－40 のとおりとする。

3）暴風時の許容変位量はレベル 1 地震時の値を準用するものとする。

4）杭の変位を許容変位以下にしようとすると、杭体応力度又は鉛直支持力に著しく余裕が生じる場合は、橋脚の杭基礎に限り、道示Ⅳ12.10.4 に規定するような地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法を用いて照査してもよい。

(1)

1）橋脚高が高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右される場合があるので、このような場合は暴風時としての安定計算をおこなうものとする。ただし、土質定数は常時の値を使用し、各許容値の割増し係数は地震時の考え方に準ずるものとする。

2）同一フーチング内に著しく異なった長さの杭を有する場合は、最も長い杭の $\beta \cdot \ell < 2$、かつ $\eta = \ell_S / \ell_C < 0.6$（ここで、$\ell_c$：最も長い杭の杭長、$\ell_S$：最も短い杭の杭長）の杭基礎では各杭の荷重分担を考慮して設計するものとし、$\beta \cdot \ell \geqq 2$ または $\eta \geqq 0.6$ の杭基礎では、平均長さを有する単一杭長の杭基礎として設計するものとする。ただし、単一杭長として設計した場合、短い杭のくい反力は解析値より大きくなる傾向にあるため、杭本体の設計にあたっては短い杭の断面力は 10%程度余裕をもたせるものとする。

(2) 杭の許容変位量は、上部構造から決まる許容変位と下部構造から決まる許容変位があるが、本項に示す許容変位は下部構造から決まる値であり、その値は設計地盤面における値とする。

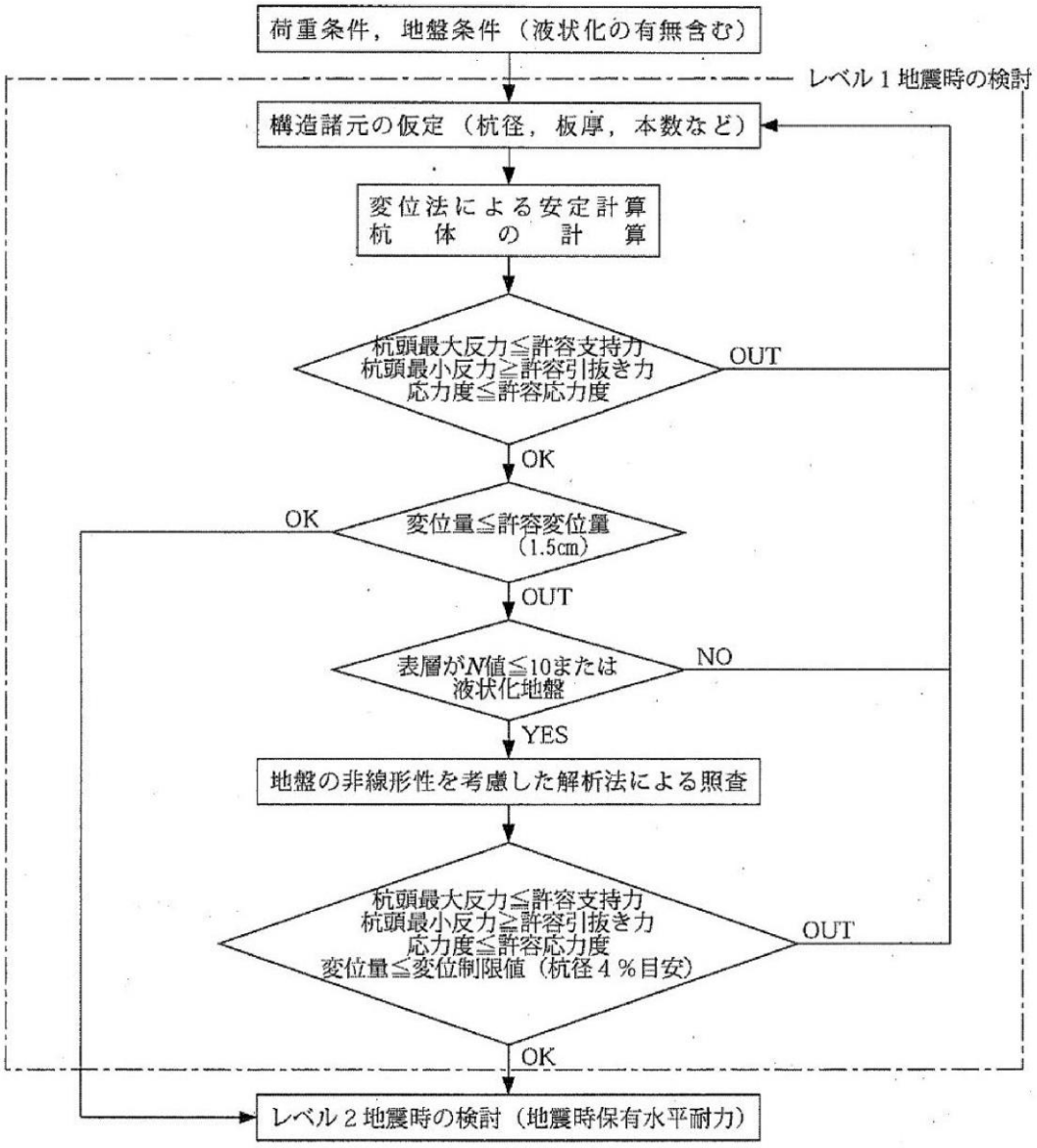
4）変位法は地盤及び杭体が弾性挙動することを前提としたものである。このため、地盤に過大な非線形性が生じないように許容変位を設けており、この値は地盤の硬軟、杭種にかかわらず一定の値（杭径の 1%）としている。地盤条件、杭種によっては、基礎の変位を許容変位以下にしようとすると、杭体応力度又は鉛直支持力に著しく余裕が生じる場合があることから、その場合は地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法を用いて水平変位の制限値を緩和してよいこととした。現在までの載荷試験等による水平変位の緩和値の目安は以下のとおり。なお、場所打ち杭については、基礎の水平変位の制限値を緩和することはできない。

杭　　種	水平変位の緩和値
鋼管杭、PHC 杭、SC 杭、 鋼管ソイルセメント杭	杭径の 3.5%

ただし、条文は杭基礎に過度の残留変位が生じない範囲での適用に限定され、以下の条件を満足する必要がある。

① 比較的軟弱な地盤（表層深さℓ／β程度までの地盤の平均 N 値が 10 程度以下、または液状化の可能性のある地盤）

② レベル 1 地震時の設計において、杭体が弾性体として扱える杭（鋼管杭、PHC 杭、SC 杭、鋼管ソイルセメント杭）の水平変位の制限を緩和したレベル 1 地震時の杭基礎設計のフローを以下に示す。



4－4－6 杭のバネ定数

(1) 杭の軸方向バネ定数 Kv

1）押込み力が生じる杭の軸方向バネ定数は、道示Ⅳ12.6.1 により求める。

2）引抜きが生じる杭の軸方向バネ定数は、押込み方向のバネ定数と同一とする。

3）地震時保有水平耐力法の照査に用いる杭軸方向バネ定数は、常時と同じ値としてよい。

(2) 杭の直角方向バネ定数

1）常時およびレベル 1 地震時における杭軸直角方向地盤反力係数およびバネ定数は、それぞれ道示Ⅳ9.5.2 および 12.6.2 により求める。なお、暴風時の地盤反力係数は常時の値を用いておこなう。

2）地震時保有水平耐力法における杭の軸直角方向地盤反力係数は、道示Ⅳ12.10.4 により求める。

場所打ち杭の Kv は L／D が 10 以下の場合では、L／D＝10 の値を用いてもよい。鋼管杭 Kv の算定は、腐食代 1㎜ を考慮した頭部における値とする。

4－4－7 杭とフーチングの結合部

杭とフーチングの結合は原則として剛結合とし、結合方法は、道示Ⅳ12.9.3 に示す方法とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　12.9.3＞

(1) 杭とフーチングの結合方法は、従来の道示で規定される「方法 A」および「方法 B」があるが、「方法 A」については、近年はほとんど使用されていないことから削除されており、H24 道示においては従来方法 B と呼ばれていた接合法が示されているため、これを基本とする。

(2) 従来鋼管杭において「方法 B」を用いた場合、結合部の断面耐力が小さいため、杭断面応力度に余裕があるにもかかわらず杭本数を増やさざるを得ない場合に、経済性を考慮し、補強鉄筋を杭本体に溶接する方法（「方法 B'」）が用いられてきたが、現場溶接による溶接の品質等の問題があるため用いないものとする。

(3) 杭とフーチングの結合部の応力度照査は、表 6－42 に示す項目についておこなうものとし、計算方法については「杭基礎設計便覧」によるものとする。

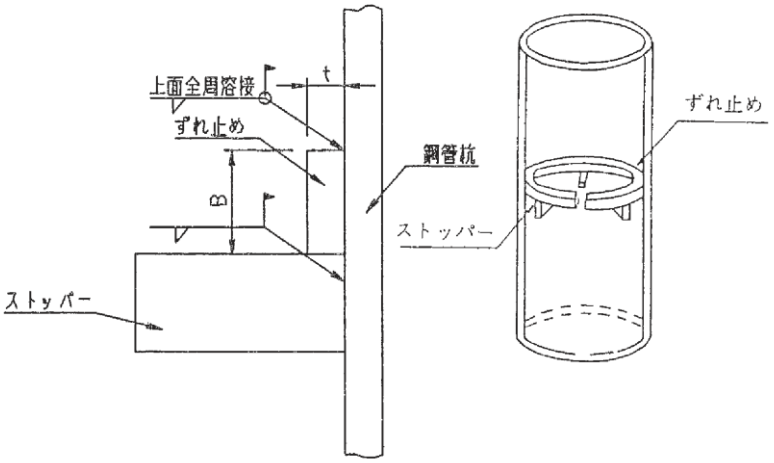
表 6－42　応力度照査項目

	鋼管杭	PHC 杭 RC 杭	場所打ちコンクリート杭
垂直支圧応力度	○	○	○
押抜きせん断応力度	○	○	○
水平支圧応力度	○	○	○
端部杭の水平押抜きせん断応力度	○	○	○
仮想鉄筋コンクリート断面応力度	○	○	○

1）水平支圧応力度の照査において杭のフーチングへの埋込み長が 100㎜ で許容値を満足しない場合は 150㎜ までとしてよいものとする。　＜設計施工マニュアル橋梁編東北地建＞

2）仮想鉄筋コンクリート断面の地震時保有水平耐力による照査は、降伏させない事を原則とする。場所打ち杭の場合は、杭本体以上の耐力を有しているので照査を省略して良い。

(4) 鋼管杭における中埋めコンクリートのずれ止めの現場溶接は、その施工性を考慮し、ずれ止め上側一面の全周すみ肉溶接とする。この場合、溶接サイズ（脚長）はずれ止め厚さ以下とし鋼管杭の肉厚以内とする。ずれ止めの構造を図 6－117 に示した。



杭　径（㎜）	t（㎜）	B（㎜）
800 未満	9	25
800～1200	12	25

図 6－117　ずれ止めの取付構造

(5) 杭頭結合部の補強鉄筋は、フーチング下側主鉄筋の中心位置から L_0＋10d 以上まっすぐにのばし、定着することを原則とする。

4－4－8 地震時保有水平耐力法による耐震設計

(1)　橋脚基礎に対する地震時保有水平耐力法による設計は、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮した地盤バネに支持された杭ラーメン構造を用い、下記を照査するものとする。

1）基礎は作用荷重に対して、原則として降伏状態に達してはならない。

2）橋軸直角方向でかつ橋脚の耐力が著しく大きい場合および液状化が生じる場合には、基礎に主たる非線形性が生じることを許容するものとするが、基礎本体には過大な損傷を生じさせないよう許容応答率に準じて定める制限値を超えてならない。

3）基礎に生じる変位により橋梁全体の安定性を損なわないよう、基礎天端中心位置に生じる水平変位および回転角は、それぞれの制限値を超えてならない。

4）基礎の各部材の耐力は、それぞれに生じる断面力以上でなければならない。

(2)　基礎の抵抗特性は非線形を考慮して道示 12.10.4 により求める。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　12.10＞

(1) 杭基礎と地震時保有水平耐力法は図 6－118 に示すフローでおこなうものとする。この際に用いる計算モデルは、図 6－119 に示すようにフーチングを剛体とし杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造とする。また、地盤の非線形特性や杭体の曲げ剛性の変化の影響を加味して杭基礎をモデル化するものとする。この場合の着目点ピッチは 50cm 以下を標準とする。

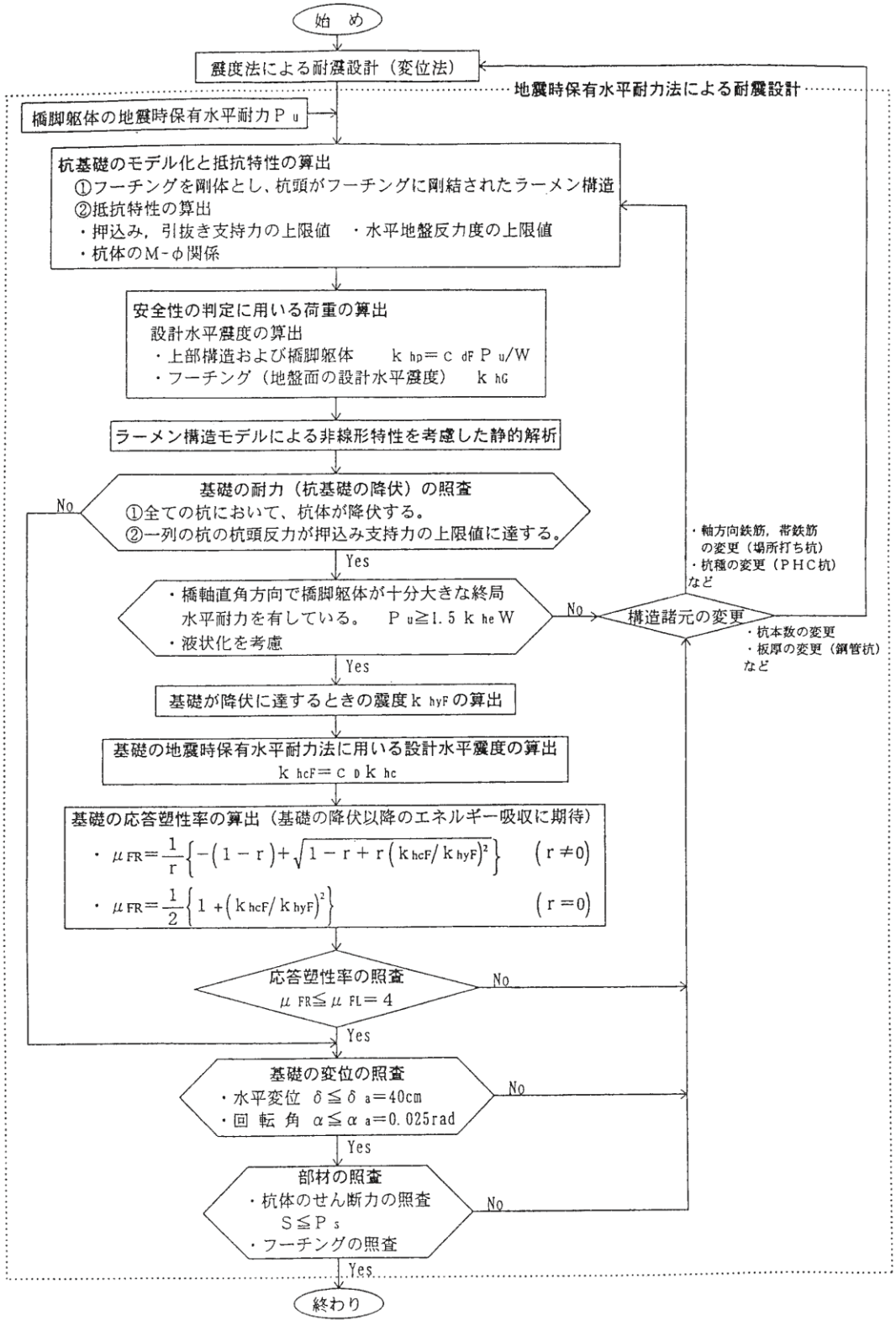


図 6－118　地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震設計の手順

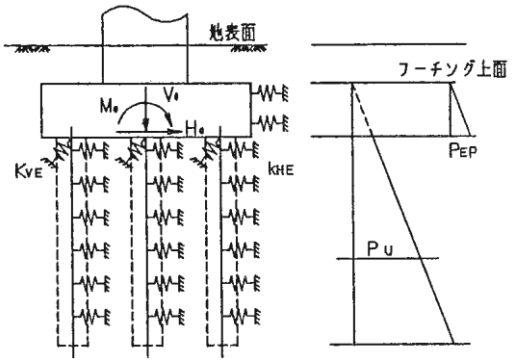


図 6－119　地震時保有水平耐力法の解析モデル

1）地震時保有水平耐力法による杭基礎の耐震設計では、基礎の耐力は橋脚躯体の耐力以上とする事が原則である。具体的には、杭基礎が作用荷重に対して基礎が降伏に達しない事を照査する。

作用荷重は以下とする。

①鉛直力　　：上部工死荷重反力、橋脚自重（梁、柱、フーチング）、フーチング上の土砂重量ただし浮力は考慮しない。

②水平力　　：上部工重量、橋脚重量（梁、柱）、フーチング（Khg 地盤面での水平震度）重量ただし、流動化が発生する場合には流動力のみ

③曲げモーメント：②の水平力が各部の慣性力作用位置に作用したときに底版下面に生じる曲げモーメント

④橋脚躯体、底版および杭体に作用する液状化に伴う流動荷重

杭基礎の降伏とは、基礎の水平変位および回転変位により上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時である。ここでは、設計実務の簡素化を考慮し、杭基礎の降伏としては、次のいずれかが最初に達する時として良い。

①　全ての杭体が降伏モーメントに達した状態

②　1 列の杭の杭頭反力が、押し込み支持力の上限値（極限支持力）に達した状態。

2）壁式橋脚の橋軸直角方向や、橋軸方向であっても躯体形状が桁座幅の確保などで決定され、高さに比較して躯体幅が大きい場合は、橋脚耐力が作用する地震荷重に対して著しく大きく（Pu≧1.5 khc・W）なる場合がある。このような場合、基礎の耐力を橋脚躯体の終局水平耐力よりも大きくしようとすると、構造断面が過度に増大し、不合理な設計になる可能性があるため、基礎の降伏以降の塑性化による地震のエネルギー吸収を期待して道示Ⅴ12.4 で設計してよい。

また、液状化が生じる場合には、基礎周辺の地盤の強度や支持力が低下することにより基礎全体としての耐力が低下するため、前述と同様な問題が生じる。したがって、この場合も前述と同じ方法で設計してよい。ただし、液状化が生じる地盤では、液状化しない状態でも耐震設計しなければならない。

尚、道示Ⅴ12.4 に示す、基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比 r は 0、減衰定数別補正係数 C_D は 2/3 とするものとする。許容塑性率は、橋脚杭基礎で 4、橋台杭基礎で 3 とする。斜杭は橋脚で 3、橋台で 2 とする。また、場所打ち杭に SD390、SD490 を使用する場合、橋脚は 2、橋台は基礎を塑性化させないこととする。

3）橋脚基礎に生じる変位により橋全体系の安全性が損なわれないよう、1）および2）で求めた基礎の変位は、制限値以下とする。

制限値は水平変位が40cm、回転角を0.025radとする。

4）杭基礎の各部材が１）で求められる基礎の各部材の断面力を上回る事を照査する。杭本体の曲げモーメントについては、部材の降伏による剛性低下を考慮しているため照査を省略し、せん断に対する照査のみでよい。

ただし、鋼管杭は杭体の降伏においては、曲げモーメントが影響が支配的であることから、せん断の照査は省略してよい。

(2) 常時、震度法で用いられている変位法では、杭は押し込み、引き抜き、曲げに対して線形弾性であると仮定して、杭頭における軸方向および軸直角方向のバネ常数は荷重によらず一定としている。地震時保有水平耐力法では、杭および地盤抵抗の非線形特性を考慮しなければならない。

1）杭体の曲げモーメント－曲率関係（M－φ）

場所打ち杭、PHC杭の杭体のM－φの関係は、図6－120に示すようトリリニア型でモデル化するものとする。また、鋼管杭のM－φの関係は、図6－121に示すよう全塑性モーメントを上限とするバイリニア型とする。

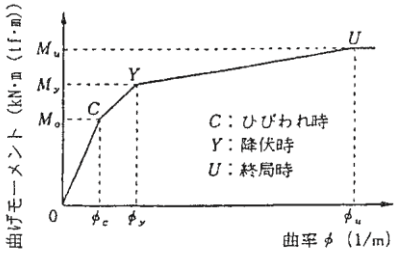


図6－120　場所打ち、PHC杭のM－φ図

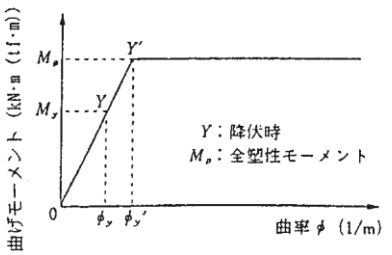


図6－121 鋼管杭のM－φ図

2）杭の軸方向抵抗特性は、図6－122に示すような杭の軸方向バネ定数K_{VE}を初期勾配とし、押し込み支持力の上限値P_{NU}および引き抜き力の上限値P_{TU}を上限値とするバイリニア型とする。杭軸直角方向の抵抗特性は、図6－123に示す水平方向地盤反力係数K_{HE}を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値P_{HU}を有するバイリニア型とする。

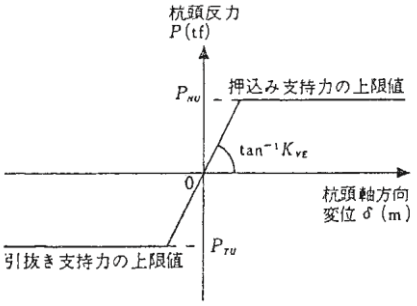


図6－122　杭の軸方向特性

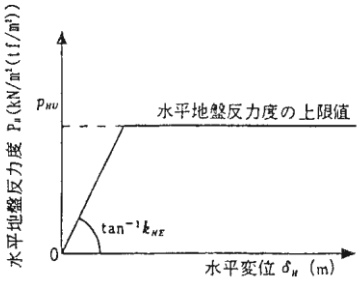


図6－123　杭軸直角方向

3）地下水位以下等水中でのP_{HU}の算定は、有効重量を用いて算定するものとする。尚、P_{HU}を算出する際の受働土圧強度Puの頂点は、長期的に安定する地盤面として設定するものとし、フーチング上面とする事を原則とする。

長期的に安定する地盤面の設定は、下記の点に留意するものとする。

① 将来の開発や掘削によって乱されない

② 洗掘にたいして十分な余裕を確保されている

③ 耐震設計上無視する土層に該当しない

④ フーチングの埋戻しは原地盤の強度以上に施工が可能

⑤ 斜面が緩く設計上水平と見なす事が出来る。

4）フーチング前面地盤の抵抗は、3)に示したように長期的に安定する地盤面の場合は抵抗を考慮してよい。ただし、P_{EP}算定に用いる受働動圧強度の頂点は、フーチング上面とする。

4－4－9 鋼管杭

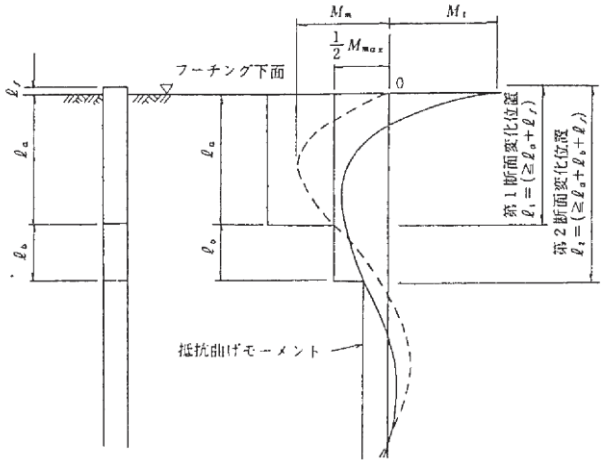
(1) 杭径は原則として 600㎜、800㎜、1000㎜ とする。

(2) 使用する板厚は杭径に応じて原則として表 6－43 の範囲とし、1 ㎜毎に決定する。なお、板厚変化の最大値は 7 ㎜とする。

表 6－43 杭径と板厚の範囲

杭径（㎜）	板厚の範囲（㎜）
600	9～16
800	9～16
1,000	12～19

(3) 杭の断面変化は図 6－124 に示す方法によるものとする。



―― 杭頭固定とした場合の曲げモーメント （M_t）

…… 杭頭ヒンジとした場合の曲げモーメント（M_m）

Mmax ：M_t，M_m のいずれか大きい方 （kN･m(tf･m)）

ℓ_1，ℓ_2 の長さ：0.5m単位で切り上げる。

ℓ_f ：フーチングへの埋込み長 （m）

ℓ_2 ：フーチング下面から地中部の曲げモーメントの値が最大曲げモーメント（Mmax）の 1 / 2 となる位置までの長さ （m）

ℓ_b ：第 1 断面下端位置より，設計用曲げモーメントと第 3 断面の抵抗曲げモーメントが一致する位置までの距離（m）で $\ell_b \geqq 2$ m とする。

図 6－124 断面変化の位置

(4)　杭の継手は原則として板厚および材質が異なるときは工場継手とし、同厚で同材質の場合は現場継手とする。杭の巣管の最小は 2m とする。

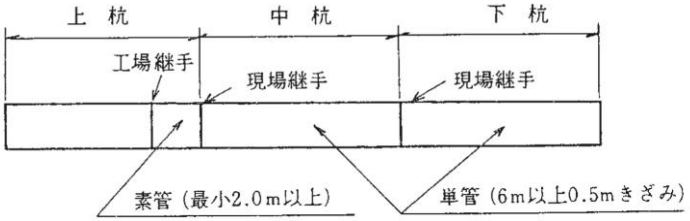


図 6－125　杭の継手位置

(5)　杭の腐食代

腐食代は塩害・電食などの特殊な場合を除き、一般には 1mm として設計を行うものとする、

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　12.11.3＞

＜杭基礎設計便覧(H27.4)　Ⅲ2-6-2、7-1＞

(1) 鋼管杭は、管の直径に比べ板厚が薄いことから、施工中の過大な打撃力あるいは偏心打撃による局部的損傷、杭保管時および重機などを使用してのハンドリング中の変形を考慮し、杭径に対する板厚を規定したものである。

(2) 鋼管杭の極端な断面変化は応力集中力が生じることから、この影響を考慮して板厚変換の最大値は 7mm としたものである。

(3) 杭の断面変化位置は、常時または地震時（震度法）で検討し、図 6－124 に従って決定する。

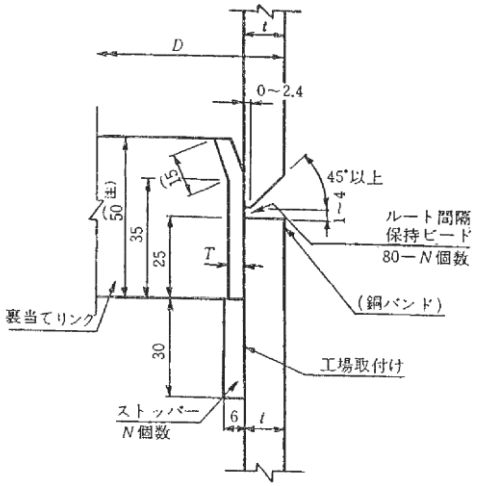
(4)

1）設計計算上、板厚変化が 7mm 以内で対応可能な場合には、工場継手は原則として 1 箇所とする。

2）単管の長さは 6m 以上 12m 以下 0.5m 刻みとする。(JIS A 5525)

3）現場継手部の許容応力度は、道示Ⅳ7 章に規定する工場溶接部の許容応力度の 90%とする。

4）現場継手の構造は図 6－126～128 とする。



注）杭外径 1,000 mm 以下は 50 mm，杭外径 1,000 mm を超えるものは 70 mm を使用する。ただし，中掘り杭工法の場合には杭径にかかわらず 50 mm を使用する。

図 6－126　現場継手の形状

表 6－44　胴バンドの寸法

外径 D（mm）	厚さ（mm）	幅（mm）
600 以下	10	50
600 をこえ 1,000 以下	12	50
1,000 をこえるもの	12	75

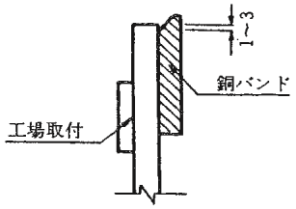


図 6－127　銅バンドの形状

表 6－45　裏当てリングの厚さ

外径 D（mm）	T （mm）
1,000 以下	4.5
1,000 をこえるもの	6.0

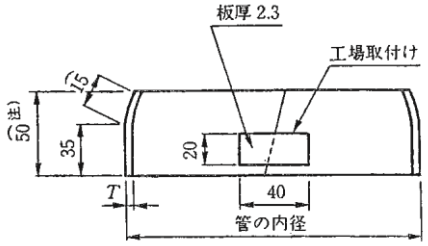


図 6－128　裏当てリングの形状

表 6－46　ストッパーおよびルート間隔保持ビード個数

外径 D（mm）	N （個）
600 以下	4
600 をこえ 1,000 以下	6
1,000 をこえるもの	8

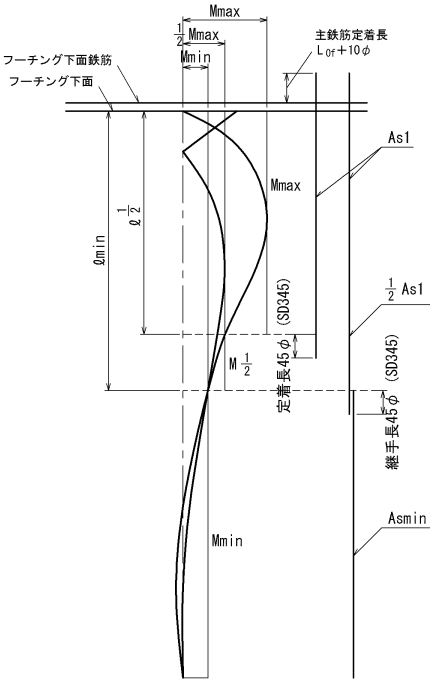
4－4－10 場所打ち杭（深礎杭を除く）

(1)　杭径は原則として、表 6－47 のとおりとする。

表 6－47　場所打ち杭（深礎杭を除く）の杭径

工　　法	杭　　径（mm）
オールケーシング工法 リ バ ー ス 工 法 ア ー ス ド リ ル 工 法	1.0、1.2、1.5、2.0

(2)　杭の主鉄筋断面変化は、図 6－129 によるものとし、断面変化設計フローを図 6－132 に示した。



Asmax　：配筋できる最大の鉄筋量
Asmin　：最小鉄筋量
As1　　：Mmax に対する鉄筋量
As1/2　：As1 の半分の鉄筋量
Mmax　：杭頭剛結、杭頭ヒンジ両曲げモーメントの最大値
M1/2　：＝Mmax÷2
Mmin　：最小鉄筋量に対する許容曲げモーメント
ℓ 1/2　：M＝M1/2 となる位置
ℓ min　：M＝Mmin となる位置

図 6－129　主鉄筋断面変化

(3)　鉄筋の配置は、次によるものとする。

1）主鉄筋は原則として一重配筋とし、鉄筋量、寸法、間隔などは表 6－48 によるものとする。

表 6－48　主鉄筋

項　　目	最大	最小
鉄　筋　比（%）	6	0.4
鉄　筋　径（mm）	一般には D35 程度	D22
鉄筋純間隔（mm）	300※	鉄筋径の 2 倍以上、 または 8cm 以上
鉄　筋　長（m）	12.0	3.5
鉄筋のかぶり	12cm	

※は鉄筋中心間隔を表す。

2）帯鉄筋は杭径に応じ表 6－49 に示す鉄筋量の外、橋脚基礎では地震時保有水平耐力の照査で決定するものとし、図 6－130 により配置するものとする。

表 6－49　帯鉄筋の径の目安

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

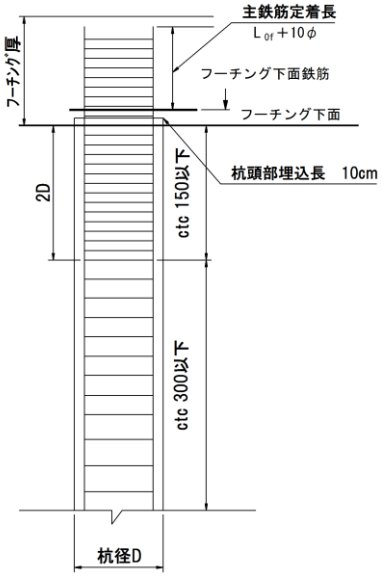


図 6－130　帯鉄筋の配置

3）オールケーシング工法では、杭先端に井げた状に組んだ鉄筋を配置するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　12.11.2＞

＜杭基礎設計便覧(H27.4)　Ⅲ2-6-5、7-4＞

(1) アースドリル工法で素掘りの場合の杭径は、公称径を設計径としてよいが、孔壁の崩壊防止のため人工泥水（安定液）を使用する場合には、設計径は公称径より 5cm を差し引いた値とする。

(2) 杭の主鉄筋断面変化をおこなう際のフローは、図 6－132 のとおりとする。

なお、施工時における鉄筋かごの座屈や変形等が生じないように配慮して、各断面 1 回の断面変化における鉄筋量は、1/2 程度以上の鉄筋量を確保するのが望ましい。

(3)

1）配筋に際しては、次の事項に留意するものとする。

イ）主鉄筋の最小純間隔は、水中コンクリートの充填性を考慮し、最大粗骨材径を 40mm として算定したものである。

ロ）鉄筋の重ね継手長は 45φとする。

ハ）鉄筋はできるだけ定尺物（3.5～12.0m まで 50cm 単位）を使用し、端数調整は最下端の鉄筋でおこなうものとする。

ニ）帯鉄筋は、帯鉄筋の直径の 40 倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、半円形フック又は鋭角フックを設ける。

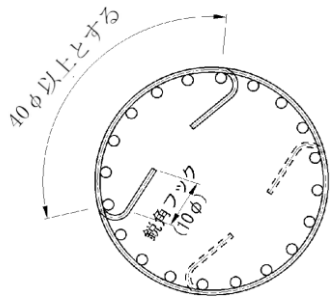


図 6-131　場所打ち杭の帯鉄筋定着方法

ホ）杭径が小さい場合、帯鉄筋のフックとトレミー管が干渉する場合があるので、帯鉄筋のフック形状、トレミー管径の選定に留意すること。

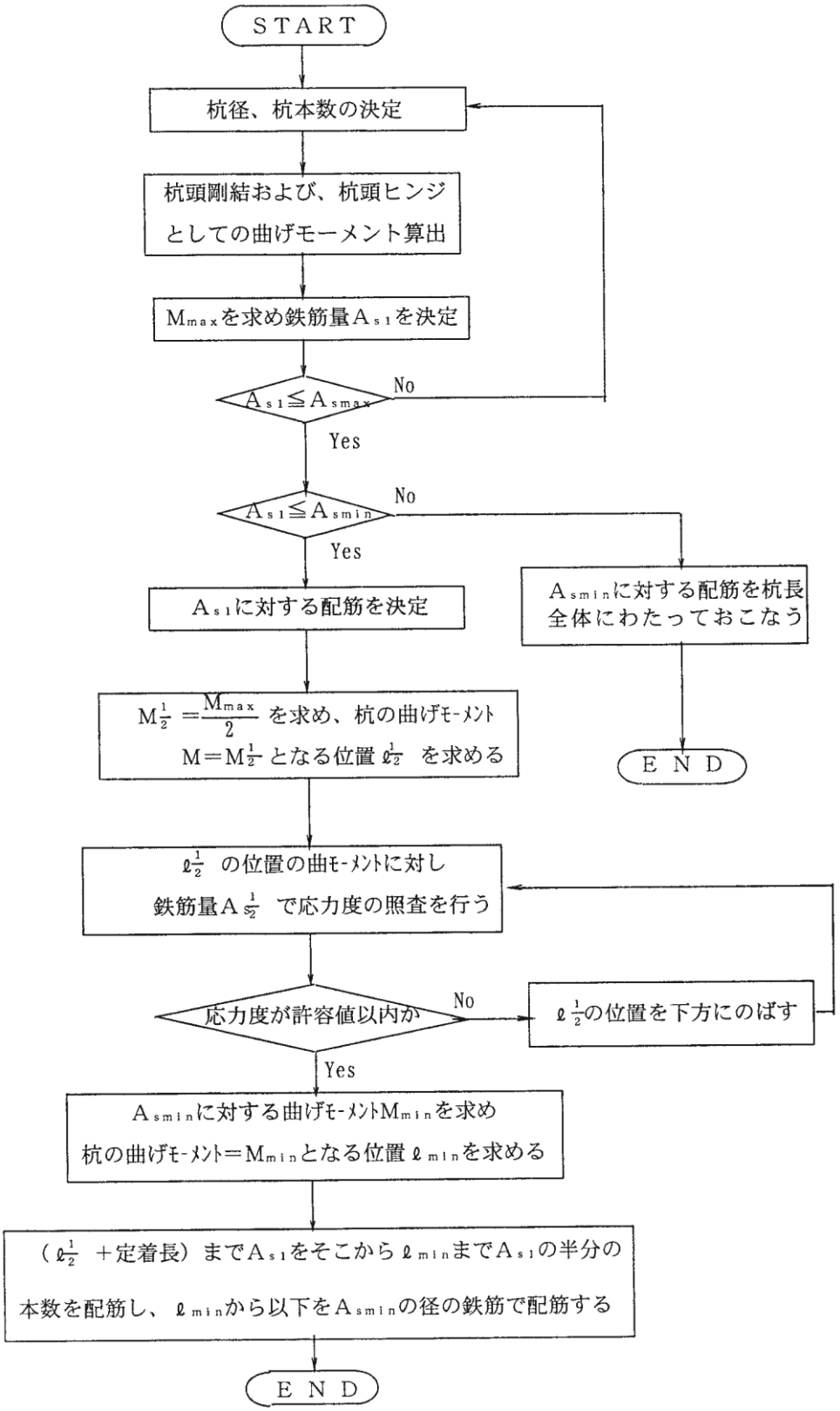


図 6－132　主鉄筋断面変化の設計フロー

2）場所打ち杭の杭頭は、フーチングで剛結され応力集中を受けるため、座屈防止、じん性確保、せん断補強などを目的とし、帯鉄筋はフーチング底面より杭径の2倍（設計地盤面がフーチング底面以下の場合は設計地盤面より杭径の2倍）の位置まで15cm以下の間隔で、かつ側断面積の0.2%以上の鉄筋量を配筋するものとしている。これを満足する杭径と鉄筋径の関係を表6－49に定めたものである。また、2Dの位置より以深についても同じ鉄筋径を用いるものとする。

また、地震時保有水平耐力法により杭体のせん断に対する照査を行った結果、帯鉄筋を密に配置する場合が生じるが、この場合でも水中コンクリートの充填性を考慮し、帯鉄筋の最小間隔は12.5cm以上とする。

3）ケーシング引抜きにより共上り防止を図るため、杭先端には図6－133に示す井げた状に組んだ鉄筋を杭底面に配置するものとする。

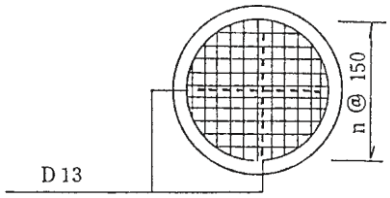


図6－133　くい先端部配置図

4－5 斜面上の深礎杭

4－5－1 設計一般

(1)　適用範囲

本項は、設計地盤面が 10°以上傾斜している斜面上に設けられる深礎基礎に適用する。

(2)　設計の基本

1）深礎基礎は斜面の影響を考慮して設計しなければならない

2）常時、暴風時および地震時（震度法）の設計に際しては、次の 2 つの計算モデルを用いて、安全性を照査しなければならない。

①　断面力、地盤反力および変位量の照査は、杭体および地盤の抵抗要素を弾性体と仮定した計算モデルを用いて行わなければならない。

②　水平方向安定度照査は、地盤の非線形を考慮した計算モデルを用いて行わなければならない。

3）橋脚基礎の地震時保有水平耐力法による耐震設計に際しては、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮した計算モデルを用いて、安全性を照査しなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　15 章＞

(1) 斜面上に設けられる深礎基礎は、平坦部に設けられる杭基礎とは挙動が異なるため、斜面の影響を基礎と地盤の抵抗特性に考慮した計算モデルを用い、斜面で必要とされる安全性を確保するように設計することを基本とする。

本項では、杭径が 5m 未満の基礎を対象としているため、5m 以上の柱状体深礎基礎は、基礎底面の浮き上がりを考慮する必要があるため、適宜道示Ⅳ15.7.2 柱状体深礎基礎の規定を参照する必要がある。

(2)

2）常時、暴風時および地震時（震度法）における設計の基本を示したものである。

深礎基礎の計算は、周辺の地盤抵抗に支持されたラーメン骨組として計算するものとし、基礎の地盤反力、変位量及び断面力について以下を満足しなければならない。

①　深礎基礎底面における鉛直地盤反力度は、地盤の許容支持力を超えてはならない。

②　深礎基礎の設計地盤面における変位量は、許容変位量を超えてはならない。

③　深礎基礎本体に生じる応力度は、許容応力度を超えてはならない。

また、地盤が弾性体であるという仮定が成り立つためには、基礎地盤が安定でなければならず、斜面という相対的に不安定な地盤を対象としていることから、地盤を弾性体として見なす計算だけでなく、基礎地盤の塑性化を考慮した計算法を用いて水平方向安定度照査を実施し、基礎の根入れ地盤の安定性を照査するものとした。

3）橋脚基礎の設計においては、道示Ⅴに規定される地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うことを基本とする。

4－5－2 支持層の選定

深礎基礎の底面は、所用の支持力が得られる良質な支持層に根入れするとともに、水平方向についても、長期的に安定した地盤に支持させるものとする。

斜面上深礎基礎の設計においては、設計地盤面をどの位置に設定するかによって結果が大きく異なるので十分な検討が必要である。

(1) 設計地盤面を設定する方法は、一般には下記の 2 つの方法のいずれかで行って良い。尚、設計地盤面の検討は常時およびレベル 1 地震時で行って良い。

1）表層土の強度および地盤構成、周辺地帯での崩壊の有無、地下水の状況などについて十分な調査を行い、十分に安定していると判断できる面を設計地盤面とする方法。

2）地盤の状況から 1）によりがたい場合は、斜面の安定計算を行い、安全率 FS が常時≧1.5、地震時≧1.2 を確保できる面を設計時盤面とする。この際の設計水平震度は 0.16（I 種地盤の場合）を用いるものとする。

(2) 設計地盤面以浅の土砂に起因して深礎基礎に作用する土圧は主働土圧として、作用幅は深礎径の 3 倍を考えるものとする。地震時は(1)で示した設計震度を用いるものとする。

以上の概要を図 6－134 にしめす。

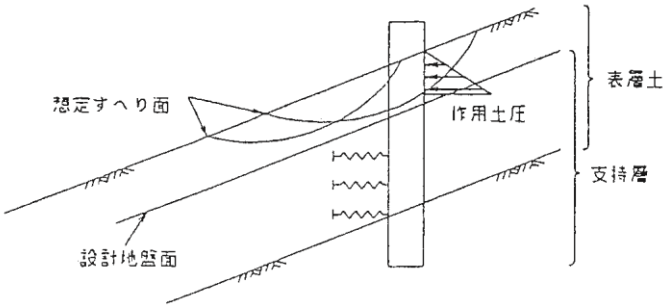


図 6－134　支持層と設計地盤面

(3) 現地盤が地すべりの危険性がある場合は、別途地すべりの位置や地すべりの荷重の取り扱いについて検討しなければならない。ただし、地すべり抑止工と橋梁の基礎とは、その許容する挙動の範囲や影響度が異なることから構造物の基礎と切り離して考えるものとする。また、工事用道路等、施工時に斜面を掘削する場合は、その影響を考慮して設計地盤面を設定しなければならない。

4－5－3 荷重分担

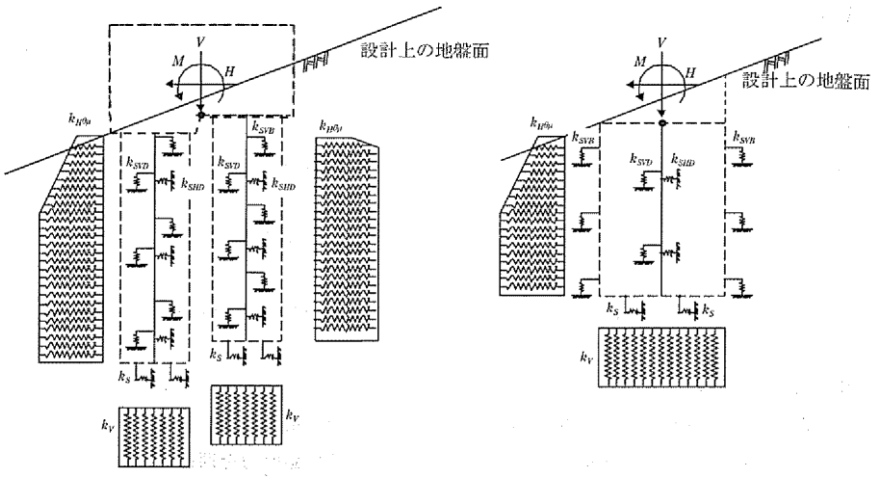
(1)　鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力で抵抗させる事を基本とする。
(2)　水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力で抵抗させることを原則とする。
(3)　自立性の高い地山で基礎周面地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場合においては、(1)又は(2)に加えて基礎側面地盤の水平せん断地盤反力度及び周面の鉛直せん断地盤反力を考慮してよい。
(4)　急斜面上の橋台、橋脚における設計は、下部構造の形態、上部工の支承条件による影響を考え、荷重分担を行わなければならない。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　15.2＞

(1) モルタルライニングや吹付コンクリートによる土留め工法では、杭周面のせん断地盤抵抗を考慮できるものとした。但し、ライナープレートによる土留構造は、ライナープレートと地山の間には、グラウトが充填されるものの、グラウト施工の不確実性やグラウト充填までに地山の緩みが生じやすい事等から、杭周面のせん断抵抗は設計上考慮しないものとする。

(2) 水平荷重は、設計地盤面よりも下方で支持されるものとして、フーチングの根入部および設計地盤面よりも上方では支持させてならない。

(3) (1)、(2)に示した深礎基礎の抵抗要素を図 6－135 および表 6－50 に示す。



(a) 組杭深礎基礎の場合　　(b) 柱状体深礎基礎の場合

k_{H0u}：基礎前面の水平方向地盤反力係数
k_S：基礎底面のせん断地盤反力係数
k_V：基礎底面の鉛直方向地盤反力係数
k_{SVB}：基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数
k_{SVD}：基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数
k_{SHD}：基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数

図 6－135　地盤抵抗要素

表 6－50 計算モデル

		常時，暴風時及び レベル１地震時に対する照査	レベル２地震時に対する照査
基礎の剛性		・線形	・曲げ剛性の低下を考慮
地盤抵抗要素	基礎底面の鉛直方向地盤抵抗	・線形	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大鉛直支持力による。
	基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗	・線形	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面のせん断抵抗力による。
	基礎前面の水平方向地盤抵抗	・バイリニア型* ・上限値は斜面の影響を考慮した基礎前面地盤の受働土圧強度による。	・同左
	基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗**	・バイリニア型* ・上限値は最大周面摩擦力による。	・同左
	基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗**	・バイリニア型* ・上限値は最大周面摩擦力による。	・同左
	基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗**	・バイリニア型* ・上限値は最大周面摩擦力による。	・同左

* 硬岩の場合，岩のピークせん断強度とピーク強度に達した後の強度低下の影響を考慮できるモデルとする。

** モルタルライニングや吹付けコンクリートのように基礎周面地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場合に考慮することができる。

4－5－4 杭配列

(1)　組杭深礎杭の最小本数は、橋軸方向及び橋軸直角方向それぞれに対して複数の深礎杭からなる 4 本以上の組杭構造とする。
(2)　組杭深礎基礎の杭径（公称径）は原則として 2.0m 以上とし、0.5m 毎に設定する。
(3)　柱状体深礎基礎の杭径は 5m 以上、組杭深礎基礎の杭径は 2m 以上とする。
(4)　最小中心間隔は原則として深礎杭径の 2 倍とする。また、深礎杭の外周面からのフーチング縁端までの距離は 250mm 以上とする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　15.3＞

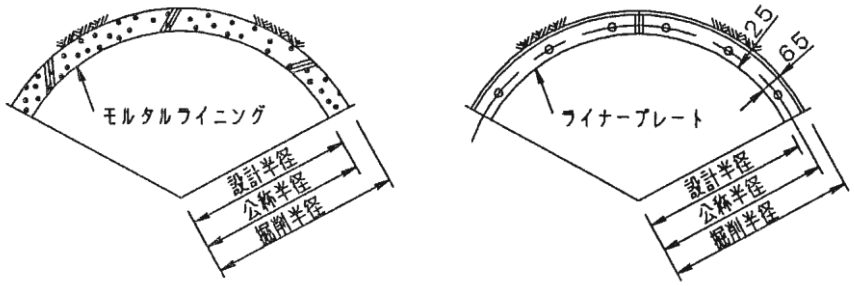
(1) 斜面に建設される深礎基礎は、平野部に比べて地盤抵抗の評価等が相対的に難しく、単列の深礎杭からなる橋台については、地震や降雨等による基礎前面斜面の不安定化に伴う被災事例が確認されている。

このため、斜面上の橋台において組杭深礎基礎を適用する場合には、周辺地盤が不安定になった場合の補完性又は代替性を考慮して、橋軸方向及び橋軸直角方向それぞれに対して複数の深礎杭からなる 4 本以上の組杭構造とするのがよい。

(2) 杭径は、作業性、安全性等から最小径を公称径 2.0m 以上とする。公称径は、一般には図 6－136 に示した通りである。

根入れ深さは施工時の安全性を考慮して定める必要がある。施工実績としては 30m 程度までとなっている。

(4) 深礎杭の外周面からフーチング縁端までの距離は、構造物の掘削量を少なくすることを考慮して最小 250mm としてよい。ただし、フーチングの水平方向の押し抜きせん断の照査を行うものとする。



(a) モルタルライニング　　(b) ライナープレート

図 6－136　深礎工法による深礎の径

4－5－5 地盤反力係数

地盤反力係数は、原位置での試験を行って求めた基本値に対して、斜面傾斜や隣接杭の影響を考慮して求めることを原則とする。やむを得ず、その他の地盤調査の結果より推定する場合には、類似地盤での試験結果等を参考にし、総合的に判断するのがよい。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　15.5＞

(1) 深礎杭の設計に用いる地盤定数は、原位置試験および室内試験をおこなうとともに、他の資料を参考とし適切に定めるものとする。なお、他の機関における変形係数、せん断係数の測定例は表 6－51、表 6－52 の通りである。

表 6－51　変形係数の測定例（kN/m²）

岩　級		粘板岩（ダムサイトの例）		花崗岩（本四連絡橋基礎の例）	
		範　囲	平　均	範　囲	平　均
硬岩	B	3,000,000 以上	※ 3,000,000	1,200,000～3,000,000	2,000,000
	CH	1,000,000～3,000,000	2,000,000	600,000～1,200,000	800,000
	CM	500,000～1,000,000	750,000	300,000～600,000	450,000
軟岩	DL	100,000～500,000	300,000	150,000～300,000	200,000
	D	100,000 以下		5,000～150,000	10,000～100,000

※最小値を示す

表 6－52　せん断定数の測定例

岩　級		粘板岩（ダムサイトの例）				花崗岩（本四連絡橋基礎の例）		
		C(kN/m2)		φ（度）		C(kN/m2)		φ（度）
		範　囲	平　均	範　囲	平　均	範　囲	代表値	平　均
硬岩	B	2,250～2,750	2,500	40～50	45	1,500～2,500	1,500	45
	CH	1,750～2,250	2,000	35～45	40	1,000～2,000	1,000	40
	CM	750～1,750	1,250	35～45	40	500～1,000	500	40
軟岩	CL	250～750	500	30～40	35	100～1,000	100	37
	D	100 以下	0	20～30	25	0～500	0	30～35

出典：「橋梁（設計要領等）と講習会テキスト」昭和 62 年 12 月　財団法人高速道路技術センター

(2) 斜面の影響や隣接杭の影響は、道示Ⅳ15.5.1 ならびに杭基礎設計便覧に基づくものとする。

4－5－6 地震時保有水平耐力による設計

(1)　橋脚基礎に対する地震時保有水平耐力法による設計は、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮できる解析モデルを用いて、柱状体深礎基礎の場合は有限長ばり、組杭深礎基礎の場合はラーメン構造として、下記を照査するものとする。

1）基礎は作用荷重に対して、降伏状態に達してはならない。

2）基礎の各部材の耐力は、それぞれに生じる断面力以上でなければならない。

(2)　深礎基礎の降伏は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮き上がりにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　15.8＞

(1) 深礎基礎が道示の杭基礎とケーソン基礎との中間的な特性を示すことから、表 6－53 に示す方法を用いるものとした。

この際に用いる計算モデルは、常時やレベル 1 地震時の水平安定照査に用いる弾塑性計算モデルを基本とし、地盤の抵抗要素に関する補正係数を変更するとともに、杭体の塑性化の影響を考慮した。

(2) 深礎基礎の全体挙動における降伏、すなわち、上部構造の慣性力作用位置での変位が急増する点は、地盤条件や基礎の諸元等の抵抗側条件と荷重条件との関連により決定され、局所的降伏が必ずしも基礎の全体挙動としての降伏と一致しない場合が存在する。そのため、図 6－137 に示す要領で、応答塑性率の照査に用いる単調増加な荷重を基礎に作用させ、基礎の荷重～変位関係を算定し、設計荷重作用時の基礎の状態と降伏時の基礎との比較から基礎が降伏しているかを判定するものとする。

また､以下に示す局所的降伏が上述の荷重～変位関係の急増点に先行して生じる場合は下記をもって、基礎の降伏と判定する。

①　基礎を構成する全ての杭体が降伏モーメントに達した状態

②　基礎の 1 列が杭底面での鉛直地盤反力が、杭底面の極限支持力に達した状態。

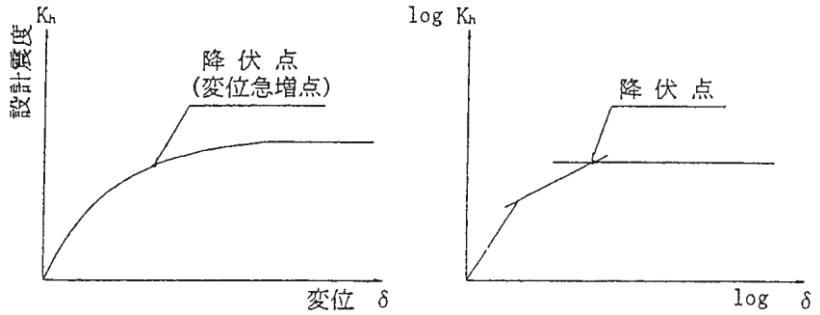


図 6－137 基礎の降伏

表 6－53　地震時保有水平耐力法の考え方

			内　　容	備　　考
解析モデル	モデルの種別		抗体･地盤抵抗の非線形性を考慮した面内ラーメン骨組モデル	道示Ⅳ15.8、杭基礎およびケーソン基礎に準拠。
	モデルの特性	抗体	杭の配筋状態に対応したトリリニア型M～φ関係を用いる。 ただし、抗体の降伏は抗本体水平面のうち、90度の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏した状態をする。 杭の軸力は、押込み杭は死荷重が作用した時の杭頭反力、引抜き杭は0とする。杭自重は考慮しない。	道示Ⅳ15.8、杭基礎およびケーソン基礎に準拠。
		杭前面の水平方向地盤抵抗	杭前面の拡がりを持ったすべり土塊の抵抗から算定される水平支持力を地盤反力の上限値としたバイリニア型地盤抵抗とする。	載荷試験の解析結果による。
		杭底面の鉛直方向地盤抵抗	杭底面の浮き上がり（有効載荷面積）、および地盤反力度の上限値を考えたバイリニア型地盤抵抗とする。	道示Ⅳ15.8、ケーソン基礎に準拠。
		杭底面の水平方向せん断地盤抵抗	杭底面の浮き上がり（有効載荷面積）、および地盤反力度の上限値を考えたバイリニア型地盤抵抗とする。	道示Ⅳ15.8、ケーソン基礎に準拠。
		杭周面のせん断地盤抵抗	杭周面（前背面および側面）の鉛直及び水平方向せん断地盤反力度の上限値を考慮したバイリニア型地盤抵抗とする。	道示Ⅳ15.8、ケーソン基礎に準拠。
	その他		フーチング前面抵抗は期待しない。 （ただし、慣性力は考慮）	
基礎の降伏			上部構造の慣性力作用位置の荷重～変位曲線の変位急増点により判定する。ただし、変位急増点に先立ち、以下の状態が先行して生じる場合には、その時点を降伏とする。 ① 全ての抗体が降伏した状態。 ② 一列の杭の杭底面地盤反力が極限支持力に達した状態。	載荷試験の解析結果および道示Ⅳ15.8、杭基礎の規定を一部準拠。

4－5－7 構造細目

(1)　鉄筋の配置

1）主鉄筋は二重配筋までとし、鉄筋量、寸法、間隔は表 6－54 によるものとする。

表 6－54－1　主鉄筋

項目	最大	最小
鉄筋径	D32	D22
純間隔	300mm	鉄筋径の 2 倍以上かつ 80mm 以上
鉄筋長さ	12m	3.5m
かぶり	帯鉄筋までの最小純かぶり 70mm	

2）帯鉄筋は D16 以上、中心間隔 300mm 以下とし杭基礎設計便覧Ⅲ2－6－5 によりせん断の照査を行い適切に配置するものとする。

ただし、せん断補強鉄筋が必要でない場合にも、柱状体深礎杭基礎は道示Ⅳ15.9(2)3)、組杭深礎基礎は道示Ⅳ12.11.2(3)2)により最小鉄筋量を満足するよう配置しなければならない。

表 6－54－2　帯鉄筋の最小鉄筋量

基礎の種別	最小鉄筋量	配置範囲
組杭深礎基礎	帯鉄筋の直径は 13mm 以上 中心間隔は 300mm 以下	下記以外
	側断面積の 0.2%以上 中心間隔は 150mm 以下	フーチング下面から 基礎径の 2 倍の範囲
柱状体深礎基礎	軸方向鉄筋の 1/4	基礎本体全長

3）主鉄筋は、原則として曲げモーメント最大位置から頭部まで変化させないものとする。

(2)　組杭深礎基礎の深礎杭の軸方向鉄筋のフーチングへの定着は、定着部がラーメン構造の接点部であることに配慮し、道示Ⅳ図－解 7.6.3(b)の定着長をフーチング下面から確保するのがよい。

(3)　組杭深礎基礎の深礎杭とフーチングの結合部は、鉛直方向及び水平方向の押抜きせん断について照査を行うものとする。

(4)　柱状体深礎基礎の躯体との接合部は、躯体からの荷重を確実に基礎本体に伝達できる構造としなければならない。

(5)　土留め構造

1）深礎杭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行うものとする。

2）設計土圧、設計計算法は杭基礎便覧のライナープレートの設計法に準じてよい。

(6)　柱状体深礎基礎の土留め構造は、吹付コンクリートとロックボルト等により、地盤の状況に応じて過去の実積から土留めパターンを決定するものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　15.7、15.9～15.10＞

＜斜面上の深礎基礎設計施工便覧(H24.4)　Ⅲ4-1～4-3＞

(1) 鉄筋の配置に際しては以下の点に留意するものとする。

1）深礎杭の場合は、鉄筋の組立やコンクリートの打込みなどの作業が大気中における鉄筋コンクリート構造物と同様に施工ができるため、二重配筋までとした。最大径は作業上からD32としたが、検討の上太径を使用しても良い。また、鉄筋かごの加工組立を地上でおこなう場合は4－4－10、道示Ⅳ 12.11.2による。

2）帯鉄筋の配筋に関する留意事項は以下に示す通りである。

① 組杭となる場合の帯鉄筋は、一般の場所打ち杭の様に、フーチング下面から少なくとも2倍の範囲内は、帯鉄筋の中心間隔を150㎜以下で配置し、地震時（震度法）および地震時保有水平耐力法でせん断照査をおこなって適切に配置するものとする。なお、斜面上の深礎杭の場合は、最大せん断作用位置が必ずしもフーチング下面になるとは限らないため、最大せん断位置で照査が必要である。

② 帯鉄筋は原則として最大D22、中心間隔の最小は10㎝とする。最小D16、中心間隔の最大は300㎜とする。

③ 杭体内部で組み立てる場合の帯鉄筋は､施工性から杭径に関わらず図6－138に示す通り二分割以上とする。継手は鋭角フックをつけた重ね継手とし、継手長は40φ、継手位置は各々90°ずらして配置するものとする。

3）発生曲げモーメントが最大となる位置より下方の配筋については場所打ち杭に準じて配置する。

4）土留め材に補強リングを併用したライナープレートを用いる場合には、補強リングに当たらないように主鉄筋の配置をするものとする。

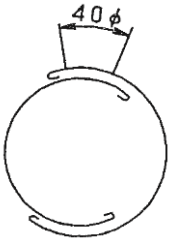


図6－138　深礎杭の帯筋

(2) 基礎杭とフーチングの結合部は剛結合として設計する。杭頭部の埋め込み長は10㎝とし、杭頭の主鉄筋は鉄筋の定着長L_0＋1/2D（D：杭径）以上をまっすぐ延ばして定着する事を原則とする。フーチングに埋込む主鉄筋定着部には杭頭部と同等の帯鉄筋を配置するものとする。

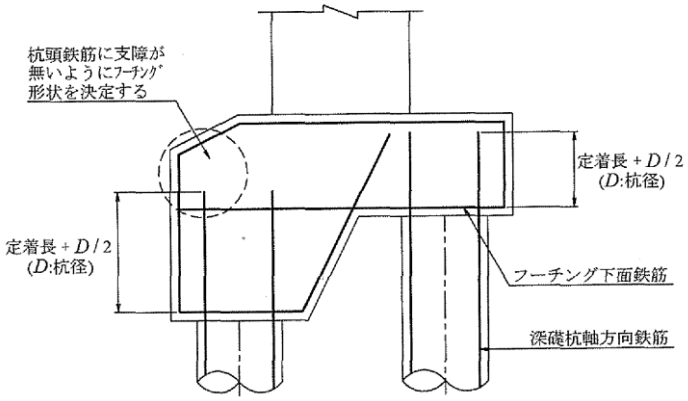


図6－139　組杭深礎杭のフーチングへの定着例

(3) 組杭深礎基礎の深礎杭とフーチングの接合部は、深礎杭頭部に作用する押込み力、引抜き力、水平力及び曲げモーメントに対して安全であることを照査する。具体的には、フーチング端部の深礎杭に対して鉛直方向及び水平方向の押抜きせん断について検討を行えばよい。

押抜きせん断の照査は、レベル 1 地震動については、コンクリートのみのせん断強度を用いるものとし、レベル 2 地震動については鉄筋を評価して照査する（斜面上の深礎基礎設計施工便覧Ⅲ3-4-3)。

(4) 柱状体深礎基礎の躯体との接合部は、道示Ⅳ15.7.2、斜面上の深礎基礎設計施工便覧Ⅲ2-5-2 等を参考にするのがよい。躯体接合部の構造の例を下に示す。

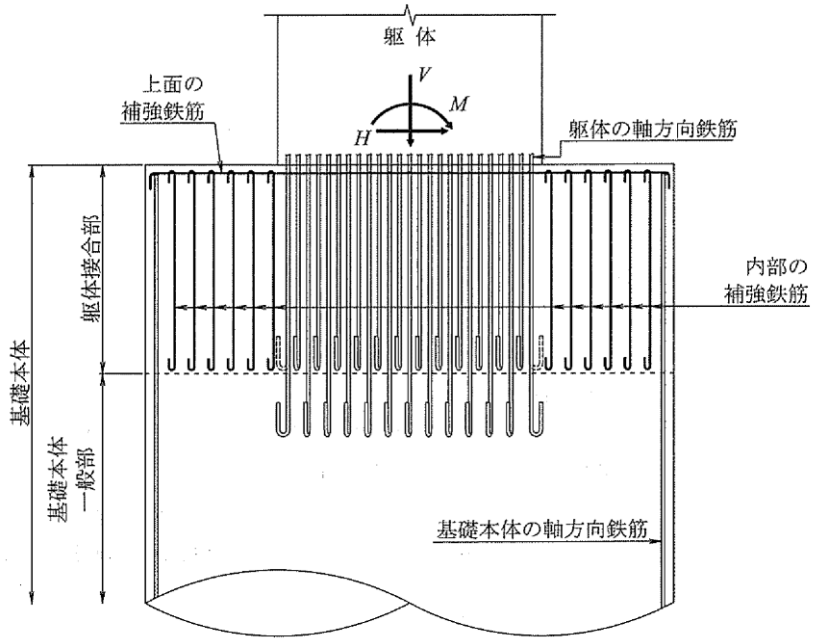


図 6－140　柱状体深礎基礎各部の構造例

(5)

1）従来、深礎基礎施工に際してはライナープレートによる土留め構造が一般的であったが、深い基礎として十分合理的な構造体とするためには、杭周面のせん断抵抗を期待することが不可欠である。そのため、モルタルライニング（吹付けまたは直打ち）によることが好ましい。ただし、モルタルライニングの採用においては以下の事項に留意が必要である。

① モルタルライニングの施工は、施工機械の搬入が必要のため、クレーン施工が可能な位置に限られる。また、2.5m 未満の小径の深礎径では現段階ではライニングの施工機械が開発されていないため、ライナープレートを用いるものとする。

② 崖錐や盛土等崩壊性の高い土質の場合や湧水がある場合には、ライナープレートによる土留めを使用するものとする。

③ 吹付けの場合は、空気圧送方式であるため、粉塵が多く発生し、杭径 3m 程度の狭い坑内では作業環境に問題があり、材料の跳ね返りが多い事から、杭径が 3.5m 以上に使用する。

④ 地表部分と地中部分の土留め構造を、ライナープレートとモルタルライニングに分けて使用してもよい。

2）設計土圧、設計計算法は杭基礎便覧に準じて行うものとする。尚、地形、地質によっては偏土圧が生じることもあり、この場合は補強鉄筋等を配置するなどして、安全に努めなければならない。

ただし、ライニングの１ロットの長さは1.5m、最小厚さは10cmとする。

(6) 柱状体深礎基礎（5m以上）の土留め構造は、吹付コンクリートとロックボルトによって行うことを標準とする。なお、これによりがたい場合はライナープレートを使用してもよい。

吹付コンクリートとロックボルトによる土留め構造は、過去の実積からパターン例を表6－55にしめす。

表6－55　柱状体深礎基礎土留め構造パターン例＜NEXCO設計要領第二集＞

岩級区分	地表面傾斜	設計径（5.0m～10.0m）				設計径（10.0m～15.0m）				設計径（15.0m以上）			
		ロックボルト			吹付けコンクリート厚さ（mm）	ロックボルト			吹付けコンクリート厚さ（mm）	ロックボルト			吹付けコンクリート厚さ（mm）
		長さ（m）	間隔（m） 深さ方向	間隔（m） 断面方向		長さ（m）	間隔（m） 深さ方向	間隔（m） 断面方向		長さ（m）	間隔（m） 深さ方向	間隔（m） 断面方向	
C_H	0～10°	3.0	2.0	2.0	（補強材無し）50	3.0	2.0	2.0	（補強材無し）50	3.0	1.5	1.5	100
	10～45°	3.0	2.0	2.0	（補強材無し）50	3.0	2.0	山側:1.5 他 :2.0	（補強材無し）50	3.0	1.2	山側:1.2 他 :1.5	100
	45°以上	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	150
C_M	0～10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10～45°	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	4.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	100
	45°以上	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	150
C_I	0～10°	3.0	2.0		100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10～45°	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	100	4.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	100
	45°以上	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	150
D	0～10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	150	4.0	1.5	1.5	150
	10～45°	3.0	1.5	山側:1.5 他 :2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	4.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	150
	45°以上	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他 :2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他 :1.5	200

吹付けコンクリートはσ_{CK}＝18N/(180kgf/cm^2)，鉄筋は25mmの異形棒鋼を用いている場合が多い。
吹付けコンクリート厚が100mm以上の場合は，厚さ3～5mmの溶接金網を用いている場合が多い。

第７編　仮 設 構 造 物

第１章　設計の基本 …… 7－ 1
第２章　土留壁の設計 …… 7－20
第３章　支保工の設計 …… 7－36
第４章　工事用仮桟橋の設計 …… 7－41

第7編 仮設構造物

第1章 設計の基本

1－1 適用範囲

この編は、橋梁下部工、擁壁工、カルバート等の施工に用いられる標準的な土留め、工事用仮桟橋などの仮設構造物について示すものである。

標準的な土留め、工事用仮桟橋とは、土留めでは掘削深を 30m 程度以浅、工事用仮桟橋では支間 15m 程度以下のＨ形鋼またはＩ形鋼で構成する仮設構造物をいう。

なお､この範囲を超える規模の仮設の場合､湖沼等の締切りで永久構造物として使用する場合あるいは、二次的災害による影響が極めて大きいと思われる場合等にあっては、別途検討するものとする。

1－2 用語の定義

マニュアルであつかう土留め、工事用仮桟橋等を以下のように定義する。

(1) 土留め

開削工法により掘削を行う場合に、周辺土砂の崩壊を防止すること、また、止水を目的として設けられる仮設構造物をいい、土留め壁と支保工からなる。代表的な土留め壁には、親ぐい横矢板壁、鋼矢板壁がある。

(2) 支保工

掘削による周辺の土砂の崩壊を防止する土留め壁を支持するための切ばり、腹起し、火打ちなどの補強材をいう。

(3) 工事用仮桟橋

橋脚としてＨ形鋼等を用い床版として覆工板を敷いて、工事用車輌等の通行に供する工事専用の仮橋及び土留め内の作業構台をいう。

(4) 迂回路仮橋

橋梁の架替え時や災害による橋梁損傷時に、道路の迂回路として主に一般車輌の通行に供する仮橋をいう。

(1) 一般に、土留めには、陸上で用いられた土圧に抵抗させる土留めと、水中で用いられた水圧および土圧に抵抗させる土留めとがある。

親くい土留めは、主としてＨ形鋼を用いて、これを打込んだり、プレボーリングして建込み、そのくい間に横矢板を落し込んで、土圧に抵抗させるものである。矢板方式土留めは鋼矢板を打込み、土圧、水圧に抵抗させる仮設構造物である。なお、掘削深さ 3m 以浅で、1 段ないし 2 段の切ばりを支保工に用いた土留めを、特に小規模土留めとして取り扱う。

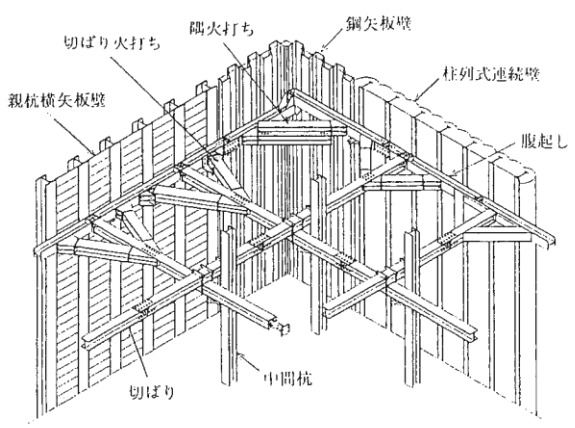


図 7－1　土留め名称図

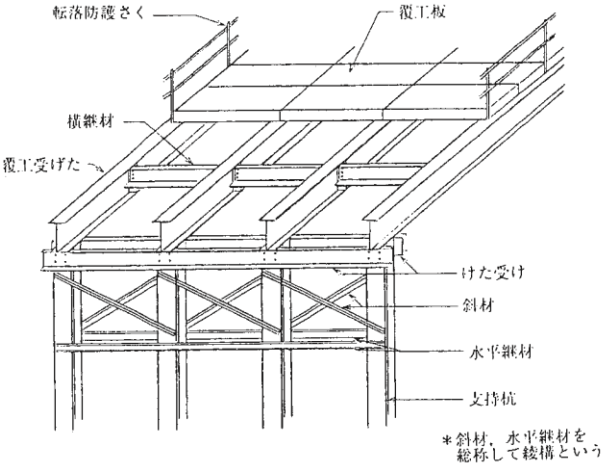


図 7－2　仮桟橋名称図

1－3 設計計画の基本方針

仮設構造物の採用は施工地点の条件より決定すべきものであるが、その調査、検討にあたっては、原則として次の事項について行うものとする。

(1)　設計目的を明確にする
(2)　地形に関する検討
(3)　地質、土質、地下水に関する検討
(4)　周辺構造物に関する検討
(5)　地下埋設物に関する検討
(6)　環境保全に関する検討
(7)　工程に関する検討

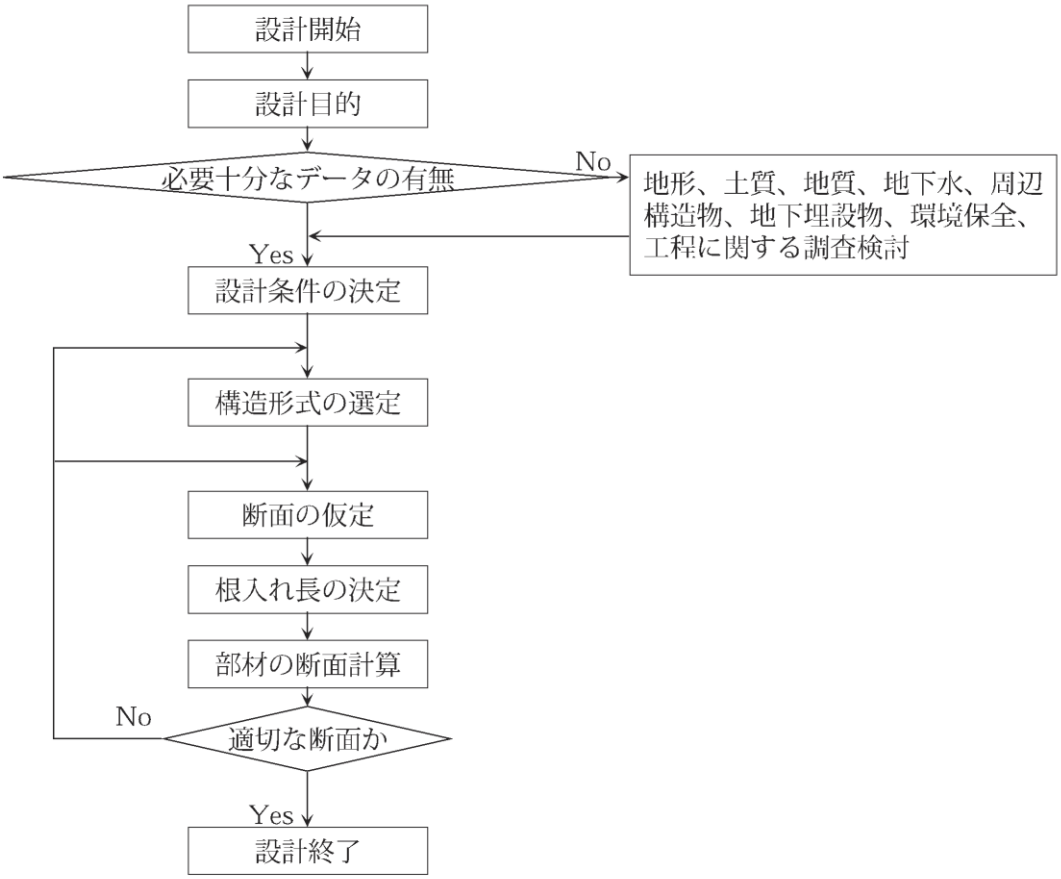


図 7－3　仮設構造物の計画と手順

1－4 設計一般

1－4－1 荷重の種類

仮設構造物の設計にあたっては、以下の荷重を考慮するものとする。

(1)　死荷重

(2)　活荷重

(3)　衝　撃

(4)　土　圧

(5)　水　圧

(6)　温度変化の影響

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－3－1＞

仮設構造物を設計するときに考慮すべき荷重を列挙したものであるが、仮設構造物の種類によって使用する荷重は表 7－1 のとおりである。

表 7−1　荷重の組合せ

			死荷重	活荷重	衝　撃	土　圧	水　圧	温度変化の影響	その他
土留め	土留め壁	根入れ長				○	○		必要に応じて考慮
		支持力	○	○	○				
		断　面	○	○	○	○	○		
	腹起し	断　面				○	○	○注)	
	切ばり	断　面				○	○	○	
	火打ち	断　面				○	○	○	
工事用仮桟橋	覆工受げたけた受け	断　面	○	○	○				
		たわみ		○					
	中間ぐい支持ぐい	支持力	○	○	○				
		断　面	○	○	○				

注）腹起しの計算に軸力を考慮する場合

土留め、工事用仮桟橋の場合には、表 7−1 に示した荷重の他に波圧、流水圧、船舶衝突荷重など、設置箇所によって考慮しなければならない。

また、地震力について、一般的には仮設構造物が構造物本体の供用年数に比して存置期間がきわめて短く、従来考慮された例もないので考慮しないものとした。ただし、一般車輌の通行のある迂回路仮橋で、特に工期の長い仮設構造物や、被災すると社会的影響が大きいと考えられる場合は、地震による影響を考慮するものとする。液状化および液状化による流動化による被害が大きいと予想される地域、その他必要と考えられる場合には、特に耐震性に富む構造としなければならない。

その構造細目としては、「道路土工　仮設構造物工指針　2−15」を参照するとよい。

1−4−2 死荷重

死荷重の算出には、表 7−2 に示す単位体積重量を用いてよい。ただし、実重量の明らかな場合は、その値を用いるものとする。

表 7−2　材料の単位体積重量

材　　料	単位体積重量 (kN/m³)	材　　料	単位体積重量 (kN/m³)
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77	コンクリート	23
鋳　鉄	71	セメントモルタル	21
鉄筋コンクリート	24.5	木　材	8.0
		アスファルト舗装	22.5

＜道路土工ー仮設構造物工指針(H11.3)　2−3−2＞

材料の単位体積重量は個々で異なり、設計する場合に大きな影響があるので、できるだけ実重量を明らかにすることが望ましいが、一般的にはなかなか決め難いため、標準を示す意味で「道示Ⅰ　2.1.2」の規定に示す単位体積重量を示した。

1－4－3 活荷重

(1)　工事用仮桟橋・迂回路仮橋に作用する自動車荷重としては、在置機関中の大型車の交通状況を考えて、A 活荷重、B 活荷重をそれぞれ使い分けるものとする。この場合の載荷方法は、原則として図 7－4～図 7－5 に示すとおりとし、T 荷重を考慮するものとする。

