

第3章 上部構造

	ページ
1. 鋼橋	3-1
1.1 総則	3-1
1.1.1 鋼材の選定	3-1
1.2 調査	3-2
1.3 設計の基本	3-2
1.3.1 総則	3-2
1.3.2 部材寸法, 断面構成	3-4
1.4 材料の特性値	3-5
1.4.1 材料の強度の特性値	3-5
1.4.2 設計に用いる定数	3-5
1.5 耐荷性能に関する部材の設計	3-6
1.5.1 一般	3-6
1.5.2 部材設計に関する一般事項	3-6
1.5.3 鋼部材の限界状態	3-6
1.6 耐久性能に関する部材の設計	3-7
1.6.1 防せい防食	3-7
1.6.2 疲労設計	3-22
1.6.3 細部構造	3-28
1.7 接合部	3-31
1.7.1 溶接継手	3-31
1.7.2 高力ボルト継手	3-36
1.8 床版	3-38
1.8.1 設計一般	3-38
1.8.2 コンクリート系床版	3-38
1.8.3 鋼床版	3-48
1.9 鋼I形断面桁	3-52
1.9.1 主桁配置計画	3-52
1.9.2 主桁の設計	3-54
1.9.3 横桁, 対傾構	3-58
1.9.4 構造細目	3-59
1.9.5 曲線桁	3-63
1.10 鋼箱形断面桁	3-66
1.10.1 主桁配置計画	3-66
1.10.2 ダイアフラム計画	3-68
1.10.3 縦桁	3-70
1.10.4 構造細目	3-71
1.11 鋼少数I形断面桁	3-73
1.12 鋼細幅箱形断面桁	3-74
1.13 架設時の設計上の留意点	3-74

2. プレストレストコンクリート橋	3-77
2.1 総則	3-77
2.2 調査	3-77
2.3 設計の基本	3-77
2.3.1 総則	3-77
2.3.2 設計一般	3-78
2.3.3 PC橋の分類と架設方法	3-79
2.3.4 構造細目	3-80
2.4 材料の特性値	3-84
2.4.1 材料強度の特性値	3-84
2.4.2 設計に用いる定数	3-84
2.5 耐荷性能に関する部材の設計	3-84
2.5.1 一般	3-84
2.5.2 部材設計における共通事項	3-84
2.5.3 プレストレスを導入する構造の設計における共通事項	3-84
2.5.4 部材の照査に用いる応力度算出	3-84
2.5.5 コンクリート部材の限界状態	3-84
2.6 使用材料	3-85
2.6.1 PC鋼材	3-85
2.6.2 コンクリート	3-86
2.6.3 鉄筋	3-86
2.7 耐久性能に関する部材の設計	3-86
2.7.1 一般	3-86
2.7.2 かぶりによる内部鋼材の腐食（塩害に対する検討）	3-87
2.7.3 細部構造	3-88
2.8 床版	3-90
2.8.1 設計一般	3-90
2.8.2 床版厚及び配筋等	3-91
2.8.3 片持版端部及び横桁上の床版	3-95
2.9 プレキャストPC桁	3-96
2.9.1 形式と分類	3-96
2.9.2 プレテンション方式床版桁（JIS）	3-97
2.9.3 プレテンション方式T桁（JIS）	3-98
2.9.4 ポストテンション方式T桁（標準設計）	3-99
2.9.5 バルブT桁	3-100
2.9.6 コンポ桁（JIS）	3-102
2.9.7 プレキャスト桁架設方式による連続桁	3-103
2.9.8 斜橋	3-104
2.9.9 ばち橋	3-105
2.9.10 曲線橋	3-106
2.10 場所打ちPC桁	3-108
2.10.1 形式と分類	3-108
2.10.2 中空床版桁	3-108
2.10.3 箱桁	3-110
2.10.4 ラーメン構造による箱桁	3-113
2.10.5 外ケーブル構造による箱桁	3-114
2.10.6 プレキャストセグメント方式による箱桁	3-115

3. その他の上部構造	3-117
3.1 プレビーム合成桁	3-117
3.1.1 設計一般	3-117
3.1.2 設計上の留意点	3-117
3.2 バイプレストレッシング工法	3-118
3.2.1 設計一般	3-118
3.2.2 設計上の留意点	3-118

END 3-118

第3章 上部構造

1. 鋼 橋

1.1 総則

設計の前提となる各種の条件、および設計図等に記載すべき事項が道路橋示方書・同解説（以下「道示」という。）Ⅱ編1章総則で明示された。

- (1) 道示Ⅱ編 1.4 において設計の前提となる材料の条件が示されている。品質の確保については道示Ⅱ編 20章の各規定に、材料の力学的特性は道示Ⅰ編の各規定によるとされている。鋼橋の場合、鋼種の選定が重要となるため、道示Ⅱ編 1.4.2 にて具体的に示されている。
- (2) 道示Ⅱ編 1.5 において設計の前提となる施工の条件が示されている。これは道示Ⅰ編 1.8.1(7)に対応したもので、鋼橋の場合の具体的方法として道示Ⅱ編 20章の規定が満足されることを前提とする、となっている。20章の規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない、としている。
- (3) 道示Ⅱ編 1.6 において設計の前提となる維持管理の条件が示されている。これは道示Ⅰ編 1.8.1(6)に対応したものである。
- (4) 道示Ⅱ編 1.7 において設計図に記載すべき事項が示されている。道示Ⅰ編 1.9 で橋に関して規定されているが、ここでは鋼橋を対象とした場合の規定となっている。構造一般図などで道示Ⅱ編 1.7(2)に示された事項を記述する必要がある。

1.1.1 鋼材の選定

- (1) 鋼材は JISG3101 一般構造用圧延鋼材、JISG3106 溶接構造用圧延鋼材及び JISG3114 溶接構造用耐侯性熱間圧延鋼材及び JISG3140 のうち SBHS400、SBHS400W、SBHS500、SBHS500W の規格に適合するものを原則とする（道示Ⅰ編、1.4.2）。
- (2) 鋼種は板厚により 表 1.1.1 に基づいて選定するのを標準とする（道示Ⅱ編、1.4.2）。最大板厚を 40mm 以下で設計できれば望ましいが、板厚が 40mm を超える場合は、降伏点又は耐力が変化しない鋼材（降伏点一定鋼）も使用することができる。
- (3) 溶接により拘束力を受ける主要部材で板厚方向に主として引張力を受ける場合には、溶接部又はその周辺部に割れが発生する可能性があるため、鋼材の板厚方向の特性に配慮しなければならない（道示Ⅱ編、1.4.2 解説）。
- (4) 降伏点一定鋼などの特別な性能を有する鋼材を使用する場合には、鋼種の後に仕様を表す記号を明記する（道示Ⅱ編、1.7 解説）。
- (5) 使用上の注意事項
 - 1) 使用板厚は、1mm ピッチとする。
なお、フィラー（鋼部材のボルト継手等において、母材に板厚差がある場合に用いる調整鋼板）の板厚は、2.3mm、3.2mm、4.5mm、6mm 以上については 7mm を除く整数厚を使用する。又、フィラーの板厚は厚い側の母材の板厚の 1/2 程度かつ 25mm 程度を限度とする（（道示Ⅱ編、9.5.11 解説）及び（デザイナーブック、6.3 鋼版、ステンレス鋼版、H23.5、日本橋梁建設協会））。
 - 2) 耐侯性鋼材は無塗装（裸使用鋼材）仕様を標準とし、安定さび生成に良好な環境の地域に使用すること（道示Ⅱ編、7.1）。
 - 3) 鋼Ⅰ断面桁においては、対傾構や横構に形鋼を使用するものとする。使用形鋼の仕様や規格の標準化

を目的として、1橋梁内においては、それぞれの形鋼の使用種類数は1～2種類程度とするのが望ましい。

表 1.1.1 板厚による鋼種選定標準（道示Ⅱ編,表-1.4.1）

鋼種		板厚 (mm)							
		6	8	16	25	32	40	50	100
非 造 溶 接 鋼	SS400	●	●	●	●	●	●	●	●
溶 接 構 造 用 鋼	SM400A	●	●	●	●	●	●		
	SM400B	●	●	●	●	●	●		
	SM400C	●	●	●	●	●	●	●	●
	SM490A	●	●	●	●	●	●		
	SM490B	●	●	●	●	●	●		
	SM490C	●	●	●	●	●	●	●	●
	SM490YA	●	●	●	●				
	SM490YB	●	●	●	●	●	●		
	SM520C	●	●	●	●	●	●	●	●
	SBHS400	●	●	●	●	●	●	●	●
	SM570	●	●	●	●	●	●	●	●
	SBHS500	●	●	●	●	●	●	●	●
	SMA400AW	●	●	●	●	●	●		
	SMA400BW	●	●	●	●	●	●		
	SMA400CW	●	●	●	●	●	●	●	●
SMA490AW	●	●	●	●	●	●			
SMA490BW	●	●	●	●	●	●			
SMA490CW	●	●	●	●	●	●	●	●	
SBHS400W	●	●	●	●	●	●	●	●	
SMA570W	●	●	●	●	●	●	●	●	
SBHS500W	●	●	●	●	●	●	●	●	

注：板厚が8mm未満の鋼材については5.2.1及び11.8.4による。

1.2 調査

H29 道示から新たに規定された事項である。鋼橋の設計を行うために必要な情報が得られるように調査を実施しなければならない、と規定され、具体の調査の種類が道示Ⅱ編 表-解 2.2.1 に示されている。

1.3 設計の基本

1.3.1 総則

- (1) 道示Ⅰ編 1.8に規定する橋の性能、道示Ⅰ編 2.3に規定する橋の耐荷性能あるいは部材等の耐荷性能、道示Ⅰ編 6章に規定する部材などの耐久性能、を有することと規定されている。また、道示Ⅰ編 1.8.2に規定する設計手法のうち、鋼橋における構造解析については道示Ⅱ編 3.7によることとしている。
- (2) 耐荷性能の照査については、道示Ⅰ編 2章橋の耐荷性能に関する基本事項、3章設計状況、4章橋の限界状態、5章橋の耐荷性能の照査の各項目が、道示Ⅱ編 3.2耐荷性能に関する基本事項、3.3作用の組合せ及び荷重係数、3.4限界状態、3.5耐荷性能の照査、に対応している。
- (3) 耐久性能の照査については、道示Ⅱ編 3.6において道示Ⅱ編 6章の規定によらなければならない、としている。道示Ⅱ編 6章では、鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならないとし、道示Ⅱ編 3.8.3の規定

に従い構造設計上の配慮を行うとともに、道示Ⅰ編6.1の規定に従い設計耐久期間を定め、道示Ⅰ編6.2の規定に従わなければならないとしている。具体には、腐食は道示Ⅱ編7章、鋼部材の疲労は道示Ⅱ編8章、床版の疲労は道示Ⅱ編11章の規定による、としている。

(4) 構造解析については、道示Ⅱ編3.7において、部材をはり理論、版理論等に従い棒部材又は版部材としてモデル化し、橋及びそれを構成する部材などを骨組、格子及び版としてモデル化し、線形解析により部材の断面力、変位及びその断面力に基づく応力を算出してよい、としている。

代表的な解析方法を表1.3.1、図1.3.1に示す。

表 1.3.1 主桁の構造解析計算方法

種類	計算方法
直線桁	変形法による任意格子解析、 レオンハルトホンベルグ理論による格子解析、 ギヨンマツネの版理論解析
曲線桁	変形法による任意格子解析
斜橋	変形法による任意格子解析
床版桁	オルゼンの薄版理論、 ギヨンマツネの版理論解析（PC床版桁）
鋼床版	有限帯板法（FSM）、 変形法による任意格子解析、直交異方性版理論

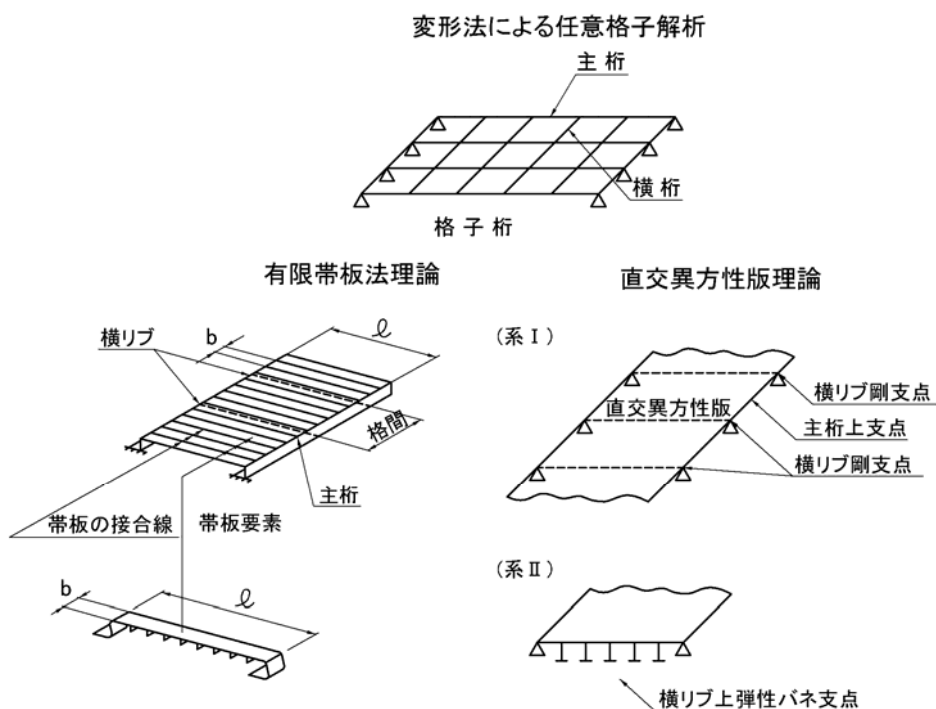


図 1.3.1 構造モデル

(5) 道示Ⅰ編7章に示されている橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他検討に対応する事項として、道示Ⅱ編3.8にその他の必要事項が示されている。具体的な照査項目として、風の動的な影響に対する照査、活荷重に対するたわみの照査が示されている。たわみの照査は道示Ⅱ編3.8.2において照査方法、制限値が示されている。

(6) 道示Ⅰ編 1.8.3 構造設計上の配慮事項に対応して、道示Ⅱ編 3.8.3 に鋼橋に関連した構造設計上の配慮事項が示されている。

1.3.2 部材寸法、断面構成

(1) 部材寸法

部材寸法や重量は、車両による輸送の場合、車両制限令における一般的制限値以内とすることを原則とする。やむを得ず一般的制限値を超える部材を輸送する場合は、特殊車両通行許可申請を行い、通行許可を受けてから搬入しなくてはならない。

部材輸送の詳細については、第7章 1.4 を参照のこと。

(2) 断面構成

断面構成の基本となるブロック割りは、輸送制限（ブロック長、ブロック重量）を超えない範囲で、ブロック数を最小限に計画するのが望ましい。また、断面構成図は必ず作成するものとし、断面が引張応力度、圧縮応力度、孔引き応力度（添接部）、フランジ板厚差、最低板厚等どの規定で決定されたか分かるように記述しなければならない。

(3) 「土木構造物設計ガイドライン[橋梁編], H11. 11, 全日本建設技術協会」に基づき、鋼桁の製作及び現場施工の省力化が促進されるよう構造の簡素化を図るものとする。

図 1.3.2 に鋼 I 型断面桁での具体例を示す。

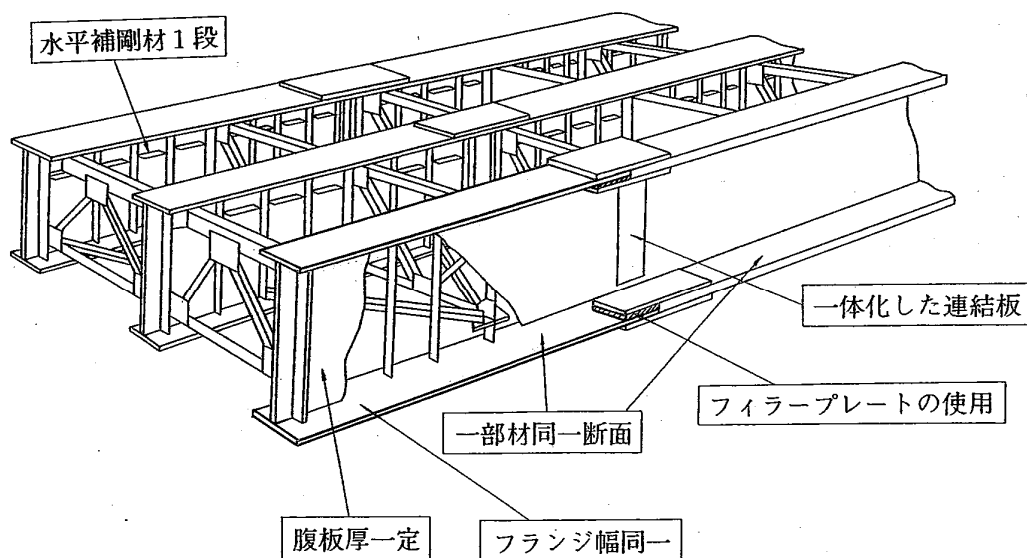


図 1.3.2 ガイドライン型設計の構造イメージ（ガイドライン型設計適用上の考え方と標準図集, H15. 3, 橋建協 図 1-1）

(4) 仮定剛度と実剛度及び仮定鋼重と実鋼重の差は以下に示す範囲に収めるものとする。

- ・ 仮定剛度と実剛度 $\pm 5\%$

主桁の剛度の算定は、支間平均剛度とし、格点間で主桁断面が変化する場合は、その加重平均により求めるものとする。

- ・ 仮定鋼重と実鋼重 $\pm 10\%$ （ただし、鋼床版桁橋においては $\pm 5\%$ 以下とする）

(5) 応力余裕

断面応力の余裕は、許容応力度に対して0～5N/mm²程度の範囲とする。なお、断面構成上の他の規定等により、上記の範囲より大きい余裕となる場合は良い。

1.4 材料の特性値

1.4.1 材料の強度の特性値

(1) 鋼材

道示Ⅱ編 4.1.2 に鋼材（構造用鋼材，鋳鍛造品，鋼管など）の特性値，道示Ⅱ編 4.1.3 に接合部に用いる鋼材（溶接材料，高力ボルトなど）の強度の特性値が示されている。

これらの特性値は、許容応力度ではなく降伏応力度となっており，H24 以前の道示と比較する場合には注意が必要である。

(2) コンクリート

コンクリートを使用する場合には，道示Ⅱ編及び道示Ⅲ編に規定する材料の強度の特性値を用いる，としている。

床版に用いるコンクリートについては，道示Ⅱ編 11 章床版の 11.2.6 コンクリートの設計基準強度にて道示Ⅱ編 14.3.2 の規定によるとされ，14.3.2 床版のコンクリートの設計基準強度で具体的な数値が記述されている。ここに記述されていないプレキャスト床版等については道示Ⅲ編を参照することとなる。

1.4.2 設計に用いる定数

道示Ⅱ編 4.2.2 に鋼材の物理定数としてヤング係数，せん断弾性係数，ポアソン比と PC 鋼材のリラクゼーション率が示されている。また，道示Ⅱ編 4.2.3 にケーブルのヤング係数が示されている。

1.5 耐荷性能に関する部材の設計

H24道示Ⅱ編の3章許容応力度、4章部材の設計に該当する部分が整理され、5章耐荷性能に関する部材の設計として、5.1一般、5.2部材設計に関する一般事項、5.3鋼部材の限界状態1、5.4鋼部材の限界状態3となっている。

1.5.1 一般

ここでは、鋼部材を設計する際の基本的な考え方、二次応力に対する配慮、相反応力部材について記述されている。

1.5.2 部材設計に関する一般事項

ここでは、鋼材の最小板厚、部材の細長比、孔あき板、引張力を受ける山形鋼の有効断面積について記述されている。

1.5.3 鋼部材の限界状態

H24道示で許容応力度として整理されていた項目が、限界状態ごとの照査方法として示されている。

鋼部材等の限界状態は道示Ⅱ編3.4.3に規定されており、限界状態1は「部材等が弾性に挙動する限界の状態」、限界状態3は「部材等の挙動が可逆性を失うものの耐荷力を完全に失わない状態」、と解説に記述されている。しかし、5.3の各項に示されている通り、「(前略)最大強度以降の強度が低下する状態と区別して、別に可逆性を失う限界状態を明確に示すことが困難である」ため、ほとんどの規定で限界状態1と限界状態3は同一の照査式で照査されている。

H24道示では材質ごとに許容応力度の算出式が規定されていたが、H29道示では材料の特性値や部材の形状寸法を用いた式によって算出するように規定されている。両者は同じ理論式に基づいており違いはない。

1.6 耐久性能に関する部材の設計

「鋼部材は、経年的な劣化による影響に対し、必要な耐久性能を確保しなければならない」とし、「鋼部材の耐久性能の確保にあたっては、道示Ⅱ編3.8.3の規定に従い構造設計上の配慮を行うとともに、道示Ⅰ編6.1の規定に従い部材の耐久性能を保持するための設計耐久期間を定め、道示Ⅰ編6.2の規定に従わなければならない」としている。

また、「経年的な劣化の影響として、少なくとも鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならない」とし、鋼材の腐食に関しては道示Ⅱ編7章、鋼部材の疲労の影響は道示Ⅱ編8章、床版の疲労の影響は11章、の各規定によるとしている。

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

1.6.1 防せい防食

(1) 一般

- ① 鋼桁の部材には、腐食による機能の低下を防ぐため、防せい防食を施さなければならない。このとき、鋼部材の耐荷性能に腐食による影響が生じるまでの期間が、維持管理の前提条件に応じて定める当該部材の設計耐久期間よりも長くなるようにしなければならない。
- ② 鋼材の防せい防食法の選定にあたっては、架橋地点の環境、橋梁の部位及び規模、部材の形状および経済性を考慮しなければならない。
- ③ 鋼桁の設計にあたっては、防せい防食法に応じて、細部構造の形状及び材料の組合せ等について適切に配慮しなければならない。

鋼桁の防せい防食は、以下のとおりとする。表 1.6.1 に代表的な防せい防食法を示す。

表 1.6.1 鋼桁の代表的な防せい防食法（鋼道路橋防食便覧, H26.3, 表 1.3.1）

防食法	塗 装		耐候性鋼材	亜鉛めっき	金属溶射
	一般塗装	重防食塗装			
防食原理	塗膜による環境遮断	塗膜による環境遮断とジンクリッチペイントによる防食	緻密なさび層による腐食速度の低下	亜鉛皮膜による環境遮断と亜鉛による防食	溶射皮膜による環境遮断と亜鉛による防食
劣化因子	紫外線, 塩分, 水分(湿潤状態の継続)	紫外線, 塩分, 水分(湿潤状態の継続)	塩分, 水分(湿潤状態の継続)	塩分, 水分(湿潤状態の継続)	塩分, 水分(湿潤状態の継続)
防食材料	塗料	塗料	腐食速度を低下する合金元素の添加	亜鉛	亜鉛, 亜鉛・アルミニウム
施工方法	スプレーやはけ, ローターによる塗付	スプレーやはけ, ローターによる塗付	製鋼時に合金元素を添加	めっき処理槽への浸漬(めっき工場)	溶射ガンによる溶射
構造, 施工上の制限(原則)	温度, 湿度等施工環境条件の制限	温度, 湿度等施工環境条件の制限	滞水・湿気対策	めっき処理槽による寸法制限と熱ひずみ対策	溶射ガンの運行上の制限
外観(色彩)	色彩は自由	色彩は自由	色彩は限定(茶褐色)	色彩は限定(灰白色)	色彩は限定(梨地状の銀白色)
維持管理	さびの発生や塗膜の消耗, 変退色の調査。塗膜劣化が進行した場合は塗替え。	さびの発生や塗膜の消耗, 変退色の調査。塗膜劣化が進行した場合は塗替え。	異常なさびが形成されていないことの確認。腐食が進行した場合は塗装による防食**	亜鉛層の追跡調査。亜鉛層の消耗後は塗装による防食**	亜鉛・アルミニウム層の追跡調査。溶射皮膜の消耗後は金属溶射又は塗装による防食**
複合防食	—	—	—	塗装との併用	塗装との併用

注) 1. *印は実績が少なく、塗装にあたっては注意が必要である。

2. 耐候性鋼材は、JIS G3114 (W仕様) に規定する溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材を示す。

(2) 防食設計

鋼桁の防食設計は、計画～設計～施工の各段階を通して行うことが必要であり、各段階でそれぞれ適切な配慮を行い鋼桁の部材が腐食により早期に機能の低下をきたすことのないように十分注意して行うこと。図 1.6.1 に防食法の選定手順を、表 1.6.2 に鋼桁の代表的な防食法の適用環境比較を示す。

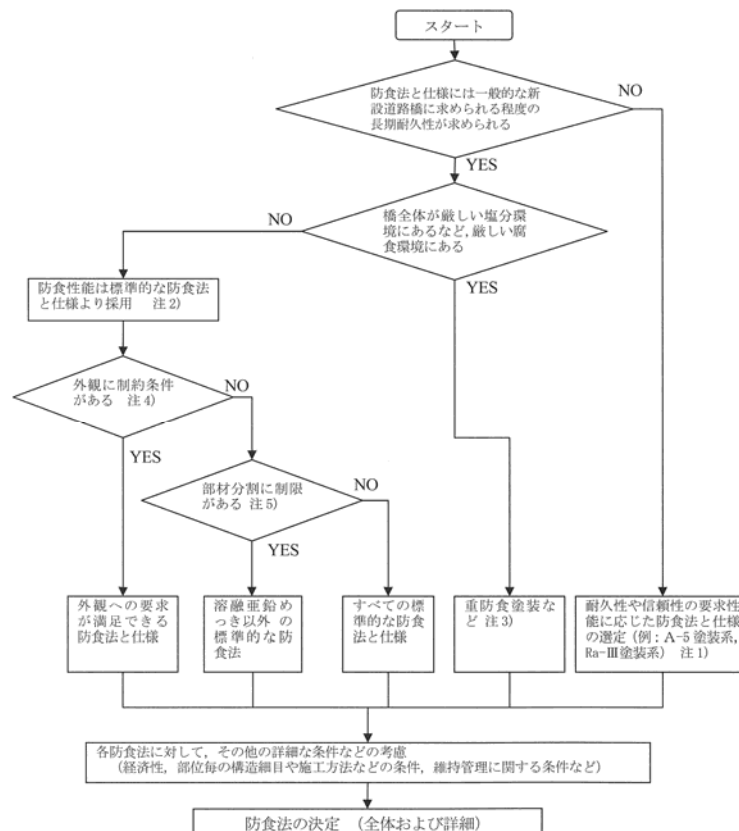


図 1.6.1 防食法の選定手順（鋼道路橋塗装・防食便覧資料集、図-I.2.1, H22.9）

表 1.6.2 鋼桁の代表的な防食法の適用環境比較（鋼道路橋防食便覧、表-I.4.1, H26.3）

防食法		劣化因子/劣化促進因子	環 境	
			飛来塩分量が少ない環境	飛来塩分量が多い環境
塗装	一般塗装	紫外線、水、酸素/塩分、亜硫酸ガス等	適用可能範囲	
	重防食塗装	紫外線、水、酸素/塩分、亜硫酸ガス等		適用可能範囲
耐候性鋼材		水、酸素/塩分、亜硫酸ガス等	適用可能範囲	
溶融亜鉛めっき		水、酸素/塩分、亜硫酸ガス等	適用可能範囲	
金属溶射	封孔処理	水、酸素/塩分、亜硫酸ガス等	適用可能範囲	
	重防食塗装	紫外線、水、酸素/塩分、亜硫酸ガス等		適用可能範囲

注) 1 本表は、確実な施工が行われた場合の適用環境区分を示す。確実な施工が行われなかった場合は耐久性が著しく低下することがある。
 2. 適用環境は主に飛来塩分の影響の有無により区分したものであり、凍結防止剤の影響は考慮していない。
 3. 温泉地帯等で亜硫酸ガス等塩分以外の腐食を促進する物質の影響を強く受ける環境では別途検討が必要である。
 4. 金属溶射の適用可能範囲は使用する溶射材料により異なる。亜鉛溶射皮膜は溶融亜鉛めっきと同じと考えられるが、亜鉛・アルミニウム合金溶射皮膜や擬合金溶射皮膜、アルミニウム溶射皮膜の適用可能範囲はもう少し広がる。
 5. 適用可能範囲を超えた厳しい環境では、防食の耐用年数が短くなることから鋼道路橋ではその防食法の使用を極力避けるのが望ましい。

(3) 塗装

1) 設計一般

塗装は鋼材表面に保護被膜を形成して腐食を防止する。構造上の制約が少なく、色彩選択の自由度が大きい等の特徴があるが、環境中では種々の要因で塗膜が劣化するため周期的な塗替えによる機能の維持が必要であることを考慮する必要がある。鋼橋の塗装には機能に応じて数種類の塗装系があるが、架橋位置の環境、維持管理方法等を考慮して適切なものを選定する必要がある（道示Ⅱ編, 7.1解説）。

① 塗装仕様は、LCC（ライフサイクルコスト）低減の観点から下記の重防食塗装系を基本とする。

防食下地：耐食性に優れたジンクリッチペイント

下塗り：遮断性に優れたエポキシ樹脂塗料

上塗り：耐候性に優れたふっ素樹脂塗料

（都市内などでは防汚材料を用いることを検討する。）

なお、具体的には、「鋼道路橋防食便覧, H26. 3, 日本道路協会」を参考に、新設時にはC-5塗装系を、塗替え時にはRc-I塗装系を採用することとする。塗替えに関しては第9章4. 8を参照のこと。

② 環境に配慮し、防せい顔料や着色顔料及びドライヤーに鉛やクロムなど有害な重金属を含む塗料は使用しないものとする（鋼道路橋防食便覧, H26. 3, 日本道路協会）。このため、色相が一部制限されるので色彩設計で注意が必要である。

③ 作業者の健康を考慮し、発癌性の疑いのある物質を含有するタールエポキシ樹脂塗料は使用しないものとする。

④ 塗料は「鋼道路橋塗装・防食便覧, H26. 3, 日本道路協会」の鋼道路橋塗装用塗料標準に適合した塗料を使用するものとする。

2) 防食設計

塗装の防食設計は、橋の架橋環境や維持管理体制（長期管理計画）などに基づいて適切な塗装系を選定し、塗装系の性能を確実に発揮させるための素地調整方法、塗装方法、塗替え周期などについて検討を行い、これらを決定するものである。塗装における防食設計は図1. 6. 2に示すフローに基づいて行う（鋼道路橋防食便覧, H26. 3, 日本道路協会）。

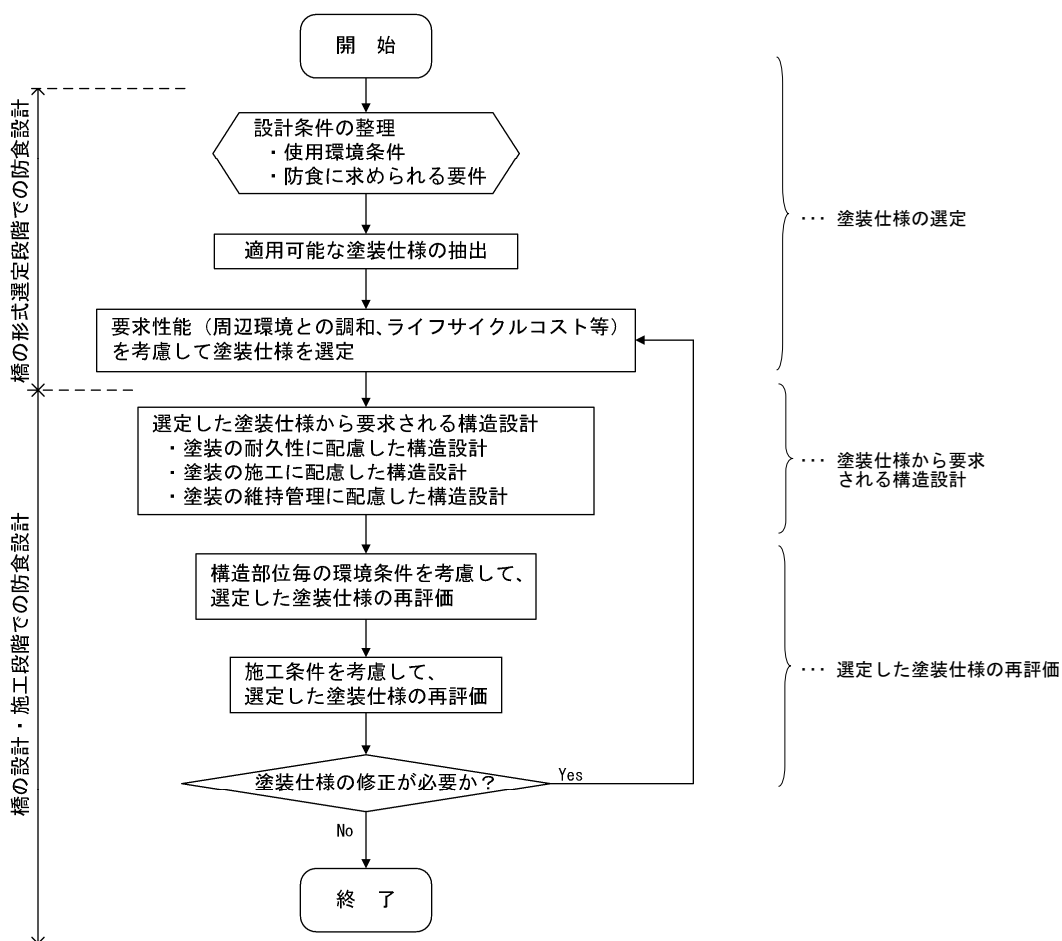
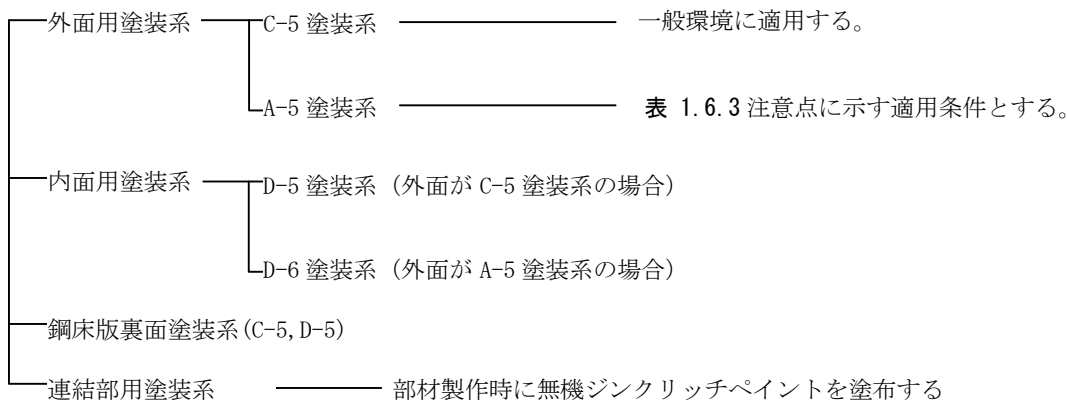


図 1.6.2 塗装における防食設計フロー（鋼道路橋防食便覧, 図-II. 2. 2, H26. 3）

① 塗装仕様の選定（鋼道路橋防食便覧, H26. 3, 日本道路協会）

塗装系の分類



a) 一般外面塗装系

表 1.6.3 一般外面塗装系(鋼道路橋防食便覧, 第Ⅱ編 2.2.4, H26.3)

塗装系	特 徴	注 意 点
C-5	架橋地点の腐食環境の厳しさに十分耐えられる防食性能を有し, 美観・景観性をできるだけ長期間保つための耐候性の良好なふっ素樹脂上塗塗料を使用し全工場塗装とする	・構造物に汚れが目立つ場合, 土木用防汚材料を上塗りに検討
A-5	下塗り塗料として鉛・クロムフリーさび止めペイントを使用し, 下塗りを工場塗装, 中塗り, 上塗りを現場塗装とする	・特にLCCを考慮する必要のない場合や, 20年以内に架替予定の場合に適用する塗装系 ・工場塗装後, 6ヶ月以内に現場塗装が必要 ・RC床版桁には使用できない ・塗替塗装時に鉛, クロムの飛散防止対策必要

b) 内面塗装系

表 1.6.4 内面塗装系(鋼道路橋防食便覧, 第Ⅱ編 2.2.4, H26.3)

塗装系	特 徴	注 意 点
D-5	耐水性に優れた内面用変性エポキシ樹脂塗料を厚く塗布して塗膜の防食効果を長期間維持でき, 一般外面塗装系C-5の場合に適用	・色相は点検時の照明効果を良くするため明色仕上げとする
D-6	耐水性に優れた内面用変性エポキシ樹脂塗料を厚く塗布して塗膜の防食効果を長期間維持でき, 一般外面塗装系A-5の場合に適用	・同 上

c) 鋼床版裏面の塗装

表 1.6.5 鋼床版裏面の塗装(鋼道路橋防食便覧, 第Ⅱ編 2.2.4, H26.3)

塗装系	特 徴	注 意 点
C-5 (外面)	鋼床版裏面は, グースアスファルト施工時に180℃程度まで温度が上昇するので, 耐熱性に優れるふっ素樹脂上塗塗料を使用し全工場塗装とする	・構造物に汚れが目立つ場合, 土木用防汚材料を上塗りに検討
D-5 (内面)	鋼床版裏面は, グースアスファルト施工時に180℃程度まで温度が上昇するので, 耐熱性に優れる塗装とする	・色相は点検時の照明効果を良くするため明色仕上げとする

d) 摩擦接合部の塗装 (道示Ⅱ編, 20.9.3)

摩擦接合において接合される材片の接触面については, 必要とするすべり係数が得られるように適切な処理を施さなければならない。

- ・接触面を塗装しない場合には, 黒皮を除去して粗面とする。
- ・接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合, 表 1.6.6に示す条件に従う。

表 1.6.6 無機ジンクリッチペイントを塗装する場合の条件 (道示Ⅱ編, 表-20.9.2)

項 目	条 件
接触面片面あたりの最小乾燥塗膜厚	50 μm以上
接触面の合計乾燥塗膜厚	100~200 μm
乾燥塗膜厚中の亜鉛含有量	80%以上
亜鉛末の粒径 (50%平均粒径)	10 μm程度以上

3) その他

- ① 新設溶融亜鉛めっき面の塗装仕様は、その目的と周囲の塗装系との調和を考慮して選定する。
塗装は工場塗装とし、外面用塗装仕様（ZC-1）・内面用塗装仕様（ZD-1）とする（鋼道路橋防食便覧, 第Ⅱ編2.2.5, H26.3）。
- ② 金属溶射面への塗装は、表面が多孔質であるため、塗膜にピンホールが生じやすいので封孔処理を確実に施すことが必要である（鋼道路橋防食便覧, 第Ⅱ編2.2.6, H26.3）。また、塗装表面に凹凸が多くなるため仕上がり外観が劣る。
- ③ コンクリート面への塗装仕様は「道路橋の塩害対策指針（案）・同解説（H59.2, 日本道路協会）」に準拠するが、美観・景観性及び長寿命化の観点から、上塗り塗料は耐候性に優れたふっ素樹脂塗料とする（鋼道路橋防食便覧, 第Ⅱ編2.2.7, H26.3）。
- ④ 主桁や縦桁上の上フランジなどのコンクリート接触部は、さび汁による汚れを考慮し無機ジンクリッチペイントを30 μ m塗布する。

(4) 耐候性鋼材

凍結防止剤散布が想定される箇所においては、耐候性鋼材を採用しないことを基本とし、採用する場合は、事業課・道路維持課との協議の上決定すること。

1) 設計一般

ここに規定する事項は、I形断面、箱形断面鋼桁橋に耐候性鋼材を使用する場合に適用する。

無塗装耐候性橋梁の設計・施工にあたっては、「鋼道路橋防食便覧, H26.3, 日本道路協会」によるほか、「耐候性鋼橋梁の手引き, H25.4, 日本橋梁建設協会」を参考として行うとよい。

2) 防食設計

耐候性鋼材の使用を計画した場合にその橋に所定の性能を発揮させるために考慮すべき事項とその手順、内容について表 1.6.7 に示す。

表 1.6.7 耐候性鋼橋梁の防食設計手順（鋼道路橋防食便覧, 表-Ⅲ.2.2, H26.3）

手順	内容
環境条件の確認	建設地点の環境が耐候性鋼材に適しているかを確認する。
使用材料の選定	鋼材, 溶接材料, 高力ボルトについて適正材料を選定する。
景観への配慮	耐候性鋼材特有の暗褐色が環境と調和するかを確認し, さび汁などで外観上特別な配慮が必要かを検討する。
細部構造の処置	防食に配慮した細部構造設計をする。
製作・架設条件の確認	防食と外観に配慮した製作法と架設法がとられることを確認する。
維持管理方法の提示	点検・診断, 維持・管理の方法を提示する。

3) 使用可能な地域

以下に示す条件すべてを満たす鋼橋には、耐候性鋼材を無塗装で使用する。ただし、桁下空間の利用状況に応じて、その適用は慎重に検討すること。また、1橋梁内での使い分けはしない。ただし、連続高架橋の場合には周辺地域の状況によりブロック分けをし、各ブロック単位で判断する。

- ① 上路式橋梁であること。
- ② 架橋位置の飛来塩分量が、所定の方法（ガーゼ法（JIS-Z-2382）等）による計測値0.05mdd（NaCl:mg/100cm²/day）以下であること。又は、表1.6.8に示す愛知県内の地域。

表 1.6.8 飛来塩分量測定省略地域（鋼道路橋防食便覧, 図-Ⅲ.2.8, H26.3）

地域区分	飛来塩分量の測定を省略してよい地域
太平洋沿岸部	海岸線から2kmを超える地域

- ③ 架橋位置で地山が迫った橋に該当しないこと（図1.6.3（ $S \leq 5m$ かつ $h \leq 2m$ の場合））。

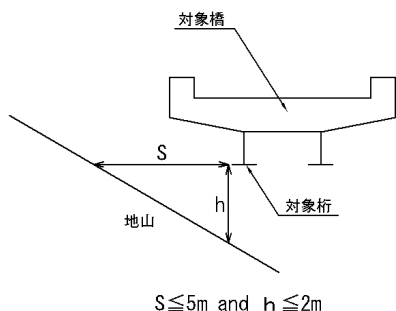


図 1.6.3 山が迫った橋の場合（鋼道路橋防食便覧, 図-Ⅲ.2.10, H26.3）

- ④ 架橋位置が水面又は植生からの湿気に対して、下記の値を満足すること（対象水位はM.W.Lとする）。
 - i) 川などの動水面では、桁下フランジなどが水面上約2.4m以上離れる。
 - ii) 湖水など静水面では、桁下フランジなどが水面上約3m以上離れる。
- ⑤ 架橋される全延長がDID（人口集中地区）区域外であること。
- ⑥ 架橋位置が「愛知県道路景観整備地区」等景観に配慮する地区（第8章参照）に位置づけされていないこと。

4) 使用材料

- ① 構造用鋼材は、JIS G 3114溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材およびJISG3140橋梁用高降伏点鋼板のうち、SMA400W, SMA490W, SMA570W, SBHS400W, SBHS500Wを裸仕様で使用するものとする（鋼道路橋防食便覧 第Ⅲ編2.2.2, H26.3）。

ただし、下記の部材は、通常の橋梁と同じ材料を使用する。

- ・ 検査路—溶融亜鉛めっき仕上げとする。
- ・ 床版コンクリートに埋め込まれる部材（例、スラブ止め、伸縮継手のリブ）
- ・ 箱桁内面は塗装仕様のため普通鋼材とする。ただし、連結板は内面板と外面板とが同一形状のものは製作架設上の誤用を避けるため耐候性鋼材を使用する。
- ② フィラーに用いる薄板は、JIS耐候性鋼材が入手し難い場合は、高耐候性圧延鋼材SPA-H（JIS G3125）又はその相当品などを使用する。
- ③ 腐食代は考慮しないものとする。

- ④ 耐候性鋼板及び形鋼の種類は、市場性を考慮して選定すること。特に型鋼は市場在庫が無く、重量がまとまらなると製造されない。
- ⑤ 耐候性鋼材を裸使用した場合、安定さび層が形成されるまでの初期の段階では、さび汁が沈出飛散し付近を汚染するので、さび汁に対処した構造細目を検討しなければならない。
- ⑥ 一般的に鋼材は、使用される部材の位置、形状、面の向き等によって腐食の状態が異なるといわれる。また、耐候性鋼材の安定さび層の形成についても同様のことがいえる。したがって、裸使用橋梁の設計にあたっては、以下に示す事象を出来るかぎり防止又は緩和するように構造細目を工夫するものとする。
- ・ 滞水
 - ・ 有害な腐食要因の付着
 - ・ 結露
 - ・ 泥、ごみ等の堆積
 - ・ 雨水等の定常的な水みち
 - ・ 床版、伸縮装置、排水管等の損傷による漏水

⑦ 高力ボルト

現場接合に用いる高力ボルトは、無塗装仕様のS10TW・M22を標準とする。なお、無塗装仕様のトルシア形高力ボルト、六角ナット、平座金のセットは日本道路協会規格に合格するもので、かつ耐候性を付与するために主として、Cu、Cr、Niなどを添加した耐候性ボルトを使用するものとする（道示Ⅱ編 4.1.3 解説、鋼道路橋防食便覧、付表-Ⅲ2.1、H26.3）。

⑧ 耐候性鋼用表面処理剤

流出したさび汁により周辺を汚すことを抑制する必要がある場合には、耐候性鋼材に耐候性鋼用表面処理を施すものとする。

5) 防食仕様

① 鋼材

工場製作時のブラストは、原板ブラストを基本とする。

② 部分塗装（鋼道路橋防食便覧、第Ⅲ編3.3.2、H26.3）

i) 桁の端部

凍結防止剤が散布されると、地覆の不連続部や伸縮装置の損傷部より路面排水が落ち、桁端部（多径間の桁の掛け違い橋脚部を含む）が塩分を含む水で湿潤な状態になる。よって、桁端部には部分塗装を施すこととする。塗装範囲は図のように、下部構造の天端上となる部分を目安とする。I桁、箱桁、その他構造の桁、いずれも、同様の範囲を塗装することを基本とする。