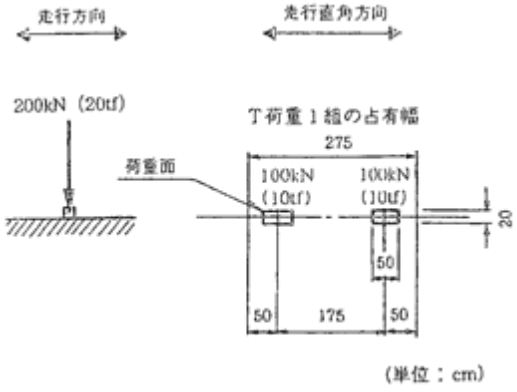


図 7－4　自動車走行方向に直角の場合

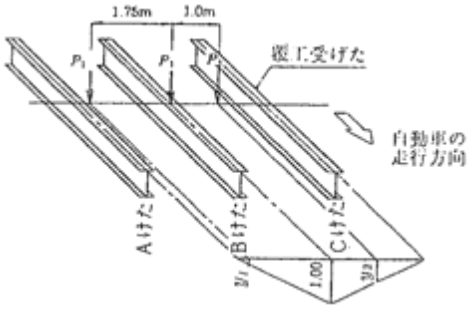


図 7－5　自動車走行方向に平行の場合

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－3－3＞

(2)　工事用仮桟橋で、建設用重機および載荷荷重（吊上げ荷重）等が、自動車荷重により定められた荷重を超える場合は、その使用状況に応じて算出した荷重とする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－11－4＞

(1) B 活荷重を適用する場合は、連行荷重の影響を考慮するため、断面力等に表 7－3 に示す係数を乗じたものを用いる。ただし、係数は 1.5 をこえないものとする。

表 7－3　設計に用いる係数

部材の支間長	L≦4	L＞4
係　数	1.0	L／32＋7／8

L：支間長（m）

なお、支間が 15m 程度をこえる大規模なもの、また、トラス橋やプレートガーダー橋等、ほかの構造形式のものについては、設計荷重、設計法を別途考える必要がある。

(2) 建設用重機で設計する場合は、その配置、組合せ等を考慮し、走行時および作業時について最大応力が生じるように載荷する。作業時には自重、吊り荷重等の付加荷重、荷重偏心の影響のほか、くいの打込み、引抜き作業等のように衝撃荷重が発生する作業においては、衝撃荷重を考慮する。クレーン系および掘削機系重機の荷重偏心は、活荷重に対し、前方吊りおよび側方吊りでは75%、斜め前方吊りでは70%としてよい。クレーン系重機、掘削機系重機の走行時には、荷重偏心の影響は考慮しなくてよい。

1－4－4 上載荷重

土留の設計においては、仮設構造物の範囲外に、上載荷重として10kN/㎡を載荷する。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－3－3(4)＞

自動車、重機および建造物等が土留めに特に近接するような場合で、かつ明らかに10kN/㎡では危険側と考えられるときは、別途考慮しなければならない。

1－4－5 その他

仮橋等の設計においては、必要に応じて自動車および建設用重機等による水平荷重を考慮する。

自動車の制動および始動等による水平荷重としては鉛直荷重の10%を、建設用重機の制動、始動および施工中の作業に伴う水平荷重としては、建設用重機自重（作業時には吊り荷重等を含む）の15%を考慮する。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－3－3(5)＞

1－4－6 衝撃

仮桟橋の活荷重による衝撃を考慮し、その衝撃係数は、H形鋼やI形鋼を主げたとする場合は支間に関係なく0.3とする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－3－4＞

衝撃係数は、H形鋼、I形鋼を主げたとする場合はスパン長に関係なく0.3とし、覆工板の場合は直接衝撃を受けるため0.4とする。

1－4－7 慣用法に用いる土圧

(1)　慣用法に用いる土圧は、掘削深さが 10m 以下の場合に用いるものとする。設計手法の分類は、「2－1－2」を参照する。

(2)　土留め壁の根入れ長の計算に用いる土圧には、ランキン・レザールの土圧を用いるものとする

ランキン・レザールの土圧は次式で与えられる。

$p_a = K_a(\Sigma \gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a}$ ……式（7－1）

$p_p = K_p(\Sigma \gamma h') + 2c\sqrt{K_p}$ ……式（7－2）

p_a　：主働土圧（kN/m^2）

p_p　：受働土圧（kN/m^2）

K_a　：着目点における地盤の主働土圧係数　　$K_a = \tan^2(45° - \phi/2)$

K_p　：着目点における地盤の受働土圧係数　　$K_p = \tan^2(45° - \phi/2)$

ϕ　：着目点における土のせん断抵抗角（度）

$\Sigma \gamma h$　：着目点における主働側の有効土かぶり圧（kN/m^2）

$\Sigma \gamma h'$　：着目点における受働側の有効土かぶり圧（kN/m^2）

γ　：各層の土の湿潤単位体積重量（kN/m^3）で、

地下水位以下は水中単位体積重量を用いる。

h　：着目点までの主働側の各層の層厚（m）

h'　：着目点までの受働側の各層の層厚（m）

q　：地表面での上載荷重（$10kN/m^2$）

c　：着目点における土の粘着力（kN/m^2）

ただし、粘性土地盤の主働土圧の下限値は図 7－6 に示すように $P_a = 0.3\gamma h$ とし、算出した土圧と比較して大きい方を用いるものとする。この土圧の下限値には、地表面での上載荷重 q は考慮しなくてもよい。

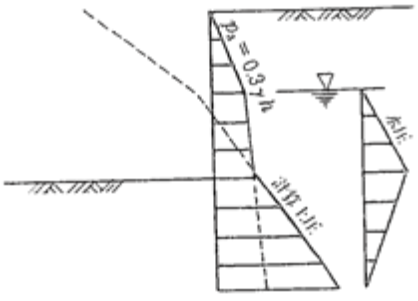
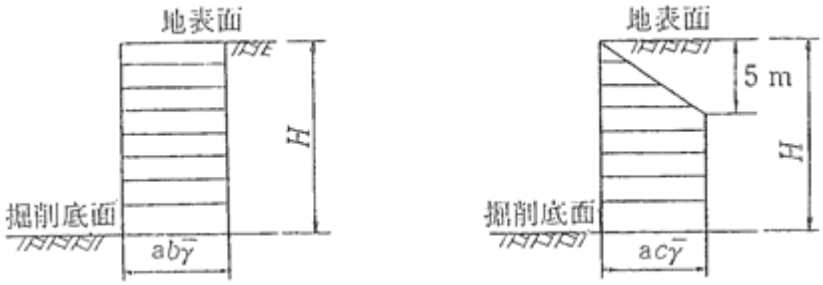


図 7－6　粘性土地盤の主働側圧の考え方

(3) 土留め壁、腹起し、切ばりの断面計算には図7－7(a)、(b)に示す土圧を用いるものとする。



(a) 砂質地盤土圧　　(b) 粘性地盤土圧

図 7－7　断面決定用土圧

表 7－4　掘削深さによる係数

H (m)	a
3.0＜H≦5.0	(H－1)／4
5.0≦H	1

表 7－5　地盤による係数

N 値	b	c
N＞5	2	4
N≦5		6

$\bar{\gamma}$ ：各層土の平均単位体積重量 (kN/m^3)

a, b, c ：表 7－4、表 7－5 による

N ：粘性地盤の N 値

H ：掘削深さ

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－3－5(1)＞

この土圧のもとになった実測例はあくまで標準的な地盤、掘削深さ、施工法についてのものであるので、実際の適用に際しては次の注意が必要である。

(1) 土が過度にかく乱された状態にあっては土圧はきわめて大きくなるので、裏込め土、埋立て土、あるいは施工中にかく乱されると思われる場合は別途考える。

(2) 地層が粘性土と砂質土の互層になっている場合は、粘性土の層厚の合計が地表面から仮想支持点までの地盤の厚さの 50%以上の場合は粘性土、50%未満の場合は砂質土の一様地盤と考えてよい。また、地盤種別が粘性土と判定された場合は、粘性土を N 値で分類し、N≦5 の層厚の合計が 50%以上の場合を柔らかい粘性土、50%未満を硬い粘性土として取り扱う。

(3) 地盤の平均単位体積重量は地表面から仮想支持点までの間における各層を考慮し図 7－8 のようにして求める。

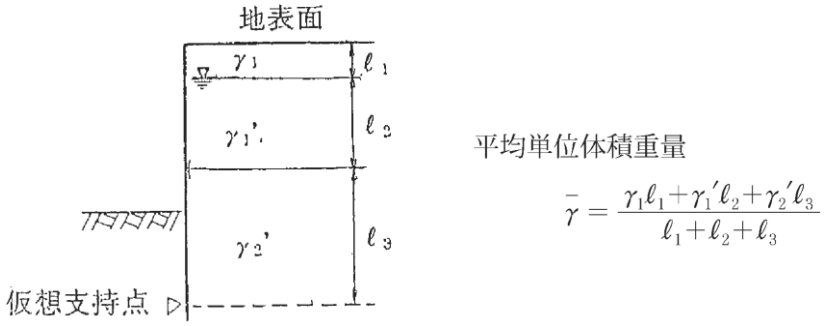


図 7－8　平均単位体積重量の求め方

(4) 道路上の工事では上載荷重として q＝10kN/m^{2}を考慮するが、(3)で求めた平均単位体積重量$\bar{\gamma}$より q/$\bar{\gamma}$ (m) の換算土厚を地表面にとり、図 7－9 のようにする。

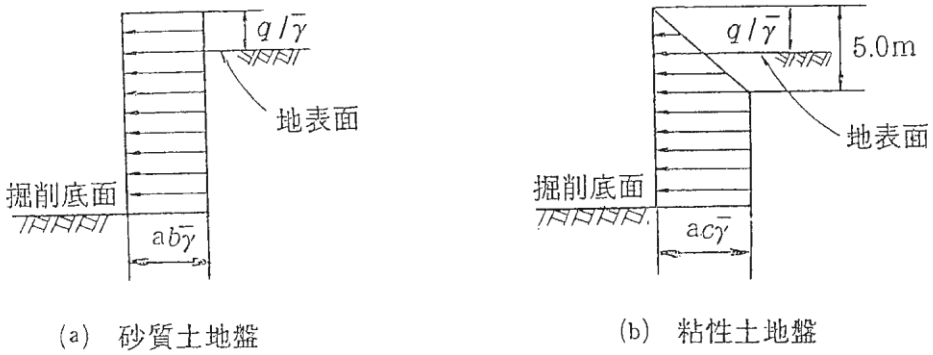


図 7－9　上載荷重のある場合の土圧

1－4－8 弾塑性法に用いる土圧

(1) 弾塑性法に用いる土圧は、掘削深さが 10m をこえる場合に用いるものとする。設計手法による分類は、「2－1－2」を参照する。

(2) 静止側圧

土留め壁に作用する静止側圧は式（7－3）および式（7－4）により算出する。

砂質土の場合　$po=Kos(\Sigma\gamma h-pw_2)+pw_2$ ……　式（7－3）

粘性土の場合　$po=Koc(\Sigma\gamma h)$ ……　式（7－4）

ここに、po　：静止側圧（kN/m^2）

Kos：着目点における砂質土の静止土圧係数

Koc：着目点における粘性土の静止側圧係数

$\Sigma\gamma h$：着目点における掘削面側地盤の全土かぶり圧（kN/m^2）
ただし、地表面より上に水位がある場合は地表面より上の水の重量を含む。

γ　：各層の土の湿潤単位体積重量（kN/m^3）

h　：着目点までの各層の層厚（m）

pw_2　：着目点における掘削面側の間隙水圧（kN/m^2）

(3) 背面側主働側圧

土留め壁に背面側から作用する主働側圧は砂質土では式（7－5）、粘性土では式（7－6）および式（7－7）により算出する。

砂質土の場合　$pa=Kas(\Sigma\gamma h+q-pw_1)-2c\sqrt{Kas}+pw_1$ ……式（7－5）

粘性土の場合

掘削面以浅　$pa=Kac_1(\Sigma\gamma h+q)$ ……式（7－6）

掘削面以深　$pa=Kac_1(\Sigma\gamma h_1+q)+Kac_2(\Sigma\gamma h_2)$ ……式（7－7）

ここに、　pa　：主働側圧（kN/m^2）

Kas　：着目点における砂質土の主働土圧係数

$Kas=\tan^2(45^\circ-\phi/2)$

ϕ　：着目点における土のせん断抵抗角（度）

Kac_1　：掘削面以浅での着目点における粘性土の主働側圧係数

Kac_2　：掘削面以深での着目点における粘性土の主働側圧係数

$\Sigma\gamma h$　：着目点における地盤の全土かぶり圧（kN/m^2）

$\Sigma\gamma h_1$　：掘削面以浅での着目点における掘削面からの地盤の全土かぶり圧（kN/m^2）

$\Sigma\gamma h_2$　：掘削面以深での着目点における掘削面からの地盤の全土かぶり圧（kN/m^2）
ただし、地表面より上に水位がある場合は、地表面より上の水の重量を含める。

γ　：各層の土の湿潤単位体積重量（kN/m^3）

h　：着目点までの各層の層厚（m）

h_1　：粘性土地盤における掘削面以浅の各層の層厚（m）

h_2　：粘性土地盤における掘削面以深の着目点までの各層の層厚（m）

q　：地表面での上載荷重（kN/m^2）

pw_1　：着目点における間隙水圧（kN/m^2）

c　：着目点における土の粘着力（kN/m^2）

(4)　掘削面側受働側圧

土留め壁の変位に抵抗する受働側圧は式（7－8）により算出する。

$$p_p=K_p(\Sigma\gamma h+q-pw_2)+2c\sqrt{Kp}+pw_2 \cdots\cdots \text{式（7－8）}$$

ここに、　p_p　：受働側圧（kN/m^2）

K_p　：着目点における地盤の受働土圧係数

$$K_p=\frac{\cos^2\phi}{\left(1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right)^2}$$

ϕ　：着目点における土のせん断抵抗角（度）

δ　：土留め壁と地盤との摩擦角（度）で、$\delta=\phi/3$ とする。

$\Sigma\gamma h$　：着目点における地盤の全土かぶり圧（kN/m^2）

ただし、地表面より上に水位がある場合は地表面より上の水の重量を含む。

γ　：各層の土の湿潤単位体積重量（kN/m^3）

h　：着目点までの各層の層厚（m）

pw_2　：着目点における間隙水圧（kN/m^2）

ただし、粘性土においては $pw_2=0$ とする。

c　：着目点における土の粘着力（kN/m^2）

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－3－5(2)＞

(1) 砂質土地盤では、地下水位の変動に伴い水圧が変化しやすいことなどから、土圧と水圧を分離し、その合計によって側圧を求めることとした。砂質土の静止土圧係数はヤーキーの式を用い、式（7－9）より算出してよい。

$$Kos=1-\sin\phi \cdots\cdots \text{式（7－9）}$$

ここに、ϕ：土のせん断抵抗角（度）

粘性土地盤では、一般に、透水係数が小さいため、地下水位が変動しても粘性土中の水は、しばらくの間保持されるものと考え、土圧と水圧を一体として求めることとした。粘性土の静止側圧係数は、実測値から推定した表 7－6 の値を用いるものとする。

なお、非常に軟弱な地盤では、Koc が表 7－6 に示す 0.8 より大きくなる場合があるので、Koc の値の決定にあたっては留意する必要がある。

表 7－6　粘性土の静止側圧係数

N　値	Koc
N≧8	0.5
4≦N＜8	0.6
2≦N＜4	0.7
N＜2	0.8

(2) 主働側圧も静止側圧と同様に、砂質土については土圧と水圧を分離した側圧式を、粘性土については土圧と水圧を一体とした側圧式を用いるものとする。

粘性土の主働側圧係数は表 7－7 に示す値を用いるものとする。

表 7－7　主働側圧係数（粘性土）

N 値	Kac_1		Kac_2
	推　定　式	最　小　値	
N≧8	0.5－0.01H	0.3	0.5
4≦N＜8	0.6－0.01H	0.4	0.6
2≦N＜4	0.7－0.025H	0.5	0.7
N＜2	0.8－0.025H	0.6	0.8

ここに、H：各掘削深さ（m[m]）

1－4－9 水圧

(1)　掘削深さが 10m 以下の場合の水圧は、慣用法に用いる静水圧を使う。
(2)　掘削深さが 10m をこえる場合の水圧は、現地の調査に基づき設定することを基本とするが不明確な場合は、以下に示す弾塑性法に用いる水圧分布を使う。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－3－5＞

(1) 慣用法に用いる水圧は、静水圧とし、設計水位は一般に水中では設置期間に想定される最高水位とし、陸上では地下水位とする。

土留め壁に作用する水圧を三角形分布とし、図 7－10 に示すように土留め壁先端で掘削側の水圧と地山側の水圧が等しいと考え、土留め壁に作用する水圧として△ACD から△ODE 相当分を差し引いた△ABD を考慮する。

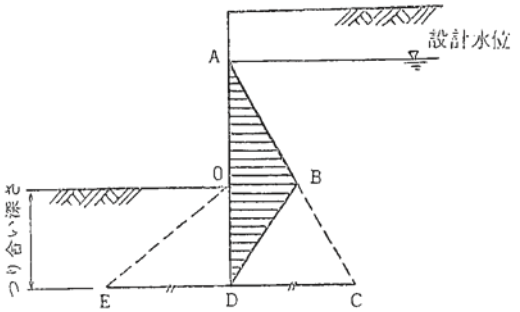


図 7－10　慣用法に用いる水圧

(2) 弾塑性法による水圧は、現地の調査に基づき設定することが基本であるが、水圧の状況が不明確な場合は以下のよう設定してよい。

砂質土地盤における間隙水圧は、土留め壁先端が透水層の場合には背面側より掘削面側へ地下水が浸

透し、土留め壁の下端において背面側と掘削面側で水圧が等しくなると考えられることから、図7－11によるものとする。

また、図7－12および図7－13に示すように、下層地盤もしくは上層地盤に粘性土層がある場合の水圧係数Kw（Kw_1、Kw_2）は、Kw_1＝Kw_2＝1.0としてよい。

互層の場合の水圧は、一般的に図7－14のような水圧分布が考えられる。

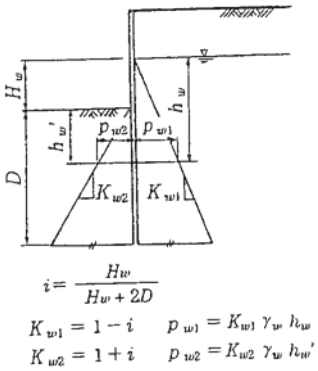


図7－11　砂質土地盤の水圧

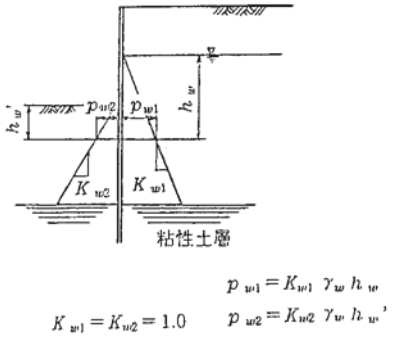


図7－12　下層地盤に粘性土層がある場合

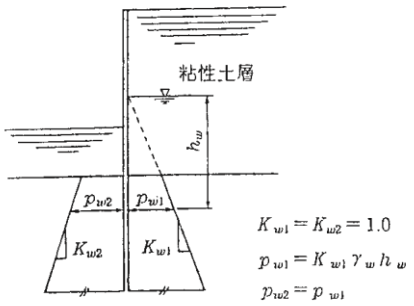


図7－13　上層地盤に粘性土層がある場合

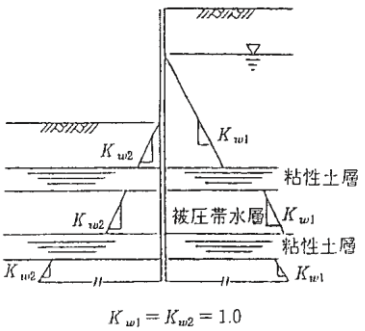


図7－14　互層地盤の場合

1－4－10 温度変化の影響

温度変化の影響は、切ばりに対して考慮し、軸力として150kN作用するとして設計してよい。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－3－6＞

腹起しの配置により軸力が作用する場合には、温度変化の影響を考慮する。

1－5 土質定数

仮設構造物の設計に用いる土質定数は、原則として土質試験の結果によるが、十分な資料がない場合には図 7－15、表 7－8、表 7－9 を参考にしてよい。

表 7－8　土の湿潤単位体積重量（kN/m³）

土　質	密なもの	ゆるいもの
礫質土	20	18
砂質土	19	17
粘性土	18	14

注）地下水位以下にある土の湿潤単位体積重量は表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。

表 7－9　粘性土の N 値と粘着力の関係

かたさ	非常に やわらかい	やわらかい	中　位	かたい	非常に かたい	固結した
N 値	2 以下	2～4	4～8	8～15	15～30	30 以上
粘着力 c (kN/m²)	12 以下	12～25	25～50	50～100	100～200	200 以上

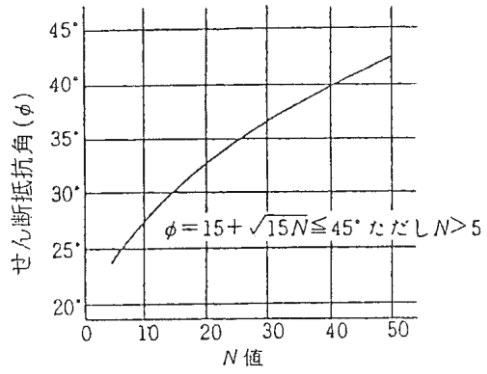


図 7－15　砂質土のせん断抵抗角と N 値の関係

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－2＞

本条で定めた定数は在来地盤について定めたものであるので、材料として再使用された土（例えば、二重締切りの中詰め土）については、別途定めるものとする。

また、岩盤等についても別途検討し定めるものとする。

1－6 許容応力度

1－6－1 鋼材

(1)　土留め、工事用仮桟橋の仮設鋼材はSS400を標準とし、許容応力度は表7－10のとおりとする。

表7－10　鋼材の許容応力度（kN/㎡）

	SS400	
許容軸方向引張応力度	210	
許容軸方向圧縮応力度 ℓ：部材の長さ（㎜[㎝]） γ：部材総断面二次半径（㎜[㎝]）	ℓ／γ≦18	210
	18＜ℓ／γ≦92	{140－0.82(ℓ／γ－18)}×1.5
	92＜ℓ／γ	{1,200,000／(6,700＋(ℓ／γ)^2)}×1.5
許容曲げ引張応力度	210	
許容曲げ圧縮応力度 ℓ：フランジ固定間距離（㎜[㎝]） b：圧縮フランジ幅（㎜[㎝]）	ℓ／b≦4.5	210
	4.5＜ℓ／b≦30	{140－2.4(ℓ／b－4.5)}×1.5
許容せん断応力度	120	
ボルト（F10T）の許容せん断応力度	285	
ボルト（F10T）の許容支圧応力度	355	
工場溶接部は母材と同じ値を用い、現場施工部はその80%とする。		

(2)　鋼矢板の許容応力度

鋼矢板の許容応力度は表7－11のとおりとする。

表7－11　鋼矢板の許容応力度（N/㎟）

				SY295	SY390	軽量鋼矢板
母材	許容曲げ引張応力度			270	355	210
	許容曲げ圧縮応力度			270	355	210
現場溶接部	良好な施工条件で溶接可能な場合	突合せ溶接	許容曲げ引張応力度	215	285	165
			許容曲げ圧縮応力度	215	285	165
		すみ肉溶接	許容せん断応力度	125	165	100
	現場建込み溶接の場合	突合せ溶接	許容曲げ引張応力度	135	180	110
			許容曲げ圧縮応力度	135	180	110
		すみ肉溶接	許容せん断応力度	80	100	60

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－6－2＞

(1) 使用実績からみると、SS400 材相当以上の鋼材がほとんどであることを考慮し、材料の基準強度は SS400 材をもとに定めた。ただし、溶接を伴う構造とする場合は、SM490 材を使用する。

また、仮設用鋼材は使用頻度のはげしいこと、断面欠損があることなどを考慮すると、降伏点強度まで使用するのは好ましくない。したがって、本マニュアルでは、道示Ⅱ2.2.1 構造用鋼材の許容応力度の値を 50%割増した値に定める。

現場溶接部の許容応力度については、道路橋示方書では近年の溶接技術向上を背景に工場溶接と同じ値としているが、仮設構造物については現場条件が必ずしも良好とはいえないため、母材の 80%と定めた。

(2) 鋼矢板母材の許容応力度は、一般市場に流通している鋼矢板の材質（SY295（保証降伏点強度 $\sigma y = 295N/mm^2$）を一般仮設鋼材と同様に考え、50%割増した値をとり表 7－11 のように定めた。また、SY390 の鋼矢板を用いる場合も同様に考え、母材の曲げ引張、曲げ圧縮を $355N/mm^2$ とした。

軽量鋼矢板の材質は一般に SS400 が使われており、母材の許容曲げ応力度を $210N/mm^2$ とし、現場溶接部の許容応力度は、上記の鋼矢板に準じるものとした。

現場溶接部の許容応力度のうち、建込み前に矢板を横にして下向姿勢で良好な溶接が可能な場合は、母材の 80%程度の値を用いることにした。

現場建込み溶接とは先行する矢板を打込んでから、それに溶接する矢板を鉛直に建込んだ状態で継手を溶接するもので､足場の悪さ､上下矢板開先のずれ込みによる開先の変形などの悪条件が考えられる。したがって、現場建込み溶接部の許容応力度は、母材の 50%程度とした。

1－6－2 木材

土留め板に用いる木材の許容応力度は表 7－12 のとおりとする。

表 7－12　木材の許容応力度（N/mm^2）

木材の種類		許容応力度		
		圧縮	曲げ引張	せん断
針葉樹	あかまつ、くろまつ、からまつ、ひば ひのき、つが、べいまつ、べいひ	12.0	13.5	1.05
	すず、もみ、えぞまつ、とどまつ べい、すぎ、べいつが	9.0	10.5	0.75
広葉樹	かし	13.5	19.5	2.1
	くり、なら、ぶな、けやき	10.5	15.0	1.5
	ラワン	10.5	13.5	0.9

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－6－5＞

木材の強度は、ばらつきが予想されるが、土留め板に用いる木材の許容応力度は、仮設構造物であることを考慮し、50%割増した値を用いることとした。また、この時の値は、木材の繊維方向の値である。

1−7 くいの許容支持力

くいの許容支持力は、極限支持力を計算によって求め、その値を安全率2で割って算定するものとする。極限支持力は式（7−10）によって求める。

$Ru=200・\alpha・N・A+10・U・\beta（Nc・\ell c+1/5・Ns・\ell s）$ ……式（7−10）

ここで、Ru：くいの極限支持力（kN）

N：くいの先端地盤の値で、40を上まわる場合は40とする。

$$N=\frac{N_1+N_2}{2}$$

N_1：杭先端位置のN値（図7−16）

N_2：杭先端から上方へ2m範囲における平均N値

A：くいの両フランジで囲まれる面積（m^2）（図7−17）

Nc：くいの先端までの粘性土層のN値の平均値

または粘着力　$C \leqq 150kN/m^2$

Ns：くい先端までの砂質土層のN値の平均値N≦50で、

50を上回る場合は50とする。

α：施工条件による先端支持力度の係数

β：施工条件による周面摩擦力度の係数

U：くいの周長（図7−17の2（a+b））（m）

ℓc：周面摩擦力を考慮する粘性土層中のくい長（m）

ℓs：周面摩擦力を考慮する砂質度道中のくい長（m）

この式による場合でも、くい先端は良質な層へ2mを根入れさせることが望ましい。

表7−13　施工条件によるα、βの値

		α	β
プレボーリングによる施工	打撃・振動・圧入による先端処理	1.0	1.0
	砂充填	0	0.5
打撃による施工		1.0	1.0
振動による施工		1.0	0.9
圧入による施工		1.0	1.0

＜道路土工ー仮設構造物工指針(H11.3)　2−9−2(3)＞

(1) くい先端位置の値、くい先端から上方へ 2 の範囲における平均値の取り方を図 7－16 に示す。

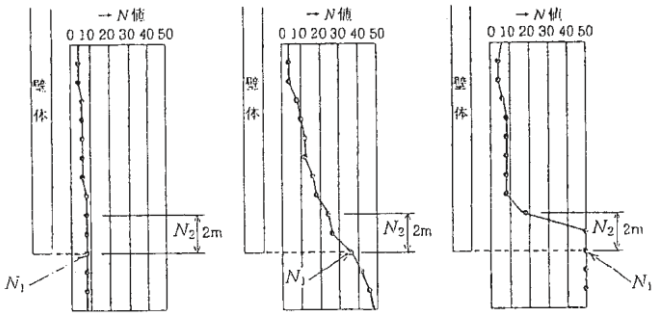


図 7－16　N_1 および N_2 のとり方

プレボーリング工法のモルタル充填は、柱列式連続壁のモルタルくいに準じてよい。

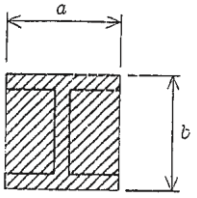
(2) 土留め壁の周面摩擦力を考慮する範囲は、N≦2 の軟弱層では信頼性が乏しいので、原則として周面摩擦抵抗を考慮してはならない。ただし、一軸圧縮試験等の試験により粘着力を評価できる場合に限り、周面摩擦を考慮してもよい。また、軟弱地盤において掘削背面の地盤の沈下により負の摩擦力が働くと予想される場合には、支持力として周面摩擦は考慮してはならない。また、許容支持力の上限値は、下記を目安とする。

表 7－14　許容支持力の上限値

くいの大きさ	許容支持力
H－400	600kN
H－350	450kN
H－300	300kN

＜NEXCO 設計要領第二集　11 章 3－5＞

(3) 親ぐいおよび中間ぐいの先端面積および周長は、下記に示す値とする。



$U = 2(a + b)$（中間杭，仮桟橋杭と親杭の掘削底面以深）
$U = (a + b)$（親杭の掘削底面以浅）
$A = a\,b$
A：先端面積（m²）
U：周長（m）

図 7－17　親くいの先端面積および周長

(4) 薄層支持

杭下端からの層厚が 2m に満たない場合には、下層地盤の N 値を用いて先端で支持する極限支持力度を算定する。

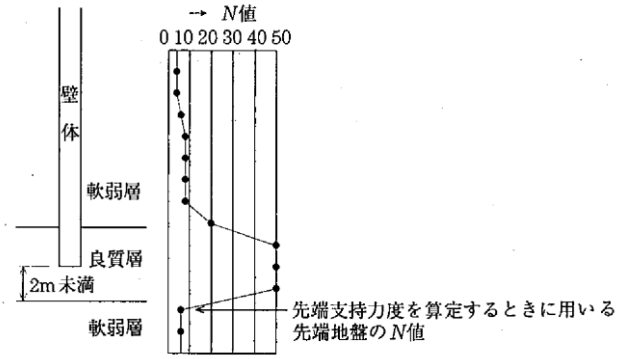


図 7－17－1　薄層支持

第2章 土留め壁の設計

2－1 設計方針

2－1－1 設計方針

土留め壁の設計においては、安全性および経済性に配慮するとともに、特に工法上の特性に十分留意して設計を行う必要がある。

土留めは、掘削時の作用荷重に対して十分な強度を有するとともに、土留め壁自体あるいは周辺地盤に対して有害な変形を生じさせない構造とする。また、掘削底面に関しても十分安定がはかれるものとする。

2－1－2 設計手法の分類

土留め壁は支保工の有無により安定機構が異なり、また、掘削深さにより必要とされる設計の精度等も異なることから、支保工形式と掘削深さに応じた設計手法を用いることとする。

表 7－15　土留めの設計手法の分類

支保工形式	掘 削 深 さ	土留めの応力・変形の計算法	備　考
切ばり式 アンカー式	H≦3.0m	慣用法（小規模土留め設計法）	
	3.0m＜H≦10.0m	慣用法	2－4 参照
	H＞10.0m	弾塑性法	2－5 参照
自 立 式	H≦3.0m	弾性床上のはり理論	

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－1＞

(1) 従来、掘削深さ 10m 程度までの土留め壁の設計では慣用法が主に使用されてきたが、掘削深さが 10m をこえる場合は、地層構成が複雑になるとともに、作用する土圧や水圧も増大し、断面決定用土圧の適用性の問題や、慣用法のような土留め壁の変形を考慮できない手法で設計した場合に、切ばり反力や受働側地盤反力分布が実状に合わないといった問題が発生してきた。また、土留め壁の安全性や変形量が、工事自体あるいは周辺構造物に与える影響が無視できなくなり、土質条件や土留め壁、支保工の剛性と掘削の進行を考慮できる解析方法で壁体の応力や変位を算定することが必要となってきたため、弾塑性法を用いる。

(2) 各設計手法の概要は、以下のとおりである。

1）慣用法

切ばり位置あるいは地中の仮想支持点を支点にとり、壁体を単純ばりとし、背面側には見掛けの土圧分布を用いる土留めの設計の手法。

２）弾塑性法

土留め壁を有限長の弾性ばり、地盤を弾塑性床、支保工を弾性支承とした土留めの設計の手法。

３）弾性床上のはり理論

掘削底面から下の地盤を弾性床上の地盤ばねとし、土留め壁を半無限長のくいとした設計の手法。

(3) 掘削深さ 3m 以下の単層地盤の自立式土留めと小規模土留めについては、設計を行わずに図表を用いて構造を決定してよい。図表は、道路土工　仮設構造物指針「参考資料－5　自立式土留めの設計図表」「参考資料－6　小規模土留めの設計図表」を参照するとよい。

2－2 材料

(1)　土留め壁用の材料は、設計計算に合致した材質寸法で、著しい損傷がなく、入手が容易なものから選択し使用する。

(2)　鋼矢板は、Ⅲ型以上を最小部材とし、親ぐいや腹起し、切ばりには、H－300 を最小部材とする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－1(2)＞

(3)　鋼矢板や形鋼は、一本物を原則とする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　3－2－1(3)＞

(1) 土留め壁用の材料は、横矢板などの一部を除いて、ほとんど鋼材が使用されている。土留め壁の設計にあたっては、使用する材料の市場性を調査し容易に手に入るものを選択するのがよい。

(2) 最小部材を規定したのは、土圧水圧などの不明確さによって思わぬ荷重が作用し、土留めおよび締切り全体に変位をきたすことも考えられ、都市部ではⅢ型以上のものが使用されている。「建設工事公衆災害防止対策要綱」によれば、「重要な仮設工事に用いる鋼矢板はⅢ型以上を標準とする」と規定している。しかし、掘削深さが 3m 以下の自立式土留めや小規模土留めは、これによらなくてもよいが、施工上、市場性から鋼矢板ではⅢ型、H 形鋼では H150 以上とする。

(3) 既設橋梁の下での打込み作業の場合や、運搬規制等により一本物を使用出来ない場合には、溶接接合またはボルト接合による現場継手とする。ただし、応力の伝達目的で、溶接とボルトを併用してはならない。継手位置は、出来るだけ応力の大きい位置を避け、隣接鋼矢板と上下方向 1m 以上離した千鳥配置とする。

2－3 掘削底面の安定

2－3－1 掘削底面の安全性の検討

掘削の進行に伴う、掘削底面の安定性について検討する。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－3＞

掘削底面の安定をはかることは、土留めの基本である。掘削の進行に伴い、掘削面側と背面側の力の不均衡が増大し、掘削底面の安定が損なわれ、土留め内部だけの問題にとどまらず、周辺にも多大の影響を及ぼすため、下記の現象に対する安定性を検討する。

(1) ボイリング
(2) パイピング
(3) ヒービング
(4) 盤ぶくれ

2－3－2 ボイリング及びパイピングの検討

(1)　飽和した砂層などの透水性の地盤においてボイリングの検討をし、土留め壁の根入れ長を求める。

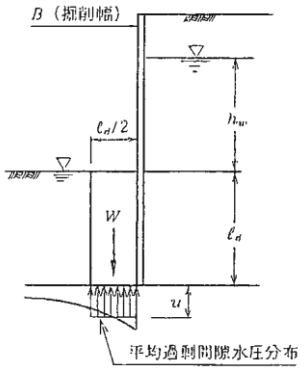


図 7－18　ボイリングの検討方法

$$Fs = w / u \quad \cdots\cdots \quad 式\ (7-11)$$

ここに、Fs　：ボイリングに対する安全率（Fs≧1.2）

W　：土の有効重量（kN/m^2）

$$w = \gamma' \ell_d \quad \cdots\cdots \quad 式\ (7-12)$$

u　：土留め壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧（kN/m^2）

γ'　：土の水中単位体積重量（kN/m^3）

γ'は、水の単位体積重量を$\gamma w = 10.0 kN/m^3$として、土の湿潤単位体積重量γから差し引くものとする。

ℓ_d　：土留め壁の根入れ長（m）

γ_w　：水の単位体積重量（kN/m^3）

h_w　：水位差（m）

土留め壁先端位置での過剰間隙水圧を pwa（＝γwhw/2）とすると、崩壊幅ℓd/2 位置での過剰間隙水圧 pwb は、楕円浸透流理論から pwd≒0.57pwa となるため、平均過剰間隙水圧は、図 7－19 に示すような台形分布で近似した場合、式（7－13）で表される。

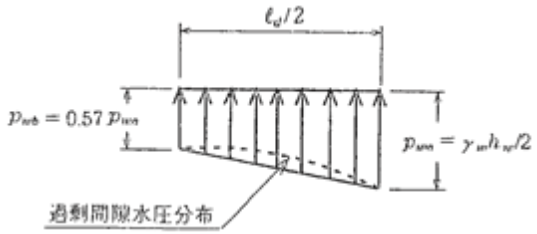


図 7－19　過剰間隙水圧分布

$$u=\lambda\,1.57\,\gamma_w h_w/4 \cdots\cdots \text{式（7－13）}$$

ただし、$u \leqq \gamma_w h_w$

ここに、λ　：土留めの形状に関する補正係数

矩形形状土留めの場合

$\lambda=\lambda_1\lambda_2$

λ_1：掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_1=1.30+0.7\,(B/\ell_d)^{-0.45} \cdots\cdots \text{式（7－14）}$$

ただし、$\lambda_1<1.5$ のときは、$\lambda_1=1.5$ とする。

λ_2：土留め平面形状に関する補正係数

$$\lambda_2=0.95+0.09\{(L/B)+0.37\}^{-2} \cdots\cdots \text{式（7－15）}$$

L/B は、土留め平面形状の（長辺/短辺）とする。

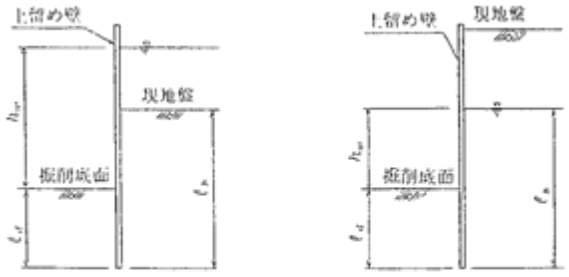
円形形状土留めの場合

$$\lambda=-0.2+2.2\,(D/\ell_d)^{-0.2} \cdots\cdots \text{式（7－16）}$$

ただし、$\lambda<1.6$ のときは、$\lambda=1.6$ とする。

D は、円形形状土留めの直径（m）

(2) 砂層などの透水性の地盤において、土留めの接触面等、異質の接触面に沿って上方に発生するパイピングの検討をし、土留め壁の根入れ長を求める。



(a) 水中掘削の場合　　(b) 陸上掘削の場合

図 7－20　パイピングの検討

$\ell_h + \ell_d \geqq 2h_w$……式（7－17）

ここに、ℓ_h　：背面側の浸透流路長（m）

ただし、背面地盤に礫層のような透水性の大きな地層がある場合は、その層厚をℓ_hから控除する。

ℓ_d　：掘削底面からの根入れ長（m）

h_w　：水面から掘削底面までの高さ（水位差）（m）

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－3(1)＞

2－3－3 ヒービングの検討

(1)　粘性土地盤においては、安定数 Nb が式（7－18）を満たす場合と、土留め内に基礎ぐいが先行施工される場合を除き、原則としてヒービングに対する安定計算を行う。

$Nb = \gamma H / c < 3.14$……式（7－18）

ここに、Nb ：安定数

γ ：土の湿潤単位体積重量（kN/m^3）

H ：掘削深さ（m）

c ：掘削底面付近の地盤の粘着力（kN/m^2）

(2)　ヒービングに対する安定性は、最下段切りばりを中心とした任意の半径 x のすべり円を仮定し、抵抗モーメント（Mr）滑動モーメント（Md）との関係として求める。

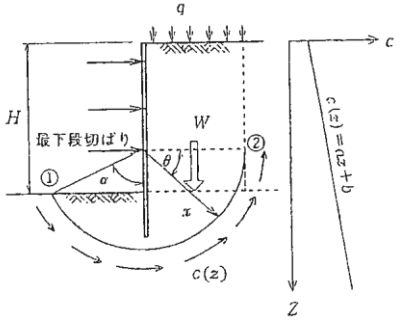


図 7－21　ヒービングの検討

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x\int_0^{\frac{\pi}{2}+\alpha} c(z)\,x\,d\theta}{W\frac{x}{2}} \quad (\text{ただし，} \alpha < \frac{\pi}{2})$$

……式（7－19）

ここに、c(z) ：深さの関数で表した土の粘着力（kN/m^2）

正規圧密状態にある沖積粘性土の場合、粘着力の増加係数は

$a = 2kN/m^3$ としてよいが、深度方向に求められた

一軸圧縮強度等の土質試験値から求めることが望ましい。

x ：最下段切りばりを中心としたすべり円の任意の半径（m）

（掘削幅を最大とする。）

W ：掘削底面に作用する背面側範囲の荷重（kN）

W＝x（γH＋q）

q　：地表面での上載荷重（kN/m²）

γ　：土の湿潤単位体積重量（kN/m³）

H　：掘削深さ（m）

F_S　：安全率（F_S≧1.2）

掘削底面下かなりの深さまで粘着力が一定と考えられる場合には、土の粘着力をｃとして式（7－19）は、式（7－20）となる。

$$F_s=\frac{M_r}{M_d}=\frac{x\left[\frac{\pi}{2}+\alpha\right]xc}{(\gamma H+q)x\frac{x}{2}}=\frac{(\pi+2\alpha)c}{\gamma H+q}$$

…… 式（7－20）

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－3(2)＞

(1) 土留め内に基礎ぐいが先行して打設してある場合で、土留め壁に平行する基礎ぐいの間隔がくい径の5倍以内、かつ純間隔5m以内の場合は、ヒービングの検討を省略することができる。

2－3－4 盤ぶくれに対する検討

粘性土等の難透水層の下に被圧帯水層が存在する場合には、盤ぶくれの検討を行い土留めの根入れ長を求める。

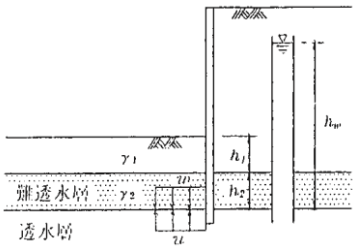


図 7－22　盤ぶくれに対する検討

$$F_s=\frac{w}{u}=\frac{\gamma_1 h_1+\gamma_2 h_2}{r_w h_w}$$

…… 式（7－21）

ここに、Fs　：盤ぶくれに対する安全率（Fs≧1.1）

w　：土かぶり荷重（kN/m²）

u　：被圧水圧（kN/m²）

γ_1、γ_2　：土の湿潤単位体積重量（kN/m³）

h_1、h_2　：地層の厚さ（m）

γ_w　：水の単位体積重量（kN/m³）

h_w　：被圧水頭（m）

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－3(3)＞

被圧帯水層が掘削面下にある場合、被圧水の圧力が土かぶり荷重より大きい場合には、掘削底面が持ち上げられたり、支柱やくいのまわりから被圧水が噴出したりすることが多いので、注意が必要である。こ

の場合には、土留めの根入れ長を被圧帯水層以下まで延ばすか、排水工法による水圧低下などの補助工法が一般的に採用されているが、現場の状況を的確に判断して最適な工法を選定する。

2−4 慣用法による土留め壁の設計

2−4−1 根入れ長の決定

(1)　土留め壁の安定を保つための根入れ長は、下記に示す検討から求められる長さのうち最も長いものとする。

1）根入れ部の土圧および水圧に対する安定から決まるつりあい深さの 1.2 倍以上の長さ

2）「1−8　くいの許容支持力」に規定する許容鉛直支持力から必要となる長さ

3）「2−3　掘削底面の安定」に規定する掘削断面の安定から必要となる長さ

4）最小根入れ長 3.0m

(2)　根入れ部の慣用法に用いる土圧および水圧に対する安定から求まる根入れ長は、主働土圧と受働土圧によるモーメントのつり合いから決定するものとする。

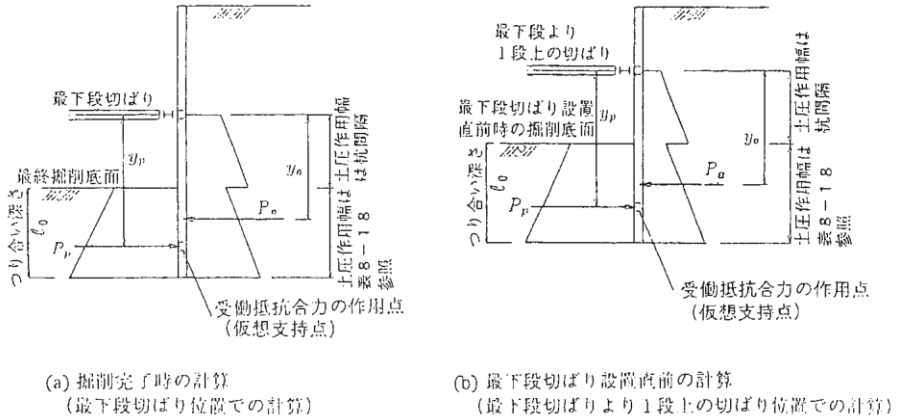
＜道路土工ー仮設構造物工指針(H11.3)　2−9−4(1)＞

(1) 親ぐいの場合の最小根入れ長は 1.5m、小規模土留めの場合掘削深さの 1/2 とする。非常に硬質な地盤のため、施工上最小根入れ長を確保することが困難な場合には、受働抵抗を十分に検討し、短くしてもよい。

(2) つり合い深さは、各掘削段階の最下段の切ばり位置に関し、それより下方の主働土圧による作用モーメントと、受働土圧による抵抗モーメントがつり合う状態になるときの掘削底面以下の深さとし、そのときの受働側の合力の作用点を仮想支持点とする。このモーメントのつり合い計算法を極限平衡法という。

表 7−16　親ぐいの根入れ部の土圧作用幅

土　　質		土圧作用幅
砂質土	N 値≦10	フランジ幅
	N 値＞10	フランジ幅の 2 倍 ただし､くい間隔以下
粘　性　土		フランジ幅



(a) 掘削完了時の計算
（最下段切ばり位置での計算）

(b) 最下段切ばり設置直前の計算
（最下段切ばりより 1 段上の切ばり位置での計算）

図 7−23　つり合い深さの計算（親ぐいの場合）

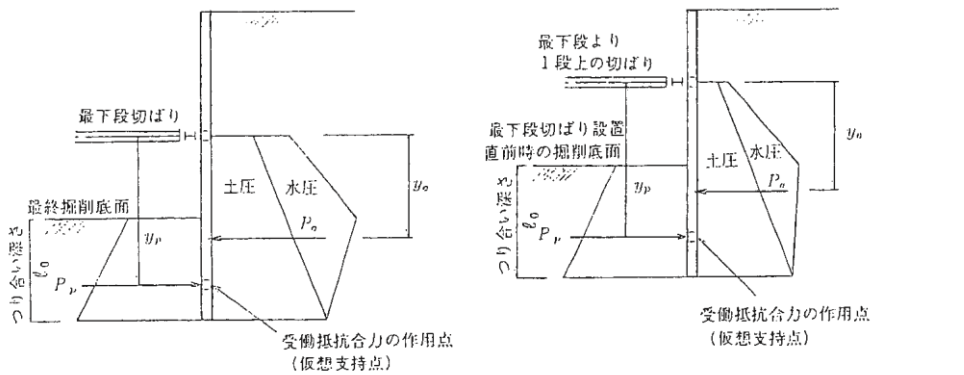


図 7－24　つり合い深さの計算（鋼矢板の場合）

2－4－2 土留め壁の断面力算定

(1)　土留め壁の断面は、1－4－6（2）の土圧分布を用い、土留め壁間隔の土圧を荷重とし、切ばり位置および仮想支持点を支点とする単純ばりとして計算する。

(2)　土質がよく、主働土圧が計算上あらわれないか、あらわれても小さい場合の仮想支持点の最小位置は、掘削底面以深 75cm とする。また、鋼矢板の仮想支持点の最大深さは掘削底面以深 5m とする。

(3)　軸方向鉛直力が作用するときは、これを考慮して計算しなければならない。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－4(2)＞

(1) 仮想支持点は、最終掘削時と最下段ばり設置時との 2 つの場合で求め、土留め壁に作用する曲げモーメントは、切ばり位置と仮想支持点を支点とした単純ばりで計算する。親ぐい横矢板の作用荷重は図 7－25 に示すように、腹起し、切ばりと掘削底面に断面決定用土圧を作用させる。鋼矢板の作用荷重は図 7－26 に示すように主働側には切ばりと仮想支持点の間に断面決定用土圧を作用させる。水圧は 2－4－1 で計算したモーメントのつり合い深さでゼロとなるように作用させる。受働側土圧は、ランキン・レザールの受働土圧式により、これらの荷重について主働側から受働側を差し引き、図 7－26(b)の単純ばり AB に作用させる。ただし、負の土圧は考慮しなくてよい。

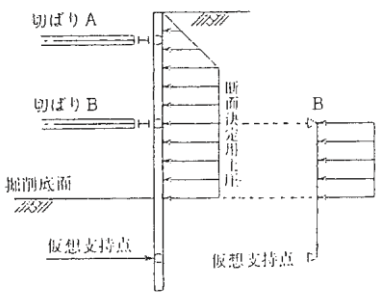


図 7－25　親ぐいの断面計算

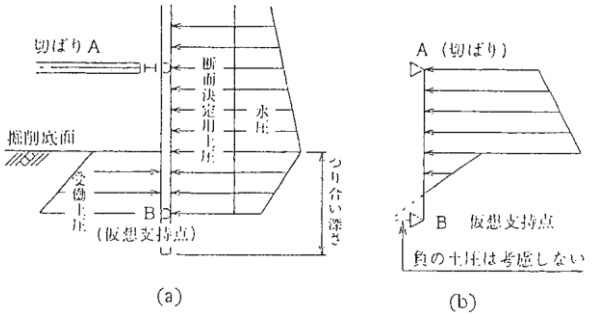


図 7－26　鋼矢板の断面計算

2－4－3 鋼矢板の剛性の検討

(1)　鋼矢板は、土留め壁の変形をある程度以下に抑えることができるように十分な剛性を有するものとする。

(2)　鋼矢板の最大変位量は 30cm とする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－4(3)＞

(1) 計算の簡略化のため鋼矢板の変位量は、図 7－28 に示すように、最上段切ばり位置 A を剛な支点とし、仮想支持点深さの 1/2 点 B を弾性支点としてその間を単純ばりとして求めてよい。変位量は、図 7－29 に示すように、スパンℓ_1の単純ばりとして求めた最大たわみδ_1に、その最大たわみが生じる点における弾性支点の変位の影響$\delta_2 = \delta_2' \ell_2/\ell_1$を加えた変位量$\delta = \delta_1 + \delta_2$として求める。荷重は、断面決定用の土圧と水圧をスパン全長にわたり載荷する。ただし、台形状の荷重は、全載荷重 P をスパンℓ_1で除したP/ℓ_1を荷重強度とする等価な長方形分布荷重としてもよい。

この場合、$\ell_2 = \ell_1/2$、$\delta_2 = \delta_2'/2$ となる。

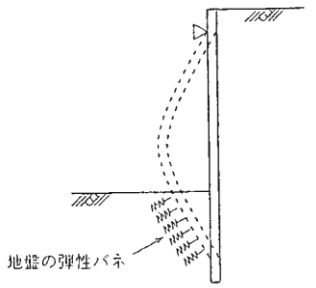


図 7－27　鋼矢板変形のモデル化

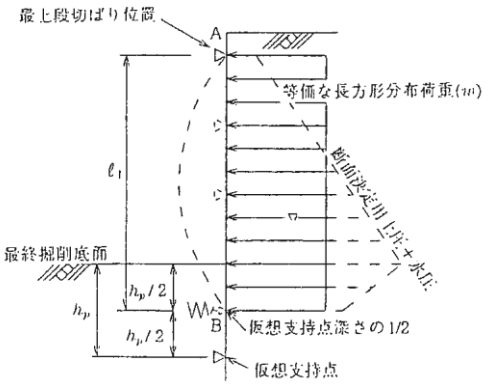
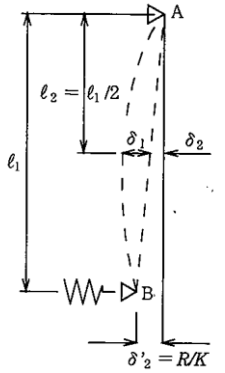


図 7－28　鋼矢板変位両の計算



$$\delta_1 = \frac{5w\ell_1^4}{384EI} \text{ (m)}$$

ここに，
w：断面決定用の側圧に等しい面積の等分布荷重（kN/m）
E：土留め壁のヤング係数（kN/m²）
I：土留め壁の断面二次モーメント

$$\delta_2 = \frac{\delta'_2}{2} = \frac{R}{2K} \text{ (m)}$$

ここに，
R：B点における反力（kN）
K：B点のバネ定数(式 (2-9-20))（kN/m）

図 7－29　変位量の求め方

弾性支点のバネ係数 K（kN/m）は、式（7－22）に示す。

$$K = k_H A \quad \cdots\cdots \text{式 (7－22)}$$

表 7－17　地盤の水平方向地盤反力係数

地盤条件		k_H (kN/m^3)
沖積層	粘性土	5,000～20,000
	砂質土	15,000～30,000
洪積層	粘性土	20,000～40,000
	砂質土	40,000～60,000

(2) 最大変位量が 30cm をこえた場合は、必要な剛性を有する鋼矢板を使用するか、掘削に先立ち地盤改良を行い受働抵抗の増加をはかる。

2－5 弾塑性法による土留め壁の設計

2－5－1 根入れ長の決定

(1)　土留め壁の安定を保つための根入れ長は、下記に示す検討から求められる根入れ長のうち最も長いものとする。

１）根入れ部の土圧および水圧に対する安定から決まるつり合い深さの 1.2 倍以上の長さ

２）「1－8　くいの許容支持力」に規定する許容鉛直支持力から必要となる長さ

３）「2－3　掘削底面の安定」に規定する掘削断面の安定から必要となる長さ

４）弾塑性法による計算結果で、土留め壁先端付近の地盤に弾性領域が存在する根入れ長

５）最小根入れ長 3.0m

(2)　根入れ部の弾塑性に用いる土圧および水圧に対する安定から求まる根入れ長は、主働側圧と受働側圧のモーメントのつり合いから決定する。

(3)　極限平衡法により求めたつり合い深さ位置に、弾性領域が存在することを弾塑性法により照査するものとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－5(1)＞

(1) 親ぐいの場合の最小根入れ長は 1.5m とする。非常に硬質な地盤のため、施工上最小根入れ長が確保できない場合には、受働抵抗を十分に検討し、短くしても良い。

(2) 弾塑性法における根入れ長決定の手段として、図 7－30 に示すように、極限平衡法等により根入れ長を求め、根入れ部先端に弾性領域が存在することを弾塑性法により確認する。

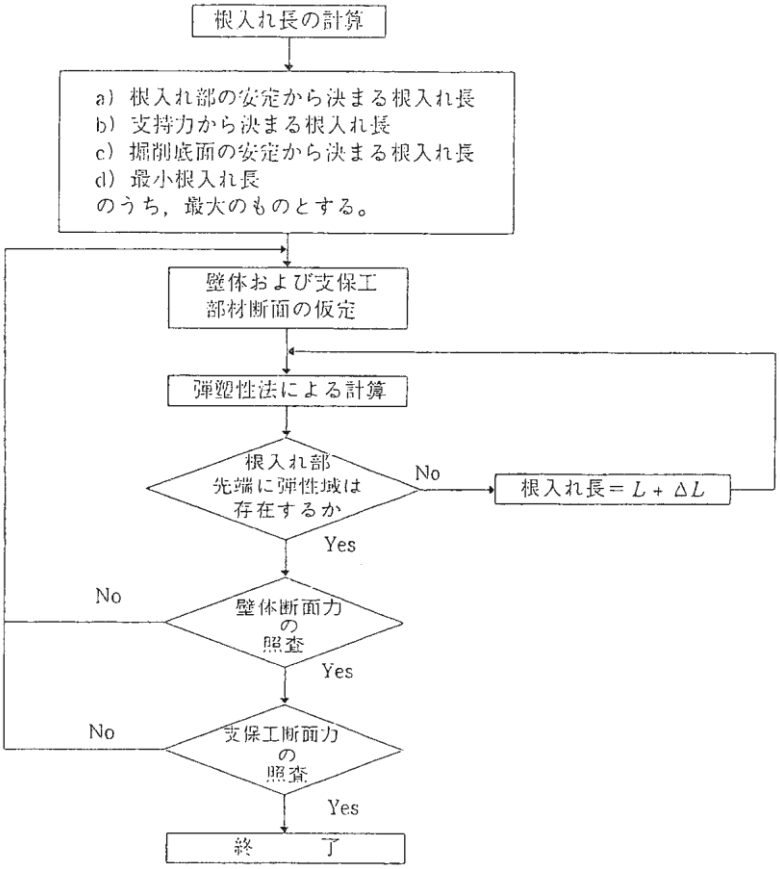


図 7－30　根入れ長決定の手順

2－5－2 土留め壁の断面力および変形計算

(1)　弾塑性法による土留め壁の断面力および変形は、土留め壁を有限長の弾性ばり、地盤を弾塑性床、支保工を弾性支承として算定するものとする。

(2)　解析は、掘削過程における土圧の変化を考慮し、各掘削段階ごとに設定した背面地盤の土圧を作用荷重とし、地盤の塑性領域の範囲を収束計算により求めるものとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－5(2)＞

(1) 土留め壁に作用する土圧は、壁体の変形によって変化する。土留め壁の変位と土圧の一般的な関係を、図 7－31 に示す。

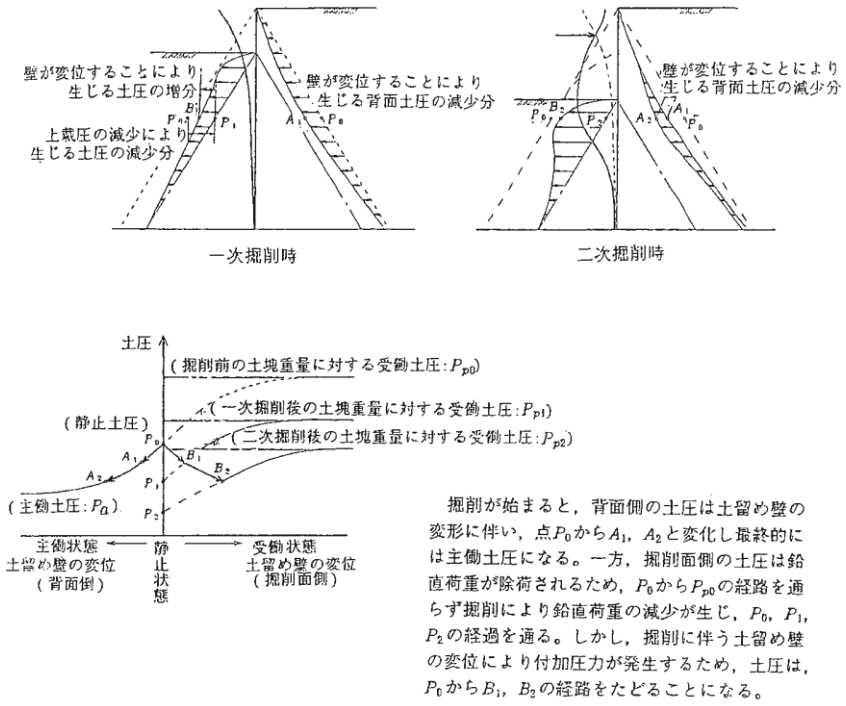


図 7－31　土留め壁の変位と土圧の関係

2－5－3 解析上の仮定

弾塑性法の解析上の仮定は、計算結果に影響するために、適切に設定するものとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－5(2)＞

弾塑性法の計算は、コンピューターで行うため、仮定や入力値の設定の妥当性を確認する必要がある。

(1) 基本的な仮定

1）土留め壁は、有限長の弾性ばりとする。

2）背面側の主働側圧および掘削面側の受働側圧は、掘削による土質条件の変化（地下水位の低下等）に対処できるように掘削段階ごとに定める。

3）掘削底面以深において土留め壁に働く抵抗土圧（地盤反力）は、図 7－32 に示すように土留め壁の変位に一次的に比例し、かつ、有効受働側圧をこえない。

4）切ばりは弾性支承とし、そのバネ定数は設置間隔、断面積、長さ、材料のヤング係数等から求める。

5）ある掘削段階での切ばり位置の変位および切ばり軸力は、設置時にすでに壁体に発生している先行変位を考慮して求める。

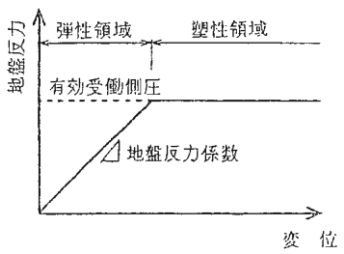


図 7－32　地盤バネの特性

(2) 側圧に対する仮定

1）掘削底面以浅には、土留め壁背面から主働側圧が作用するものとする。

2）掘削底面以深には、土留め壁背面から主働側圧が作用し、掘削面側は受働側圧が作用するが、掘削面側は受働側圧と掘削面側の静止側圧と弾性反力の和とを比較して弾性領域と塑性領域に分けて考える。ここで、静止側圧と弾性反力の和が受働側圧以下となる部分を弾性領域、受働側圧以上となる部分を塑性領域とする。

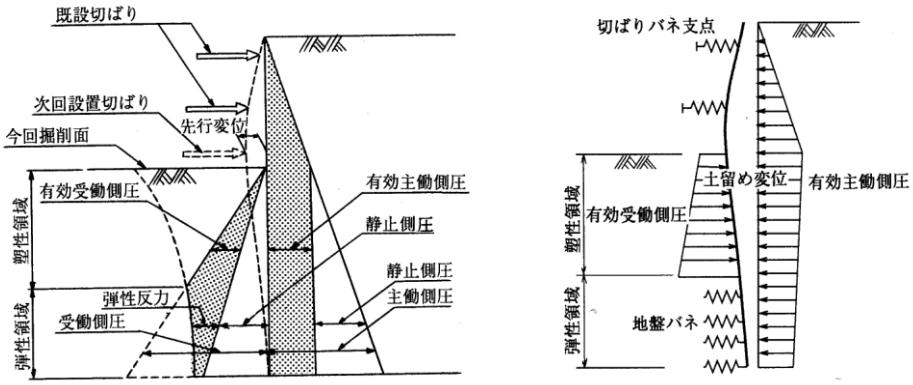


図 7－33　側圧、構造系説明

(3) 構造系のモデル化に関する仮定

1)掘削前の土留め壁の断面力と変位はともにゼロで､掘削の進行に伴ってこれらが増加すると考える。

2）切ばりは、土留め壁にその時点の掘削状態に応じた断面力と変位（先行変位と呼ぶ）が生じた後に設置されるため、構造系は各掘削段階ごとに変化し、以後の掘削進行に伴って、切ばりの断面力と変形も変化すると考える。

3）切ばりを設置したときの断面力はゼロであり、これ以後の掘削では切ばり位置の変位に比例した断面力（切ばりバネ反力）が生じるものと考える。

4）土留め壁は、掘削底面以浅では主働側圧を受け、各切ばりを弾性支承とする連続ばりとする。掘削底面以深の塑性領域では、有効主働側圧から有効受働側圧を差し引いた荷重を受け、弾性領域では、有効主働側圧を受ける弾性床上のはりと考える。

2－5－4 設計定数の設定

> 弾塑性法に用いる各種設計定数は、地盤定数や土留め形状等を十分に検討して決定するものとする。
>
> **＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－5(2)＞**

弾塑性法は、図 7－34 に示すように、各ステップごとに地盤の塑性領域の範囲をコンピュータ等により収束計算によって求めるため、設計係数等の入力値の設定が出力結果の妥当性に大きく影響する。必要となる入力値は「道路土工　仮設構造物工指針　表 2－9－8　弾塑性法の入力値」を参照するとよい。

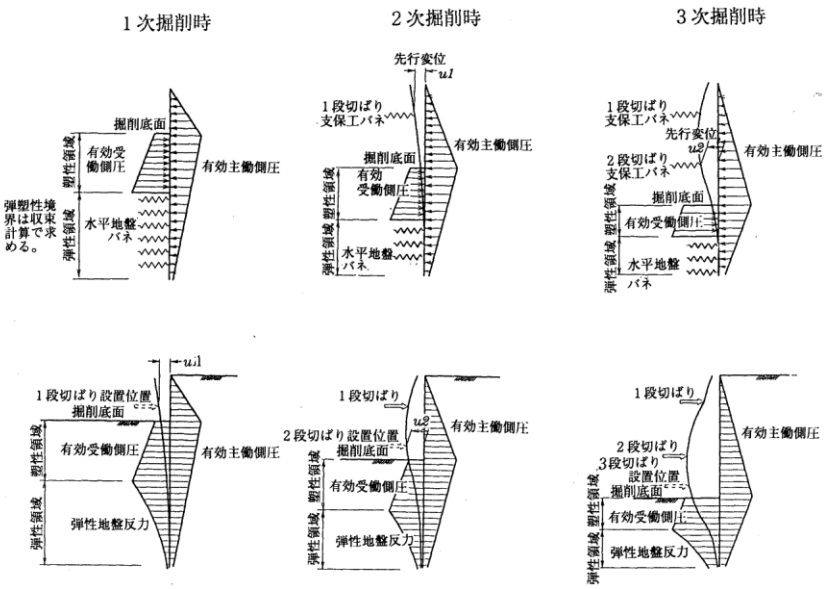


図 7－34　弾塑性解析における解析ステップ

2－6 土留め壁の部材設計

2－6－1 土留め壁の断面計算

(1)　土留め壁断面に発生する応力度は、慣用法あるいは弾塑性法により求めた掘削途中、あるいは埋戻しの各過程において発生する最大の断面力に対して表 7－18 に示す断面係数を用いて算定する。

表 7－18　土留め壁の断面係数のとり方

土留め壁の種類	断面係数のとり方
親ぐい横矢板壁	H 形鋼の全断面を有効とした断面係数
鋼矢板壁	全断面有効の 60%の断面係数。ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から 50cm 溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部から 30cm の深さまで連結して固定したもの等については、断面係数を全断面有効の 80%まで上げることができる。

(2)　軸方向鉛直力が作用し、壁体の応力度に対して危険側となる場合は、これを考慮して計算しなければならない。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－6(1)＞

(1) 土留めぐいの中心間隔は、1.5m を標準とする。これによらない場合でも、1.0m 以上 2.0m 以下の範囲を原則とする。

2－6－2 土留め板

土留め板は、最終掘削深さでの土圧強度に応じて計算された板厚を掘削全断面に用い、その両端が 40mm 以上、かつ板厚以上親ぐいのフランジにかかる長さとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－9－6(2)＞

土留め板厚は、次式により求めてよい。

$$t = \sqrt{\frac{6M}{b\sigma_a}} \quad \cdots\cdots \text{式（7－23）}$$

ここに、 t ：板厚（㎜）

b ：土留め板の深さ方向単位幅（1000㎜）

σa ：許容曲げ応力度（N/㎟）

M ：作用モーメント（$=w\ell_2^2/8$）（N/㎜）

W ：土圧強度（N/㎟）

ℓ_2 ：土留め板の計算スパン（㎜）で親杭のフランジ間距離

$$\tau = \frac{Q}{bt} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots \text{式（7－24）}$$

ここに、 τ ：せん断応力度（N/㎟）

Q ：作用せん断力（$w\ell_2/2$）（N）

b ：土留め板の深さ方向単位幅（1,000㎜）

t ：土留め板の板厚（㎜）

τ_a ：土留め板の許容せん断応力度（N/㎟）

「建設工事公衆災害防止対策要綱」によれば、最小板厚 30㎜、フランジにかかる長さを 40㎜と規定している。

2－7 土留め壁と構造物との余裕幅

構築する構造物側面と土留め壁中心線との距離は、打込誤差および変形量を考慮したうえで決めるものとする。

一般的には 1.0m 程度とるが、フーチング等で高さ 2.0m 以上の足場を必要とする場合は 2.0m とする。

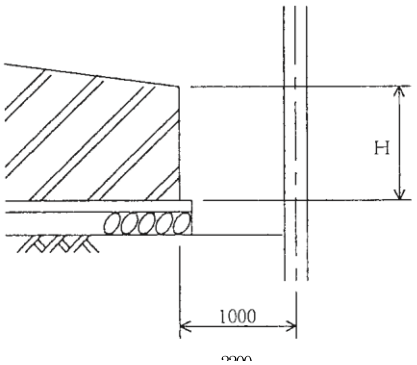


図 7－36 土留め壁と構造物との余裕幅

2－8 土留め壁の天端高

河川・湖等に設ける土留め壁は、「仮締切装置基準（案）平成 10 年 6 月 19 日 建設省河治発第 40 号」によるものとする。

第3章 支保工の設計

3－1 設計方針

支保工の設計に用いる荷重は、慣用法による場合、「1－4－6」に示す断面決定用土圧と、弾塑性法による場合「1－4－7」に示す土圧と、「1－4－8」の水圧を用いることとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－10－2＞

慣用法の場合の土圧と水圧を用い、最終掘削状態において図 7－37 に示すように、腹起しおよび切ばりに働く力は、その切ばりとその下方の切ばりとの間の荷重であると考える下方分担法により算出された支保工反力を用いる。弾塑性法で行う場合は、弾塑性法により算出された各最大支保工反力を用いる。

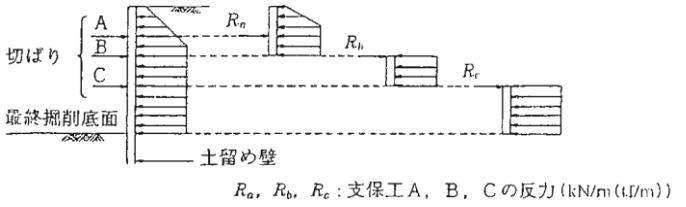


図 7－37　慣用法を用いた場合の支保工の設計に用いる荷重（下方分担法）

3－2 腹起しおよび切ばり

3－2－1 腹起しおよび切ばりの間隔

(1)　腹起しの鉛直間隔は 3m 以内とし、覆工受げたのある場合を除いて、土留めぐい頭から 1m 以内に第 1 段目の腹起しを入れる。

(2)　切ばり間隔は、水平には 5m 以下、鉛直には 3m 以下とする。

(3)　腹起しの継手間隔は 6m 以上とし、上下段で位置がそろわないよう千鳥配置とする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－10－3、2－10－4＞

上記の支保工配置は、大規模な掘削等では不合理となることもあるため、入念な検討で安全性が確認されれば、必ずしもこの間隔によらなくてもよい。

「建設工事公衆災害防止対策要綱」によったものである。この原則のほかに、盛替えの有無や、構造物各部材の位置、施工順序等を考慮して決定する必要がある。

3－2－2 腹起しの計算

(1)　腹起しは、切ばり材芯を支点とした単純ばりとして計算するものとする。
(2)　フーチングのように掘削平面形状が長方形の場合の腹起しは、軸力が作用するため圧縮力を考えるものとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－10－3＞

(1) 切ばりの圧縮や施工の誤差その他によって、支点移動などが考えられるので、単純ばりとして計算する。土圧は、腹起しに対して土留めぐい位置に作用する集中荷重として載荷される。しかし、計算を簡単にするために、等分布荷重を受ける単純ばりとして曲げモーメント、せん断力に対する計算を行う。

(2) 図 7－40 にあるような端部の腹起しは、切ばりの作用もするので、曲げと圧縮とを受ける部材として計算しなければならない。端部の腹起しを切ばりとして働かせるためには、隅部ピースを入れて、直交する腹起しにかかっている力が軸力として作用するようにしなければならない。

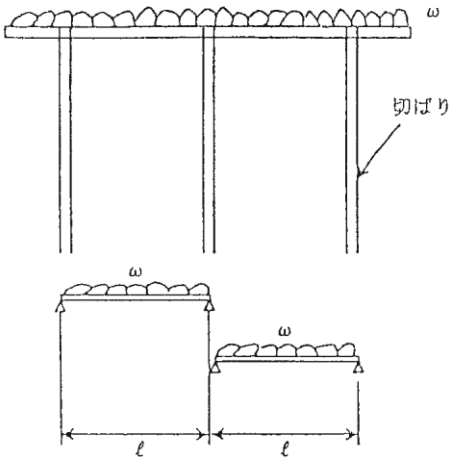


図 7－38　腹起しの計算（火打ちのない場合）

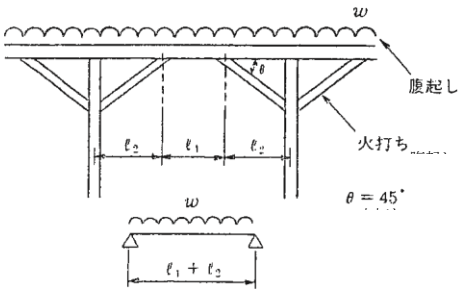


図 7－39　腹起しの計算（火打ちのある場合）

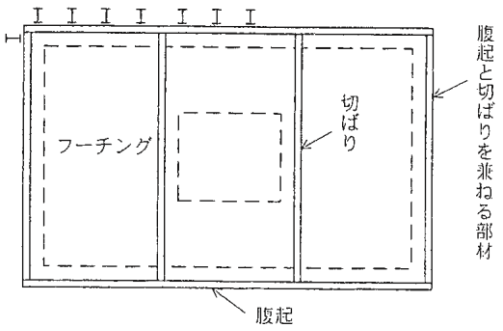


図 7－40　端部の腹起し

(3) H 形鋼などの腹起しでは、切ばりが当たる部分のウエブが局部座屈を起こしたり、フランジが変形したりすることがあるため、補剛材などを入れて補強する必要がある。

3－2－3 切ばりの計算

(1)　切りばりに作用する軸力は、腹起しにかかる荷重と切ばりの分担幅との積として求めるものとする。

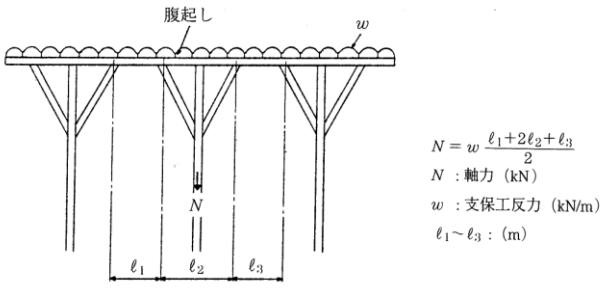


図 7－41　軸力を考慮する分担幅

(2)　切ばりの温度変化による軸力の増加は 150kN とする。

(3)　切ばりに作用する鉛直荷重により、大きな曲げモーメントが切ばりに作用すると考えられる場合には、(1)(2)の軸力と曲げモーメントが作用する部材として計算を行う。実荷重が不明な時は、鋼材自重を含め 5kN/m の鉛直荷重を考慮するものとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－10－4＞

(1) 軸方向圧縮応力度の計算に用いる有効座屈長（ℓ）は、切ばりどうし、切ばりと腹起し、あるいは切ばりと中間ぐいとの交点間距離をとるが、考える方向により拘束条件が違うため、十分に注意をしなければならない。

3－2－4 火打ち

(1)　隅火打ちは、45°の角度で入れることを原則とし、腹起しや切りばりとの接合部でも左右対称に取り付けるものとする。

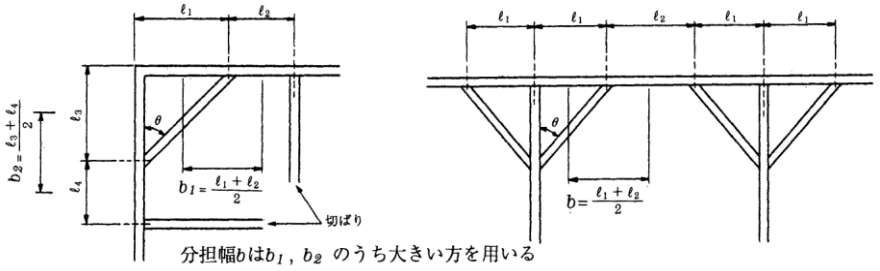


図 7－42　火打ちの軸力分担幅

(2)　火打ちに作用する軸力は、次式により計算する。

$$N = R / \cos\theta \quad \cdots\cdots \text{式 (7－25)}$$

ここに、N ：火打ちに発生する軸力（kN）
R ：火打ちが負担する腹起しからの荷重（kN）
R＝b・w
b：分担幅（m）
w：支保工反力（kN/m）
θ ：火打ちの設置角度（度）

(3) 温度変化に伴う軸力増加として 150kN 考慮する。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3) 2－10－5＞

(1) 火打ちは、腹起しのスパンを小さくしたり、切ばりの座屈長を小さくするために用いられることから、45°が一般的である。しかし、掘削平面形状により、30°、60°多重火打ちおよび火打ちブロック等を使用する場合、軸力分担幅を適切に評価し、効果的に用いるのがよい。

3－3 中間ぐい

(1) 中間ぐいには、切ばり座屈拘束点のためのものと、覆工受げたからの荷重を支持するものがあり、両者を兼用する場合は十分検討しなければならない。
(2) 中間ぐいは、くいに作用する軸方向鉛直力に対して、「1－8 くいの許容支持力」により支持力に対する検討を行い、柱材として座屈の検討を行う。
(3) 中間ぐいを座屈拘束点とみなすためには、切ばりと、中間ぐいはボルトなどで緊結固定するものとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3) 2－10－6＞

(1) 中間ぐいに作用する軸方向鉛直力は、
1）路面荷重（衝撃を含む）
2）路面覆工（覆工板、けた等）自重
3）埋設物自重（防護げたを含む）
4）中間ぐいの自重、切ばりの自重および座屈抑制荷重
である。切ばりの強軸まわりの座屈の抑制によって生じる中間ぐいの軸方向力は、切ばりに作用する全軸方向力の 2%としてよい。

(2) 許容軸方向圧縮応力度の算出に用いるℓ/γのℓは図 7－43 に示すように中間杭天端と切ばり交点間ℓ_1、切ばり交点間ℓ_2、切ばり交点と掘削底面から $1/\beta$（β：杭の特性値（$m^{-1}[cm^{-1}]$））までの間をℓ_3とし、γは弱軸方向の断面二次半径を用いる。このとき、切ばりと中間ぐいの交点は緊結されたものでなければならない。