桁端部に施す塗装は、外桁外側 C-5 系（茶色）、それ以外（内桁及び外桁内側）は D-5 系（黒色）を標準とする。

地面との空間が取れずに風通しの悪い部位では図に示す範囲について塗装範囲とする。

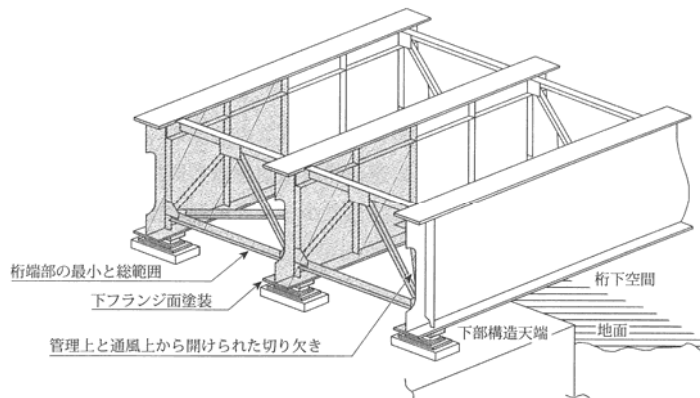


図 1.6.4 桁端部の部分塗装範囲の例（橋台の例）（鋼道路橋防食便覧, 図-Ⅲ.3.6, H26.3）

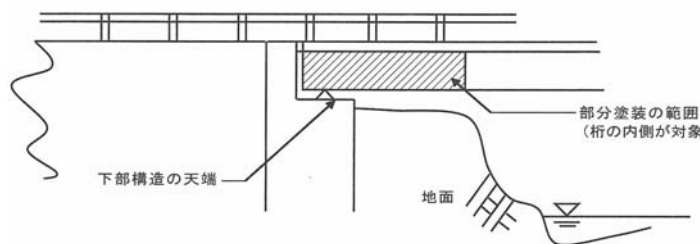


図 1.6.5 地面が迫った地形での部分塗装範囲（鋼道路橋防食便覧, 図-Ⅲ.3.6, H26.3）

ii) 箱桁の内面

耐候性鋼材の適用可能な環境とならないため、内面用塗装仕様 D-5 を適用する。

iii) R C床版を持つ箱桁の上フランジ上面

床版を打ち降ろすのが基本だが、ハンチを設ける場合狭隘かつ閉塞された空間となり、維持管理不可能であり、内面用塗装仕様 D-5 を適用する。

③ 支承

支承は、亜鉛めっき仕様、金属溶射仕様、塗装仕様、耐候性鋼仕様などがあるが、橋の端部の局部環境が悪いこと、及び支承取替えが困難であることを考えると塗装やめっきを施すなど十分に防食性能を高めておくのがよい。

6) 構造設計上の留意点（鋼道路橋防食便覧, 第Ⅲ編 3.2, H26.3）

部材の位置関係や空間的な条件から耐候性鋼材に適した環境となりにくい箇所への配慮や、高力ボルト連結部のように局部的に狭隘な部分が生じたり滞水や塵埃の堆積が生じやすい構造となる箇所への配慮が必要である。

① 主桁の部材間の隙間（母材の隙間）

隙間間隔は 10～20mm 程度とする。ただし、箱桁などで雨水が浸入する可能性のある場合には、桁上縁側だけをシールするなど工夫すること。

② 連結板

主桁のウェブ及び下フランジの隙間をあけるとともに下フランジの下側の連結板を分割する。

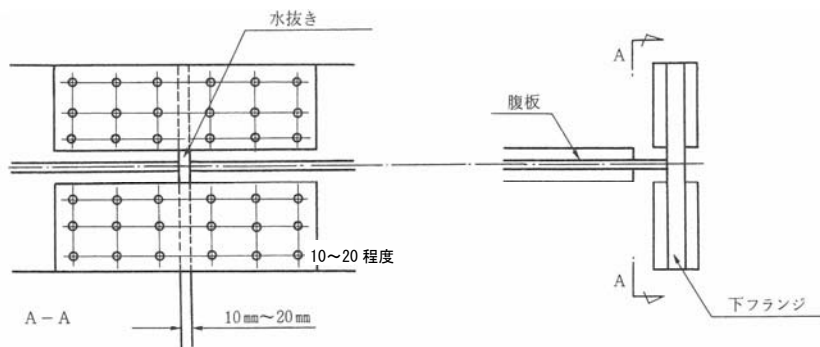


図 1.6.6 I げた下フランジの連結板の例 (鋼道路橋防食便覧, 図-Ⅲ. 3. 2, H26. 3)

③ ボルトの配列

ボルト配置は、板相互間の密着をできるだけよくするためにボルト間隔をなるべく小さくし、格子配列とする。最大中心間隔は、圧縮、引張に関わらず表 1.6.9 の小さい値とする。

また、最大縁端距離は最小縁端距離を下回らない範囲でできる限り小さくするのがよく、50mm を超えないようにする。

表 1.6.9 ボルトの最大中心間隔 (鋼道路橋防食便覧, 表-Ⅲ. 3. 1, H26. 3)

ボルト の呼び	最大中心間隔		
		p	g
M20	130	12 t	12 t
M22	150	千鳥の場合は $15 t - \frac{3}{8} g$ ただし、12 t 以下	
M24	170		

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)

7) 細部構造の留意点

① 部材の接続部及び水平面に雨水や結露水が滞水しないようにスカラップを設け処理すること (鋼道路橋防食便覧 第 I 編4. 3. 1, H26. 3)。詳細については本章 1.9.3(2)を参照のこと。

② 添架物など

桁側面に排水横引き管や添架物が設置される場合は、極端に閉鎖的な空間が形成されないよう十分配慮すること。なお、第 6 章 4 排水及び 8 添架物も参照のこと。

③ その他、局部的な腐食が生ずる場合として異種金属の接触によるものがある。異種金属接触による腐食は、大気中の場合と水中、土中の場合とでは著しく差があり、大気中での腐食速度は水中などの腐食速度に比べて1桁又は2桁小さくなるのが普通である。

しかしながら、鋼表面に塩類を含んだダストなどが付着し、しかも水分が含まれる場合は水中での腐食と同じような腐食速度となることが多い。実際に影響のあるのは接触部を中心に 5~6cm の範囲と考えられるが、必要に応じて部分的な塗装などによる絶縁処理を行うのがよい。

耐候性鋼材と他の金属などとの組合せの良否を表 1.6.10 に示す。

表 1.6.10 耐候性鋼材と他の金属との組合せ

金属の名称	組合せ		摘 要
	良	否	
ステンレス鋼		△	塩類が付着している場合は接触している付近の安定錆ができ難い。
鉛又は鉛めっき		△	同 上
黄銅及び青銅		×	同上及び銅分のさび汁により付近が汚れる。
アルミニウム系の合金	○		ただし、アルミニウム合金が著しく腐食する。
亜鉛めっき	○		ただし、亜鉛の部分の消耗が著しい。
低合金鋼、鋳鋼、鋳銅炭素鋼	○		耐候性鋼の表面が接触金属のさび汁で汚れることがある。

(5) 溶融亜鉛めっき

溶融亜鉛めっきは、架橋条件から塗装塗り替え作業が困難な箇所において検討するものとする。

ただし、溶融亜鉛めっきは塩分に対しての防食性は劣ることから海岸部や飛来塩分の多い箇所、及び凍結防止剤の巻上げの影響が予想される箇所における使用は避けるものとする。

設計の基本的な基準は、「道示Ⅱ編」によるものとする。したがって、使用鋼材、許容応力度、使用板厚などは一般の塗装橋梁と同じである。又、「鋼道路橋防食便覧, 第Ⅳ編, H26.3」を参照のこと。

- ① 腹板厚に対して、フランジの板厚がかなり厚くなる場合（目安として、1:3以上）や部材長が長い場合（目安として、12m以上）は、めっきによる部材のねじれ、腹板のはらみが大きくなる。
- ② 水平補剛材と垂直補剛材の配置は可能な限り腹板の片面に集中しないようにする。ただし、I桁の外桁は景觀に配慮し同一面とする。
- ③ 垂直補剛材の間隔は、めっきによる腹板のはらみ防止の観点からも考慮して決定するのが望ましく、図 1.6.7 のように $b/a > 1$ とするのがよい。

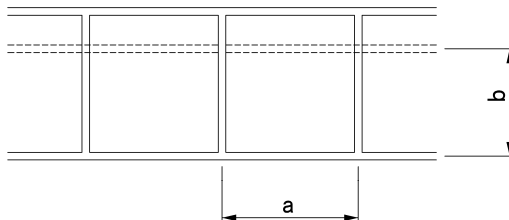


図 1.6.7 補剛材の取付間隔

- ④ めっき可能な最大寸法は、部材長さ約 15.0m、高さ約 2.8m、幅約 1.5m である。
- ⑤ 溶融亜鉛めっきの仕様

付属物等で用いる溶接亜鉛めっきの仕様は表 1.6.11 を参考にすることができる。

表 1.6.11 JIS 規格 (JIS H 8641)

種類	記号	付着量	硫酸銅試験回数	適用例 (参考)
1種	HDZ A	(g/m ²) —	4 回	厚さ5mm以下の鋼材・鋼製品, 鋼管類, 径12mm以上のボルト・ナット及び厚さ2.3mmを超える座金類。
	HDZ B	—	5 回	厚さ5mmを超える鋼材・鋼製品, 鋼管類及び鑄鍛造品類。
2種	HDZ 35	350以上	—	厚さ1mm以上2mm以下の鋼材・鋼製品, 径12mm以上のボルト・ナット及び厚さ2.3mmを超える座金類。
	HDZ 40	400以上	—	厚さ2mmを超え3mm以下の鋼材・鋼製品及び鑄鍛造品類。
	HDZ 45	450以上	—	厚さ3mmを超え5mm以下の鋼材・鋼製品及び鑄鍛造品類。
	HDZ 50	500以上	—	厚さ5mmを超える鋼材・鋼製品及び鑄鍛造品類。
	HDZ 55	550以上	—	過酷な腐食環境下で使用される鋼材・鋼製品及び鑄鍛造品類。

注 1)HDZ 55 のめっきを要求されるものは, 素地の厚さ 3.2mm 以上であることが望ましい。3.2mm 未満の場合は事前に当事者間で協議すること。

2)表中適用例の欄で示す厚さ及び径は, 呼称寸法による。

3)過酷な腐食環境は, 海塩粒子濃度の高い海岸, 融雪材の散布される地域などをいう。

⑥ めっき桁の標準付着量(g/m²)

表 1.6.12 めっき桁の標準付着量(g/m²)

部材名	規格	付着量
主桁, 対傾構, 横構, 連結板版	HDZ 55	600以上
支承	〃	550以上
高力ボルト	〃	〃
伸縮装置	〃	〃
排水金具	〃	〃
耐震部材	〃	〃
検査路 (主桁の形鋼以外)	HDZ 35	350以上
厚さ3.2mm未満の鋼材	〃	〃
普通ボルト	〃	〃

(6) 金属溶射

1) 設計一般

鋼道路橋に対する金属溶射は, 鋼材に対して電気化学的に卑な電位を示す亜鉛 (Zn), アルミニウム (Al), その合金類などを熔融状の微粒子として鋼材表面に吹き付け, 溶射皮膜の環境遮断作用及び電気化学的防食作用によって鋼素地の防食を行う。防食性能やその耐久性, 又は適用可能な環境は溶射に用いる金属材料の種類によっても異なるため, 採用にあたっては, 環境条件, 使用条件等に応じた適切な金属材料と仕様を選定するものとする。表 1.6.13 に代表的な溶射金属の一般的な特性について示す。

表 1.6.13 溶射金属の性状（鋼道路橋防食便覧, 表-V. 2. 1, H26. 3）

性状	溶射金属	亜鉛	アルミニウム	亜鉛・アルミニウム合金及び擬合金	アルミニウム・マグネシウム合金
	暴露による 消耗溶解性	塩水 ^{※1}	×	○	△～○
アルカリ水 ^{※2}		△	△	△～○	△
降雨水		○	◎	◎	◎
酸性薬品類 ^{※3}		× 早い	△遅い	△遅い	△遅い
防食性	環境遮断効果	○	◎	◎	◎
	電気化学的防食効果	◎	○	◎	○

注1：記号説明：◎：優れている ○：良好 △：やや劣る ×：劣る

注2

*1：塩水とは、海水飛沫の付着、飛来塩分が堆積する部位での結露、凍結防止剤の溶解液の付着等である。

*2：アルカリ水とは、コンクリート床版から流れるアルカリ性水による溶解消耗性等である。

*3：結露時に自動車・工場排気ガス（SOx，NOx）が溶け込んだ水、酸性雨付着による溶解性である。

2) 防食設計の手順

防食設計では、良好な溶射皮膜を確実に得るために構造上の制約や施工条件の検討を行い、環境条件や適用部材の条件に応じて適切な溶射方式とその仕様を決定する。金属溶射の仕様決定にあたっての確認事項を表 1.6.14 に示す。

表 1.6.14 確認事項（鋼道路橋防食便覧, 第V編 2. 2, H26. 3）

確認事項	内 容
架設環境	塩分環境
製作部材	溶射施工性（狭あい部）
高力ボルト防食仕様	継手性能の確保
景観への配慮	着色・特定の外観
現場施工条件	素地調整・溶射可能性

① 適用環境

溶射は主として外気に暴露される外面部位に施工する。内面にも適用可能であるが、その場合、適切な条件で施工が行える作業空間を確保できる範囲とする。

表 1.6.15 適用環境（鋼道路橋防食便覧, 第V編 2. 2. 1, H26. 3）

環 境	内 容
適した環境	・飛来塩分が堆積しない
注意が必要な環境	・構造系に異種金属接触部がある ・飛沫帯 ・自動車，工場などの排気ガスが滞留 ・床版からの漏水 ・コンクリートに埋め込まれる
適さない環境	・凍結防止材を頻繁に散布する

② 使用材料（鋼道路橋防食便覧, 第V編 2. 2. 2, H26. 3）

金属溶射の施工には溶射皮膜用として製造された線材、封孔処理剤を用いる。又、動力工具ケレンを行う工法を適用する場合（スィープブラスト又はブラストを含む）は粗面形成材、及び上塗塗装仕上げを適用する場合は塗料を使用する。

③ 防食仕様

防食仕様は環境条件を十分に考慮して選択することを原則とする。

表 1.6.16 防食仕様（鋼道路橋防食便覧, 第V編 2.2.3, H26.3）

環 境	防食仕様
一般部	溶射後に溶射皮膜表面を封孔処理材で仕上げる
連結部	原則として本体と同じ仕様 高力ボルトは溶融亜鉛めっきボルト(F8T)を使用
溶射施工困難箇所	下塗：有機ジンクリッチペイント 上塗：超厚膜形エポキシ樹脂塗料

④ 景観への配慮（鋼道路橋防食便覧, 第V編 2.2.4, H26.3）

色彩付与による景観対応が必要な場合、塗装仕上げを行う。

3) 構造設計上の留意点（鋼道路橋防食便覧, 第V編第3章, H26.3）

溶射施工は例えば高温のめっき浴を行う溶融亜鉛めっきのように鋼材の力学的性能に影響を生じることはない。したがって、溶射橋梁に用いる鋼材の規格、許容応力度、板厚範囲などは塗装橋梁と同じでよい。以下に橋の構造設計上の一般的な留意点を示す。

i) 溶射作業空間の確保

ブラスト施工及び溶射施工において良好な施工品質を確保するためには被処理面と一定の距離をおいてできる限り正対することが重要である。したがって、そのための作業空間（1m³程度）をできる限り確保する（図 1.6.8 参照）。

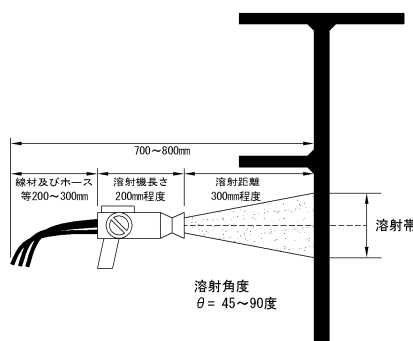


図 1.6.8 溶射の作業条件（鋼道路橋防食便覧, 図-V.3.1, H26.3）

ii) 高力ボルト摩擦接合連結部の設計（鋼道路橋防食便覧, 第V編 3.2.1, H26.3）

- ・高力ボルトによる接合方式は摩擦接合とし、溶融亜鉛めっき高力ボルトはF8Tを使用する。
- ・摩擦接合面に溶射を施工する場合はすべり係数が確保され所定の継手性能が得られることを確認すること。

iii) 補剛材の設計（鋼道路橋防食便覧, 第V編 3.2.2, H26.3）

- ・補剛材スカラップ部は溶射施工困難な部位であり、埋め戻すこと。ただし、スカラップ部の埋め戻しにあたっては、所要の疲労耐久性が得られるようにしなければならない。
- ・垂直補剛材とフランジは溶接すること。ただし、所要の疲労耐久性が得られるようにならなければならない。
- ・垂直補剛材と水平補剛材は支障のない限り、図 1.6.9 のように腹板の両面に分けて取り付けるものとする。

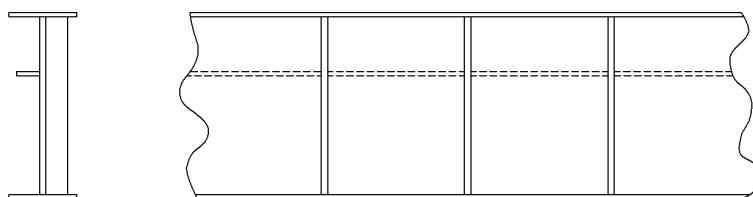


図 1.6.9 補剛材取付け面

・垂直補剛材と水平補剛材を同じ面に取り付ける場合は図 1.6.10 のように取り付けるものとする。

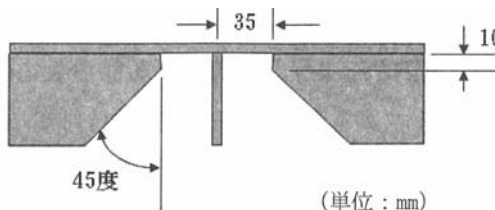


図 1.6.10 補剛材の切欠きの例（鋼道路橋防食便覧, 図-V.3.3, H26.3）

iv) 支承及び付属物

表 1.6.17 防食仕様（鋼道路橋防食便覧, 第V編 3.3.3, H26.3）

支 承	「溶射+塗装」仕様が望ましい
検査路・排水装置	橋梁本体と同じ防食工法とする必要はなく、適切な防食工法・仕様を採用する
付属物取付金具	本体と同じ防食仕様とする ボルトなどは異種金属接触に注意し、最適な防食仕様を選択する

v) 溶射困難箇所（鋼道路橋防食便覧, 第V編 3.4, H26.3）

溶射困難箇所となる部位の扱いについては設計段階で十分な配慮が必要である。例えば、横構ガセットのように主桁フランジ部に近接した部材がある場合、取付け高さや方法を工夫するなど、良好な溶射施工ができるようにする必要がある。

金属溶射は溶射装置、溶射材料によってそれぞれ溶射条件が決められている。

・溶射距離

溶融した金属は液状の過冷却の状態空気流に乗って、高速で素地に衝突し金属皮膜を形成する。溶射距離が遠いと、衝突時のエネルギーが弱く、溶滴温度が下がり密着力の低下や噴射粒子が拡散し粉塵や飛散ロスが多くなる。溶射距離が近すぎると溶射パターンが広がらず局部的に厚く着き、溶射皮膜が不均一になると共に、素材の表面温度が高くなり粗面形成材が熱劣化して溶射皮膜の剥離現象につながる恐れがある。

被溶射面と溶射ガンの距離は 200 mm から 300 mm の範囲で施工する。

・溶射角度

溶射角度は、素地に対して 90° から 45° の角度内で施工することが、最も効率良く溶射できる。溶射角度が 45° より小さくなると素地への付着効率が極端に低くなり溶射線材のロスが多くなると共に、溶射皮膜の表面凹凸が著しくなり素地への密着力も弱くなる。

1.6.2 疲労設計

(1) 設計一般

疲労設計にあたっては、原則として、疲労強度が著しく低い継手及び溶接の品質確保が難しい構造の採用を避けるとともに、活荷重等によって部材に生じる応力変動の影響を評価して必要な疲労耐久性を確保する（道示Ⅱ編 8.1）。

H29 道示では、「鋼道路橋の疲労設計指針, H14. 3, 日本道路協会」に基づく疲労設計の方法及び疲労照査に必要な継手の疲労強度を規定している。照査方法、照査に用いる活荷重、疲労に配慮した鋼床版等の構造詳細については、「道示Ⅱ編 8 章」の規定による。

(2) 用語の解説

・疲労破壊

繰り返し応力（荷重）を受ける部材・部位は、静的な引張強度以下の低い応力レベルで亀裂が発生して、脆性的な破壊をすることがある。この現象を疲労破壊という。

・脆（ぜい）性破壊

鋼材が外力による変形を起こさないうちに、又はわずかに変形しただけで破壊してしまうこと。通常鋼材は、その弾性限界を超えた張力を受けても破壊されずに延性（引き延ばされる性質）を有している。そのため、弾性限界を超える作用力に対して変形は大きくなるが、瞬時に破壊することはない。

・鋼部材の疲労現象

鋼部材に外力（活荷重など）が繰り返し作用すると構造的な応力集中部（部材形状の変化部）又は溶接部の形状や溶接欠陥等に起因する応力集中部から亀裂が発生し、最終的には部材の破断に至る場合がある。このようにダメージが蓄積されて亀裂が発生進展していく現象を鋼部材の疲労という。

・疲労強さ

疲労強さは、主に負荷応力・部材部位の形状・鋼材の性質などに影響を受ける。

負荷応力の影響

応力振幅 大 → 疲労強さ 弱

応力レベル 大 → 疲労強さ 弱

繰返回数 大 → 疲労強さ 弱

・疲労設計曲線（S-N 線図）

それぞれの疲労強度等級に対して与えられた応力（直応力、せん断応力）範囲と疲労寿命の関係を示す曲線。

・打切り限界

疲労の影響を受けない限界値であり、以下の2つで規定されている。

① 一定振幅に対する打ち切り限界

作用する変動応力の全てがこの値以下であれば、疲労照査を行う必要のない応力範囲の限界値

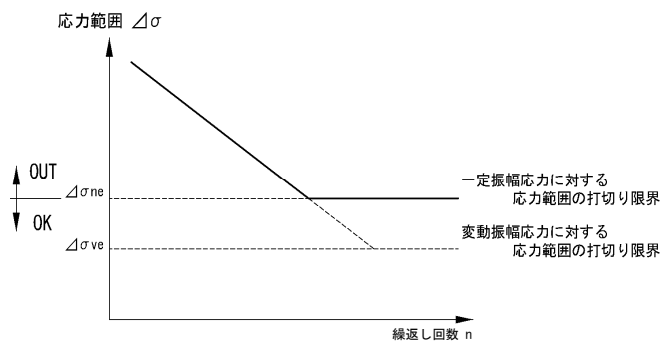


図 1.6.11 一定振幅に対する打ち切り限界

② 変動振幅応力に対する打ち切り限界

疲労損傷度に寄与しないと考えるとよい応力範囲の限界値

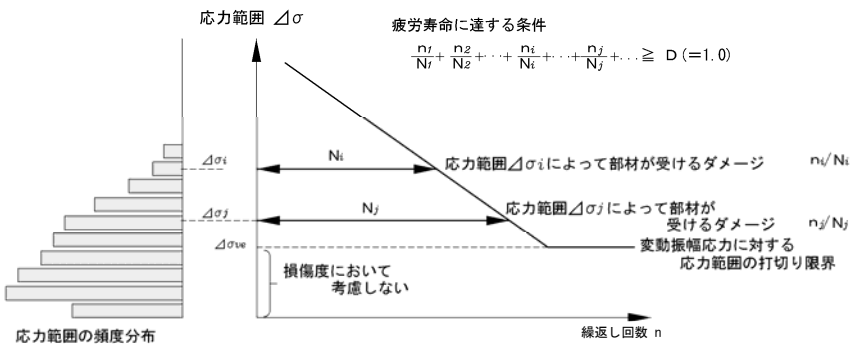


図 1.6.12 線形累積被害則の考え方 (道示Ⅱ編, 図-解 8.2.3)