(3) 中間ぐいが適切な剛性を持つ斜材によって連結されたときは、最大反力が前後の中間ぐいに分配されると考えてよい。分配の度合いは、斜材の剛性や配置によって異なるが、図 7－44 のような部材と配置を行えば、中間ぐい A は最大反力の 1/2 のみを受け持つと考えてよい。

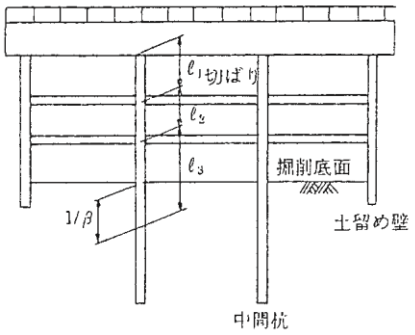


図 7－43　柱材の座屈長

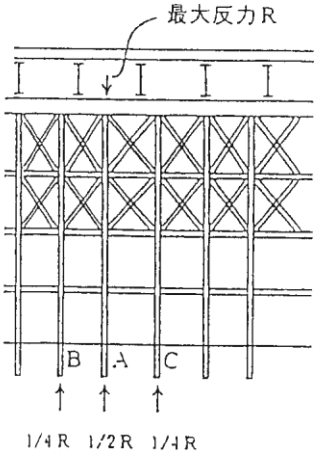


図 7－44　反力の分配方法

(4) けた受けとくいや腹起しと火打ちの接合部等、主としてボルトにせん断力が作用する箇所では、高力ボルトを使用する。

第4章 工事用仮桟橋の設計

4－1 設計方針

(1)　工事用仮桟橋の設計にあたっては、設置場所の地形・環境に適合した構造とし、載荷重・作用外力・洗掘等に対して十分な安全性を確保し、桁のたわみや支持ぐいの鉛直変位・水平変位に注意するほか、必要に応じて河川管理者・道路管理者と協議するものとする。

(2)　迂回路仮橋や、H 形鋼を主とした工事用仮桟橋以外の鋼鈑げた橋やトラス橋のような仮設橋梁は、構造物の重要度、設置期間、交通状況に応じて、構造や許容応力度を定めるものとする。

(1) 仮桟橋は、工事用交通の道路として使用されると同時に、工事機械を一時的に定着する作業構台としても使用される。このため工事用仮桟橋に載荷される荷重は、一般自動車荷重のほか、より大きな鉛直荷重や水平荷重または衝撃ないし振動が作用する場合が多い。設計荷重を決めるに当たっては T 荷重のほか、供用期間中に載荷される大型工事用機械についても考慮しなければならない。仮桟橋は、地形条件から架設方法が決定され、現地盤からのクレーンによる架設（横方向架設）および架設された仮桟橋からの架設（縦方向架設）に分けられ、縦架設方向の場合架設時活荷重により部材が決定することに留意しなければならない。

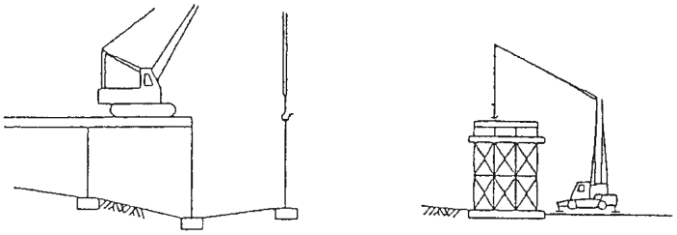


図 7－45　架設方法

仮桟橋は、水平力に対して弱い構造となり易いため、工事用機械による水平荷重や流水・波浪・風などによる水平荷重が予想される場合には、水平力に対する検討をしなければならない。

仮桟橋は支間の長い橋梁形式を採るため、主桁のたわみはもとより支承部分の鉛直および水平変位が許容量を超えないように配慮しなければならない。土留め内に仮桟橋を設置するためには、仮桟橋の変位による切ばりへの有害な影響を避けるため、その支持ぐいを切ばり中間ぐいと併用してはならない。

仮桟橋はその施工法に適し、組立・撤去が容易で転用できる構造とするのが望ましい。また、河川に設置される仮桟橋にあっては、河川管理者の構造規定に従い、できるだけ流水を阻害しないような構造とすることが望ましい。また、洪水時には支持ぐい周辺の河床に異常に深い洗掘が起こり易いので、くいの根入れ長の決定にあたっては洗掘を考慮する必要がある。

(2) 迂回路仮橋の設置期間が 1 年以上の場合は、通常の道路橋と同じレベルの安全性を確保するものと考え、許容値の割増しを行わないことを基本とする。

4－2 材料

工事用仮桟橋の主要部材に使用する最小断面は、次によるものを原則とする。

支持くい	H－300×300×10×15
覆工受げた	H－250×250× 9×14
けた受	[－250× 90× 9×13
斜材・水平継材	L－100×100×10
横継材	[－300× 90× 9×13
横げた	[－200× 80
手すり	40A
継手ボルト	M22

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3) 2－11－3＞

＜NEXCO 設計要領第二集 7－2＞

仮桟橋に使用される材料としては、JIS 規格による H 形鋼、I 形鋼、山形鋼が大部分であるので、主要部材の最小断面をそれらの鋼材について規定した。主要部材について最小断面を規定したのは、作用する荷重の不明確さのため思わぬ荷重が働き、このため仮桟橋の構造全体に大きな変形を生じ主要部材に座掘等の破損を招くことも考えられるため､応力度に余裕があっても､最小断面を下回らないことを原則とした。

4－3 幅員

工事用仮桟橋の幅員はその機能を十分考慮のうえ決定するものとする。

工事用仮桟橋は通路としてのみでなく工事用機械の作業台として利用されるが、この場合には機械のみの幅員だけでなく、安定を増すためのアウトリガーないしスタビライザーの幅員に対しても余裕ある幅が必要である。また、仮桟橋の一部を資材置場等に利用しなければならない場合や、車輌の通過頻度が多い場合、または、労働安全上の要請がある場合には、必要かつ十分な広さを持つ仮桟橋を設置することが必要である。また、迂回路仮橋の幅員は、交通量、歩行者等を考慮して決定するものとする。

仮桟橋の幅員は、覆工板の市場性、下部工の構造性より偶数幅員（4m、6m、8m）で計画するのが望ましい。

(1) 4m 幅員とする場合

・一般的に工事用車輌 1 車線通行

(2) 6m 幅員とする場合

・工事用車輌 2 車線通行する場合

・山岳地などで横方向安定性を要求される場合

・待避所を設ける場合

・仮桟橋上から縦方向架設を行う場合（施工機械の幅員より）

4－4 覆工受げたとくいの間隔

覆工受げたとくいの間隔は 2m を標準とする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－11－2(4)＞

覆工受げたとくいの間隔は 2m が一般的であるが、切ばり水平間隔と覆工受げた間隔を合致させ掘削を容易にさせる目的で、3m の覆工板も使用されるようになってきた。埋設物などの理由により、覆工受げたまたはくいの間隔を広げる場合は、十分な検討を行うものとする。

4－5 標準支間

工事用仮桟橋の支間は、6m を標準とする。ただし、河川における仮桟橋等については河川管理者との協議により決定するものとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－11－2(5)＞

河川における仮桟橋等は、洪水時の流木やせきあげの影響を考えて、より長い支間長が要求される。このため条文では、河川管理者との協議により決定するものとした。

4－6 最大勾配

路面勾配は最大 6%を原則とする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－11－2(1)＞

地形状況や管理者の条件から仮桟橋等の路面勾配が 6%をこえる場合には、綾構などで仮桟橋橋軸方向の水平力に対する補強を行う必要がある。

4－7 けた下余裕高

工事用仮桟橋および一般供用仮橋のけた下空間は、河川においては河川管理者と協議を行い決定し、道路などの一般交通路上においては建築限界から、原則として 1m の余裕高を含むものとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－11－2(2)＞

桁下空間の余裕高は、仮桟橋の維持管理上からも、また予想高水位や建築限界をこえる通過物から仮桟橋を保護するうえでも必要なものである。こうした余裕高は、桁下空間使用目的と仮桟橋の工事全体に占める重要度から決める性質のものなので、ここでは過去の実績の平均から余裕高の目安を与えた。従って、実施に当たっては仮桟橋設置場所の管理者と打合せ、余裕高を決定しなければならない。

4－8 覆工受げたの設計

(1)　自動車荷重の場合、覆工受げたと走行方向が直角の場合は荷重が直接覆工受げたの上に載荷し、図 7－46 に示す荷重配列によって、最大応力が生じるようにする。覆工受げたと走行方向が平行な場合は、図 7－47 に示すように覆工板に載荷させ、各荷重による覆工受げたへの影響を考慮するものとする。

(2)　工事用機械の場合は「1－4－3」より活荷重を載荷し、計算する。

(3)　活荷重によるたわみは、ℓ/400（ℓは支間）以下で、かつ 25mm（2.5cm）以下とする。このとき、活荷重に衝撃は含まなくてよい。

(4)　覆工受げたは、支点上で受げたに剛に結合し、軸方向主桁は互に連結しておくことが望ましい。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－11－5＞

(1) 交差点付近等、常時車両の制動荷重、遠心荷重等の水平荷重が作用するところでは、必要に応じて覆工受げたの部材弱軸方向に対する検討も行う。

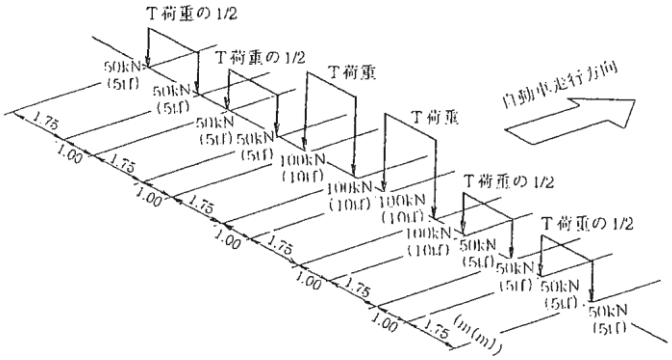


図 7－46　覆工受げたと自動車の走行方向が直角な場合

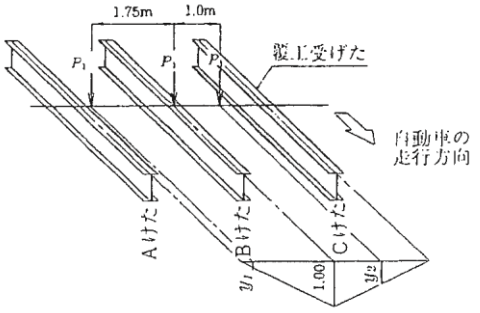


図 7－47　覆工受げたと自動車の走行方向が平行な場合

(3) 覆工受げたに載荷される活荷重が一個の場合、たわみは式（7－26）によって計算する。活荷重が複数個載荷される場合、もしくは分布荷重が載荷される場合は、式（7－27）、式（7－28）によって計算してよい。

$$\delta = Pol^3/48EI \quad \cdots\cdots \text{式（7－26）}$$

$$\delta = 5Wol^4/384EI \quad \cdots\cdots \text{式（7－27）}$$

ここに、δ　：たわみ（m）

Po　：覆工受げたに作用する衝撃を含まない集中荷重（kN）

l　：支間長（m）

E　：使用部材のヤング係数（kN/m²）

I　：使用部材の断面二次モーメント（m⁴）

Wo　：等値等分布荷重（kN/m）

$$Wo = 8M\ell max/l^2 \quad \cdots\cdots \text{式（7－28）}$$

Mℓmax　：衝撃を含まない活荷重による最大曲げモーメント（kN・m）

(4) 軸方向の剛性は、軸直角方向に比べてかなり低いと考えられるので、少しでも剛性を高めるために、覆工受げたの下フランジはけた受けにボルトまたは溶接で止めるのが一般的である。また、橋軸方向の覆工受げたは、軸方向のずれを少なくするために添接板を用い、ボルトまたは溶接により連結しておくことが望ましい。

覆工受げたを軸方向に連結することによって生ずる温度変化の影響は、支持ぐいに負荷させるものとする。

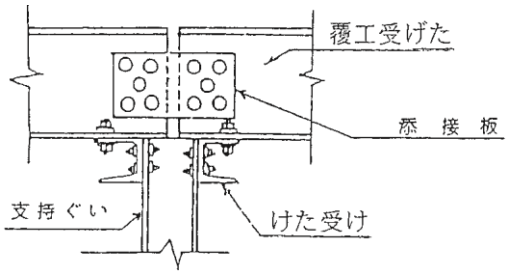


図 7－48　連結の方法

4－9 けた受けの設計

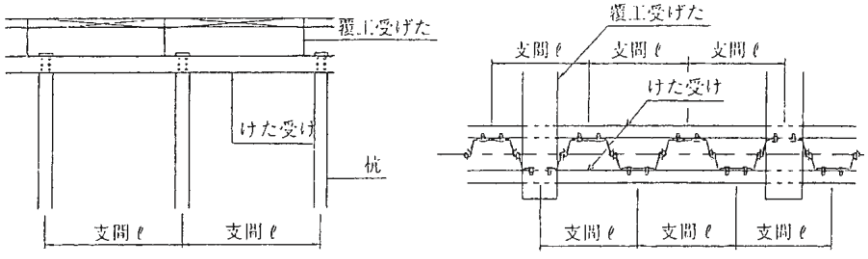
(1)　けた受けは覆工受げた反力および死荷重に対し、十分な強度と剛性を有していなければならない。けた受けは、覆工受げた等、けたの最大反力を集中荷重、また、けた受け自重を分布荷重とし、くいあるいは土留め壁との取付け部を支点とする単純ばりとして設計する。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－11－6＞

(2)　けた受けとくいを接合するボルトは、けた受けの最大反力に対し十分な強度を有していなければならない。ボルトの必要本数は式（7－29)、式（7－30）で計算してよい。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－11－7＞

(1) けた受けの支間は図 7－49 に示すように、同一けた受けがボルトで接合されているくいの中心間隔とし、覆工受げた反力は、けた受けの断面力が最大となるように載荷して計算する。



(a) H形鋼に支持させる場合　　(b) 鋼矢板に支持させる場合

図 7－49　けた受けの支間

(2) けた受けに溝形鋼を用いる場合のように、活荷重による鉛直荷重に対し、ボルトのせん断で抵抗するような場合は、高力ボルトを使用することが望ましい。

$$n=R/Sa \quad \cdots\cdots \text{式 (7－29)}$$

$$Sa=\tau aA \quad \cdots\cdots \text{式 (7－30)}$$

ここに、n ：ボルトの必要本数（本）

R ：けた受けの最大反力（N）

Sa ：ボルト 1 本当りの許容せん断力（N）

τa ：ボルトの許容せん断応力度（N/mm^2）

A ：高力ボルトの場合は公称径（呼び径）から求めた断面積、普通ボルトの場合はねじ部の有効断面積（mm^2）

4－10 斜材・水平継材の設計

斜材・水平継材はくい列の各くいに水平荷重を分担させ、かつくい頭の回転を拘束する部材および構造でなければならない。工事用仮桟橋では、橋軸直角方向には斜材、水平継材を取り付けるものとする。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3) 2－11－8＞

(1) 水平継材は圧縮材として設計し、応力度は式（7－31）で計算する。

$$\sigma c=H/nA \quad \cdots\cdots \text{式 (7－31)}$$

ここに、σc ：水平継材に発生する圧縮応力度（N/mm^2）

H ：くい列に作用する水平荷重（N）で、表 7－19 による。

n ：水平継材の本数（通常くいの両面に取り付けるため n＝2）

A ：水平継材 1 本の断面積（mm^2）

表 7－19 水平荷重

活荷重の種別	T 荷重の場合	建設用重機荷重の場合
くい列に作用する水平荷重	全活荷重×0.1	活荷重×0.15

(2) 斜材は圧縮材として設計し、応力度は式（7－32）で計算する。

$$\sigma c=H/(nA\cos\alpha) \quad \cdots\cdots \text{式 (7－32)}$$

ここに、σc ：斜材に発生する圧縮応力度（Nmm^2）

H ：くい列に作用する水平荷重（N）で、表 7－19 による。

n ：斜材の組数（図 7－50 の場合は n＝3）

A ：斜材 1 本の断面積（mm）

α ：水平荷重作用方向に対する斜材のなす角度（度）で、図 7－50 による。

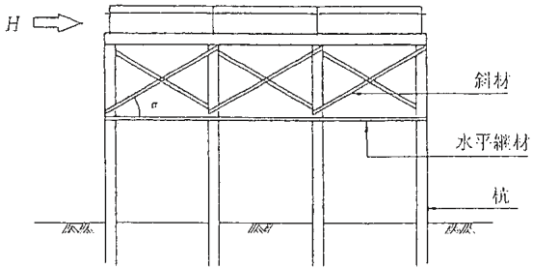


図 7－50　斜材・水平継材の設計

4－11 くいの設計

(1)　支持力の計算は、「1－8　くいの許容支持力」により計算する。
(2)　工事用仮桟橋の支持ぐいでは、地盤が軟弱な場合や、くいの突出が長い場合等は、橋軸直角方向（走行直角方向）が危険断面となるため、そのくい列に対して検討を行えばよい。
(3)　部材断面の計算は、鉛直荷重による軸力と水平荷重によるモーメントが同時に作用する部材として検討を行えばよい。

＜道路土工－仮設構造物工指針(H11.3)　2－11－9＞

(2) 1 本の支持ぐいに作用する水平荷重は式（7－33）により算出してよい。

$$Ho = H / n \quad \cdots\cdots \text{式（7－33）}$$

ここに、Ho　：1 本のくいに作用する水平荷重（kN）
H　：くい列に作用する水平荷重（kN）（表 7－19 参照）
n　：くい列のくい本数（図 7－51 の場合 n＝4）

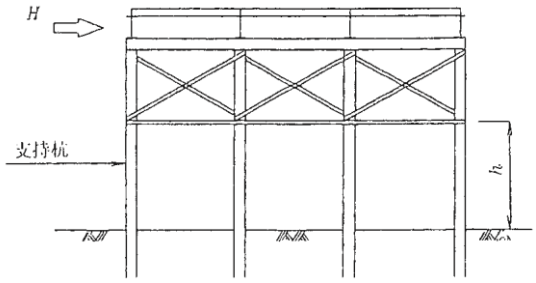


図 7－51　くいに作用する水平荷重

(3) 座屈長は、一般に橋軸直角方向が弱軸となるため、図 7－52 のℓ_1、ℓ_2のうちの大きい値とするが、仮桟橋高さが高い場合、橋軸方向の座屈が卓越することがある。このような場合は座屈長を$\ell_1+\ell_2$として橋軸方向（くい全体）の座屈に対する照査も必要とする。

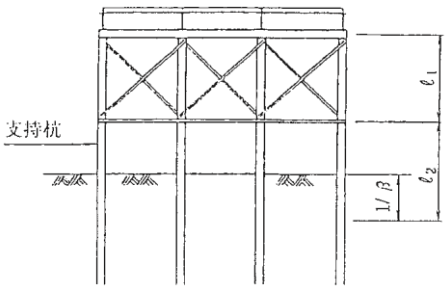


図 7－52　くいの座屈長

第８編　補 修 ・ 補 強

第１章　補修および補強総説 …… 8－ 1
第２章　耐震補強設計 …… 8－ 5
第３章　耐荷力補強設計 …… 8－31
第４章　橋面舗装 …… 8－35
第５章　鉄筋コンクリート床版 …… 8－37
第６章　防水層 …… 8－45
第７章　鋼橋 …… 8－47
第８章　コンクリート橋 …… 8－49
第９章　支承 …… 8－51
第10章　伸縮装置 …… 8－54

第8編 補修・補強

第1章 補修および補強総説

1－1 適用の範囲

本編は、既設道路橋の補修・補強設計の標準を示すものである。既設道路橋の補修･補強設計に係わる事項で本編に記述がない事項については、下記の関係示方書や基準などによるものとする。

表 8－1　関係図書一覧表

関　係　図　書	発刊年	発　行
道路橋示方書・同解説（Ⅰ～Ⅴ）	H24. 3	(社)日本道路協会
コンクリート標準示方書	各編最新版	土木学会
既設道路橋の耐震補強に関する参考資料	H 9. 8	(社)日本道路協会
既設道路橋基礎の補強に関する参考資料	H12. 2	(社)日本道路協会
鋼道路橋防食便覧	H26. 3	(社)日本道路協会
道路橋支承便覧	H16. 4	(社)日本道路協会
道路震災対策便覧（各編）	H14. 4	(社)日本道路協会
既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）	H 8	
鋼鈑桁の桁端切り欠き部補強設計手引き（案）	H 8	(財)道路保全技術センター
応力頻度測定要領（案）	H 8	(財)道路保全技術センター
既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案）	H 8	(財)道路保全技術センター
既設橋梁の補修・補強「事例集」	H 8	(財)道路保全技術センター
既設橋梁の破損と対策	H 8	(財)道路保全技術センター
床版損傷対策工法選定の手引き（案）	H 9. 5	建設省東北地方建設局道路管理課
福島県橋梁補修調査設計要領（案）	H25. 3	福島県土木部

(1) 本編は、既設道路橋の補修・補強設計について一般的な工法の概要を示したものであることから、実施にあたっては各工法の特性を十分理解するのはもちろん、対象橋梁の条件を把握して効率的、かつ効果的になるようにしなければならない。

また、補修・補強設計については、補修・補強工法の他、調査や点検方法も含めて技術開発は目覚ましいものがあるため、その動向には十分留意して、新技術・新工法の採用を積極的に提案されたい。

1－2 用語の定義

本編において使用する用語は、下記の通り定義する。

1）維 持 管 理：既設橋梁及び橋梁付属施設について、道路利用者の安全と便益を確保する目的から、初期性能及び機能を保持するために行う維持修繕や管理をいう。

2）補　　修：損傷が生じた橋梁（部材）について、損傷進行の抑制や耐久性の回復を目的とした維持管理対策をいう。

3）補　　強：現行基準を満足しない、もしくは損傷が生じた橋梁（部材）について、耐久性や耐荷性、剛性など力学的な性能の回復もしくは向上を目的とした維持管理対策をいう。

4）耐　久　性：橋梁あるいは部材に要求される性能（品質）に対して、長期性能変化に抵抗する性能をいう。

5）耐　荷　性：橋梁あるいは部材に要求される性能に対して、荷重に抵抗する性能をいう。

6）第三者被害：既設道路橋において、劣化した部位などが落下して第三者に与える被害をいう。ここで第三者とは、道路管理に従事する者を除く、当該橋梁に接近する人や車両、列車などをいう。

7）復 元 設 計：設計図書が残されていない既設橋梁に対して行う当初設計活荷重による仮想設計を行うことをいう。

1－3 補修・補強設計における基本的事項

補修・補強設計は、対象橋梁の現況把握を十分に行った後、下記要件を総合的に考慮して実施するものとする。

1）橋梁の外部的諸条件（関係機関協議など）を満足すること。

2）適切な補修・補強のレベルを設定すること。

3）対象橋梁の構造細目を確認すること。

4）対象橋梁の損傷状況や損傷原因から適切な対策工法を選定すること。

5）第三者への影響を考慮すること。

6）効率的・効果的であること（経済性・構造性において）。

7）維持管理の容易性を考慮すること。

8）施工が確実・安全、かつ容易であること。

(1) 対象橋梁が交差する道路や鉄道、河川などの交差条件を満足することが基本であり、該当する管理者と綿密な協議を行い必要条件を決定するものとする。

(2) 補修・補強のレベル設定は、今後の供用計画や将来の交通量予測などを十分考慮した上で決定するものとする。

(3) 既設橋梁の補修・補強設計においては、構造形状の把握が設計計画・施工計画において重要となるため、設計図書が現存しない場合、または現存する場合においても現地踏査で図面と異なる形状を有す場合などは、十分な現地の計測を行うものとする。

また、部材の細目についても計測・調査を実施して部材厚や配筋状況を把握する必要がある。これらは設計当時の復元設計や非破壊試験、部材厚の計測や部分はつりによる直接目視などの方法が考えられる。

(4) 既設橋梁の補修・補強設計においては、損傷状況の把握や原因究明、必要に応じて耐荷力評価などのために十分な調査を行うことが重要である。調査は、現況の損傷を定量的に把握することや進行性を確認するとともに、原因究明、補修・補強の要否判定、工法選定の基礎データとなり、適切な対策工法を検討する上で非常に重要となる。

したがって補修・補強設計においては、定期的に実施される橋梁定期点検結果を活用するとともに、必要に応じて現地調査を実施する必要がある。橋梁定期点検は損傷状況の把握、対策区分の判定及び点検結果の整理を行うことで、安全で円滑な交通の確保、沿道や第三者への被害の防止を図り、橋梁に係る維持管理を効率的に行うことを目的に実施されている。また、橋梁定期点検は橋梁の現状把握や補修・補強後の効果確認などの資料としても活用できることから、補修・補強設計には不可欠である。

また、各々既設橋梁の特性である交通状況や立地条件、架設年次、設計基準、橋梁形式、使用材料などを整理し、調査結果と対照することにより損傷原因究明につながることもある。

(5) 桁下に道路、鉄道、航路、公園及び駐車場など、第三者が利用する施設がある場合は、第三者被害を未然に防止する必要がある。このような橋梁が対象となる場合は、事前の点検や調査において放置すれば近い将来にコンクリート片の落下など第三者被害が想定される損傷の有無を確認し、発見した場合はすみやかに道路管理者に連絡し、除去の必要性を確認するものとする。

(6) 補修・補強の目的を十分満足する工法で、かつ、経済的であることについて、十分検討するものとする。ここで必要以上に経済性を追求して、構造性や施工性（安全性)、維持管理に対して不適切な対策工法を選定しないよう、留意する必要がある。

(7) 対策工法の選定においては、今後の維持管理を十分考慮した工法を検討することを基本とする。維持管理を考慮した場合、対策工法は以下の通り、検討するものとする。

1）維持管理において、各種橋梁点検で容易に点検が可能である工法が基本であり、主に目視による点検・調査が可能となる工法が最適であること。

2）こ線橋や交通量が非常に多い都市部のこ道橋は、点検や施工も容易でない。このような橋梁は今後の維持管理の作業性を考慮し、状況に応じた維持管理頻度を意識した対策工法を検討すること。

(8) 施工の確実性については十分検討するものとする。

施工計画においては、付近の地形状況や搬入路が確認できる図面が必要となるが、既存地形図と地形状況とが大きく変わっていることも多い。このような場合は十分現地踏査を行い、施工計画上必要な地形情報については追加調査を提案し、適切な施工計画を検討するものとする。

(9) 耐震補強設計においては、以下の事項に留意すること。

1）合理的な耐震補強設計を行うために、橋の構造特性を考慮し、レベル 2 地震動を受けた場合に対象とする橋がどのようにして挙動するのか、どの部材がどのような順序で損傷を受けるのかを把握し、その損傷が橋の耐震性能に対してどのような影響をおよぼすかを検討し、必要な耐震補強対策を検討すること。

2）橋の耐震性の照査方法の選定、部材等の許容値の設定および抵抗特性のモデル化は、目標とする橋の耐震性能の観点から適切に行うこと。近年提案されている様々な耐震工法技術や制振装置は、当然ながら地震の影響を支配的に受ける部材に該当する者であり、道示Ⅴ5.5 の規定を満たすことが求められる。このため、こうした工法技術や装置の適用に際しては、実験等により検証された適用範囲や設計手法の前提条件をよく把握し、適切に検討を行う必要がある。

3）耐震補強において追加設置された部材や装置等の取付け部が確実に機能を確保できるように配慮する必要がある。

また、落橋防止対策工においては、支承部等のレベル 2 地震動に対して機能を確保する部材又は装置およびそれらの取付け部に仮に損傷が生じたとしても、縁端拡幅のためのブラケットや落橋防止構造には影響が及ばず、その機能が確実に発揮されるよう配置することが重要である。

第2章 耐震補強設計

2－1 基本方針

(1)　基本的に道路橋示方書を遵守し、現実的な補強工法を見いだすものとする。
(2)　既設橋梁の耐震補強設計においては、橋梁全体系として必要な耐震性を有するように配慮する。
(3)　既設橋梁の耐震補強設計に際しては、個々の橋梁が有する条件に応じた適切な補強設計を行う事とする。
(4)　既設橋梁の耐震補強設計においては、既設配筋を明確にした上で実施する事を原則とする。
(5)　橋の重要度は、「B 種の橋」に区分する。

(1) 橋梁の耐震性は橋梁全体構造系として確保する必要があり、道路橋示方書を遵守して現実的な補強工法を選定し、適切な補強計画を立案するものとする。

(2) 耐震対策として、個々の部材の補強だけでなく、橋梁全体系として耐震性の高い構造や大地震でも十分な機能を確保できる構造とすることが考えられる。したがって、耐震補強が必要と判定された橋梁については、橋脚の耐震補強（じん性や耐力確保）だけではなく、上部構造や下部構造、基礎構造および落橋防止システムを含めた橋梁全体系として検討するのがよい。一般的な耐震補強対策を下表に示す。なお、橋梁全体系の耐震補強でも十分な耐震性能を確保できない場合には、再構築を行うことも考えられる。再構築とは、上部構造の架替え、橋脚の再構築、橋梁全体の再構築などがある。

表 8－2－1　橋梁の耐震対策方法

	耐震補強方針	具体的な対策工法（例）
耐震補強	1）構造系の変更による耐震性能向上	・免震化 ・多径間連続化 ・反力分散形式
	2）構造部材の耐震性能向上	・橋脚の補強 ・基礎の補強 ・支承部の補強（水平力分担構造の追加）
	3）落橋防止システムの構築	・落橋防止構造の強化 ・横変位拘束構造の設置 ・けたかかり長の確保

1）構造系の変更による耐震性能向上

構造系の変更目的は、一部材の補強だけを行うのではなく橋梁全体系として耐震性能を確保することで、ある部材の損傷が橋梁全体の致命的な破壊に至らないようにすることである。

多径間連続化や免震化、反力分散形式が考えられるが、各々適用性を考慮して採用するのがよい。

また、免震化や反力分散形式は移動量が増加するため、留意が必要である。

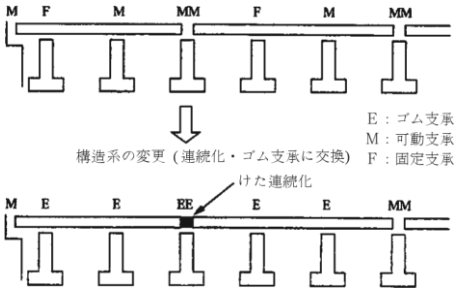


図 8－1　構造系の変更による耐震性能向上例

2）構造部材の耐震性能向上

橋を構成する主要な部材の耐力あるいは変形性能を向上させることにより、橋梁全体系の耐震性を確保するものである。橋脚躯体や基礎の補強、支承の補強が挙げられる。

3）落橋防止システムの構築

落橋防止システムの構築は、けたかかり長や落橋防止構造、横変位拘束構造からなる。システムの基本的な考え方は、支承本体が地震力に耐えることであり、これを超える地震力に対しては落橋防止システムが変位を防ぎ、これをも超える変位に対しても落矯を防止するため十分なけたかかり長を確保するというものである。

しかし、一般的な耐震補強検討手順としては以下の通り考える。

① 構造部材の耐震性向上による橋脚躯体の補強としてじん性向上や耐力増加と、落橋防止システムの構築により、万が一支承が破壊しても桁の落下を防止する方法の組合せにより耐震性能を確保することを基本方針とする。

② 橋脚が負担する上部構造の慣性力が極端に大きい等、上記の橋脚躯体の補強や落橋防止システムの強化だけでは対応が困難な場合は、全体構造系の変更を検討する。しかし、採用にあたっては、工事の要否、経済性など総合的な判断が必要である。

③ 支承の補強・交換や落橋防止システムの構築にあたっては、取り付ける下部工の耐力や橋座周りの維持管理性等にも十分留意したうえで、最適な方法を選択する。

(3) 本章では一般的な耐震補強設計を対象としてとりまとめている。しかし、各橋梁においては構造条件はもとより環境条件や交差条件、施工条件など取り巻く環境はさまざまであり、一様な補強設計を示すことは困難であるため、個々の橋梁の条件に応じた耐震補強設計を適切に実施するものとする。

(4) 対象橋梁においては、配筋など不明な場合もあると考えられる。このような状況では適切な補強は実施できないため、下記に示す方法などで配筋状況を調査・推定した上で耐震補強を実施するものとする。

1）竣工当時の設計基準に準じた復元設計による推定

2）鉄筋の非破壊検査法による推定

3）かぶりコンクリートの部分的はつりによる直接確認

また、基礎については必要に応じて地盤調査を実施するものとする。

(5) 福島県が直接管理する国道、県道の橋梁においては、すべて「B 種の橋」とする。したがって、レベル 2 地震動における耐震補強設計で目標とする耐震性能は「耐震性能 2」となる。

ただし、耐震補強設計においては、新設する橋への適用を念頭に記載されている道路橋示方書の考え方をすべてそのまま適用するのが難しい場合がある。この場合は、個別の橋の構造条件と橋に求められる耐震性能を踏まえて適切に耐震補強設計を行う必要がある。表 8－2－2 に、レベル 2 地震動に対する耐震補強の目標として設定する耐震性能の例を、参考として 3 つ示す。

原則として、フルスペック（耐震性能 2）の対策は実施しないこととする。ただし、緊急輸送路上の橋梁や軽微な増工により橋梁全体でフルスペックの対策が可能な場合等は、道路管理課と協議のうえ、実施することとする。

表 8－2－2　橋梁の耐震対策方法

耐震補強において目標とする橋の耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	耐震設計上の修復性		道示Ⅴ 表-解 2.2.1 との対応
			短期的修復性	長期的修復性	
レベル 2 地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能が確保されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	地震後、橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急復旧で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である	耐震性能 2 と同等（恒久復旧の容易さ等に違いがある）
レベル 2 地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	地震後、橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急復旧で対応できる	恒久復旧を行うことは可能である	
レベル 2 地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	落橋に対する安全性を確保する	――	――	――	耐震性能 3 と同等

「国総研資料第 700 号　既設橋の耐震補強設計に関する技術資料（H24.11）」より抜粋・加筆

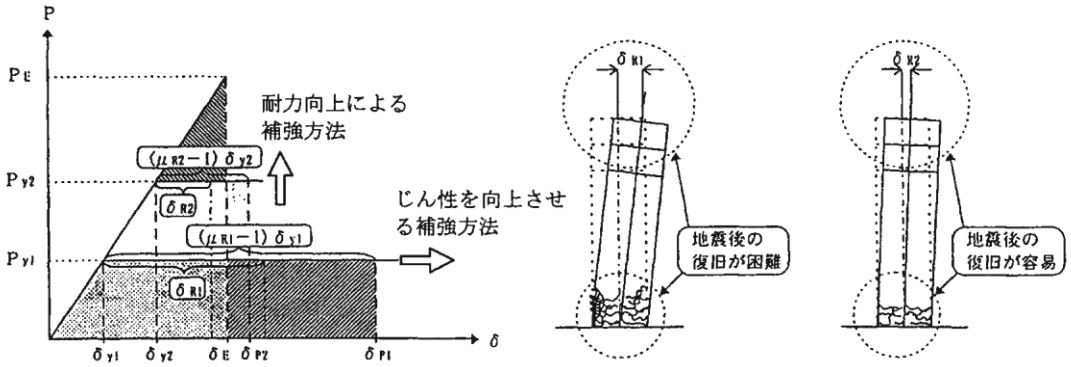
なお、橋側歩道橋や横断歩道橋については、緊急輸送路の確保や第三者被害の予防を目的とした耐震性能を確保するため、「A 種の橋」に準ずるものとする。したがって、レベル 2 地震動における耐震補強設計で目標とする耐震性能は「耐震性能 3」とする。

2－2 橋脚の耐震補強設計

2－2－1 設計の基本

既設橋梁の橋脚補強では、じん性を向上させてねばり強い構造とし、基礎が支持できる範囲内で所定の躯体耐力向上を図ることを基本として、じん性と耐力の向上をバランスさせた工法を検討するものとする。

橋脚躯体の地震時保有水平耐力を向上させると、大きな地震力を受けた場合に、橋脚躯体から基礎構造物に伝わる地震力も大きくなり、基礎も含めた大規模な補強が必要になる可能性がある。したがって、基礎への影響を最小限に抑制するためには、橋脚のじん性を向上させて耐力が過度に上がらないような工法が望ましいとされる。しかし、橋脚躯体にじん性だけを期待すると、下図に示すように大規模な地震後に橋脚躯体に大きな残留変位が生じて復旧が困難になることが考えられる。以上から基礎が支持できる範囲内で所定の橋脚躯体耐力の向上を図り、じん性と耐力の向上をバランスさせる工法を採用するものとする。



降伏水平耐力：P_{y1} ＜ P_{y2}

基礎への影響： 小 ＜ 大

許容塑性変位：δ_{P1} ＞ δ_{P2}

図 8－2 降伏水平耐力と許容塑性変位の関係

2－2－2 補強設計の考え方

既設橋脚の耐震補強設計に関する基本的な設計方針のフローチャートを次頁に示す。

(1) 補強設計は基本的に最新の道路橋示方書を厳守し、静的照査法を基本とする。
ただし、道路橋示方書が適用できる範囲・条件を十分勘案の上用いるものとする。

(2) 基礎（フーチング含む）の補強は施工の困難性から、基礎の補強は不要、あるいは最小限とすることができる方法を検討するものとする。

(3) 橋脚柱は基部において曲げ破壊型となることを基本とする。せん断破壊型や段落とし部の耐力不足の場合は、基部の曲げ破壊型に移行するよう補強する事を原則とする。

(4) 鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法により補強した橋脚において地震時保有水平耐力法により終局変位を求める場合の塑性ヒンジ長 Lp は、道路橋示方書Ⅴ編で算出される値に補正係数 C_{LP} を乗じた値とするものとする。

(5) 橋梁一連では同一の補強方法を基本とし、各橋脚の変位量も可能な限り合わせるものとする。

(6) 設計水平震度の標準値は基礎補強も含めた橋梁全体系における耐震補強計画を十分考慮して設定することを基本とする。

(1) 既設橋脚の耐震設計については、道路橋示方書Ⅴ編に規定されている静的照査法（地震時保有水平耐力法）を用いて照査することを基本とする。ただし、地震時の挙動が複雑な橋については、動的照査法を含めた適切な解析方法の選定が必要であり、十分検討するものとする。

既設構造を活用しながら補強対策を行う場合、必ずしも最新の道路橋示方書が前提としている適用範囲、構造細目を既設構造物が満たしていない可能性があり、最新の設計手法を適用できないことがあることに留意したものである。

既設鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率の算出方法については、従来通り「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」に準拠する。ただし、設計地震動は H24 道示Ⅴによるものとし、タイプⅠの地震動に対する許容塑性率はタイプⅡに対する許容塑性率の値を用いる。

また、静的照査法（地震時保有水平耐力法）により下部工断面の変更が必要な橋脚において、現場条件等から変更が極めて困難と判断される場合も動的照査法により再度照査を行い判定するが、最終的に補強が極めて困難と判断される場合は構造系の変更により対応するものとする。

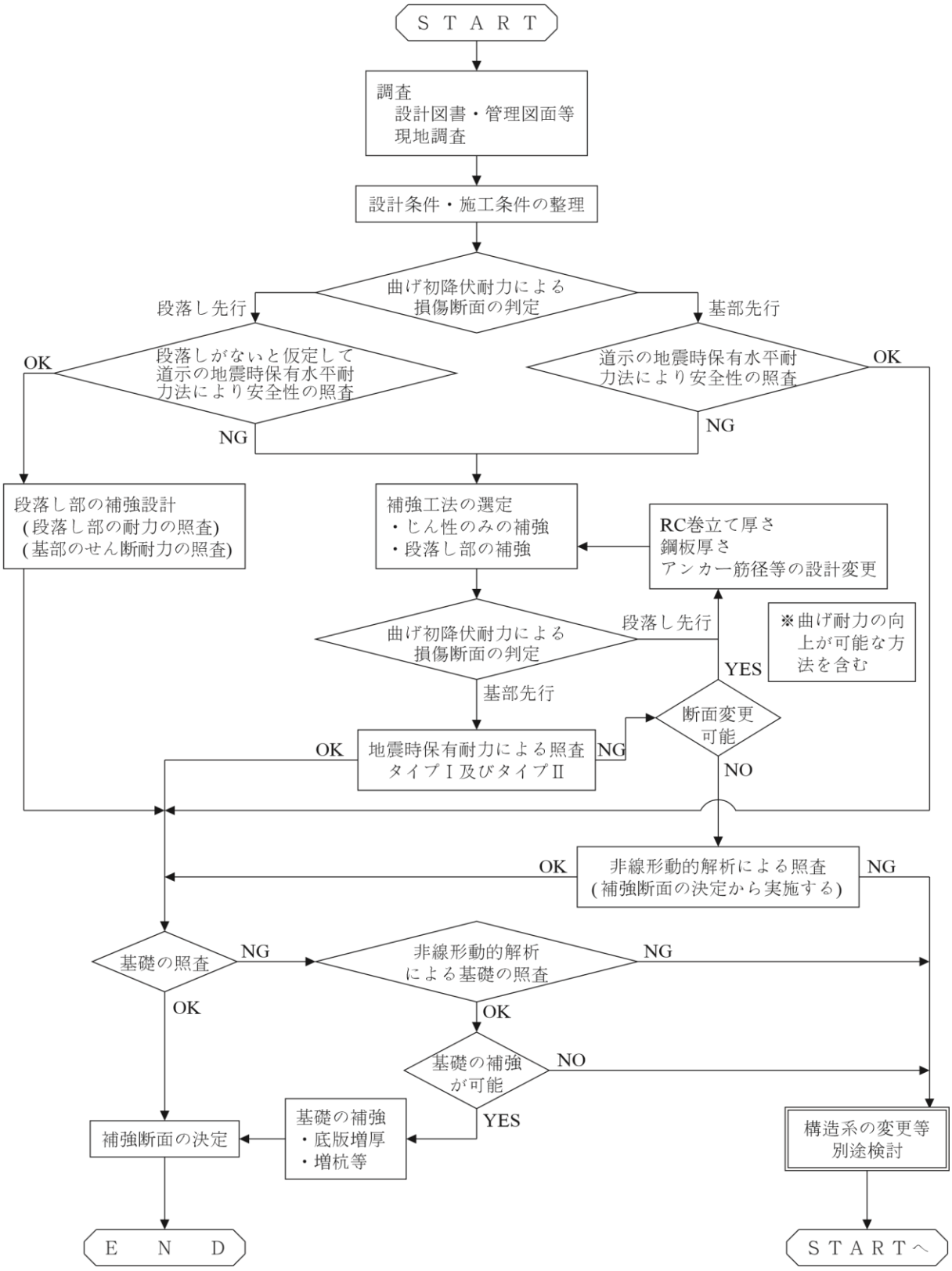
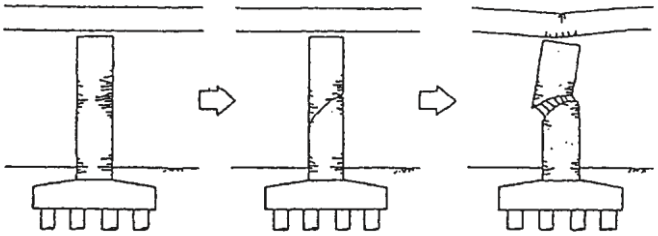


図 8－3　鉄筋コンクリート橋脚の基本的な耐震補強設計の流れ

(2) 基礎の補強は経済性や施工性（環境条件）から困難な場合が多いことから、耐震性向上のための基礎の補強は必要最小限にすることが重要である。必要に応じて解析方法の変更や支承条件の変更などによる全体構造系の変更も含めた検討が必要となる場合があるが、詳しくは次項「2－4　基礎の補強」を参考されたい。

(3) 橋脚のじん性を確保して急激な耐力の低下を生じないよう、橋脚全体のせん断耐力が十分確保されていることが必要である。特に柱軸方向鉄筋の段落し部では下図に示すように曲げひびわれからせん断破壊に移行するパターンがあり急激な耐力低下を引き起こすため、段落し部では曲げ耐力も十分確保されていることが必要となる。したがって、照査において柱基部以外での破壊が先行する場合は、その部位を補強して柱基部曲げ破壊型に移行した上で地震時保有水平耐力法などにより照査を行うことを原則とする。



柱中間部で曲げひびわれの発生　　せん断ひびわれの進展

図 8－4　柱軸方向鉄筋の段落とし部の損傷パターン

(4) 鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法により補強した場合の塑性ヒンジ長は、今後さらに調査研究が必要な状況であるが、新設橋脚に比べて短くなることが実験により確認されている。そこで、このような実験結果を基に、補正係数 CLP＝0.8 として塑性ヒンジ長を算出するものとする。

(5) 橋梁全体系として挙動をできるだけ合わせることを標準とした。なお、1 橋梁において既設橋脚高が著しく異なる場合などは、全体構造系で解析するのがよい。その結果として、各橋脚の構造特性にも十分考慮して複数の橋脚補強工法を組み合わせることが適正となる場合はこの限りではない。

(6) 設計水平震度の標準値は橋梁全体系における耐震補強計画を十分考慮して固有周期を算出するものとするが、基礎補強時期が明確でない場合などは、固有周期によらず一律に慣性力のピーク値を用いることを標準とする。これは、基礎が現行基準を満足していない場合は地震時に基礎が不安定となり固有周期が長周期化し、かつ将来基礎補強が実施された場合は構造物の固有周期が短周期化することが考えられ、各々慣性力を求める際にピーク値より小さい、あるいは大きい固有周期で設計されていると、前者では慣性力がピーク値となる可能性があり、後者では短周期化により慣性力が大きくなり脚柱補強に影響を及ぼすことが考えられるためである。

しかし、各々について十分照査して将来的に安全側の設計が可能と判断できる場合は、固有周期によって設計水平震度の標準値を求めて設計することは問題ない。

2－2－3 補強工法の選定

補強方法の選定においては、設計・施工上の制約条件や施工性、経済性を十分考慮して、検討するものとする。

(1) 橋脚の耐震補強方法としては、鉄筋コンクリート巻立て工法、鋼板巻立て工法、連続繊維シート巻立て工法などが考えられる。一般的には、下記の理由により、鉄筋コンクリート巻立て工法が用いられる例が多い。

1）一般的に他工法と比較して経済的な傾向にある。

2）鋼板巻立て工法は塗装などの維持管理を要するが、鉄筋コンクリート巻立て工法はコンクリート構造物のため維持管理は最小限に抑えられる。

3）鋼板巻立て工法は、一般的に許容塑性率が大きくできるため地震時保有水平耐力法において設計水平震度が小さくでき補強設計上は有利となるが、鉄筋コンクリート巻立て工法においても十分なじん性確保は可能である。

(2) 河川橋などで阻害率が問題になる場合や高橋脚による施工性が問題になる場合など、経済性と合わせて対象橋脚の特性を考慮して、適時最適な工法を検討する必要がある。

2－3 鉄筋コンクリート巻立て工法の設計

2－3－1 設計一般

(1) 巻立て部材は、既設部と一体として機能するものとする。

(2) 鉄筋コンクリート巻立て範囲は、橋脚柱基部から頂部までとする。

(3) 鉄筋コンクリート巻立て工法の計画においては、①じん性向上②耐力向上の順に検討するものとする。

(4) 柱基部の曲げ耐力算出においては、既設部鉄筋および補強部の底版にアンカー定着した軸方向鉄筋のみ考慮するものとする。

(5) 横拘束鉄筋量の算出においては、既設部および巻立て部の帯鉄筋を有効とし、横拘束鉄筋の有効長（d）は補強した帯鉄筋位置とするものとする。

(6) 段落し部の初降伏耐力は、柱基部の曲げ初降伏耐力の 1.2 倍以上となるよう鉄筋量を配置するものとする。

(7) 柱断面寸法の辺長比が 1：3 を超える橋脚の補強については、中間貫通帯鉄筋の配置を検討するものとする。

(1) 既設橋脚のコンクリート表面は一体化を図るためショットブラストなどで十分な表面処理を行ことを基本とし、新旧コンクリートの付着を確保しなければならない。

なお、付着強度は事前に試験施工を行ない確認することとし、この時、打継ぎ目の付着強度はブラスト工法の種類に係わらず $1N/mm^2$ を目安とする。

(2) 鉄筋コンクリート巻立て工法は、橋脚全体のじん性向上および耐力向上を目的としているので、下図のとおり全体に巻立てることとした。下図のように張出しを有する橋脚の場合においても梁下と巻立てコンクリートの離れは構造上ないことが望ましいが、やむを得ない場合は施工性を考慮して張出し下端100㎜程度以下までとし、施工上可能な範囲で上まで伸ばすものとする。

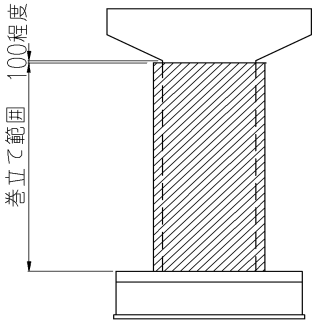


図 8－5　鉄筋コンクリートの巻立て範囲

(3) 鉄筋コンクリート巻立て工法の計画においては、巻立て部の帯鉄筋配置によるじん性（変形性能）を向上させてねばり強い構造とし、設計水平震度の低減を図る。地震時保有水平耐力が不足した場合は、巻立て部の軸方向鉄筋をフーチングに定着させて耐力向上を図るものとする。

(4) 橋脚柱基部の曲げ耐力向上に寄与する鉄筋は、既設フーチングに定着された軸方向鉄筋のみである。

(5) 既設部の帯鉄筋は、現行基準を満足しない構造（形状）においても横拘束鉄筋として考慮して良いこととした。これは鉄筋コンクリート巻立てにより既設部のかぶりコンクリートが剥落しないと考えられるためである。ここで、既設部と巻立て部の帯鉄筋間隔が異なる場合は、どちらかに換算して用いるものとする。

なお、柱の補強を行わない場合は、現行基準を満足しない構造の既設部の帯鉄筋は横拘束鉄筋として考慮してはならない。ただし、この場合においてもせん断補強鉄筋としては取り扱ってよいものとする。

(6) 軸方向鉄筋の段落し部での損傷の判定は、下式により行うものとする。

$$\frac{M_{Ty0}/h_t}{M_{byo}/h_b} \begin{cases} \geqq 1.2 : \text{基部損傷} \\ < 1.2 : \text{段落し部損傷} \end{cases}$$

ここで、 M_{Ty0} ：橋脚柱の段落し断面における初降伏曲げモーメント

h_t ：橋脚柱の段落し断面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ
ただし段落し断面とは、道路橋示方書Ⅳ編に規定される定着長を考慮した設計上の位置とする。

M_{byo} ：橋脚柱の基部断面における初降伏曲げモーメント

h_b ：橋脚柱の基部断面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ

補強設計により柱基部が損傷先行となるよう、橋脚躯体の基部が初降伏モーメントの 1.2 倍に達しても、段落し部が初降伏に達しないことを上式で確認するものとする。

(7) 橋脚柱断面の辺長比が大きくなると、通常の巻立て補強を行っても長辺部の帯鉄筋がはらみ出し、十分なコンクリートの拘束効果が得られない。そこで、辺長比が 1：3 を越える場合には、橋脚柱を削孔して中間貫通帯鉄筋の配置を検討する。なお、中間貫通帯鉄筋は端部にフックを要すため、施工上困難な場合が多いため、PC 鋼棒と定着プレートを用いて横拘束を図る工法を基本とする（以下、「中間貫通鋼材」という)。

2－3－2 使用材料

(1)　コンクリートの設計基準強度は、既設部材の強度以上とする。
(2)　鉄筋は、SD345 とする。

(1) 鉄筋コンクリート巻立て工法に使用するコンクリートにおいては、下記事項に留意するものとする。

1）巻立て厚が薄く鉄筋配置も密となるため、流動性を高めて施工性を改善する目的から高性能 AE 減水剤、流動化剤などの使用を検討するものとする。この場合、施工時には事前にベースコンクリートの材料や配合、流動化の方法、品質管理の方法について十分な検討を行い、所要の品質が得られるか確認する必要がある。

2）橋脚の高さ、地形、交差条件（河川、JR 等）の有無により、ひび割れの補修に困難を伴う箇所においては、コンクリートの配合において膨張材の使用を検討すること。膨張材は JIS A 6202 に適合したものを使用し、従来型では 30kg/m^3、低添加型では 20kg/m^3 を標準使用量とする。

3）巻立て厚が薄いため打設、養生、及び打ち継ぎ目処理等には十分留意する。

(2) H24 道示Ⅴの改定では、従来の規定よりも降伏点の高い鉄筋（SD390、SD490）を鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋として使用することができるようになった。しかしながら、これらの鉄筋は新設橋を対象として適用性の検証が行われ、使用が可能となったものである。

したがって、鉄筋コンクリート巻き立て補強の鉄筋に SD390 又は SD490 を用いる場合は、フーチングへの定着方法や H9 参考資料の地震時保有水平耐力及び許容塑性率算出方法の適用性について実験データを基に検証をしたうえで用いなければならない。

よって、本規定では SD345 の使用を標準としたものである。

2－3－3 構造細目

(1)　巻立てコンクリート厚は250㎜を標準とする。
(2)　補強部の配筋は、下表を標準とするものとする。

表 8－3　鉄筋径および配置

	最　小　径	最　大　径	間　　隔
軸 方 向 鉄 筋	D16	D32	150～300㎜
帯　　鉄　　筋	D16	D22	100～150㎜

(3)　軸方向鉄筋は、断面変化を行わないものとする。
(4)　帯鉄筋は、柱基部から天端まで同径・同間隔で配置することを基本とする。
(5)　軸方向鉄筋の鉄筋位置は、設計上150㎜を標準とする。
(6)　中間貫通鋼材を配置する場合は、橋脚柱基部から補強後柱断面の短辺長区間に配置することを標準とする。ただし、既設橋脚がせん断破壊先行型または曲げ破壊からせん断破壊移行型の場合は、中間貫通鋼材を全長にわたって配置するものとする。
(7)　組立て用アンカー筋は軸方向鉄筋を固定することを目的とし、1本／m^2程度配置する。

(1) 巻立てコンクリート厚は施工性および実績を考慮して250㎜を最小として、50㎜ピッチで増加させることが一般的である。ただし、柱幅に制約がある場合は、かぶりなどの条件を満足すれば10㎜ピッチで増加させてもよい。なお、補強部の部材厚が500㎜を超える場合は、他工法を含めて再検討するものとする。

(2)

1）軸方向鉄筋はD16～D32を標準とし、軸方向鉄筋径は施工が煩雑にならないように橋軸・直角方向ともに同一径とする。また、軸方向鉄筋の間隔は、フーチングにアンカー定着する場合は250㎜以上を標準とする。このとき、必ずしも橋軸・橋軸直角の両方向の軸方向鉄筋をフーチングに定着する必要はないものとする。

なお、軸方向鉄筋径においてやむを得ず太径鉄筋を使用する場合は、他工法（併用工法も含む）や基礎への影響（柱の耐力増加に伴う影響、削孔長と底版厚の関係など）を十分検討しなければならない。本工法はじん性向上を主目的としたものであり、耐力向上による基礎への影響から1重配筋を原則とする。

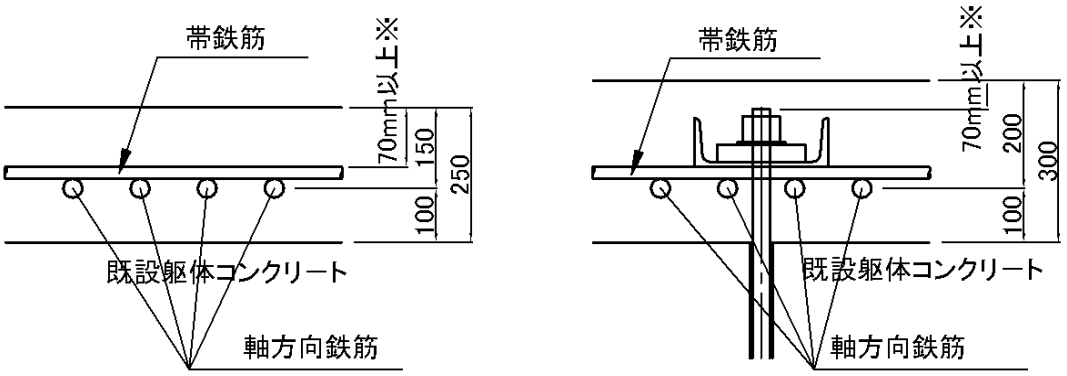
2）帯鉄筋はD16～D22を標準とするが、軸方向鉄筋に太径鉄筋を用いる場合は別途検討するものとする。また、帯鉄筋の配置間隔は150㎜を標準とするが、柱のじん性を向上させることが設計水平震度を抑え、基礎への影響を最小限にすると考えられるため、施工上問題ない範囲で帯鉄筋の配置間隔は100㎜まで可能とした。巻立て工法では一般的に横拘束鉄筋を配置せず帯鉄筋のみ配置するため、最小間隔100㎜でも施工上の問題はないと考えた。

(3) 軸方向鉄筋は、橋脚全体で均一な補強効果を確保するため、柱基部から天端まで同径・同間隔を基本とする。ただし、高橋脚で設計図書から配筋状況が確実に確認できるものについては、道路橋示方書に準拠して別途検討すればこの限りではない。

(4) 帯鉄筋も(3)同様の理由により、断面変化は行わないことを基本とした。ただし、高橋脚等で同一断面とすることが合理性に欠ける場合で、かつ既存の設計図書から配筋状況が確実に確認できる場合は、道路橋示方書に準拠して別途検討すればこの限りではない。

(5) 軸方向鉄筋の位置は、削孔時の施工誤差や設計の煩雑性に配慮するとともに、軸方向鉄筋と既設橋脚の離れ 100㎜ として、150㎜ を標準とした。ただし、道路橋示方書Ⅳ編に規制するかぶりを満足することが基本であるので、太径鉄筋を使用する場合は留意するものとする。なお、凍結抑制剤の影響については、第 2 編を参照してかぶりを設定されたい。

また、中間貫通鋼材を用いる場合は、定着方法を考慮して決定するのが望ましい。PC 鋼棒と形鋼を用いた場合は、軸方向鉄筋と既設橋脚の離れは同様とし、巻立てコンクリート厚を下図の通り 300㎜ を標準とする。



(a) 中間貫通鉄筋が不要となる場合　　(b) 中間貫通鋼材（PC 鋼棒と形鋼）を用いる場合

※被りは凍結抑制剤の影響を考慮して設定する

図 8－6 標準的な巻立て厚および鉄筋かぶりの考え方

(6) 中間貫通鋼材は、実験により柱下端の塑性ヒンジが生じる可能性がある部分の拘束効果を高めることでじん性が向上することが確認されていることから、削孔による既設断面の損傷を最小限に抑えるように中間貫通鋼材は橋脚柱基部から補強後柱断面の短辺長区間に配置することを標準とした。

1）PC 鋼棒は B 種 1 号（SBPR930／1080）を標準とする。

2）使用径はφ17～φ32（呼び径）を標準とし、構造性を考慮して適切に選定する。

3）配置間隔は、水平方向には補強後の橋軸方向断面幅以内、鉛直方向には 300㎜ 以内とする。

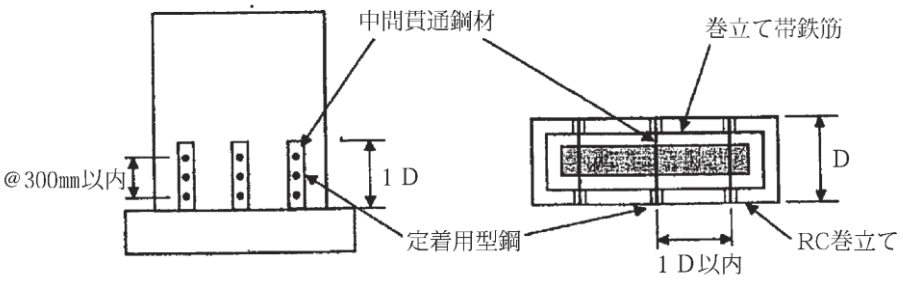


図 8－7 中間貫通鋼材の配置例

４）中間貫通鋼材の配置においては、削孔時に既設橋脚の鉄筋に損傷を与えないよう事前に RC レーダーやはつり調査を行うなど十分留意しなければならない。

上記に対しては、施工性や構造性、経済性などに配慮して適切な方法を選定するものとする。

(7) 組立て用アンカーは施工中に落脱しないように十分な付着を確保する構造とする。また、削孔時に既設橋脚の鉄筋に損傷を与えないように留意しなければならない。

なお、軸方向鉄筋と既設壁の離れを 100㎜ とした場合の参考図を下記に示す。この時、組立て用アンカー鉄筋の数量は、数量計算書に配置図を示して計上するものとする。

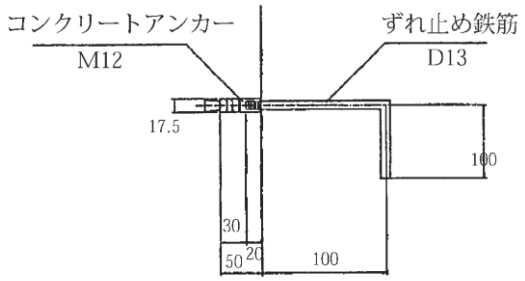


図 8−8　組立て用アンカー鉄筋の例

2−3−4 鉄筋の継手および定着

(1) 軸方向鉄筋の継手は、重ね継手を用いないものとする。
(2) 柱基部における軸方向鉄筋のフーチングへの定着は、以下の通りとする。
　１）定着長は、20D（D は軸方向鉄筋の呼び径）とする。
　２）削孔部にはエポキシ樹脂を充填する。
　３）削孔径は D＋10㎜（D は軸方向鉄筋の呼び径）程度とし、削孔長は定着長に 10㎜ の余堀りをとる。
(3) 帯鉄筋の継手はフレア溶接の使用を基本とし、溶接長は帯鉄筋径の 10 倍とする。
(4) 中間貫通帯鉄筋の定着は、以下の通りとする。
　１）形鋼（溝形鋼）を使用し、ナット定着（ストレスは入れない）を標準とする。
　２）溝形鋼のサイズは、[−200 を標準とし、中間貫通帯鉄筋にφ32 を用いた場合[−250 とする。
　３）削孔径はφ＋10㎜（φは PC 鋼棒の呼び径）程度とする。

(1) 軸方向鉄筋の継手は、かぶりコンクリートが剥落しても応力伝達を損なわないよう、重ね継手は用いないものとする。継手方法は機械継手あるいはガス圧接とし、現場状況より決定するものとする。

また新設橋同様、塑性ヒンジ長の 4 倍の区間内にある断面領域では、原則として軸方向鉄筋に継手を設けてはならない。

なお、鉄筋の定尺長は最大 12.0m とするが、現場環境に留意した施工性に応じて適切に決定するものとする。

(2) 柱基部における軸方向鉄筋のフーチングへの定着を示した。削孔時はフーチングの既設鉄筋に損傷を与えないように事前に RC レーダーやはつり調査を行うなど留意しなければならない。

なお、アンカー鉄筋の定着については、対象構造物における引張試験で所定の品質を満足するものであれば、充填材は上記に限定されない。

削孔径は施工性に配慮して軸方向鉄筋径に 10㎜ 程度の余裕を確保したものとする。なお、削孔内は清掃しても十分な殻除去は困難であるため、10㎜ の余堀りをとるものとした。

表 8－4　鉄筋径・削孔径の標準値

鉄 筋 径 D (㎜)		D16	D19	D22	D25	D29	D32	D35
削孔径	図示径 (㎜)	26	29	32	35	39	42	45
削孔長	図示長 (㎜)	330	390	450	510	590	650	710

(3) 帯鉄筋はフックを付けて内部コンクリートに定着することが原則であるが、コンクリート巻立てにおいてはフック長の確保が難しいため、フレア溶接を基本とした。フレア溶接の構造細目は以下の通りとする。

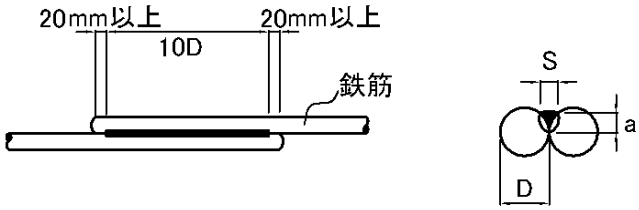


図 8－9　フレア溶接構造図

鉄筋径 (呼び径) D (㎜)	溶接ビート幅 S (㎜)	の ど 厚 a (㎜)
16	8.0	3.2
19	9.5	4.4
22	11.0	5.6

溶接ビートの幅: S＝0.5D
の ど 厚：a＝0.39D－3
(10㎜＜D≦22㎜ の場合)
鉄筋径 (呼び径) ：D

ただし、帯鉄筋径 D25㎜ 以上では、継手長を別途算出する必要がある。

なお、フレア溶接継手は、外観および形状寸法検査と引張試験を実施し、継手が所要の性能を有するために必要な品質を満足することを確認すること。

(4) 中間貫通鋼材の定着部細目は下図の通りとする。なお形鋼形状は、帯鉄筋に太径やピッチがやむを得ず密になる場合などは適切に評価し、選定するものとする。

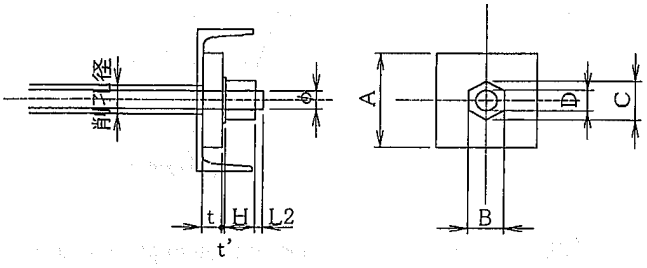


図 8－10　定着部の詳細図

表 8－5　PC 鋼棒と付属物の諸元

φ 呼び径 (mm)	公　称 断面積 (mm^2)	単位質量 (kg/m)	ねじの 呼び径	ピッチ (mm)	ナ　ッ　ト (mm)		
					B	C	H
17	227.0	1.78	M18	1.5	34	39.2	27
23	415.5	3.26	M24	2.0	46	53.1	36
26	530.9	4.17	M27	2.0	50	57.7	40
32	804.2	6.31	M33	2.0	58	67.0	49

φ 呼び径 (mm)	t ワッシャー厚 (mm)	支　圧　板 (mm)			余　長 L2 (mm)	削　孔　径	
		1 辺長 A	厚　み t	孔　径 D		呼び径 (in)	図示径 (mm)
17	2.9	90	18	20	7	1 1/4	32
23	4.0	120	25	27	10	1 1/2	38
26	4.0	135	28	30	10	1 1/2	38
32	4.5	165	32	36	12	2	50

2－4 基礎の補強

(1)　耐震補強においては、基礎への影響を最小限となるよう計画・設計することを基本とする。
(2)　基礎については、補強後の状態でレベル 1 地震動およびレベル 2 地震動において耐震性能の照査を行うものとする。
(3)　補強を検討する際は、下記事項に留意するものとする。
　1）既存基礎の信頼性評価について
　2）補強レベル（グレード）の目標値設定について
　3）施工性や経済性から最適な工法の選定について

(1)　基礎の補強は、下記を念頭に入れ、橋梁全体の耐震補強方法や解析方法を尽くして、基礎への影響を最小限となる耐震補強を計画することを基本とする。

1）兵庫県南部地震では、杭体に亀裂が生じた事例はあったが、基礎本体の破断や大きな残留変位などといった地震時の安定性に影響を及ぼすような重大な被害は生じていないこと。

2）これまでの地震による基礎の被害状況においても、既設橋脚の基礎の中には必ずしも耐震補強が必要と判断されるものは多くないこと。

3）基礎の補強は施工上の制約から多大なコストを要すこと。

また、基礎の補強の要否の判定においては、基礎の照査結果や現地の環境条件（交差物件や立地条件など)、地盤条件などの諸条件を十分勘案した上で判断する必要がある。補強の要否判定の目安となり得る項目を下記に示す。ただし、基礎補強の要否は、対象橋梁のおかれた条件に大いに左右されるものであり、現地条件を十分に考慮のうえ判断する必要がある。

1）基礎の照査により、レベル 1 地震動において耐力不足が確認された橋梁

2）橋梁全体のバランスのとれた補強対策を尽くした上で、現地条件により倒壊や落橋といった甚大な被害が懸念される橋梁

イ）液状化に伴う流動化が生じる箇所に位置する橋梁

ロ）液状化が生じる箇所に位置する橋梁（液状化時の基礎耐力が著しく小さい橋梁）

ハ）洗掘が著しい橋梁

ニ）基礎の耐力および変形性能が著しく小さい橋梁など

耐震補強の現状は、耐震上急務とされる橋脚の耐震補強や落橋防止システムを先行整備している。これは上記のように基礎の損傷が落橋に直結することは少ないことや、基礎の補強が多大なコストを要する現状を反映している。

(2) 橋脚柱の耐震補強を実施する場合は、補強後の状態における基礎の照査を行うものとする。照査は、レベル 1 およびレベル 2 地震動に対して安定性や耐震性能を評価し、基礎補強の要否を判定する。

なお、橋脚柱の耐震補強において、じん性向上を主眼とした軸方向鉄筋をフーチングに定着させない工法を採用した場合など、躯体耐力が大幅に増加しない場合は基礎の照査を省略できるものとする。

ただし、この場合でも、地震時に液状化や流動化を起こす軟弱地盤上の基礎など、現地状況を考慮して大きな被害が懸念される橋梁については、照査を実施するものとする。

(3) 基礎の補強設計を行う場合は下記の問題点を考慮して補強計画を検討するものとする。

1）既存基礎の設計図書を確認するのはもちろんであるが、必要に応じて地質調査など地盤情報を確認する必要がある場合は十分な調査を行うものとする。

2）基礎の諸元や配筋、場合により基礎形状自体が不明な場合も考えられるが、そのような場合は十分調査及び推定（復元設計など）を実施した上で補強設計を行うものとする。

また、橋梁付近の地形形状などは設計図書と大きく異なる場合や施工において周辺地域に影響を及ぼす恐れがある場合などは、十分な測量調査、施工計画検討を実施するものとする。

3）補強レベルは、対象橋梁のおかれた現地条件等を十分に勘案して、経済性や施工性を考慮して現実的なものを選定するものとする。

4）基礎の補強工法としては増杭や地盤改良が挙げられるが、けた下制限や既設杭の影響（斜杭など）から施工が困難で、多大な工事費が生じる可能性が高い。したがって、施工が可能な工法で、かつ経済性で安価な工法を選定するものとする。

5）基礎の補強工法選定においては、経済性や施工性の向上にむけて新技術・新工法を積極的に採用して選定するのが望ましく、その動向には十分留意されたい。

(4) 既設道路橋の耐震性能照査及び耐震補強設計においては、レベル1地震動に対して橋の耐震性能1を確保する場合には、基礎の損傷度Ⅰ、Ⅱ、Ⅲのいずれか以内となるように行う。また、レベル2地震動に対して橋の耐震性能2を確保する場合には、基礎の損傷度Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳのいずれか以内となるように、また、橋の耐震性能3を確保する場合には基礎の損傷度がⅤにならないように行う。

いずれの点を基礎の限界状態とするかは、橋の応答変位や残留変位、強度や剛性の低下度を踏まえて、地震後に必要な通行の制限、橋の機能回復措置内容を考慮し、選定理由を含めて、個別の橋毎に検討する必要がある。

参考として、基礎の損傷度と基礎の状態を表8－5－1、各基礎形式における損傷度に応じた基礎の塑性率の目安（参考）を表8－5－2に示す。

表8－5－1　基礎の損傷度と基礎の状態

基礎の損傷度	基礎の状態
基礎の損傷度Ⅰ	基礎を構成する部材や部材を支持する地盤抵抗のいずれかが弾性（可逆性を有する）とみなせる限界点を越えていない状態
基礎の損傷度Ⅱ	基礎を構成する一部の部材やそれを支持する地盤抵抗が可逆性を有するとみなせる限界点を超えるものの、基礎全体としての水平力－水平変位関係においては基礎の降伏点を越えていない状態
基礎の損傷度Ⅲ	基礎全体系の水平力－水平変位関係における基礎の降伏点を越えた後、基礎としての最大強度を発揮する点（最大強度点）を越えていない状態
基礎の損傷度Ⅳ	基礎の降伏点及び基礎の最大強度点を越えた後、復元力の急激な低下が生じ始める点（終局点）を越えない状態
基礎の損傷度Ⅴ	基礎の部材損傷や支持地盤の崩壊により、復元力を喪失した状態

表 8－5－2　各基礎形式における損傷度に応じた基礎の塑性率の目安（参考）

基礎形式			損傷度		
			Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
直接基礎			1	4	8
杭基礎	フーチング		1	2	5
	鋼管杭	H2 道示より前	1	2	4
		H2 道示	1	4	8
	場所打ち杭	S46 道示より前	1	2	4
		S46 耐震指針	1	3	6
		S55 道示	1	4	8
	既製コンクリート杭	H8 道示より前	1	2	4
		H8 道示	1	4	8
	木杭		1	―	―
	パイルベント橋脚	単列方向（鋼管杭）	1	4	8
		単列方向（鋼管杭以外）	1	$1+(\delta_u-\delta_y)/1.8\delta_y$ ≦4	$1+(\delta_u-\delta_y)/\delta_y$ ≦8
		複列方向	各杭種と同様		
ケーソン基礎及び地中連続壁基礎 ($M_c<M_y<M_u$)			1	$1+(\delta_u-\delta_y)1.8/\delta_y$	$1+(\delta_u-\delta_y)/\delta_y$
鋼管矢板基礎			鋼管杭基礎に準じる		

注１）本表の塑性率は現時点での知見を踏まえ設定したものであり、現場条件等を踏まえ、現場の判断で適切に設定するものとする。

注２）部材の曲げ損傷前提として基礎の耐荷力保持、復元力保持という観点で各損傷度に応じた塑性率の目安を示しているものであり、部材のせん断破壊等が及ぼす影響は個別に検討する必要がある。また、一列の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する場合については、回転挙動が卓越し、ここに示す目安を超える水平変位が生じたとしても、水平力を保持できる場合があると考えられるため、個別に許容される応答変位を踏まえて設定する必要がある。

注３）橋台及び斜面上の基礎は常時偏土圧を受けるため、ここに示す塑性率の目安よりも小さく設定する必要がある。損傷度Ⅲ、損傷度Ⅳの目安として 4、8 を示している物についてはそれぞれ 3、6 とする。なお、これよりも小さな塑性率の目安を示している古い基礎形式については個別に検討を行う必要がある。

注４）流動化に対しては、基礎での変形能で抵抗することを期待していないため、同様に、損傷度Ⅲ、損傷度Ⅳの目安として 4、8 を示しているものについてはそれぞれ 2、4 とする。なお、これよりも小さな塑性率の目安を示している古い基礎形式については個別に検討を行う必要がある。

2－5 既設橋の落橋防止システムの設計

2－5－1 基本方針

(1)　既設橋における落橋防止システムは、図 8－11 に示すフローチャートによる選定を基本とする。
(2)　既設橋梁の落橋防止システムは、予期できない構造系の破壊など不測の事態に対するフェイルセーフ機構として設置するものとする。
(3)　既設橋における計画では、取付部の構造や既設構造物の耐荷力、維持管理を考慮するものとする。
(4)　アンカー筋は既設コンクリートに確実に定着するものとする。
(5)　落橋防止システムを構成する鋼製部材（ブラケット等）において、溶接線に直角な方向に引張応力を受ける継手には、完全溶込み開先溶接を用いるのを原則とし、部分溶込み開先溶接を用いてはならない。
(6)　本項に記されていないものについては、本マニュアル第 2 編第 4 章に準じるものとする。

(1) H24 道示改訂により、支承部はレベル 2 地震動に対して支承部の機能を確保できる構造のみが規定されている。一方、既設橋に対する耐震補強においては、レベル 1 地震動に対してまでは抵抗するように設計された支承部が既に設置されているという、既設橋の固有な構造的な与条件がある。これは、改訂された H24 道示Ⅴの考え方をすべてそのまま適用しようとすると、設計・施工の面でその対応が難しい場合もあり、また、結果として、支承部の周辺が煩雑な構造という本来避けるべき構造を生み出す可能性がありうる。

したがって、支承部および落橋防止システムの対策は、耐震補強において目標とする性能レベルに応じて検討する必要がある。表 8－5－3 に、一般的な構造条件の既設橋に対する対策の考え方の例を示す。

表 8－5－3　既設橋の耐震補強における目標性能レベルに応じた支承部・落橋防止システムへの対応の考え方の例（橋軸方向の場合）

耐震補強において目標とする橋の耐震性能レベル	耐震補強において考慮する支承部及び上部構造に生じている状態			既設橋の耐震補強における支承部・落橋防止システムへの対応
	レベル 1 地震動まで	レベル 1～レベル 2 地震動まで	支承部の破壊後	
レベル 2 地震動による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能が確保されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	支承部は破壊するため、機能を喪失する※)。 桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： レベル 2 地震動に対して機能確保できる支承部 （必要に応じて、段差防止構造を設置） 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置
レベル 2 地震動により損傷が生じる部位があり、その恒久復旧は容易ではないが、橋としての機能の回復は速やかに行い得る状態が確保されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	既設の支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に損傷又は変状が生じるため、支承部の恒久復旧は容易におこなえないが、供用性に影響をおよぼす段差は生じない※)。また、水平力を分担する構造により水平力の伝達機能は確保されている。	支承部（水平力を分担する構造）は破壊するため、機能を喪失する。 桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： 既設の支承部をそのまま使用 レベル 2 地震動による水平力を分担する構造の追加設置 （必要に応じて、段差防止構造を設置） 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置
レベル 2 地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性能レベル	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に変状や損傷が生じない。	支承部（支承本体、取付用鋼板、ボルト等の取付部材等）に損傷又は変状が生じるため、支承部は機能を喪失する。	桁かかり長と落橋防止構造により上部構造が下部構造頂部から逸脱しない。	支承部： 既設の支承部をそのまま使用 落橋防止システム： 桁かかり長の確保 落橋防止構造の設置

※）支承部に破壊が生じた場合にも、橋のすみやかな機能の回復が求められる場合には、当該支承部の構造条件等によってはその破壊により路面に数百 mm の段差が生じる可能性がある場合もあるため、段差防止構造の設置等についても検討する。

「国総研資料第 700 号　既設橋の耐震補強設計に関する技術資料（H24.11）」より抜粋

落橋防止システムの計画においては、システムを構成する各構造機能を十分把握して機能の重複を避け、遊間量を考慮して適切に配置するものとする。ここでは、既設橋梁における落橋防止システムの構造選定をフローチャートにとりまとめ、選定基準を設定するものである。