・累積損傷度

図 1.6.12 に示すように損傷が生じるまでの繰返し回数が N である応力範囲が $\Delta\sigma$ が n 回生じたときの疲労損傷度を (n/N) と定義した場合に、対象部位に対するすべての応力範囲に対する疲労損傷度の合計を累積損傷度 D という。

累積損傷度 D がある値に達したときに疲労破壊に至り、 $D \leq 1$ の場合、対象部位は疲労に対する安全性が確保されているとみなせる。

・大型車交通量

実橋における応力頻度測定結果によると大型車による変動応力範囲が、変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界以上となることが多い。そのため、日大型車交通量などから車線の構成、車線別の交通量の偏りなどを考慮し、各車線あたりの大型車交通量（一方向一車線当りの日大型車交通量）を道路交通センサス※を用いて算出し、疲労設計に使用する。

※道路交通センサスによる交通量は国土交通省ホームページ閲覧可能であるので参考にされたい。

(3) 疲労設計の流れ

1) 一般

鋼桁の設計にあたっては、疲労の影響を考慮しなければならない。設計にあたっては、疲労強度の著しく低い継手や過去に疲労損傷が報告されている構造の採用を避けるとともに、原則として活荷重によって生じる応力変動の影響を評価して必要な耐久性を確保する。

応力変動の影響を照査する際に、設計計算によって算出した応力度の公称値と部材に発生する実応力との関係が「明らかである場合には、道示Ⅱ編 8.2 の規定により応力による疲労耐久性の照査を行わなければならない。設計計算によって算出した応力度の公称値と部材に発生する実応力との関係が明らかでない場合には、二次応力に対する疲労耐久性が確保できるよう細部構造に配慮しなければならない。後者の事例として鋼床版（道示Ⅱ編 8.5）、風や交通振動の影響（道示Ⅱ編 8.4）がある。

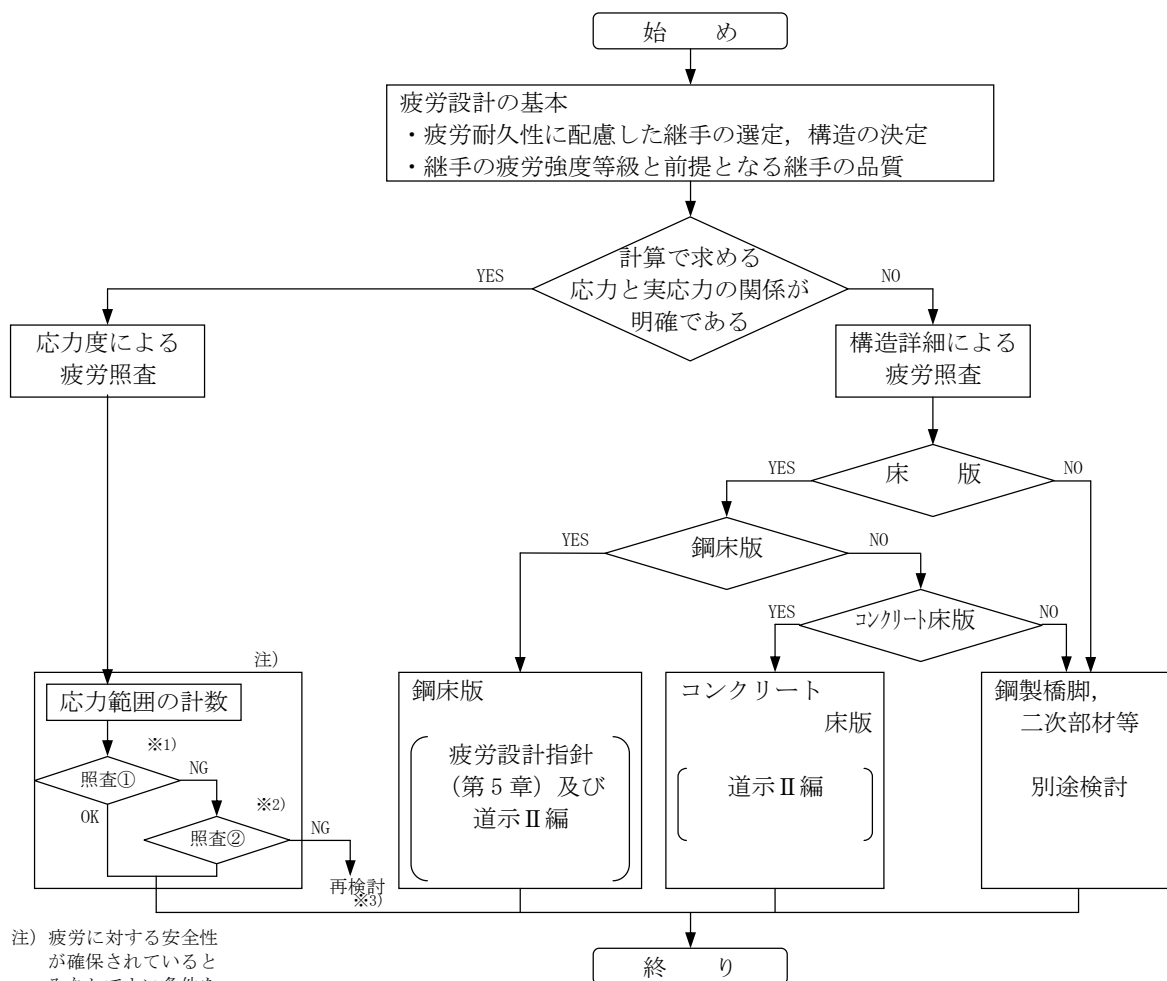
2) 疲労設計の必要性の判定

コンクリート床版を有する標準的な鋼桁橋において、表 1.6.18 の条件をすべて満たす場合には、疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい。

表 1.6.18 疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい条件（道示Ⅱ編、表-8.2.1）

橋梁形式	コンクリート床版を有する鋼桁橋
使用継手	疲労強度等級A～F等級に分類される継手
使用鋼種	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520, SMA400, SMA490, SMA490Y, SMA520
支間長	最小支間長が50m以上
ADTT SLi	1000台／（日・車線）以下

3) 疲労設計の流れ（鋼道路橋の疲労設計指針、第2章、H14.3、日本道路協会）



注) 疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい条件をすべて満たす場合は省略可能。

※1) 照査①：一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を用いた照査

※2) 照査②：累積損傷度を考慮した疲労照査

※3) 再検討：継手位置の変更，継手形式や構造の変更等の検討を行ったのちフローの適切な段階から再検討する。

図 1.6.13 疲労設計の流れ

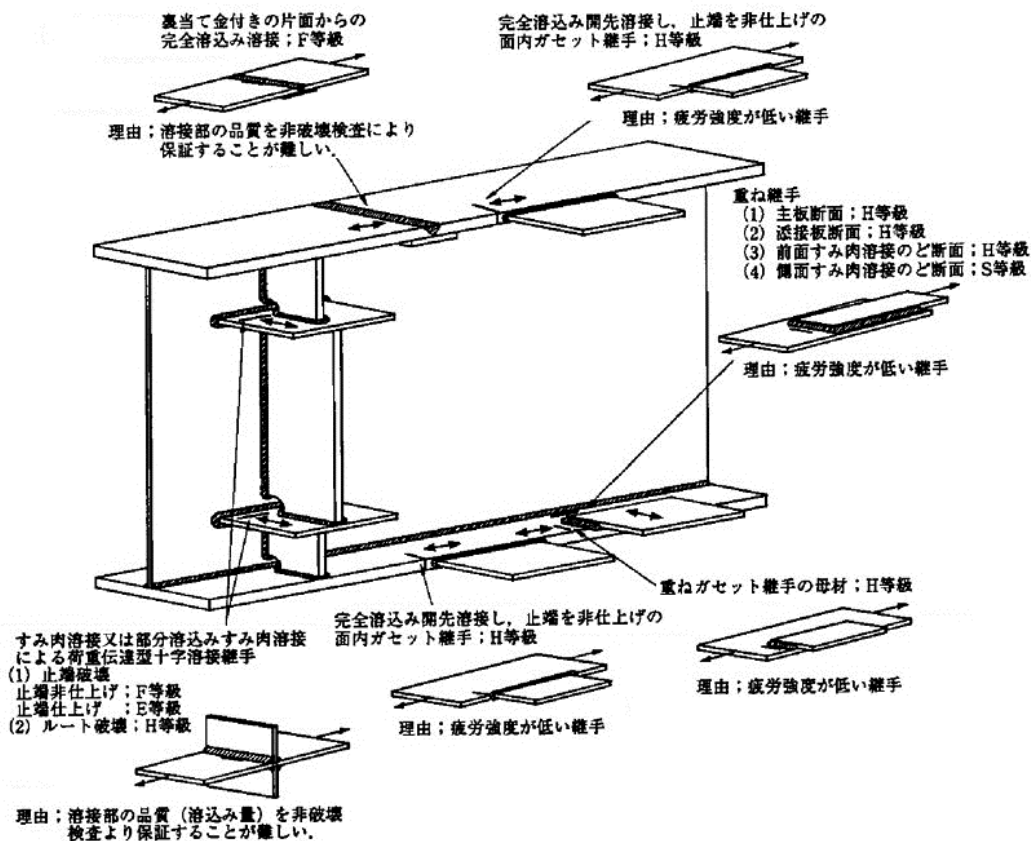


図 1.6.14 鋼 I 形断面桁における疲労上望ましくない継手の使用例
(鋼道路橋の疲労設計指針, H14.3, 日本道路協会)

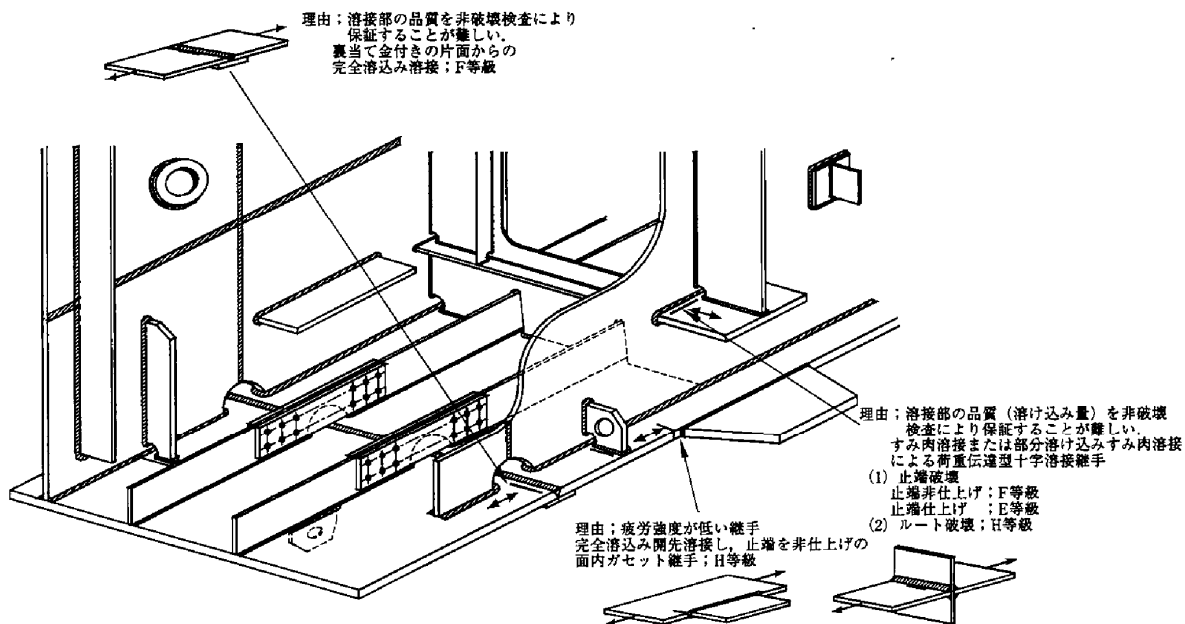


図 1.6.15 鋼箱桁における疲労上望ましくない継手の使用例
(鋼道路橋の疲労設計指針, H14.3, 日本道路協会)

4) 応力度に基づく疲労耐久性の照査（鋼道路橋の疲労設計指針 参考資料, 第2章 2.1, H14.3, 日本道路協会）

応力度による疲労照査は、「道示Ⅰ編」に規定する自動車荷重（T荷重）を用いて下図のとおり行うこととする。

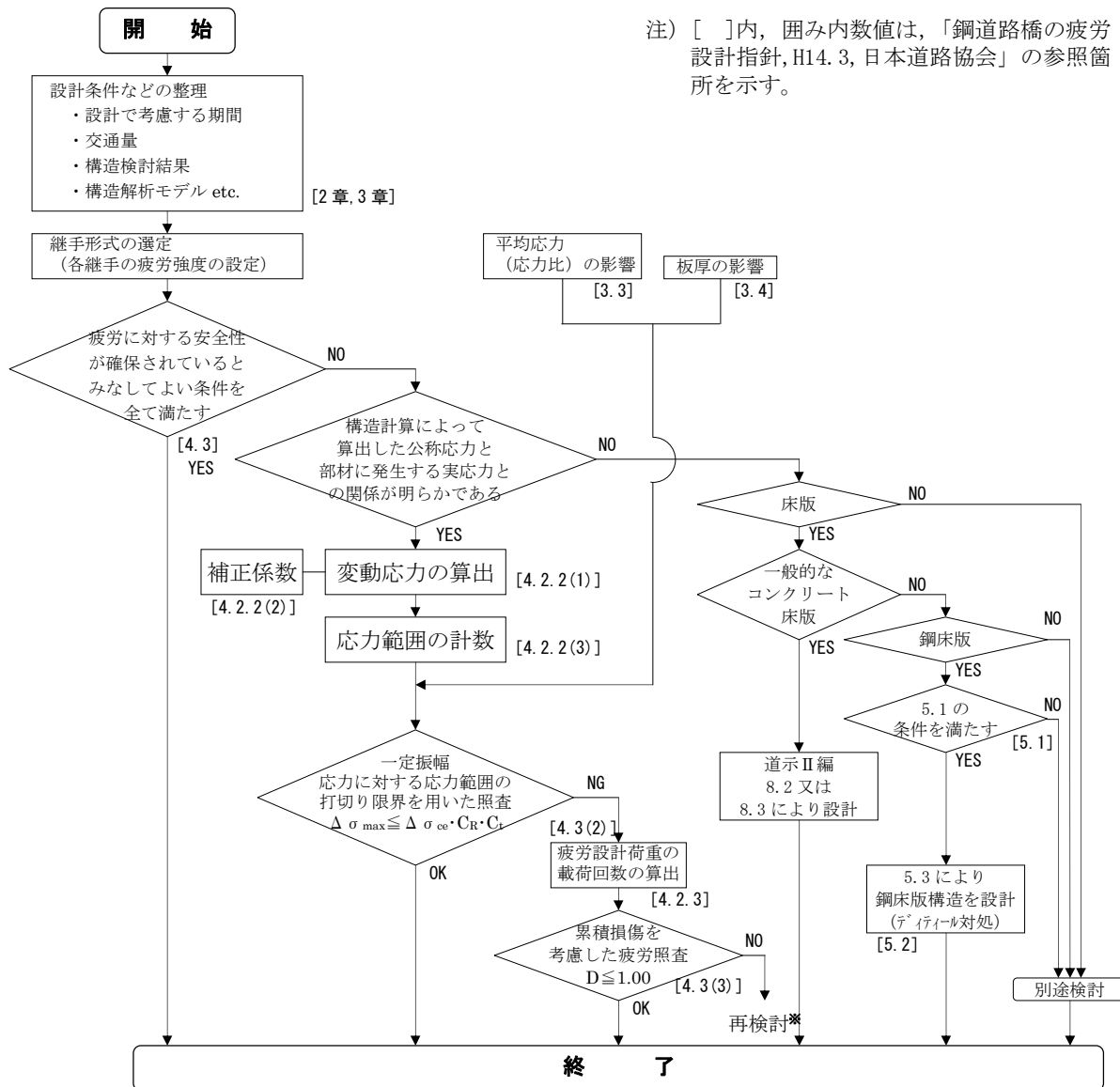


図 1.6.16 応力度に基づく疲労耐久性の照査フロー

※ 累積損傷度を考慮した疲労照査において照査条件を満たさなかった場合の対処法
 対処の方法としては以下のものが挙げられる。

- ・継手の変更
 当該継手を疲労強度等級の高い継手に変更する。
- ・継手位置の変更
 発生応力の低い位置に継手位置を変更する。
- ・構造の変更
 板厚を変更して発生応力を低減する, 形式を変更するなど。
 上記の対処を行った後は, 適切などころからフローに従い再度検討を行う。
- ・溶接の止端仕上げ
 溶接の止端部を仕上げることによって疲労等級を上げる。

5) 応力度による疲労照査の概要

「鋼道路橋の疲労設計指針, H14. 3, 日本道路協会」に基づく応力度による疲労照査の流れの概要を示す。

<ステップ1>

橋梁の構造に応じた照査位置を選定する。

- ・フランジと腹板
- ・フランジとスタッド
- ・腹板と水平補剛材
- ・腹板と垂直補剛材
- ・腹板と横桁フランジ
- ・腹板と横構ガセット など

<ステップ2>

照査位置（継手）の強度等級を当てはめる。

継手の種類・位置，仕上げの有無により決定する。

<ステップ3>

疲労設計荷重を車線毎に移動載荷して，応力範囲を算出する。

- a. 疲労設計荷重の移動載荷
- b. 変形応力の計算
 - b-1. 照査位置における変動応力の算出
 - aの解析による断面力から照査位置の変動応力を算出する。
 - b-2. 照査位置における応力範囲の算出

<ステップ4>

疲労照査の実施

- a. 最大応力範囲と一定振幅応力に対する応力の打ち切り限界を用いた照査

最大応力範囲 \leq 一定振幅応力範囲の打ち切り限界

上式を満足する場合は，その継手は疲労に対する安全性が確保されている。満足しない場合は，下のbの照査を行う。
- b. 累積損傷度を考慮した照査

累積損傷度 ≤ 1.00

上式を満足する場合は，その継手は疲労に対する安全性が確保されている。満足しない場合は，図 1.6.16 の「照査条件を満たさなかった場合の対処法（※部）」を行う。

1.6.3 細部構造

鋼桁の耐久性向上のための細部構造を以下に示す。

- (1) 部材自由端の角部処理 (鋼道路橋防食便覧, H26. 3, 日本道路協会)

塗膜がはく離しやすいので R=2mm 以上の面取りを行う。

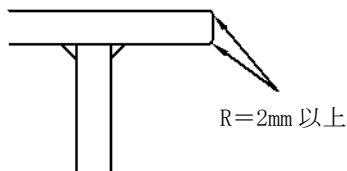


図 1.6.17 2R 以上の面取り

- (2) スカラップ (鋼道路橋防食便覧, H26. 3, 日本道路協会)

部材の接続部及び水平面に雨水や結露水が滞水しないよう処置すること。

- ・外桁支点部垂直補剛材の外側下端部に 50mm のスカラップを設け、滞水しないようにすることが望ましい。

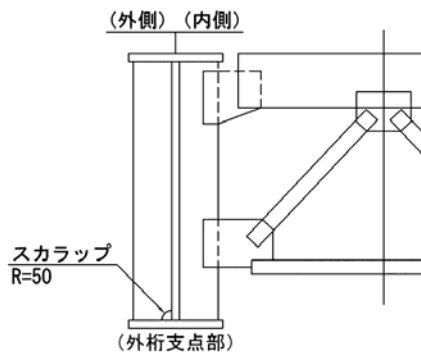


図 1.6.18 外桁支点部垂直補剛材の外側に設けるスカラップの例

- ・ブラケットが主桁 (外桁) と接続する部分には、ダストが隅に溜まらないように下端部に 50mm のスカラップを設けることが望ましい。

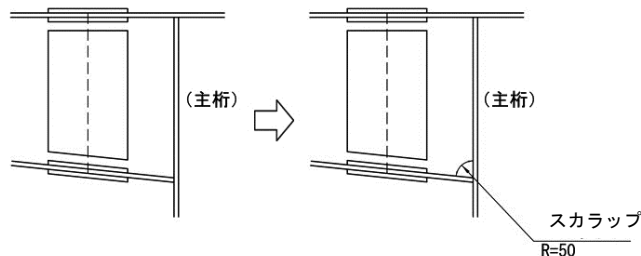


図 1.6.19 ブラケットが主桁 (外桁) と接続する部分に設けるスカラップの例

(3) 補修時の補剛材等の配慮

将来の支承取替えや損傷に備え、ジャッキアップに配慮した構造とすることが望ましい。ジャッキアップは原則として主桁にて行うため、ジャッキアップ位置には新設時に垂直補剛材やフランジ下面にジャッキアップ用ベースプレートを設置することとする（道路設計要領-設計編, 第5章, 参4, H20.12, 中部地方整備局）。考慮する荷重は主荷重とする（許容応力度の割増しはしない）。又、ジャッキアップに必要なスペースが確保されているかどうか、沓座幅の確認を怠ってはならない。

やむを得ずジャッキアップを主桁で計画できない場合は横桁位置で計画を行うものとする。

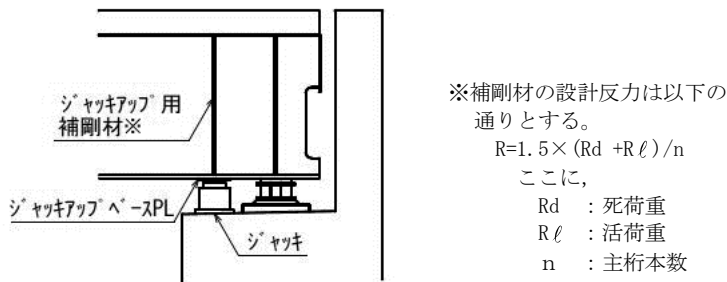


図 1.6.20 桁下の空間と補剛材の設置

(4) 桁端部の水切り

外桁に付着した雨水が桁端に流れ込まないように図 1.6.20 に示すような水切りを設けることが望ましい。

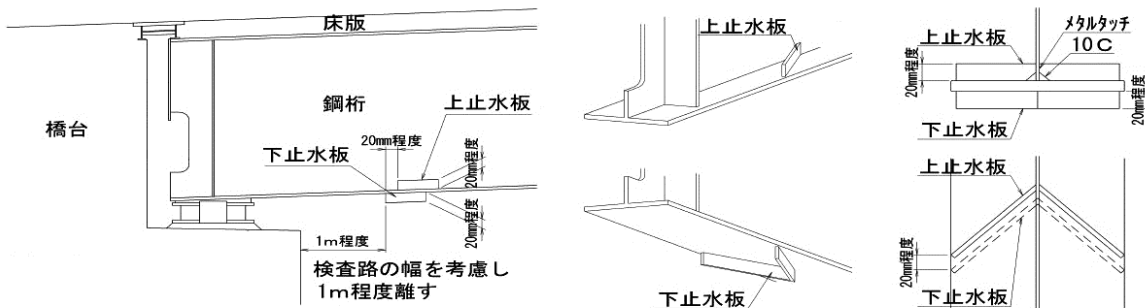


図 1.6.21 桁端部の水切り

(5) トルシア形高力ボルトのピンテール処理（鋼道路橋塗装・防食便覧, H26.3, 日本道路協会）

高力ボルト接合継手にトルシア形高力ボルトを用いる場合、ピンテール跡が鋭利な形状となることが多く、塗装を行う場合そのままでは塗料が十分に付きにくい。このため、ボルト締付け後はピンテールをグラインダー等で滑らかに仕上げることをとする。なお、耐候性鋼桁の一般部（塗装をしない部分）は、この限りではない。