なお、落橋防止システムが必要とする機能は以下の通りである。

1）けたかかり長

2）落橋防止構造

3）横変位拘束構造

図 8－11 に示すフローチャートは、けたかかり長の照査から既設構造の評価・判定を行い、落橋防止構造や横変位拘束構造等の必要性を選定するものである。

なお、既設橋梁の沓座縁端距離やけたかかり長が不足する場合は、道路橋示方書を満足するように拡幅する必要がある。

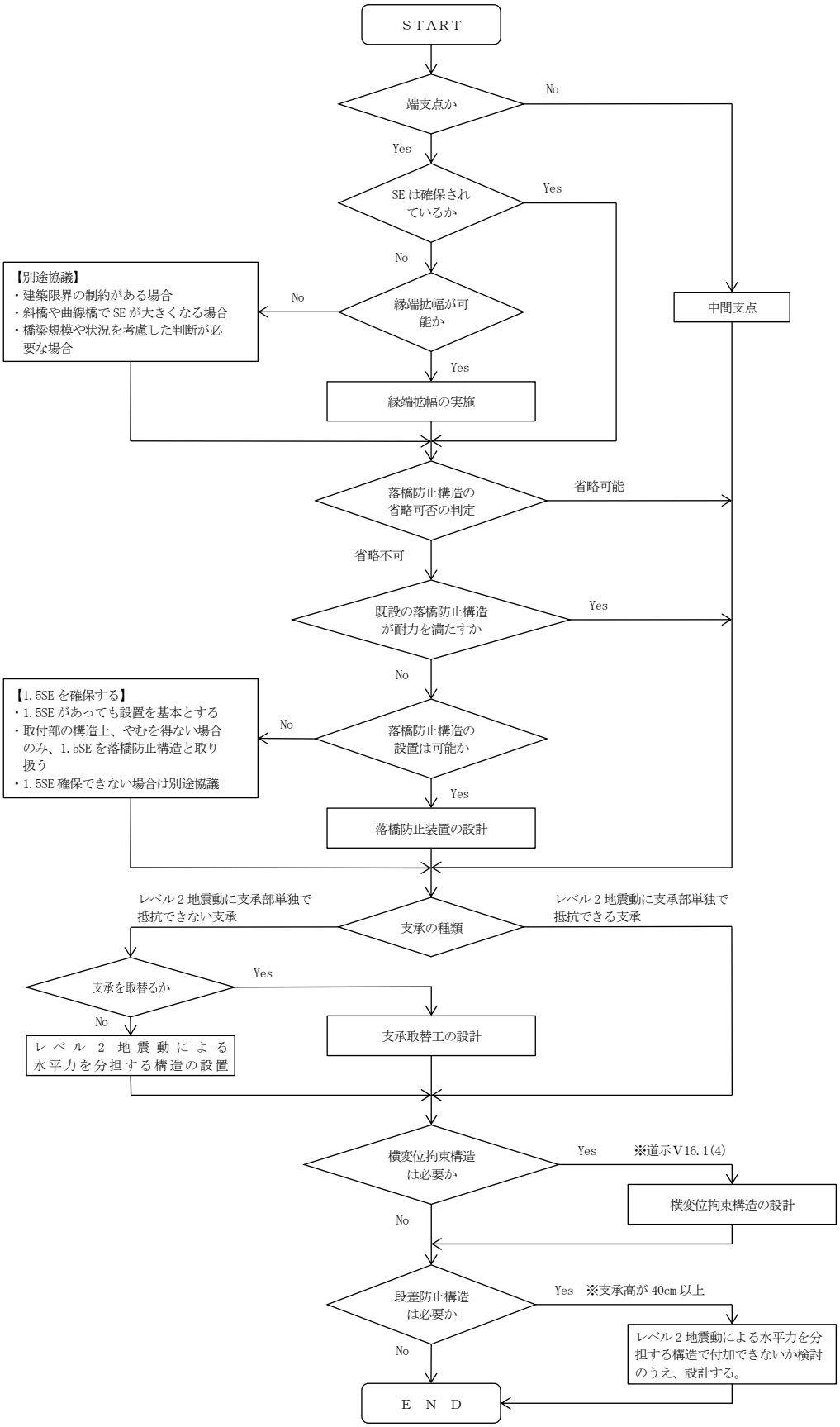


図 8－11　落橋防止システム選定のながれ

(2) 落橋防止システムは予期できない構造系の破壊が生じても上部構造の落下を防止できるようにすることが目的である。したがって、既設橋梁の落橋防止システムを計画する場合は、既設橋梁の構造を踏まえてフェイルセーフの思想に極力近づけるべく不足構造の補充などで対応する必要がある。

ただし、既設橋梁の橋座幅が 1.5SE を有していた場合においても、落橋防止構造を設置することを原則とする。

また、地震時の上部構造の慣性力を支承部で確実に下部構造に伝達できるように支承構造の組み合わせを考慮して決定するものとする。

1）レベル 2 地震動に対して機能確保できる支承部＋落橋防止構造

2）既設の支承＋レベル 2 地震動による水平力を分担する構造＋落橋防止構造

なお、横変位拘束構造は橋梁形状により設ける必要があるので、留意するものとする。

また、H24 道示による落橋防止構造の省略規定は、既設橋梁に適用しないものとする。これは、H24 道示Ⅴの改定では、落橋防止構造の設置を省略できる条件として、レベル 2 地震動に対して設計された支承部により上部構造が支持されること、及び、H24 道示Ⅴ16.2 に規定される桁かかり長を確保していることが前提となっているためである。

参考として、支承および落橋防止システムに関する規定の推移を次頁に示す表にとりまとめるので参考されたい。

(3) 既設橋における落橋防止システムの計画では、以下に示す事項を考慮するものとする。

1）取付部構造について

イ）現橋梁の橋座まわりの状況を考慮し、設置スペースなどに十分考慮して計画するものとする。

ロ）落橋防止構造や横変位拘束構造、レベル 2 地震時による水平力を分担する構造は、取付部の耐力を照査した上で問題がないと判断した上で取り付けるものとする。

ハ）取付部の構造上（設置が困難）や耐荷力（補強が困難）または維持管理上の問題があり、落橋防止構造の設置が困難な場合は、やむを得ず 1.5SE を落橋防止構造と取り扱ってよいものとする。

ここで設置が困難な状況とは、設置スペースの確保ができない場合などで、補強が困難な状況とは取付部耐力が不足して補強が大規模で経済性・構造性・施工性から問題が生じる場合とする。また、維持管理上の問題とは、設置により将来の点検や近接目視確認・補修施工等が困難となる部材が生じたり、支承部の周辺が煩雑な構造という本来避けるべき構造となる場合とする。

2）既設構造物の耐荷力判定について

イ）既設の移動制限構造などの部材は、構造性と耐荷力上から落橋防止システムとして取り扱えるかを判定するものとする。ここで耐荷力の判定においては、新設同様の耐荷力を持つことを基本とする。

ロ）支承部の設計地震力は、従来の変位制限構造の設計地震力として用いられていた 3×kh×Rd（ここで、kh はレベル 1 地震動に相当する設計水平震度、Rd は死荷重反力）ではなく、H24 道示Ⅴの 15.4 の規定によることを基本とする。

ハ）鋼桁の連結板など、衝撃を緩和する構造となっていない場合は落橋防止構造と取り扱ってはならないものとする。

3）維持管理について

イ）落橋防止システムの計画にあたっては、維持管理（橋梁点検を含む維持管理業務）に支障がない

よう留意するものとする。

ロ）支承の取替え計画がある場合などは、撤去が容易な鋼製ブラケットなどの採用を検討するものとする。補修・補強計画を十分確認した上で、経済性のみではなく維持管理の容易性などに留意した計画を行うものとする。なお、鋼製ブラケットを採用する場合は、取付けボルトの位置や長さに留意した計画が必要である。

表 8－6　支承と落橋防止システムに関する規定の推移

				昭和 55 年道路橋示方書		平成 2 年道路橋示方書		平成 7 年復旧仕様		平成 8 年・平成 14 年道路橋示方書				平成 24 年道路橋示方書	
支承				・タイプ A の支承：震度法設計		・タイプ A の支承：震度法設計 ・免震支承を使用した場合：保有耐力法タイプⅠ照査		・ゴム支承（タイプ B）、免震支承を推奨 ・震度法と保有耐力法タイプⅠ、Ⅱで設計		・タイプ A の支承：震度法、保有耐力法（タイプⅠ、Ⅱ）の地震力に対して落橋防止システムと補完し合って抵抗する設計 ・タイプ B の支承：震度法、保有耐力法（タイプⅠ、Ⅱ）の地震力にして支承単独で抵抗する設計				レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動に対して支承部単独で抵抗する設計。	
落橋防止システム	橋軸方向	桁かかり長 1）L≦100 SE＝70＋0.5L 2）L＞100 SE＝80＋0.4L	いずれか一方必要 ※斜橋、重要橋は両方設置が望ましい。	桁かかり長 1）L≦100 SE＝70＋0.5L 2）L＞100 SE＝80＋0.4	いずれか一方必要 ※斜角 60 度以下の橋、跨線橋跨道橋、曲線橋（R≦100m）周期の長い橋は両方設置が望ましい。	桁かかり長 1）L≦100 SE＝70＋0.5L 2）L＞100 SE＝80＋0.4L ※桁端から下部工頂部縁端までの桁の長さ等、両側支間の長い方を L とする。		桁かかり長 1）SE＝UR＋ua（ua＝εaL） ※動的解析の場合は最大相対変位により UR を算出 2）桁かかり長の最小値 SE＝70＋0.5L 3）斜橋及び曲線橋の場合は以下の相対を各々下回らない SEM＝50L0(sinθ－sin(θ－αE)) SEφ＝(0.5φ＋70)(sinθ/cos(φ/2))＋30					桁かかり長 1）SER＝UR＋UG（UG＝εGL） ※動的解析の場合は最大相対変位により UR を算出 2）桁かかり長の最小値 SE＝70＋0.5L 3）斜橋および曲線橋で、かつ 1 径間又は 2 径間の一連の上部構造を有する橋 SEθR＝2Lθsin(αE/2)cos(αE/2－θ)	
		落橋防止装置 (震度法)				1）落橋防止装置 ※衝撃が生じにくい構造、直角方向への自由度及び損傷させない. 2）複数設置				落橋防止構造 （上部工の落橋を防止）	支承	タイプ A	必要　但し橋長 50m 以下（Ⅰ種地盤）、橋長 25m 以下（Ⅱ種地盤）は設置不要	落橋防止構造 （上部工の落橋を防止）	必要　ただし橋軸方向に大きな変位が生じにくい橋、又は端支点の鉛直支持が失われても上部構造が落下しない橋は設置不要
												タイプ B			
										変位制限構造 （上下部の相対変位を抑制する）	支承	タイプ A	必要	変位制限構造	支承単独で地震動に抵抗する設計となったため、変位制限構造は廃止。
												タイプ B	不要		
		可動支承	移動制限装置	可動支承	移動制限装置	可動支承	移動制限装置			ジョイントプロテクター：変位制限構造と兼用可（タイプ A 支承の場合）				ジョイントプロテクター：規定されていない （伸縮装置本体および取付け部材がレベル 1 地震動に対して体力を有するようにする）	
										段差防止構造：B 種の橋で背の高い支承を用いた場合				段差防止構造：落橋防止システムの構成要素ではなくなったが、支承部構造の一部として設置は有効。	
		1）落橋防止装置 設計水平力 H＝2×kh×Rd 許容値割増し 2）可動支承の移動制限装置 Hs＝1.5×kh×Rd 許容値割増し		1）落橋防止装置 設計水平力 H＝2×kh×Rd 許容値割増し 2）可動支承の移動制限装置 Hs＝1.5×kh×Rd 許容値割増し		1）落橋防止装置 設計水平力 H＝Rd 許容値割増し 2）可動支承の移動制限装置 Hs＝1.5×kh×Rd 許容値割増し				1）落橋防止構造 設計水平力 H＝1.5×Rd（許容値割増し） 落橋防止最大設計移動量：SF＝0.75SE 2）変位制限構造 H＝3×kh×Rd（許容値割増し） 設計移動量：温度変化等常時の移動量 3）ジョイントプロテクター H＝kh×Rd（許容値割増し） 4）段差防止構造 支承破損時に上部構造を支持できる構造 落橋防止構造や変位制限構造等による兼用可				1）落橋防止構造 上下部構造を連結する形式の場合 HF＝PLG（許容値割増し） ただし、HF≦1.5Rd PLG：当該支点を支持する下部構造の橋軸方向の水平耐力 2 連の桁を相互に連結する形式の場合 HF＝1.5×Rd（許容値割増し） 落橋防止設計最大移動量：SF＝0.75SE 2）段差防止構造 支承破損時に上部構造を支持出来る構造	
	直角方向	規定なし		規定なし		落橋防止装置の設置等の検討が望ましい（復旧仕様等の参考資料）。 斜橋（斜角 60 度以下）、曲線橋（R≦100m）、ゲルバー桁掛違い部、横梁の無い単中橋脚の橋				1）変位制限構造 タイプ A の支承：必要 タイプ B の支承：斜橋・曲線橋・下部構造の頂部幅の狭い橋・1 支承線上の支承数の少ない橋・地盤流動化により橋脚が直角方向に移動する可能性のある橋の場合必要				1）横変位拘束構造 斜橋・曲線・下部構造の頂部幅の狭い橋の場合必要 地盤流動化により橋脚が直角方向に移動する可能性のある橋は、個々の構造条件や支点条件に応じて落橋防止対策を検討	
						設計水平力 H＝Rd 許容値割増しなし				1）変位制限構造 H＝3×kh×Rd（許容値割増し） 設計移動量：温度変化等常時				1)横変位拘束構造 HS＝PTR（許容値割増し） ただし、Hs≦3×kh×Rd PTR：当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力 設計遊間量：レベル 2 地震動に対する支承部の橋軸直角方向への変形量に余裕量を見込んだ値	

(4) アンカー筋の既設コンクリートへの定着は、以下の通りとする。

1）定着長は、15D（D はアンカー筋の呼び径）以上とする。

2）削孔部にはエポキシ樹脂を充填する。

3）削孔径は D＋10㎜（D は軸方向鉄筋の呼び径）程度とし、削孔長は定着長に 10㎜の余堀りをとる。

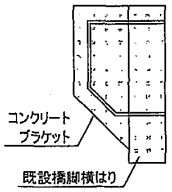
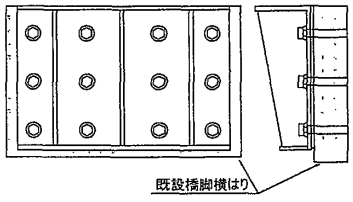
なお、アンカー筋を定着する際は既設コンクリートの健全性を確認するのがよい。また、縁端拡幅が施された箇所に落橋防止システムを設ける場合は、既設の縁端拡幅の耐力を確認する必要がある。

(5) 既設橋梁の落橋防止システムにおいても新設橋梁同様に道路橋示方書を厳守することが基本であり、落橋防止システムの計画・設計にあたっては、本マニュアル「第 2 編　橋梁一般」の『第 4 章　落橋防止システム』を準用されたい。なお、既設橋梁の落橋防止システムの構造例を下記に示す。

1）けたかかり長

けたかかり長の確保は、下部構造の沓座縁端を拡幅する構造が一般的で、鉄筋コンクリート構造と鋼製ブラケット構造がある。鉄筋コンクリート構造が経済性に優位となるため一般的で、鋼製ブラケット構造は施工性から選定されることが多い。

表 8－7 縁端拡幅の構造例

鉄筋コンクリート構造	鋼製ブラケット構造
	

2）落橋防止構造

落橋防止構造はけたかかり長と補完しあうものとして互いに独立して落橋を回避するものであり、構造として以下のタイプがある。

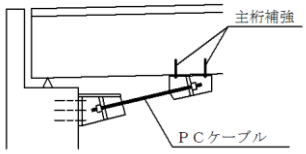
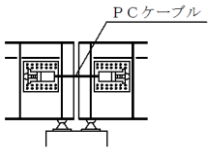
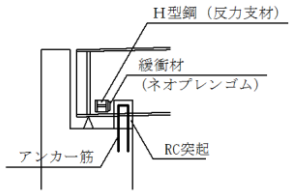
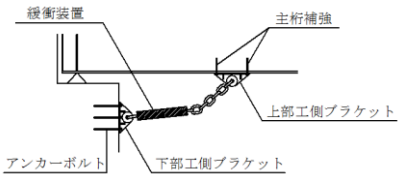
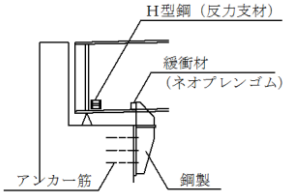
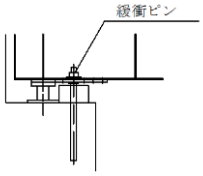
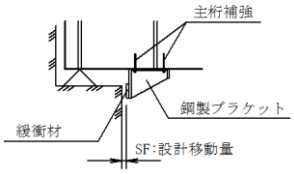
① 上部構造と下部構造を連結する構造

② 2 連の上部構造を相互に連結する構造

③ 上部構造と下部構造に突起を設ける構造

なお、落橋防止構造の選定においては、支承機能（移動や回転など）を損なわないことや直角方向への移動にも追従することも考慮する必要がある。

表 8－8　落橋防止構造の構造例

上部構造と下部構造を連結する構造	2 連の上部構造を相互に連結する構造	突 起 を 設 け る 構 造
PC ケーブル  	連結 PC ケーブル  	RC 突起 
緩衝チェーン  		鋼製突起 
緩衝ピン  		桁下ブラケット※ 

※桁下ブラケット構造は、両端が剛性の高い橋台に支持された橋梁の場合とする。

3）横変位拘束構造

横変位拘束構造は、支承部が破壊したときに、橋の構造的な要因等によって上部構造が橋軸直角方向に変位することを拘束する機能を有するものである。

なお、横変位拘束構造は、橋軸直角方向の落橋防止対策として設置されるものであり、従来のタイプ A 支承を補完する変位制限構造とは異なる点に留意すること。

4）段差防止構造

H24 道示では、段差防止構造は落橋防止システムの構成要素には含まれていない。

ただし、支承本体の高さが高い支承部や台座コンクリートの高さが高い支承部等では支承部の損傷により路面に数百 mm の段差が生じる可能性があり、その対策として、従来の道示で規定されていた段差防止構造の設置は有効である。段差防止構造としては、以下のタイプがある。

①　鋼構造による台座

②　コンクリート構造による台座

第3章 耐荷力補強設計

3－1 基本方針

(1)　補強にあたっては、現行の道路橋示方書に準拠することを基本とする。
(2)　補強にあたっては、設計図書により形状寸法や設計条件、配筋状況などを十分把握するのは勿論、既往の点検結果や損傷形態・程度を十分に把握して実施するものとする。
(3)　床版および主桁の補強設計においては、図 8－12 に示すフローチャート手順を基本とする。
(4)　補強工法の選定においては、適切な工法を選定するものとする。

(1) 補強設計にあたっては、現行の道路橋示方書に準拠することを基本とした。ただし道路橋示方書を準拠したことにより、大規模な補強が必要となる場合・耐久性の低下を招く恐れがある場合・下部工に著しく影響する場合などは、十分な検討を行った上で、適切な工法を選定するものとする。また維持管理計画にも十分留意し、新橋架替え計画などがあり明らかに暫定措置となる場合は補強レベルなど費用対効果を考慮して適切に設定するものとする。

(2) 補強設計においては、下記事項を確認するものとする。

1）設計図書の有無を確認し、設計基準や指針、図面により構造物の規模や形状を把握する必要がある。設計図書がない場合は、現地調査による形状や鋼材配置などの確認や復元設計による推定を行うものとする。

2）橋梁台帳により補修・補強履歴を把握する。

3）橋梁点検（定期点検や通常点検など）報告書により、損傷の有無や程度を把握する。

4）現地踏査により上記の既存資料における各事項を確認するものとする。明らかに資料と異なる場合は、計測を含む詳細な調査を実施し、現状を正しく把握するものとする。

また、現地踏査においては、構造条件や損傷状況の確認のほか、立地条件や交通条件、施工条件などを確認するものとする。

5）補強工法や調査、点検方法などは技術開発が目覚ましく、その動向には十分留意して現状を把握するとともに、新技術や新工法の特徴や課題を理解した上で積極的な採用を心がけるものとする。

(3) 床版および主桁の補強設計手順フローチャートを参考として図 8－12 に示す。

なお、主桁の照査Ⅰ・照査Ⅱにおいては「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案)」に概略照査方法が例として示されている。また、実応力の照査方法については参考資料として「応力頻度測定要領（案)」がある。これらを参考にして橋梁の損傷状況や交通状況の総合的な観点から補強の要否を判定することが必要である。その他の部位についても現状ですでにかなりの損傷が見られる橋梁は、補修・補強が必要である。特に輪荷重が直接載荷する床版は、活荷重により損傷進行が早まると予想されるので留意を要す。また、特定部位（ゲルバーヒンジや桁端部切欠き部）は疲労の影響を受けやすいので、損傷がなくても補強することを原則とする。

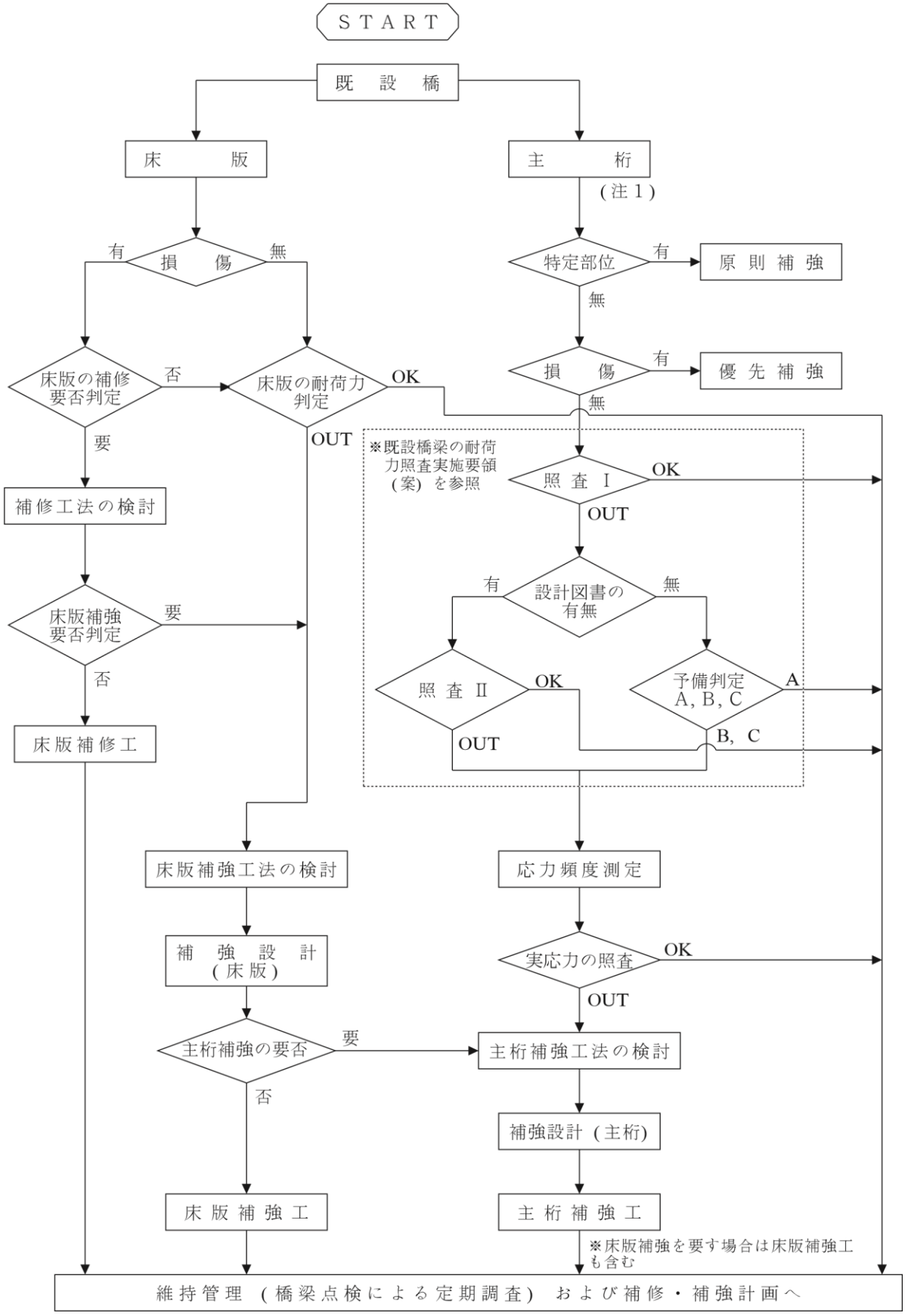


図 8－12　補強設計の手順

(4) 補強工法の選定においては、設計上および施工上から下記に留意して選定するものとする。

1）損傷程度が著しい場合は、断面欠損やひびわれなどの影響による断面性能の低減などを反映した補修・補強検討を行い、適切な工法を選定するものとする。

2）補修・補強にあたっては、現在健全である既設部材を痛めるなど、現行耐荷力や耐久性を低下させるような無理な工法は採用しないよう留意するものとする。

3）補修・補強技術の進展は目覚ましいものがあり、新技術・新工法の積極的な採用が望ましい。ただし、補修・補強技術は未だ確立されたものとは言えないため、実績がない工法の採用にあたっては、試験や実験などで事前に評価を行うとともに、必要に応じて実橋で載荷試験などを行い事後評価、さらには追跡調査（橋梁点検）を行うものとする。なお、事後評価を行う際は、施工前の状態も十分把握しておかなければならない。

4）補強工事の実施まで時間を要す場合は、損傷状態に応じて耐久性を確保する補修工法も合わせて検討するものとする。

5）補修・補強工法の選定においては、目的を十分満足する工法で経済的であることはもちろんだが、施工性も十分考慮するとともに、今後の維持管理にも十分に配慮し計画するものとする。

6）補修・補強の施工性は、既設橋梁の交通状況や橋下条件（交差物件や利用状況なども含む)、周辺環境などを十分検討して適切な工法を選定するものとする。

7）交通規制については、作業期間だけではなく養生期間も考慮して計画するものとする。

8）施工計画にあたっては、既設部材に影響を及ぼす程度を検討して、最適な工法を選定するものとする。

3−2 鉄筋コンクリート床版

(1) 鉄筋コンクリート床版の補強を含めた対策においては、「床版損傷対策工選定の手引き（案)」に準拠することを基本とする。
(2) 床版補強は、現行の道路橋示方書に準拠するものとする。
(3) 床版補強による死荷重増加に対しては、主桁の断面照査を実施するものとする。
(4) 補強工法の選定においては、手引き以外にも新工法・新技術を積極的に提案するものとする。

(1) 手引きは鉄筋コンクリート床版における点検方法や損傷の要因、補修・補強工法の概要、対策工法の選定の考え方に至るまでとりまとめられたものであり、耐荷力補強設計以外においても参考されたい。

(2) 床版の補強は現行道路橋示方書に準拠するものとし、補強レベルは「B 活荷重」によることを原則とする。なお、床版設計に関する基準の変遷を次頁にとりまとめたので参考されたい。

(3) 床版補強による死荷重増加に対しては、その影響を考慮して別途主桁の耐荷力照査を実施しなければならない。このとき、主桁の耐荷力照査は、道路橋示方書に準じてB 活荷重による応力照査によるものとする。

(4) 補強工法の選定においては手引きにフローチャートが示されるが、新技術や新工法の開発は目覚ましいものがあり、積極的に提案されたい。

表 8－9　鉄筋コンクリート床版に関する設計基準の変遷

<table>
<tr><th rowspan="2">適用基準及び示方書</th><th rowspan="2">発行
年月</th><th rowspan="2">輪荷重 P[1]
(kgf)</th><th colspan="2">曲げモーメント式</th><th rowspan="2">鉄　筋　の
許容応力度</th><th rowspan="2">配　力
鉄筋量</th><th rowspan="2">最小床版厚[3]</th></tr>
<tr><th>主鉄筋方向</th><th>配力筋方向</th></tr>
<tr><td>道路構造に関する細則集</td><td>大15. 6</td><td>4,500</td><td colspan="2">T荷重から分布幅を考慮し算出
P（L－1）／2（1＋i）
※i＝20／（60＋L）≦0.3</td><td>1,200kgf/cm²</td><td rowspan="2">規定なし</td><td rowspan="2">規定なし</td></tr>
<tr><td>鋼道路橋設計示方書(案)</td><td>昭14. 2</td><td>5,200</td><td colspan="2">同上
ただし、i＝20／（50＋L）</td><td>1,300kgf/cm²</td></tr>
<tr><td>鋼道路橋設計示方書</td><td>昭31. 5</td><td rowspan="4">8,000</td><td rowspan="4">0.4P（L－1）
L＋0.4
（ただし、
2＜L≦4m）</td><td rowspan="4">規定なし</td><td>SR24
1,400kgf/cm²</td><td rowspan="2">主鉄筋の
25%以上</td><td rowspan="3">14cm</td></tr>
<tr><td>鋼道路橋設計示方書</td><td>昭39. 6</td><td rowspan="2">SD30
1,800kgf/cm²</td></tr>
<tr><td>鋼道路橋の一方向鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋量設計要領</td><td>昭42. 9</td><td rowspan="2">主鉄筋の
70%以上</td></tr>
<tr><td>鋼道路橋の床版設計に関する暫定指針(案)</td><td>昭42. 9</td><td rowspan="3">SD30
1,400kgf/cm²</td><td rowspan="2">3L＋11≧16cm</td></tr>
<tr><td>鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について</td><td>昭46. 3</td><td rowspan="3">8,000
(9,600)</td><td rowspan="3">0.8（0.12L＋
0.07）P</td><td rowspan="6">0.8（0.10L＋
0.04）P</td><td rowspan="6">曲げモーメントを規定</td></tr>
<tr><td>道路橋示方書</td><td>昭48. 2</td><td rowspan="2">k₁・k₂・do[3]
d0＝3L＋11
≧16cm
床版支間は3m以内が望ましい</td></tr>
<tr><td>鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計施工について</td><td>昭53. 4</td><td rowspan="2">SD295(SD30)
1,400kgf/cm²
ただし、
200kgf/cm²
程度余裕を
持たせる</td></tr>
<tr><td rowspan="5">道路橋示方書</td><td>昭55. 2</td><td rowspan="3">10,000</td><td rowspan="3">式は同じ
ただし、
2.5＜L≦4m
割増係数
1＋(L－2.5)／12</td></tr>
<tr><td>平 2. 2</td></tr>
<tr><td>平 6. 2</td></tr>
<tr><td>平 8.12</td><td rowspan="2">SD345
140N/mm²
ただし、
20N/mm²
程度余裕を
持たせる</td></tr>
<tr><td>平14. 3</td></tr>
<tr><td>平24. 3</td></tr>
</table>

注1）1等橋の場合（　）内は大型車が1方向1,000台／日以上の場合（20%増し）
注2）連続版で主鉄筋が車両進行方向に直角の場合（L：床版支間長（m））
注3）do：道示で与えられる1等橋に対する最小全厚
　　k1、k2：形式、大型車交通量、付加曲げモーメント等による割増し係数

第4章 橋面舗装

橋面舗装は、点検を十分に行い、異常の早期発見に努めるとともに、その原因を調査し、適切な処置をとらなければならない。

橋面舗装は、輪荷重の床版への伝達、床版の保護、良好な走行性の確保等を目的として行われているものである。

路面状態が悪くなると、走行上の問題のみならず、振動、衝撃の増加、雨水の浸透などにより、床版、伸縮装置等、橋の上部構造にも重大な影響を与えることになる。橋梁部分は両側の余裕が一般に小さいこと、交通止めをした場合に近くに迂回路がない場合が多いこと、構造上、オーバーレイ等の工法が制約されることなどから点検を十分に行い、異常の早期発見に努め、その原因を十分調査し、必要な処置をとることが持に大切である。

橋面舗装の補修を行うには、舗装の破損の現象やその原因をよく理解しておくことが必要である。橋面舗装は路盤にあたる部分が剛でかつ不透水な材質でできていること、伸縮装置があることなどにより、一般道路部と異なった原因で破損することが多い。

補修工法の選定は、表8－10に示す破損の分類別補修工法の組合せおよび従来の経験等を総合的に判断して決めるとよい。

ただし、破損の種類によっては、その原因が橋の構造に起因するものがあり、放置すれば、その破損が橋梁本体の構造に重大な影響を及ぼすことがあるため、個々の破損現象を十分調査し、その結果によっては破損の大きさにかかわらず補修を行わなければならないことがある。

なお、橋面舗装として特記すべき損傷としては次のとおりである。

(1) ひびわれ

一般的なひびわれのほかに伸縮装置と地覆舗装との間の開きをいう。

(2) 段差

伸縮装置部の隣接部あるいは橋梁構造物と一般部の取付けの間にできる段差をいう。前者の主な原因としては伸縮装置前後の転圧の困難さによる混合物の締固め不足、舗装部のわだち掘れ等があげられる。

(3) きず

車両事故、落下物等による舗装面のきずをいう。構造物（床版、伸縮装置等）への影響の有無と範囲を調査しなければならない。損傷の程度が大きいとき（損傷の深さが舗装厚の1／2以上に及ぶとき）は床版への影響が考えられるので周囲0.5m以上をはぎ起こし調査をする必要がある（図8－13）。また火災等で舗装表面が破損した場合もこれに準じる。

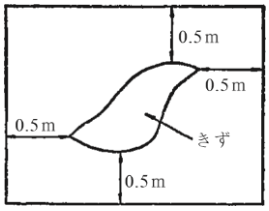


図8－13　調査の範囲

表 8－10　破損の分類別補修工法

破損の分類			主な原因	維持修繕工法
主として路面性状に関する破損	局部的なひびわれ	ヘアクラック ひらき	混合物の品質不良、転圧温度の不適	シールコート 充填
	段差	伸縮装置附近の凹凸	伸縮装置と舗装の剛性の違い、構造物継目の不陸、混合物の安定性不足による変形、摩耗	パッチング、打換え
	変形	わだち掘れ	過大な重交通（静止荷重）、混合物の安定性不足、わだちの一定、品質不良	切削、打換え、オーバーレイ
		縦断方向の凹凸 コルゲーション 寄り、くぼみ	坂路などでの車両の制動、過酷な交通条件、混合物の安定性不足、床版の不陸、タックコート量の過多、むら	切削、打換え、オーバーレイ 切削、打換え、オーバーレイ 切削
		フラッシュ	混合物のアスファルト量過多、軟質アスファルト、タックコート量の過多、むら	カーペットコート、砕石、砂の散布
	摩耗	ラベリング ポリッシング	転圧不足、アスファルト量の不足、混合物の過熱、タイヤチェーン、スパイクタイヤの使用、アスファルトの老化、やわらかく摩耗されやすい骨材	カーペットコート、パッチング カーペットコート、樹脂系表面処理打換え
		はがれ		カーペットコート、パッチング
	崩壊	ポットホール、はく離、老化	混合物の品質不良、転圧不足、雨水等の浸入、鋼床版の連結ボルト	パッチング、打換え
	その他	きず 表面ふくれ	自動車からの落下物、事故 ち密な混合物、表層下の空気の膨張、タックコートの溶剤蒸発、コンクリート床版の水分蒸発	パッチング
主として構造に関する破損	全面的なひびわれ	線状ひびわれ	比較的大きいたわみの橋、橋の振動性状による局部的応力集中、床版のたわみ持性、はがれ	充填、オーバーレイ、打換え
		亀甲状ひびわれ	橋の振動、たわみ、混合物の品質不良、アスファルトの老化、はがれ	カーペットコート、オーバーレイ、打換え

また、橋面舗装の破損とその原因および補修工法の詳細については、以下に詳述されているので参照するとよい。

・「道路維持修繕要綱」（S53.7　日本道路協会）第1章　1.4

第5章 鉄筋コンクリート床版

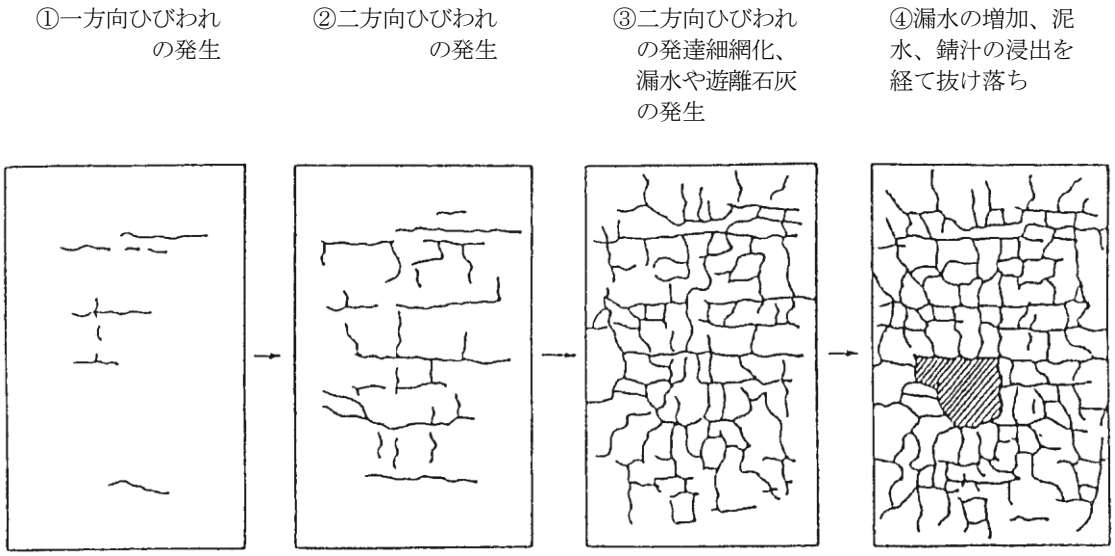
5－1 補修・補強工法の選定

(1)　鉄筋コンクリート床版の補修・補強対策は対象橋梁の損傷状況や使用状況を適確に把握し、実状に即した対策としなければならない。
(2)　補修・補強工法の選定にあたっては、各工法の特性、効果及び現状等を考慮し、損傷度、損傷範囲に応じた適切な工法を選定しなければならない。

(1) 鉄筋コンクリート床版は輪荷重の影響を直接受ける部材であるため、ひとたび破損を生じると急速に悪化する傾向があり、破損の状態が悪化するほど、その補修は困難さを増し、そのため費用もかさむようになる。したがって床版の状態については、定期的に調査を行つて破損箇所をできるだけ早期に発見し、早目に対策を講じることが肝要である。

鉄筋コンクリート床版の破損は、破損場所や破損原因によってさまざまな形態をとるものと考えられるが、既往の破損事例にみるかぎり、床版の圧縮側コンクリートの圧壊や鉄筋の引張破断によって床版が破壊したものはほとんどなく、コンクリートの引張縁に生じたひびわれが時間とともに次第に発達し、いわゆる亀甲状のひびわれ網が形成されて、部分的にコンクリートが陥没したり抜け落ちたりする場合がほとんどである。

このように、鉄筋コンクリート床版の破損には、コンクリートに生ずるひびわれが大きな役割を演じていることは明らかであり、したがって、ひびわれの状況を観察することにより床版の性状の変化をある程度把握することができ、また、ひびわれの位置、方向、大きさなどを詳細に調査することによって、ある程度その原因を推定することも可能である。図 8－14 に一般的な床版の損傷過程を示した。



① 橋軸直角方向一方向ひびわれの発生

鉄筋コンクリート床版は、コンクリート打設後、乾燥収縮、温度変化等により床版に引張力が発生する。また、床版に輪荷重が作用すると、橋軸方向、橋軸直角方向に曲げモーメントが発生する。これらの力により、床版下面では鉄筋に曲げ応力が発生する。特に昭和 45 年以前に設計された床版については、主鉄筋量に対する配力鉄筋比が小さいため、配力（橋軸方向）鉄筋の応力が大きくなり、橋軸直角方向のひびわれが卓越して発生する。

② 二方向ひびわれの発生

橋軸直角方向にひびわれが発生すると、配力鉄筋方向の曲げ剛性は主鉄筋方向の曲げ剛性に比べて著しく低下し、床版は等方性版から異方性版へと変化する。すなわち、橋軸方向へのモーメント分配が減少し、主鉄筋（橋軸直角方向）の応力が増加し、二方向ひびわれへと進行する。

さらに、二方向に発生したひびわれにより、せん断、ねじりせん断剛性が低下し、損傷の度合いを進めていく。

③ 二方向ひびわれの発達と亀甲状化

初期に発生したひびわれの進行にともない、初期ひびわれの間にさらに新しいひびわれが発生して次第に亀甲状になる。さらに、二方向に発生したひびわれは、輪荷重の繰り返しによるせん断力及びねじりモーメントにより、床版曲げひびわれは貫通へと進行する。

ひびわれが上下に貫通し、ここに路面からの雨水等の供給があると、コンクリート中の石灰分を溶解し、遊離石灰が床版下面に沈着するようになる。特に縦・横断勾配が小さい箇所や、舗装のわだち掘れ等で雨水の滞水しやすい箇所は、その発生は顕著なものとなる。

④ 角落ち・ひびわれのスリット化

20 ㎝～30 ㎝角程度の亀甲状ひびわれまで進行すると、ひびわれ密度の増加は停止するが、載荷が繰り返されるとすりみがき現象等によりコンクリート粉が落下し角落ちへと進行する。この現象は雨水の供給がある場合に進行の度合いが加速される。

ひびわれ面の劣化がさらに進行すると、コンクリートはく離や抜け落ちが発生する。この状態になると、舗装面上に放射状あるいは蜘蛛の巣状のひびわれが生じていることが多い。

図 8－14　鉄筋コンクリート床版の損傷過程

鉄筋コンクリート床版の破損に関係するとみられる要因を図 8－15 に示した。一般にはこれらのいくつかの因子が競合して破損が生ずることが多い。

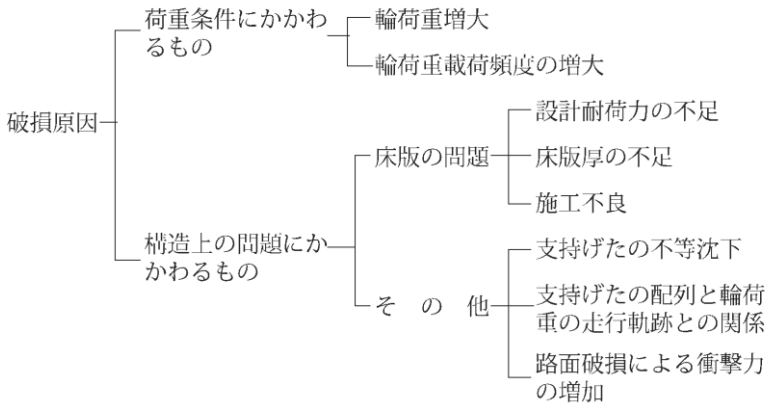


図 8－15　床版の破損原因

鉄筋コンクリート床版に対して的確な補修を施すためには、まずその現況を十分に把握し、床版に損傷が生ずるに至った原因をできるかぎり明らかにするとともに、既に生じている損傷が補修により耐えうる程度のものか否かを判断する必要がある。

床版のひびわれが過度に発達しておらず、床版がまだ連続体としての機能を果たしている状態であれば、縦げた増設、鋼板接着などによる補強が可能であるが、床版のひびわれやその他の損傷が特に著しかったり、コンクリートの品質ないしは施工の状態が特に不良で補強工の適用が困難か、または補強の効果を期待し得ない場合には新しいコンクリート床版に打換えるか、他形式の床版に取替えるなどの方策を講じなければならない。

補強工を適用する場合には、損傷の原因をできるかぎり軽減もしくは除去するような方策をとることが重要で、支持げたの不等沈下や床げたの欠如など床版支持構造にも原因がある場合には、床版自体の補強のみならず、支持構造の補強や改良も必要となる。

床版の損傷に対する一般的な対策を表 8－11 に示した。

表 8－11　床版の破損に対する対策

床版の破損にかかわる要因	対　　策
過大な輪荷重の作用	床版の補強、輪荷重の制限
過大な衝撃の作用	橋面舗装、伸縮装置の維持補修
輪荷重通行軌跡による過大モーメントの作用	車両通行帯の調整（大型車の通行位置指定等） 床版の補強
設計耐荷力の不足	床版の補強、打換えまたは取替え
コンクリートの品質､施工の不良	床版の打換えまたは取替え
配力鉄筋量の不足	床版の補強
床版の剛性不足	床版の補強（床版の剛性増大または支間の短縮）
主げた作用による負モーメントまたは引張力の作用	床版の補強
自由縁における過大モーメントの作用	床げたの設置、床版の補強または部分打換え
支持げたの不等沈下による付加モーメントの作用	荷重分配横げたの設置、床版の補強

(2) 鉄筋コンクリート床版の補修・補強工法は日々技術が進展している。そのため、各工法の特性を十分考慮し、適切な対策工法を選定しなければならない。

補修・補強を考えるとき、部分的欠陥により局所的な損傷がごくわずか発生している場合は、その部分のみ打替えるなどの対策を施せば、これで事足りることとなる。

一方、これらの部分的な損傷が、橋梁全体あるいは限定的な支間で数多く発生しているとすれば、そこに施工された床版が全体として構造的に問題があることになり、補修・補強工法も当然異なったものとなる。従って、損傷の原因を適確に把捉し、適切な補修・補強工法を選定することが極めて重要である。

なお、現状の主な補修・補強工法を表 8－12 に示した。

表 8－12　鉄筋コンクリート床版の補修・補強工法

工法名		目的および概要	補修効果	構造上の適応性および問題点	交通に与える支障
①局部的工法	(1)	損傷による交通不能に対し、路面交通を確保する。鋼板敷並べ、覆工板仮置等。	緊急対策		1時間程度
	(2)	目的は上記と同じ。コンクリート部分打換等。	〃		1～2日
②防水工法		漏水、遊離石灰などが多い場合、内部コンクリートの劣化、鉄筋の腐食防止。部分的舗装打直し、防水剤塗布、防水シート等。	劣化防止効果が期待できる。	原則として実施することが望ましい。また他の補修工法の補助工法として併用することにより耐久性が向上する。	多少の規制が必要。
③パテ工法 （モルタル 樹脂）		コンクリートにはくり、劣化がある場合、内部コンクリートの劣化、鉄筋の腐食防止及びコンクリート断面欠損の補填。セメント・モルタル・樹脂モルタル等。	損傷部近辺の劣化したコンクリートをはつり落とし、健全なコンクリートを露出してから充填しないと効果を失う。		直接支障は与えないが損傷の位置によっては多少の規制が必要。
④注入工法 （モルタル 樹脂）		床版に発生したひびわれから侵入する雨水によるコンクリートの劣化、鉄筋腐食の防止、ひびわれ内に浸透性と接着性をもつ合成樹脂を加圧注入する。	床版の防水性を高め、鉄筋コンクリートの劣化防止効果は期待できるが、耐荷力の向上は望めない。	鉄筋コンクリート床版全てに適用できる。一般には他の工法（⑨、⑩）と併用されることが多い。	直接支障は与えず短期間で施工できる。
⑤鋼板接着工法		床版下面に鋼板をエポキシ樹脂で接着して、既設床版と一体化させることにより、主に曲げ耐力の向上を図る。	たわみ、曲げモーメントを低減できるが、支点上においては効果が期待できない場合もある。	鉄筋コンクリート床版全てに適用できるが、損傷の著しい床版においては十分な効果が発揮できない。 全面施工の場合、ひびわれ、劣化の状態変化が観察できない。	直接支障は与えない。
⑥炭素繊維接着工法*1 （CFRP 工法）		床版の耐荷力不足を補う他、コンクリートの劣化及び床版の抜け落ちを防止する。床版下面に炭素繊維を合成樹脂で接着し、既設床版との一体化を図る。なお、防水工法との併用を原則とする。	床版の補強効果が期待できる。	軽量、柔軟なので、鉄筋コンクリート床版全てに適用できる。ただし全面施工の場合ひびわれ、劣化の状態変化が観察できない。	直接支障は与えない。

⑦床版下面増厚工法	床版の耐荷力不足を補う。床版下面に鉄筋を沿わせモルタルを吹き付けて既設床版との一体化を図る。なお､防水工法との併用を原則とする。	既設床版とモルタルとの付着状態が補強効果を左右する。	若干の死荷重増となる。	直接支障は与えない。
⑧床版上面増厚工法	床版の耐荷力不足を捕う。床版上面に鉄筋コンクリートを打ち足し床版厚を増す。	新旧床版が一体となり補強効果がある。	舗装除去が必要である他、死荷重が増大する。伸縮装置の取換えも必要となる。	打ち足しコンクリートが強度を発揮するまで交通遮断。
⑨縦げた増設工法	床版の耐荷力を補い、剛性を増すため、床版支持げた（主げた、縦げた等）の間に新たに縦げたを増設し、床版を支持する。	床版の支間を短縮するので床版の過応力状態を軽減できると同時に床版の剛性不足を補える。増設げたの剛性が小さいと期待したほどの効果が得られない場合がある。	コンクリート橋や施工空間が挟いものは施工が困難である。対傾構型式で縦げたを支持する時は対傾構の改造が必要である。増設げた上の床版に負の曲げモーメントが生ずるので縦げたの剛性を決定するとき注意が必要である。	直接支障は与えない。
⑩対傾向横げたの補強増設工法	剛性の高い横げたあるいは対傾構を増設したり、既設対傾構を補強することにより横分配効果を高める。	横分配効果を高めることにより床版支持げたの不等沈下で生ずる付加モーメントを軽減できる。	コンクリート橋の場合、取付けが困難である。	直接支障は与えない。
⑪床版打替工法	破損した床版を部分的または全面的に取除き、新しい床版に打替える。場所打ちコンクリートとプレキャストコンクリート部材とがある。	補修効果を確実に期待できる。	プレストレスされた床版や合成げたの床版を取り替える場合は十分な検討が必要である。	施工部分は交通遮断が必要である。
⑫床版取替工法	破損した床版を部分的または全面的に取除き、新しい型式の床版に取り替える。鋼床版、鋼格子床版、覆工板型式床版等がある。	〃	〃	〃

なお、最近では粉体であるセメント結晶増殖材を水と錬り混ぜてペースト状にし、コンクリート表面に塗布することで、材料内に含まれている触媒性化合物が内部に浸透拡散して、水で充たされた毛細管空隙やひび割面、さらに骨材界面等の欠陥部に新たなセメント結晶の再生を促し、躯体そのものを緻密化する新技術[*2]も開発されている。

＊１：「炭素繊維シートによるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル（案)」橋梁上部工鉄筋コンクリート床版編（10.3 炭素繊維補修・補強工法技術研究会）を参考にするとよい。

＊２：土木学会誌　Vol.85. June 2000

5－2 荷重

設計に用いる荷重は道路橋示方書Ⅰ共通編による。
なお、縦げた増設工法については、床版、舗装重量を死荷重として考慮する。

縦げた増設の場合、将来の床版打替えで死荷重として作用することを想定して床版、舗装重量を考慮することとしたものである。

5－3 許容応力度

鋼材の許容応力度は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編による。床版コンクリートの許容曲げ圧縮応力度は、その橋梁の設計に用いられた値とする。

架設年度の古い橋では、同程度の強度を有する鋼材の場合でも、現在より許容応力度を低くとっているが、これは安全率を大きくとっていたからと考えられる。従って現時点で主構造の応力度状態を検討する場合には、現行示方書と同程度まで安全率を落としてもよい。ただし、用いられている材料の品質、あるいは設計に用いられた許容応力度が不明のときは、材料試験の結果やその橋の建設時に適用されていた示方書等に示されているような値を参考にして定める。

また、古い橋ではコンクリートの施工方法、品質管理等が現在と相当に異なることを考慮して、床版コンクリートの許容圧縮応力度は、その橋梁の設計に用いられた値をそのまま用いることとした。許容応力度が不明のときは、材料試験の結果や、設計当時一般に使用されていた値を参考にして定める。

調査により、床版コンクリートの破損原因がコンクリートの品質に起因すると思われる場合には、コアーの圧縮試験等によって、許容曲げ圧縮応力度を低減してもよい。

5－4 設計

(1) 設計にあたっては、補修・補強部材のみならず、既設部材についてもその安全性の照査を行う。
(2) 補修・補強により、従来の構造系が変化する場合には、変化後の構造系により各部材の安全性の照査を行わなければならない。

(1) 床版増厚工法、鋼板接着工法および炭素繊維接着工法などの場合、既存コンクリートおよび既存鉄筋についても安全性の照査を行うことを定めたものである。

(2) 縦桁増設工法では、従来は支間であった位置が支点になるなど、構造系が変化することになる。この様な場合には、変化後の構造系により既設部材の安全性の照査を行うことを定めたものである。また、縦桁増設工法では床版支持桁の剛度差により付加モーメントが発生する。このため、設計にあたっては、この付加モーメントを考慮しなければならない。

なお、鉄筋コンクリート床版の調査・診断、破損原因、補修・補強に関する詳細は以下に詳述されているので参照するとよい。

・土木研究所資料第 2682 号「既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究Ⅲ」
（昭和 63 年 12 月建設省土木研究所）
・土木研究所資料第 771 号「床版支持げたの不等沈下によって生ずる床版の曲げモーメント
設計図表　その 1」　（昭和 47 年 9 月建設省土木研究所）
・　〃　第 1338 号「　〃　その 3」　（昭和 53 年 2 月　〃　）
・「道路橋補修便覧」（S53.7　日本道路協会）第 4 章
・「道路維持修繕要綱」（S54.2　日本道路協会）第 4 章　4.3.3
・「コンクリート構造物の維持管理指針（案）」（H 7.10　土木学会）

第6章 防水層

(1)　床版の補修・補強工事を行う場合は、防水層を設けるものとする。防水層は全面防水を原則とする。
(2)　防水層の選定にあたっては、施工規模および施工箇所の状況により、最適な防水層を選択するものとする。

(1) 床版への雨水や塩化物の浸透を防止し、耐荷力の確保、耐久性の向上を図るため、床版の補修・補強工事を行う場合は防水層を設けることとした。

この場合、効果を確実なものとするため、全面防水を原則とした。

(2) 防水層は、シート系防水層および塗膜系防水層の使用を基本とし、図 8－16 に示すフローにより選定することを標準とする。また、描造細目は本マニュアル「第 2 編　橋梁一般」の 6.4 によるものとする。

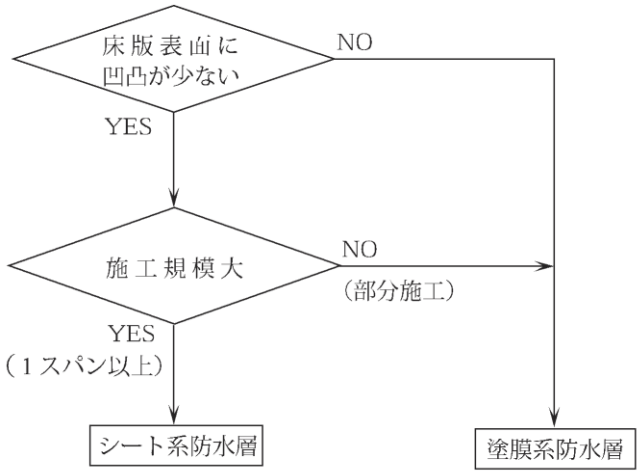


図 8－16　防水層選定フロー

なお、供用後にみられる防水層の損傷の種類と発生原因推定の目安とその対策工法例を以下に示す。

表 8－13　供用後にみられる防水層の損傷の種類と発生原因推定の目安

部位	損傷の例		損傷の状況、考えられる原因等	主な発生位置	原因と考えられる層		
					床版	防水層	舗装
床版下面	漏水		床版防水層の損傷、端部処理不良、舗装のひび割れからの水の流入	床版下面端部 床版打継ぎ目 ひび割れ	◎	○	
	遊離石灰		床版防水層の損傷、端部処理不良、舗装のひび割れからの水の流入	床版下面端部 床版打継ぎ目 ひび割れ	◎	○	
	錆汁		床版防水層の損傷、端部処理不良、舗装のひび割れからの水の流入	床版下面端部 床版打継ぎ目 ひび割れ	◎	○	
	腐食 （鋼床版）		床版防水層の損傷、端部処理不良、舗装のひび割れからの水の流入	鋼床版の縦リブ 主げた上		○	○
舗装表面	ひび割れ	線状	大型車の走行によるわだち割れ	走行軌跡部			◎
			床版のたわみによる縦方向の線状ひび割れ	鋼床版の縦リブ 主げた上	◎		○
		亀甲状	混合物の劣化、床版防水層と混合部の接着不良、コンクリート床版の破損によるもの	走行軌跡部から発生し舗装面全体へ	○	○	○
	わだち掘れ		混合物の耐流動性不足による塑性変形、床版防水層の種類による可能性もある	走行軌跡部		○	◎
	平たん性の低下		混合物の強度、締固め不足によるさざなみ状の舗装面のしわ、こぶ状のより、床版の凹凸、床版防水層と混合物の接着不良によっても起こる	走行軌跡部	○	○	◎
	段差		伸縮装置と舗装の剛性の違い、伸縮装置取付け部の混合物の締固め不足	伸縮装置部			◎
	すべり抵抗性の低下		アスファルト過多混合物の使用によるフラッシュ、骨材のポリッシング	走行軌跡部			◎
	ずれ		床版防水層と混合物の接着不良、タックコートの過多やムラ	主に走行軌跡部 排水不良箇所		◎	○
	ポットホール		混合物の強度不足により生じた舗装表面の穴水の流入による骨材のはく離、亀甲状のひび割れを伴う場合あり	ひび割れ部 排水不良個所	○	○	◎
	ブリスタリング		コンクリート床版の乾燥不足と緻密な混合物の使用、鋼床版のケレン不良		○	○	○
	目地の開き		目地部の接着不良、混合物の締固め不足	施工継目部			◎

◎：原因として特に可能性の大きいもの　　○：原因として可能性のあるもの

「道路橋床版防水便覧（H19.3、日本道路協会）」より抜粋

表 8－14　防水層の異常とその対策方法

防水層の異常	対策方法
防水層の破損	破損部の除去後、接着剤、防水材の再施工
防水層の端部処理不良	立ち上り部の改良、立上げシールおよび注入目地の新たな施工
防水層上の滞水（排水不良）	排水パイプの増設、排水パイプの清掃
防水層・床版間のずれ（接着不良）	接着不良部の除去後、接着剤、防水材の再施工
防水層・舗装間のずれ（接着不良）	接着不良部の除去後、再舗設
防水層・床版間の空気膨脹	膨脹部を除去し、床版を十分乾燥させた後、接着剤、防水材の再施工

また、コンクリート床版防水層の詳細については、以下に詳述されているので参照するとよい。

・「道路橋床版防水便覧」（H19.3　日本道路協会）

第7章 鋼橋

(1)　鋼橋の補修・補強対策は、対象橋梁の損傷状況や使用状況等を適確に把握し、実状に即した対策としなければならない。
(2)　補修・補強工法の選定にあたっては、各工法の特性、効果及び現状等を考慮した適切な工法を選定しなければならない。特に主げた補強の場合には、主桁の剛性向上を図り、耐疲労性の向上に有効な工法を選定することを原則とする。
(3)　補強材の接合は、高カボルトを用いた摩擦接合を原則とする。

鋼橋の主要な部材には、主構（主桁）、横構（横桁）、対傾構、床組があり、これらの部分に異常が生じた場合には、橋の崩壊につながる可能性もあるため通行規制等について細心の注意を必要とし、またすみやかに補修を行うことが重要である。

(1) 正確に破損状況を把握するためには、鋼橋の各構造形式並びに各部材毎に生じやすい部分を重点的に点検し、損傷がそれぞれの部材に生じていないかどうかチェックできるようにしておくことが望ましい。これらの部材毎にチェックシートを作成し、点検目的とともに記録しておくと、もし異常が生じた場合でもその原因の究明に重要な手がかりとなる。

損傷には次の事項などがある。

・腐食
・変形、座屈
・リベットおよびボルトのゆるみ、抜け落ち、破断
・ひびわれ
・振動、たわみ、異常音

また、使用状況には次の事項などがある。

・交通量および通行特性
・海岸線付近における塩害
・凍結防止剤散布による塩害

(2),(3) 補修にあたっては、設計計算および設計図は必ず収集しておかなければならない。特に部材を交換する場合はぜひ必要である。設計図面が失われている場合は、必要に応じて鋼材の調査および現地で実測して諸元を再現しなければならない。この場合腐食の程度なども同時に調査することが種々の検討を行うにあたって有効な材料となる。

補修工法は部材の交換、補強、修復に大別される。

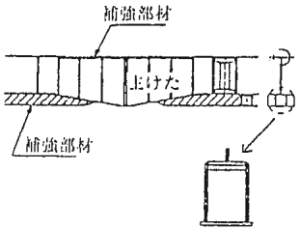
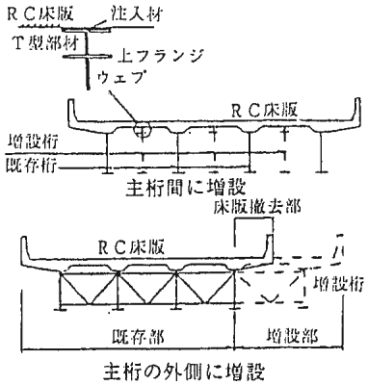
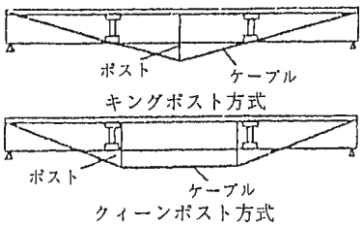
部材交換にあたっては、通行止め等の通行規制を検討する必要がある。また、変形を受けた部材を交換する際は他の部材も変形している場合が多いので調査する必要がある。

部材補強は、型鋼や補強板などによって補強されることが多い。この場合の接合方法は高力ボルト接合を原則とし、やむを得ず溶接による場合は疲労強度の低下を招くことのないようにしなければならない。

部材修復は、溶接による修復、加熱加工による修復が大部分である。この場合、鋼材の加熱加工によって鋼材が硬化し、脆化することに対する対策を考えなければならない。

表 8－15 に主桁補強工法の例を示した。

表 8－15　主げた補強工法の例

工　法	目　的	設計・施工概要	工法の概略	適用に際しての留　意　点
主げた・主構断面の補強	活荷重応力の低減	①主げたおよび主構の引張側部材の板厚をカバープレート等を溶接または高力ボルトにて接合して増す。 ②断面の剛性を上げるため、補強部材を溶接または高力ボルトにて取り付ける。 ③力の流れを変えるために、バイパス材を取り付ける。		①接合力法として溶接接合をする際の、施工性および品質保証。 ②応力レベルが高い部材に取り付けることが多いため、取付けの疲労損傷。 ③リベットを用いた構造における接合方法の違い。
主げたの増設	死荷重応力および活荷重応力の低減	主げたを新たに増設し、既存桁と一体化することにより橋梁の全体剛性を上げる。		①既存部と増設部の変位差がある場合の連結部耐久性。 ②接合方法として溶接接合をする際の、施工性および品質保証。 ③支点部の反力調整時における安全性。
主げたへのプレストレスの導入	応力域の改善	ケーブルなどの緊張材を用いて、引張側部材にプレストレスを導入することにより部材の応力域を改善し、許容応力内に部材応力を収める。		①クリープ・レラクゼーションによるプレストレス導入量の抜け。 ②応力域が改善されるのみで、力振幅は施工前と変わらない。

なお、鋼橋の補修・補強に関する詳細は、以下に詳述されているので参照するとよい。

・「道路橋補修便覧」（S53.7　日本道路協会）第 5 章

・「道路維持修繕要綱」（S54.2　日本道路協会）第 4 章　4.3.4

第8章 コンクリート橋

(1)　コンクリート橋の補修・補強対策は、対象橋梁の損傷状況や使用状況を適確に把握し、実状に即した対策としなければならない。
(2)　補修・補強工法の選定にあたっては、各工法の特性、効果及び現状等を考慮した適切な工法を選定しなければならない。

(1) コンクリート橋は鋼橋と比較して自重が大きく、曲げ剛性も大きいため、振動、衝撃に対する抵抗性にすぐれており、一般に活荷重の影響が直接破損の原因となることは少ない。

コンクリート橋に現れる異常はひびわれ、剥離、鉄筋露出、豆板、漏水、劣化等がある。これらの異常を発見したら発生箇所、程度、進行性か否か、二次的な破損に進行するおそれはないかなどの観点から十分な検討を加え適切な対策を講じなければならない。

ひびわれは発生箇所、程度に注意して検討する必要がある。ひびわれの原因には、鉄筋量の不足、コンクリートの強度不足、部材の断面不足、鉄筋の腐食膨張、コンクリートの劣化、プレストレスの不足、自動車荷重の増大等が考えられるが、応力状態によりひびわれの発生箇所、ひびわれの方向が異なるため、ひびわれの点検調査によってある程度異常、破損の原因推定が可能であり、それに対する対策を講じることができる。

調査にあたって特に注意すべき箇所は支間の中央部、連続げたの支点部、支承部、ゲルバーげたのヒンジ部などである。これらの箇所は、部材応力が大きく働く箇所であり、変状が生じた場合、それが部材の損傷にまで進行する危険性が高いためである。測定器具で調査できない微細なひびわれが進行性か否かの確認は、石こうまたはセメントペースト等の塗布剤を使用するとよい。

(2) コンクリート橋の補修は、一般的に作業条件が悪く費用も割高となり、かつ時間的な制約を受けることが多い。また使用材料は、施工の難易を左右し、ひいては補修効果の大きな要素となってくるため、特に新しい材料を使用する場合は十分それらを調査検討したうえで使用し、施工後も追跡調査を行うなどの配慮が必要である。補修方法の選定にあたっては補修の効果、施工性、安全性、経済性、美観等について総合的に検討し、最も適切な方法を選定する必要がある。コンクリート橋の補修について現在一般に行われている方法は、図8－17のようなものがあげられる。これらのうちプレストレス導入工法におけるPC鋼材の配置方法については既設橋の構造形式、補強する部材あるいは部位の強度、下部構造への影響、施工性、経済性などを検討する必要がある。

実施例としては、補強効果が力学的に明確で、交通規制も必要とせず、また、補強後の維持管理が比較的少なくてすむなどの利点から外ケーブル方式が採用されることが多く、内ケーブル方式による補強事例は少ない。

表8－16に内ケーブルと外ケーブルの比較を示した。

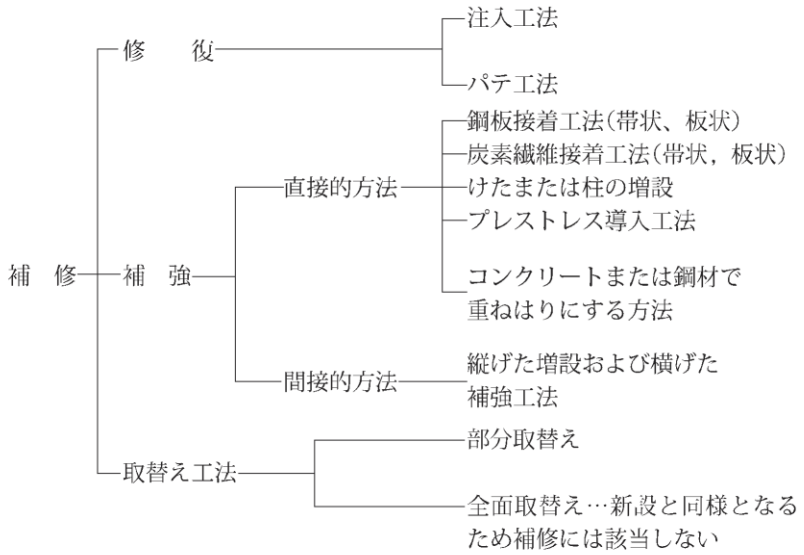


図 8－17　補修の方法

表 8－16　内ケーブルと外ケーブルの比較

		外ケーブル	内ケーブル
設　計	防　　振	防振上の配慮が必要	問題とならない
	偏　向　部	プレストレス分力の作用に対する検討が必要	——
	定　着　部	PC 鋼材の張力変動による影響が大きいため応力検討が必要	問題とならない
	フレッチング	PC 鋼材と偏向具による擦り合わせ部分に生じる場合がある	問題とならない
施　工	ケーブルの配置	比較的容易	鋼材の配置が複雑な場合困難となる
	コンクリート打設	容　易	鋼材の配置が複雑な場合困難となる
	偏　向　具	鋼材に局部的な折れが生じないように十分配慮が必要	——
材　料	ケーブルの防錆	重　要	腐食環境の厳しい地域では必要
	保　護　管	耐久性と強度の十分満足する材質が必要	外ケーブルほど重要ではない
管　理	ケーブルの取替え	取替えることは可能	取替えは困難
	グラウトの信頼性	確認が簡単で補修も容易	確認は困難

なお、コンクリート橋の補修・補強に関する詳細は、以下に詳述されているので参照するとよい。

・「道路橋補修便覧」(S53. 7　日本道路協会)　第 6 章

・「道路維持修繕要綱」(S54. 2　日本道路協会)　第 4 章　4.3.5

第9章 支承

(1)　支承の補修対策は、支承に発生した損傷および損傷原因を除去し、機能回復に努めなければならない。 (2)　補修工法の選定にあたっては、各工法の特性、効果とともに経済性、施工性を考慮し、適切な工法を選定しなければならない。

支承は、橋梁上下部構造の接点であり、上部構造からの荷重を円滑、安全に下部構造に伝えるとともに、上下部構造をつなぎ、橋梁の機能を発揮させる重要な部分である。また、支承部の破損は単に支承だけでなく、上下部構造にも有害な影響を及ぼすため、日常の管理に十分留意しなければならない。

(1) 支承の機能とは以下に示す事項などをいう。

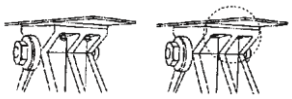
・鉛直力を支え下部構造に伝達する支持機能
・上部工のたわみによる回転を円滑に行う回転機能
・温度変化、コンクリートのクリープ・乾燥伸縮・たわみ変形による伸縮を円滑に行う移動機能
・地震時等の上揚力に対して抵抗する機能
・地震時の上部構造の慣性力を下部構造に伝達する機能

なお、支承の損傷には、下部工の移動による場合もあり、こうした一次要因を除去せずに補修を行っても再び同様な損傷を繰返すことになる。従って、一次要因を適確に把握し、進行性の損傷か否かを見極めることが工法選定に大きな影響を与える。

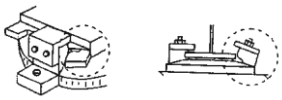
支承部に比較的多く発生する損傷（変状）を表 8－17、図 8－18 に示した。

表 8－17　支承部の破損（変状）

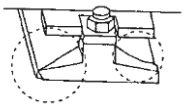
	破　損（変状）の　内　容
支承本体	浮上り防止装置の破損 変位制限装置の破損 ローラーのずれ及び落下 ピン及びローラーの割れ 支承各部材の割れ 下沓の割れ ナットのゆるみ ダップボルト・セットボルトの抜け落ち すべり面、ころがり面の錆つき 各部材の腐食 ロッカー相互の接触
支承座	アンカーボルトの切断 充填モルタルのひびわれ 支承座コンクリートの圧壊､剥離



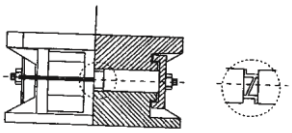
ボルトのゆるみや抜落ち



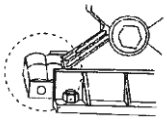
変位制限構造の変状



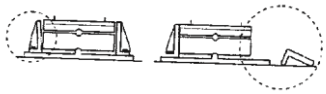
支承部のわれ



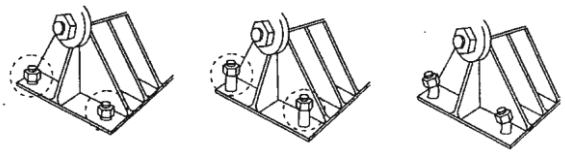
ピンのわれ



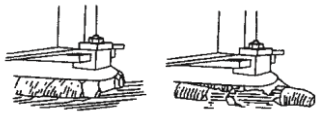
ローラーのずれ及び落下



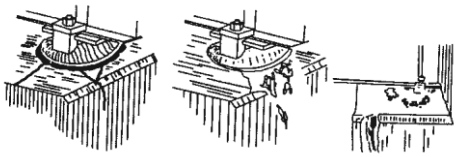
浮上がり防止装置の変状



アンカーボルトの切断、引抜け



充填モルタルのひび割れ



沓座コンクリートの圧壊、はく離

図 8－18　支承各部の変状

(2) 支承部の補修は短期工事を要求され、空間も狭隘で作業が困難であることが多い。また、交通規制を伴うことが多いため、構造、施工方法、治具の選択などをあらかじめ十分に検討し、迅速かつ確実な補修に努めなければならない。

ジャッキを使用する場合には、上部構造を均等にジャッキアップしないと床版などにクラックが生じたりするので注意しなければならない。また、ジャッキダウンもバランスを保ちながら慎重に行わないと上部構造に悪影響を与えたり、ジャッキを破損したりすることがあるので注意が必要である。

支承部の補修工法には次のようなものがある。

① 支承本体の破損のうちローラーのずれ落ち、ピンローラー、下沓のわれなどに対しては、新しい支承あるいは破損部材を取り替える。なお、形式を変更する場合は、同一橋座上の全支承を同一型式に統一する。

② ボルト、ナットのぬけ落ち、浮上がり防止装置の破損などではジャッキアップすることなく、その部材のみを取替える。

③　支承座コンクリートの破損に対しては、破損部分を十分にはって鉄筋などで補強したうえで新しいコンクリートを打設する。

④　支承座コンクリートあるいはモルタルの軽微なクラックに対してはエポキシ系樹脂などを充填し、ひびわれの拡大を防止する。

なお、支承部の補修・補強に関する詳細は、以下に詳述されているので参照するとよい。

・「道路橋補修便覧」(S53. 7　日本道路協会)　第7章　7.2

・「道路維持修繕要綱」(S54. 2　日本道路協会)　第4章　4.3.6

・「道路橋支承便覧」(H16. 4　日本道路協会)

第10章 伸縮装置

(1)　伸縮装置の補修対策は、損傷の原因を適確に把握し、それに見合った適切な対策としなければならない。 (2)　補修工事に関して、作業中および養生中の交通処理方法ならびに工事中の騒音、振動による周辺への影響および対策を十分に検討しなければならない。

伸縮装置の破損は自動車の走行性を損ない、道路利用者に不快感や危機感を与え、橋梁本体にも悪影響を及ぼすばかりでなく、自動車の走行によって騒音振動を発生させ、周囲に非常な迷惑を及ぼすことになるので常に良好な状態に保つことが必要である。

伸縮装置は橋梁構造のなかでも破損しやすく、一度破損すると補修しにくい箇所であり、完全に修復することが困難であるため日常の点検を十分に行い、早期補修に努める必要がある。

また、伸縮装置から漏水が生じており、漏水が軽微であっても支承や桁端部の損傷を促進していると考えられる場合には、積極的に非排水化対策を検討すること。

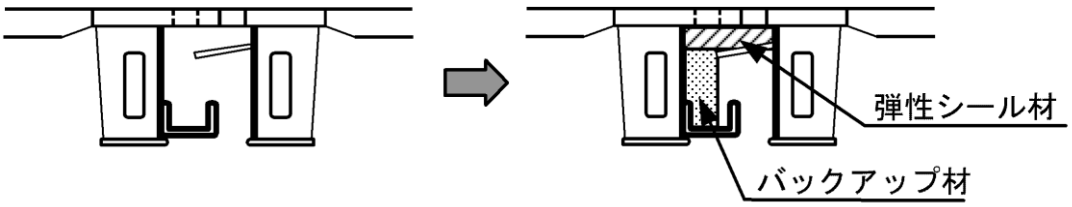


図 8-19　伸縮装置非排水化工の概要

(1) 損傷の原因には次のようなものがある。

- 使用型式の不適切
- 床版端部の剛度不足
- 伸縮装置本体の剛度不足
- 伸縮装置アンカー部の強度不足
- 後打材の選択の誤り
- 伸縮量算定の誤り
- 床版遊間の施工誤差・伸縮装置の設置不良
- 伸縮装置アンカー部の施工不良
- 後打材の施工不良
- 輸荷重および繰返し頻度の増大
- 床版の老朽化
- 伸縮装置前後の路面の段差
- 路面の清掃不十分
- 火災、地震などの異常事態

破損が進行し、小さな補修によっては十分修復できなくなった場合は、走行上の危険性が生じる前に取替えて工事を行うことが必要である。

伸縮装置は、設置する道路の性格、橋種、型式、必要伸縮量を基本として、

① 全体的な耐久性
② 平 た ん 性
③ 排水性と水密性
④ 施　工　性
⑤ 補　修　性
⑥ 経　済　性

等を考慮してもっとも適当と思われる型式を選定しなければならない。

型式の選定は最も大切なことであり、設置する場所ではまず何が優先するかを定め、総合的に判断して決めなければならない。

型式としては、

・盲目地型式
・突き合せ先付型式
・突き合せ後付型式
・ゴムジョイント型式
・鋼製型式
・特殊型式

などがある。

(2) 一般に伸縮装置の補修を行う場合、大なり小なりの交通規制を伴う。従って、伸縮装置の構造的、機能的な検討と同時に施工条件の検討が必要である。

補修を行う場合、通行止めができない場合が多いため、次のいずれかの方法により工事を行う必要がある。

1）昼間に交通規制をして幅員の半分ずつ施工する。
2）昼間は覆工板を利用して開放し、夜間工事の際は通行止めとする。
3）昼間は覆工板を使用して開放し、夜間交通規制を幅員の半分ずつ施工する。

なお、伸縮装置の補修・補強に関する詳細は、以下に詳述されているので参照するとよい。

・「道路橋補修便覧」(S53. 7　日本道路協会)　第 8 章
・「道路維持修繕要綱」(S54. 2　日本道路協会)　第 4 章　4.3.2

第９編　資　　料

資料－1　協議　…… 9－　1

資料－2　橋梁設計条件表　…… 9－ 18

資料－3　予備設計比較一覧表　…… 9－ 26

資料－4　建設工事の騒音・振動規制と
設計上の問題　…… 9－ 28

資料－5　検査路　…… 9－ 40

資料－6　斜め橋台の土圧合力に対する
回転照査例　…… 9－ 56

資料－7　斜めフーチングの配筋方法　… 9－ 59

資料－8　橋梁下部構造の参考配筋図　… 9－ 61

資料－9　橋梁下部構造の参考配筋図の
作成にあたって　…… 9－ 80

資料－10　杭軸方向バネ定数の取り扱いに
ついて …… 9－ 99

資料－11　深礎杭ライナープレートの
適用範囲 …… 9－101

資料－12　技術基準の体系 …… 9－102

第9編　資　　料

資料－1　協議

1－1 協議一般

(1)道路、鉄道、河川等の交差を橋梁で計画する場合、協議に必要な調査を十分行い、管理者との協議をしなければならない。

(2)国立公園、文化財埋蔵地区内を通過する橋梁等では、法律により管理者の許可が必要な場合があり、協議を十分行うものとする。

(3)交差協議の一般的な流れを示す。

交差協議 → 橋梁設計協議 → 工事協定 → 管理協定

(1) 調査する項目は各々の対象施設によって異なるが、必要な基本的項目を以下に列記する。

(a) 対象施設名、(b) 所在位置、(c) 管理者、(d) 施設現況、(e) 同将来計画、(f) 適用法、規則基準等である。

まず、この中で(c)管理者が誰であるか明確にしておくことが重要である。手戻り等が生じやすい例として用水、溜池等の農業施設が挙げられる。

又、河川では水利権、漁業権が設定されていることが多いので、必要に応じて権利者との協議も行う。

(2) 法律によって決められている地域を通過する場合は、工事等で制限もうけるので、路線全体としての協議が必要である。それらの関連公共地域として、以下の例が挙げられる。

主な関連公共地域	適用法（主な条項）
河川区域	「河川法」（第 6、24、26 条）
河川保全区域、河川予定地	「河川法」（第 6、24、26 条）
砂防指定地	「砂防法」（第 2、4 条）
海岸保全地域	「海岸法」（第 7、8 条）
自然環境保全地域	「自然環境保全法」（第 14、17、22 条）
国立公園、国定公園	「自然公園法」（第 17、18、20 条）
埋蔵文化財を包蔵する地域	「文化財保護法」
地すべり防止区域	「地すべり等防止法」（第 3、18 条）
急傾斜地崩壊危険区域	「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」（第 3、7 条）

なお、その他の関連施設として空港、漁港、送電線、電波施設及び都市計画があり、各々の対象法律によって規制条件が定められているので、路線全体としての協議をすることが多いが、橋梁計画の際調査する。

1−2 河川管理上の構造物審査リスト（直轄）

河　川　名　　工作物の名称

1．事業実施機関名　　（左岸　K＋　m）

2．着工予定年月日　　（右岸　K＋　m）

3．橋梁の使用目的……新幹線、高速道路、国道、県道、鉄道橋、市町村道、農免、水管橋、その他

4．河川の状況……一般、都市、高潮区間、背水区間、その他の区間

5．計画高水流量　　㎥／S、天端巾　　m、余裕高　　m
　計画高水位　　m、計画堤防高　　m、計画河床高　　m

6．背水区間の場合、本川流量　　㎥／S、支川自己流量に対する　　水位　　m

7．堤防の現況　左岸……完成、暫定、未施工、堤防計画なし
　右岸……完成、暫定、未施工、堤防計画なし

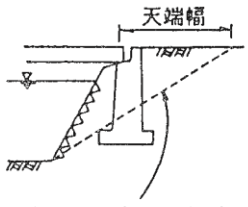
8．橋梁諸元

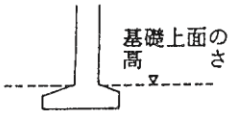
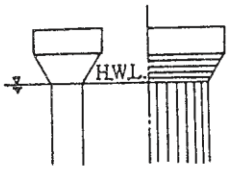
路線名		道路規格		橋格	等橋	型式	
橋長	m	幅員構成	m	計画交通量等		台／日	

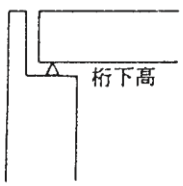
9．上記のうち⑤⑥⑦についての河川諸元については河川管理者との協議文書が必要である。

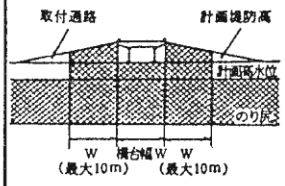
10．本橋の上下流で添架可能な上下水道、電線等の河川横架計画はないか。

11．都市計画との関連はあるか。

区　分	検　討　事　項	問題点、検討結果 指　示　事　項	判定
位　置	1．位置（ルート）決定の主な理由 2．現況及び架設地点の状況のわかる写真添付 3．改修計画との関係、 （1／50,000、1／2,500 平面図添付） 4．狭さく部、山間部、分合流点、わん曲部、近接橋等か。 5．本橋の付近に他の工作物があるか。 6．無堤部の場合、橋梁取付道路は流れの阻害となっていないか。又、阻害となっている場合の対策はあるか。		
方　向	1．洪水が流下する方向に対して直角か。		
橋　台 （令　第61条）  堀込河道の地盤高	1．川幅50m以上、背水区間、高潮区間に設ける橋台の位置はH.W.L.と法面の交点から川前に出てないか。 2．川幅50m未満のときは、橋台の前面が表のり肩より川前に出てないか。 3．堤防法線に平行に設けているか。 4．橋台の基礎上面の高さは、堤防の地盤高以下か。（ボーリング柱状図併記）		

区　　分	検　　討　　事　　項	問題点、検討結果 指　示　事　項	判定
橋　　脚 （令　　第62条）  計画河床高　　m 最深河床高　　m 計画高水敷高　　m 最深高水敷高　左　m 右　m	1．形状は小判型としているか。 （径１ｍ未満は円型可） 2．方向は洪水時の流水方向と平行か。 3．河積阻害率は５％以内か。ただし新幹線等は７％以内。 4．基礎の上面の高さは イ）高水敷部(低水路肩から20ｍ以上高水敷)の橋脚は計画高水敷高、又は現況高のいずれか低い方から1.0ｍ以上の根入れがあるか。 ロ）低水路部と上記以外の高水敷部は、計画河床又は最深河床のいずれか低い方から2.0ｍ以上の根入があるか。 ハ）最深河床は、上下流に局部的な深掘れがないか検討されたか。 （ボーリング柱状図併記） ニ）一般図に改修計画横断形が記入されているか。	●計算式　橋脚の総幅／川幅　＝ 4．イ)、ロ) 基準値 ≦ 設計値 P1　m　m P2 P3 P4	
 	ホ）低水路部は固定された河川か、過去にみお筋が移動したことはないか、検討し、結果によっては高水敷の橋脚根入は見直す必要がないか。 ヘ）河岸又は堤防ののり先及び低水河岸ののり肩から、それぞれ10ｍ（計画高水流量が500㎥/sの場合５ｍ）以上離しているか。10ｍ未満の場合は、高水敷保護工又は護床工等設置しているか。 ト）ハンチの下面高は、H.W.L.以上で設けているか。		
高　　架　　橋	1．高架橋の堤内側橋脚の基礎は、堤防のり線延長内にくい込んでいないか。 2．堤体内に橋脚を設けた場合は、躯体幅分の堤防補強をしているか。		

区　　分	検　　討　　事　　項	問題点、検討結果 指　示　事　項	判定
径　間　長 （令　　第63条） （規第27、28、29条）	1. 計画高水流量に対する径間長を満足しているか。 2. 斜橋の場合は流心方向に直角に換算しているか 3. 堤防に橋台を設けている場合は橋台の胸壁の表側からか。 4. 堤防に橋台を設けていない場合はH.W.L.と法面の交点から測定した長さを対象にして計算しているか。 5. 径間長の平均値が基準径間長＋5.0m以上となっていないか。 イ）上記の場合に－5.0mの適用があるか。 6. 高速道路、新幹線、幅員30m以上の橋梁でないか。 7. 令第63条３項の適用があるか。 これの適用があった場合、構造令にある条件を満たす橋であるか。 8. 令第63条４項の適用があるか。 これの適用があった場合、その河川の流心部が固定しているか。 9. 規則第29条の適用があるか。 ㋑ 既設の橋脚等との距離が基準径間長未満でないか。 ㋺ 既設の橋脚等との距離が基準径間長以上～川幅又は（200m）以内の近接橋か。 ㋩ 不必要に緩和規定を重複して適用していないか。	20+0.005Q＝ 1、2 | | 基準値 | ≦ | 設計値（直橋換算） | |---|---|---|---| | A1～P1 | m | | m | | P1～P2 | | | | | P2～P3 | | | | | | | | | | | | | |	
桁　下　高 （令　　第64条） （規　　第30条）  計画堤防高　　m 現況堤防高　左　m 右　m	1. 計画堤防高（又は現況堤防高）以上になっているか。 2. 背水区間の特例を適用しているか。 （令第42条１項、２項） イ）自己流量H.W.L.＋余裕高以上かつ本川計画高水位以上か（自己流H.W.L.明記） ロ）橋面高は計画堤防（又は現況堤防高）以上か。 ※ 背水の影響を受ける河川の流量が本川の計画高水流量の10%以下及び支川の計画高水流量が500m³/s以下の場合に適用することが出来るもので、これ以外の場合に適用する場合は特別な事情がある場合のみであるので注意を要する。	1. | | 基準値 | ≦ | 設計値 | |---|---|---|---| | 桁下高 | m | | m |	

区　　分	検　　討　　事　　項	問題点、検討結果 指　示　事　項	判定
護　　岸 （令　　第65条） （規　　第31条）  	1．高水護岸については、橋台の上下流に下記どおりの護岸があるか。 イ）堤防直近橋脚の上下流端から堤防に直角方向又は、洪水の流向に直角の方向に基準径間長の1/2以上の長さの護岸があるか。 ロ）基準径間長/2が10m未満となるときは10m以上としているか。 2．護岸の高さは下記のとおりか。 イ）橋台の上下流は橋台幅分を上下流夫々取付道路の天端まで施工しているか。 上記以外の部分はH.W.L.以上か。 3．低水護岸について イ）改修計画の低水路法線との関係。 ロ）低水河岸直近橋脚の上下流端から、低水河岸に直角方向又は洪水の流向に直角方向に基準径間長の1/2以上の長さの護岸があるか。 ハ）高さは現河岸高とする、現河岸が計画高水敷高以上の時は、計画高水敷以上の部分については連結ブロックで可。 4．堤防未施工区間に設けられる橋台前面及び取付道路の盛土部でH.W.L.以下の部分は護岸等で保護されているか。 5．高架で堤防を横過する場合の法面の保護は桁下高と堤防法尻高を考慮した範囲となっているか。 6．水管渠が高架の場合の日照阻害等の保護は φ 500mm以下の場合　　5m以上 φ 500mm以上の場合　　10m以上 となっているか。	1.イ） 基準値 ≦ 設計値 左側 上流側 m m 左側 下流側 右側 上流側 右側 下流側 3.ロ） 基準値 ≦ 設計値 左側 上流側 m m 左側 下流側 右側 上流側 右側 下流側	

区　　分	検　　討　　事　　項	問題点、検討結果 指　示　事　項	判定
管理用通路 （令　　第66条） （規　　第32条）	1.　管理用通路は、確保されているか。 2.イ）計画交通量が6,000台／日以上等のときは、平面交差のほかに立体交差を併設しているか。（高さ4.5m×天端幅以上、但し天端幅5.5m以上のときは5.50mまで可） ロ）立体交差部の排水は考慮されているか。 3.　背後地の状況等により立体交差とすることが困難な場合100m以内にこれにかわる迂回路が確保されているか。 4.イ）平面交差の道路取付部には5.0m程度の水平区間を設け、その地点より６％以下の勾配となっているか。 ロ）道路取付部の堤防腹付けの法勾配は、２割以下となっているか。	1.　平面、立体、平面及び立体 （幅員　　m） 2.イ）立体、平面と立体 （幅員　　m） 3.（幅員　　m）	
旧　　橋	1.　旧橋は撤去することになっているか。 2.　撤去の範囲は計画高水敷高－１m又は現況高水敷高－１m以深か、計画河床高－2.0m又は最深河床高以深か。 3.　橋台は全面撤去としているか。 （基礎杭は含まず） 4.　橋台撤去後は掘削幅＋上下流おのおの３mの範囲の護岸を施工しているか。		
仮　　締　　切 （仮締切設置基準案） （S46.12.　治水課）	1.　仮締切堤の高さの根拠は。 （設計対象水位等） 2.　橋台施工時の堤防部掘削には、現堤同等補強の締切があるか。（仮締切堤の構造） 3.　橋脚（低水路部）施工時の桟橋の高さは現高水敷高以下としているか。		
そ　　の　　他	1.　下部工は非洪水期に施工するよう工程上配慮しているか。 2.　上部工の架設は非洪水期に施工する工程となっているか （工法上支障のない場合はこのかぎりでない）		

※福島県管理河川については、以下「河川許可工作物（橋梁関係）審査チェックリスト」によるものとする。（第９編　9-6-1 ～ 9-6-10）

河川許可工作物(橋梁関係)審査チェックリスト

福　島　県

橋　　梁　　名		河　　川　　名	
申　請　者　名		工　　事　　名	
新　改　築　の　別		橋　梁　の　目　的	
設　置　位　置		チェック者名	

- 要改修河川
  - 改修済み河川
    - 二次改築の必要あり
    - 二次改築の必要なし
  - 未改修河川
    - 全体計画あり
    - 全体計画なし
- 改修不要河川(山間狭さく部等)

※　未改修河川で全体計画がない場合は河川改修計画を作成し対応すること。

河道計画諸元

計画高水流量		計画堤防高		現況最深河床高	
計画高水位		計画高水敷高		現況高水敷高	
計画河床高		現況堤防高			

(河川標準横断図添付)

橋　梁　諸　元

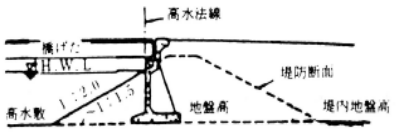
橋　　格		橋　　長		幅　　員		活　荷　重	
計画交通量		敷工年次計画		総事業費		基礎型式	

(令和5年4月追加)

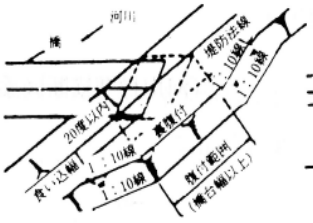
福　島　県

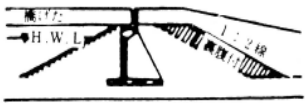
区　　分	検　　討　　事　　項	申 請 値	判　　定	問題点・指示事項
方　　向	1．堤防法線に対して何度か。(60°を限度とする止むを得ないときは別途検討のこと)			
橋　　台 (令第61条)	1．川幅５０m以上,排水区間,高潮区間に設ける橋台の位置はH.W.Lと法面の交点から川前に出てないか 川幅とは,流向に対して直角に測った計画高水位と法面の距離をいう。以下同じ。			
	2．川幅 50m未満のときは表のり肩より川前に出てないか。			
	3．法線に平行に設けている。			
	4．やむを得ず堤防法線に平行に設けられない場合の処置は下記のとおりか。(掘込河道は除く) (1) 食込み角度 20° 以下か。 (2) 食込み幅は堤防天端幅の 1／3 以下(最大 2m)か。 (3) 食込み幅に見合う分だけ裏腹付をしているか。			
	5．橋台の底面は堤内地盤高以下か			

橋台の安定性を確保するためできる限り橋台の底面は、計画河床又は最深河床以下とするべきである。特に護岸勾配が１割以下である場合は護岸工施工時に橋台基礎に弛みが生じ不安定になる場合が多い.

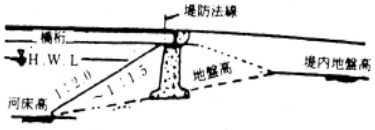


図－１　橋台の位置（川幅50m以上）



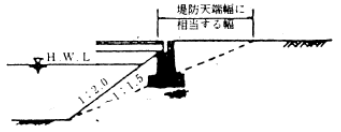
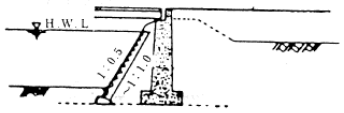


堤防への食込みに対する補強



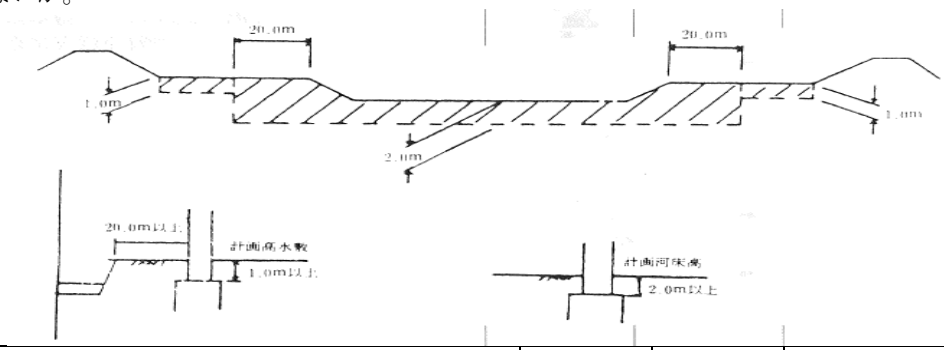
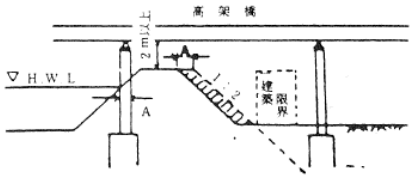
図－２　橋台の位置（川幅50m未満）

(令和５年４月追加)

区　　分	検　　討　　事　　項	申 請 値	判　　定	問題点・指示事項
	 図－3　掘込河道の橋台の位置  図－4　護岸勾配1割以下のときの橋台の位置			図－1～3の点検は、橋台底面の上げ得る限度を示したものであり、地盤の状況に応じて、決定すべきである。 護岸勾配が1割以下である場合は（図－4）は、橋台底面は護岸基礎工底面以下とするべきである。
橋　　脚 （令第62条）	1．形状は小判型としているか。 (1) 川幅 50m未満のときは計算堤防高以内の桁受も小判型としているか。			
	2．橋脚の位置は河岸又は堤防ののり先及び低水河岸ののり肩から10m（計画高水流量500 m^3／s未満の河川 50m）いじょうはなれているか。（やむを得ず、河岸又は堤防ののり先及び低水河岸ののり肩付近に設置する場合は必要に応じ、護岸をより強固なものとするとともに、護床工、又は高水式保護工を設けるものとする）			
	3．方向は高水時の流水方向と平行か。			
	4．河積阻害率は、原則として5%以内を目安とする。（3%以内が努力目標）			計算式
	5．基礎の上面の高さは (1) 高水敷部（低水路肩から20m以上の高水敷の橋脚は計画高水敷高又は現況高のいずれか低い方から1.0m以上の根入れがあるか。 (2) 低水路部及び低水路の河岸ののり肩から 20m以内の高水敷においては、計画河床高又は最深河床高のいずれか低い方から2.0m以上の根入れがあるか。 (3) 最深河床は、上下流に局部的な深掘れがないか検討されたか. (4) 一般的に改修計画横断形が記入されているか。			計画河床高　　m 最深河床高　　m 基礎上面の高さ　　m

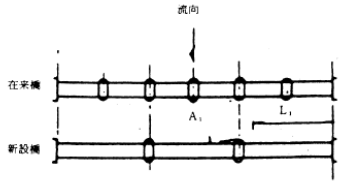
（令和5年4月追加）

福　島　県

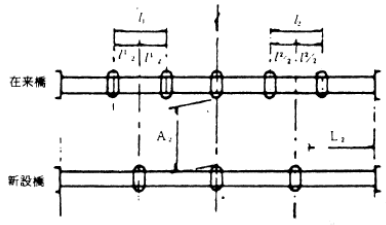
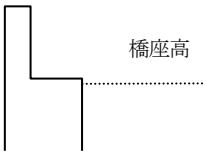
区　　分	検　　討　　事　　項	申 請 値	判　　定	問題点・指示事項
	(5)低水路部は固定された河川か、過去にみお筋が移動したことはないか検討し、結果によっては高水敷の橋脚根入れは見直す必要がないか。 			
高　架　橋	1．高架橋の提内側橋脚の基礎は、堤防のり線延長内にくい込んでいないか。			
	2．提体内に橋桁を設けた場合は、体幅分の堤防補強をしているか。 			
径　間　長	1.　斜橋の場合は流心方向に直角に換算しているか。			
	2.　　計画高水流量に対する径間長を満足しているか。 (1) 一般的な橋（第 63 条第 2 項に定める橋以外のもの）右式によって得られる値以上か、なお 5m 緩和の規定が適用になるか。 (2) 新幹線鉄道、高速道路及び幅員 30m以上の道路に係る橋梁については右式について得られる値以上か。			L＝20+0.005 Q L＝30+0.005 Q
	3．一般的な橋の場合、河川管理上著しい支障を及ぼすおそれがないと認められるときは、2－(1)にかかわらず下記を満足しているか。 (1) 計画高水流量が 500 m^3／s 未満で川幅が 30m 未満の河川に設ける橋は 12.5m以上			

（令和 5 年 4 月追加）

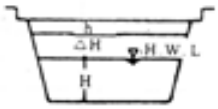
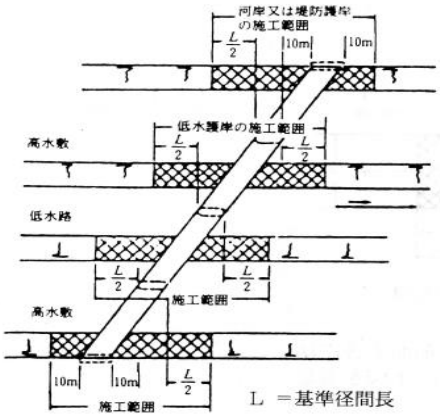
福　島　県

区　　分	検　　討　　事　　項	申請値	判　定	問題点・指示事項
	(2)　計画高水流量が 500 ㎥／ｓ未満で川幅が 30m 以上の河川に設ける橋は 15.0m以上 (3)　計画高水流量 500 ㎥／ｓ以上 2000 ㎥／ｓ未満の河川に設ける橋は 20.0m以上 「河川管理上著しい支障を及ぼすおそれがないと認められるとき」とは、次の諸条件について、十分留意されている場合をいう。 ◎　橋脚が河岸（低水河岸を含む）又は堤防ののり先並びに低水路ののり肩から 10m（計画高水流量 500 ㎥／s未満の河川にあっては 5m）以上離れていること。ただし、局部洗掘等のおそれに対し、護岸の補強及び根固工の設置等適切な措置が講ぜられているときはこの限りでないこと。 ◎　橋脚の流心方向の長さが 30m未満であること。 ◎　橋脚は、パイルベント型式以外のものとし河積阻害率は 5%以下であること。 ◎　堤防の小段または高水敷と橋桁との間のクリアランスが 2m未満能文があるときは、それを無効河積としてもなお河道に必要な流下断面が確保されること。 ◎　その他急流部等で流れに対する著しい支障を及ぼさせないこと。			
	4．　高水敷の特例が適用になるか　（基準径間長が 30mを超える場合、上記 2－(1)、(2)にかかわらず高水敷の径間長を 30m以上とすることができる。この場合、橋の径間長の平均値は 2－(1)及び(2)の規定により定められる径間長以上とする。） 流心の変動が将来に渡って発生するおそれがないか、過去におけるみお筋の変遷などを十分調査して、もし流心部が固定していないと判断される河川の区間にあっては、この規定を適用してはならない。			計算式
	5．　近接橋の適用があるか。 (1)　基準径間長未満の場合は上記 2～4 までに規定するところによるほか、近接橋の橋脚を既設の橋脚等の見通し線上に設けてあるか。  (2)　基準径間長以上～川幅（200mを限度）以内ある場合は上記 2～4 までに規定するところによるほか、近接橋の橋脚を既設の橋脚等の見通し線上又は既設の橋等の径間の中央の見通し線上に設けてあるか。			

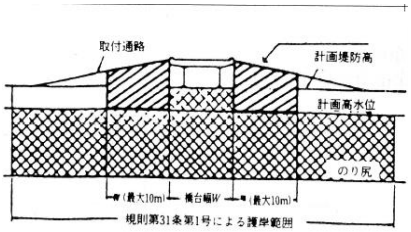
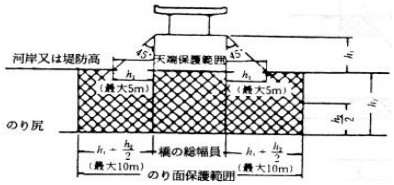
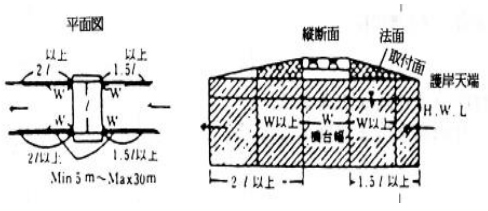
（令和 5 年 4 月追加）

区　　分	検　　討　　事　　項	申 請 値	判　　定	問題点・指示事項
	 (3) 近接橋の径間長が 70m以上となる場合は、5-(1)、(2)にかかわらず 2－(1)及び(2)による基準径間長から 10mを減じた値以上か。 (2) 近接橋の径間長が 70m以上となる場合は 5-(1)、(2)にかかわらず径間長の平均長を 2-(1)、(2)による基準径間長から 10mを減じた値(30m未満となる場合は 30m)以上か。 近接橋の特則が適用になるのは、上下流の橋脚間の距離が当該河川の川幅以内(工事実施基本計画の川幅)又は 200m以内に設置されるものである。なお既設橋の改築又は撤去が 5 年以内に行なわれることが予定されている場合は適用されない。この場合は、管理者の確約書を添付のこと。			
桁　下　橋 (令第 61 条) (規第 30 条)	1．計画堤防高以上になったか。 (1) 橋座の標高がわかる。 (2) 橋座が計画堤防高以下のときは、沓の構造がわかるか。 			
	2．背水区間の特例を適用する場合は、事前に河川課と協議のこと。			
	3．砂防指定地内にあっては、河川としての余裕高の外に橋梁としての余裕高(0.5m)を加えてあるか。 (砂防河川の桁下高) 橋梁の桁下高は計画護岸高（計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの）に流木の流水等を考慮した余裕高を加算した高さ以上とする。			

(令和 5 年 4 月追加)

区　　分	検　　討　　事　　項	申 請 値	判　　定	問題点・指示事項
	Ｈ：計画高水位 △Ｈ：河川としての余裕高 ｈ：橋梁としての余裕高＝0.5m Ｈ＋△Ｈ：計画護岸高 Ｈ＋△Ｈ＋ｈ：桁下高  			
護　岸　等 (令第 65 条) (規第 31 条)	1．橋台の上下流に下記のとおりの護岸があるか。 (1)　1 径間の橋については橋台の両端から上下流にそれぞれ 10m以上か。 (2)　橋台、橋脚をともに設けるときで、 (ｱ)　直橋の場合は橋台の両端から上下流にそれぞれ基準径間長の 1／2 以上か。 (ｲ)　斜橋又は曲線の場合は、堤防に最も近接する橋脚の上下流端から、それぞれ基準径間長の 1／2 以上又は、橋台の両端から上下流にそれぞれ 10m以上か。 (1) 橋台を設けないで橋脚のみを河道内に設ける高架橋については、堤防に最も近接する橋脚の上下流端からそれぞれ基準径間長の 1／2 以上か。  橋の設置に伴い必要となる護岸長			
	2．護岸の高さは、橋台部分は計画堤防高まで、それ以外の部分は、計画高水位まで施工してあるか。			

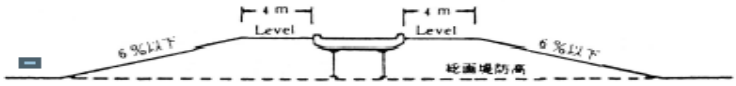
（令和 5 年 4 月追加）

区　　分	検　　討　　事　　項	申 請 値	判　　定	問題点・指示事項
	 3．低水護岸について 橋脚の設置に伴い流水が著しく変化し、河岸に洗掘等の支障がある場合その処置はしているか。 (1) 河岸に最も近接する橋脚の上下流端からそれぞれ基準径間長の 1／2 以上の護岸があるか。 (2) 高さは現河岸高となっているか。			橋の設置に伴い流水が著しく変化する区間においては，この部分も加工してあるか。
	4．高架で堤防を横過する場合の法面及び天端の保護は下記のとおりか。 (1) 天端保護範囲は橋の上下流それぞれ空間高以上か。（最大 5m） (2) 法面保護は端の上下流それぞれ空間高＋堤防高／2 以上か。（最大 10m） (3) 法面保護は川面も川裏もあるか。 (4) 高さは河岸又は提限高となっているか。  橋の下の河岸又は堤防を保護する範囲			
	5．砂防指定地内における橋台の前面を護岸法面にあわせて設けているときは、下図を満足しているか。 			

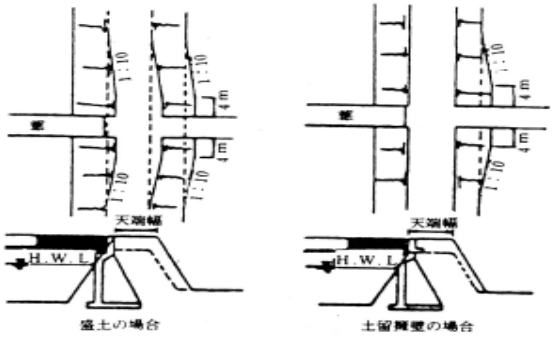
（令和 5 年 4 月追加）

福　島　県

区　　分	検　　討　　事　　項	申請値	判　定	問題点・指示事項
管理用道路 (令第66条)	1．計画高水流量が1,000 ㎥／ｓ以上、又は計画交通量が6000 台／日以上のときは立体交差としているか。 高さ4.5m×幅（天端幅以上ただし天端幅が5.5m以上のときは5.5m）			
	2．取付道路の幅員は堤防天端幅以上となっているか。			
	3．管理用道路の勾配を堤防ののり勾配以下としているか。			
	4．管理用道路の勾配は6%以下となっているか。（やむを得ない場合でも10%以下）			
	5．平面交差の取付道路部には原則として4.0m程度の水平部があるか。幅員は天端幅以上か。（道路の交通量及び地形等により水平部がとれない場合はやむを得ない）			



取付道路の構造



堤防の補強（裏腹付）

（令和５年４月追加）

福　島　県

区　　分	検　　討　　事　　項	申 請 値	判　　定	問題点・指示事項
旧　　橋	１．旧橋は撤去することになっているか。			
	２．撤去の範囲は高水敷高、計画河床高－1.0m以上か。			
	３．橋台は全面撤去としているか。（基礎工は含まず）			
	４．橋台撤去後は掘削幅＋5mの範囲の護岸を施工しているか。			
MEMO				

（令和５年４月追加）

1−3 鉄道

(1)　鉄道と交差する場合、鉄道管理者との協議に基づく必要条件を充足するが、事前に確認すべき事項は次のとおりである。

イ）鉄道現況（線路種別、線路等級、軌道幅、建築限界、車両限界、電化の有無等）

ロ）改良又は線増計画

(2)　協議事項は次のとおりである。

イ）橋梁型式　ロ）橋長、支間長　ハ）橋台位置　ニ）根入れ深さ　ホ）桁下高　ヘ）施工計画（鉄道施設移設、鉄道防護工等）　ト）工事委託の有無　チ）監督員派遣等　リ）防護柵

(1) 鉄道は法規によって、次のとおり分類される。

(a)　普　通　鉄　道――― 鉄道事業法（昭和 61 年 12 月 4 日法律第 92 号）

(b)　懸 垂 式 鉄 道―――　〃

(c)　跨 座 式 鉄 道―――　〃

(d)　案内軌条式鉄道―――　〃

(e)　無 軌 条 式 鉄 道―――　〃

(f)　鋼　索　鉄　道―――　〃

(g)　浮 上 式 鉄 道―――　〃

(h)　専　用　鉄　道―――　〃

(i)　軌　　道――― 軌道法（大正 10 年 4 月 14 日法律第 76 号）

なお、従来の日本国有鉄道の事業は旅客鉄道株式会社及び日本貨物鉄道株式会社に継承されているが、その関連規程は普通鉄道の分類に位置づけされる（以下両会社の鉄道を旅客鉄道等の鉄道と略す）。

各々によって基準等が異なるので、調査を十分行うものとする。

(2) 旅客鉄道等の鉄道における関連項目を以下に列記する。

普通鉄道構造規則（昭和 62 年 3 月 2 日運輸省令第 14 号）

新幹線鉄道構造規則（昭和 39 年 9 月 30 日運輸省令第 70 号）

(3) 旅客鉄道等の鉄道に対する上記規程の関連項目

普通鉄道構造規則に示される協議に必要な主な規定を以下に示す。

1)　線路区間（同規則、第 8 条）

旅客会社等の鉄道の線路の構造は、次に示す線路区間の種別ごとに定められている。

特甲線（重要な幹線であって、輸送量が著しく大きく、かつ、高速運搬が行われるもの）

甲　線（　　〃　　輸送量が著しく大きくか又は高速運転が行われるもの）

乙　線（幹線であって、輸送量が大きくか又は高速運転が行われるもの）

丙　線（特甲線、甲線、乙線及び簡易線以外のもの）

簡易線（幹線以外の線路であって、輸送量が小さく、かつ速度が低いもの）

2)　軌間（同規則、第 9 条）

軌間は 0.762m、1.067m、1.372m 又は 1.435m とする。

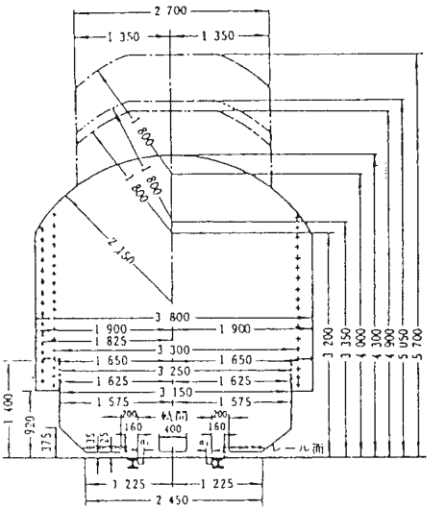
3)　建築限界（同規則、第 21 条）

旅客会社等の鉄道における直線部の建築限界は図 1 のとおりとする。

4)　施工基面の幅及び軌道中心間隔（同規則、第 22 条）

5)　車両限界（同規則、第67条）

（ｲ）非電化区間および直流電化区間



備　考

――――　一般の場合に体する限界

――――　架空電車線（直流）により電気運転を行なう区間において架空電車線及びその懸ちょう装置，絶縁補強材を除いた上部に対する限界（この限界は，ずい道，雪おおい，こ線橋及びその前後にあつて，集電装置によつて押し上げられる架空電車線の高さがレール面から4,650㎜をこえない安全な架線支持方法をとる場合は，―――― をもつて示す限度まで，ホーム上家のひさし，橋りょう及びその前後では ―――― をもつて示す限度まで，これを縮小できるものとし，各相互間の限界は架線電車線のこう配に従つて決めるものとする。）

――――　信号機標識並びに特殊のずい道及び橋りょうに対する限界

――――　乗越分岐器に対する限界

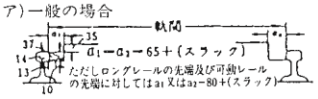
――――　側線及び貨物列車のみの発着する本線路において燃料とう載，給水の設備及び信号柱に，側線において転車，計重，洗車の設備，車庫の門路及びその内部の装置，軌道間にたてる貨物ホーム上家の支柱並びに船車連絡設備の可動橋上の線路において岸壁に対する限界

――――　側線及び貨物列車のみの発着する本線において架空電車線支持柱を，側線において構内照明燈支持柱を4線路以上ごとにたてる場合に対する限界（この限界は，既設停車場において一般の倍に対する限界によることが困難なような場合に限りこれを適用する。）

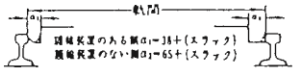
―――― ，―――― ，―――― 及び ―――― の各項に掲げる事項については，第2号の図の場合においても同様とする。

ア　a_1及びa_2部分に対する限界

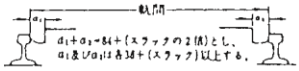
（ア）一般の場合



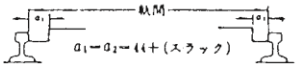
（イ）片側に護輪装置のある場合



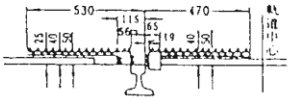
（ウ）転てつ器及びてっさにおいて両側に護輪装置のある場合



（エ）護輪装置を有する踏切道及びカーリターダ複線器の場合



イ　カーリターダに対する限界

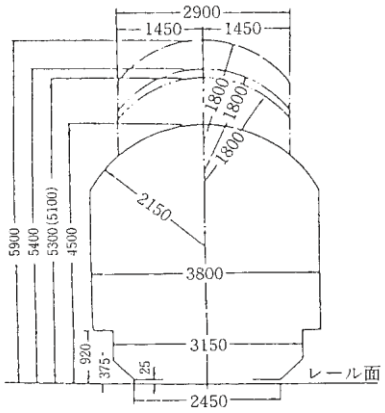


備考　――――　作動時のカーリターダに対する限界

――――　作動しない時のカーリターダに対する限界

図1－(a)

（ﾛ）交流電化区間



備　考

――――　一般の場合に対する限界。ただし，既設のトンネル，雪おおい，こ線橋及びその前後においては，改築の時期まで暫定的に「4,500㎜」は「4,300㎜」とすることができる。

――――　架空電車線（交流）により電気運転を行なう区間において架空電車線及びその懸ちょう装置，絶縁補強材を除いた上部に対する限界（この限界は，ずい道，雪おおい，こ線橋及びその前後において必要ある場合には ―――― をもつて示す限度まで，ホーム上家のひさし，橋りょう及びその前後において必要ある場合には ―――― まで，これを縮小できるものとし，各相互間の限界をもつて示す限度は架線電車線のこう配に従つて決めるものとする。ただし，既設のものについては，改築の時期までは暫定的に ―――― 「5,300㎜」は「5,100㎜」とすることができる。）

（注）　上図におけるかつこ内は，ちょう架線のち度が利用できる場合，縮小できる限度

図1－(b)　（第21条）建築限界

(ハ) 新幹線鉄道の建築限界、車両限界

新幹線鉄道構造規則に規定されている建築限界、車両限界を図1－(c)に示す。(第18条)

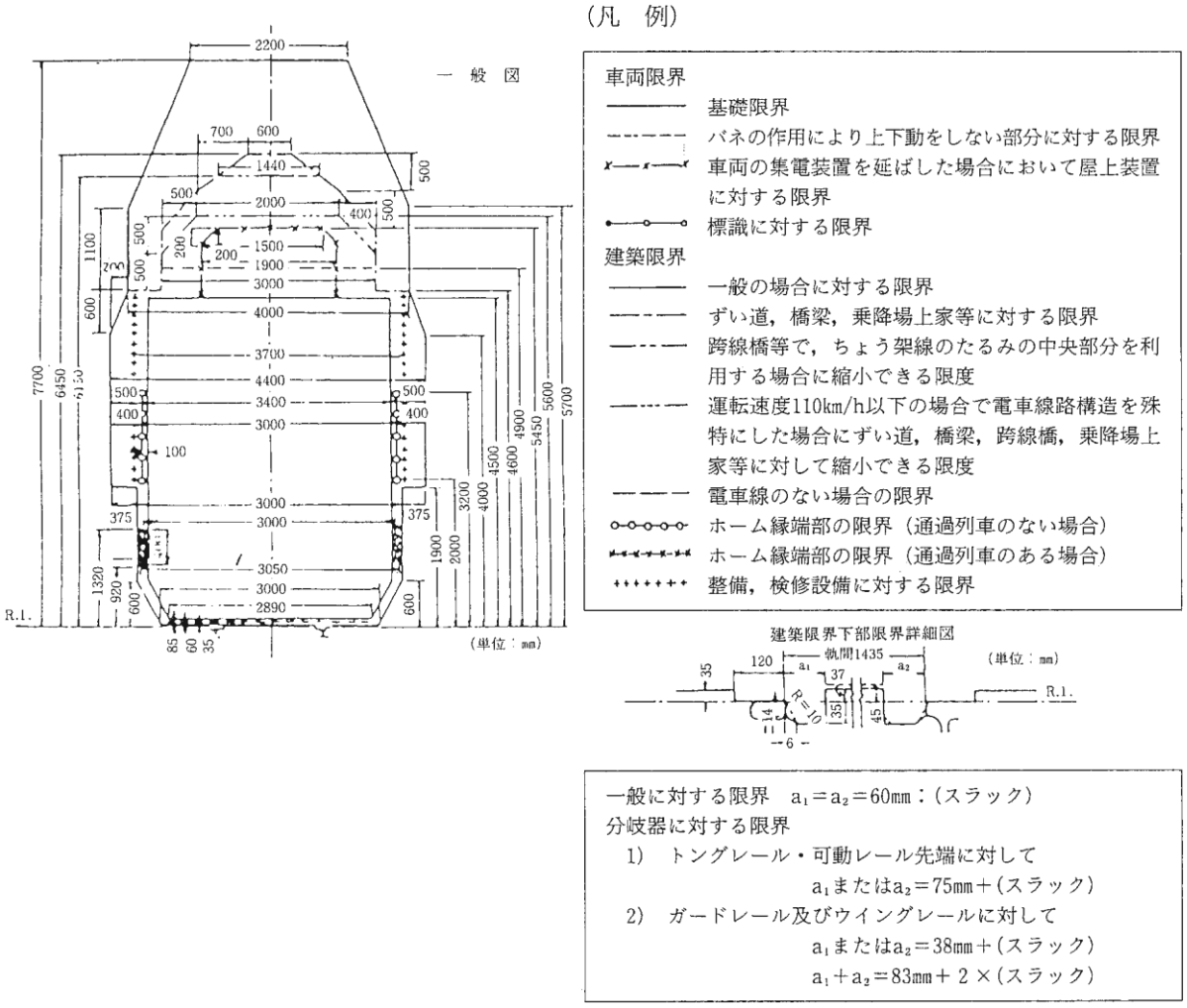


図1－(c)

(ニ) 旅客会社等の鉄道以外の鉄道の建築限界

普通鉄道規則に規定される建築限界（第21条）を図1－(d)に示す。

軌間の場合1.067m、1.372m、1.435mとする。軌間の場合0.762m

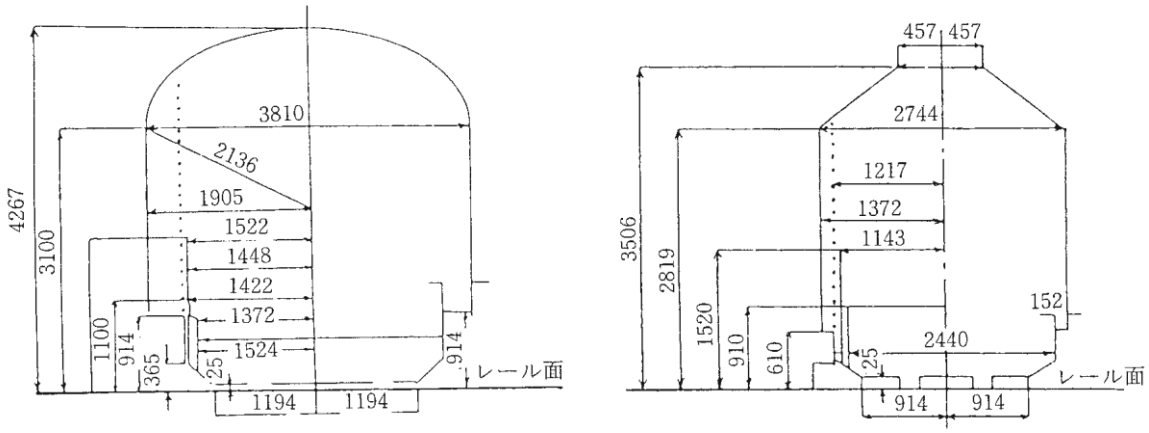


図1－(d)

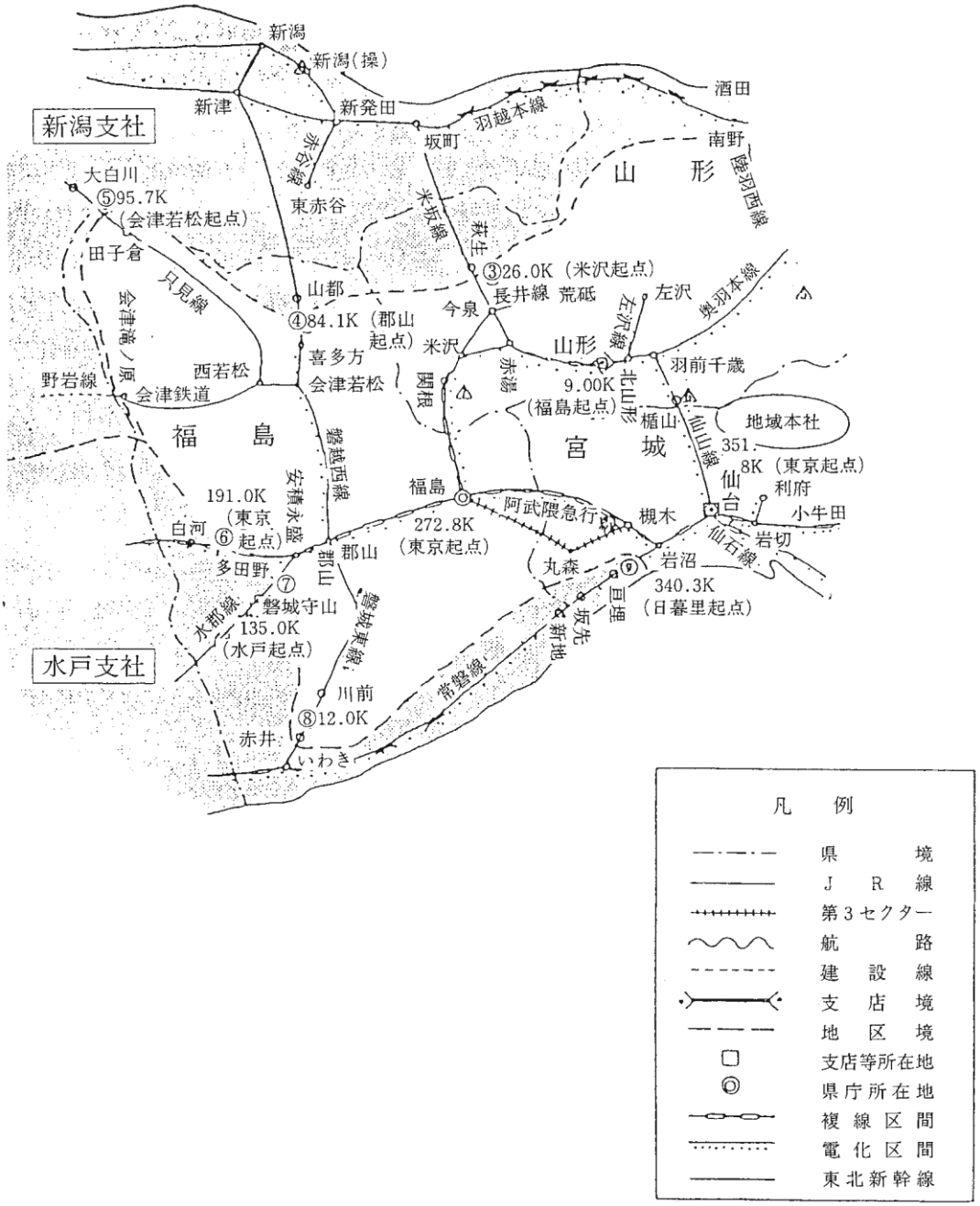
6)　鉄道との交差における協定等を以下に示す。

・道路と鉄道との交差に関する運輸省、建設省協定（昭和 63 年 5 月 31 日）

・道路と鉄道との交差に関する運輸省、建設省細目協定（昭和 63 年 5 月 31 日）

(4) 東北管内線路略図

［注］平成元年現在



1－4 橋梁添架物の費用負担について

(1) 橋の新設又は改築に伴い道路占用物件を添架する場合において、添架物の総重量（占用物件の重量が単独又は同時に添架する他の占用物件との合計重量）が 50kg/m を越える場合においては、添架者と費用負担協定を締結し、道路法第 58 条に基づく原因者負担金を徴収するものとする。

(2) 添架重量が 50kg/m 以下については、橋の構造に影響を与えないものと見なし、費用負担対象から除外する。

(3) 費用負担対象とする工事費は、上部工工事費のうち、主構等力学的に添架荷重に関連する工事費（非合成桁の床版、舗装、高欄、照明等を除いたもの）とし、下部工工事費は、負担対象外とする。

(4) 下部工を費用負担対象外としたのは、通常の添架物荷重では、下部構造に与える影響は極めて少ないと判断されることに基づくものである。

(5) 費用負担額は、次式で算定される工事費、事務費及び消費税とする。

$$\text{工事費} = \left(\begin{array}{l} \text{上部構造の主構等} \\ \text{力学的に添架荷重} \\ \text{に関連するものの} \\ \text{工事費} \end{array} \right) \times \frac{\text{添架物荷重}}{(\text{橋梁の死荷重}+\text{活荷重}+\text{衝撃荷重})+\text{添架物荷重}}$$

↑

負担対象工事費

(6) 負担対象工事費は次によるものとする。

イ．上部構造の主構等の部材の範囲は、横構、対傾構等橋の応力計算の対象となるもの（高欄及び排水管等は除く）とし、その工事費は、運搬架設及び塗装まで含めた仕上がりまでの費用を対象とする。なお、合成桁の床版は主構とみなす。

ロ．鋼橋の負担対象工事費を算出する際、高欄及び排水管等の製作並びに架設に要する工事費が他の上部工工事と一体になっている場合、その工事費を除外するには、次の式によって算出してよい。

$$\text{負担対象工事費} = \left(\begin{array}{l} \text{上部工全体工事費} \\ \text{非合成桁の床版舗} \\ \text{装、照明等に関す} \\ \text{る費用を除く} \end{array} \right) \times \frac{\text{全鋼重}-\text{高欄、排水管等の重量}}{\text{全鋼重}}$$

(7) 事務費は、昭和 53 年６月１日付 53 監第 421 号により算定するものとする。

(8) 添架負担金の徴収については、県議会への予算計上の必要があるため、協定締結の前年度９月までに添架者ごとの概算負担金を橋梁係まで報告すること。又、精算額は、精算年度の 12 月末までに報告する必要があるので注意のこと。

(9) 添架負担金の算定は、別添協定書(案)を参考とされたい。

(10) 橋梁添架の基準は「道路管理事務手引き」によるものとする。

(11) 添架物件の照会に際し、橋梁形式によっては添架が困難となる場合がある旨を明記すること。

53 監第 421 号
昭和 53 年 6 月 1 日

土木部各課長
各建設事務所長　　殿

土 木　　部 長

管理者負担附帯工事に係る事務費の徴収について（通知）

県が施工する道路、河川等工事に起因する管理者負担附帯工事(市町村等受託工事を含む)については、現在事務費は法令、協定通達に明示された以外は徴収していないが、昭和 53 年度からは下記により算出し、従前の工事負担金と併せて徴収することとしたから、事務取り扱いに遺漏のないようにしてください。

記

管理者負担附帯工事の事務費の算出

1. 法令、協定、通達等に特に定めのある場合は、所定の金額
2. 前記１以外は次の通り

ア．道路、河川等工事が国庫補助（負担）事業である場合（ウ．に該当する場合を除く）

管理者負担附帯工事の直接工事費	×	道路、河川等工事の国が定める事務費率	＝事務費負担額

イ．道路、河川等工事が県単独事業である場合（ウ．に該当する場合を除く）

管理者負担附帯工事の直接負担	×	道路、河川等工事の国が定める事務費率	＝事務費負担額

ウ．管理者負担附帯工事が国庫補助（負担）事業である場合。

管理者負担附帯工事の直接工事費	× 0.06 × 1/2		＝事務費負担額

3.　事務費負担額の端数処理

前記２により算出した事務費負担額については、その額が１万円未満の場合は徴収しなものとする。また、事務費負担額が１万円以上となった場合、千円未満は切り捨てるものとする。

以　　上

（参考）上記の取り扱いについて、建設事務所から照会があった件についての監理課からの事務連絡

（昭和 53 年７月 14 日付）

1.　用語の解釈

ア．「管理者負担附帯工事の直接工事費」とは

管理者負担附帯工事（当該工事費の中に用地補償費、測量試験費等が含まれている場合は、これらを除外した額）であること。

注）設計者の「事業費総括表」中「附帯工事費」側の管理者負担額であり「附帯工事費内訳書」中の「直接工事費」ではないので特に注意のこと。

イ．「道路、河川等工事の国が定める事務費率」とは

当該事業の当該箇所に係る事務費率であること。

注）事務費率＝事務費／事業費

事務費率は少数第３位以下四捨五入とする。

2.　通知の取り扱い

ア．当初協定で定めた事務費率は最後まで変更しない。

協　定　書（案）

国道改築事業・国道○○号○○○○橋に対する工作物の添架に対する費用負担について○○建設事務所長○○を甲とし、○○○株式会社○○○○を乙として、次の通り協定する。

（設計）

第１条　工作物の添架に要する設計は別添図書の通りとする。

（工事の施工）

第２条　工作物の添架工事は次の区分により施工するものとする。

甲施工　　工作物の添架に必要な橋梁補強工事

乙施工　　添架施設（支持金具等を含む）

（負担金及び支払方法）

第３条　乙の費用負担は、別紙添架負担金算定調書により、総額○○○○円うち消費税○○○円）とし、甲の発行する納入通知書により指定期日まで指定金融機関に納入するもとする。

２　前項の負担金額の支払い年度及びその金額は次の通りとする。

平成○○年度　　○○○○円（うち消費税○○円）

平成○○年度　　○○○○円（うち消費税○○円）

（設計変更及び工事費の精算）

第４条　添架工事の設計変更については、あらかじめ甲、乙協議するもとする。

２　負担金は、負担対象工事完了後すみやかに精算するものとする。

（財産の帰属および管理）

第５条　添架及び工事竣工後の財産の帰属及び管理の区分は、甲、乙それぞれが施工したものとする。

（その他）

第６条　この協定に定めのない事項、またはこの協定に疑義を生じた事項については、その都度甲、乙協議して処理するものとする。

この協定の証として、この協定書２通を作成し、甲、乙おのおの記名押印のうえ各自１通を保有する。

平成○○年○○月○○日

甲　　○○建設事務所長　　○○○○

乙　　○○○株式会社　　○○○○

例　　添架負担金算定調書

1.　構造緒元

橋　　格	活荷重
上部工形式	４径間連続非合成鋼箱桁
橋　　長	２４２．０m（4@60.200＝240.800）
幅　　員	全幅２１．０m（車道幅員 14.0m）

2.　添架物

添 架 者	添架物の種別及び数量	1m 当たり重量
福島市水道	水道管　　φ200㎜×1	72.46kg/m
日本電信電話(株)	電話ケーブル　φ75㎜×8	202.30kg/m
東北電力(株)	電力ケーブル　φ130㎜×4	37.76kg/m
福島ガス(株)	ガス管　　φ300㎜×1	46.79kg/m
計		359.31kg/m

3.　負担金の算定

(1) 添架負担対象総重量

種　別			算　式	重量（t）
死荷重	舗装	車　道	14.0×0.10×241.3×2.3t/m^3	776.986
		歩　道	2.75×0.03×241.3×2.3 t/m^3×2	91.573
	床版(地震・床版を含)		1131.04m^3×2.5t/m^3	2827.600
	主　鋼　材			1668.400
	型　　枠		1.90×241.60×0.02t/m^2×3	27.542
	雪　荷　重		21.80×241.60×0.100t t/m^2	526.688
	排　　水			3.100

種　　別		算　　式	重量（t）
死荷重	高　　欄	242.0×0.050t/m×2	24.200
	伸縮装置		4.300
	照明装置		1.000
	小　　計		5951.389
死荷重	等分布荷重 P1	{5.5×1.2＋(14.0－5.5)×1.2×1/2}×10	117.000
	等分布荷重 P2	{5.5×0.350＋(14.0－5.5)×0.350×1/2}×240.8	821.730
	歩道群衆荷重	2.75×0.350×240.8×2	463.540
	小　　計		1402.270
衝撃荷重		(117.00＋821.73)×0.181	169.910
添架荷重	福島市水道	72.46×242.0／1000	17.535
	ＮＴＴ	202.30×242／1000	48.957
	東北電力	37.76×242.0／1000	9.138
	福島ガス	46.79×242.0／1000	11.323
	小　　計		86.953
合　　計			7610.522

(2) 負担対象工事費

別紙負担対象工事費内訳書より　698,674,000 円　← 工事価格

(3) 平均事務費率の算定

年　度	全体事業費(予定)①	工事費	事務費②	平均事務費率
平成○年度	550,000 千円	523,000 千円	27,000 千円	
○年度	320,000 千円	301,700 千円	18,300 千円	
	870,000 千円		45,300 千円	0.0520≒0.05

← 小数点３位以下を四捨五入

(4) 添架負担工事費の算定

＊）これ以降はＮＴＴを例として負担金額の算定を行う

ＮＴＴ

698,674,000×48.957÷7,610.522 ＝ 4,494,433 ≒ 4,494,000 円

消費税

4,494,000×0.05 ＝ 224,700

ＮＴＴ合計

4,494,000＋224,700 ＝ 4,718,700

(5) 事務費

＊）事務費の算定は、添架負担工事費全体額に平均事務費率を乗じて算出し、各支払年度毎に按分する。

ＮＴＴ

4,494,000×0.05 ＝ 224,700 ＝ 224,000

千円未満切り捨て
１万円未満の場合は徴収しない。
ただし、支払い年度毎の事務費は
千円単位で可

消費税

224,000×0.05 ＝ 11,200

ＮＴＴ合計

224,000＋11,200 ＝ 235,200

＊）同様に他の添架者についても工事費及び事務費の算定を行う。

(6) 負担金総額　　単位：円

添架者	工事費	事務費	合計
福島市水道	(80,450) 1,689,450	(4,000) 84,000	(84,450) 1,773,450
日本電信電話 (株)	(224,700) 4,718,700	(11,200) 235,200	(235,000) 4,953,900
東北電力 (株)	(41,900) 879,900	(2,050) 43,050	(43,950) 922,950
福島ガス (株)	(51,950) 1,090,950	(2,550) 53,550	(54,500) 1,144,500
計	(399,000) 8,379,000	(19,800) 415,800	(418,800) 8,794,800

うち () 書きは、消費税

資料－2　橋梁設計条件表

※　予備設計時記入必須

(1)　一般条件

区　　分	※	1　予備設計　　2　詳細設計
路 線 名	※	
工事(橋)名	※	
箇 所 名	※	地内
工　　期	※	年　月　日～　　年　月　日
請負者名	※	会社名
		担当者　　電話　　(　　)

(2)　道路計画条件

項　　目	※	規　格　値	採用値
道 路 規 格	※		種　級
設 計 速 度	※		km/h
道 路 分 類	※	1　主要幹線　　2　幹線　　3　補助幹線 重要度の区分　A種　B種	
地 域 区 分	※	A、B、C、D地域	地域　車線
最小曲線半径	※	標準値（　　）　特例値（　　）　望ましい値（　　）	m
最 小 曲 線 長	※	以上（　　）未満　標準値（　　）　特例値（　　）	m
片　勾　配	※	最大値（　　）打切り半径（　　）	%
	※	すりつけ率（　　）	
拡　　幅	※	拡幅量（　　）	m
	※	すりつけ率（　　）	
緩和区間長	※	区間長（　　）	m
	※	最小パラメータ標準値（　　）特例値（　　）	
限界曲線半径	※	標準値（　　）特例値（　　）	m
制動停止視距	※		m
最急縦断勾配	※	規定値（　　）特例値（　　）制限長（　　）	%
		積雪寒冷地特例値（　　）	
最 小 縦 断 曲 線 半 径	※	凸標準値（　　）望ましい値（　　）	m
	※	凹標準値（　　）望ましい値（　　）	m
最 小 縦 断 曲 線 長	※	標準値（　　）	
横 断 勾 配	※	一般部　両勾配（　）%	%
最大合成勾配	※	（　）%	%

(3) 橋梁条件

1) 全　　体

交差物件	※	
桁下状況	※	桁高制限（　　）m　　積雪余裕高（　　）m
荷　　重	※	（　　）活荷重
橋　　長		m
支間割		m
橋　　種		（路面位置　上路）
横断図	※	橋梁部員構成　　道路部員構成
		建築限界
		拡幅量
		横断勾配　車道部（　　）%　　歩道部（2.0）%
平面線形	※	線形図
		1　直線橋　2　曲線橋R＝（　　）m　A＝（　　） 2　直　橋　2　斜橋　A1（　°　'　"）　A2（　°　'　"）
横断勾配		橋梁部（　　）%　道路部（　　）%
交通量		計画交通量（　　）台／日　大型車（　　）台／日

自　然　条　件	地形、地質、土質、塩害、河相、積雪等、特筆すべき事項
環　境　条　件	騒音、振動、漁業権、水利権、船運等、特筆すべき事項
物　件　調　査	埋設物、遺跡、文化財、近接橋等及び近接工事の該当有無

2) 交差条件

① 河川条件

河川名	※	級河川　　川（　　水系　　支川）
改修計画	※	1　改修済　　2　暫定改修済　　3　未改修　　4　改修計画無
計画流量	※	m^3/s
計画高水位	※	m　（計画背水位　　m）
平水位	※	m
堤防余裕高	※	m
河川幅	※	m
計画河床高	※	m
最深河床高	※	m　洗掘深（　　m）
計画河床勾配	※	
基準径間長	※	m
河積阻害率	※	%　（下部工形式制限　　）
桁下高	※	m　桁下余裕高（　　m）
下部工根入れ	※	m
下部工位置	※	位置　　形状　　流心方向角度
護岸計画	※	1　有（　　工法）　　2　無
施工時水位	※	m　算定方法
管理用通路	※	幅員　　m　交差（1　平面　2　立体　3　平面、立体）
交差地点状況	※	1　湾曲部　　2　合流地点　　3　水衝部　　4　その他（　　）
将来計画	※	
施工	※	施工条件　　河川合併有無
		施工時期　下部工（　　）　上部工（　　）
河川断面	※	
砂防指定		指定有り　　無し

② 鉄道条件

交差現況	※	1　平面　　2　立体　　3　現況（　　）
路線名	※	（　　）種（1　電化　2　非電化）（1　単線　2　複線）
建築限界	※	施工余裕幅（　　）m　支間割（　　）m
構造形成	※	
施工条件		
将来計画	※	電化、増線

③ 道路条件

交差現況	※	1　平面　　2　立体　　3　現況（　　）
路線名	※	
建築限界	※	施工余裕幅（　　）m　支間割（　　）m
構造形成	※	
施工条件		
将来計画	※	拡幅等

3）設計荷重

死 荷 重	※	単位重量 鉄筋コンクリート　２４．５kN/m³ 無筋コンクリート　２３　kN/m³ アスファルト舗装　２２．５kN/m³ 鋼　材　７７　kN/m³				
活 荷 重	※	（　　）活荷重				
衝撃荷重	※	衝撃ｉ＝（　　）				
土　圧	※		陸　上	水　中	裏　込	
		単位体積重量				kN/m³
		内部摩擦角				度
		粘　着　力				kN/m³
水　圧	※	水位M.W.L（１　観測値　２　(H.W.L.＋L.W.L）×１/２）				
浮　力	※	橋台　常時（１　地下水位　２　H.W.L.）　地震時（M.W.L） 橋脚　常時（１　地下水位　２　H.W.L.）　地震時（M.W.L）				
設計震度	※	A2地域（CZ＝１．０　、ＣⅠZ＝１．０　、ＣⅡZ＝１．０　） B2地域（CZ＝０．８５、ＣⅠZ＝１．０　、ＣⅡZ＝０．８５） Kh ＝　　、 Khc＝　　、				
雪 荷 重	※	（　　）kN/m³　積雪深（　　）ｍ				
添 架 物	※	電　力　φ　　、　　条（　　）kN/m				
		Ｎ　Ｔ　Ｔ　φ　　、　　条（　　）kN/m				
		水　道　φ　　、　　条（　　）kN/m				
		（　　）φ　　、　　条（　　）kN/m				
		計　　kN/m				
特殊荷重	※	風、遮音壁、検査廊等				
伸縮継手		種　別（　　）ジョイント				
		排水型（１　排水　２　非排水）　温度変化量（　　度　　mm） レベル１地震時移動量（　　mm）				
排水装置		排水マス規格（　　）　タイプ　（　　） 排水管　（　　）　流末処理方法（　　）				
塗　装 環境区分		１（a・市街地DID内　b・市街地DID外　c・工場　d・田園） ２　山間部　３　海岸付近　海岸より（　　）km				
落橋防止 システム		１　落橋防止構造　２　けたかかり長　３　横変位拘束構造 （　　）　（　　m）　（　　）				
架設工法						

4）上部工

鋼　　桁	※	鋼材　主要部材　材質　　1.耐候性鋼材　2.普通鋼材 最小板厚（　　）mm　最大板厚（　　）mm　最大板高（　　）m
		二次部材　最小板厚（　　）mm
		許容応力度（　　）
		水平補剛材（　　）
Ｐ Ｃ 桁	※	コンクリート強度　主桁（　　）N/mm^2　横桁（　　）N/mm^2 地覆（　　）N/mm^2
		鉄筋　種類（ＳＤ　　）　最大径（Ｄ　　）mm　最大定尺長（　　）m
		許容応力度（　　）N/mm^2　　継手方法（　　）m
		定着方法　（　　）
最大部材	※	長さ（　　）m程度　　重量（　　）kN　　部材幅（　　）m
主桁形状		間隔（　　）m　　高さ（　　）m　　幅（　　）m 横断勾配調整法（1　床版ハンチ、調整コンクリート　　2　桁配置）
ＲＣ床版		大型車交通量（　　）台／日
		床版割増し係数　K1（　　）%、K2（　　）%
		Ａ活荷重による設計曲モーメント割増（　　）%
		厚さ（　　）cm　コンクリート強度（　　）N/mm^2
		主鉄筋　種類（　　）径（　　）mm　許容応力度（　　）N/mm^2
		定尺長　（　　）m　かぶり（　　）cm　間隔（　　）cm
計算方式	※	計算理論（　　）
舗　　装	※	種別　一般部車道（　　）　橋梁部車道（　　） 歩　　道（　　）
		厚さ　　車道（　）cm　　歩道（　）cm
歩道形状	※	フラットタイプ、マウンドアップ、セミマウントアップ 間詰め材（コンクリートσ_{ck}＝　　N/mm^2）
防 護 柵	※	種別（　　）種　　高さ（　）m　　重量（　）kN/m
		地覆コンクリート強度（σ_{ck}＝　　N/mm^2）
照　　明		（　　）基、　配置方法（　　）
支　　承		種別（　　）　　支承

5）下部工

躯体形式		橋台（　　）　橋脚（　　）
基礎形式		橋台（　　）　橋脚（　　）
杭	※	種類、径（　　）杭頭処理方法（　　方法）
支持地盤	※	土質（　　）　N値（　　）
		軟弱地盤該当　有　無
		許容支持力　常時（　　）kN/m^2　地震時（　　）kN/m^2
許容変位量	※	常時（　　）mm　地震時（　　）mm
コンクリート強度	※	躯体（　　）N/mm^2、フーチング（　　）N/mm^2
鉄　　筋	※	種類（ＳＤ　　）　最大径（D　　）mm　かぶり（　　）cm
		許容応力度（　　）N/mm^2　定尺長（　　）ｍ　継手方法（　　）
均しコンクリート		１　無、　２　有　強度（　　N/mm^2　厚さ（　　）cm
基　　礎		１　無、　２　有　材料（砕石　　mm）　厚（　　）cm
踏　掛　版		１　無、　２　有　幅（　　）ｍ　長さ（　　）　厚さ（　　）cm
親　　柱		１　有（　　kN/基）、　　２　無

資料－3　予備設計比較一覧表

鋼橋案

第				案					
構造概要	上部工形式								
	下部工形式								
	橋　　長								
	支　間　割								
	有効幅員（車道＋歩道）								
	橋　面　積								
上部工工事費	工種	種　別	細　別	規　　格	単位	数　量	単　価	金額(千円)	摘　　要
	工場製作	工場製作			tf				
			橋体工		〃				
			支承工		ヶ所				
			排水工		〃				
			伸縮継手		m				
			高欄工		〃				
			工場塗装		㎡				
	架設工	架設工			tf				
			輸　送		〃				
			架設工		〃				
	床版工	床版工			㎡				
			床版工		〃				
			高欄工		m				
			排水工		ヶ所				
	現場塗装	現場塗装			㎡				
			現場塗装		〃				
	舗装	舗　装			㎡				
			車　道		〃				
			歩　道		〃				
			境界ブロック		m				
	合　　計			千円（　　千円／㎡）					
下部工工事費	工種	種　別	細　別	規　　格	単位	数　量	単　価	金額(千円)	摘　　要
		躯　体			基				
			躯　体		㎥				
			〃		〃				
			土　工		㎥				
			〃		〃				
			土留工		㎡				
			〃		〃				
	合　　計								
	基礎工	基礎工			m				
			PHC杭		m				
			鋼管杭		m				
			場所打杭		m				
	小　　計								
	仮桟橋	仮桟橋			㎡				
					〃				
	小　　計								
	合　　計			千円（　　千円／㎡）					
その他工事費	工種	種　別	細　別	規　　格	単位	数　量	単　価	金額(千円)	摘　　要
	合計								
総　工　事　費				千円（　　千円／㎡）〔　　%〕					
特性比較	経　　済　　性								
	構　　造　　性								
	施　　行　　性								
	走　　行　　性								
	維　持　管　理								
	環境への適応性								
	総　合　評　価								位

ＰＣ橋案

第				案					
構造概要	上部工形式								
	下部工形式								
	橋長								
	支間割								
	有効幅員（車道＋歩道）								
	橋面積								
上部工工事費	工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額(千円)	摘要
	工場製作	工場製作			tf				
			橋体工		〃				
			支承工		ヶ所				
			排水工		〃				
			伸縮継手		m				
			高欄工		〃				
			工場塗装		㎡				
	架設工	架設工			tf				
			輸送		〃				
			架設工		〃				
	床版工	床版工			㎡				
			床版工		〃				
			高欄工		m				
			排水工		ヶ所				
	現場塗装	現場塗装			㎡				
			現場塗装		〃				
	舗装	舗装			㎡				
			車道		〃				
			歩道		〃				
			境界ブロック		m				
	合計			千円（ 千円／㎡）					
下部工工事費	工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額(千円)	摘要
		躯体			基				
			躯体		㎥				
			〃		〃				
			土木		㎥				
			〃		〃				
			土留工		㎡				
			〃		〃				
	合計								
	基礎工	基礎工			m				
			PHC杭		m				
			鋼管杭		m				
			場所打杭		m				
	小計								
	仮桟橋	仮桟橋			㎡				
					〃				
	小計								
	合計			千円（ 千円／㎡）					
その他工事費	工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額(千円)	摘要
	合計								
総工事費				千円（ 千円／㎡）〔 %〕					
特性比較	経済性								
	構造性								
	施行性								
	走行性								
	維持管理								
	環境への適応性								
	総合評価								位

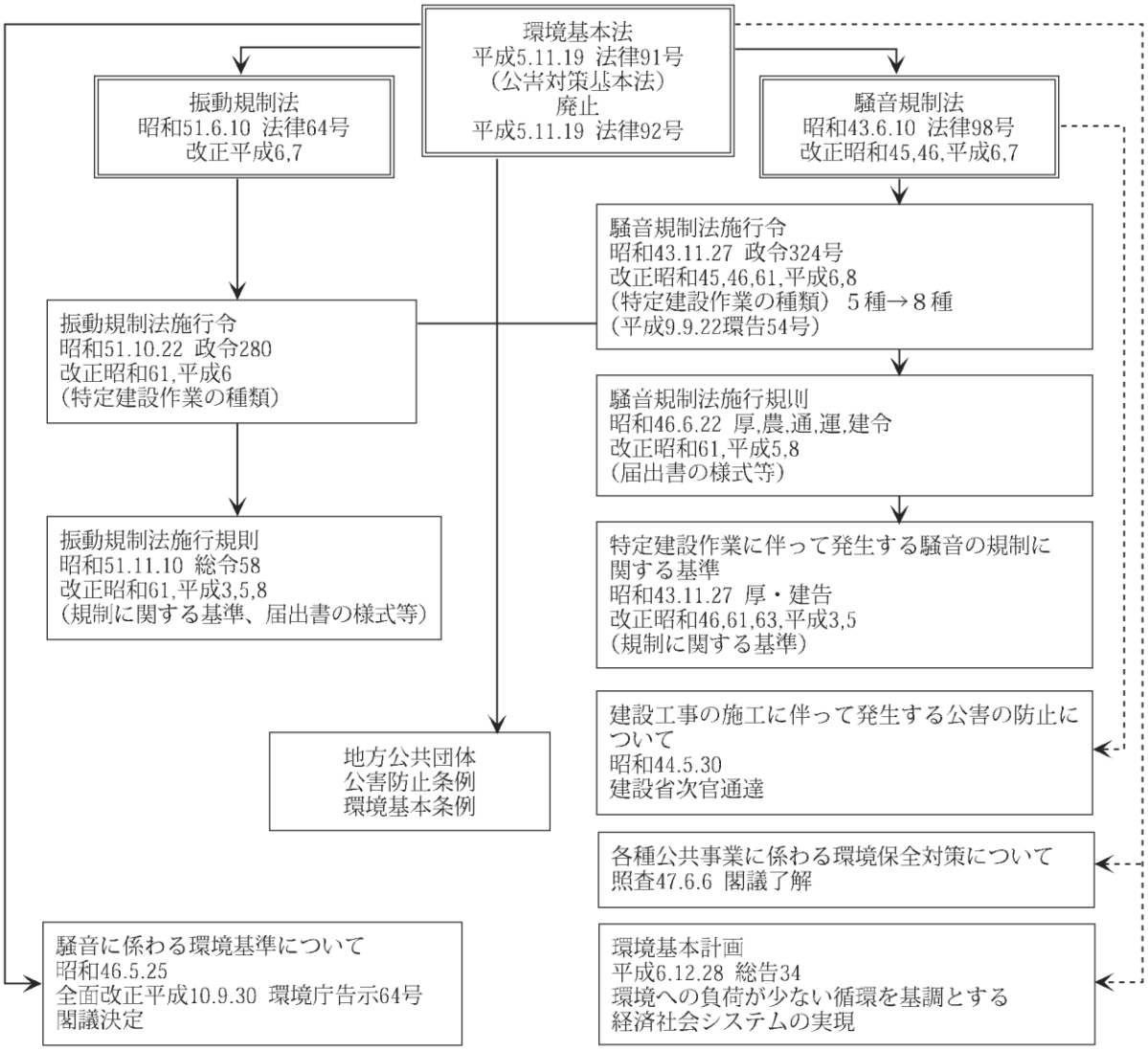
資料－4　建設工事の騒音・振動規制と設計上の問題

4－1 騒音および振動の規制に関する法体系

騒音規制法、振動規制法については、それぞれの法律を基に施行令、施行規制、告示等が定められており、これにより具体的な規制がおこなわれている。

図４－１は、それらの関係と主な項目および関連の通達等について図示したものである。

騒音規制法の規制手順については、図４－２に示すとおりである。振動規制法の規制手順についてもほぼ同様であるが、騒音規制法と振動規制法を比較した場合の建設工事に関する主な規制内容の相違点は、表４－１に示すとおりである。



注：（　）内は建設工事に関係の深い主な項目である。

図 4－1　騒音及び振動の奇声に関する法体系図

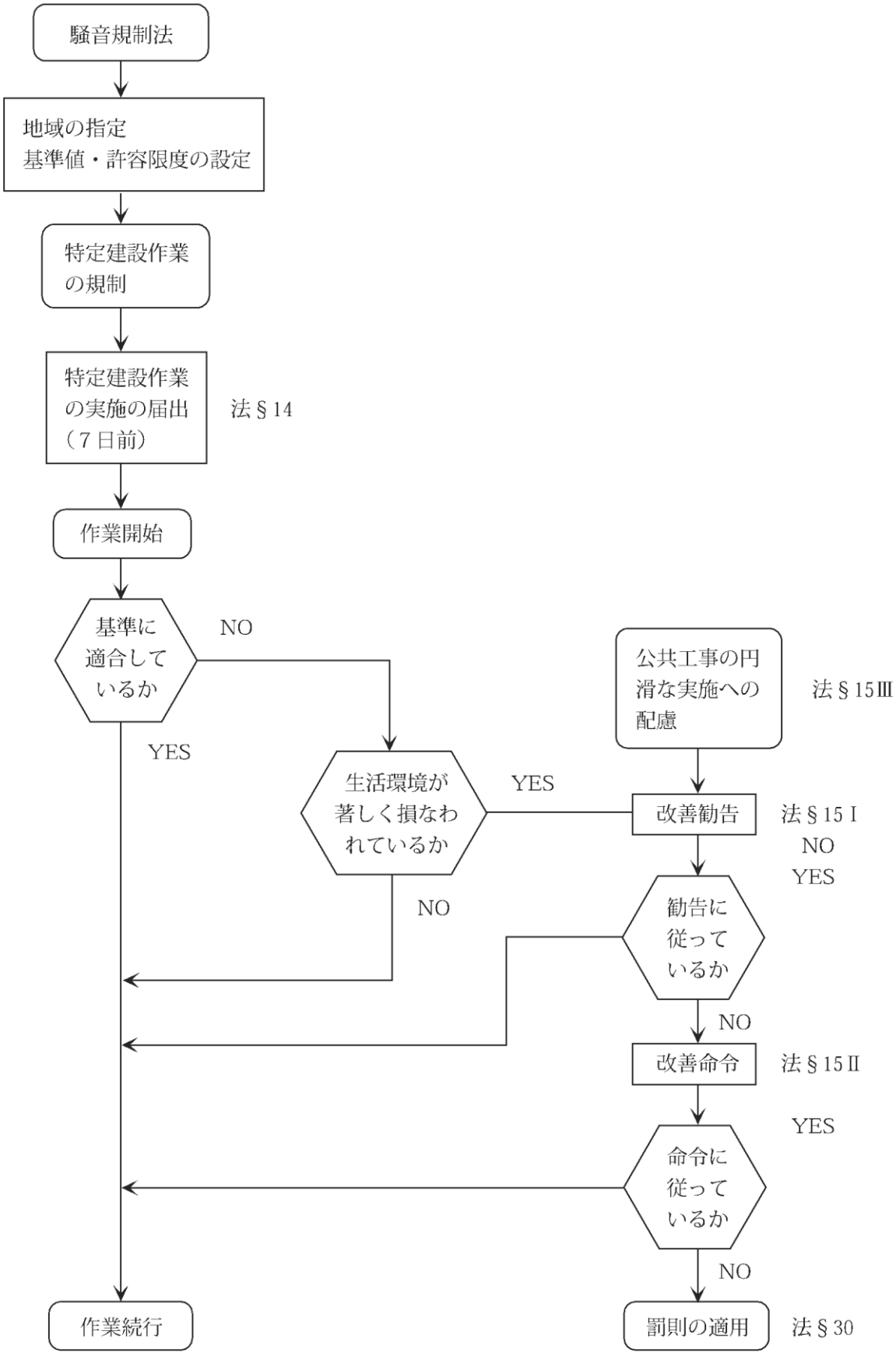


図 4－2　騒音規制法の規制手順

表 4－1　騒音規制法と振動規制法の主な相違点

	騒音規制法	振動規制法
特定建設作業の種類	①くい打ち機を使用する作業（アースオーガー併用等を除く） ②びょう打機を使用する作業 ③さく岩機を使用する作業 ④空気圧縮機を使用する作業 ⑤コンクリートプラント、アスファルトプラントを設けておこなう作業 ⑥バックホウを使用する作業 ⑦トラクターショベルを使用する作業 ⑧ブルドーザーを使用する作業	①くい打ち機を使用する作業（アースオーガー併用等を含む） ②鋼球を使用する作業 ③舗装版破砕機を使用する作業 ④ブレーカー（手持式を除く）を使用する作業
規制に関する騒音または振動の大きさの基準	85dB	75dB
測定場所	作業の場所の敷地の境界線	作業の場所の敷地の境界線
騒音または振動の大きさの決定方法	①指示値が変動せず、または変動が少ない場合は、その指示値 ②指示値が周期的、間欠的に変動し、その指示値の最大値がおおむね一定の場合は、その変動ごとの指示値の最大値の平均値 ③指示値が不規則かつ大幅に変動する場合は、測定値の 90%レンジの上端値 ④指示値が周期的または間欠的に変動し、その指示値の最大値が一定でない場合は、その変動ごとの指示値の最大値の 90%レンジの上端値	①指示値が変動せず、または変動が少ない場合は、その指示値 ②指示値が周期的または間欠的に変動する場合は、その変動ごとの指示値の最大値の平均値 ③指示値が不規則かつ大幅に変動する場合は、５秒間隔、∞またはこれに準ずる間隔、個数○測定値の 80%レンジの上端値
騒音または振動の大きさが基準を超えた場合の作業時間の変更に係る改善勧告、命令に関する規定	作業時間の短縮あり （1 日の作業時間は 10 時間または 14 時間から 4 時間までの範囲で短縮される場合がある。）	