(6) コンクリート系床版張出部の水切り

従来からある床版型枠に面木を貼ってつくる切欠き構造の水切りは、劣化しやすく欠落ち等の損傷が生じやすい。コンクリート系床版の張出部の水切りは、突出させる構造（図 1.3.23 参照）が望ましい。

(7) 排水装置

排水管の吐け口は、排水が桁にかからないように図 1.6.22 のようにする。又、床版水抜き孔からの排水についても桁にかからないように、桁下まで導くこととする。河川などに架かる橋で、橋面排水を直接流しても支障のない場合は、主桁フランジより 20cm 程度下げ、管下端を斜め切りとする。また、橋台・橋脚付近では下部工天端より 20cm 程度下げる。耐候性橋梁（裸仕様）の場合は、100cm 程度下げる等の配慮が必要である。ただし河川条件で桁下に余裕がない場合はこの限りではない。なお、排水装置については第 6 章 4 も参照のこと。

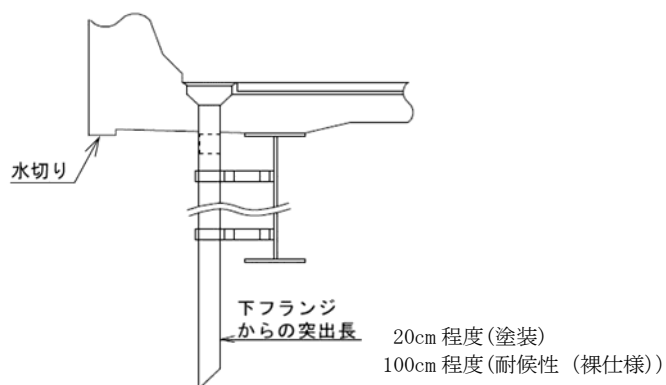


図 1.6.22 排水構造の吐け口の例

1.7 接合部

- (1) 接合部の耐荷性能の照査は、作用力に対して行わなければならない。
- (2) 接合部の限界状態を適切に定めなければならない。
- (3) 接合部の設計にあたっては、部材どうしが連結され一体となる部材の限界状態と、接合部の限界状態との巻毛を明確にしたうえで、部材どうしが連結され一体となる部材が所要の機能を発揮するようにしなければならない。
- (4) 接合部は、部材相互の応力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (5) (4)において接合部が所要の接合の機能を発揮するよう、接合部及び連結される各部材に求められる条件を明らかにし、これを満足するようにしなければならない。
- (6) 主要部材の接合部は、原則として母材の全強の75%以上の強度をもつようにする。ただし、せん断力については作用力を用いてよい。
- (7) 接合部の構造詳細は、少なくとも1から4の事項を満足する。
 - 1) 応力の伝達が明確であること
 - 2) 構成する各材片において、なるべく偏心がないようにすること
 - 3) 有害な応力集中を生じさせないこと
 - 4) 有害な残留応力や二次応力を生じさせないこと

1.7.1 溶接継手

(1) 溶接方法

溶接とは、材料に応じて、接合部が連続性を持つように、熱若しくは圧力又はその両者を加え、さらに、必要があれば適当な溶加材を加えて、部材を接合する方法をいう。溶接は、その接合の機構によって、融接、圧接、ろう付に分けられる。その中で鋼上部構造で利用されるのは、融接である。融接とは、被溶接材料（母材）の溶接しようとする部分を加熱し母材のみか、又は母材と溶加材（溶接棒など）とを融合させて溶融金属を作ってこれを凝固させ接合する方法である。鋼上部構造の製作や現場で利用する代表的な溶接方法を、以下の3種類に示す。

1) 被覆アーク溶接（手溶接）

被覆剤を塗布した溶接棒と被溶接物との間に発生したアークの熱を利用して溶接を行う方法である。

この方法は、最も古くから発達したもので、設備費も安く手軽に溶接できるので、ほとんどの金属材料に広く利用されている。

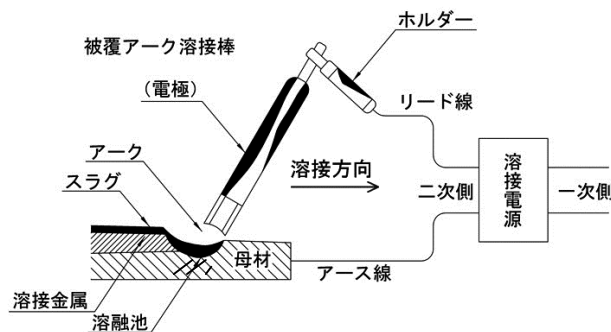


図 1.7.1 被覆アーク溶接

2) ガスシールド溶接（半自動溶接）

純炭酸ガス又は炭酸ガスの混合ガスを溶接部に流し、大気からシールドした中で、ワイヤを連続的に送給してアーク溶接を行う方法である。この溶接法は、溶込みが大きく、溶接速度が速い。また、直線部、曲線部、長・短尺部、姿勢を問わず適用可能である。

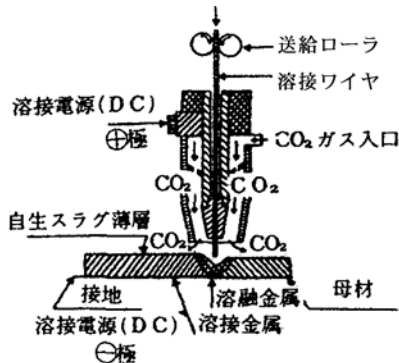


図 1.7.2 炭酸ガスアーク溶接

3) サブマージアーク溶接（自動溶接）

継手の表面に盛り上り微細な粒状フラックスの中に裸のワイヤ電極を送り込んで行う溶接法である。この溶接法の特徴は、大電流使用による溶接が可能であるため高能率であること、溶接金属の品質が均一で良好であることである。しかし、適用箇所が直線長尺部のみであり、開先精度は厳しい。

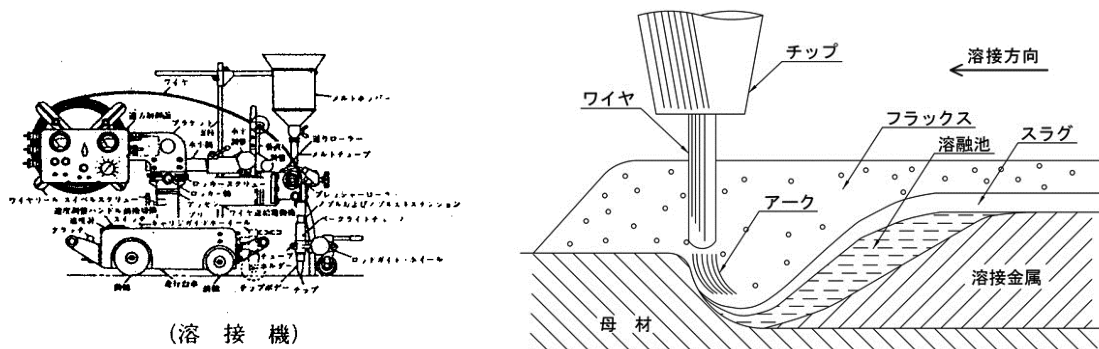


図 1.7.3 サブマージアーク溶接

(2) 溶接の種類と適用 (道示Ⅱ編, 9.2.2)

溶接部の形状から大きく2種類に分けられる。

1) すみ肉溶接

- ・ 材片を重ねるか、又は直角に近い角度に配置して、その材片の交わった表面の間に溶接する方法
- ・ この溶接は、溶接線方向の力を伝達することができ、溶接部が急冷されることによる有害なわれ等の欠陥を発生させない等の施工上の必要サイズとして、次式で決定される場合が多い。

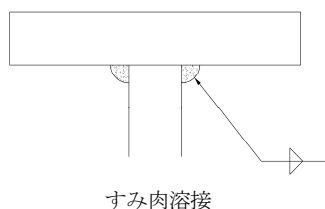


図 1.7.4 溶接部の断面形状(1)

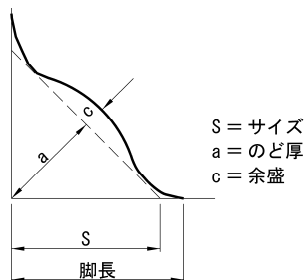


図 1.7.5 溶接のサイズ (道示Ⅱ編, 9.2.6)

- ・ 主要部材のすみ肉サイズ (道示Ⅱ編, 9.2.6)

$$t_1 > S \text{ かつ } S \geq \sqrt{2t_2} \text{ かつ } 6\text{mm} \leq S \leq 10\text{mm 程度}$$

S: サイズ

t1: 薄い方の母材の厚さ (mm)

t2: 厚い方の母材の厚さ (mm)

注) すみ肉サイズは施工性を考慮して、最大 10mm 程度とする。

設計上 10mm 以上のサイズが必要な場合は、部分溶込み開先溶接とする。

また、主桁の腹板とフランジの溶接サイズは、上式で決定されれば、従来の多主桁等では応力的に問題となることは稀であったが、長スパン化傾向にある少数主桁橋や箱桁橋では、せん断応力度及び合成応力度が大きくなり、特に支点付近等で応力から必要となる溶接サイズが、 $\sqrt{2t_2}$ で決定した値を超える場合もある。その場合はせん断流を考慮した照査を行う。

- ・ すみ肉溶接は等脚すみ肉溶接を基本とする。

2) 開先溶接 (完全溶込み開先溶接, 部分溶込み開先溶接)

- ・ 材片間の隙間、すなわち開先 (グループ) を溶接する方法

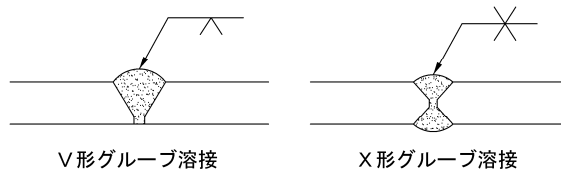


図 1.7.6 溶接部の断面形状(2)

- ・ この溶接は、大きな力が作用するためすみ肉溶接ではサイズが不足する場合に利用される。又、溶接線に直角な方向に引張応力を受ける場合は、完全溶込み開先溶接を原則とする。
- ・ 開先形状はレ形、K形、V形、X形などがある。
- ・ 完全溶込み開先溶接は、開先ルート部の不溶着部をなくすため、ルート部裏側から不溶着部分のはつり作業が必要となる。ただし、裏波溶接で良好なビード形状が確認できる場合は、はつり作業は不要となる。

- ・板厚と開先との関係は製作方法によって各社各工場で多少異なる（デザインデータブック，H23.5，日本橋梁建設協会）。
 - ・開先の最小深さは $\sqrt{2t}$ とする。t は開先を取る部材の板厚。
 - ・開先角度が 45° の時は理論のど厚は $a = (\text{開先深さ} - 3\text{mm})$ とし， 60° の時は「 $a = \text{開先深さ}$ 」とする。
- 注）開先角度が 45° のときは，ルート部の不良溶け込みを考慮した。

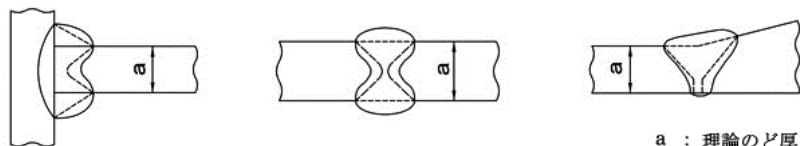


図 1.7.7 完全溶込みグループ溶接の理論のど厚（道示Ⅱ編，9.2.4）

(3) 溶接記号

溶接記号については，第 11 章を参照すること。

(4) 溶接設計の基本

- 1) 溶接継手の設計にあたっては，部材の連結部として所定の機能が満足できるよう，適用箇所，施工性及び継手の形式等について十分検討を行わなければならない（道示Ⅱ編，9.2.1）。
- 2) 応力を伝える溶接継手には，完全溶込み開先溶接，部分溶込み開先溶接，又は連続すみ肉溶接を用いるものとする（道示Ⅱ編，9.2.2）。
- 3) 溶接線に直角な方向に引張応力を受ける継手には，応力の伝達がスムーズな完全溶込み開先溶接を用いるのを原則とし，ルート部に不溶着部を残した部分溶込み開先溶接はルート部に応力が集中しやすいため用いてはならない（道示Ⅱ編，9.2.2 加筆）。

たとえば，主桁と横桁との連結部などでは，横桁のフランジと主桁との継手には完全溶込み開先溶接を用いなければならない。ただし，引張応力度が小さい場合等では，溶接性や溶接歪みを考慮し，すみ肉溶接を使用した方がよい場合もある。

- 4) 応力を伝える溶接部の有効厚は，その溶接の理論のど厚とする（道示Ⅱ編，9.2.4）。

(5) 溶接欠陥

理想的な溶接継手とは，「溶接後，溶接部そのものが母材と同等の物理的性質・化学的性質を有し，所要の形状寸法を備えているもの」をいう。そのため，これらの特性を損なういかなる状況も溶接欠陥ということになる。溶接欠陥は，疲労設計において疲労強度低下や疲労耐久性低下の原因となり，その発生要因としては，広義的に設計上と施工上に分類でき，発生を防ぐためには，以下の設計・施工上の配慮が必要である。

1) 設計上の要因

鋼上部工は鋼板を溶接により連結して構造物を製作する。溶接継手の強度・剛性の面で必要な溶接の寸法，形状は溶接記号によって設計図に示される。その溶接のすみ肉溶接や開先溶接の材料選定，継手配置，継手形状に関して，疲労強度・切り欠き変形性能，作業性，変形と残留応力に配慮した設計が重要である。

① 疲労強度・切り欠き（溶接欠陥）変形性能に対する配慮

- ・衝撃や繰り返し応力を受ける継手は完全溶込み開先溶接を基本とする。
- ・応力集中を小さくするよう構造計画をする。
- ・板厚差の少ない断面構成を考える。

② 作業性に対する配慮

- ・溶接継手の組み立て方法、溶接順序を十分考慮する。
特に、完全溶込み溶接箇所において、裏はつりができない構造により、裏当て金付き片面溶接しか施工できない構造にしてはならない。
- ・溶接作業が容易な下向き溶接ができる構造を基本とする。
- ・溶接の集中、交差は避け、必要に応じてスカラップを設ける。

③ 変形と残留応力に対する配慮

- ・構造物の接合箇所は、溶接線が対称になるように設計する。
- ・入熱量が多いと変形・残留応力が大きくなるため、板厚・応力によるすみ肉サイズや開先深さを適切に設定し、溶接量を少なくする。

2) 施工上の要因

溶接欠陥に対する設計上の配慮をしても、溶接施工が適切でなければ、溶接欠陥として種々の欠陥が現れる。この理由としては、溶接は局部的急熱急冷による作業であって、母材の材質、変形と収縮、残留応力の発生を伴うこと、作業者の能力や意識に左右されることがある。施工上の要因から発生する溶接欠陥としては、大きく形状的欠陥と冶金的欠陥に分けることができる。

① 形状的欠陥

ここでは、代表的な形状的欠陥の例として、外部欠陥と内部欠陥について示す。

a) 外部欠陥

外部欠陥は、溶接部の表面や裏面でみられる外観、形状寸法の欠陥である。溶接時の急熱、急冷により、ビードの膨張収縮のための溶接線の縦と横方向に収縮が生ずるが、一方、母材との間に拘束があるために溶接部を中心にして、曲げ、ねじり、角度変形、波などいわゆるひずみが生ずる。

代表的な外部欠陥としては、余盛・のど厚・脚長の不足、アンダーカット、オーバーラップなどがある。これらは、溶接条件が不適切なために起こることが多い。

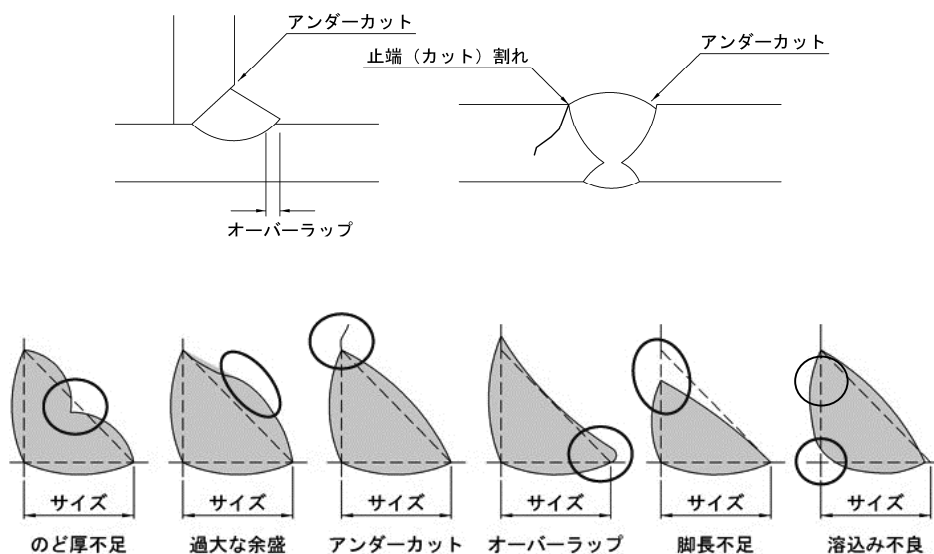


図 1.7.8

b) 内部欠陥

溶着金属の欠陥が内部欠陥となり、溶込み不良、割れ、ブローホールなどがある。

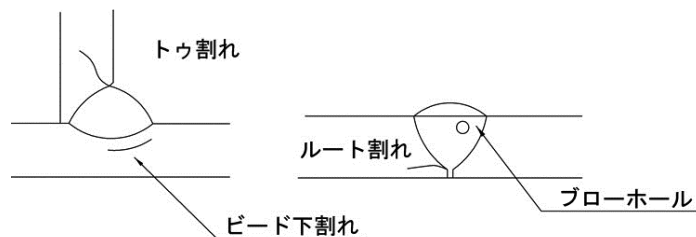


図 1.7.9

② 冶金的欠陥

冶金的欠陥は、溶接時の急熱、急冷と溶融鋼の添加によって金属組織の変化を生じ、母材と異なった機械的性質を示すようになり、設計時の強度・材料特性が確保できなくなることである。

代表的な冶金的欠陥としては、溶着鋼の延性・変形性能不足、ボンド部の硬化、熱影響部のぜい化がある。

1.7.2 高力ボルト継手

(1) 一般 (道示Ⅱ編, 9.5.1)

高力ボルトを用いる継手は、応力伝達の機構から摩擦接合、支圧接合及び引張接合に分けられる。

各接合方式の採用にあたっては、部材の連結部としての所定の機能が満足されるよう、適用箇所、施工性及び継手面の状態等について十分検討を行う。

(2) 高力ボルト (道示Ⅱ編, 9.5.2)

摩擦接合に用いるトルシア型高力ボルトは S10T (M20, M22, M24) および S14T (M22, M24) とする。S14T を使用する場合は、耐遅れ破壊特性の明らかなものとする。また、使用できる部位については、道示Ⅱ編, 9.5.2 解説には以下の①～⑤を全て満足する部位とされ、具体的な内容が記載されている。

- ①塩分環境が厳しくない。
- ②雨水等の影響を直接受けない。
- ③滞水などにより長期に湿潤環境が継続する可能性が少ない。
- ④点検・補修が可能である。
- ⑤折損を生じても第三者被害を生じるおそれがない。

なお、トルシア形高力ボルトの使用に際しては、「道示Ⅱ編 20.9」によるものとする。

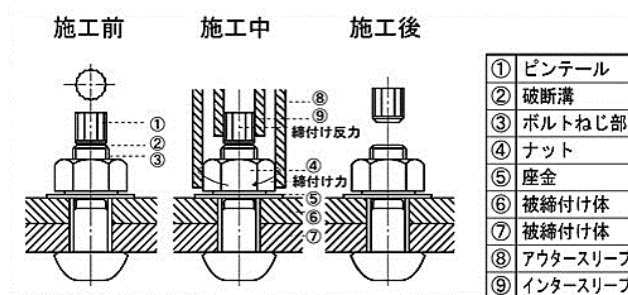


図 1.7.10 トルシア形高力ボルトの概念図

(3) 高力ボルト継手の種類

① 摩擦接合

- ・高力ボルトで母材及び連結板を締付け、それらの接触面の摩擦力を利用して応力を伝達させる接合法である。
- ・現場における主要部材の連結には、摩擦接合を用いるのを原則とする。
- ・摩擦面のすべり並びに母材及び連結板の降伏に対して安全となるように設計する。
- ・接合面の処理を無塗装とする場合にはすべり係数0.4を、無機ジンクリッチペイントを塗装する場合にはすべり係数0.45を確保できるものとして設計を行う。
- ・摩擦面に肌すきがあるとすべり係数が低下するため、フィラーを使用する場合は板厚差が0となるようにするのを原則とする（道示Ⅱ編, 9.5.11 解説）。
- ・フィラーは2枚以上を重ねて用いてならない（道示Ⅱ編, 9.5.11）。

② 支圧接合

- ・支圧接合はボルト円筒部のせん断抵抗及び円筒部とボルト孔壁との間の支圧によって応力を伝達させる接合法である。
- ・施工例は少なく、採用には検討が必要である。

③ 引張接合

- ・引張接合は外力がボルト軸方向に作用するもので、継手面に発生させた接触外力を介して応力を伝達する接合法である。
- ・少数主桁の主桁腹板と横桁接合に使用する継手面がある板を直接締付ける短締め形式と継手面をリブプレート等を介して締付ける長締め形式に区分される。
- ・引張接合は、「橋梁用高力ボルト引張接合設計指針, H16.3, 日本鋼構造協会」を参考にするとよい。

(4) ボルト本数

- ・最小列数 2列以上を配置する。
- ・最大列数 摩擦接合の場合、8列以下を基本とする。

ただし、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おいて 表 1.7.1 に示す低減係数を乗じて設計を行う場合には、最大12列までとする。

表 1.7.1 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

注1) 本表に示す低減係数は、18.5.3の規定に従って接合面に無機ジンクリッチペイントを塗装した継手を対象としたものである。
 注2) 1ボルト線上に並ぶボルト本数が8本を超える場合には、対象とする継手の全てのボルトについて、この低減係数を許容量に乗じる。

(5) 連結板

連結板の材質は母材に合わせるのを標準とする。連結の左右で母材の材質が異なる場合の連結板の材質は低い方の材質を使用する。この場合の全強の計算に用いる許容応力度は低い方の材質のものを使用する。また、連結部の板取りは応力方向と圧延方向を一致させるのを原則とする。