4－2 騒音振動に関した通達等について

騒音振動の規制に関して（特に騒音）、多くの通達等が出されているが、特に関係のあるものを示すと次の２つである。

(i) 各種公共事業に係る環境保全対策について（昭和 47.6.6 閣議了解）

環境保全の重要性にかんがみ、政府としては、各種公共事業（政府関係機関等がおこなうものおよび地方公共団体がおこなうものであって国が補助金を交付しまたは許可し、もしくは認可するものを含む。以下同じ。）の実施に伴う環境保全上の問題を惹起することがないよう、今後各種公共事業の実施

に際して以下の措置をあわせ講ずることとする。

① 国または政府関係機関等は、道路、港湾、公有水面埋立等の各種公共事業を実施しようとするときは、計画の立案、工事の実施等に際し、当該公共事業の実施により公害の発生、自然環境の破壊等環境保全上重大な支障をもたらすことのないよう今後いっそう留意するものとする。

② ①の趣旨にかんがみ、国の行政機関は、その所掌する公共事業について、当該公共事業実施主体に対し、あらかじめ必要に応じ、その環境に及ぼす影響の内容および程度、環境破壊の防止策、代替案の比較検討等を含む調査研究をおこなわしめ、その結果を徴し、所要の措置をとらしめる等の指導をおこなうものとする。

③ 地方公共団体においても、前記に準じて所要の措置が講ぜられるよう要請することとする。

(ii) 建設工事の施工に伴って発生する公害の防止について（昭和 44.5.30 建設事務次官より主要公共工事発注者　　宛）

発注する建設工事の計画、設計をおこなうに際して、下記事項に留意のうえ騒音規制法の目的が十分実現されるよう配慮しなければならない。

① 発注しようとする建設工事の計画、設計に際しては、努めて騒音の発生を防止できる工法を採用し、それに必要な経費等をあらかじめ設計に計上すること。

② 発注しようとする建設工事の施工場所が、騒音規制法第 14 条 1 項の規定により都道府県知事が指定した区域内である場合には発注の際その旨を明示すること。

③ すでに請負契約を締結している工事について、工事の施工に際して騒音規制法に基づく規則を受け、新たに騒音防止方法の改善のために経費を増額しまたは工期を延長する必要があると認められる場合には、発注者において当該経費を負担しまたは工期を延長する措置を講ずること。

また、請負契約を締結するにあたり、上記の措置をとることができるようあらかじめ契約書、仕様書、現場説明等において明らかにすること。

4−3 福島県における騒音規制法等の指定地域

表 4−2　騒音規制法の指定地域

平成 13 年 2 月現在

都道府県名	指定地域（市町村名）
福　島　県 (10 市 10 町 1 村)	福島市　会津若松市　郡山市　いわき市　白河市　原町市 須賀川市　喜多方市　相馬市　二本松市　伊達町　本宮町　鏡石町 柳津町　河東町　会津高田町　矢吹町　石川町　大越町、富岡町 西郷村　泉崎村

□ は振動規制法の指定地域

4−4 騒音規制法についての建設工事関係

(1) 建設工事に伴う騒音

建設工事について著しい騒音を発生する作業であって、政令で定めるものを「特定建設作業」といい、都道府県知事の指定する地域の中では、特定建設作業を伴う建設工事を施工しようとする者に対して実施の届出を義務づけている。

(ｲ) 規制に関する基準

特定建設作業にかかる規制に関する基準は次表のとおりである。

特定建設作業の種類		種類に対する規制に関する基準				
		騒音の大きさ（dB）	夜間または深夜作業の禁止	※一日の作業時間の制限	作業期間の制限	日曜日、その他の休日の作業禁止
1. くい打ち機、くい抜き機、くい打ち・くい抜き機を使用する作業	モンケン、圧入式くい打ち・くい抜き機またはくい打ち機をアースオーガと併用する作業を除く。	８５	第１号区域：午後７時から翌日の午前７時まで 第２号区域：午後 10 時から翌日の午前６時まで	第１号区域：１日につき 10 時間 第２号区域：１日につき 14 時間	同一場所において連続６日間	日曜日、その他の休日
2. びょう打ち機を使用する作業						
3. さく岩機を使用する作業	作業地点が連続的に移動する作業にあっては、１日における当該作業における２地点間の最大距離が 50m を超えない作業に限る。					
4. 空気圧縮機を使用する作業	電動機以外の原動機を用いるものであって、その定格出力が 15kW 以上に限る（さく岩機の動力として使用する作業を除く。）。					
5. コンクリートプラントまたはアスファルトプラントを設けておこなう作業	混練機の混練容量がコンクリートプラントは 0.45㎥以上、アスファルトプラントは混練重量 200kg 以上のものに限る（モルタル製造のためにコンクリートプラントを設けておこなう作業を除く。）。					

（注）１　この基準が適用されるのは、騒音規制法に基づく指定区域です。

２　第１号区域とは、法律に基づく基準が適用される地域のうち第１種、第２種および第３種区域ならびに第４種区域のうち学校、病院などの敷地周囲概ね 80m の区域内であり、第２号区域とは、第１号区域を除く区域です。

３　音量基準を上回る騒音を発生している場合に改善勧告または命令をおこなうに当たり、騒音防止対策のほかに、１日当たりの作業時間を※欄に揚げる時間から４時間までの範囲で短縮させることができます。

〈別表〉規制に関する基準の対象外となる特定建設作業

	騒音の大きさ	夜間または深夜作業の禁止	１日の作業時間の制限	作業期間の制限	日曜日その他の休日の作業禁止
作業を開始した日に終わる特定建設業	×	×	×	—	×
災害その他非常の事態の発生により緊急におこなう必要のある特定建設作業	○	×	×	×	×
人の生命または身体に対する危険を防止するため特におこなう必要のある特定建設作業	○	×	×	×	×
鉄道または軌道の正常な運行を確保するため特におこなう必要のある特定建設作業	○	×	○	○	×
道路法第 34 条により道路の占用の許可条件によって夜間または休日におこなうこととされた特定建設作業	○	×	○	○	×
道路法第 35 条により協議において，夜間または休日におこなうこととされた特定建設作業	○	×	○	○	×
道路交通法第 77 条により道路の使用許可条件によって夜間または休日におこなうこととされた特定建設作業（同法第 80 条によるものを含む）	○	×	○	○	×
電気事業法による変電所の変更工事で、近接の電気工作物の機能を停止させないと作業員の生命または身体の安全が確保できないため日曜、休日に必要のある特定建設作業	○	○	○	○	×

○：基準の適用を受けるもの　　×：基準の適用を受けないもの

(ﾛ) 規制に関する基準に違反した場合の改善勧告および改善命令

(ｲ)に示した規制に関する基準に違反した場合、都道府県知事＊は改善勧告や改善命令を出すことができる。

〈改善勧告〉

都道府県知事＊は、特定建設作業に伴って発生する騒音が、(イ）に示した基準に適合しないことにより、その特定建設作業の場所の周辺の生活環境が著しくそこなわれると認めるときは、当該建設工事を施工する者に対し、期限を定めてその事態を除去するために必要な限度において、

①騒音の防止の方法の改善

②特定建設作業の作業時間の変更を勧告できるとされている。

〈改善命令〉

都道府県知事＊は上述の勧告を受けた者がその勧告に従わないで特定建設作業をおこなっているときは、期限を定めてその事態を除去するために必要な限度において、

①騒音の防止の方法の改善

②特定建設作業の作業時間の変更

を命ずることができるとされている。

(ハ) 特定建設作業の届出

特定建設作業の届出に関する規定は次表のとおりである。

届出の種類	届出を必要とする場合	届出の期限	届出者	届出先
特定建設作業実施届（法第 14 条第１項および第２項）	指定地域内で特定建設作業を伴う建設工事を施工しようとする場合	特定建設作業開始の日の７日前（法第 14 条第１項）	特定建設作業を伴う建設工事を施工しようとする者（請負業者）	都道府県知事＊
		特定建設作業が災害その他非常事態に緊急におこなう場合は、すみやかに届出る。（法第 14 条第２項）	同　上	

［注］　＊印の附した都道府県知事がおこなう事務は、騒音規制法施行令第４条により、市町村長が委任されておこなうことになっている。

4−5 振動規制法についての建設工事関係

(1) 建設工事に伴う騒音

建設工事については、著しい振動を発生する作業であって政令で定めるものを「特定建設作業」といい、都道府県知事の指定する地域の中で特定建設作業を伴う建設工事を施工しようとする者に対して、実施の届出を義務づけている。

(ｲ) 規制に関する基準

特定建設作業にかかる規制に関する基準は次表のとおりである。

特定建設作業の種類		種類に対する規制に関する基準				
		振動の大きさ（dB）	夜間または深夜作業の禁止	※一日の作業時間の制限	作業期間の制限	日曜日、その他の休日の作業禁止
1. くい打ち機、くい抜き機、くい打ち・くい抜き機を使用する作業	モンケン、圧入式くい打ち機、油圧式くい抜き機、圧入式くい打ち・くい抜き機を使用する作業を除く。	７５	第１号区域：午後７時から翌日の午前７時まで 第２号区域：午後 10 時から翌日の午前６時まで	第１号区域：１日につき 10 時間 第２号区域：１日につき 14 時間	同一場所において連続６日間	日曜日、その他の休日
2. 鋼球を使用して建築物その他工作物を破壊する作業						
3. 舗装版破砕機を使用する作業	作業地点が連続的に移動する作業にあっては、１日における当該作業に係る２地点間の最大距離が 50m を超えない作業に限る。					
4. ブレーカーを使用する作業	手持式のものを除く。作業地点が連続的に移動する作業にあっては、１日における当該作業に係る２地点間の最大距離が 50m を超えない作業に限る。					

(注) 1　第１号区域とは、振動規制法に基づく指定区域のうち、第１種低層住居専用地域、第２種低層住居専用地域、第１種中層住居専用地域、第２種中層住居専用地域、第１種住居地域、第２種住居地域、準住居地域、近隣商業地域、商業地域、準工業地域ならびに工業地域のうち学校、病院などの敷地周囲概ね 80m の区域であり、第２号区域とは、振動規制法に基づく指定地域のうち、第１号区域を除く区域です。

2　振動基準を上回る振動を発生している場合に改善勧告または命令をおこなうに当たり、振動防止対策のほかに、１日当たりの作業時間を※欄に揚げる時間から４時間までの範囲で短縮させることができます。

(ﾛ) 規制に関する基準に違反した場合の改善勧告および改善命令

(ｲ)に示した規制に関する基準に違反した場合、都道府県知事＊は改善勧告や改善命令を出すことができる。

〈改善勧告〉

都道府県知事＊は特定建設作業に伴って発生する振動が、(イ) に示した基準に適合しないことにより、その特定建設作業の場所の周辺の生活環境が著しくそこなわれると認めるとき、当該建設工事を施工する者に対して期限を定めて、その事態を除去するために必要な限度において、

①振動防止の方法の改善

②特定建設作業の作業時間の変更

を勧告できるとされている。

〈改善命令〉

都道府県知事＊は上述の勧告を受けた者が、その勧告に従わないで特定建設作業をおこなっているときは期限を定めて、その勧告に従うべきことを命ずることができるとされている。

(ﾊ) 特定建設作業の届出

特定建設作業の届出に関する規定は、騒音規制法の場合と同様である。

4−6 特定建設作業の設計上の留意

規制区域内においては特定建設作業をおこなわなくて済むよう配慮して設計することが原則と思われるので、今後これらに関する基準化もなされなければならないが、現時点ではとりあえず次の点を考慮して設計をされたい。

(1) クイ打ち作業

規制音量は工事区域境界で 85 デジベルであるが、デーセルパイルハンマーによる防音装置を設けない場合の音量は 100 デジベル程度のデータが出ており、板べいシート等による仮囲いを設ける指導がなされているが、効果も余り期待出来ないのが現状である。したがって既製クイ打ちを規制区域内またはこれに準じる区域内でおこなおうとする場合は、事前に当該市町村の公害担当係と充分な打合せをおこない、また当局担当課に打合せをさせたい。

(2) その他の作業

コンプレッサーについては現在低騒音型が開発され使用されている例も多いが岩掘削作業については、必要な防音装置を設けることを契約上義務づけ等の処置をとるものとする。

4−7 騒音規制法第２条第３項の政令で定める特定建設作業一覧表

1. くい打機（もんけんを除く。）、くい抜機またはくい打くい抜機（圧入式くい打くい抜機を除く。）を使用する作業（くい打機をアースオーガーと併用する作業を除く。）

   規制対象　ジーゼルハンマ、ドロップハンマ、エアーハンマ、バイブロスチームハンマ、パイルエキストラクター

2. 空気圧縮機（電動機以外の原動機を用いるものであって、その原動機の定格出力が 15kW 以上のものに限る。）を使用する作業を除く。

   対 象 外　インパクトレンチ、油圧ボルト締め、ハイテンションボルト

3. さく岩機を使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあっては、一日における当該作業に係る二地点間の最大距離が 50m をこえない作業に限る。）

   ドリフタ、ハンドハンマ、レッグドリル、シンカー、ストーパー、コンクリートブレーカー、ジャックハンマ、コールピックハンマ

4. コンクリートプラント（混練機の混練容量が 0.45m3 以上のものに限る。）またはアスファルトプラント（混練機の混練重量が 200kg 以上のものに限る。）を設けておこなう作業（モルタルを製造するためにコンクリートを設けておこなう作業を除く。）

5. バックホウ（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が 80kW 以上のものに限る。）を使用する作業

6. トラクターショベル（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が 70kW 以上のものに限る。）を使用する作業

7. ブルドーザー（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が 40kW 以上のものに限る。）を使用する作業

＊5.～7.号の「長官が指定するもの」＝平 9 環告 54（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するバックホウ、トラクターショベルおよびブルドーザー）

参 考 資 料

1. 騒音の大きさ（騒音レベル）と一般的騒音との比較

［騒音の大きさの例］

１２０ホン	飛行機のエンジンの近く
１１０ホン	自動車の警笛（２ｍ）
１００ホン	電車が通るときのガード下
９０ホン	騒々しい工場内、大声による独唱
８０ホン	国電・地下鉄の車内
７０ホン	電話のベル、騒々しい事務所、騒々しい街頭
６０ホン	普通の会話音、静かな乗用車
５０ホン	静かな事務所
４０ホン	図書館、市内深夜、静かな住宅地の昼
３０ホン	ささやき声、スタジオ、郊外の深夜
２０ホン	木の葉のふれあう音、置き時計の秒針の音（前方１ｍ）

2. 震　度　階

振動レベル	気 象 庁 震 度 階		
	震度階	感覚 または 現象	最大水平加速度(gal)
55dB 以下	０無感	無感覚	0 ～ 0.8
55 ～ 65	Ⅰ微震	静止または注意している人に感じる	0.8 ～ 2.5
65 ～ 75	Ⅱ軽震	一般に感じわずかに戸障子動く	2.5 ～ 8
75 ～ 85	Ⅲ弱震	家屋動揺、戸障子鳴り、振子時計は止まり、垂下物動揺し、液体は動揺する	8 ～ 25
85 ～ 95	Ⅳ中震	家具激しく動揺し、座りの悪い器物は倒れ、液体は溢れ出す	25 ～ 80
95 ～ 105	Ⅴ強震	壁にき裂を生じ、石碑石灯籠等の転倒、煙突の破損などを生ずる程度	80 ～ 250
105 ～ 110	Ⅵ烈震	家倒れ、山崩れ、地面にき裂を生ずる	250 ～ 400
110 以上	Ⅶ激震	家はほとんど（30%以上）倒れ、地盤大変動	400 ～

（注）gal と dB の換算は振動数が 4～8Hz と仮定し、1gal＝1cm/s^2＝0.01m/s^2 の関係から振動レベルを求めた。なお、本表の加速度値はピーク値である。

表 4−1　騒音規制法と振動規制法の主な相違点

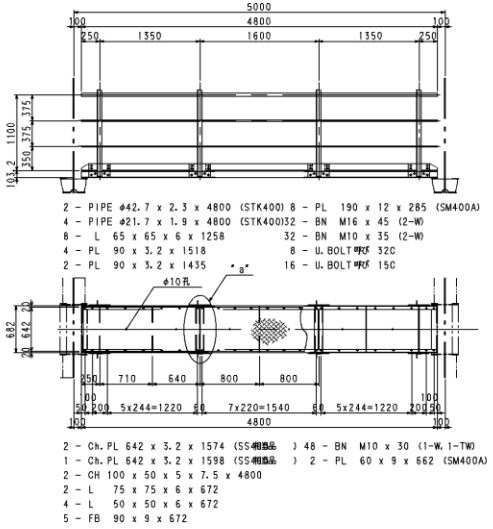
	騒音規制法	振動規制法
特定建設作業の種類	別表第二 ①くい打機（もんけんを除く。）、くい抜機またはくい打くい抜機（圧入式くい打くい抜機を除く。）を使用する作業（くい打機をアースオーガーと併用する作業を除く。） ②びょう打機を使用する作業 ③さく岩機を使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあっては、一日における当該作業に係る二地点間の最大距離が 50m をこえない作業に限る。） ④空気圧縮機（電動機以外の原動機を用いるものであって、その原動機の定格出力が 15kW 以上のものに限る。）を使用する作業（さく岩機の動力として使用する作業を除く。） ⑤コンクリートプラント（混練機の混練容量が 0.45m^{3}以上のものに限る。）またはアスファルトプラント（混練機の混練重量が 200kg 以上のものに限る。）を設けておこなう作業（モルタルを製造するためにコンクリートプラントを設けておこなう作業を除く。） ⑥バックホウ（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が 80kW 以上のものに限る。）を使用する作業 ⑦トラクターショベル（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が 70kW 以上のものに限る。）を使用する作業 ⑧ブルドーザー（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が 40kW 以上のものに限る。）を使用する作業 ＊⑥〜⑧号の「長官が指定するもの」＝平 9 環告 54（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するバックホウ、トラクターショベルおよびブルドーザー)	別表第二（第二条関係） ①くい打機（もんけんおよび圧入式くい打機を除く。）、くい抜機（油圧式くい抜機を除く。）またはくい打くい抜機（圧入式くい打くい抜機を除く。）を使用する作業 ②鋼球を使用して建築物その他の工作物を破壊する作業 ③舗装版破砕機を使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあっては、一日における当該作業に係る二地点間の最大距離が 50m を超えない作業に限る。） ④ブレーカー（手持式のものを除く。）を使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあっては、一日における当該作業に係る二地点間の最大距離が 50m を超えない作業に限る。）
規制に関する騒音または振動の大きさの基準	85 dB	75 dB
測定場所	作業の場所の敷地の境界線	作業の場所の敷地の境界線
騒音または振動の大きさの決定方法	①指示値が変動せず、または変動が少ない場合は、その指示値 ②指示値が周期的、間欠的に変動し、その指示値の最大値がおおむね一定の場合は、その変動ごとの指示値の最大値の平均値 ③指示値が不規則かつ大幅に変動する場合は、測定値の 90%レンジの上端値 ④指示値が周期的または間欠的に変動し、その指示値の最大値が一定でない場合は、その変動ごとの指示値の最大値の 90%レンジの上端地	①指示値が変動せず、または変動が少ない場合は、その指示値 ②指示値が周期的または間欠的に変動する場合は、その変動ごとの指示値の最大値の平均値 ③指示値が不規則かつ大幅に変動する場合は、5 秒間隔、○○またはこれに準ずる間隔、個数○測定値の 80%レンジの上端値
騒音または振動の大きさが基準を超えた場合の作業時間の変更に係る改善勧告、命令に関する規定	作業時間の短縮あり （1 日の作業時間は 10 時間または 14 時間から 4 時間までの範囲で短縮される場合がある。）	

資料－5　検査路

本資料はあくまで参考図であり、設置にあたっては個々の橋梁条件等を検討すること。

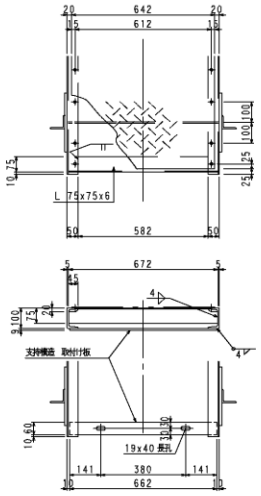
上 部 構 造 検 査 路 （ その1 ） S=1/30

タイプ 1

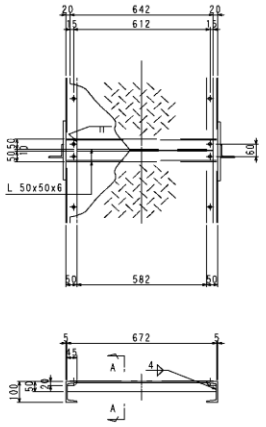


2 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 4800 (STK400)
4 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 4800 (STK400)
8 - L 65 x 65 x 6 x 1258
4 - PL 90 x 3.2 x 1518
2 - PL 90 x 3.2 x 1435
8 - PL 190 x 12 x 285 (SM400A)
32 - BN M16 x 45 (2-W)
32 - BN M10 x 35 (2-W)
8 - U.BOLT 呼び 32C
16 - U.BOLT 呼び 15C
2 - Ch.PL 642 x 3.2 x 1574 (SS400品)
1 - Ch.PL 642 x 3.2 x 1598 (SS400品)
2 - CH 100 x 50 x 5 x 7.5 x 4800
2 - L 75 x 75 x 6 x 672
4 - L 50 x 50 x 6 x 672
5 - FB 90 x 9 x 672
48 - BN M10 x 30 (1-W, 1-TW)
2 - PL 60 x 9 x 662 (SM400A)

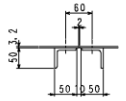
歩廊端部詳細図 S=1/10



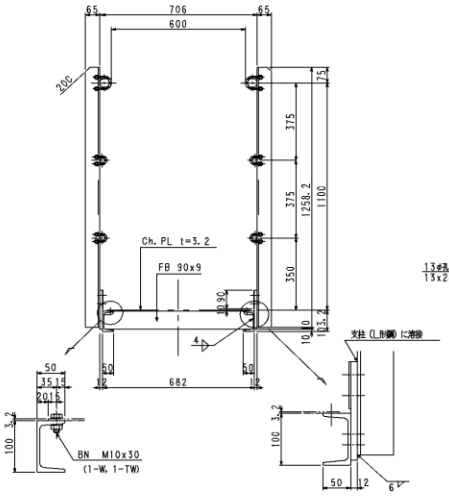
"a" 部詳細図 S=1/10

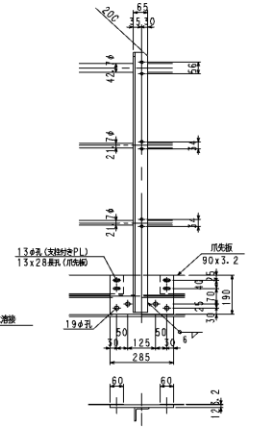


A - A S=1/5



歩廊断面 及び 構造詳細図 S=1/10



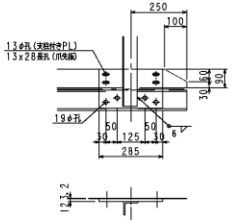


1 - PL 190 x 12 x 285 (SM400A)
4 - BN M10 x 35 (2-W)
4 - BN M16 x 45 (2-W)

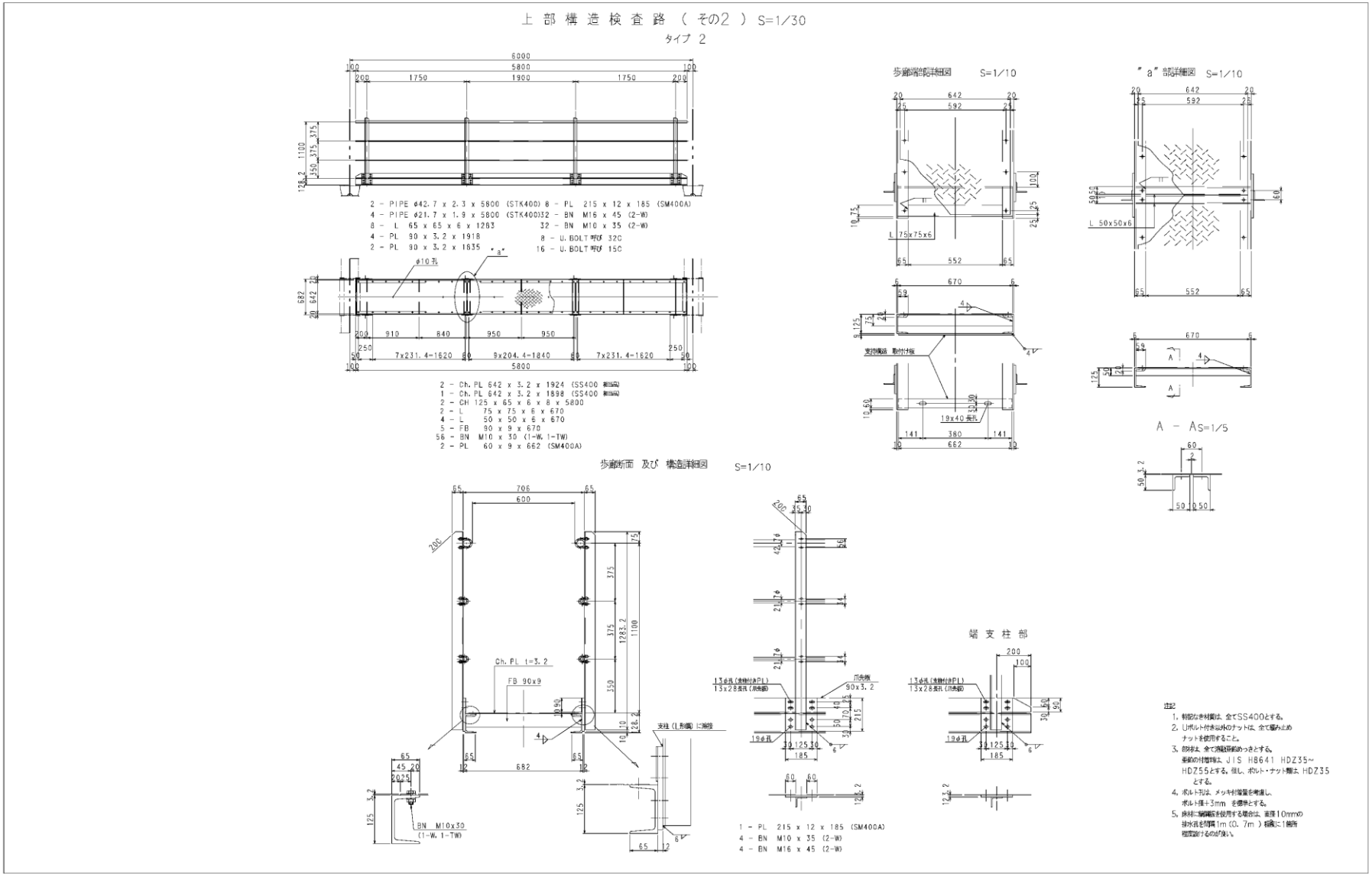
メッキ部材表

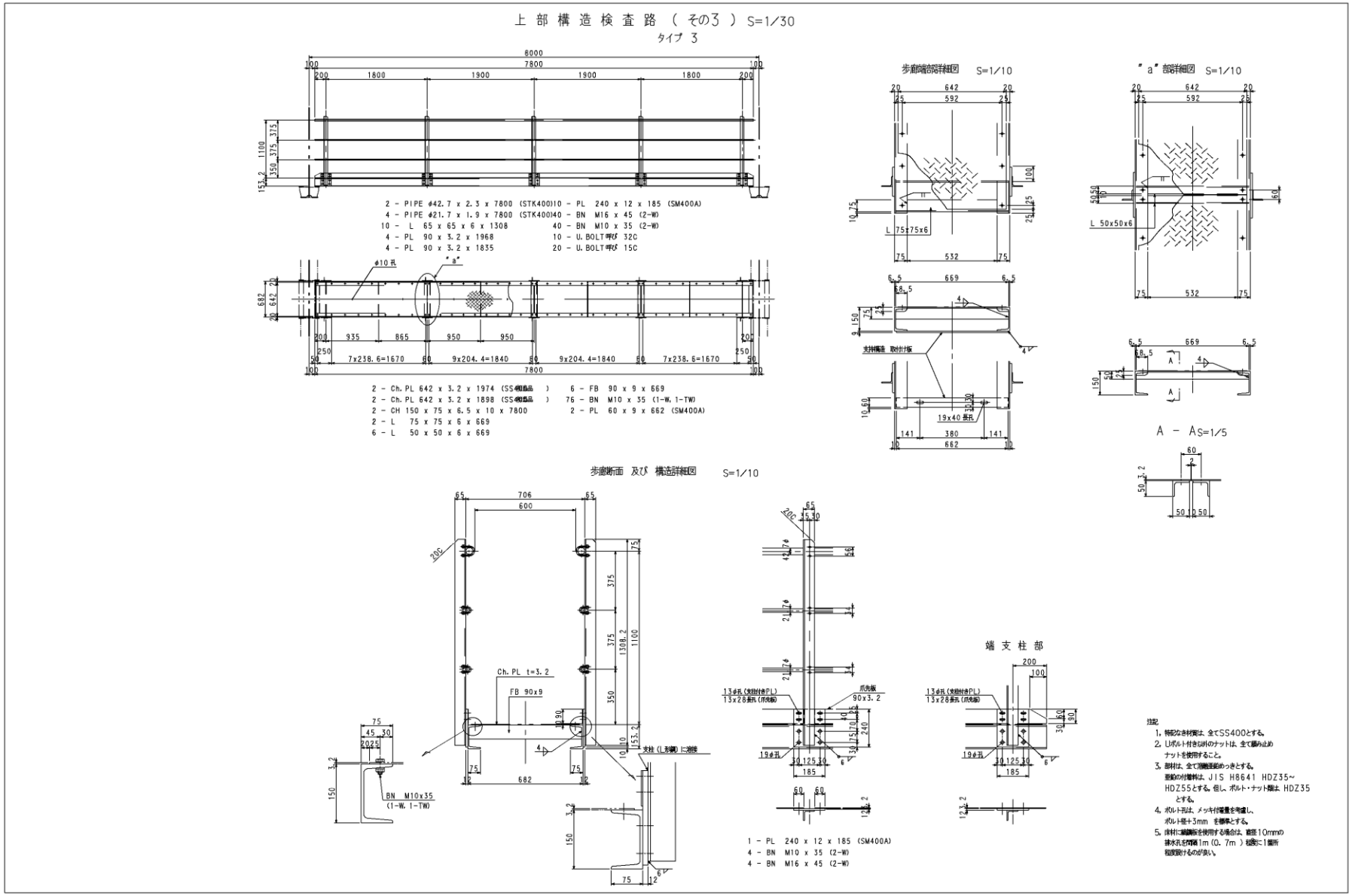
便覧規格	規格	付着量	検査路適用鋼材
厚さ3.2mm未満の鋼板 普通ボルト 手摺りパイプ、縞鋼板	HDZ 35	350g/m2以上	チェッカープレート 手摺りパイプ 普通ボルト・ナット
厚さ3.2mm以上の鋼板、形鋼 高力ボルト	HDZ 55	550g/m2以上	形鋼、プレート 高力ボルト・ナット

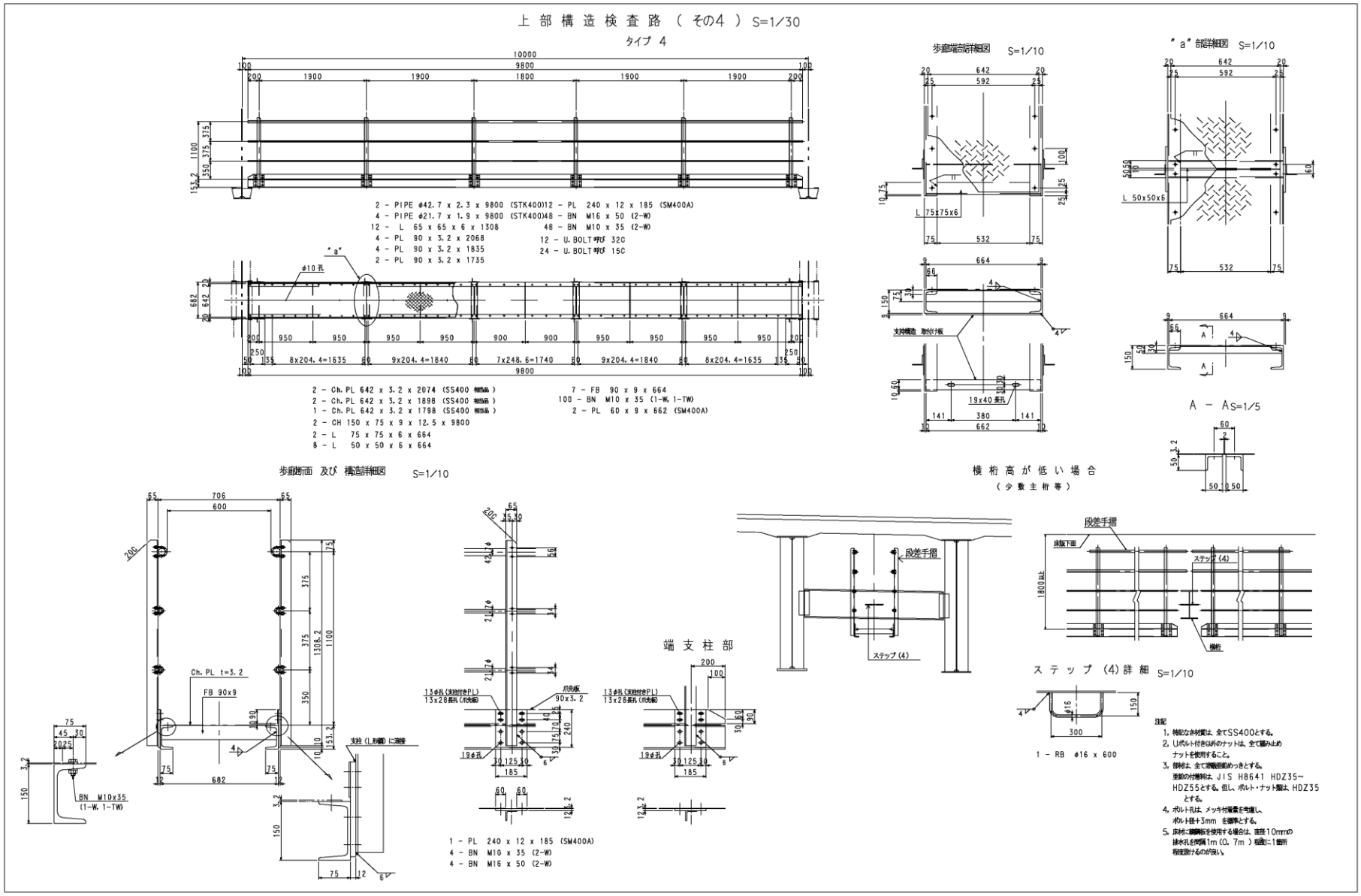
端 支 柱 部

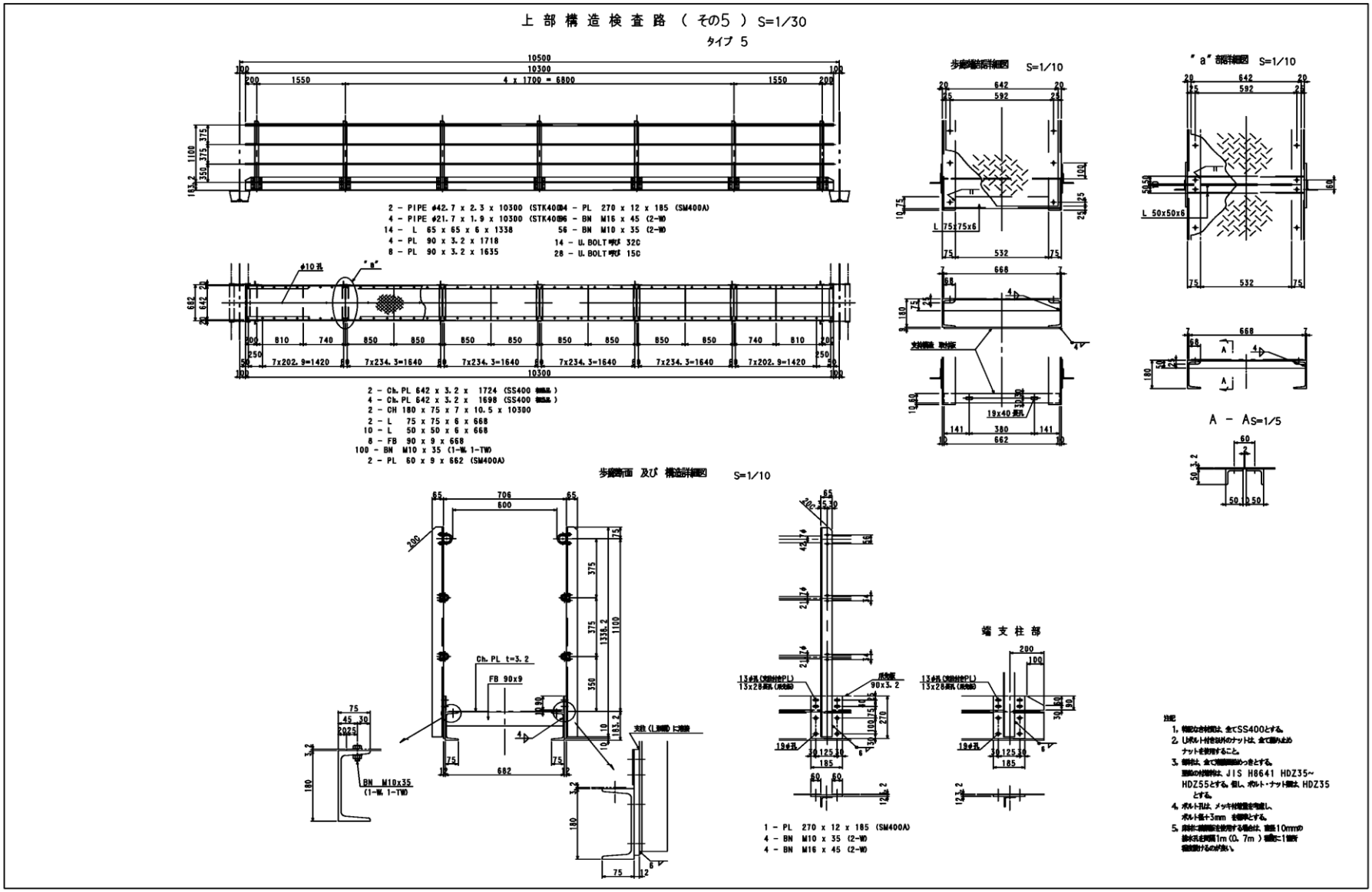


注記
1. 特記なき材質は、全てSS400とする。
2. Uボルト付き以外のナットは、全て緩み止めナットを使用すること。
3. 溶材は、全て溶融亜鉛めっきとする。
亜鉛の付着量は、JIS H8641 HDZ35～HDZ55とする。但し、ボルト・ナット類は、HDZ35とする。
4. ボルト孔は、メッキ付着量を考慮し、ボルト径+3mm を標準とする。
5. 床材に縞鋼板を使用する場合は、直径10mmの排水孔を間隔1m (0.7m) 程度に1箇所程度設けるのが良い。


上 部 構 造 検 査 路 （ その2 ） S=1/30
タイプ 2
2 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 5800 (STK400)
4 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 5800 (STK400)
8 - L 65 x 65 x 6 x 1263
4 - PL 90 x 3.2 x 1918
2 - PL 90 x 3.2 x 1835
8 - PL 215 x 12 x 185 (SM400A)
32 - BN M16 x 45 (2-W)
32 - BN M10 x 35 (2-W)
8 - U.BOLT 呼び 32C
16 - U.BOLT 呼び 15C
φ10 孔
2 - Ch.PL 642 x 3.2 x 1924 (SS400 着色品)
1 - Ch.PL 642 x 3.2 x 1898 (SS400 無色品)
2 - CH 125 x 65 x 6 x 8 x 5800
2 - L 75 x 75 x 6 x 670
4 - L 50 x 50 x 6 x 670
5 - FB 90 x 9 x 670
56 - BN M10 x 30 (1-W, 1-TW)
2 - PL 60 x 9 x 662 (SM400A)
歩廊端部詳細図 S=1/10
" a " 部詳細図 S=1/10
L 75x75x6
L 50x50x6
19x40 長孔
A - A S=1/5
歩廊断面 及び 構造詳細図 S=1/10
Ch.PL t=3.2
FB 90x9
支柱（L形鋼）に溶接
BN M10x30 (1-W, 1-TW)
1 - PL 215 x 12 x 185 (SM400A)
4 - BN M10 x 35 (2-W)
4 - BN M16 x 45 (2-W)
端 支 柱 部
13φ孔 (支柱付きPL)
13x28長孔 (床版側)
19φ孔
注2
1. 特記なき材質は、全てSS400とする。
2. Uボルト付き以外のナットは、全て緩み止めナットを使用すること。
3. 防錆は、全て溶融亜鉛めっきとする。
亜鉛の付着量は、JIS H8641 HDZ35～HDZ55とする。但し、ボルト・ナット類は、HDZ35とする。
4. ボルト孔は、メッキ付着量を考慮し、ボルト径＋3mm を標準とする。
5. 床材に鋼製床版を使用する場合は、直径10mmの排水孔を間隔1m (0.7m) 程度に1箇所程度設けるのが良い。


上 部 構 造 検 査 路 （ その3 ） S=1/30
タイプ 3
2 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 7800 (STK400)
4 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 7800 (STK400)
10 - L 65 x 65 x 6 x 1308
4 - PL 90 x 3.2 x 1968
4 - PL 90 x 3.2 x 1835
10 - PL 240 x 12 x 185 (SM400A)
40 - BN M16 x 45 (2-W)
40 - BN M10 x 35 (2-W)
10 - U.BOLT呼び 32C
20 - U.BOLT呼び 15C
2 - Ch.PL 642 x 3.2 x 1974 (SS4相当品)
2 - Ch.PL 642 x 3.2 x 1898 (SS4相当品)
2 - CH 150 x 75 x 6.5 x 10 x 7800
2 - L 75 x 75 x 6 x 669
6 - L 50 x 50 x 6 x 669
6 - FB 90 x 9 x 669
76 - BN M10 x 35 (1-W, 1-TW)
2 - PL 60 x 9 x 662 (SM400A)
歩廊隅端部詳細図 S=1/10
" a " 部詳細図 S=1/10
A - A S=1/5
歩廊断面 及び 構造詳細図 S=1/10
端 支 柱 部
注記
1, 特記なき材質は、全てSS400とする。
2, Uボルト付きの締めのナットは、全て緩み止めナットを使用すること。
3, 部材は、全て溶融亜鉛めっきとする。
亜鉛の付着料は、JIS H8641 HDZ35～HDZ55とする。但し、ボルト・ナット類は HDZ35とする。
4, ボルト孔は、メッキ付着量を考慮し、ボルト径+3mm を標準とする。
5, 床材に縞鋼板を使用する場合は、直径10mmの排水孔を間隔1m (0.7m) 程度に1箇所程度設けるのが良い。


上 部 構 造 検 査 路 （ その4 ） S=1/30
タイプ 4
2 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 9800 (STK400)
4 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 9800 (STK400)
12 - L 65 x 65 x 6 x 1308
4 - PL 90 x 3.2 x 2068
4 - PL 90 x 3.2 x 1835
2 - PL 90 x 3.2 x 1735
12 - PL 240 x 12 x 185 (SM400A)
48 - BN M16 x 50 (2-W)
48 - BN M10 x 35 (2-W)
12 - U.BOLT 呼び 32C
24 - U.BOLT 呼び 15C
φ10 孔
2 - Ch.PL 642 x 3.2 x 2074 (SS400 補強品)
2 - Ch.PL 642 x 3.2 x 1898 (SS400 補強品)
1 - Ch.PL 642 x 3.2 x 1798 (SS400 補強品)
2 - CH 150 x 75 x 9 x 12.5 x 9800
2 - L 75 x 75 x 6 x 664
8 - L 50 x 50 x 6 x 664
7 - FB 90 x 9 x 664
100 - BN M10 x 35 (1-W, 1-TW)
2 - PL 60 x 9 x 662 (SM400A)
歩廊端部詳細図 S=1/10
" a " 部詳細図 S=1/10
L 75x75x6
L 50x50x6
支持構造 取付け板
19x40 長孔
A - A S=1/5
歩廊断面 及び 構造詳細図 S=1/10
Ch.PL t=3.2
FB 90x9
BN M10x35 (1-W, 1-TW)
支柱（L形鋼）に溶接
端 支 柱 部
1 - PL 240 x 12 x 185 (SM400A)
4 - BN M10 x 35 (2-W)
4 - BN M16 x 50 (2-W)
横 桁 高 が 低 い 場 合
（ 少 数 主 桁 等 ）
段差手摺
ステップ (4)
床版下面
横桁
ステップ (4) 詳 細 S=1/10
1 - RB φ16 x 600
注記
1. 特記なき材質は、全てSS400とする。
2. Uボルト付きはめのナットは、全て緩み止めナットを使用すること。
3. 部材は、全て溶融亜鉛めっきとする。
亜鉛の付着量は、JIS H8641 HDZ35～HDZ55とする。但し、ボルト・ナット類は、HDZ35とする。
4. ボルト孔は、メッキ付着量を考慮し、ボルト径＋3mm を標準とする。
5. 床材に縞鋼板を使用する場合は、直径10mmの排水孔を床面1m (0. 7m) 程度に1箇所程度設けるのが良い。

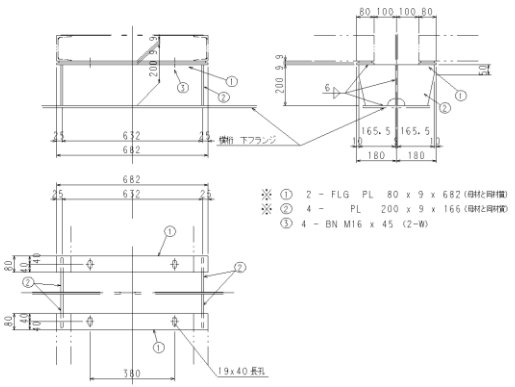

上 部 構 造 検 査 路 （ その5 ） S=1/30
タイプ 5
2 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 10300 (STK400)
4 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 10300 (STK400)
14 - L 65 x 65 x 6 x 1338
4 - PL 90 x 3.2 x 1718
8 - PL 90 x 3.2 x 1635
4 - PL 270 x 12 x 185 (SM400A)
56 - BN M16 x 45 (2-W)
56 - BN M10 x 35 (2-W)
14 - U. BOLT M呼び 32C
28 - U. BOLT M呼び 15C
2 - Ch. PL 642 x 3.2 x 1724 (SS400)
4 - Ch. PL 642 x 3.2 x 1698 (SS400)
2 - CH 180 x 75 x 7 x 10.5 x 10300
2 - L 75 x 75 x 6 x 668
10 - L 50 x 50 x 6 x 668
8 - FB 90 x 9 x 668
100 - BN M10 x 35 (1-W, 1-TW)
2 - PL 60 x 9 x 662 (SM400A)
歩道端部詳細図 S=1/10
" a " 部詳細図 S=1/10
A - A S=1/5
歩道路面 及び 構造詳細図 S=1/10
Ch. PL t=3.2
FB 90x9
BN M10x35 (1-W, 1-TW)
端 支 柱 部
1 - PL 270 x 12 x 185 (SM400A)
4 - BN M10 x 35 (2-W)
4 - BN M16 x 45 (2-W)
注記
1. 特記なき材質は、全てSS400とする。
2. U形ボルト付き以外のナットは、全て溶接止めナットを使用すること。
3. 鋼材は、全て溶融亜鉛めっきとする。
溶融の付着量は、JIS H8641 HDZ35～HDZ55とする。但し、ボルト・ナット類は、HDZ35とする。
4. ボルト孔は、メッキ付着量を考慮し、ボルト径+3mm を標準とする。
5. 両側に高欄等を設置する場合は、直径10mmの排水孔を間隔1m（0.7m）毎に1箇所程度設けるのが良い。

上部構造検査路（諸構造図）

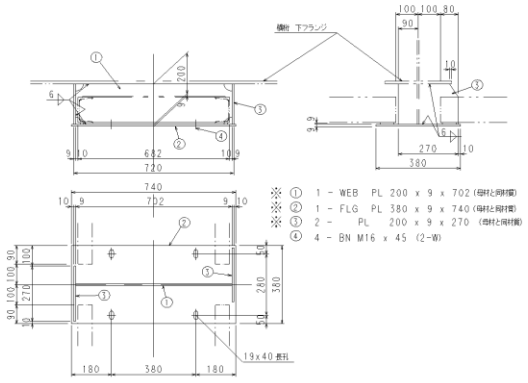
上部構造検査路（諸構造図）　S=1/30

上部構造検査路支持構造 S=1/10

受け台タイプ

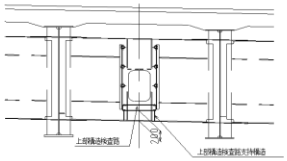


吊り下げタイプ

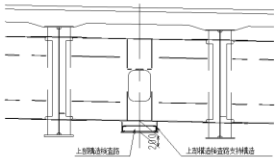


設置例

受け台タイプ支持構造の場合

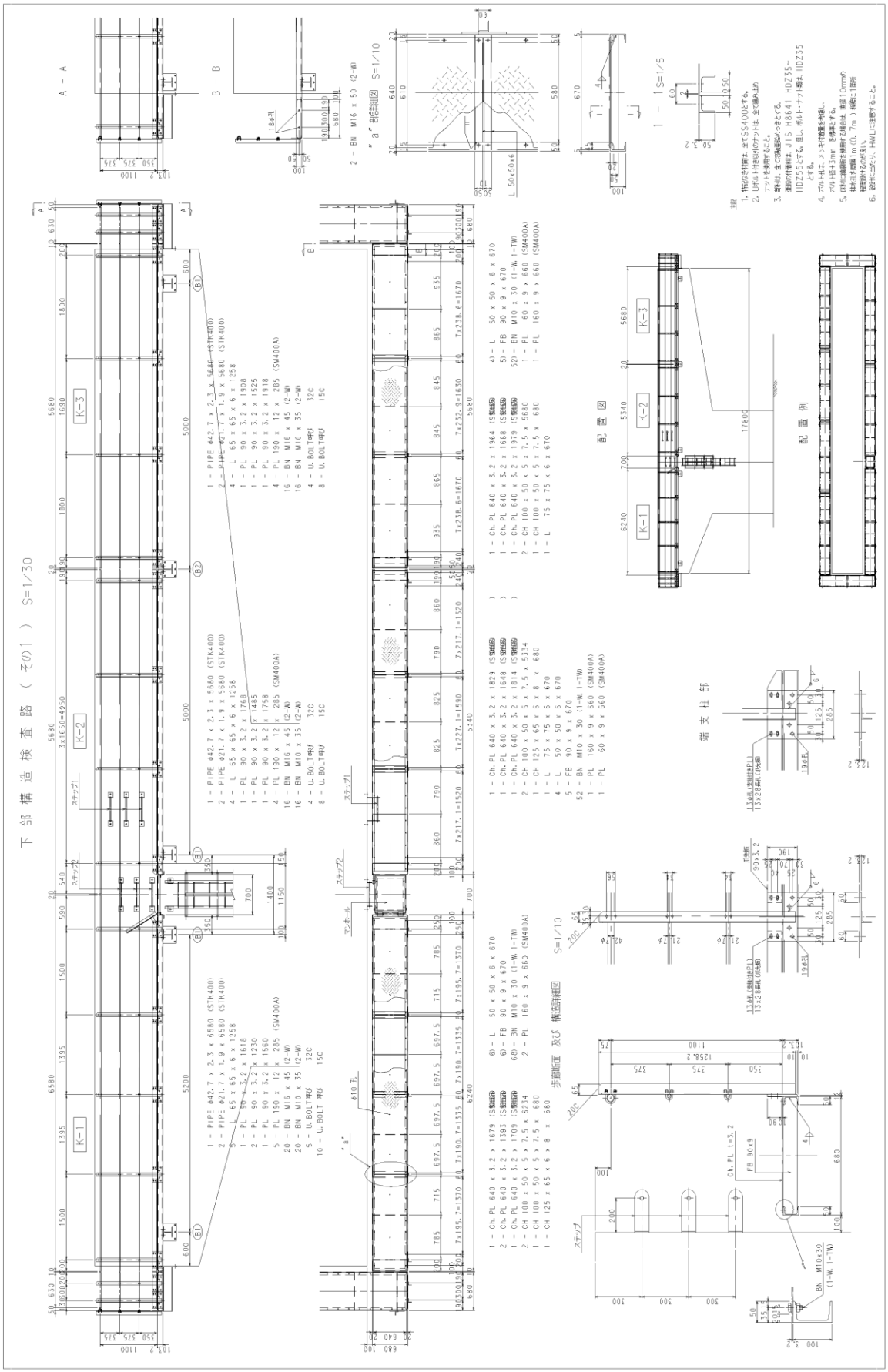


吊り下げタイプ支持構造の場合



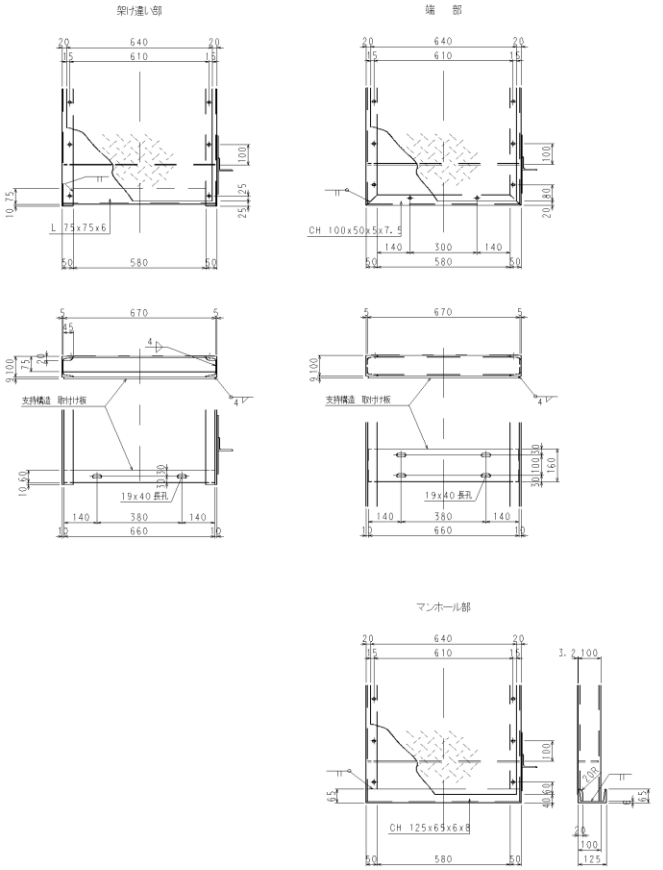
注記
1. 特記なき材質は、全てSS400とする。
2. ※印付きの部材は、本体付を示す。
3. ※印以外の部材は、全て溶融亜鉛めっきとする。
   溶融の付着量は、ＪＩＳ Ｈ8641 HDZ35～HDZ55とする。但し、ボルト・ナット類は、HDZ35とする。
4. ボルト孔は、メッキ付着量を考慮し、ボルト径＋3mmを標準とする。
5. 検査路支持構造の材質は、母材と同等の材質とする。

下部構造検査路（その１）

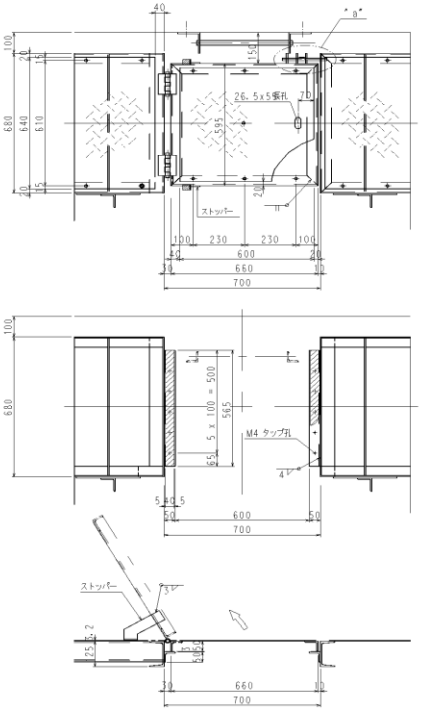

下部構造検査路（その１） S=1/30
A - A
B - B
配置図
配置例
端支柱部
S=1/10
S=1/5
K-1
K-2
K-3
ステップ1
ステップ2
ステップ
マンホール
φ10孔
"a"部詳細図 S=1/10
1 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 5680 (STK400)
2 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 5680 (STK400)
4 - L 65 x 65 x 6 x 1258
1 - PL 90 x 3.2 x 1768
1 - PL 90 x 3.2 x 1485
1 - PL 90 x 3.2 x 1758
4 - PL 190 x 12 x 285 (SM400A)
16 - BN M16 x 45 (2-W)
16 - BN M10 x 35 (2-W)
4 - UL BOLT ｾｯﾄ 32C
8 - UL BOLT ｾｯﾄ 15C
1 - Ch. PL 640 x 3.2 x 1964 (SS400)
1 - Ch. PL 640 x 3.2 x 1688 (SS400)
1 - Ch. PL 640 x 3.2 x 1979 (SS400)
2 - CH 100 x 50 x 5 x 7.5 x 5680
1 - CH 100 x 50 x 5 x 7.5 x 680
1 - L 75 x 75 x 6 x 670
4 - L 50 x 50 x 6 x 670
5 - FB 90 x 9 x 670
52 - BN M10 x 30 (1-W, 1-TW)
1 - PL 160 x 9 x 660 (SM400A)
1 - PL 60 x 9 x 660 (SM400A)
1 - Ch. PL 640 x 3.2 x 1829 (SS400)
1 - Ch. PL 640 x 3.2 x 1648 (SS400)
1 - Ch. PL 640 x 3.2 x 1814 (SS400)
1 - CH 125 x 65 x 6 x 680
1 - L 75 x 75 x 6 x 670
4 - L 50 x 50 x 6 x 670
5 - FB 90 x 9 x 670
52 - BN M10 x 30 (1-W, 1-TW)
1 - PL 160 x 9 x 660 (SM400A)
1 - PL 60 x 9 x 660 (SM400A)
1 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 6580 (STK400)
2 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 6580 (STK400)
6 - L 65 x 65 x 6 x 1258
1 - PL 90 x 3.2 x 1618
2 - PL 90 x 3.2 x 1230
1 - PL 90 x 3.2 x 1560
5 - PL 190 x 12 x 285 (SM400A)
20 - BN M16 x 45 (2-W)
20 - BN M10 x 35 (2-W)
5 - UL BOLT ｾｯﾄ 32C
10 - U. BOLT ｾｯﾄ 15C
1 - Ch. PL 640 x 3.2 x 1679 (SS400)
2 - Ch. PL 640 x 3.2 x 1393 (SS400)
1 - Ch. PL 640 x 3.2 x 1709 (SS400)
2 - CH 100 x 50 x 5 x 7.5 x 6234
1 - CH 100 x 50 x 5 x 7.5 x 680
1 - CH 125 x 65 x 6 x 8 x 680
6) - L 50 x 50 x 6 x 670
6) - FB 90 x 9 x 670
68) - BN M10 x 30 (1-W, 1-TW)
2 - PL 160 x 9 x 660 (SM400A)
L 50x50x6
Ch. PL t=3.2
FB 90x9
BN M10x30 (1-W, 1-TW)
注記
1. 特記なき材質は、全てSS400とする。
2. ﾎﾞﾙﾄ・ﾅｯﾄ・座金のﾒｯｷは、全て溶ﾒｯｷとする。
3. 鋼材は、全て錆止め塗装のうえ塗装する。
鋼材の材質は、JIS H8641 HDZ35～HDZ55とする。但し、ボルト・ナット・座金 HDZ35とする。
4. ボルト社は、メッキ付着量を考慮し、ボルト径+3mmを標準とする。
5. 供用・維持管理を容易にするため、最小10mmの維持余裕幅1m(0.7m)を確保する。
6. 図中に示す、HWLに合わせること。

下 部 構 造 検 査 路 （ その2 ） S=1/10

歩 廊 端 部 詳 細 図



マ ン ホ ー ル 詳 細 図

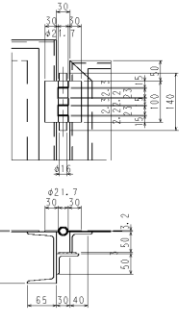


2 - L 50 x 50 x 6 x 660
2 - L 50 x 50 x 6 x 595
1 - Ch. PL 555 x 3.2 x 600 (SS4相当品)
6 - BN M10 x 30 (2-W)

1 - L 50 x 50 x 6 x 565
1 - ゴム 40 x 3 x 565
(エチレンプロピレンゴム)
5 - 皿ネジ M4 x 8

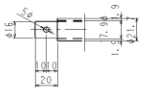
1 - L 50 x 50 x 6 x 565
1 - ゴム 40 x 3 x 565
(エチレンプロピレンゴム)
5 - 皿ネジ M4 x 8
2 - FB 50 x 6 x 50
1 - FB 50 x 6 x 50

蝶 番 詳 細 図 S=1/5

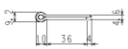


1箇所当り部材（設置数：2箇所）
2 - PL 30 x 3.2 x 100 (SM400A)
3 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 15 (STK400)
2 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 23 (STK400)
1 - RB φ16 x 140
2 - 割ピン φ5 x 36 (SWRM8)

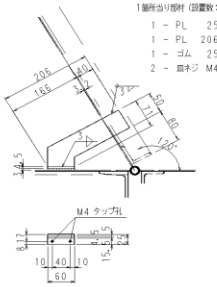
ピ ン 端 部 詳 細 図 S=1/2



割 ピ ン 詳 細 図 S=1/2

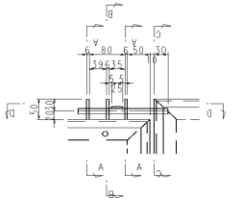


ス ト ッ パ ー 詳 細 図 S=1/5

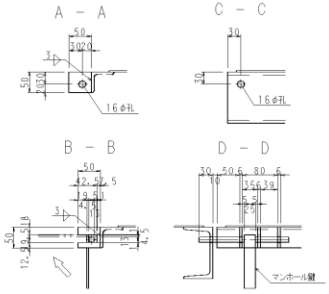


1箇所当り部材（設置数：2箇所）
1 - PL 25 x 4.5 x 60 (SM400A)
1 - PL 206 x 4.5 x 71 (SM400A)
1 - ゴム 25 x 3 x 60 (エチレンプロピレンゴム)
2 - 皿ネジ M4 x 8

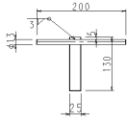
"a" 部 詳 細 図 S=1/5



A - A / C - C / B - B / D - D



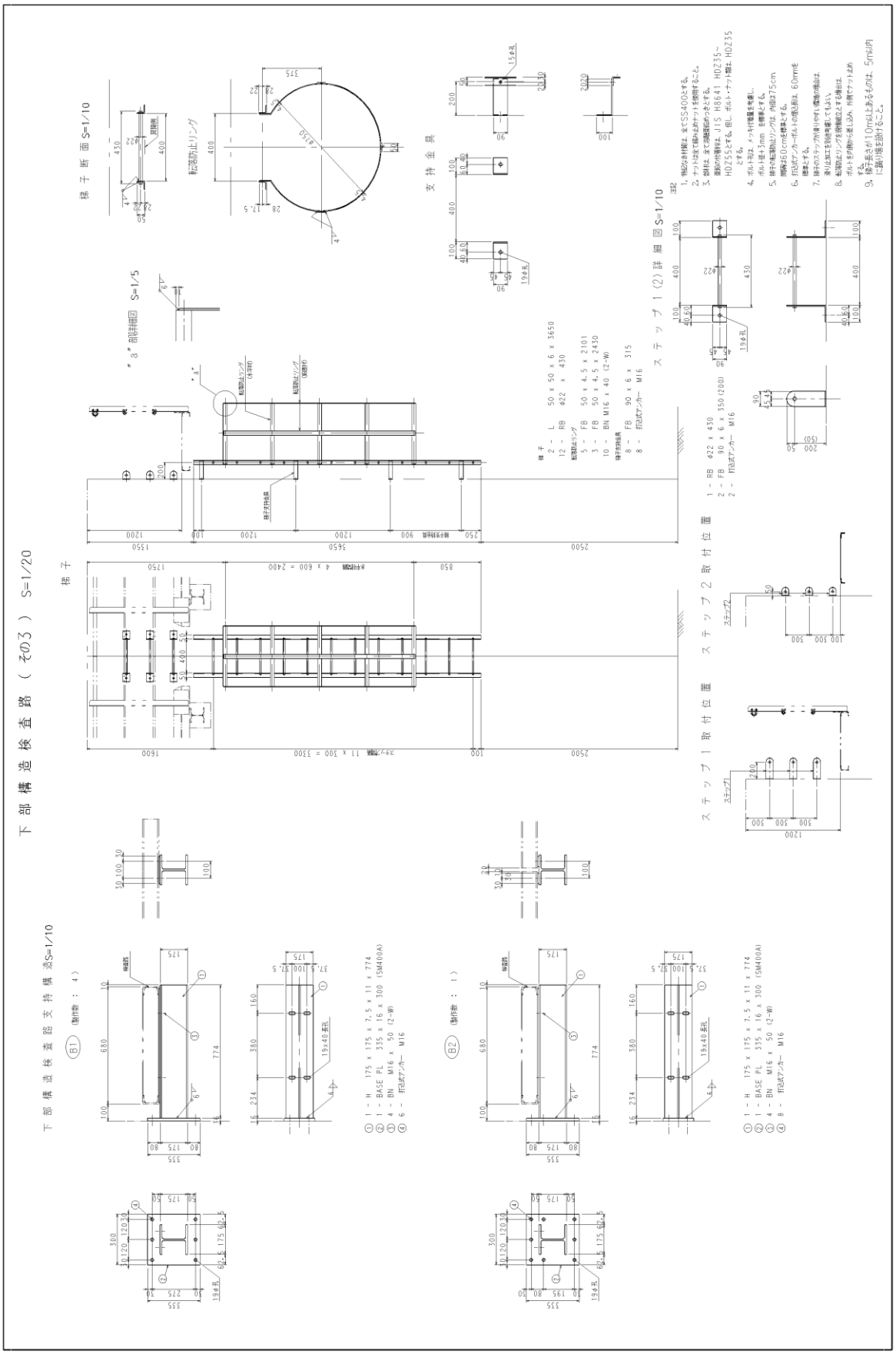
マ ン ホ ー ル 鍵 詳 細 図 S=1/5

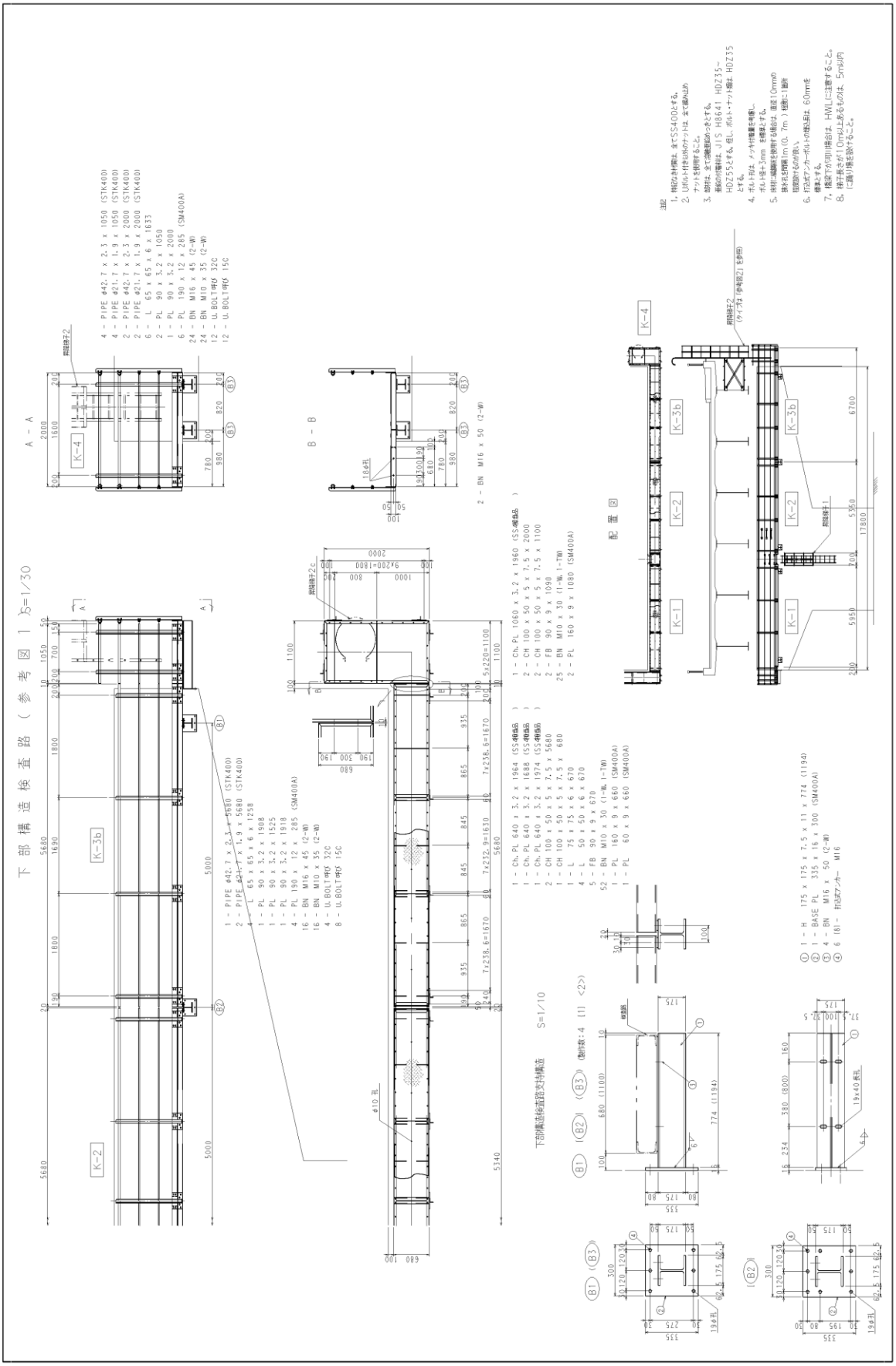


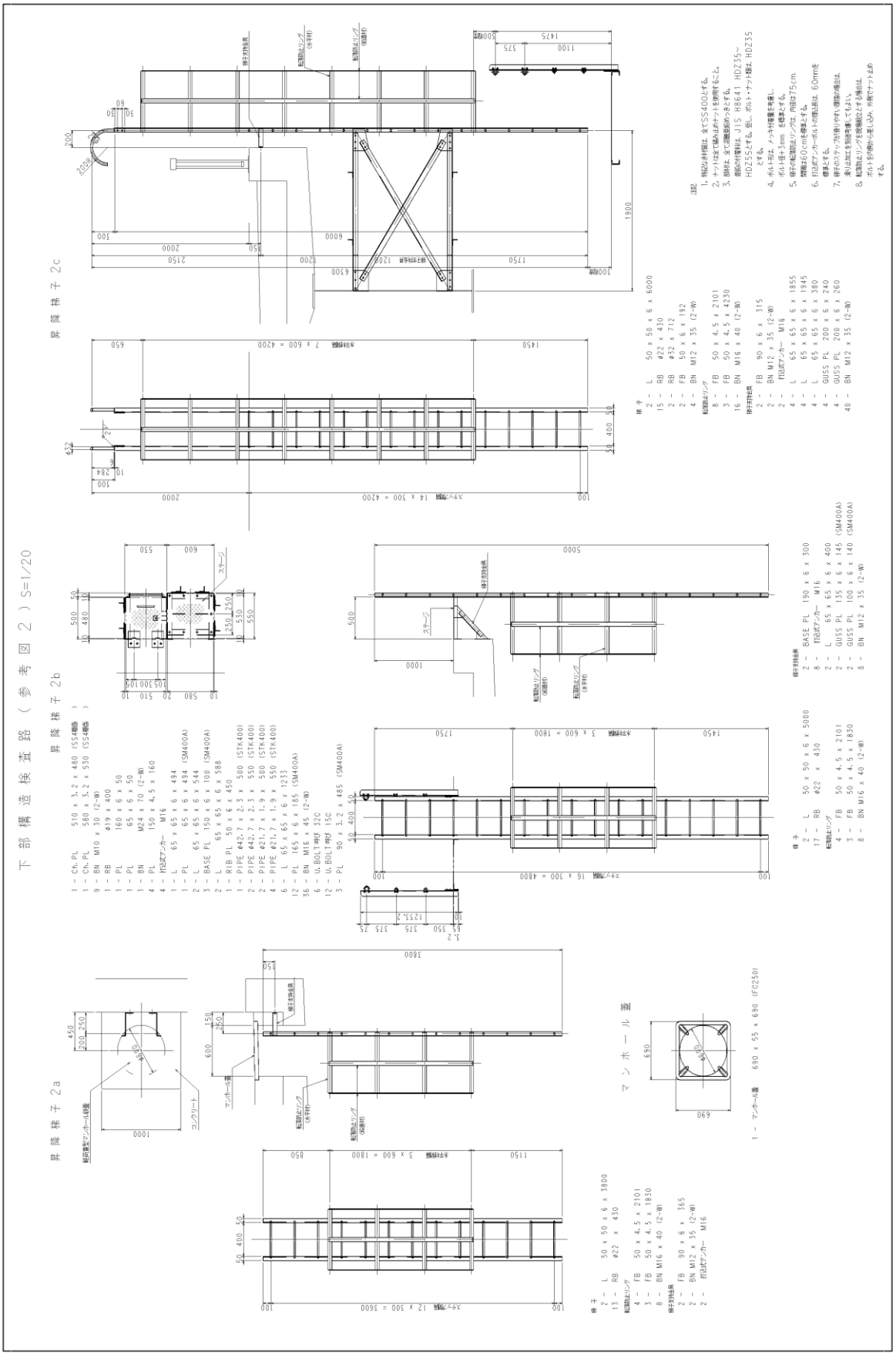
1 - RB φ13 x 200
1 - FB 25 x 4.5 x 130

注記
1. 特記なき材質は、全てSS400とする。
2. Uボルト付き以外のナットは、全て締み止めナットを使用すること。
3. 鋼材は、全て溶融亜鉛めっきとする。
亜鉛の付着量は、JIS H8641 HDZ35～HDZ55とする。但し、ボルト・ナット類は、HDZ35とする。
4. ボルト孔は、メッキ付着量を考慮し、ボルト径+3mm を標準とする。
5. 床材に縞鋼板を使用する場合は、直径10mmの排水孔を間隔1m（0．7m ）程度に1箇所程度設けるのが良い。

下部構造検査路（その３）


下 部 構 造 検 査 路 （ その３ ） S=1/20
下 部 構 造 検 査 足 場 支 持 構 造 S=1/10
梯 子 断 面 S=1/10
転落防止リング
支 持 金 具
ステップ１ 取 付 位 置
ステップ２ 取 付 位 置
ステップ１〈２〉詳 細 図 S=1/10
梯 子
B1 (製作数 ： 4)
B2 (製作数 ： 1)
① 1 - H 175 x 175 x 7.5 x 11 x 774
② 1 - BASE PL 335 x 16 x 300 (SM400A)
③ 4 - BN M16 x 50 (2-ψ)
④ 6 - 打込式アンカー M16
① 1 - H 175 x 175 x 7.5 x 11 x 774
② 1 - BASE PL 335 x 16 x 300 (SM400A)
③ 4 - BN M16 x 50 (2-ψ)
④ 8 - 打込式アンカー M16

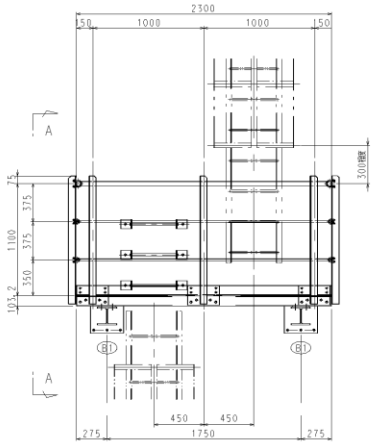

下部構造検査路（参考図１）　S=1/30
A - A
B - B
K-1
K-2
K-3b
K-4
配置図
注記
1. 特記なき鋼材は、全てSS400とする。
2. ボルトH種8.8のナットは、全て6角ナットを使用すること。
3. 鋼材は、全て溶融亜鉛めっきとする。
4. ボルト径は、メッキ付着量を考慮し、ボルト径+3mmを標準とする。
5. 検査路踏板を使用する場合は、直径10mmの鉄丸棒を1m（0.7m）程度に1箇所取付けること。
6. 打込式アンカーボルトの埋込長は、60mmを標準とする。
7. 橋座下の河川部は、HWLに注意すること。
8. 橋下最高さが10m以上あるものは、5m以内に踊り場を設けること。
下部構造検査路支持構造　S=1/10


下部構造検査路（参考図２）S=1/20
昇降梯子 2a
昇降梯子 2b
昇降梯子 2c
マンホール蓋
1 - Ch. PL 510 x 3.2 x 480 (SS400)
1 - Ch. PL 580 x 3.2 x 550 (SS400)
9 - BN M10 x 30 (2-W)
1 - RB φ19 x 400
1 - PL 160 x 6 x 50
1 - PL 65 x 6 x 50
1 - BN M24 x 70 (2-W)
4 - PL 150 x 4.5 x 160
4 - 打込式アンカー M16
1 - L 65 x 65 x 6 x 494 (SM400A)
1 - PL 65 x 6 x 494 (SM400A)
2 - L 65 x 65 x 6 x 544 (SM400A)
3 - BASE PL 150 x 6 x 100 (SM400A)
2 - L 65 x 65 x 6 x 588
1 - RIB PL 50 x 6 x 450
1 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 500 (STK400)
2 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 550 (STK400)
2 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 500 (STK400)
4 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 550 (STK400)
6 - L 65 x 65 x 6 x 1233
12 - PL 165 x 6 x 185 (SM400A)
36 - BN M16 x 45 (2-W)
6 - U. BOLT 呼び 32C
12 - U. BOLT 呼び 15C
3 - PL 90 x 3.2 x 485 (SM400A)
1 - マンホール蓋 690 x 55 x 690 (FC250)
踊り場
踏板
手摺
転落防止リング
ステージ
コンクリート
マンホール蓋