なお、一般には、モーメントプレートとシアプレートとを一体化した連結板を用いたほうが、材片数の削減及び接合作業の省力化の観点から有利となる場合が多い。

1.8 床版

1.8.1 設計一般

道示Ⅱ編 11.1.2 では鋼桁で支持された床版に特有な事項が規定されている。(道示Ⅱ編 11.1.2(1)～(5))

- (1) 床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して耐荷性能を満足するようする。
- (2) 活荷重等に対して疲労耐久性を損なう有害な変形が生じないようにする。
- (3) 床版の設計にあたっては、施工に対する前提条件を適切に定める。
- (4) 鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版は道示Ⅱ編 11.2～11.7の規定、鋼床版は 11.8～11.11の規定による。
- (5) 床版は、必要に応じて次の 1)及び 2)を満たさなければならない。
 - 1) 床版に主桁間の荷重分配作用を考慮した設計を行う場合には、その影響を適切に評価し、その作用に対して安全ようにする。
 - 2) 地震の影響や風荷重等の横荷重に対して床版が抵抗する設計を行う場合には、その影響を適切に評価し、それらに対して安全ようにする。
- (6) アスファルト舗装とする場合は、橋面より浸入した雨水等が床版内部に浸透しないように防水層を設けなければならない。防水層の設計にあたっては、「道路橋床版防水便覧 H19.3, 日本道路協会」を参考にすること。

1.8.2 コンクリート系床版

(1) 設計一般

鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版における鉄筋コンクリート構造の応力度の算出ではヤング係数比は 15 とする(道示Ⅱ編,11.1.2)。鋼コンクリート合成床版に用いるヤング係数比は、適切に設定する必要がある。なお、主桁との合成挙動については、道示Ⅱ編 14.2.1の規定に従うものとする。

鉄筋コンクリート床版の破壊形態は、車両の繰返し荷重による押抜きせん断疲労破壊である。特に、雨水等水分がひびわれに浸透した場合の疲労強度は、乾燥状態の 1/10～1/100 に低下するため、防水層を設置する必要がある。

(2) 床版の設計

- 1) 鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版の支間は 4.0m を越えないこととする。ただし、車道部の鉄筋コンクリート床版の支間は、従来の経験から 3m より小さい範囲で選定することが望ましい(通達:「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について, S53.4.13, 建設省」 「鋼道路橋設計便覧 付属資料, S54.2, 日本道路協会」を参照のこと)。
- 2) プレストレストコンクリート及び鋼コンクリート合成床版の支間は 2 辺支持の単純版及び連続版で 8.0m, 片持ち版で 3.0m を超えないこととする。
- 3) 床版の設計は死荷重及び活荷重(T荷重)により生じる版の設計曲げモーメントに対して行う。
- 4) 設計は以下の手順による。ただし、設計曲げモーメントの算定にあたって不等沈下の影響がある場合には、これを考慮するものとする。
 - ① 最小床版厚の設定
 - ② ハンチ高の設定
 - ③ 設計曲げモーメントの算定
 - ④ 床版厚さの照査

5) 設計曲げモーメント (道示Ⅱ編, 11.2.3)

- ① B活荷重で設計する橋においては、T荷重(衝撃を含む)による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメントは、表 1.8.1 に示す式で算出するものとする。床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版及び連続版の主鉄筋方向の設計曲げモーメントは、表 1.8.1 により算出した曲げモーメントに、表 1.8.2 又は表 1.8.3 の割増係数を乗じた値とする。
- ② A活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表 1.8.1 に示す式で算出した値を20%低減した値としてよい。

表 1.8.1 T 荷重(衝撃を含む)によるRC床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメント(kN・m/m) (道示Ⅱ編, 表-11.2.1)

床版の区分	曲げモーメントの種類		構造	床版支間の方向		車両進行方向に直角		構造	床版支間の方向		車両進行方向に平行	
				曲げモーメントの方向	適用支間(m)	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント		曲げモーメントの方向	適用支間(m)	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント		RC (PC, 合成)	0 < L ≤ 4 (0 < L ≤ 8)		+ (0.12L + 0.07)P	+ (0.10L + 0.04)P	RC (PC)	0 < L ≤ 4 (0 < L ≤ 6)		+ (0.22L + 0.08)P	+ (0.06L + 0.06)P
連続版	支間曲げモーメント	中間支間	RC (PC, 合成)	0 < L ≤ 4 (0 < L ≤ 8)		+ (単純版の80%)	+ (単純版の80%)	RC (PC)	0 < L ≤ 4 (0 < L ≤ 6)		+ (単純版の80%)	+ (単純版と同じ)
		端支間									+ (単純版の90%)	+ (単純版と同じ)
連続版	支間曲げモーメント	中間支間	RC, PC, 合成	0 < L ≤ 4		- (単純版の80%)	-	RC (PC)	0 < L ≤ 4 (0 < L ≤ 6)		- (単純版の80%)	-
			PC, 合成	4 < L ≤ 8							- (0.15L + 0.125)P	
片持版	支間曲げモーメント		RC, PC, 合成	0 < L ≤ 1.5		- P・L (1.30L+0.25)	-	RC (PC)	0 < L ≤ 1.5 (0 < L ≤ 3.0)		- (0.70L + 0.22)P	-
			PC, 合成	1.5 < L ≤ 3.0							- (0.60L - 0.22)P	
片持版	先端付近曲げモーメント		RC (PC, 合成)	0 < L ≤ 1.5 (0 < L ≤ 3.0)		-	+ (0.15L + 0.13)P	RC (PC)	0 < L ≤ 1.5 (0 < L ≤ 3.0)		-	+ (0.16L + 0.07)P

ここに、RC：鉄筋コンクリート床版及び PC 合成床版

PC：プレストレストコンクリート床版

合成：鋼コンクリート合成床版

注) コンクリート桁に支持された床版は道示Ⅲ編 9.2.3 の規定による

L：道示Ⅱ編 11.2.2 に規定する T 荷重に対する床版の支間 (m)

P：道示Ⅰ編 8.2 に規定する T 荷重の片側荷重 (100kN)

表 1.8.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角の場合の単純版
及び連続版の主鉄筋方向の曲げモーメントの割増係数 (道示Ⅱ編, 表-11.2.2)

支間 L (m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	$4.0 < L \leq 6.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 12$	$1.125 + (L - 4.0) / 26$

表 1.8.3 床版の支間方向が車両進行方向に直角の場合の単純版
支間方向曲げモーメントの割増係数 (道示Ⅱ編, 表-11.2.3)

支間 L (m)	$L \leq 1.5$	$1.5 < L \leq 3.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (L - 1.5) / 25$

ここに、 L : 「道示Ⅱ編 11.2.2」項に示すT荷重に対する床版の支間(m)

- ③ 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメントは、表 1.8.4 に示す式で算出してよい。ただし、プレストレストコンクリート床版が鋼桁に支持される場合には、等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの曲げモーメントは、支持桁の拘束条件を考慮して算出しなければならない。

表 1.8.4 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメント (kN・m/m)
(道示Ⅱ編, 表-11.2.4)

床版の区分	曲げモーメントの種類		主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント		$+WL^2/8$	無視してよい
片持版	支点曲げモーメント		$-WL^2/2$	
連続版	支間曲げモーメント	端 支 間	$+WL^2/10$	
		中 間 支 間	$+WL^2/14$	
	支点曲げモーメント	2支間の場合	$-WL^2/8$	
		3支間以上の場合	$-WL^2/10$	

ここに、 L : 「道示Ⅱ編 11.2.2」項に示す死荷重に対する床版の支間 (m)
W : 等分布死荷重 (kN/ m²)

- ④ 床版を支持する桁の剛性が著しく異なり、そのために生じる付加曲げモーメントの大きさが無視できない場合は、この付加曲げモーメントを考慮する。この場合は、床版を支持する桁の剛性の相違を考えて、設計曲げモーメントを算出しなければならない。
- ⑤ 床版にプレストレスを導入する場合には、プレストレストレッシングにより生じる不静定力を考慮することを原則とする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるように PC 鋼材を配置する場合には、この不静定曲げモーメントを無視することができる。
- ⑥ 歩行者自転車用柵に作用する荷重並びに車両用防護柵又は歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、「道示Ⅰ編 11.1」により算出する。なお、歩車道境界に防護柵を設置する場合には、「防護柵の設置基準・同解説, H28. 12, 日本道路協会」を参照すること。

6) 桁端部の構造は図1.8.1又は図1.8.2を標準とする(道路設計要領-設計編, H20. 12, 中部地方整備局)。

① 斜角 $70^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ の場合

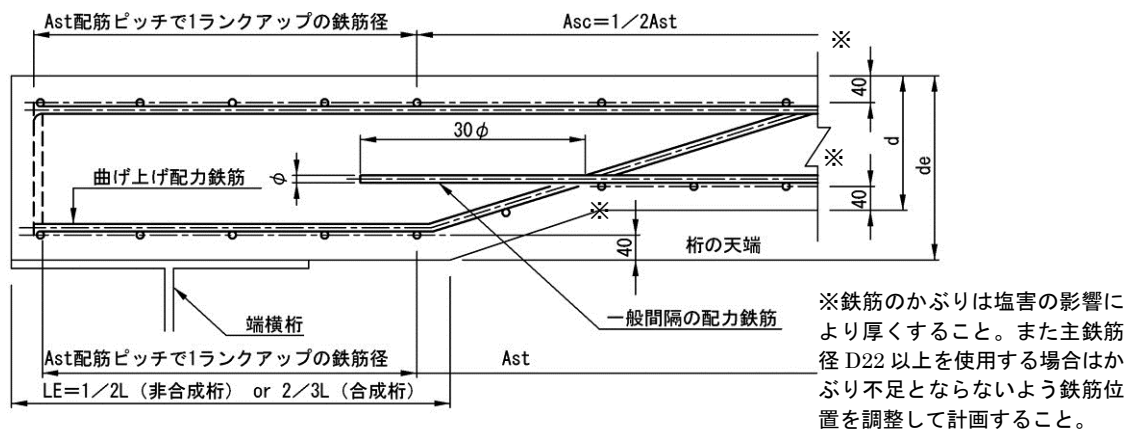


図 1.8.1 桁端部の構造 (1)

② 斜角 $\theta < 70^\circ$ の場合

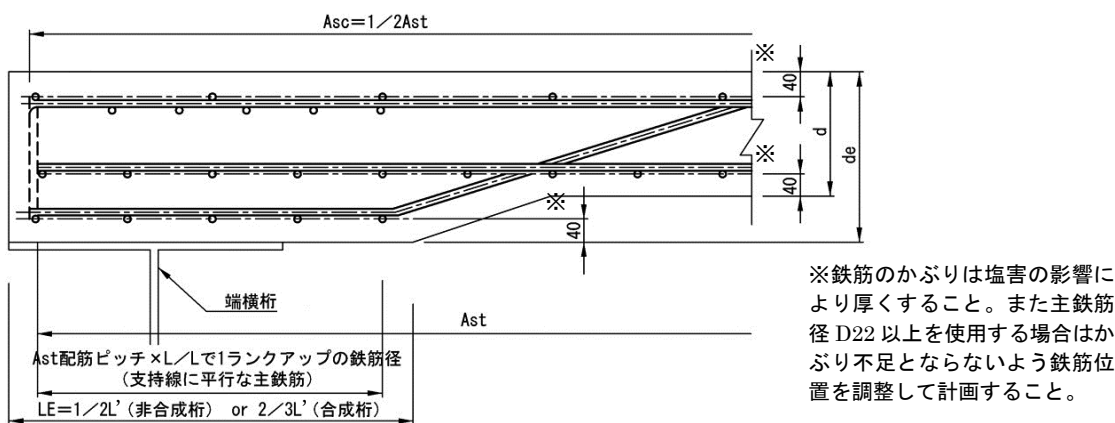


図 1.8.2 桁端部の構造 (2)

- | | | | |
|-----|------------|----------------|-----------------|
| Ast | : 引張主鉄筋量 | L | : 橋軸直角方向の床版支間長 |
| Asc | : 圧縮主鉄筋量 | L _E | : 桁端部の床版増厚部分の長さ |
| d | : 床版厚さ | L' | : 支承線に平行な床版支間長 |
| dc | : 桁端部の床版厚さ | | |

(3) 床版厚 (道示Ⅱ編, 11.5)

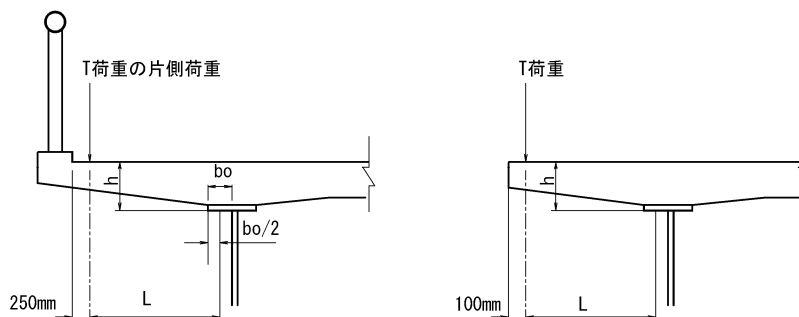
1) 鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版

① 最小全厚 do

鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版の車道部並びに片持ち版における最小全厚は、表1.8.5に規定する値とする。ただし、車道部分の床版の最小全厚は、160mmを下回ってはならない。また、大型車両の交通量が多い道路の橋、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される橋等については、表1.8.5に規定する床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。

表 1.8.5 車道部分の床版の最小全厚 (mm) (道示Ⅱ編,表-11.5.1)

版の区分	床版の支間方向	
	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行
単純版	40L+110	65L+130
連続版	30L+110	50L+130
片持版	0 < L ≤ 0.25	280L+160
	L > 0.25	80L+210



ここに、L：T荷重に対する床版の支間(m)

(a) 主鉄筋が車両進行方向に直角な場合 (b) 主鉄筋が車両進行方向に平行な場合

図 1.8.3 片持版の最小全厚 h

②車道部分の床版厚は、大型自動車の交通量、支持構造物の特性等を考慮した式(1.8.1)により求めるものとする。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_o \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.1)}$$

ここに、

d：床版厚さ(mm) (小数第1位を四捨五入する。ただし、 d_o を下回らないこと。)

d_o ：表 1.8.5 に規定される床版の最小全厚(mm) (小数第1位を四捨五入し、第1位まで求める。 $d_o \geq 160\text{mm}$)

k_1 ：大型車両の交通量による係数で、その値を表 1.8.6 に示す。

k_2 ：a) 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため生じる付加曲げモーメントの係数で $k_2 = 0.9\sqrt{M/M_0} \geq 1.00$ として与えられる。ここで M_b は本章 1.8.2(2)5) に規定する設計曲げモーメント、 M は M_b に床版の支持桁の剛性の違い等の影響によって付加される曲げモーメント ΔM を加えた曲げモーメントである。この場合、A活荷重で設計する橋については、本章 1.8.2(2)5)②と同様に 20%低減してよい。

b) k_2 の算出は、床版支間部及び箱桁腹板上において行う。

c) 箱桁腹板上においては、 k_2 による床版の増厚分はハンチ高を考慮してよい。

d) 付加曲げモーメントを算出する際の床版厚は、 $d_o \times k_1$ を用いるものとする。

e) 箱断面主桁の間に縦桁を配置する場合及び箱断面主桁の外側にブラケットを設けて縦桁を配置する場合の付加曲げモーメントに関しては、「道示Ⅱ編付録1」による。

表 1.8.6 係数 k1 (道示Ⅱ編, 表-11.5.2)

1 方向あたりの大型車の 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

③ 歩道部分の床版の最小全厚は 140mm とする。

2) プレストレストコンクリート床版

① 車道部分の床版の最小全厚は、以下の規定による。なお、片持版の最小全厚は「本章 図 1.8.3」に示す位置の値とする。

- a) 車道部分の床版の全厚は、いかなる部分も 160mm を下まわってはならない。
- b) 片持版の床版先端の厚さは、a) の規定によるほか、表 1.8.5 の片持版の最小全厚の 50% 以上としなければならない。
- c) 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、a) 及び b) の規定によるほか、表 1.8.7 の値とする。

表 1.8.7 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 (mm)
(道示Ⅱ編, 表-11.5.3)

床版の支間方向 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
床版の支間方向に平行	表 1.8.5 の床版支間の方向が 車両進行方向に直角な場合の 値の 90%	表 1.8.5 の床版支間の方向が 車両進行方向に平行な場合の 値の 65%
床版の支間方向に直角	表 1.8.5 の床版支間の方向が 車両進行方向に直角な場合の 値	表 1.8.5 の床版支間の方向が 車両進行方向に平行な場合の 値

② 歩道部分の床版の最小全厚は 140mm とする。

3) 鋼コンクリート合成床版

① 車道部分及び片持版における最小全厚は、以下の規定による。ただし、車道部分の床版の最小全厚は、160mm を下回ってはならない。

$$d = 25L + 110 \quad \dots \dots \dots \text{式 (0.2)}$$

ここに、d : 底鋼板を含む床版の最小全厚 (mm) (小数第 1 位を四捨五入し、第 1 位まで求める。)

L : 道示Ⅱ編 11.2.2 に規定する T 荷重に対する床版の支間 (m)

② 歩道部分の床版の最小全厚は 140mm とする。

(4) 配筋 (道示Ⅱ編, 11.2.7)

- ① 鉄筋は異形棒鋼を用いるものとし、その直径は13, 16, 19mmを原則とする。ただし、桁端部の床版において、配筋が困難な場合は22mmを使用してもよい。
- ② 鉄筋の純かぶりは30mm以上とする。なお、海岸線付近にあって波しぶきや潮風の影響を受ける床版のかぶりについては、「道示Ⅲ編 5.2」により別途塩害に対する影響を考慮する必要がある。
- ③ 鉄筋の中心間隔は100mm以上かつ300mm以下とする。ただし、引張主鉄筋の中心間隔は床版の全厚をこえてはならない。
- ④ 断面内の圧縮側には、引張側の鉄筋量の少なくとも1/2の鉄筋を配置するのを原則とする。
- ⑤ 鉄筋量を算出する支間は配筋する鉄筋と平行にとり、鉄筋間隔はその鉄筋を直角にとるものとする (道示Ⅱ編, 11.2.2 解説)。

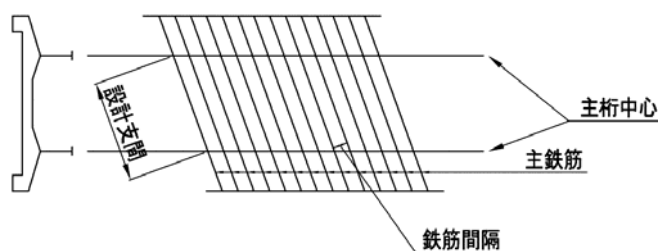


図 1.8.4 鉄筋量を算出する支間

- ⑥ 連続版で主鉄筋を曲げる場合は、図 1.8.5 に示すように支点から L/6 の断面で曲げる。ただし、床版の支間の中央部の引張鉄筋量の 80% 以上及び支点上の引張鉄筋量の 50% 以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置しなければならない。ここに、L は支持桁の中心間隔とする。

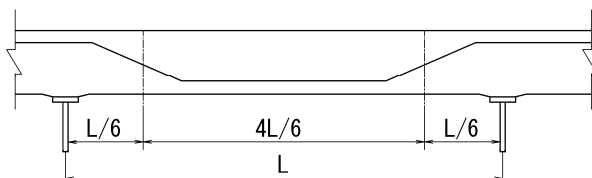


図 1.8.5 連続版の主鉄筋を曲げる位置

- ⑦ 床版の配筋鉄筋は床版の支間方向にその量を変化させて配置してよい。詳しくは、「道示Ⅱ編 11.2.7」を参照のこと。
- ⑧ 鉄筋重ね合せ長 L_a は「道示Ⅲ編 5.2.7」に基づき下表のとおりとする。

表 1.8.8 鉄筋の重ね継手長 (単位:mm)

鉄筋	コンクリート	算出式	鉄筋径	計算値	採用値
SD345 ($\sigma_{sa}=200\text{N/mm}^2$)	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ $\tau_{0a}=1.6\text{N/mm}^2$	$L_a=31.25D$	D13	406.3	410
			D16	500.0	500
			D19	593.8	600
			D22	687.5	690
			D25	781.3	790

L_a : 付着応力度より算出する重ね継手長
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度
 τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度
 D : 鉄筋の径

- ⑨ 鉄筋継手位置は、図 1.8.6 を標準とする。

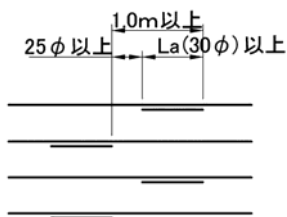


図 1.8.6 鉄筋の継手位置

- ⑩ 鉄筋の最大長さは、運搬(車両制限令等)、積みおろし、鉄筋組み立て作業性を配慮し、12m 以下を原則とする。
- ⑪ 連続桁の中間支点上の床版補強
 連続桁の中間支点付近（非合成連続桁支点上の床版配筋）の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に対する鉄筋を配筋する（図 1.8.7 参照）。
 下路構造では、弦材近傍の床版に引張力が作用するため、補強筋を配置する。
- a) 床版中の橋軸方向鉄筋は、施工上大きな支障を来さない範囲内で配置間隔を小さく、かつ鉄筋径を1ランク大きくするのがよい。ただし、常に鉄筋間隔は 100mm 以上、鉄筋径は 22mm 以下とする。
- b) 上記鉄筋量を増やす区間は、死荷重によって負の曲げモーメントの生ずる区間とする。
 支点上の補強鉄筋の配筋は、継手位置が1箇所に集中しないように交互に配置する。
- c) 図 1.8.7 におけるC部での鉄筋の継手位置は図 1.8.6 を標準とする。

R C床版の橋軸方向鉄筋を増加させる範囲

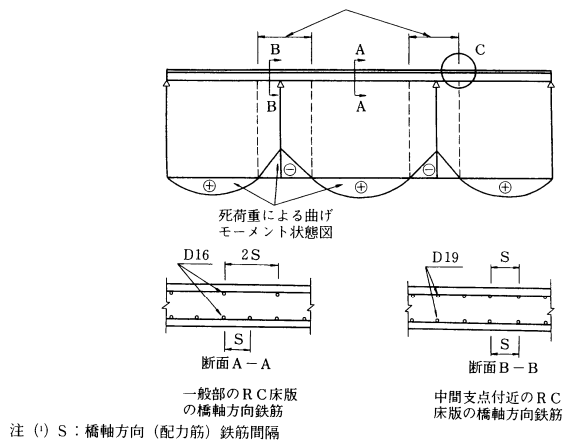


図 1.8.7 連続桁の中間支点上の床版補強
 (道路設計要領-設計編, 第5章, H20.12, 中部地方整備局)

- ⑫ プレストレストコンクリート床版のプレストレストする方向には、少なくとも直径 13mm 以上の異形鉄筋を配置し、その間隔は 300mm 又は床版全厚の小さい方の値以下でなければならない。

(5) PC鋼材の配置 (道示Ⅱ編, 11.2.8)

- 1) プレストレストコンクリート床版におけるPC鋼材は、床版に様にプレストレスが導入されるように配置しなければならない。
- 2) 斜橋の支承部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。

(6) 床版のハンチ (道示Ⅱ編, 11.2.12)

床版には、支持桁上でハンチを設けるのを原則とする。

床版のハンチの傾斜は、1:3より緩やかにするのが望ましい。

ハンチの高さが80mm以上の場合には、ハンチ下面に沿って桁直角方向に用心鉄筋を配置するのが望ましい。この場合、用心鉄筋は直径13mm以上とし、その間隔はハンチの位置において桁に直角方向に配置された床版の下側鉄筋間隔の2倍以下とする。