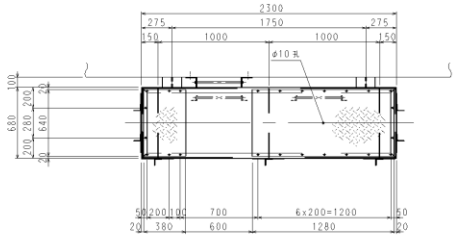
下部構造検査路（参考図３）

下部構造検査路（参考図３）S=1/20

中間踊り場

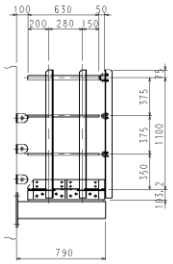


1 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 2300 (STK400)
2 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 2300 (STK400)
3 - L 65 x 65 x 6 x 1258
1 - PL 90 x 3.2 x 2300
3 - PL 190 x 13 x 285 (SM400A)
12 - BN M16 x 45 (2-W)
12 - BN M10 x 35 (2-W)
3 - U.BOLT 呼び 32C
6 - U.BOLT 呼び 15C



1 - Ch. PL 640 x 3.2 x 1280 (SS4 標準品)
1 - Ch. PL 640 x 3.2 x 380 (SS4 標準品)
2 - CH 100 x 50 x 5 x 7.5 x 2300
2 - CH 100 x 50 x 5 x 7.5 x 680
3 - FB 90 x 9 x 670
24 - BN M10 x 30 (1-W, 1-TW)
2 - PL 160 x 8 x 660 (SM400A)

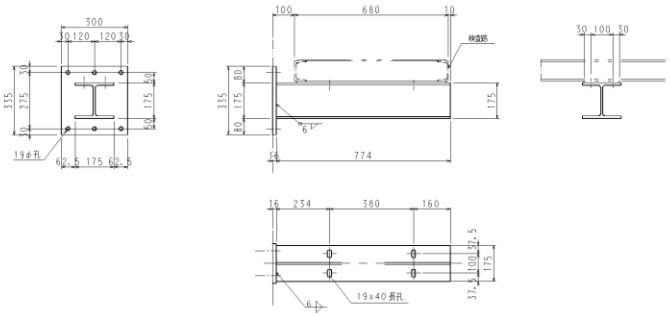
A - A



1 - PIPE φ42.7 x 2.3 x 630 (STK400)
2 - PIPE φ21.7 x 1.9 x 630 (STK400)
2 - L 65 x 65 x 6 x 1258
1 - PL 90 x 3.2 x 680
2 - PL 190 x 13 x 285 (SM400A)
8 - BN M16 x 45 (2-W)
8 - BN M10 x 35 (2-W)
2 - U.BOLT 呼び 32C
4 - U.BOLT 呼び 15C

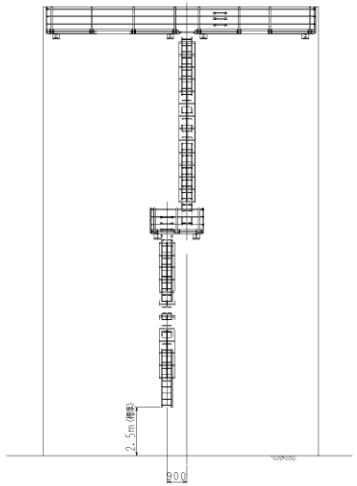
中間踊り場支持構造 S=1/10

B1 (製作数 : 2)



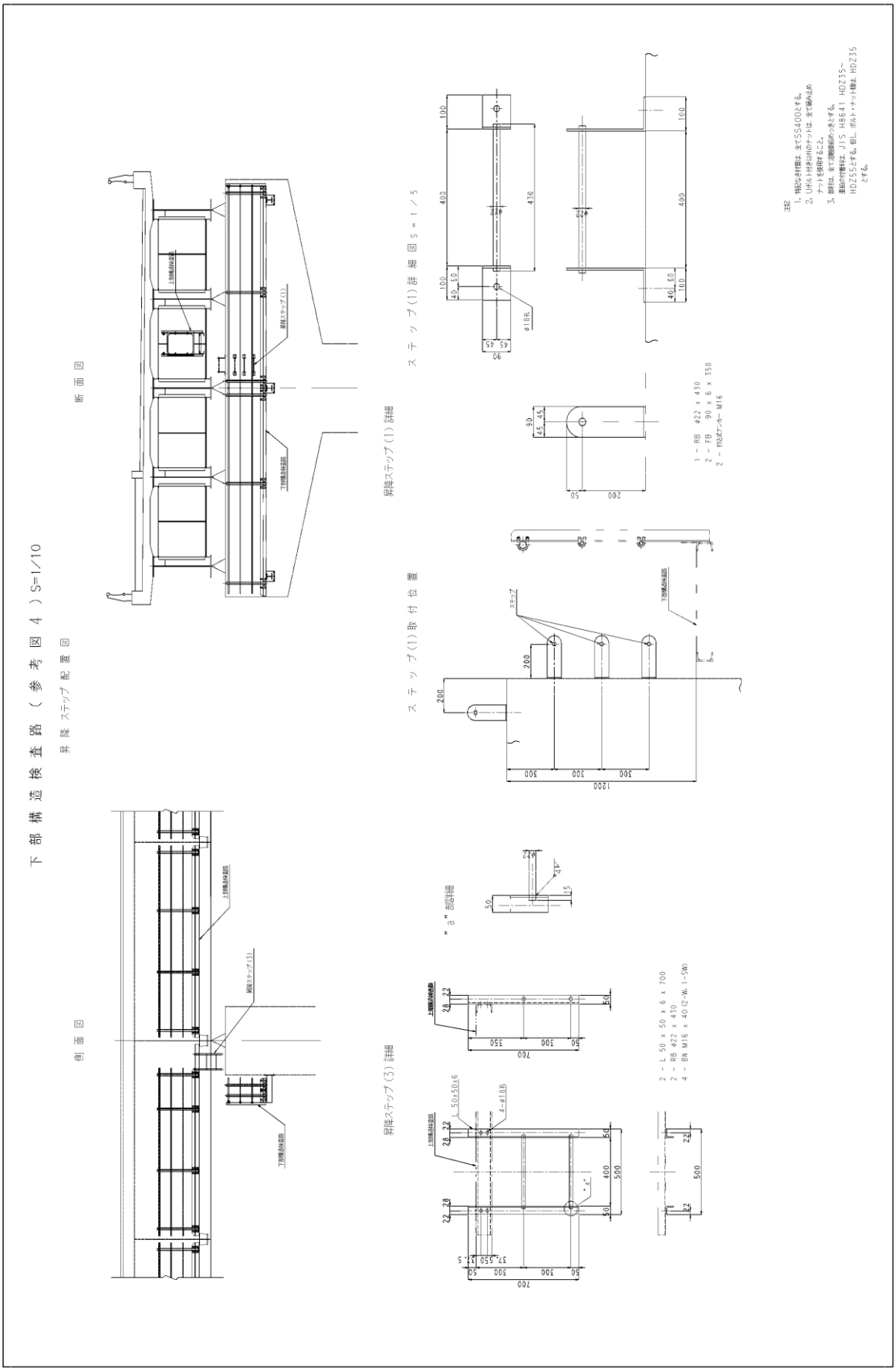
1 - H 175 x 175 x 7.5 x 11 x 774
1 - BASE PL 335 x 16 x 300 (SM400A)
4 - BN M16 x 50 (2-W)
6 - 打込式アンカー M16

配置図



注記
1. 特記なき材質は、全てSS400とする。
2. ナットは全て緩み止めナットを使用すること。
3. 塗装は、全て溶融亜鉛めっきとする。
亜鉛の付着量は、JIS H8641 HDZ35～HDZ55とする。但し、ボルト・ナット類は、HDZ35とする。
4. ボルト孔は、メッキ付着量を考慮し、ボルト径＋3mm を標準とする。
5. 梯子の転落防止リングは、内径は75cm、間隔は60cmを標準とする。
6. 打込式アンカーボルトの埋込長は、60mmを標準とする。
7. 梯子のステップが滑りやすい環境の場合は、滑り止加工を別途考慮してもよい。
8. 梯子長さが10m以上あるものは、5m以内に踊り場を設けること。

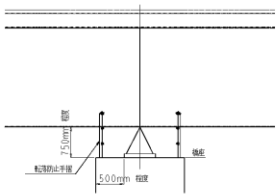
下部構造検査路（参考図４）



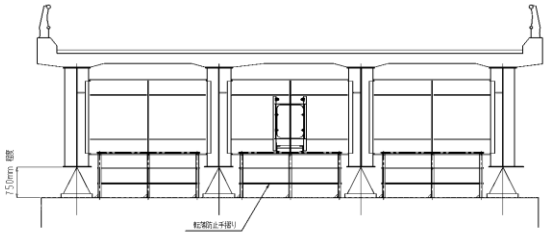
下 部 構 造 検 査 路 （ 参 考 図 ５ ）S=1/10

転 落 防 止 配 置 図

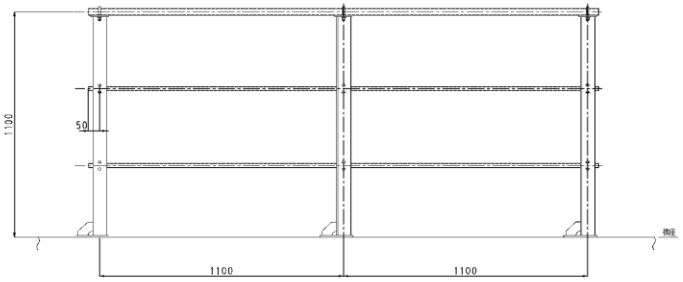
側 面 図



断 面 図

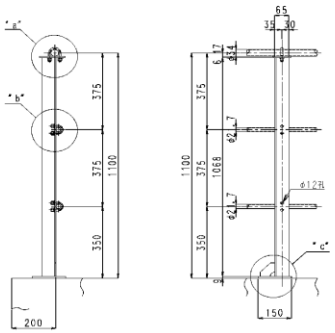


転落防止手摺り詳細



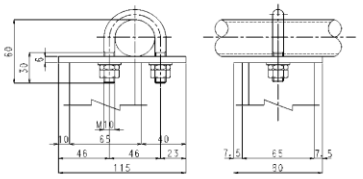
1 - Pipe φ34 x 2.3 x 2300 (STK400)
2 - Pipe φ21.7 x 1.9 x 2300 (STK400)
3 - L 65 x 6 x 65 x 1068
3 - PL 115 x 6 x 80 (SM400A)
3 - Base PL 150 x 9 x 150 (SM400A)
3 - Rib PL 65 x 6 x 65 (SM400A)
3 - U. BOLT 呼び25C
6 - U. BOLT 呼び15C
12 - 打込式アンカー M16

手摺り詳細



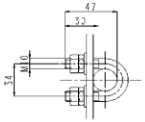
"a" 部詳細 S = 1 / 2

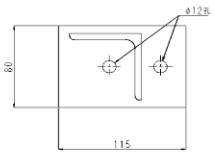
U. BOLT 呼び25C



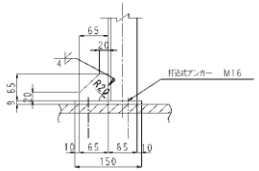
"b" 部詳細 S = 1 / 2

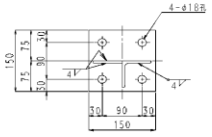
U. BOLT 呼び15C





"c" 部詳細 S = 1 / 5





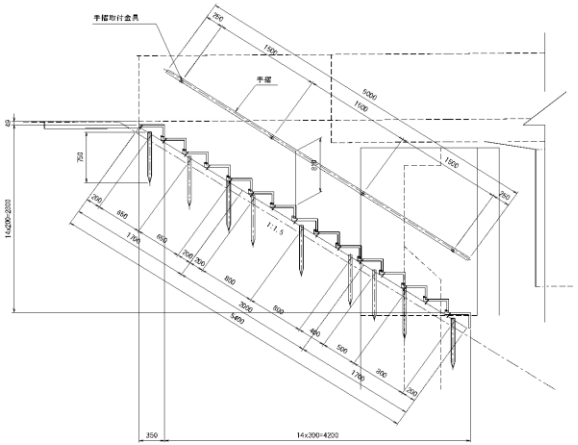
注記
1. 特記なき材質は、全てSS400とする。
2. Uボルト付き以外のナットは、全て緩み止めナットを使用すること。
3. 部材は、全て溶融亜鉛めっきとする。
亜鉛の付着量は、JIS H8641 HDZ35～HDZ55とする。但し、ボルト・ナット類は、HDZ35とする。

下部構造検査路（参考図６）

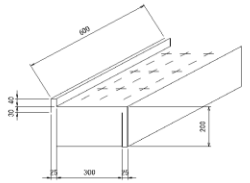
下部構造検査路（参考図６）S=1/10

階段詳細　S=1:30

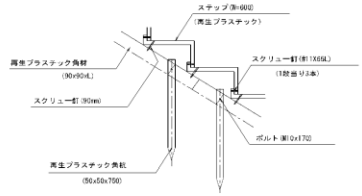
側面図



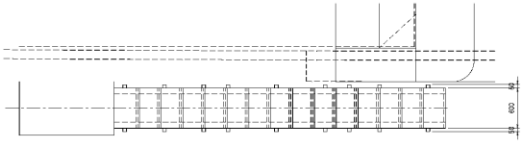
ステップ詳細



取付詳細

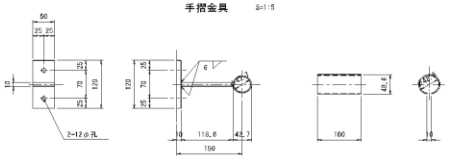


平面図



項　目	規格寸法	単 位	数 量	摘　要
ステップ	W=600 H=200	個	15	
再生プラスチック角材	90×90×2000	本	2	
再生プラスチック角材	90×90×700	本	2	
再生プラスチック角材	90×90×1700	本	2	
再生プラスチック角材	50×50×700	本	18	
ボルト	M10×170	本	12	亜鉛メッキ
スクリュー釘(Φ11X65L)	Φ11X65L	本	42	
スクリュー釘(90mm)	90mm	本	56	

手摺金具　S=1:5

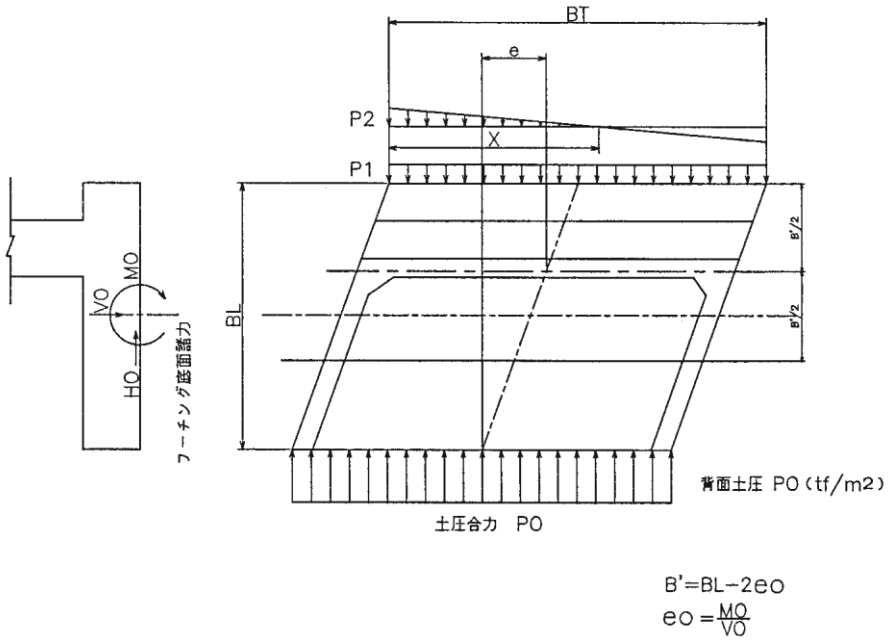


1-PL　50x10x 119 (SM400A)
1-PL　50x10x 119 (SM400A)
2-打ち込みアンカー　M10 x 100 (SS400)

1-Pipe φ48.6 x 2.3 x 100 (STK400)

資料－6　斜め橋台の土圧合力に対する回転照査例

(1) 直接基礎



(a)　直接基礎

上図において

$$P_1 = \frac{Ho}{Br}$$

$$X = 3\left(\frac{Br}{2} - e\right)$$

X ＞ Br のとき反力分布は台形分布となる

$$P_2 = \frac{6M}{Br} \qquad M = Po \cdot e$$

X ＜ Br のとき反力分布は三角形分布となる

$$P_2 = \frac{2 \cdot Po}{X}$$

判定

$$\frac{Hu}{Br \cdot Fs} > P_1 + P_2 (tf/m)$$

Hu：基礎底面と地覆との間に働くせん断抵抗力（tf）

B_L：フーチング土圧作用方向幅（m）

Br：フーチング土圧作用直角方向幅（m）

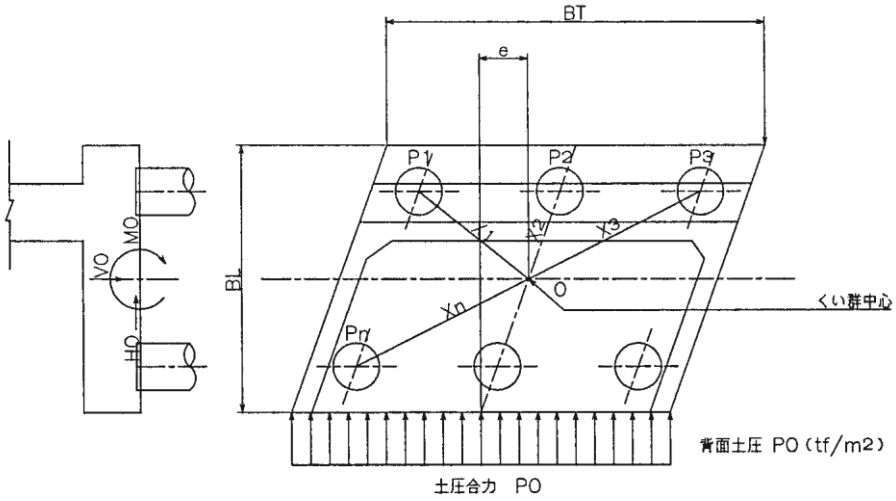
e：フーチング前面における土圧合力の偏心量（tf/m）

P_1：フーチング底面作用による水平反力（tf/m）

P_2：土圧合力による水平反力（tf/m）

(2) 杭基礎

回転を考慮した杭基礎の設計は3次元の変位法による解析を行うこととするが、簡便的に以下の照査例によって設計してもよい。



(b) 杭基礎の場合

くい郡中心に作用する土圧合力による回転モーメント

$M = Po \cdot e$　　（tf・m）

くい郡中心におけるくい郡２次モーメント

$Ix = \Sigma n_i \cdot x_i^2$　（本 m^2）

くい郡中心から最遠に位置するくいの作用水平力

$$\Delta H = \frac{M}{Ix} \cdot x_i \quad （if/本）$$

$H = \Delta H \cdot n$

$M = 0$

$V = 0$

として変位法により解析した下表のくい体諸量を回転を考慮しない場合で算定したくい体諸量に加算することで照査する。

くい体諸量

	くい頭ヒンジの場合	くい頭剛結の場合
くい頭変位 δ（cm）	$\frac{H}{2EI\beta^3}$	$\frac{H}{2EI\beta^3}+\frac{Mt}{2EI\beta^2}$
くい頭モーメント Mo(kgf・cm)	0	$-Mt$
地中部最大モーメント Mm(kgf・cm)	$-0.3224\frac{H}{\beta}$	$-\frac{H}{2\beta}\sqrt{(1+2\beta h0)^2+1}\cdot\exp(-\beta L_m)$

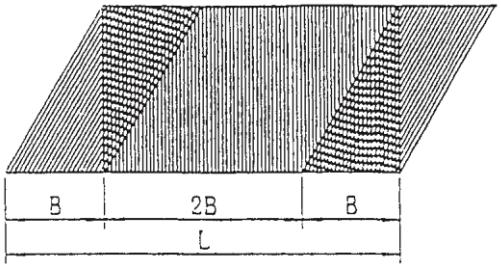
資料－7　斜めフーチングの配筋方法

1)　フーチング主鉄筋の配置

①斜角が 75°未満となる

②前フーチングが 90°に拡大できずフーチング形状が平行四辺形となる。

③フーチング形状が図に示す L≧4B となる。

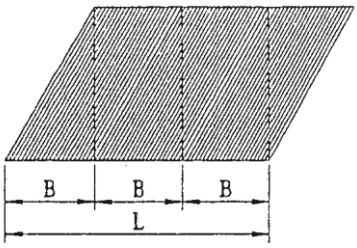
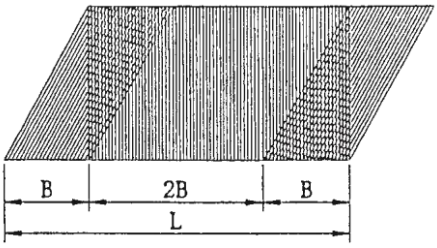
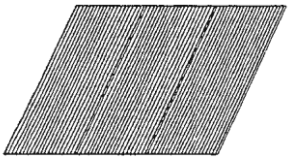
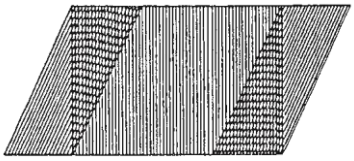
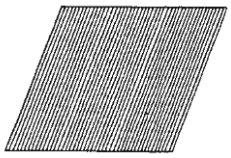
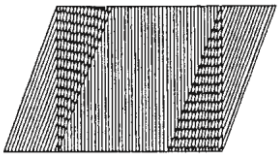
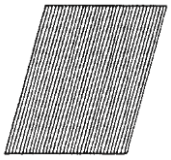
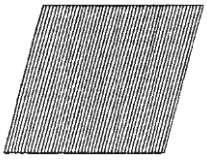
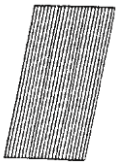
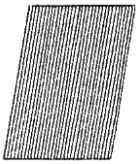


上記に該当する斜めフーチングの主鉄筋配置については斜め方向と土圧方向の２方向の併用とする。

2)　堅壁の鉛直方向鉄筋の配置

堅壁の鉛直方向鉄筋配置については中間帯鉄筋の実行性を考慮し、前面および背面鉄筋を壁に直角（土圧作用方向）に配置するのを原則とする。

斜めフーチングの配筋方法について

θ	L＝3B	L＝4B	フーチング及び壁の配筋方法
60°			L4＞B の場合 フーチング主鉄筋：斜め方向 壁の主鉄筋：土圧方向 L≧4B の場合 フーチング主鉄筋：土圧方向 と斜め方向の併用 壁の主鉄筋：土圧方向
65°			
70°			
75°			フーチング主鉄筋：斜め方向 壁の主鉄筋：土圧方向
80°			

資料－8　橋梁下部構造の参考配筋図

参考配筋図の条件

本参考配筋図は、一般的な規模の橋梁下部構造を対象として作成したものである。参考配筋図に関して、鉄筋の配筋量、加工形状に影響する部分の条件を以下に示す。

なお、コンクリート強度や鉄筋の材料は、鉄筋の重ね継手長を求めるために設定したものであり、実際の各事業所においては別途協議されたい。

(1) 逆Ｔ式橋台

1) 使用材料

コンクリート：σ_{ck}＝240kgf/cm^2

鉄　　筋：SD345

2) 支承条件

ゴム支承による弾性支持

3) 落橋防止構造防止の有無

パラペットに落橋防止構造を取り付けている。

4) 基礎

場所打ち杭φ1200

5) 地盤条件

橋に影響を与える液状化は生じない。

(2) 張出し式橋脚

1) 使用材料

コンクリート：σ_{ck}＝240kgf/cm^2

鉄　　筋：SD345

2) 支承条件

ゴム支承による弾性支持

3) 基礎

場所打ち杭φ1200

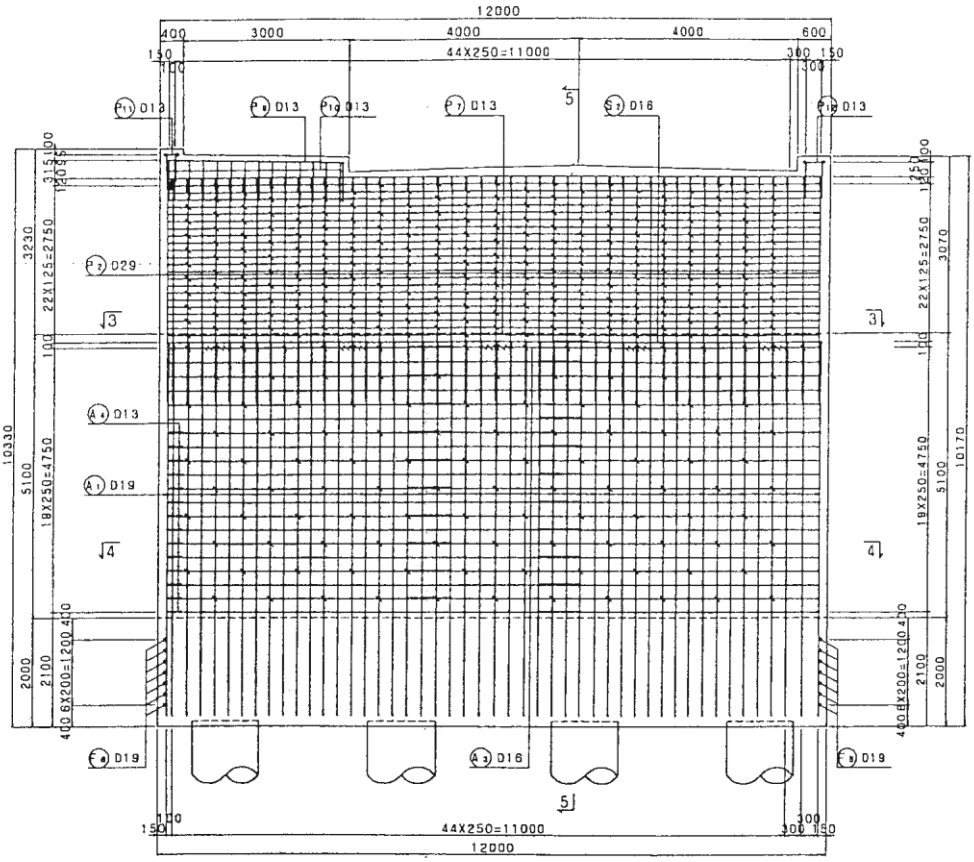
(3) 場所打ち杭

1) 使用材料

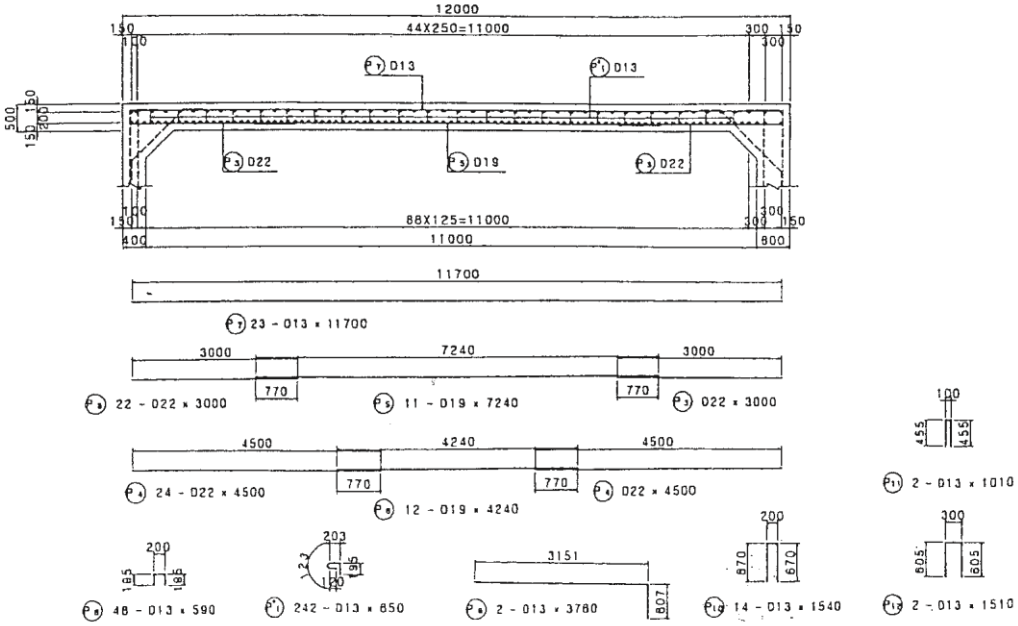
コンクリート：σ_{ck}＝240kgf/cm^2　　(呼び強度 30N/mm^2)

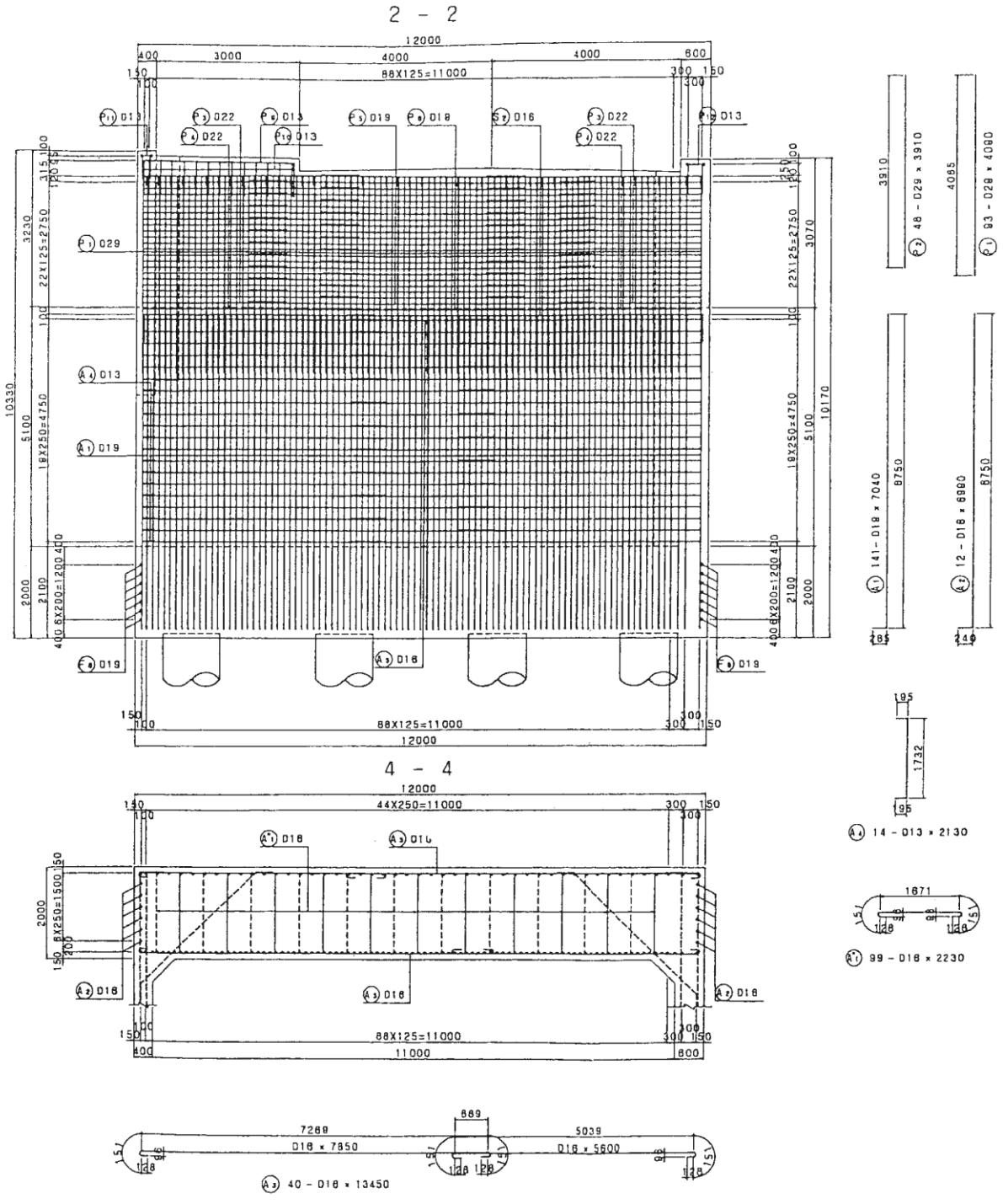
鉄　　筋：SD345

1 － 1


12000
400
3000
4000
4000
600
44X250=11000
150
300
D13
D16
D29
D19
22X125=2750
19X250=4750
6X200=1200
10330
10170
5100
3230
3070
2100
2000
44X250=11000
12000

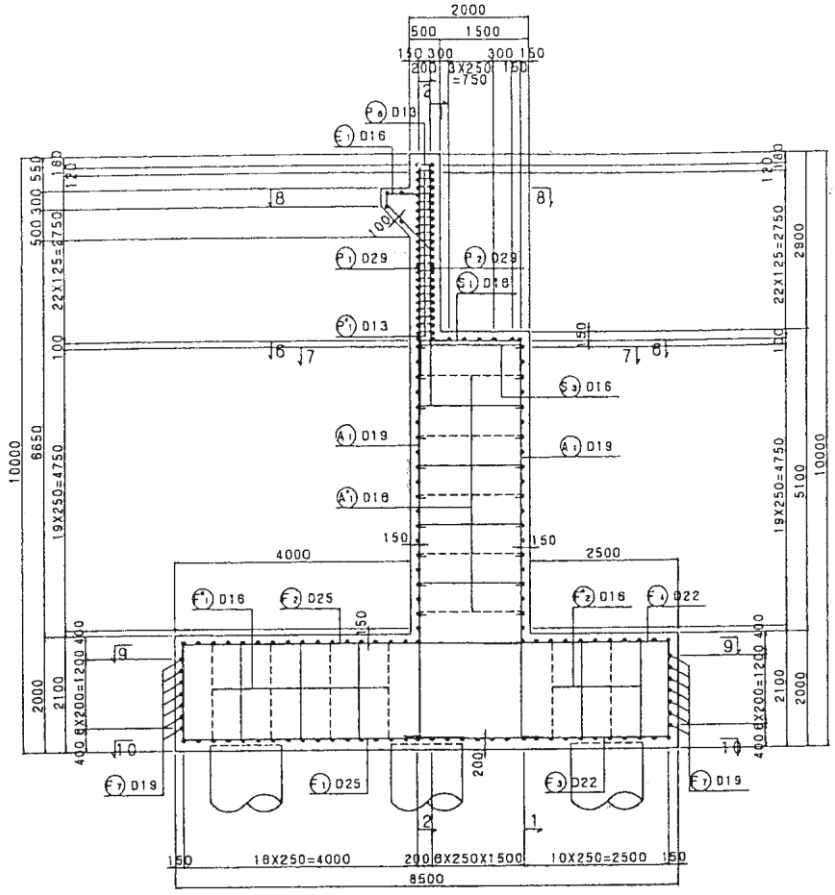
3 － 3


12000
44X250=11000
D13
D22
D19
88X125=11000
11000
11700
23 - D13 × 11700
3000
7240
770
22 - D22 × 3000
11 - D19 × 7240
D22 × 3000
4500
4240
24 - D22 × 4500
12 - D19 × 4240
D22 × 4500
2 - D13 × 1010
48 - D13 × 590
242 - D13 × 650
3151
2 - D13 × 3780
14 - D13 × 1540
2 - D13 × 1510


2 - 2
12000
400
3000
4000
4000
600
150
100
88X125=11000
300
150
D13
D22
D13
D19
D18
D16
D22
D13
D22
D13
3230
315
125
100
22X125=2750
D29
3070
100
10330
5100
18X250=4750
D13
D19
18X250=4750
5100
10170
2000
2100
400
8X200=1200
400
400
8X200=1200
400
2100
2000
D19
D18
D19
150
100
88X125=11000
300
150
12000
4 - 4
12000
150
100
44X250=11000
300
150
D18
D16
2000
150
8X250=1500
150
200
D18
D18
D18
150
100
88X125=11000
300
150
400
11000
800
889
7280
D18 x 7850
5039
D18 x 5600
40 - D18 x 13450
3910
48 - D29 x 3910
4085
83 - D28 x 4080
141 - D18 x 7040
8750
285
12 - D18 x 6980
8750
240
195
1732
195
14 - D13 x 2130
1871
99 - D18 x 2230

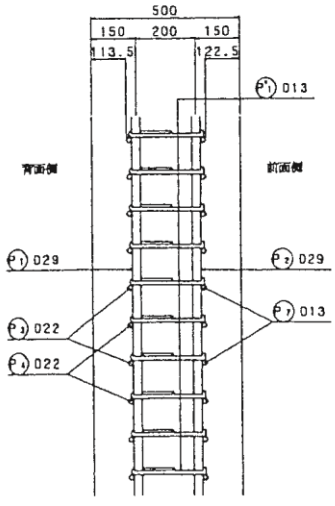
橋台配筋図（その2）

5 - 5

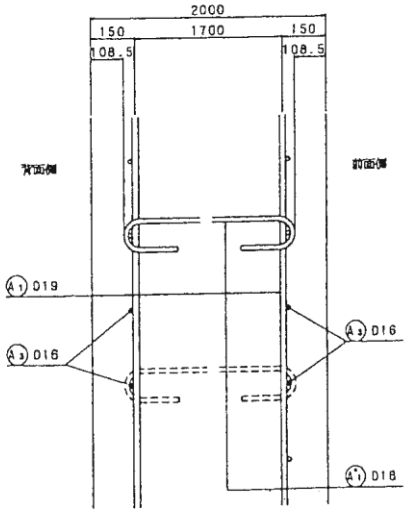


詳細図

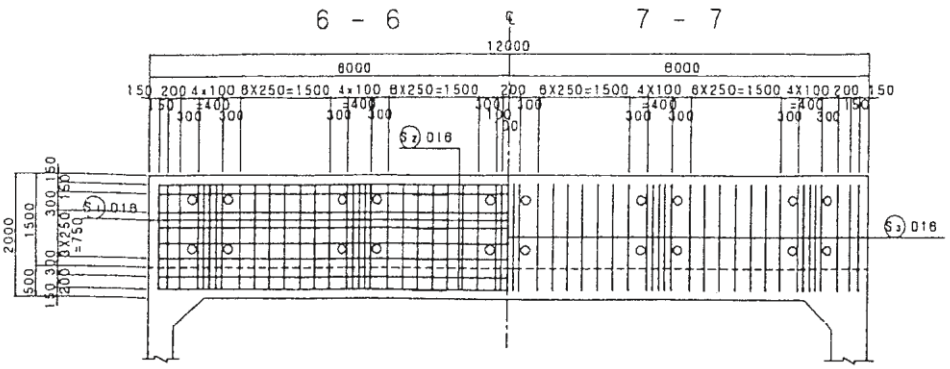
パラペット

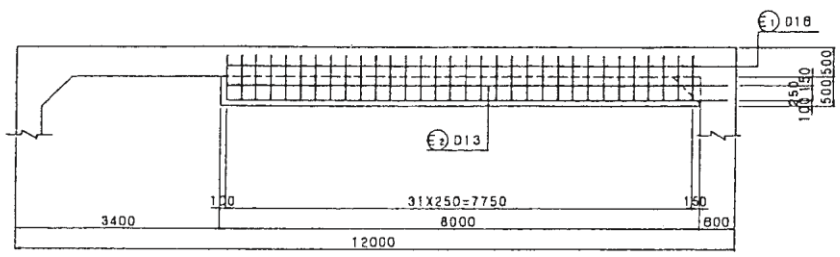


竪壁



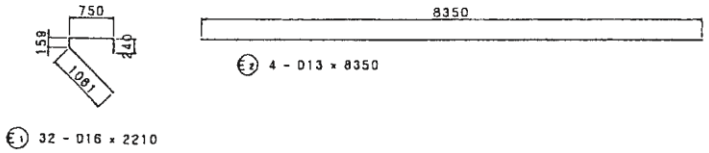
※ スターラップ ① は半円形フックを背面側に配置する。


6 - 6
7 - 7
12000
6000
6000
S2 D16
S1 D16
S3 D16
2000
1500
500


8 - 8
S1 D16
S2 D13
100
31X250=7750
150
3400
8000
600
12000

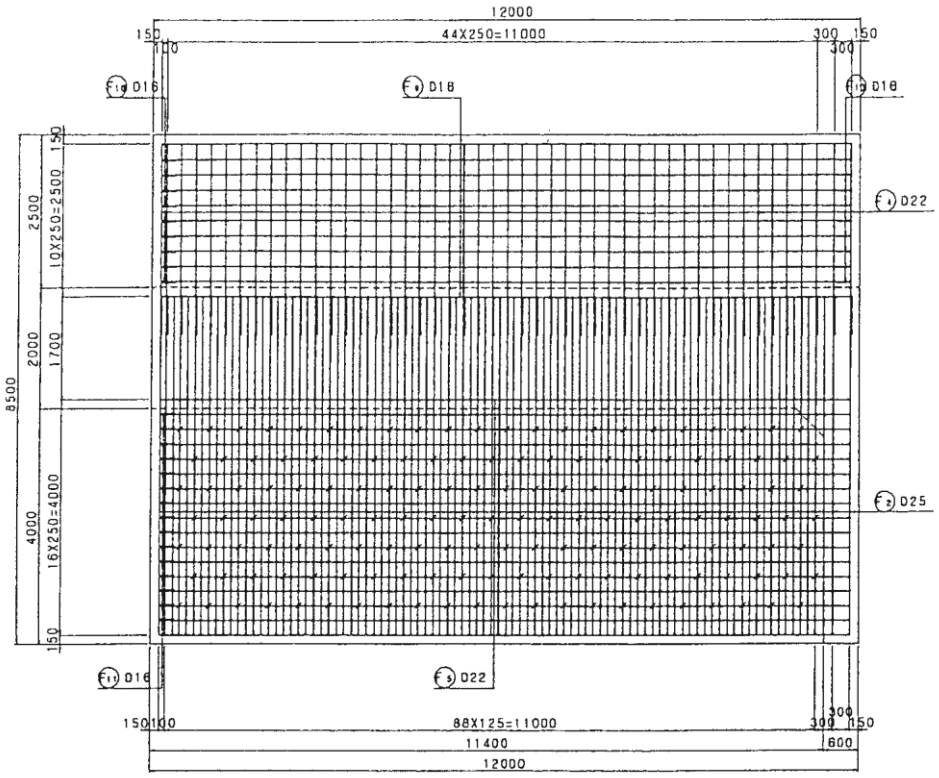
7440
4820
D18 × 8000
D18 × 5380
560
S2 8- D18 × 13380

1700
560
S1 59 - D16 × 2820
1671
S3 59 - D16 × 2230

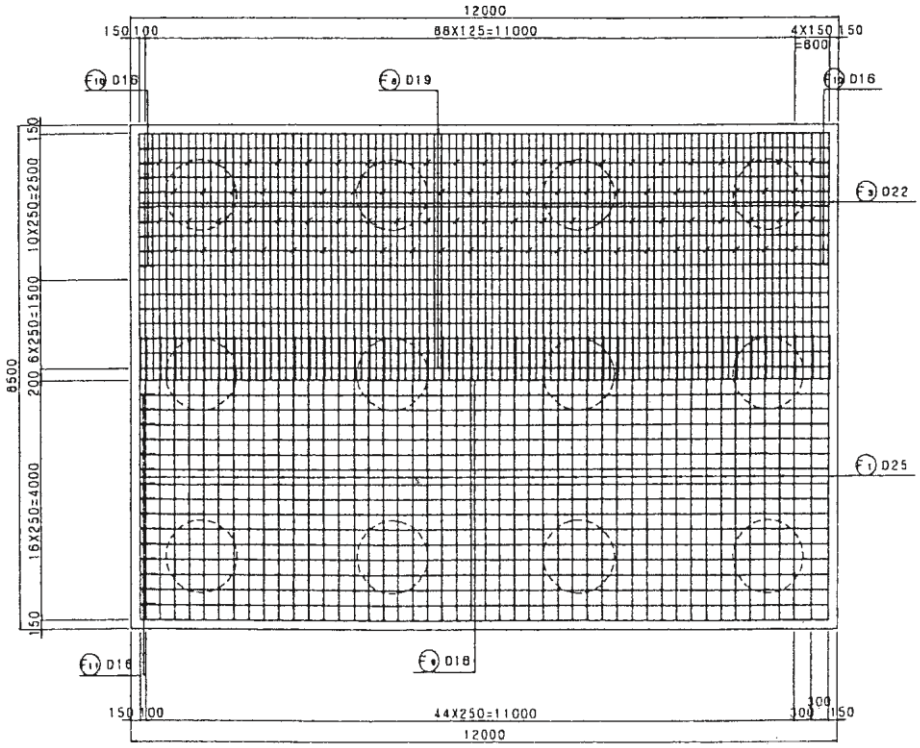

750
1081
S1 32 - D16 × 2210
8350
S2 4 - D13 × 8350

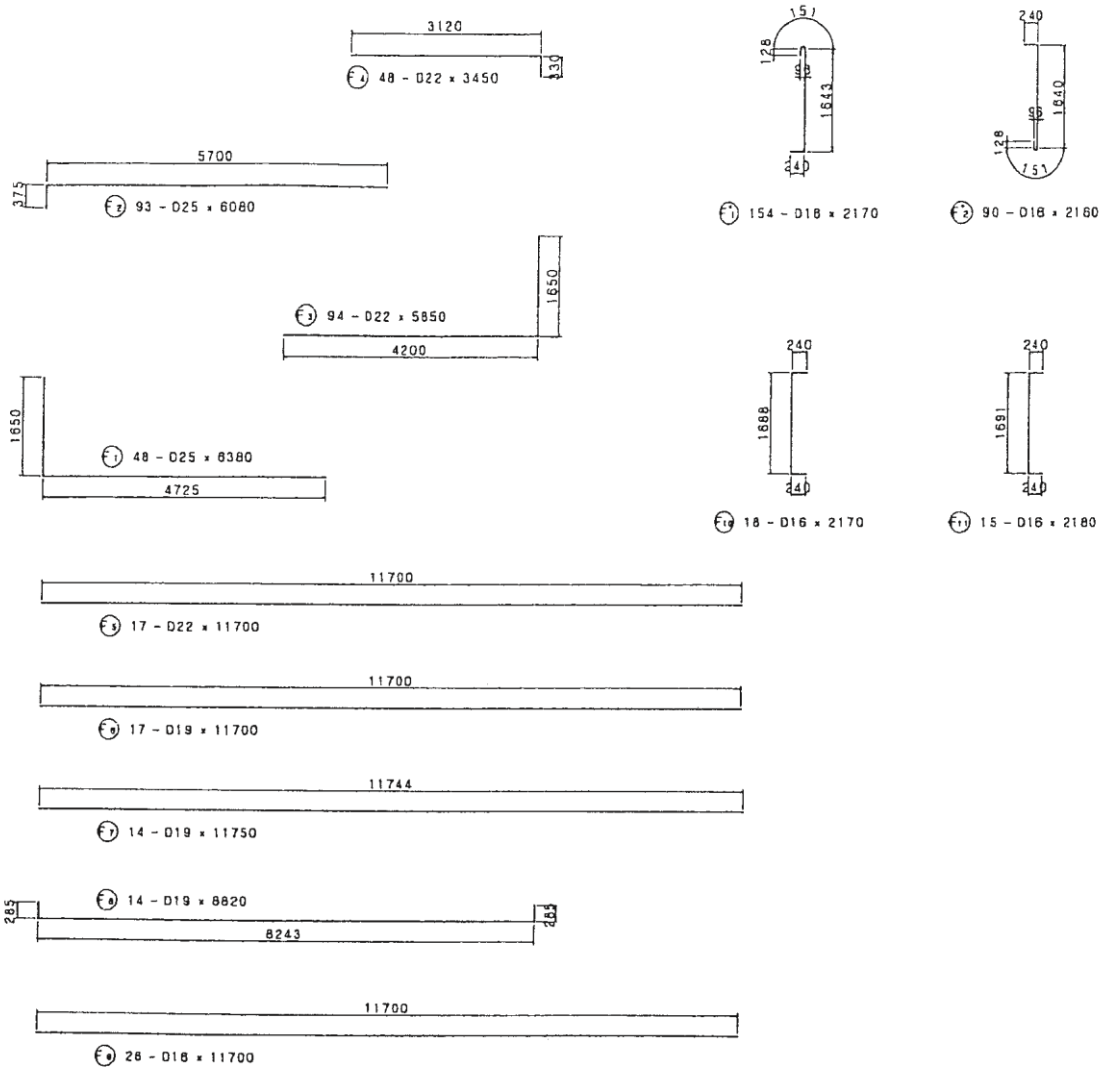
橋台配筋図（その3）

9 - 9

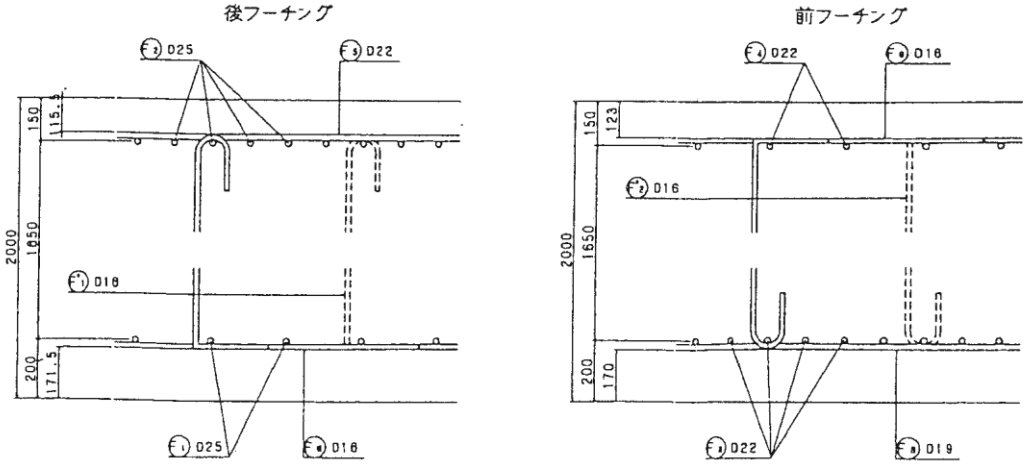


10 - 10



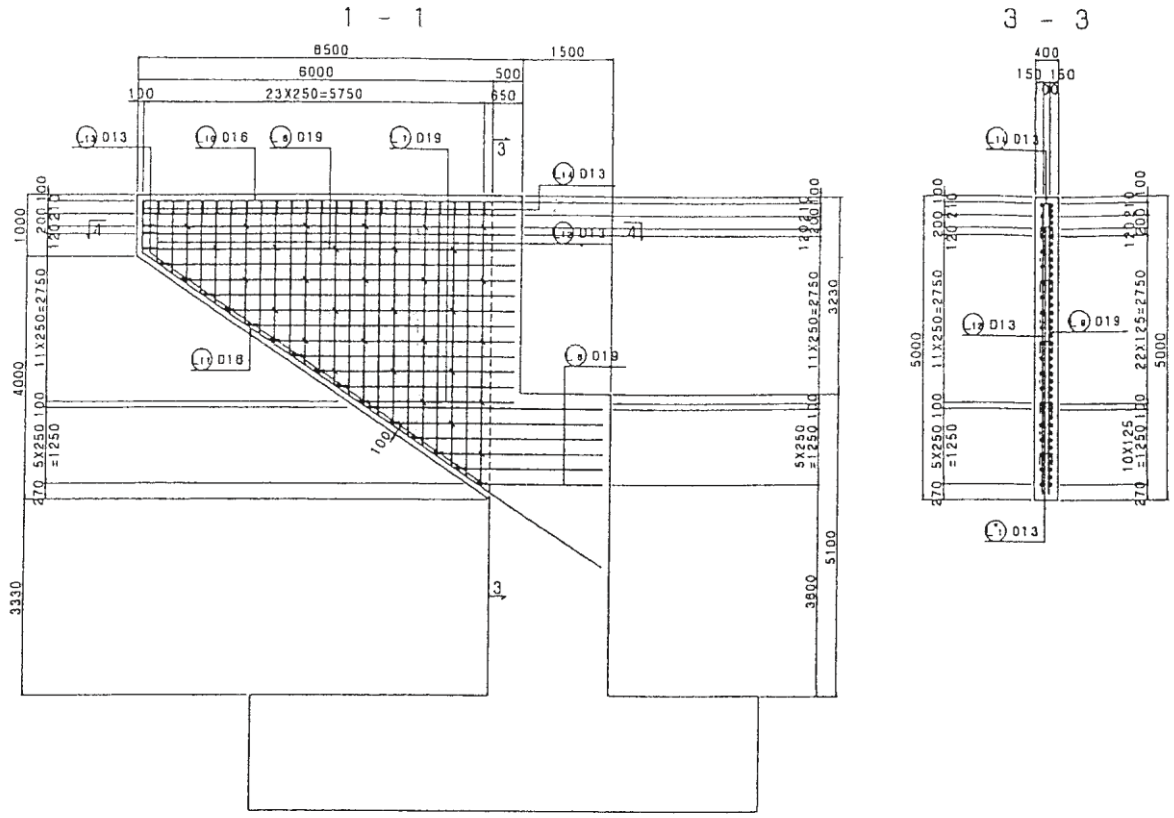


詳 細 図

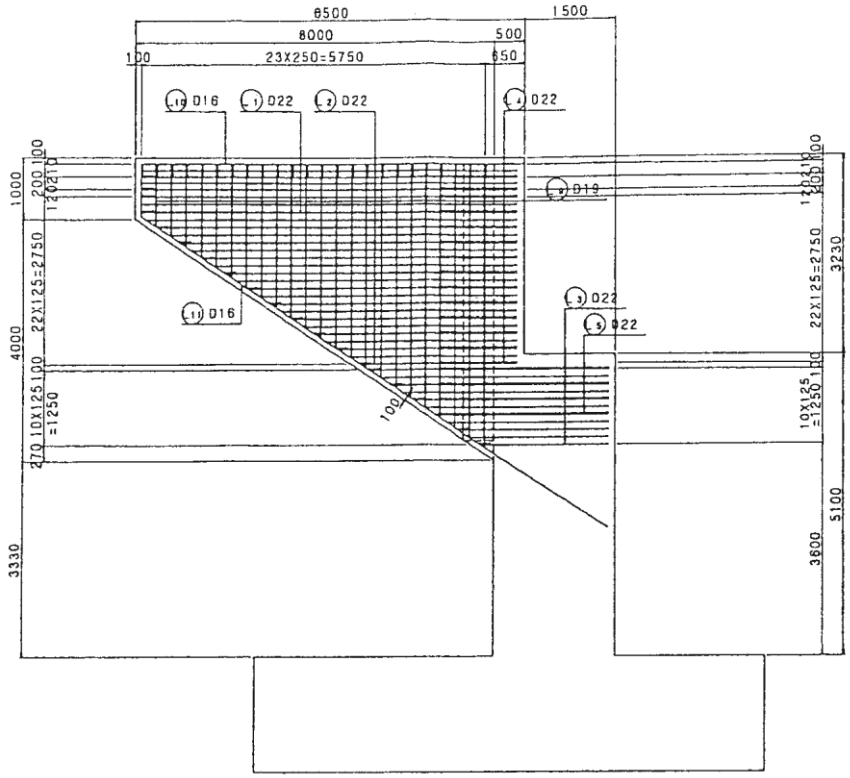


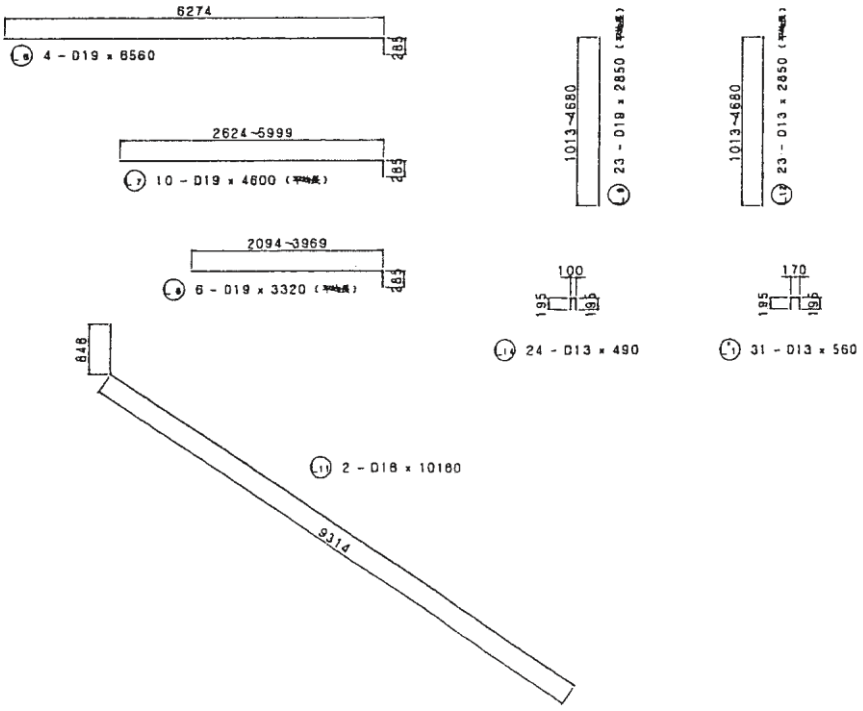
※ 後フーチングのスターラップ⑪は上面に半円形フック，前フーチングのスターラップ⑫は下面に半円形フックを配置する。

橋台配筋図（その４）

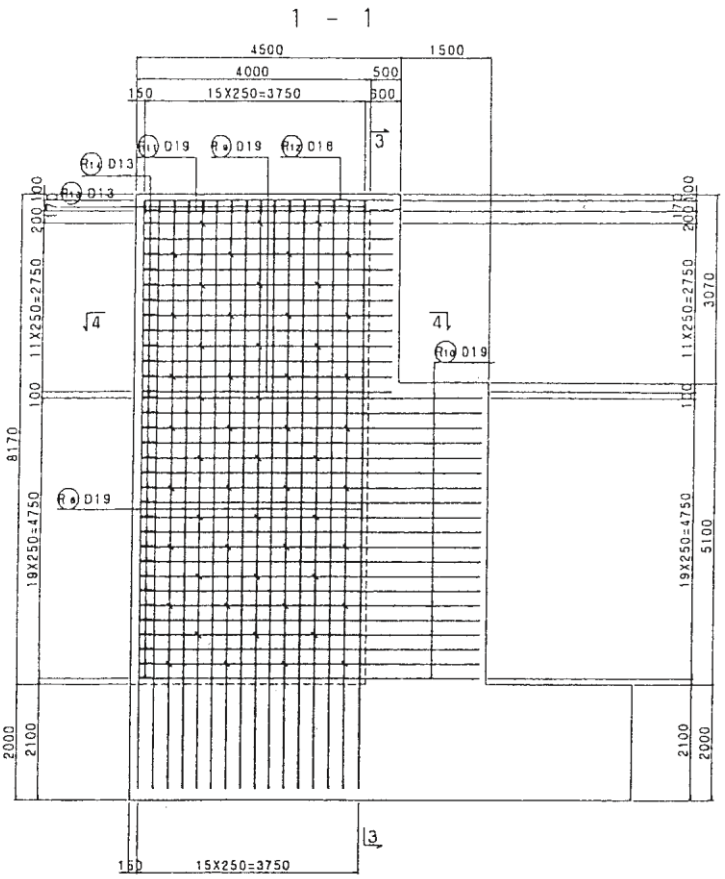

1 - 1
3 - 3
4 - 4
詳細図
6250
2 - D16 × 6250
6276
7 - D22 × 6810
2626~6189
20 - D22 × 4940
2098~3971
11 - D22 × 3370
20 - D13 × 530
4 - D22 × 4100
14 - D22 × 1980
外側
内側

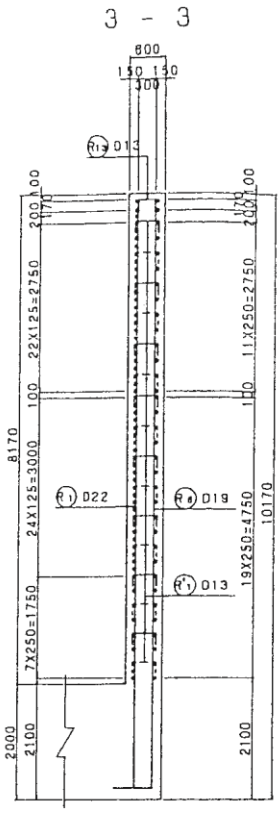
2 - 2

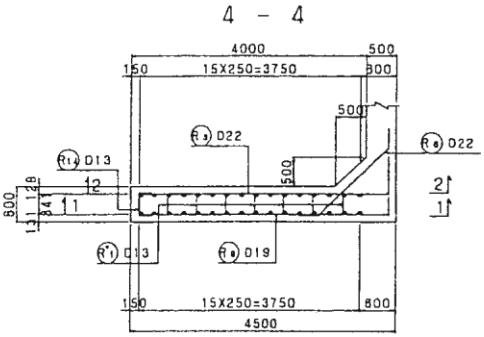

6500
1500
8000
500
100
23X250=5750
650
⑩ D16
① D22
② D22
④ D22
⑨ D19
③ D22
⑤ D22
⑪ D16
1000
200 100
1202 100
4000
22X125=2750
3230
10X125 100
=1250
270
100
3330
3600
5100

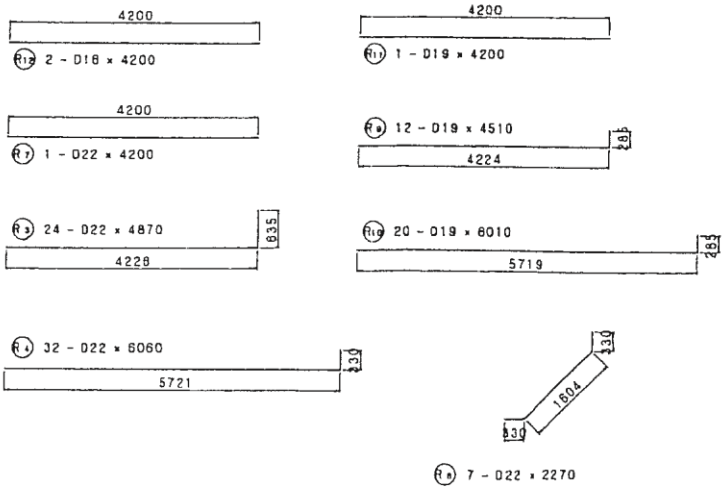

6274
285
⑧ 4 - D19 × 8560
2624~5999
285
⑦ 10 - D19 × 4600 (平均長)
2094~3969
485
⑥ 6 - D19 × 3320 (平均長)
1013~4680
⑨ 23 - D19 × 2850 (平均長)
1013~4680
⑫ 23 - D13 × 2850 (平均長)
100
195
195
⑭ 24 - D13 × 490
170
195
195
⑬ 31 - D13 × 560
848
⑪ 2 - D16 × 10160
9314

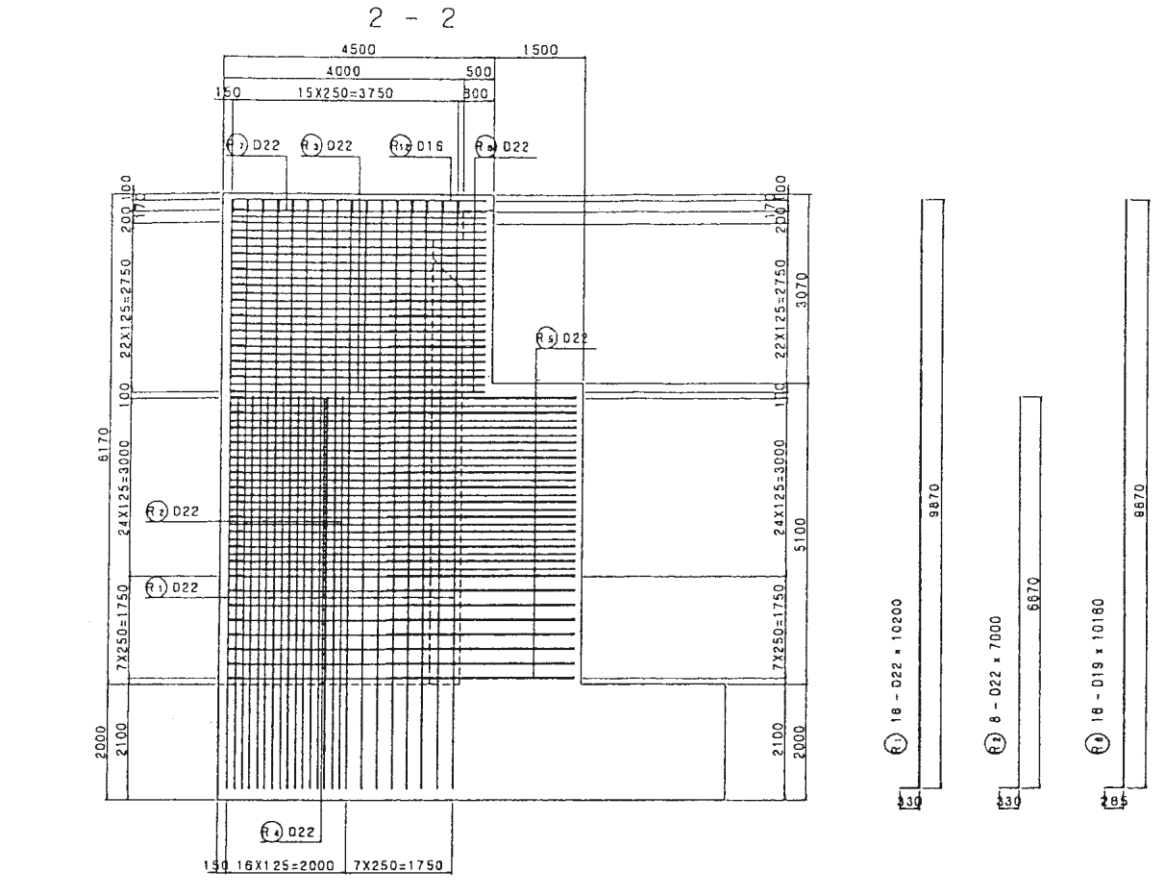
橋台配筋図（その5）

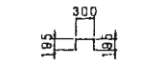

1 - 1
4500
4000
500
1500
150
15X250=3750
500
D19
D18
D13
11X250=2750
19X250=4750
8170
3070
5100
2000
2100
2900
3
4

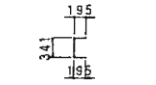

3 - 3
800
150
300
D13
D22
D19
22X125=2750
24X125=3000
7X250=1750
11X250=2750
19X250=4750
8170
10170
2000
2100

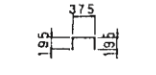

4 - 4
4000
500
150
15X250=3750
800
500
D22
D13
D19
4500

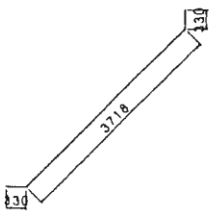

4200
2 - D16 × 4200
1 - D19 × 4200
1 - D22 × 4200
12 - D19 × 4510
4224
24 - D22 × 4870
4228
635
20 - D19 × 6010
5719
283
32 - D22 × 6060
5721
330
1604
7 - D22 × 2270


2 - 2
4500
1500
4000
500
150
15X250=3750
300
D22
D22
D16
D22
D22
D22
D22
D22
200
100
22X125=2750
3070
24X125=3000
5100
7X250=1750
2000
2100
6170
150
16X125=2000
7X250=1750
18 - D22 × 10200
9870
8 - D22 × 7000
6670
18 - D19 × 10180
8670
330
330
285

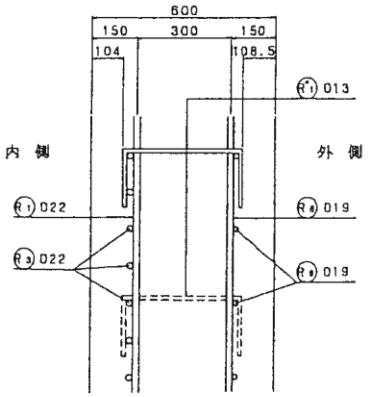

300
195
195
18 - D13 × 890


195
341
195
33 - D13 × 740


375
195
195
58 - D13 × 770


130
3718
330
20 - D22 × 4380

詳 細 図


600
150
300
150
104
108.5
D13
内 側
外 側
D22
D19
D22
D19

橋台配筋図（その6）

鉄筋重量表

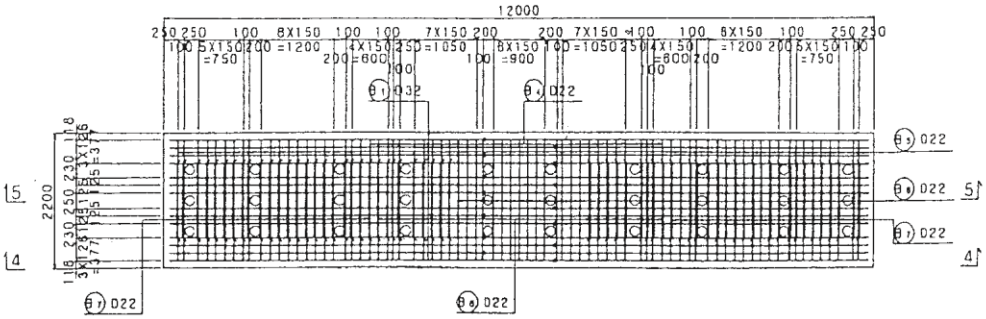
種別	径	長さ (mm)	本数	単位重量 (kgf/m)	一本当り重量 (kgf)	重量 (kgf)	摘要
P 1	D29	4090	93	5.04	20.614	1917.1	
P 2	D29	3910	48	5.04	19.706	945.9	
P 3	D22	3000	22	3.04	9.120	200.6	
P 4	D22	4500	24	3.04	13.680	328.3	
P 5	D19	7240	11	2.25	16.290	179.2	
P 6	D19	4240	12	2.25	9.540	114.5	
P 7	D13	11700	23	0.995	11.642	267.8	
P 8	D13	590	48	0.995	0.587	28.2	
P 9	D13	3760	2	0.995	3.741	7.5	
P 10	D13	1540	14	0.995	1.532	21.4	
P 11	D13	1010	2	0.995	1.005	2.0	
P 12	D13	1510	2	0.995	1.502	3.0	
P' 1	D13	650	242	0.995	0.647	156.6	
			D29			2863.0 kgf	
			D22			528.9 kgf	
			D19			293.7 kgf	
			D13			486.5 kgf	
			小計			4172.1 kgf	
A 1	D19	7040	141	2.25	15.840	2233.4	
A 2	D16	6990	12	1.56	10.904	130.8	
A 3	D16	13450	40	1.56	20.982	838.3	
A 4	D13	2130	14	0.995	2.119	29.7	
A' 1	D16	2230	89	1.56	3.479	344.4	
			D19			2233.4 kgf	
			D16			1314.5 kgf	
			D13			29.7 kgf	
			小計			3577.6 kgf	
F 1	D25	6380	48	3.98	25.392	1218.8	
F 2	D25	6080	93	3.98	24.198	2250.4	
F 3	D22	5850	94	3.04	17.784	1671.7	
F 4	D22	3450	48	3.04	10.488	503.4	
F 5	D22	11700	17	3.04	35.568	604.7	
F 6	D19	11700	17	2.25	26.325	447.5	
F 7	D19	11750	14	2.25	26.438	370.1	
F 8	D19	8820	14	2.25	19.845	277.8	
F 9	D16	11700	28	1.56	18.252	511.1	
F 10	D16	2170	18	1.56	3.385	60.9	
F 11	D16	2180	15	1.56	3.401	51.0	
F' 1	D16	2170	154	1.56	3.385	521.3	
F' 2	D16	2160	90	1.56	3.370	303.3	
			D25			3469.2 kgf	
			D22			2779.8 kgf	
			D19			1095.4 kgf	
			D16			1447.6 kgf	
			小計			8792.0 kgf	
S 1	D16	2820	59	1.56	4.399	259.5	
S 2	D16	13380	8	1.56	20.873	167.0	
S 3	D16	2230	59	1.56	3.479	205.3	
			D16			631.8 kgf	
			小計			631.8 kgf	
E 1	D16	2210	32	1.56	3.448	110.3	
E 2	D13	8350	4	0.995	8.308	33.2	
			D16			110.3 kgf	
			D13			33.2 kgf	
			小計			143.5 kgf	

種別	径	長さ (mm)	本数	単位重量 (kgf/m)	一本当り重量 (kgf)	重量 (kgf)	摘要
L 1	D22	6810	7	3.04	20.702	144.9	
L 2	D22	4940	20	3.04	15.018	300.4	
L 3	D22	3370	11	3.04	10.245	112.7	
L 4	D22	1980	14	3.04	6.019	84.3	
L 5	D22	4100	4	3.04	12.464	49.9	
L 6	D19	6580	4	2.25	14.760	59.0	
L 7	D19	4600	10	2.25	10.350	103.5	
L 8	D19	3320	8	2.25	7.470	44.8	
L 9	D19	2850	23	2.25	6.413	147.5	
L 10	D16	6250	2	1.56	9.750	19.5	
L 11	D16	10160	2	1.56	15.850	31.7	
L 12	D13	2850	23	0.995	2.836	65.2	
L 13	D13	530	20	0.995	0.527	10.5	
L 14	D13	490	24	0.995	0.488	11.7	
L' 1	D13	560	31	0.995	0.557	17.3	
			D22			892.2 kgf	
			D19			354.8 kgf	
			D16			51.2 kgf	
			D13			104.7 kgf	
			小計			1202.9 kgf	
R 1	D22	10200	16	3.04	31.008	496.1	
R 2	D22	7000	8	3.04	21.280	170.2	
R 3	D22	4870	24	3.04	14.805	355.3	
R 4	D22	8060	32	3.04	18.422	589.5	
R 5	D22	4380	20	3.04	13.315	266.3	
R 6	D22	2270	7	3.04	8.901	48.3	
R 7	D22	4200	1	3.04	12.768	12.8	
R 8	D19	10160	16	2.25	22.860	365.8	
R 9	D19	4510	12	2.25	10.148	121.8	
R 10	D19	6010	20	2.25	13.523	270.5	
R 11	D19	4200	1	2.25	9.450	9.5	
R 12	D16	4200	2	1.56	6.552	13.1	
R 13	D13	890	16	0.995	0.887	11.0	
R 14	D13	740	33	0.995	0.738	24.3	
R' 1	D13	770	56	0.995	0.766	42.9	
			D22			1938.5 kgf	
			D19			767.8 kgf	
			D16			13.1 kgf	
			D13			78.2 kgf	
			小計			2797.4 kgf	
			D29			2863.0 kgf	
			D25			3469.2 kgf	
			D22			5939.4 kgf	
			D19			4744.9 kgf	
			D16			3568.5 kgf	
			D13			732.3 kgf	
			合計			21317.3 kgf	

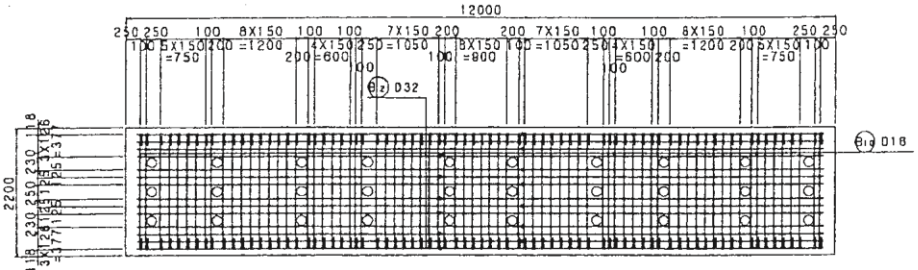
本配筋図は、平成８年道路橋示方書における構造細目、配筋細目の理解を助けることを目的として作成したものである。このため、下部構造以外の構造との取り合いに関わる以下に示すような箇所の配筋については図示していないので、別途考慮する必要がある。

・伸縮装置との取り合い
・沓座補強筋
・踏掛版取付け部のアンカーバー
・落橋防止構造取付け部の補強筋、等

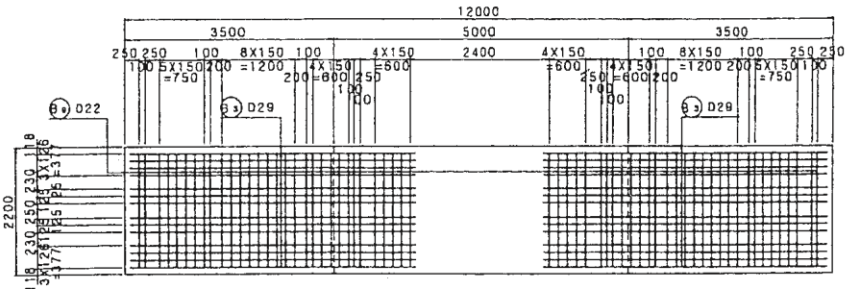
1 － 1



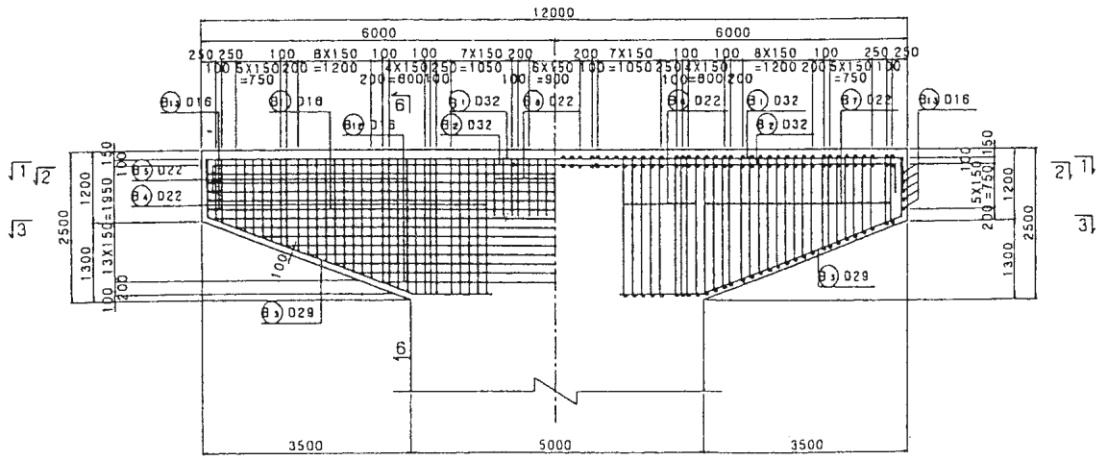
2 － 2



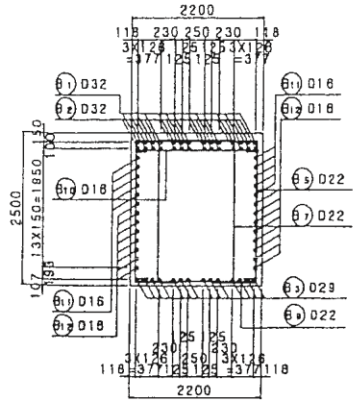
3 － 3



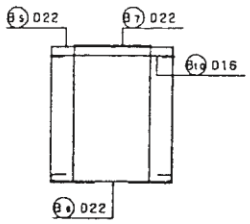
4 － 4　　5 － 5

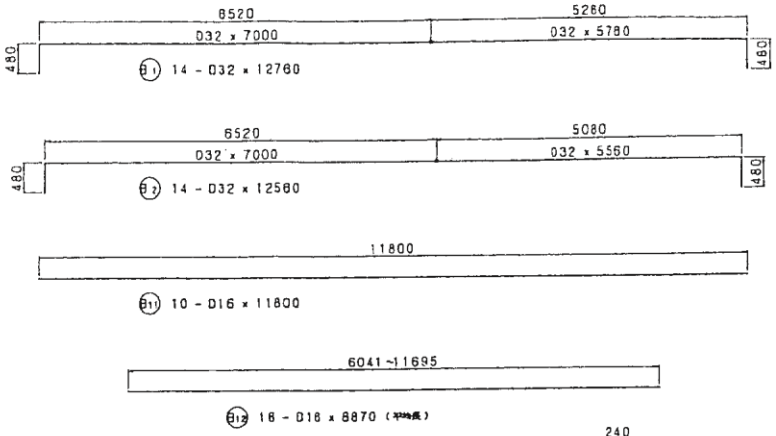


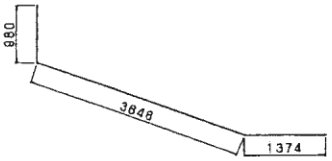
6 - 6

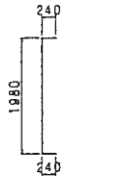

2200
2500
2200

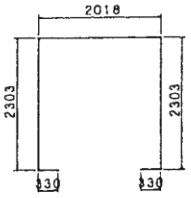
組 立 図

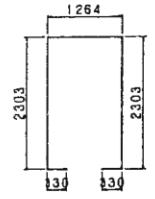

D22
D22
D16
D22

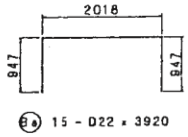

8520
D32 x 7000
5280
D32 x 5780
480
460
14 - D32 x 12760
6520
D32 x 7000
5080
D32 x 5560
480
460
14 - D32 x 12560
11800
10 - D16 x 11800
6041~11695
18 - D16 x 8870