支持桁上フランジのハンチ形状は、フランジ厚さに関わらず図1.8.8の様に上フランジ上面を基準に形状を決定する。

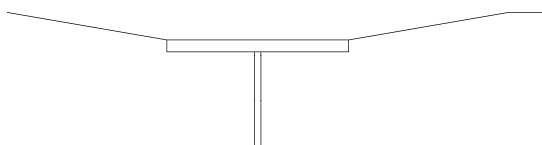


図 1.8.8 床版のハンチ形状

(7) 桁端部の床版 (道示Ⅱ編, 11.2.13)

桁端部の車道部分の床版は、十分な剛度を有する端床桁、端ブラケット等で支持するのが望ましい。桁端部の中間支間の床版を端床桁等で支持しない場合は、桁端部から床版支間の1/2の間の床版については、T荷重(衝撃を含む)による設計曲げモーメントとして、「道示Ⅱ編 11.2.3」に規定する値の2倍を用いる。なお、一般には、桁端部以外の中間支間の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。

桁端部の片持部の床版を端ブラケット等で支持しない場合は、桁端部から死荷重に対する床版支間長の間の床版については、T荷重(衝撃を含む)による設計曲げモーメントとして、「道示Ⅱ編 11.2.3」に規定する値の2倍を用いる。なお、一般には、桁端部以外の片持部の床版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。

桁端部の車道部分の床版は、床版厚さをハンチ高だけ増し、斜橋の床版においては、更に補強鉄筋を配置するのが原則とする。

(8) 特別な場合の注意点

1) 支持桁相互の剛性が著しく異なる場合 (道示Ⅱ編, 11.2.3, 11.5)

床版を支持する桁の剛性が著しく異なる場合は、支持桁の不等沈下による付加曲げモーメントを考慮しなければならない。

縦桁を有する箱形断面桁構造の場合、床版を支持する桁の不等沈下に伴う付加曲げモーメントの影響が無視できないのでこれを考慮して設計しなければならない。

通常のI形断面桁の場合、外桁と中桁の断面2次モーメントの比が2.0程度までは、付加曲げモーメントの影響は「道示Ⅱ編」に含まれる余裕量を超えることがない。

したがって、桁の剛性が著しく異なる場合とは、桁間の剛性比が2.0程度を超える場合としてよい。不等沈下による付加曲げモーメントの算出は、「道示Ⅱ編付録1」から求められる値を参考にするのがよい。

2) 斜橋の床版

床版の主鉄筋の配筋は下記を標準とする。また、用心鉄筋を配置する範囲は図 1.8.9 及び表 1.8.9 の L_e 区間とする。

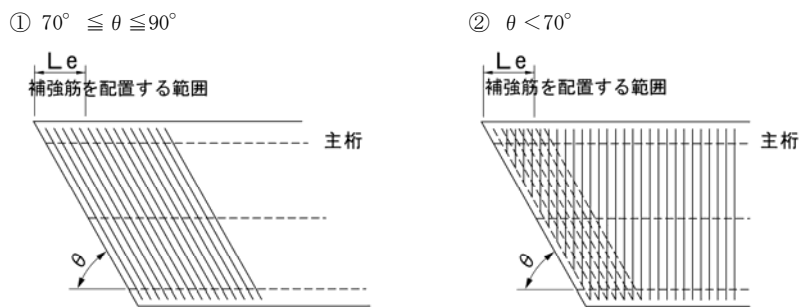


図 1.8.9 床版主鉄筋の配筋
(道路設計要領-設計編 第5章 参4, H20.12, 中部地方整備局)

表 1.8.9 L_e の標準値

	斜 角 $90^\circ \geq \theta \geq 70^\circ$	斜 角 $\theta < 70^\circ$
非合成桁の主桁端部及び 縦桁の端部	$\frac{1}{2} L$	$\frac{1}{2} L'$
合成桁の主桁の端部	$\frac{2}{3} L$	$\frac{2}{3} L'$

ここで、 L_e : 桁端部の床版増厚部分の長さ
 L : 橋軸直角方向の床版支間長
 L' : 支承線に平行な床版支間長

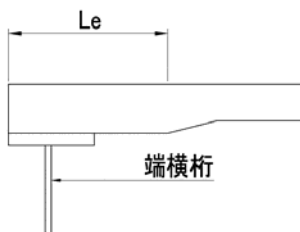


図 1.8.10 床版端部の補強

1.8.3 鋼床版

(1) 設計一般

鋼床版とは縦リブ、横リブでデッキプレートを補剛したものであり、鋼床版は縦桁、横桁等の床組構造又は主桁で支持される。この場合、横リブを同時に床組の横桁として兼用させたり、デッキプレートと縦リブとを主桁のフランジとして用いて主桁応力の一部を受け持たせるのが有利である（道示Ⅱ編, 11.8.1 解説）。

鋼床版が主桁の一部として作用する場合は、次の二つの作用に対してそれぞれ安全であることを照査しなければならない（道示Ⅱ編, 11.8.1）。

- i) 主桁の一部としての作用
- ii) 床版及び床組としての作用

鋼床版の設計にあたっては、大型の自動車の通行に対する疲労の影響について、十分な配慮を行わなければならない。鋼床版の疲労耐久性を確保する上で、構造細目については、「道示Ⅱ編 11.8.5」によるほか、「鋼道路橋の疲労設計指針, 第5章, H14.3, 日本道路協会」を参考とするのがよい。また、施工については「道示Ⅱ編 20章」の関連する規定による。

鋼床版のデッキプレート上に載荷する輪荷重については、舗装による荷重分布を考慮しない（道示Ⅱ編, 11.8.1）。

鋼床版は、その架設順序により有効断面が異なるので、鋼床版の架設順序や支持ベントの解体時期などを考慮した設計を行わなければならない。

(2) 床版の設計

1) デッキプレート

デッキプレートは、縦リブ又は横リブのフランジとしてその一部が有効に作用する。床版又は床組作用に対するデッキプレートの有効幅は、「道示Ⅱ編 11.8.2」を参照のこと。

デッキプレートの板厚 t (mm) は、式 (1.8.3) により算出される値以上としなければならない（道示Ⅱ編, 11.8.3）。

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{車道部分 : } t=0.037 \times b, \text{ (B 活荷重)} \\
 \qquad \qquad \qquad : t=0.035 \times b, \text{ (A 活荷重)} \\
 \qquad \qquad \qquad \text{ただし, } t \geq 12\text{mm} \\
 \text{主桁の一部として作用する} \\
 \text{歩道部} \quad : t=0.025 \times b, \text{ ただし, } t \geq 10\text{mm} \\
 \qquad \qquad \qquad \text{ここに, } b: \text{縦リブ間隔 (mm)}
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{式 (1.8.3)}$$

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、上記によらず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。

2) 縦リブ

縦リブの最小板厚は 8mm とする。ただし、腐食環境が良好又は腐食に対して十分な配慮を行う場合は、閉断面縦リブの最小板厚を 6mm としてもよい（道示Ⅱ編, 11.8.4）。

縦リブは、下記理由により閉断面縦リブ閉リブ（鋼床版用 U 形鋼）を基本とする。曲線半径が 300m 程度以下の曲線橋で、閉断面リブを用いることが製作加工上不適当な場合は、バルブプレート（180×9.5mm, 200×10mm, 230×11mm）を用いてよい。また、線形上やむを得ない場合については、閉断面リブと開断面リブを併用してもよい。

- ・閉断面リブを使用することにより、鋼重の軽減につながる。
- ・横リブ間隔を広くすることができるので、縦リブと横リブの交差数が少ない。
- ・ねじり剛性が大きいので、床版としての変形が小さい。
- ・軸方向圧縮力に対する安定性に優れる。
- ・溶接量が少ないので、溶接によるデッキプレートのひずみが小さい。
- ・密閉断面となるため、防錆上好ましく、塗装面積が少ない。

閉断面リブの形状は図 1.8.11、表 1.8.10 を基本とする。なお、閉断面リブと鋼床版の溶接は、溶込量をリブ板厚の 75%以上を確保する必要がある（道示Ⅱ編,20.13.2 解説）。

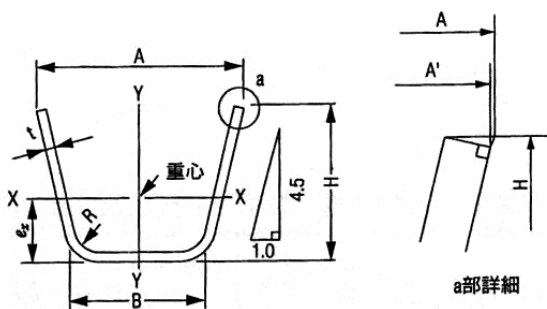


図 1.8.11 閉断面リブの形状

表 1.8.10 鋼床版用 U 形鋼寸法

呼び名	寸法 mm						断面積 cm ²	単位重量 N/m	断面性能	
	A	A'	B	H	t	R			重心位置 ex cm	断面二次モーメント I x cm ⁴
320×240×6-40	320.0	319.4	213.3	240	6	40	40.26	310	8.86	2460
320×260×6-40	320.0	319.4	204.4	260	6	40	42.19	325	9.91	3011
320×240×8-40	324.1	323.3	216.5	242	8	40	53.90	415	8.99	3315
320×260×8-40	324.1	323.3	207.7	262	8	40	56.47	435	10.03	4055

閉断面リブ配置は図 1.8.12 を標準とする。ただし、b1 の区間に縦継手を設置する場合には、以下の点に注意しなければならない。

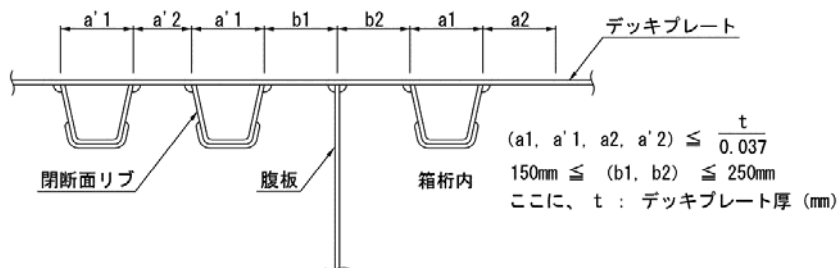


図 1.8.12 縦リブ配置

- ・デッキプレートが溶接継手の場合
 - ：横桁，横リブ，ブラケット部の腹板の高力ボルト配置から，b1 の区間では連結板を設置することが困難になる場合があるので注意を要する。
- ・デッキプレートが高力ボルト継手の場合
 - ：連結部分はデッキプレートを重ねていたり，連結板により添接したり，板としての剛性は一般部（たとえば a 部）にくらべ数倍となっている。b の値が $t/0.037$ （ここでは t はデッキプレート厚と連結板厚を加えたもの）を満足するときは，たわみが $b/300$ 以下であることは明らかである。

横桁、横リブ、ブラケット部の高力ボルト配置の関係から、連結部の設計に無理が生じる場合があるので、 b_1 は最大 365mm 程度まで広げてよい。しかしながら、主桁と横リブ、主桁とブラケット等、著しく剛性が異なることにより予期せぬ応力が発生することもあるので、 b_1 はできるだけ小さくすることが望ましい。

縦リブの断面力は、通常無限連続はりとして計算するため、端支間においては計算仮定と異なった状態になり、別途計算する必要がある。そのような計算の煩雑さを避け、かつ伸縮装置からの衝撃に耐える構造にするために、縦リブの端支間については、一般部と同じ剛度を持つ横リブの支間を 2 等分する位置に設けるのを原則とする。

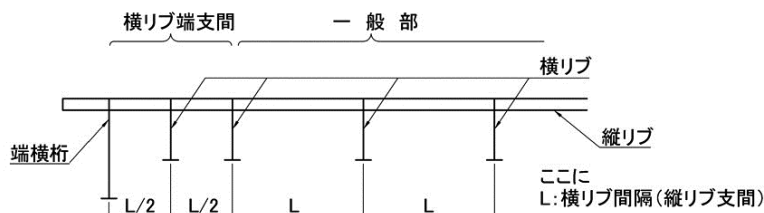


図 1.8.13 横リブ配置

3) 横リブ

一般部の横リブ間隔は、縦リブの種類により表 1.8.11 に示す値を標準とする。

表 1.8.11 横リブ間隔 (m)

開断面縦リブ	1.3~2.0
閉断面縦リブ	2.0~2.5

4) 鋼床版端部

鋼床版の端部は、伸縮装置を考慮し、下記の規定によって設計しなければならない。

- ・ 端部から第 1 横リブまでの間は開断面リブを用いる。
- ・ 伸縮装置のフェースプレート端には補強リブを設置する。
- ・ 端部デッキプレートの照査は、原則として以下の方法による。
 - ① ボルト力による等分布荷重を受ける四辺固定版として照査する。
 - ② 端ダイヤフラム及び端横桁によって支持された片持ちばりとして照査する。
 - ③ 前項の①、②により算出された応力度を重ね合わせに対して安全であることを照査する。ただし、重ね合わせを考慮した場合の許容応力度は 20% 割増してもよい。
- ・ 伸縮装置部分の設計は疲労に対しても照査する。
- ・ 鋼床版の端部は伸縮装置下の止水構造（弾性シール材、バックアップ材、樋等）との取合いに注意し、その変形形状に支障を来さないようにする。

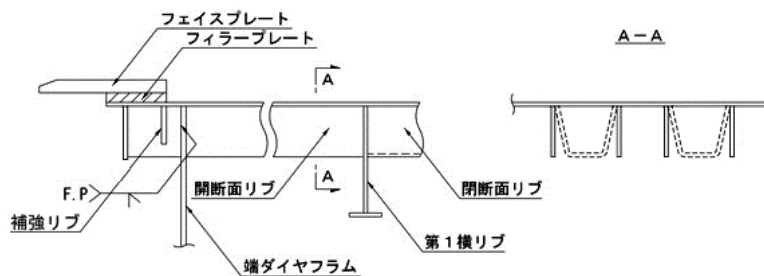


図 1.8.14 鋼床版端部

5) 継手

①デッキプレート

デッキプレートの現場継手は、溶接継手を基本とする。施工性を考慮して、Uリブは高力ボルト継手としてもよい。

なお、溶接継手が現場の架設条件により採用できない場合は、高力ボルトによる重ね方式継手や突合せ方式継手を採用する。ただし、高力ボルトによる継手は舗装打替え時にボルト頭を損傷しやすいという側面があることに注意すること。

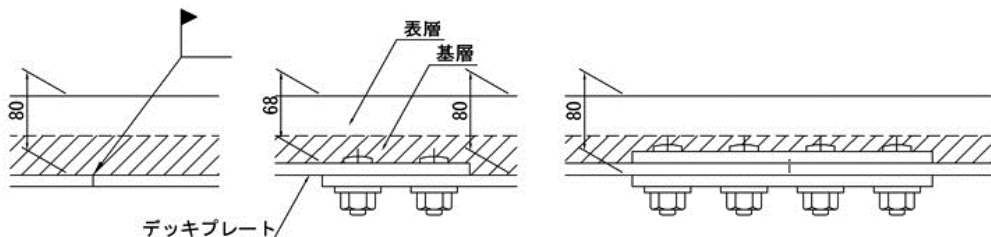


図 1.8.15 現場溶接

図 1.8.16 重ね方式継手

図 1.8.17 突合せ方式継手

横桁・横リブ及びブラケット上のデッキプレートの連結部ボルト作用力は、式(1.8.4)により計算する。

$$\rho = \frac{be \cdot t \cdot \sqrt{\sigma^2 / \tau^2}}{n} \leq \rho a \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.4)}$$

- t : デッキプレート厚 (cm)
- be : デッキプレートの有効幅 (cm)
- n : ボルト本数 (本)
- σ : 図 1.8.18 による。(N/mm²)
- τ : フランジのせん断応力度 (N/mm²)
- ρ : ボルト 1 本あたりの作用力 (N)
- ρ a : ボルト 1 本あたりの許容力 (N)

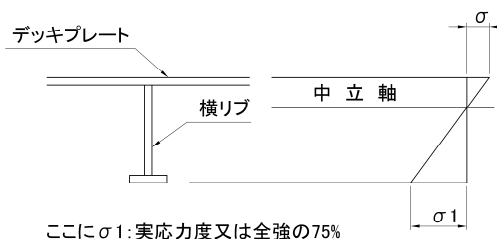


図 1.8.18 横リブの応力状態

②縦リブ

縦リブの現場継手位置は、曲げモーメントが最小となる、縦リブ支間の L/4 点付近を原則とする。

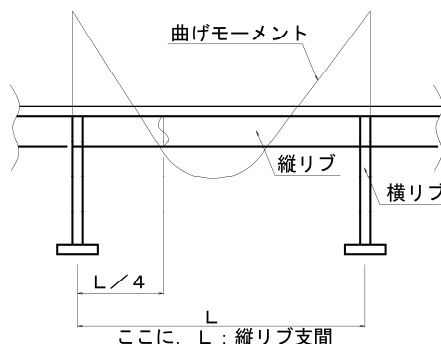


図 1.8.19 縦リブの現場継手位置

1.9 鋼 I 形断面桁

1.9.1 主桁配置計画

(1) RC床版 I 形断面桁

1) 主桁配置

I 形断面桁の場合、一般に腹板の高さを大きくして主桁本数を少なくした方が、鋼重も軽く経済的とされている。鉄筋コンクリート床版の場合、支持桁の間隔 4.0m を越えないこととする。ただし、車道部のは、大型自動車の载荷に起因する破損例を勘案すると最大 3m 以下^{*}とし、大型車両通行の際に車輪位置が床版支間の中央付近とならないよう主桁配置をするのが望ましい。また、排水桝との位置関係についても考慮のうえ、主桁配置を検討すること。

^{*}支持桁間隔を最大 3m とした根拠となる資料は下記である。

通達：道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について S53.4.13 建設省

(「鋼道路橋設計便覧 付属資料, S54.2, 日本道路協会」を参照)

2) 張出し長

自動車の輪荷重が常時载荷される床版片持ち部は、大きな曲げモーメントが加わるため、片持ち長さを大きくしない方がよい。しかし、逆に小さくすると雨水などが直接主桁にかかる機会を多くする。通常は床版の配筋、型枠支保工、防水等を考慮して床版の片持ち長さを 0.9~1.2m 程度とするのがよい。

3) 斜橋の桁配置

斜橋の主桁と荷重分配横桁又は対傾構の組み方には、斜角が 70° より大きい場合に用いられる斜交格子形式と、斜角が 70° 未満の場合に用いられる直交格子形式がある(道路設計要領-設計編, 参 5-3, H20.12, 中部地方整備局)。

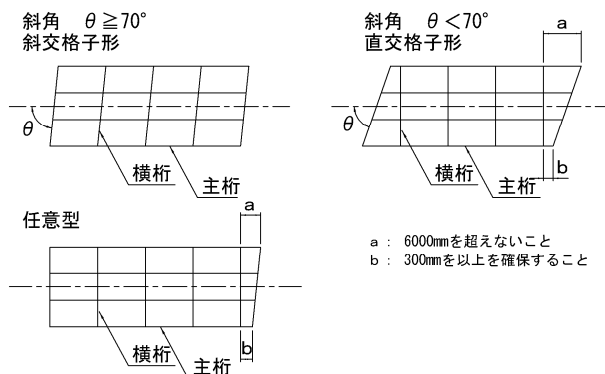


図 1.9.1 斜橋の桁配置

4) 拡幅を有する斜橋の桁配置

幅員が橋梁の途中で変化する場合には、主桁間隔(床版支間)及び床版張出し長により、主桁を放射状にするか、又は枝桁(ブラケットを含む)を設置するか検討する(I桁の場合、ねじり剛性が小さくブラケットが取付けにくい構造であるので、できるかぎり主桁を放射状にするのが望ましい)。

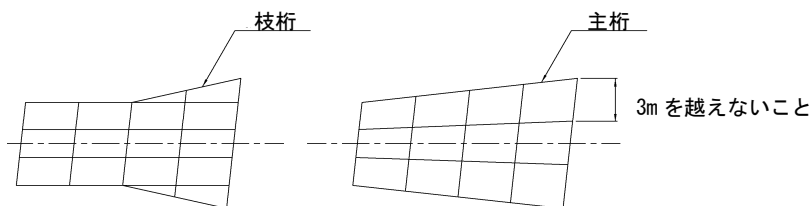


図 1.9.2 拡幅桁の主桁配置

5) 曲線区間の桁配置

曲線半径の比較的大きな区間については、主桁はできるかぎり直線桁として検討するのが望ましい。平面骨組を直線桁とするか曲線桁とするかについては、床版張出し量、外縦桁（ブラケットを含む）の設置を検討した後、やむを得ない場合のみ曲線桁とするのがよい。

床版張出し量の最小，最大は図 1.9.3 を標準とする。

又，曲線区間で橋梁が何連にもなる場合も，直線桁でできるだけ検討を行い，橋脚上で折れる形となるように配置するのが望ましい。

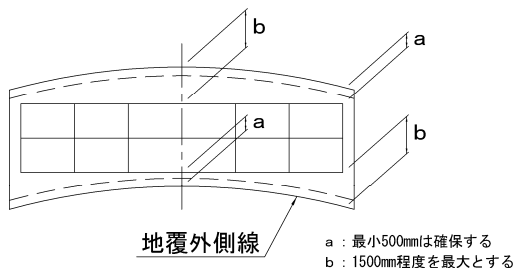


図 1.9.3 曲線区間の桁配置

(2) 鋼床版 I 形断面桁

1) 主桁配置

主桁配置は桁高に制限を受けない場合 (H (桁高) / L (支間) = $1/25$ 程度以下) は前項と同様である。しかし，桁高に制限を受ける場合は断面構成，たわみ制限を考慮して主桁数を増加させる。

主桁配置の留意事項としては，輸送制限及び架設，排水桝との位置関係等がある。

2) 平面形状

① 直橋

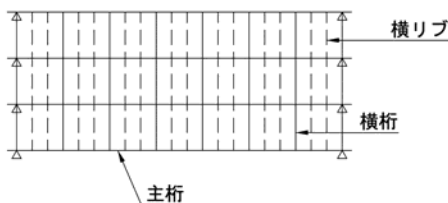


図 1.9.4 直橋の平面形状

- ・横桁間隔は 6,000mm 以内とする。
- ・横リブ間隔（縦リブ支間）は縦リブのタイプなどにより決定される。

② 斜橋

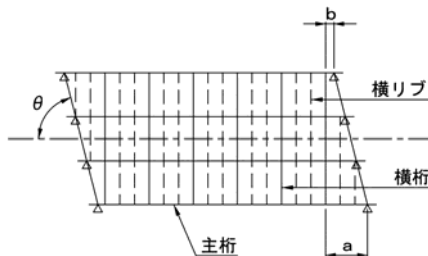


図 1.9.5 斜橋の平面形状

- ・横桁，横リブは主桁に直角に配置するのがよい。
- ・a は 6,000mm を超えないこと。
- ・b は 300mm 以上を確保すること。

1.9.2 主桁の設計

(1) 標準的なI形断面桁は、工場製作及び現場施工の省力化（構造の簡素化）が促進されるように、次の(2)～(6)に示す構造による設計を行う。ここでいう標準的なI形断面桁とは、工場で製作した部材を現場で高力ボルトによって接合する構造を有する支間長が20～60m程度の中規模の橋梁である。ただし、これ以外の橋梁であっても、構造の簡素化により経済的となることが明らかである場合には、次の規定を全面的又は部分的に適用することが望ましい。