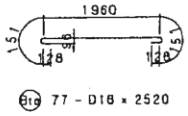

880
3848
1374
28 - D29 x 8000

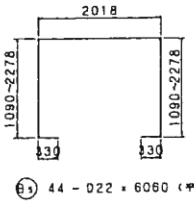

240
1980
240
10 - D16 x 2460

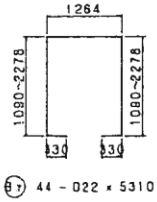

2018
2303
2303
330
330
18 - D22 x 7290

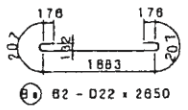

1264
2303
2303
330
330
18 - D22 x 6530


2018
847
847
15 - D22 x 3920


1960
151
38
178
178
151
77 - D16 x 2520

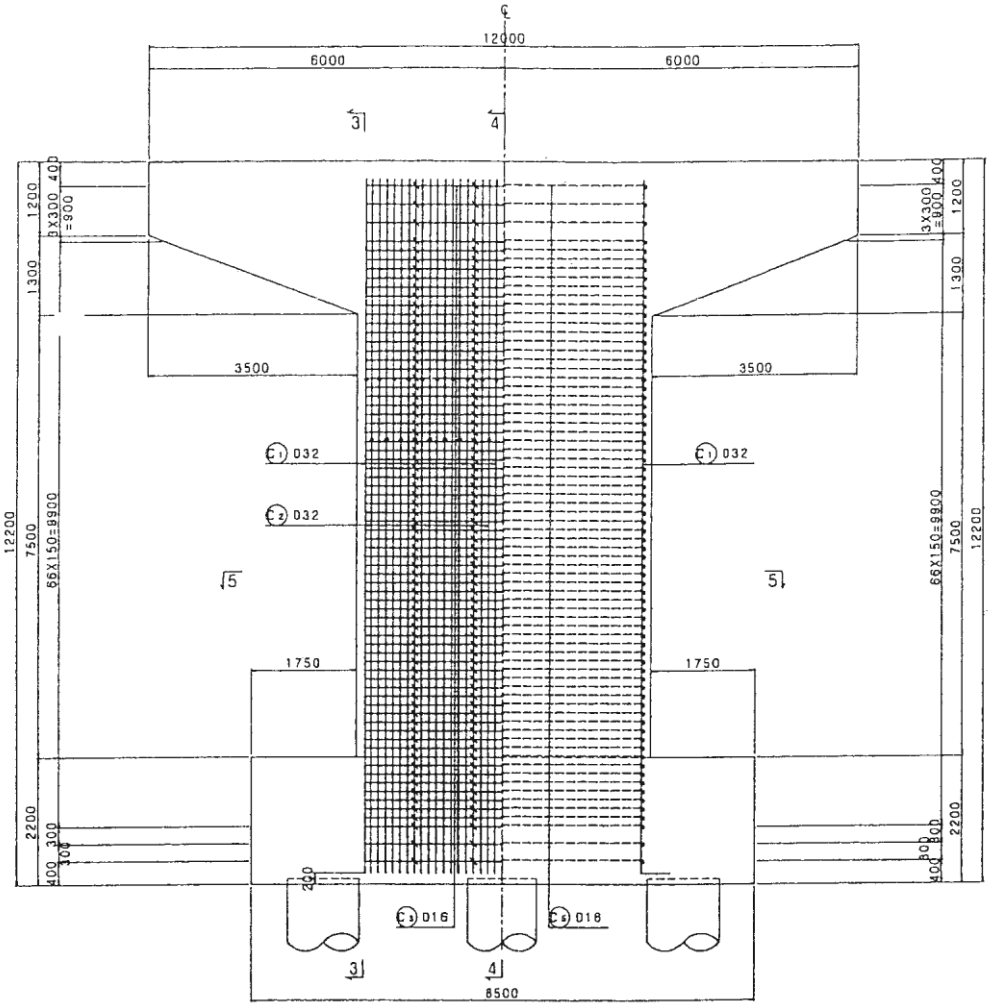

2018
1090~2278
1090~2278
330
330
44 - D22 x 6060


1264
1090~2278
1090~2278
330
330
44 - D22 x 5310

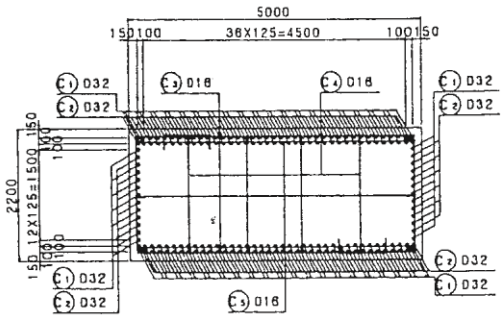

176
176
202
192
201
1883
82 - D22 x 2650

橋脚配筋図（その2）

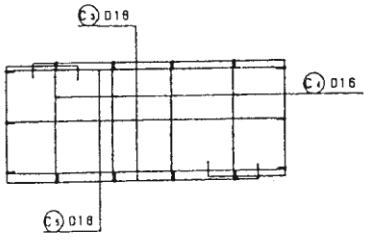
1 － 1　　2 － 2

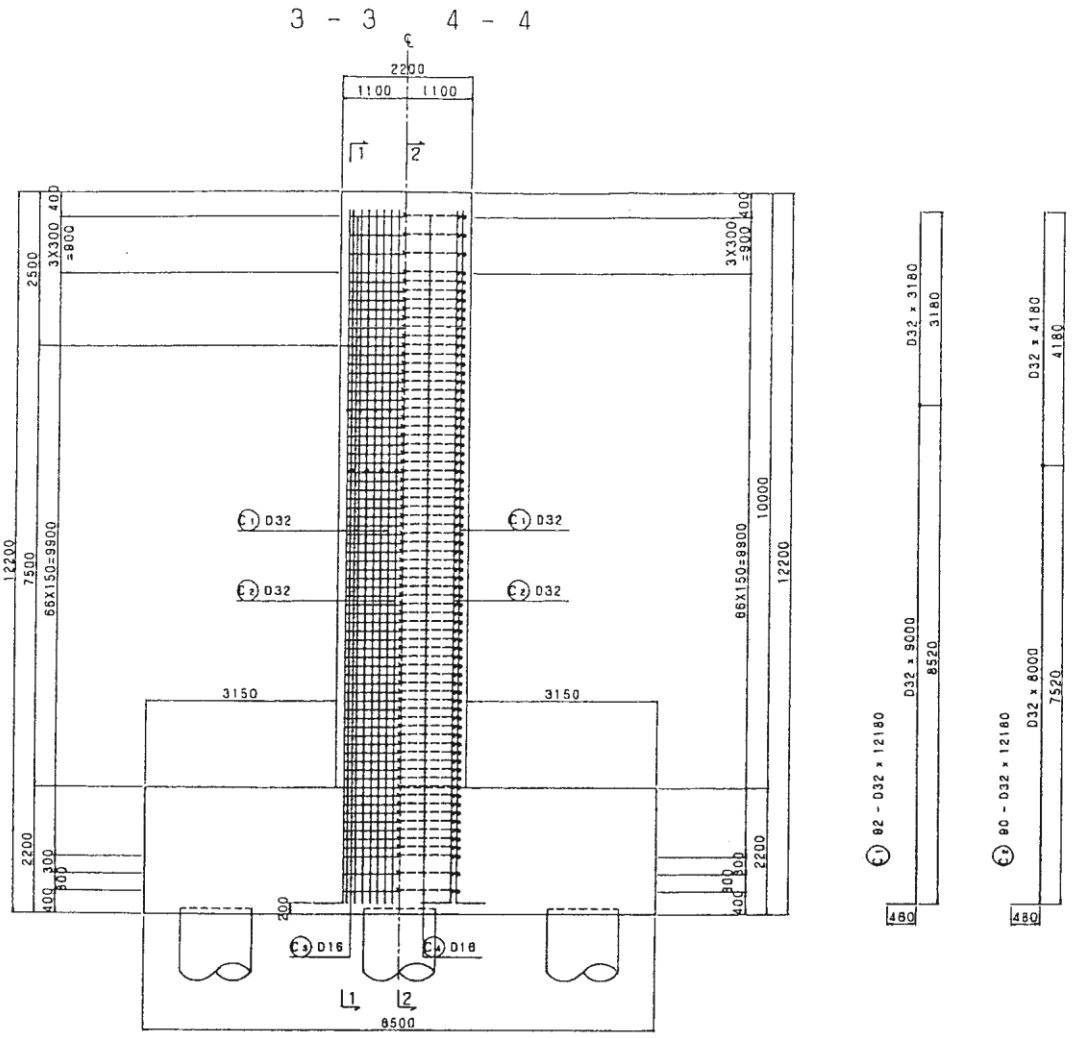


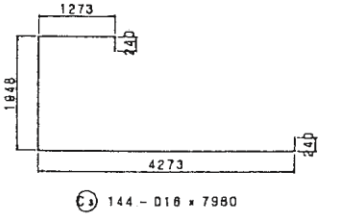
5 － 5

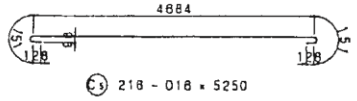


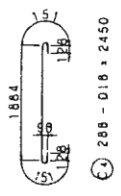
組立図



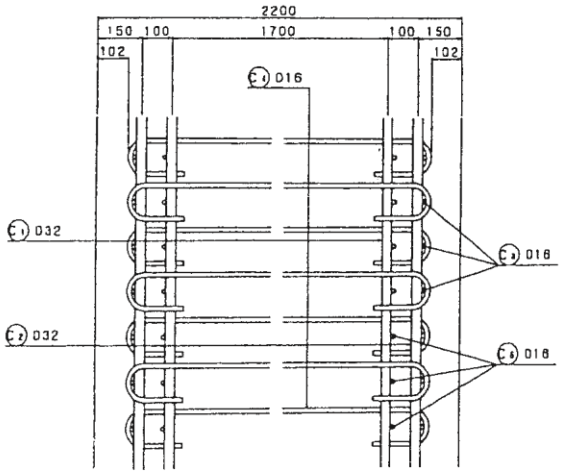

3 - 3　4 - 4
2200
1100 1100
1 2
2500
3X300 400 =800
3X300 400 =900
12200
7500
66X150=9900
66X150=9900
10000
12200
① D32
② D32
① D32
② D32
3150
3150
2200
300 800
400
200
③ D16
④ D16
L1 L2
8500
① 82 - D32 × 12180
D32 × 3180
3180
D32 × 9000
8520
460
② 80 - D32 × 12180
D32 × 4180
4180
D32 × 8000
7520
460


1273
1848
4273
③ 144 - D16 × 7980


4884
⑤ 218 - D16 × 5250

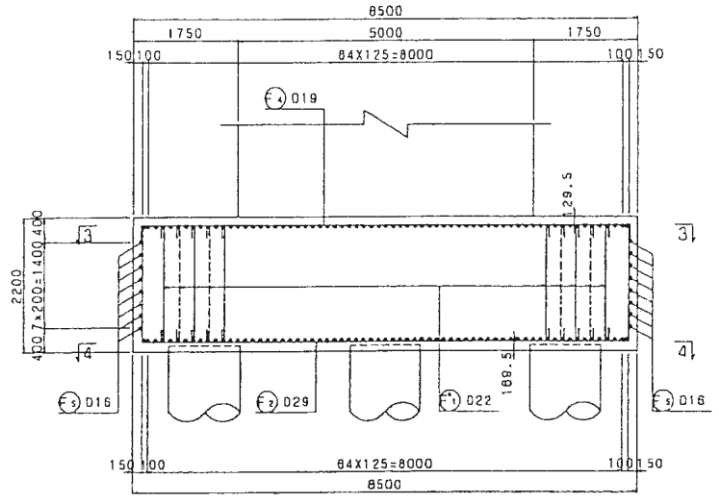

1864
⑥ 288 - D16 × 2450

詳 細 図

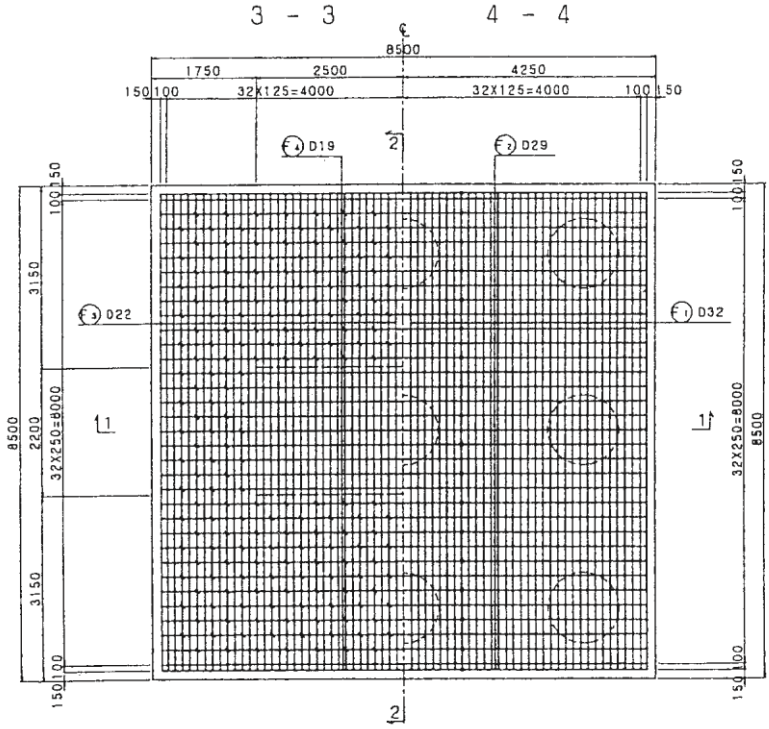

2200
150 100 1700 100 150
102 102
④ D16
① D32
② D32
③ D16
⑤ D16

橋脚配筋図（その3）

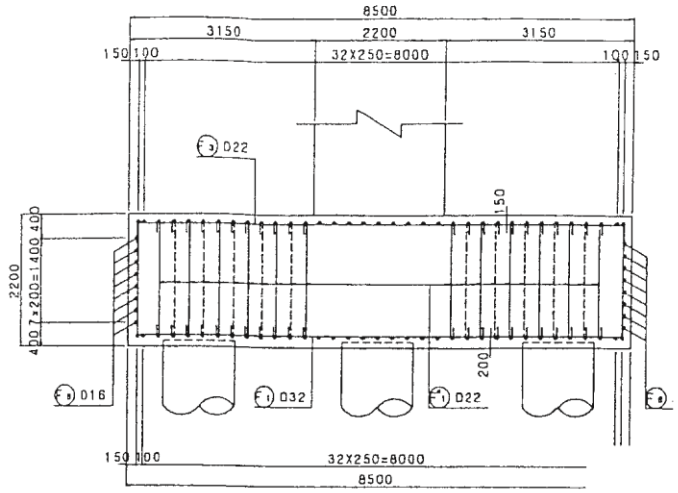
1 － 1

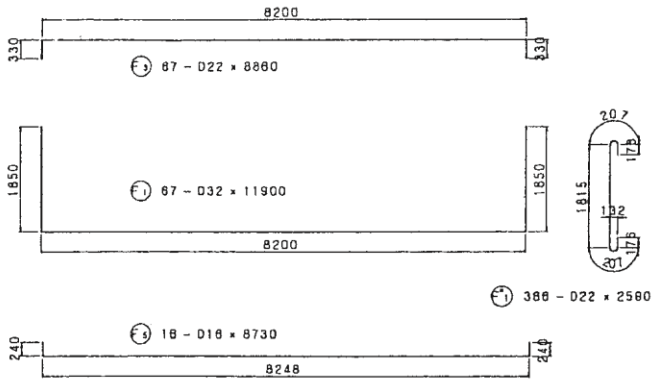


3 － 3　　4 － 4



2 － 2

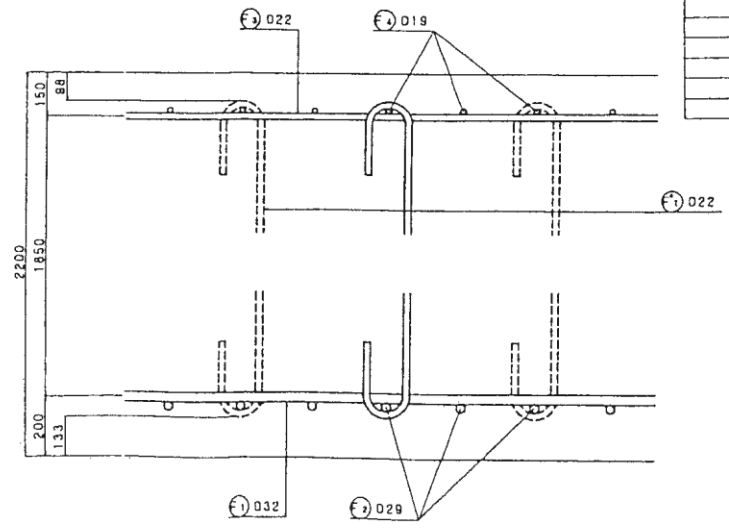




鉄筋重量表

種別	径	長さ (mm)	本数	単位重量 (kgf/m)	一本当り重量 (kgf)	重量 (kgf)	摘要
B 1	D32	12780	14	6.23	79.495	1112.9	(14)
B 2	D32	12580	14	6.23	78.249	1095.5	(14)
B 3	D29	6000	28	5.04	30.240	846.7	
B 4	D22	7290	16	3.04	22.162	398.9	
B 5	D22	6060	44	3.04	18.422	810.6	
B 6	D22	6530	18	3.04	19.851	357.3	
B 7	D22	5310	44	3.04	16.142	710.2	
B 8	D22	3920	15	3.04	11.917	178.8	
B 9	D22	2650	62	3.04	8.056	499.5	
B 10	D16	2520	77	1.56	3.931	302.7	
B 11	D16	11800	10	1.56	18.408	184.1	
B 12	D16	8870	16	1.56	13.837	221.4	
B 13	D16	2460	10	1.56	3.838	38.4	
			D32		2208.4 kgf		
			D29		846.7 kgf		
			D22		2955.3 kgf		
			D16		746.6 kgf		
			小計		8757.0 kgf		
C 1	D32	12180	92	6.23	75.881	5981.1	(92)
C 2	D32	12180	90	6.23	75.881	6829.3	(90)
C 3	D16	7980	144	1.56	12.449	1792.7	
C 4	D16	2450	268	1.56	3.822	1100.7	
C 5	D16	5250	216	1.56	8.190	1769.0	
			D32		13810.4 kgf		
			D16		4662.4 kgf		
			小計		18472.8 kgf		
F 1	D32	11900	67	6.23	74.137	4967.2	
F 2	D29	12010	35	5.04	60.530	2118.6	(35)
F 3	D22	8860	67	3.04	26.934	1804.6	
F 4	D19	8770	35	2.25	19.733	690.7	
F 5	D18	8730	16	1.56	13.619	217.9	
F 6	D18	8250	16	1.56	12.870	205.9	
F 1	D22	2590	386	3.04	7.874	3039.4	
			D32		4967.2 kgf		
			D29		2118.6 kgf		
			D22		4844.0 kgf		
			D19		690.7 kgf		
			D18		423.8 kgf		
			小計		13044.3 kgf		
							(区間重複箇所)
			D32		20988.0 kgf		(210)
			D29		2965.3 kgf		(35)
			D22		7799.3 kgf		
			D19		690.7 kgf		
			D16		5832.8 kgf		
			合計		38274.1 kgf		(245)

詳 細 図



資料－9　橋梁下部構造の参考配筋図の作成にあたって

本章では、資料－8 橋梁下部構造の参考配筋図を作成するにあたり、各種鉄筋の機能を明確にし、各部材果たす役割とそのための配筋の基本方針をまとめている。また、9.2 以降には、配筋に関する道路橋示方書の規定と参考配筋図を作成した際の考え方をいくつかの方法とともに示した。

9－1 鉄筋の名称とその機能

(1) 鉄筋の名称

1) 軸方向鉄筋……部材軸方向に配置される正もしくは負の曲げモーメントに対する主鉄筋。

2) 配力鉄筋……応力を分布させる目的で、軸方向鉄筋と直角に配置される鉄筋。

3) せん断補強筋……せん断力に抵抗するように配置される鉄筋。

4) スターラップ……せん断補強筋の一種で、軸方向鉄筋を取り囲み、これに直角に配置する強筋。

5) 帯鉄筋……軸方向鉄筋を所定の間隔ごとに取り囲んで配置される横方向鉄筋。
軸方向鉄筋の座屈防止、軸方向圧縮力によるコンクリートの横方向のひずみを拘束してコンクリートの圧縮強度を十分に利用すること、およびせん断力を分担することを目的として配置する。

6) 中間帯鉄筋……断面内を横切るように配置される横方向鉄筋。
部材断面の寸法が 1m を越える大型断面では、帯鉄筋が面外にはみだす可能性があるので、内部のコンクリートを拘束するとともに、軸方向鉄筋の座屈防止、せん断力を分担することを目的として配置する。

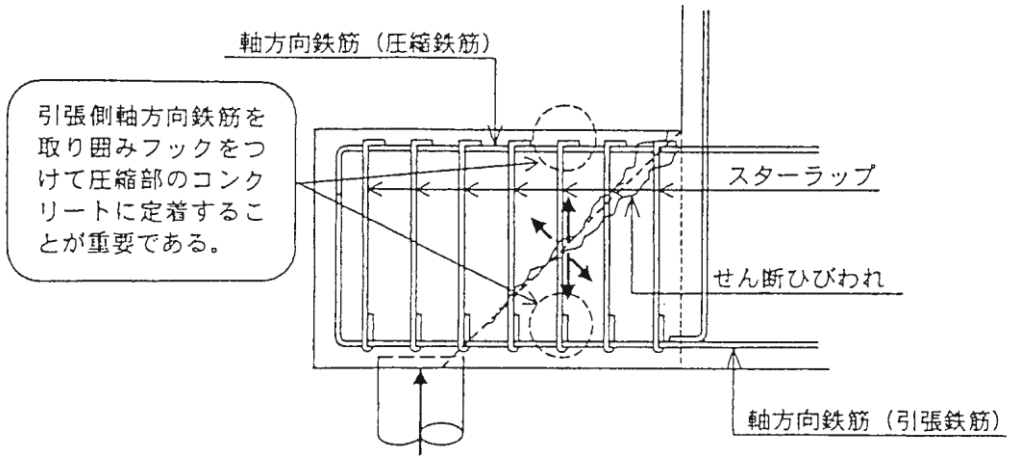
7) 横拘束筋……コンクリートの圧縮強度を大きくするために、コンクリートを横拘束する鉄筋で、帯鉄筋や中間帯鉄筋により構成される。

(2) 各種鉄筋の機能

1) せん断力に抵抗する鉄筋

部材に作用するせん断力が大きくなると、コンクリート部材内に引張応力度が発生し、やがてせん断ひびわれに至る。このせん断ひびわれ面に直交する方面に作用する引張力に対して、鉄筋の引張力で抵抗させようとするのが、せん断補強鉄筋である。

スターラップは、このせん断補強筋の一種で軸方向鉄筋に直角に配置した鉄筋である。その定着は、引張鉄筋を取り囲みフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着しなければならない。



図－9.1.1　スターラップの機能（橋台前フーチングの場合）

2)　曲げ変形性能を向上させる鉄筋

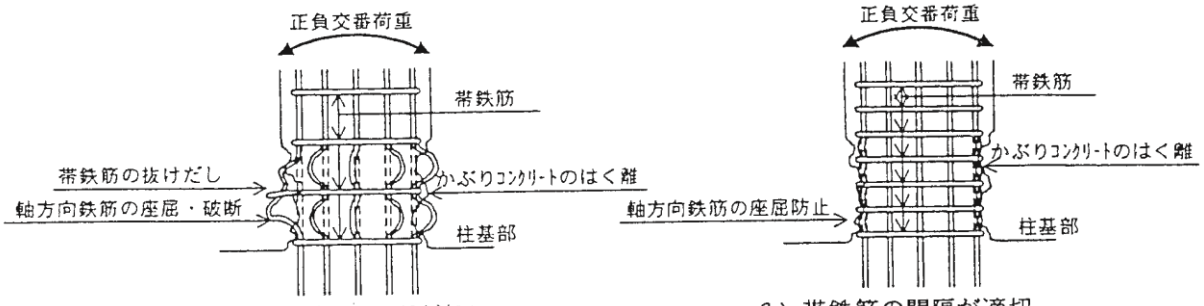
鉄筋コンクリート部材に大きな曲げモーメントが作用した場合、引張側では鉄筋が降状しひずみが増加する。一方、圧縮側においてはかぶりコンクリートがはく離し、やがて軸方向鉄筋が座屈する。地震時においてこのような状態が交互に繰返し生じると、内部コンクリートまで損傷するとともに、軸方向鉄筋が破断し、その結果鉄筋コンクリート部材の曲げ耐力が低下する。

このような損傷を防ぐためには、軸方向鉄筋の座屈を生じさせなければよく、このため軸方向鉄筋を取り囲んで帯鉄筋を配置するのが有効である。この帯鉄筋の軸方向の間隔は軸方向鉄筋の直径などにより変化すると考えられるが、道路橋示方書では一律 15cm 以下としている。

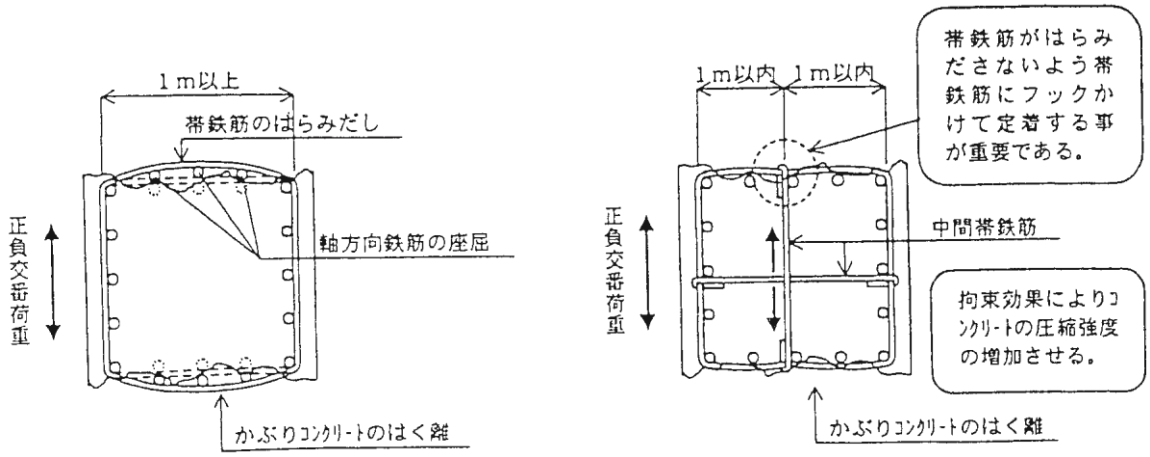
この帯鉄筋は、かぶりコンクリートがはく離した状態でも有効に機能する必要があるため、その定着方法としては、重ね継主ではなく、フックをつけてコンクリートに定着させなければならない、

矩形断面において軸方向鉄筋が座屈すると、その内側にある帯鉄筋は押し出され、図－9.1.3(a)のようにはらみだそうとする。部材の断面寸法が大きくなるとこのような現象が顕著となり、帯鉄筋による拘束効果が十分にえられなくなる。このような帯鉄筋のはらみだしを防ぎ、軸方向鉄筋の座屈を防止するために、断面内を横切って配置した鉄筋が中間帯鉄筋である。したがって、中間帯鉄筋は帯鉄筋にフックをかけて定着する必要がある。

なお、これらの帯鉄筋および中間帯鉄筋は、せん断補強筋を兼ねている。



図－9.1.2　帯鉄筋の機能



(a) 中間帯鉄筋のない大型断面の場合　　(b) 中間帯鉄筋を配置した大型断面の場合

図－9.1.3　中間帯鉄筋の機能

(3) 橋台および橋脚を構成する各部材の配筋の基本方針

橋台および橋脚を構成する各部材の基本方針を整理すると表－9.1.1 となる。

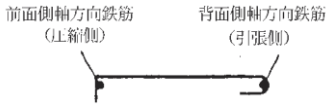
表－9.1.1　橋台および橋脚を構成する各部材の配筋の基本方針

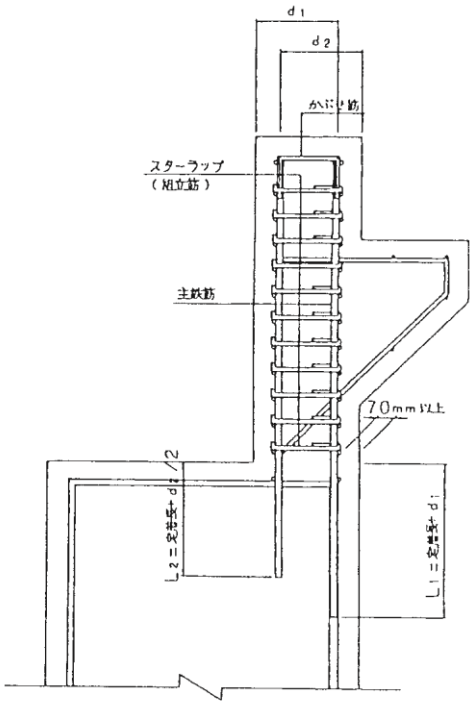
橋台および橋脚を構成する各部材		曲げモーメントに抵抗する鉄筋	せん断力に抵抗する鉄筋	曲げ変形性能を期待する部材（横拘束が必要な部材）
橋台	パラペット	軸方向鉄筋	スターラップ	―
	たて壁		中間帯鉄筋	△
	フーチング		スターラップ	―
	ウイング		スターラップ	―
橋脚	はり	軸方向鉄筋	スターラップ	―
	柱		帯鉄筋・中間帯鉄筋	○
	フーチング		スターラップ	―
場所打ち杭		軸方向鉄筋	帯鉄筋	○

ここで、橋台のたて壁は、地震時保有水平耐力による耐震設計は行っていないが、ある程度のじん性をを有するのが望ましい。このため、配力鉄筋と共同して横拘束効果が得られるよう中間帯鉄筋を配置することとしている。支承条件が固定支承あるいは弾性支承の場合には、支承から橋台たて壁に大きな水平力が作用する恐れがあるため、横拘束効果が確実に得られるようにする必要がある。したがって、配力鉄筋に継手を設ける場合には、帯鉄筋と同様にフックをつけて内部コンクリートに定着する。ただし、直角フックを設ける場合には、かぶりコンクリートがはく離してもフックがはずれないように継手部に中間帯鉄筋をかけるのがよい。

9－2 橋台（逆Ｔ式橋台）

(1) パラペット

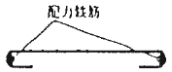
項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
1) 軸方向鉄筋の定着	Ⅳ編 7.6(2)　8)解説、図-解 7.6.3 パラペット前面側 （上下から拘束されている場合） L_1＝定着長＋d/2 パラペット側面側 （上下から拘束されていない場合） L_2＝定着長＋d （ここに、d：有効高）	
2) 圧縮鉄筋量	Ⅳ編 8.4.3(2)解説 落橋防止構造を取り付ける場合には、背面側主鉄筋量の 1/2 以上の鉄筋量を前面側に配筋する。	
3) 配力鉄筋量		パラペットの配力鉄筋量については、Ⅳ編 8.4.1 の規定に準じ、軸方向鉄筋量の 1/3 以上の鉄筋量を配置した。
4) 軸方向鉄筋中心までの距離	Ⅳ編 7.4(4)、表-7.4.1 鉄筋かぶり（水中および土中の場合） 70mm 以上かつ鉄筋の直径以上	軸方向鉄筋中心まで範囲は、軸方向鉄筋、スターラップもしくは配力鉄筋の径により異なるが、一般的なパラペットでは 100～110mm 必要である（参考資料表－参 1 参照）。 ただし、パラペット背面側の軸方向鉄筋は、施工上、たて壁背面側の軸方向鉄筋位置に合わせるのが望ましい。 一方パラペット前面側については、配筋ミスなどを防止するために背面側と同じ 150mm とした。 パラペットは設計においてじん性を期待していないため、横拘束筋としての中間帯鉄筋は配置していない。ただし、落橋防止構造を取り付けたため、せん断補強筋として下図の形状のスターラップを、軸方向鉄筋を取り囲むよう配置した。 

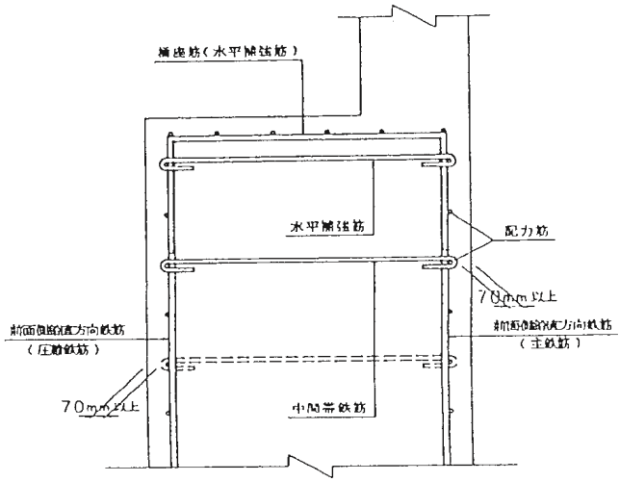


図－3.2.1　橋台パラペットの断面

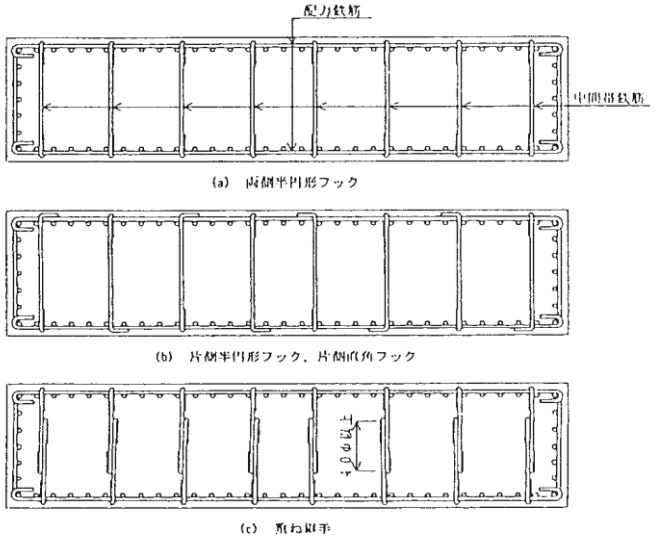
項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方	
5）スターラップ	Ⅲ編 6.6.3(9) 　スターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着しなければならない。また、圧縮鉄筋がある場合には、引張鉄筋および圧縮鉄筋を取り囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着するものとする。		
6）配力鉄筋の加工		パラペットは設計においてじん性を期待していないため、配力鉄筋の端部および重ね継手位置にフックを付けていない。ただし、落橋防止構造をパラペットに取り付けたため、次の点に配慮した。 ・　落橋防止構造の取り付け位置での配力鉄筋の重ね継手は避けるのが望ましい。 ・　配力鉄筋にも引張が生じる可能性があるので、配力鉄筋の継手位置が１ケ所に集中しないようにずらすのが望ましい。	

(2)　たて壁

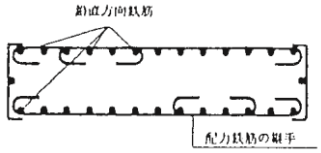
項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
1）鉛直方向鉄筋の定着	Ⅳ編 8.5(2)解説 　橋台壁、橋脚柱の軸方向鉄筋は、フーチングや頂版の下側主鉄筋位置までのばすものとし、鉄筋の端部はフックをつけて定着するのが望ましい。	
2）鉛直方向鉄筋の段落し	Ⅳ編 8.4.1(3)　1) 　たて壁の鉛直方向鉄筋の段落としは原則として行わない。	
3）圧縮鉄筋量（前面側鉛直方向鉄筋量）	Ⅳ編 8.4.1(3)2) 　前面側鉛直方向鉄筋量は背面側鉛直方向鉄筋量の 1/2 以上配置する。 　ただし、液状化が生じる地盤（震度法の設計に用いる土質常数の低減係数 D_E が 1 未満）上の橋台においては、前面側鉛直方向鉄筋量は、背面側鉛直方向鉄筋量と同じとする。	
4）配力鉄筋量	Ⅳ編 8.4.1(3)　3) 　配力鉄筋として、鉛直方向鉄筋の 1/3 以上の水平方向鉄筋を鉛直鉄筋の外側に配置する。	たて壁前面および背面の鉛直方向鉄筋量を基準とし、それぞれの 1/3 以上の鉄筋量を配力鉄筋として配置する。 　ただし、参考配筋図では支承条件が弾性支持であるため、前面側の配力鉄筋も背面側の鉛直方向鉄筋量の 1/3 以上を配置した。
5）中間帯鉄筋	Ⅳ編 8.4.1(3)　4) 　中間帯鉄筋は、配力鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いなければならない。 また、中間帯鉄筋の配置間隔は、鉛直方向 600㎜ 以内、水平方向 1m 以内とする。 　中間帯鉄筋は、原則として半円形フックもしくは鋭角フックを用いるものとし、断面周長方向に配筋される帯鉄筋にフックをかけるものとする。 Ⅳ編 8.4.1(3)　4)解説 　中間帯鉄筋は、半円形フックもしくは鋭角フックにより定着することを原則とするが、施工上の制約等によりやむを得ない場合には、帯鉄筋を拘束する中間帯鉄筋の一方のフックを鋭角フックにより定着してもよい。ただし、矩形断面の場合には直角フックの位置が千鳥状に中間帯鉄筋を配置するものとする。	参考配筋図においては、中間帯鉄筋として下図に示す両側に半円形フックをつけた形状とした。なお、前面と背面の配力鉄筋の径が異なる場合には、その太い方の径を中間帯鉄筋の径とするのがよい。  ※参考配筋図においては、フックが半円形フックと鋭角フックのどちらでもよい場合は、半円形フックの例として示した。 　逆 T 式橋台においては、橋軸直角方向の中間帯鉄筋は配置しなくてもよい。



図－3.2.2　橋台たて壁の断面

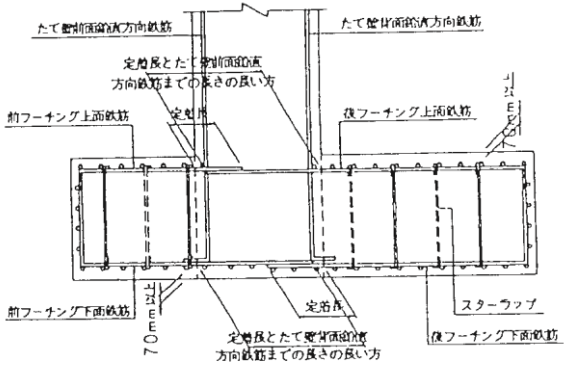


図－3.2.3　橋台たて壁における中間帯鉄筋の形状の例

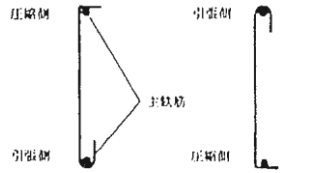
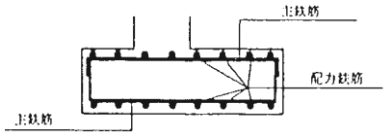
項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
6）橋座の水平補強筋	Ⅳ編 8.6(4)3)解説 水平強度筋が計算で必要とならない場合でも、D16 以上の鉄筋を配置するのが望ましい。	
7）鉛直方向鉄筋中心までの距離	Ⅳ編 7.4(4)、表－7.4.1 鉄筋のかぶり 70㎜ 以上かつ鉄筋の直径以上	軸方向鉄筋中心までの距離は、軸方向鉄筋、配力鉄筋、中間帯鉄筋の径により異なるが、一般的なたて壁では 110～140㎜ 必要である（参考資料　表－参 1 参照）。したがって、参考配筋図においては 150㎜ とした。
8）配力鉄筋の加工		配力鉄筋の端部は、フックをつけて橋台の内部コンクリートに定着した。 橋台のたて壁は、地震時保有水平耐力による耐震設計は行っていないがある程度のじん性を有するのが望ましい。このため、配力鉄筋と共同して横拘束効果がえられるよう中間帯鉄筋を配置することとしている。支承条件が固定支承あるいは弾性支障の場合には、支承から橋台たて壁に大きな水平力が作用する恐れがあるため、横拘束効果が確実に得られるようにする必要がある。したがって配力鉄筋に継手を設ける場合には、帯鉄筋と同様にフックをつけて内部コンクリートに定着する。ただし、直角フックを設ける場合には、かぶりコンクリートがはく離してもフックがはずれないように継手部に中間帯鉄筋をかけるのがよい。 このことから、参考配筋図では支承条件が弾性支持であるため、配力鉄筋の継手は、継手端部に半円形フックをつけて内部コンクリートに定着した。 

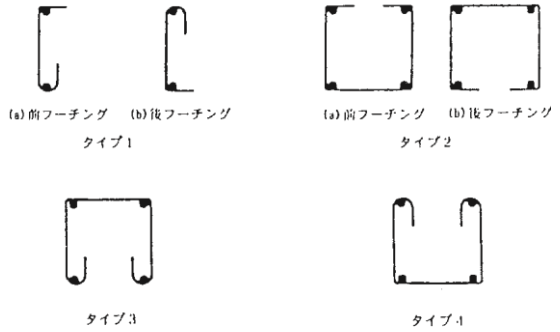
(3)　フーチング

項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
1）主鉄筋の定着		これまでのフーチングの載荷試験においては、壁直下にはひびわれが生じていない。したがって、フーチングの主鉄筋の定着は、道路橋示方書Ⅳ編 7.6 図－解 7.6.3 によらず、次のようにした。 ・前フーチング下面（引張鉄筋） 定着長とたて壁背面鉛直方向鉄筋位置までの長さの長い方 ・後フーチング上面（引張鉄筋） 定着長とたて壁前面鉛直方面鉄筋位置までの長さの長い方 なお、前フーチング上面および後フーチングの下面（圧縮鉄筋）は定着長とした。
2）圧縮鉄筋量	Ⅳ編 8.7.5(1)　4) 圧縮鉄筋としては、主鉄筋の 1/2 以上の鉄筋を配置する。	
3）配力鉄筋量	Ⅳ編 8.7.5(1)　5) 配力鉄筋としては、主鉄筋および圧縮鉄筋それぞれの 1/3 以上の鉄筋を配置する。	
4）主鉄筋中心までの距離	Ⅳ編 7.4(4)、表－7.4.1 鉄筋のかぶり 70mm 以上かつ鉄筋の直径以上	軸方向鉄筋中心までの距離は、主鉄筋、配力鉄筋もしくはスターラップの径により異なるが、一般的なフーチングでは 100～120mm 必要であるため（参考資料　表－参 1 参照）150mm とした。 ただし、杭基礎のフーチング下面においては、杭の埋め込みを考慮するので、一般的には、上記の値よりさらに大きくする必要がある。このため、参考配筋図においては、250mm とした。



図－3.2.4　橋台フーチングの断面

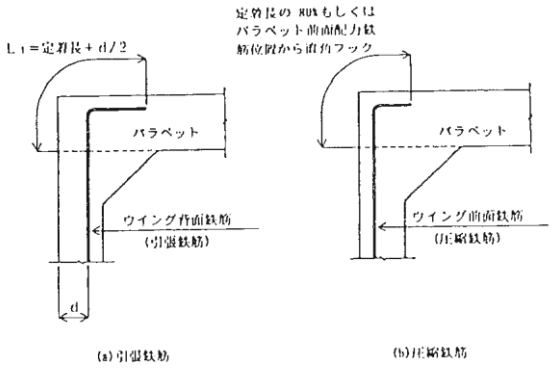
項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
5）スターラップ	Ⅳ編 7.10(5)　3) 　フーチングに計算上スターラップを配置する必要がある場合、原則としてスターラップ間隔はフーチング有効高の 1/2 以下としなければならない。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップをフーチングの有効高以下の間隔に配置するのを原則とする。 Ⅲ編 6.6.3(9) 　スターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着しなければならない。また、圧縮鉄筋がある場合には、引張鉄筋および圧縮鉄筋を取り囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着するものとする。	一般的に逆 T 式橋台のフーチングは、前フーチングと後フーチングそれぞれの引張側となる面が決まっていることから、スターラップの加工形状は、下図に示すよう片側半円径フック、片側直角フックとし、それぞれ引張側を半円径フック、圧縮側を直角フックとなるように配置した。ただし、構造形式、構造規模などによって、下図の加工形状では施工上の問題が生じる場合などは、図－3.2.5 に示すような他の加工形状の採用も検討すること。  （a）前フーチング　（b）後フーチング
6）主鉄筋と配力鉄筋の組み方		荷重の分配や耐久性確保のために、配力鉄筋は主鉄筋の外側に配置した。 



図－3.2.5　橋台フーチングのスターラップ形状の例

(4)　ウイング

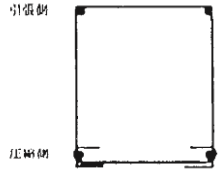
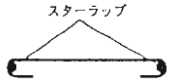
項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
1）水平方向主鉄筋の定着	Ⅳ編 7.6(2)　8)解説、図-解 7.6.3 ウイング背面側水平方向主鉄筋（引張鉄筋）（上下から拘束されている場合） L_1＝定着長＋d/2 （ここに、d：有効高）	ウイング前面側水平方向主鉄筋は、圧縮鉄筋であることから、道路橋示方書Ⅳ編 7.6(2) 3)の規定により、定着長の80%もしくはパラペット前面の配力鉄筋位置までのばした直角フックた場合の長い方とした。
2）主鉄筋の組み方		側壁タイプのウイングは、鉛直方向、水平方向の二方向が、それぞれ主鉄筋でかつ配力鉄筋である。しかし、パラレルタイプのウイングは、水平方向が主鉄筋で鉛直方向が配力鉄筋である。 したがって、橋台たて壁との取り合いなどを考慮して、ウイングの配筋方法は、鉛直方向を内側、水平方向を外側とした。なお、パラレルタイプの場合には、主鉄筋（水平方向）が外側、配力鉄筋（鉛直方向）が内側となり、他の部材と異なるが、側壁タイプとの使い分けは非常に煩雑となることから、側壁タイプと同じ組み方とした。

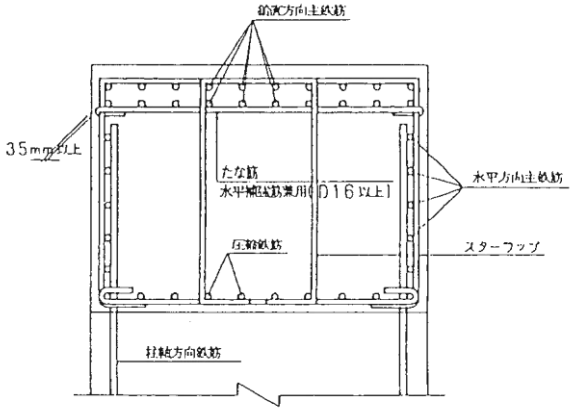


図－3.2.6 ウイングの水平方向鉄筋の定着

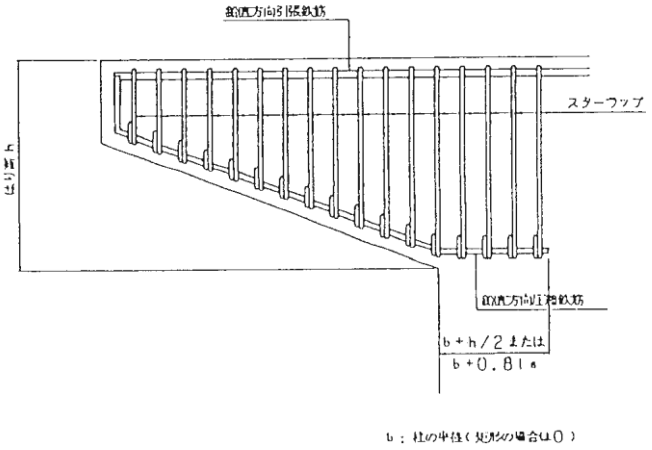
9－3 橋脚（張出し式、壁式橋脚）

（1）はり

項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
1）主鉄筋中心までの距離	Ⅳ編 7.4(4)、表－7.4.1 鉄筋かぶり 35㎜ 以上かつ鉄筋の直径以上	鉛直方向鉄筋中心までの距離は、主鉄筋、スターラップ、沓座補強筋の径により異なるが、一般的なはりでは 100～110㎜ 必要である（参考資料　表－参 1 参照）。したがって、参考配筋図においては 150㎜ とした。
2）スターラップ	Ⅲ編 6.6.3(9)、Ⅳ編 7.10(4)　2) スターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートを定着しなければならない。また、圧縮鉄筋がある場合には、引張鉄筋および圧縮鉄筋を取り囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着するものとする。	張出し式橋脚のはりは、設計においてじん性を期待していないため、スターラップの形状は従来どおり引張側の鉄筋を囲むような形状とした。ただし、水平方向のせん断耐力の向上のために、下図のように、下面圧縮側の鉄筋に半円形もしくは鋭角フックをつけてはり全体を取り囲む形状とした。  はりのスターラップの配置区間は、従来の配筋方法どおり、はり高さｈの 1/2＋柱の半径ｂ（小判・円形の場合のみ、矩形は 0）または、はり下面圧縮鉄筋の定着位置（b＋0.81u）までの長い方とした。
3）橋座の水平補強筋	Ⅳ編 8.6(4)3)解説 水平補強筋は、中間帯鉄筋と同等の定着を行った D16 以上の鉄筋でスターラップと同間隔に配置し、計算で必要とならない場合でも配置するのが望ましい。	水平補強筋は、両端半円形フックとし、スターラップにかけた。 



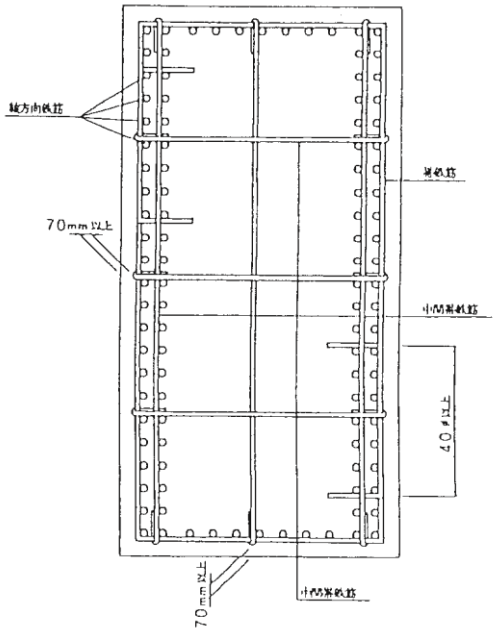
図－3.2.7　橋脚はりの断面



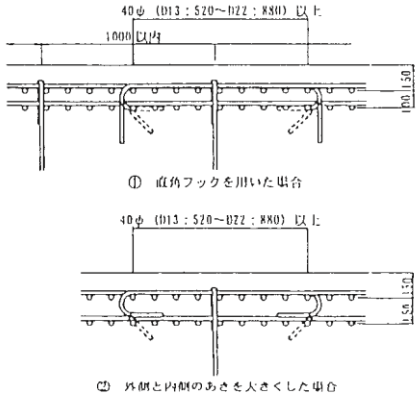
図－3.2.8　橋脚はりのスターラップの配置区間

(2) 柱

項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
1) 軸方向鉄筋の定着	Ⅳ編 8.5(2)解説 　橋台壁、橋脚柱の軸方向鉄筋は、フーチングや頂版の下側主鉄筋位置までのばすものとし、鉄筋の端部はフックをつけて定着するのが望ましい。	
2) 軸方向鉄筋の段落としおよび継手	Ⅴ編 10.9(1) 　柱の軸方向鉄筋の段落としは原則として行なわない。 Ⅴ編 10.8(2)解説 　塑性化を考慮する領域では、軸方向鉄筋の継手を設けることはできるだけ避けるのがよい。 Ⅴ編 10.8(2)解説 　施工上の事由により、やむを得ず塑性化を考慮する領域で軸方向鉄筋の継手を設ける場合には、下部構造編 7.8 の規定に基づき、適切な継手を選定する必要がある。ただし、重ね継手はかぶりコンクリートが剥落するとその機能が失われるため、塑性化を考慮する領域には用いることができない。	参考配筋図においては、橋軸直角方向における塑性化を考慮する領域の区間は 8m となり、鉄筋の最大定尺長の制約からこの区間内に継手を設けざる得ない。継手構造としては、ここではガス圧接継手を用いたが、試験を行い継手部の強度を定める必要がある。

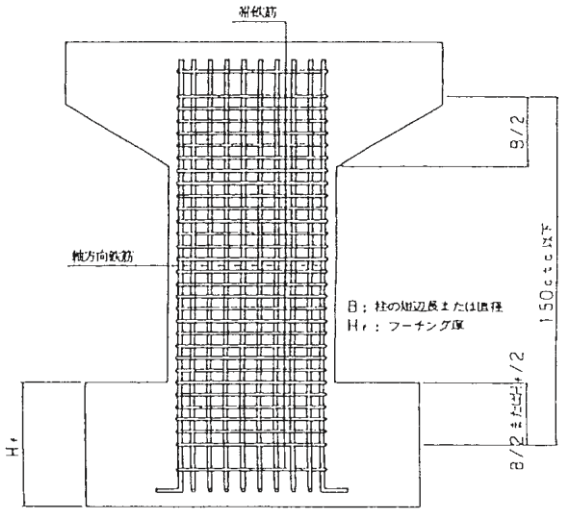


図－3.2.9　橋脚柱の断面

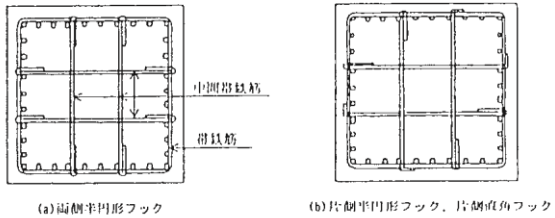


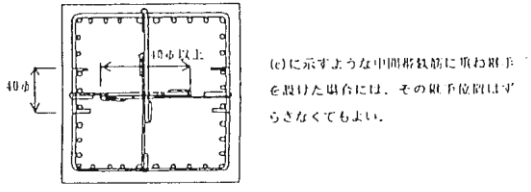
図－3.2.10　帯鉄筋の継手方法

項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
3) 帯鉄筋	Ⅳ編 7.10(6)1)、Ⅴ編 10.8(3)2)解説 中間帯鉄筋は、原則として半円形フックもしくは鋭角フックを用いるものとし、帯鉄筋にフックをかけるものとする。 直角フックは、内部コンクリートから抜け出しやすいことから、塑性化を考慮する領域では用いないのが望ましい。やむを得ず直角フックを用いる場合には、かぶりコンクリートがはく離してもフックがはずれないように、配慮しなければならない。 Ⅴ編 10.8(3)1) 帯鉄筋は、直径 13㎜ 以上、かつ軸方向鉄筋の直径よりも小さくする。 塑性化を考慮する領域での帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて 150～300㎜ 以下、かつ断面高さの 0.2 倍以下とする。 弾性域に留まることが確実な領域では、上限値 300㎜ 以下ととしてよい。 Ⅴ編 10.8(3)4) 中間帯鉄筋は、原則として帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いなければならず、帯鉄筋の配置される全ての断面に配筋するとともに、配置間隔は、1m 以内とする。	軸方向鉄筋が２段配筋の場合で帯鉄筋に継手を設けるとき、半円形フックや鋭角フックを用いると内側の軸方向鉄筋にあたり組立ができない。この場合の対処として次の２案が考えられる。 ①直角フックを用いる。ただし、その箇所には、中間帯鉄筋を配置し、直角フックが抜け出さないようにする。 ②外側と内側の軸方向鉄筋のあきを大きくする。 参考配筋図においては、上記について以下の事由により①の方法とした。 帯鉄筋径が D19（40φ＝760㎜）や D22（40φ＝880㎜）の場合に、中間帯鉄筋は帯鉄筋の継手部に配置せざるを得なくなる場合がある。したがって、中間帯鉄筋を帯鉄筋の継手部に配置することを前提に、帯鉄筋のフックには直角フックを用いた。 帯鉄筋の配置区間は、従来の配筋方法どおり、はりの内部には柱の短辺長の 1/2 以上、フーチングの内部には柱の短辺長の 1/2 以上あるいはフーチングの内部には柱の短辺長の 1/2 以上あるいはフーチング厚の 1/2 以上配置した。

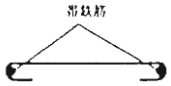


図－3.2.11　橋脚柱の帯鉄筋の配置区間



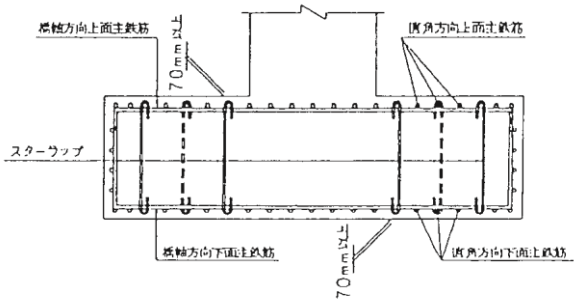


図－3.2.12　橋脚柱における中間帯鉄筋の形状の例

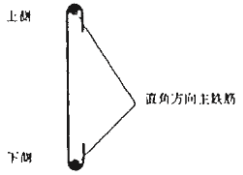
項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
4) 中間帯鉄筋	Ⅳ編 7.10(6)2)、Ⅴ編 10.8(3)4) 中間帯鉄筋は、原則として、半円形フックもしくは鋭角フックを用いるものとし、断面周長方向に配置される帯鉄筋にフックをかけるものとする。 Ⅳ編 7.10(6)2)解説、Ⅴ編 10.8(3)4)解説 施工上の制約条件などによりやむを得ない場合には、帯鉄筋を拘束する中間帯鉄筋の一方のフックを直角フックにより定着してもよい。ただし、この場合は、直角フックの位置が千鳥状になるように中間帯鉄筋を配置するとともに、直角フックによる横拘束効果を低減するために、横拘束筋の有効長としては、Ⅴ編 10.4 に規定する有効長の 1.5 倍の値を用いるものとする。 また、塑性化を考慮する領域にある断面領域以外の断面については、上記の配筋方法で中間帯鉄筋の一方フックを直角フックにより定着してもよい。	 参考配筋図における中間帯鉄筋の加工形状としては、耐震性を重視した両側半円形フックを採用した、この加工形状は、現段階での施工実務者のヒヤリングでは施工性に劣るとの結果であったが、今後の施工実績や新しい鉄筋組立方法の開発等に期待する意味を含めて採用した。 ただし、柱断面の規模により、中間帯鉄筋の施工性も変わってくるので、構造規模、施工状況などによっては、図－3.2.12 に示すような他の加工形状の採用も検討すること。
4) 軸方向鉄筋中心までの距離	Ⅳ編 7.4(4)、表-7.4.1 鉄筋のかぶり 70㎜ 以上かつ鉄筋の直径以上	軸方向鉄筋中心までの距離は、軸方向鉄筋、帯鉄筋、中間帯鉄筋の径により異なるが、一般的な柱では、110～140㎜ 必要である（参考資料　表－参 1 参照）。したがって、参考配筋図においては 150㎜ とした。

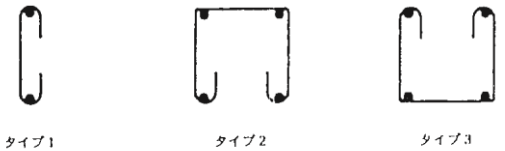
(3) フーチング

項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
1) 上面鉄筋量および配力鉄筋量	Ⅳ編 8.7.5(1)　4) Ⅳ編 8.7.5(1)　5) 上面鉄筋（圧縮鉄筋）としては、下面（主鉄筋）の 1/3 以上の鉄筋を配置する。 また、配力鉄筋としては、上面、下面とも直行する鉄筋の 1／3 以上それぞれ配置する。	
2) 主鉄筋の組み立て		橋脚フーチングは、橋軸方向、橋軸直角方向の二方向がそれぞれ主鉄筋でかつ配力鉄筋である。また、フーチングの上側、下側もそれぞれ主鉄筋でかつ配力鉄筋である。 このことから、橋軸方向、橋軸直角方向のうち、主要な方向を内側に配置するのが望ましいと思われるが、橋脚ごとに配置方向を変えるのは、設計、施工を煩雑にするだけである。 したがって、一般的に主要方向となる可能性が大きい橋軸方向の上下面の主鉄筋を内側、橋軸直角方向の上下面の主鉄筋を外側に配置した。
3) 橋軸方向主鉄筋中心までの距離	Ⅳ編 7.4(4)、表-7.4.1 鉄筋のかぶり 70㎜ 以上かつ鉄筋の直径以上	橋軸方向主鉄筋中心までの距離は、橋軸方向主鉄筋、橋軸直角方向主鉄筋、スターラップの径により異なるが、一般的な橋脚のフーチングは 100～140㎜ 必要であるため（参考資料　表－参 1 参照）150㎜ とした。 ただし、杭基礎のフーチング下面においては、杭の埋め込みを考慮するので、一般的には上記値よりさらに大きく必要がある。このため、参考配筋図においては、250㎜ とした。



図－3.2.13　橋脚フーチングの断面

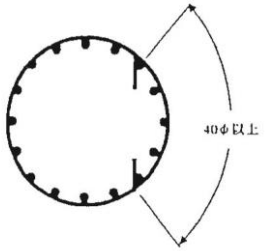
項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
4) スターラップの加工形状	Ⅳ編 7.10(5)　3) 　フーチングに計算上スターラップを配置する必要がある場合、原則としてスターラップ間隔はフーチングの有効高の 1/2 以下としなければならない。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップをフーチングの有効高以下の間隔に配置するのを原則とする。 Ⅲ編 6.6.3(9) 　スターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着しなければならない。また、圧縮鉄筋がある場合には、引張鉄筋および圧縮鉄筋を取り囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着するものとする。	橋脚のフーチングのスターラップは、橋軸方向、直角方向ともに有効な鉄筋となるように、断面の外側に配置される直角方向の主鉄筋（引張鉄筋および圧縮鉄筋）を取り囲むものとし、その加工形状は、下図に示すように、両側半円形フックとした。ただし、下図の加工形状では施工上の問題が生じる場合などは、図－3.2.14 に示すような他の加工形状の採用も検討すること。 



図－3.2.14　橋脚フーチングのスターラップ形状の例

9－4 場所打ち杭

項　　目	道路橋示方書の規定	参考配筋図における考え方
1）杭頭結合鉄筋の定着長	Ⅳ編 12.9.3　図－解 12.9.7 杭頭結合方法が方法 B の場合における杭頭結合部の補強鉄筋の定着 $L_{0f}+10\phi$ （ここに、L_{0f}：鉄筋の定着長、 ϕ：補強鉄筋の直径）	杭頭結合部の補強鉄筋は、$L_{0f}+10\phi$ 以上まっすぐのばし定着した。 ただし、フーチング厚がこの定着長より薄い場合は、フーチング上面鉄筋位置で直角にまげてよい。この場合、上記の定着長を満足するとともに、Ⅳ編 7.7(3)鉄筋のフックおよび鉄筋の曲げ形状の規定を満足するものとする。 また、杭施工時に杭頭部の鉄筋が埋込まれている、場所打ちや杭や PHC 杭の杭体内補強鉄筋などは、杭頭の鉄筋を現場で曲げる必要があるので、施工性等への十分な配慮が必要である。
2）帯鉄筋	Ⅳ編 12.11.2(3)　2）解説 帯鉄筋は異形鉄筋を使用するものとし、その直径は 13㎜ 以上、中心間隔は 30cm 以下としなければならない。ただし、フーチング底面（　Ⅴ編 4.6 の規定により耐震設計上の地盤面がフーチング下面より下方となる場合には、耐震設計上地盤面）より杭径の２倍の範囲内では、耐震設計上の地盤面）より杭径の２倍の範囲内では、帯鉄筋の中心間隔を 15cm 以下、かつ鉄筋量は側断面積の 0.2%以上とする。	
	Ⅳ編 12.11.2(3)　2）解説 帯鉄筋は、Ⅳ編 7.7(3)の規定によりフックをつけて定着することが原則である。	帯鉄筋は、Ⅴ編 10.8 の規定により鉄筋径の 40 倍以上重ね合わせ、Ⅳ編 7.7(3)に規定するフックをつけて定着する。



図－3.2.15　場所打ち杭の帯鉄筋の定着方法

参考資料　橋台・橋脚の各部材における軸方向鉄筋中心までの距離統一化・標準化の提案

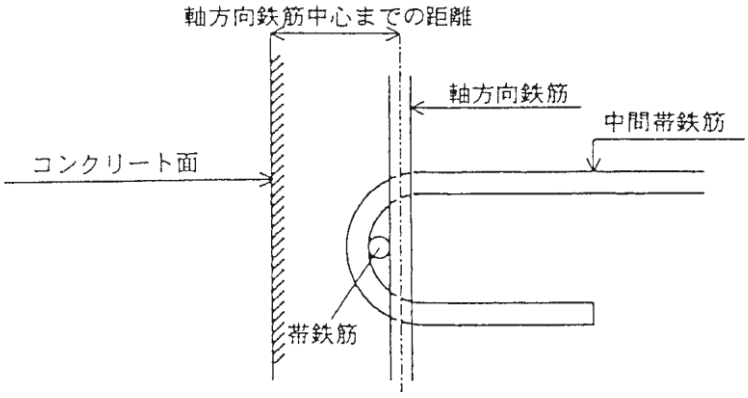
設計・施工の簡素化およびミス防止を目的として、表－参１に示すように橋台・橋脚の各部材の軸方向鉄筋中心までの距離の統一化・標準化を図る。

表－参１　橋台・橋脚の各部材の軸方向鉄筋中心までの距離の統一化・標準化（案）

			必要とする軸方向中心までの距離の目安（mm）	提案する軸方向鉄筋中心までの距離（mm）
逆Ｔ式橋台	パラペット		100～110	150
	たて壁		110～140	150
	フーチング	下　面	100～120 (150)	150 (250)
		上　面	100～120	150
張出し式橋脚 (壁式橋脚)	はり		100～110	150
	柱		110～140	150
	フーチング	橋軸方向 下面鉄筋	110～140 (140～170)	150 (250)
		橋軸方向 上面鉄筋	110～130	150

※１　上表は、一般的な鉄筋の径（軸方向鉄筋 D35、配力鉄筋 D29、帯鉄筋もしくはスターラップ D22 程度を上限）を想定した値であるので、それ以上の太径を用いる場合には別途考慮する必要がある。

※２　（　　）内は、杭頭結合方法の杭基礎を有する場合における一般的な値である。



図－参１　軸方向鉄筋中心までの距離（橋脚柱の場合）

資料－10　杭軸方向バネ定数の取り扱いについて

杭軸方向バネ定数は道示Ⅵ10.6.1 で L≧10D を満たす場合に設定されているが、場所打ち杭の場合は、杭径が大きい事から所定の L を確保できない場合がたびたび出現する。L/D＜10 となる場合の算定方法は、杭基礎便覧に記載されているが現実的には、土質定数の推定に難があり、Kv の決定は難しい。

このことから、場所打ち杭 L＜10D における Kv の推定方法について検討した結果、道示で規定する L＝10D 時の Kv を使用すれば、設計上安全性が確保できるものとした。

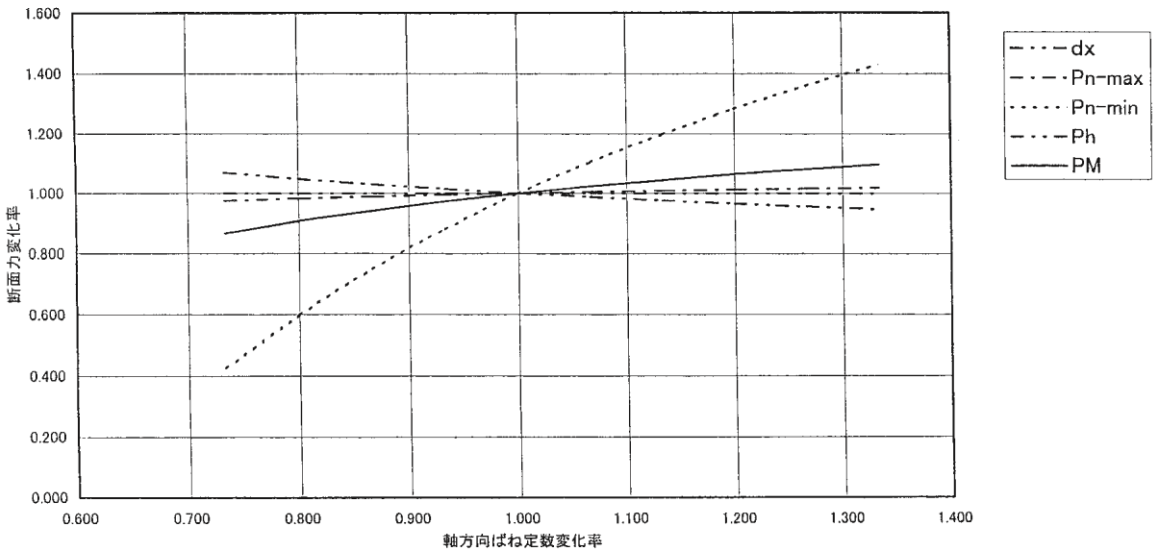
図－1 は、Kv の変化率と杭の断面力（杭頭曲げモーメント、杭鉛直反力、杭頭変位量、杭頭せん断力）の関係を表したものである。この図に示されるように Kv が小さくなると、水平変位は増加するが他の断面力はすべて減少する。Kv が大きくなるとその逆の状態を示している。

図－2 は、各種の杭の Kv を算定したものである。場所打ち杭は L/D が小さくなると Kv も小さくなる状態をしめし、他の杭種は L/D が小さくなると Kv は大きくなる。

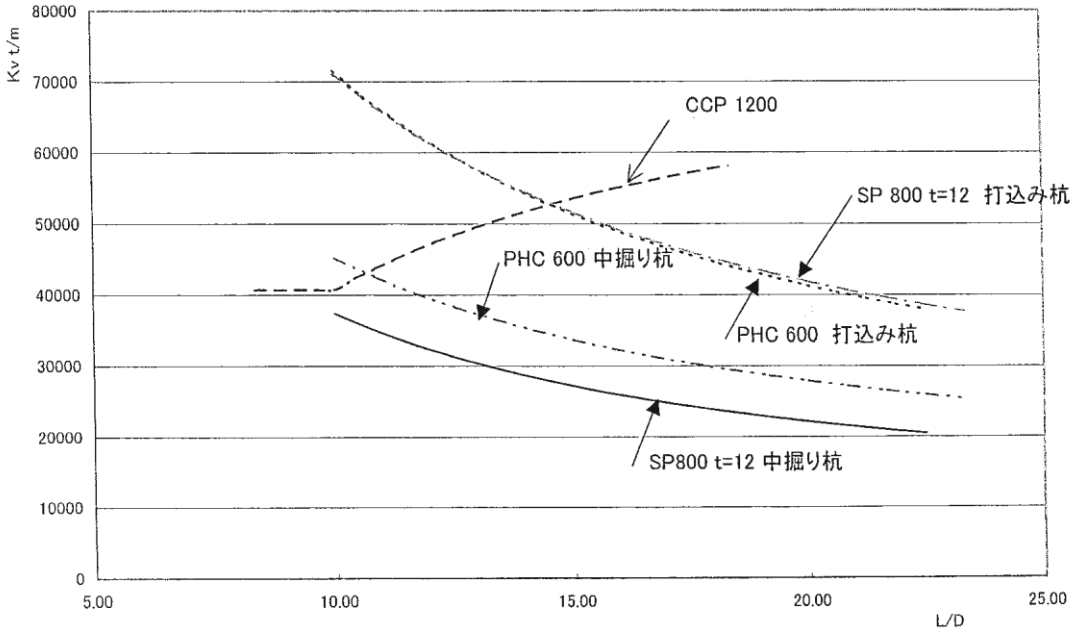
したがって、図－1、図－2 の関係から、場所打ち杭の場合に限り、L/D が小さくなるに連れ、断面力が小さくなるものとなる。

以上の検討の結果から、場所打ち杭では道示の推定式を使用（L/D＝10 の時の Kv を用いる）しても、杭の断面力が安全側になる事がわかる。尚、場所打ち杭基礎の安定は杭の剛性が高いため、変位で決定される事は皆無であり問題とならない。

また、L/D＝10 のときの Kv としたのは、道示の Kv は L/D＞10 の杭長で載荷試験等から統計処理された推定式であり、道示の式を使用して範囲外の推定（計算は可能であるが）は行ってはならない事を遵守したものである。



図－1　Kv の変化と断面力の変化率



図－2　杭軸方向バネ定数と根入れ比の関係

資料－11　深礎杭ライナープレートの適用範囲

1.　設 定 条 件

検討するに当たり、以下のように設定した。

○　ライナープレートは市場性を考慮し、一般構造用圧延鋼材 SS30（JIS G 3101）とした。
○　設計土質としては深礎杭という特質から、単重γ＝2.0（tf/m³）を対象とした。
○　掘削深は 15.0m までを計算。掘削深 15.0m 以深では土圧の増加なし。
○　杭径は実勢を考慮し、1.4m、2.0m からは 0.5m ピッチで 6.0m まで検討を行った。

2.　検 討 結 果

注記）
○　；ライナープレート　t＝2.7mm
△　；ライナープレート　t＝3.2mm
×　；補強リング必要

掘削深 / 杭径	1.0		2.0		3.0		4.0		5.0		6.0		7.0		8.0		9.0		10.0		11.0		12.0		13.0		14.0		15.0
1.40	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2.50	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
3.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
3.50	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
4.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
4.50	○	○	○	○	○	○	○	△	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
5.00	○	○	○	○	○	△	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
5.50	○	○	○	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
6.00	○	○	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×

3.　補　　足

○　ライナープレートの市場では 2.7mm が約 9 割方を占める状況であり、JH 設計要領についても 2.7mm を優先すべき旨がある。
3.2mm とするより、補強リングと組み合わせた方が経済的となるようである。
○　補強リングは物価版で H100、H125 がある。大口径深礎となる H150 を使用する可能性があるが、これについては見積もりで処理可能。

資料－12　技術基準の体系

(1) 道路橋示方書の位置付け

【法律】

道　路　法（昭和 27 年法律第 180 号）
第 30 条（道路の構造の基準）
第１項　道路の構造の技術的基準は、道路の種類ごとに左の各号に掲げる事項について政令で定める。
一　幅員、二　建築限界、三　線形、四　視距、……
第２項　橋その他政令で定める主要な工作物については、前項の規定による外、その構造強度について必要な**技術的基準を政令で定める**ことができる。

【政令】

道路構造令（平成 15 年政令 321 号で道路構造令の一部を改正する政令）
第 35 条（橋、高架の道路等）
第１項　橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路は、鋼構造、コンクリート構造又はこれらに準ずる構造とするものとする。
第２項　橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路は、その設計に用いる設計自動車荷重を 245 キロニュートンとし、……
第４項　前２項に規定するもののほか、橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路の**構造の基準に関し必要な事項は、国土交通省で定める。**

【省令】

道路構造令施行規則（昭和 46 年省令第７号）
第５条　（橋、高架の道路等）
橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路（以下、「橋等」という。）の構造は、当該橋等の構造形式及び交通の状況並びに当該橋等の存する地域の地形、地質、気象その他の状況を勘案し、死荷重活荷重、風荷重、地震荷重その他の当該橋等に作用する荷重及びこれらの荷重の組合せに対して十分なものでなければならない。

【通達】

「橋、高架の道路等の技術基準の改訂について」（平成 24 年国都街第 98 号、国道企第 87 号
国土交通省都市局長・道路局長通達で改訂）
橋、高架の道路等の技術基準のうち道路橋示方書Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編、Ⅲコンクリート橋編、Ⅳ下部構造編およびⅤ耐震設計編については、平成 13 年 12 月 27 日付国都街第 91 号、国道企第 126 号により通知したところであるが、今般これを別添のとおり改定したので、通知する。
なお、この基準は平成 24 年度以降の設計に適用する。ただし、必要に応じて平成 23 年度以前の設計に適用することができることとする。

注）法律：国会で制定された規範

政令：内閣が制定し、法律の規定を実施するための執行命令

省令：各省大臣がその主任事務について発する命令

通達：上級機関が所管の機関・職員に対して発する指示

(2) その他の技術基準

【指　針】

・示方書を補完するものであり、技術基準に関する内容で、画一的な遵守事項には不適当であるが、現時点で最も適当と考えられる事項をとりまとめたもの。

【便　覧】

・示方書や指針を補完するものであり、指針にするには時期早々であるもの、または議論が分かれるが現時点で統一的処理が望ましい事項をとりまとめたもの。

【マニュアル】

・示方書、指針、便覧による技術基準を分かりやすく解説するとともに、技術基準に関して統一的見解とする必要がある事項についてとりまとめたもの。