(2) 断面構成

1部材1断面の板継ぎ溶接のない構造を採用することとし、断面変化は高力ボルト継手位置において行うことを原則とする。ただし、支点付近において板厚差が大きくなる時は急激な板厚差を避けるために、クッション材（部材長1m程度）を入れ対処する。

(3) フランジ

- 1) 上下フランジ幅は、それぞれ桁全長にわたり同一とすることを原則とする。なお、フランジ幅は桁高の $1/3 \sim 1/5$ 程度を目安とする。
- 2) 断面変化位置（継手位置）での板厚差は、フィラーの最小板厚（**本章 1.1.1(5)**参照）を考慮して2mm以上を原則とする。又、最大板厚差は大きい方の板厚の 2 分の 1 程度かつ25mm程度を限度とするのが望ましい。
- 3) 端支点部や連続桁の中間支点部のフランジでは、断面構成や支承のソールプレート幅との取り合いから同一幅とすることで不都合が生じる場合がある。この場合は図1.9.6に示す対応が望ましい。

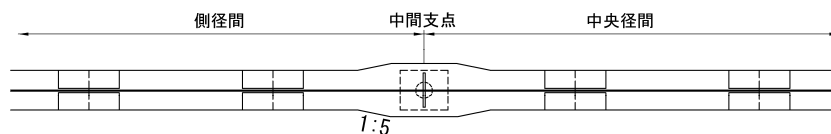


図 1.9.6 支点部のフランジ形状腹板

(4) 腹板

- 1) 腹板厚は全長にわたり同一とすることを原則とする。
- 2) 水平補剛材が必要な場合は、その本数は原則として1段とする。ただし、連続桁の中間支点部等のように部分的に応力が卓越する箇所において、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2段まで増やしてもよい。又、材質アップにより同板厚が可能な場合は、それも可とする。

(5) 連結について

- 1) 板厚差のあるフランジの高力ボルト継手は、原則として、フィラーを用いて連結し、その時の板厚差は0mmとする。なお、板厚差6mm未満で、やむを得ず肌すきが生じた場合は、すべり係数が摩擦接合用高力ボルトの設定に適用している値以上を確保できる構造にしなければならない（道示Ⅱ編, 9.5.11解説）。
- 2) フィラーの板厚については、**本章 1.1.1(5)**を参照のこと。
- 3) フランジの板厚変化は図1.9.7に示すようなフランジ面をそろえる方法（「内逃げ」ともいう）を適用する（箱形断面桁の場合も同じとする）。

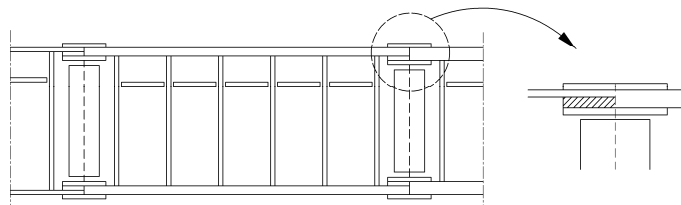


図 1.9.7 板厚差のある連結

- 4) 腹板は原則としてモーメントプレートとシアプレートを一括化した連結板を用いる（本章 1.7.2(5)）。
- 5) 引張連結部の孔引きは2孔引きから始めることとし、断面決定の際には引張側の孔引きを考慮した計算を行う。ただし、応力的に余裕がある場合は4本引き、6本引きについても検討し連結板を極力小さくする。（ガイドライン型設計適用上の考え方と標準図集(改訂版) 第1章, H15.12, (社)日本橋梁建設協会）

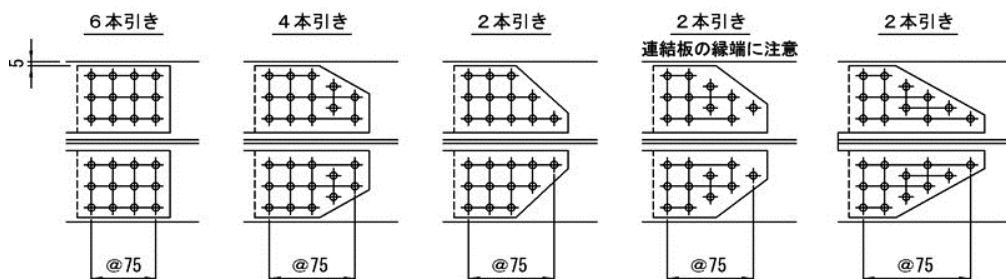


図 1.9.8 引張連結部の孔引き形状

6) 連結板の幅

連結板、フィラーは、母材端面を除き 5mm 控える。

フランジの角部は塗装の施工性と防錆上の観点から、2Rで仕上げる（本章 1.6.3(1)参照）こととしているが、連結板の取付け位置ではこの加工が断続されることになる。

対処策としては、図 1.9.9 の右図が望ましい。

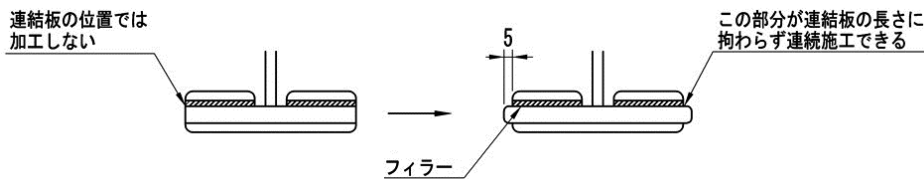


図 1.9.9 連結板の形状

(6) 水平補剛材の省略

連結部付近の短い水平補剛材を省略する場合は下記の要領で照査を行うこと。

・腹板幅厚比 (h/tw)

I形断面桁主桁	2400/12=200 (SM490Y)	} 図 1.9.10 より限界アスペクト比は $\alpha = 0.53$ となる。
箱形断面桁主桁	3000/15=200 (SM490Y)	
箱形断面桁横桁	2300/9=255.6 (SM400) → $\alpha = 0.51$	

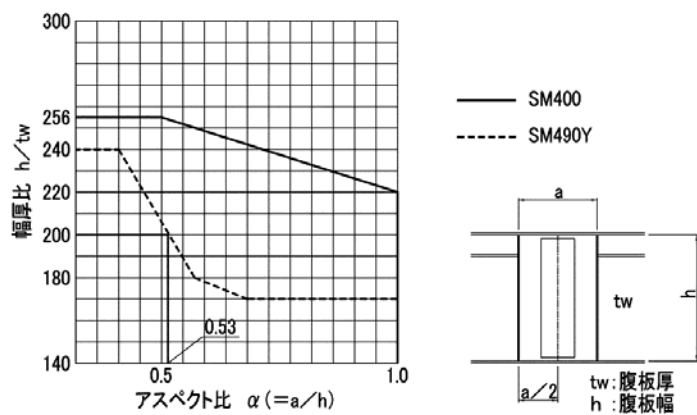
・水平補剛材が省略できる垂直補剛材間隔

$\alpha = a/hw \leq 0.53$ より $a \leq 0.53 \times hw$

I形断面桁主桁 $a \leq 0.53 \times 2400 = 1272\text{mm}$; $a/2 = 636\text{mm}$

箱形断面桁主桁 $a \leq 0.53 \times 3000 = 1590\text{mm}$; $a/2 = 795\text{mm}$

箱形断面桁横桁 $a \leq 0.51 \times 2300 = 1173\text{mm}$; $a/2 = 586\text{mm}$



『鋼 I 桁の高力ボルト継手腹板の補剛構造の合理化に関する実験』
秋山寿行 西村宣男 亀井義典 大松省吾

図 1.9.10 水平補剛材の省略

(7) 板継ぎ溶接部 (道路設計要領-設計編, 第5章. 参4, H20.12, 中部地方整備局)

やむを得ず断面変化位置でフランジの突合わせ溶接を行う場合の板厚差は原則として10mm程度とするのが望ましい。また、腹板に溶接継手がある場合はその位置から10cm程度ずらす。(図 1.9.11)

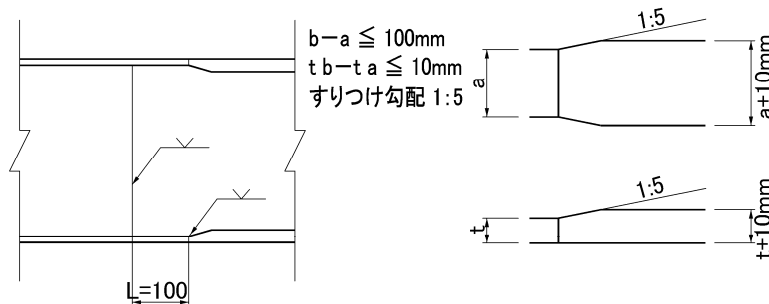


図 1.9.11 板継ぎ溶接部の構造

(8) 補剛材

- 1) 支点部の垂直補剛材とフランジは溶接するものとする (道示 II 編, 13.4.5)。
- 2) 支点部以外の垂直補剛材とフランジの取付け方は図 1.9.12 によるものとする (道示 II 編, 13.4.5)。

位置	支点部	対傾構及び横桁取付け部		左記以外	
曲げモーメントの状態	負	正	負、交番部	正	負、交番部
説明図					

注(1) 曲線桁や折れ桁(桁が折れている部分)等では、メタルタッチとせずに溶接する。
 (2) 支点部、対傾構及び横桁取付け部においては、主桁上フランジと腹板の溶接箇所はスカールップを設けず、コーナカット埋め戻しとする。

図 1.9.12 垂直補剛材の取付け方
 (道路設計要領-設計編, 第5章. 参4, H20.12, 中部地方整備局)

- 3) 水平、垂直補剛材の板厚は原則として9mm以上とする。又、取付けは片面内側配置とする。
- 4) 水平補剛材の取付け位置は、それを1段用いる場合は0.20b付近、2段用いる場合は0.14bと0.36b付近とするのを原則とする(道示Ⅱ編, 13.4.6)。

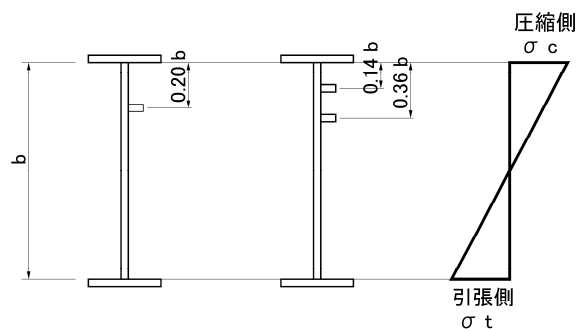


図 1.9.13 水平補剛材の位置

- 5) 連続桁等の応力の正負交番部での水平補剛材の上下のラップは、腹板の座屈の照査を行い、ラップパネル数を決定するのが原則であるが、計算結果にかかわらず垂直補剛材間3パネル以上をラップさせる。

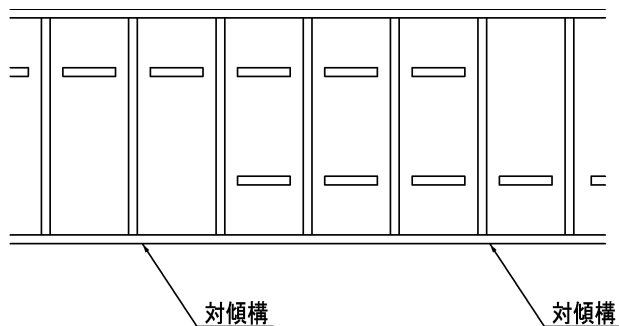


図 1.9.14 水平補剛材の上下ラップパネル

1.9.3 横桁, 対傾構

(1) 配置

① 荷重分配横桁 (道示Ⅱ編, 13.8.2)

- ・床版が3本以上の桁で支持され, 桁支間10mを超える場合に設ける。
- ・荷重分配横桁の間隔は20mを超えてはならない。

② 対傾構 (道示Ⅱ編, 13.8.2)

- ・支点部には各主桁間に端対傾構を設ける。なお, 端対傾構には, 各種横荷重の反力が作用したり, 床版端部の耐久性向上のために十分な強度と剛性をもつものを全ての主桁間に設ける必要がある。すなわち, 端対傾構は充腹断面の横桁構造 (端支点横桁) とする。
- ・中間対傾構は, 6m以内で, かつフランジ幅の30倍を超えない間隔で設ける。

③ 横構 (道示Ⅱ編, 13.8.3)

- ・上横構, 下横構については, 設けることを原則とするが, 直線桁で, 鋼床版又はコンクリート床版と桁が結合されていて, 桁の横倒れなどに耐えられる場合は, 上横構を省略するものとする。
- ・支間が25m以下で強固な対傾構がある場合は, 下横構を省略することができる。ただし, 曲線橋では下横構を省略してはならない。

(2) I形断面桁における端支点横桁 (フルウェブ形式) の下フランジ下面と下部工天端との空間が60cm程度以上確保できない場合は, ニーブレース形式を採用し横桁下面の空間確保を行う。断面は横荷重に抵抗でき, 鉛直荷重にも単独で抵抗できるものでなければならない。

(3) 荷重分配作用をさせる対傾構は主要部材として設計しなければならない (道示Ⅱ編, 13.8.2)。

(4) 端支点横桁, 中間支点上横桁, 分配横桁, 対傾構の形状は図1.9.15に示す形状とする (道路設計要領-設計編, 第5章, H26.3, 中部地方整備局)。

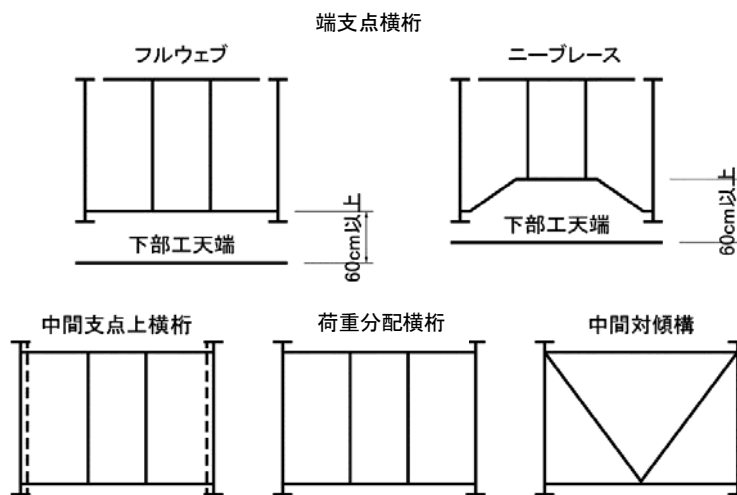


図 1.9.15 横桁等の形状

(5) 中間対傾構及び横構の鋼材は原則として, 山形鋼は130×130以下として, それ以上の断面が必要な場合はCT鋼とする (道路設計要領-設計編, 第5章, H26.3, 中部地方整備局)。

(6) 中間支点上横桁, 分配横桁, 中間対傾構の上面は床版型枠の施工性, 塗装などの維持管理に配慮して, 150mm程度あける (道路設計要領-設計編, 第5章, H26.3, 中部地方整備局)。

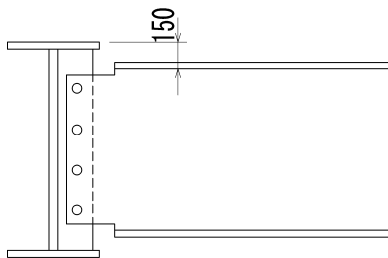


図 1.9.16 横桁等の上面と床版のあき

(7) 端支点横桁の上フランジには、スラブ止めを設置し、床版を打ちおろす（道路設計要領-設計編, 第 5 章, H26. 3, 中部地方整備局）。

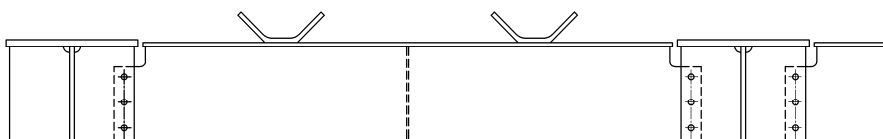


図 1.9.17 端支点横桁の上フランジのスラブ止め

(8) 風荷重, 地震荷重などの水平荷重に対しては床版と横構で 1/2 ずつ負担する。横構が 2 面ある場合は横構分を 2 面で抵抗させる（道路設計要領-設計編, 第 5 章, H26. 3, 中部地方整備局）。

(9) 横構の部材は、横荷重に対して横構をトラスとして解いた部材力に対して設計する。

横構の標準的な骨組配置は図 1.9.18 に示すとおりである。

横構に作用する荷重を、2 組の横構 A B C D ……及び A' B' C' D' ……でそれぞれ等しく負担する。

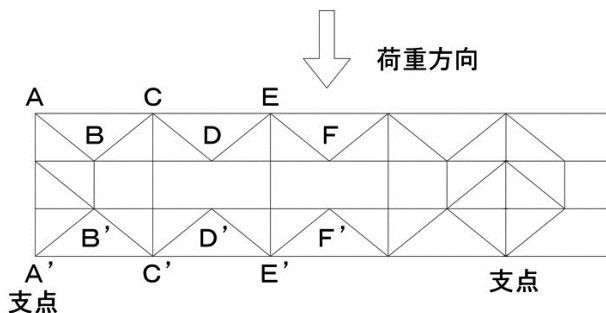


図 1.9.18 横構に作用する荷重

1.9.4 構造細目

(1) 垂直補剛材と水平補剛材, 連結板と水平補剛材との離れは、図 1.9.19, 図 1.9.20 を標準とする（道路設計要領-設計編, 第 5 章, H20. 12, 中部地方整備局）。

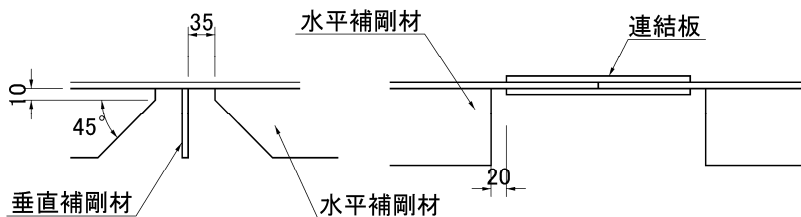


図 1.9.19 水平補剛材と垂直補剛材との離れ

図 1.9.20 連結板と水平補剛材との離れ

(2) 端支点横桁の上フランジ（ジョイント受け部）は図 1.9.21 に示す上フランジを拡大した構造を標準とする（道路設計要領-設計編, 第5章, H26.3, 中部地方整備局）。

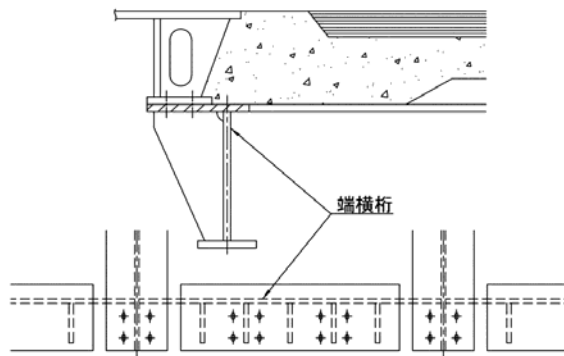


図 1.9.21 端横桁のジョイント受け部の構造

(3) 横桁に検査路を設ける場合は、図 1.9.22 に示す幅 500mm、高さ 600mm 程度の開口部を設けるものとする（道路設計要領-設計編, 第5章, H26.3, 中部地方整備局）。

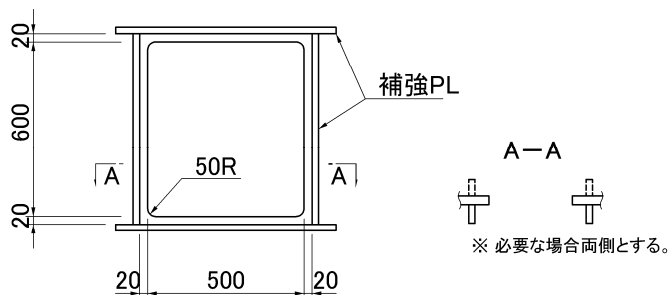


図 1.9.22 横桁開口部の形状

(4) スラブアンカー（道示Ⅱ編, 14.5）

コンクリート床版と接し、ずれ止めのない桁のフランジにはスラブ止めを付けなければならない。床版の合成効果を期待しない桁は、床版と桁とを密着させ車両通過時の衝撃を床版に与えないように、また車両の加速・制動、地震時による水平力に対し、床版が所定の位置を確保するようにしなければならない。また、桁のフランジを床版に密着させることは圧縮フランジの局部座屈、横倒れ座屈に対して有効である。以上のことを考慮し、コンクリート床版にはスラブ止めを設ける。

スラブ止めは図 1.9.23 に示すような構造とし、1m 以下の間隔で設けるものがよい（道路設計要領-設計編, 第5章, H26.3, 中部地方整備局）。なお、スラブアンカーの材質は SM400 を原則とする。

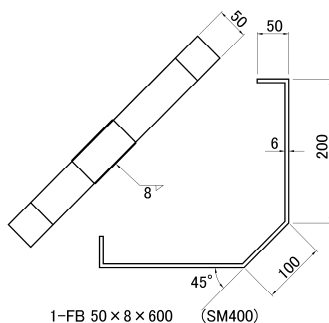


図 1.9.23 スラブアンカー

(5) 足場用吊金具（道路設計要領-設計編, 第5章, H26.3, 中部地方整備局）

床版打設時の支保工の固定，塗装及び維持・補修時の足場の吊り元として，次の金具をI形断面桁又は箱形断面桁1本につき各片側に取り付ける。位置は反対側に垂直補剛材・中間対傾構・ダイヤフラムのある所とする。

1) Aタイプ

内桁の上フランジの下側に使用する。又，桁高が高い(1.8m以上)場合は必要に応じて，下段，中段に設置する。

設置間隔（水平方向）は，足場の許容載荷荷重等を考慮して1.8m以下とする必要がある。

2) Bタイプ

外桁の外側の上フランジの下側に設ける吊金具で，床版張出し部の支保工の固定，吊り足場側面立ち上がり部（朝顔部）の吊り元等として機能する。

24.5φの孔は支保工のはりの固定と防護工の引留めのために，30×65の長孔は足場を吊るするためのチェーンの取付けに使用する。

設置間隔（水平方向）は，最大1.8m以下とし，垂直補剛材間隔に合わせて取り付ける。なお，型枠材の載荷荷重を考慮して金具の溶接脚長を決定すること。

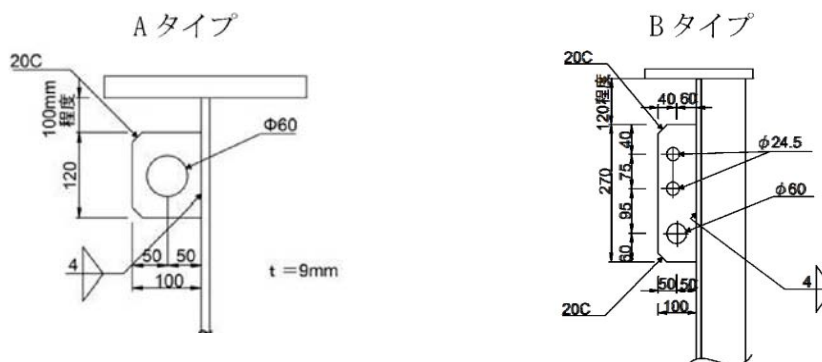


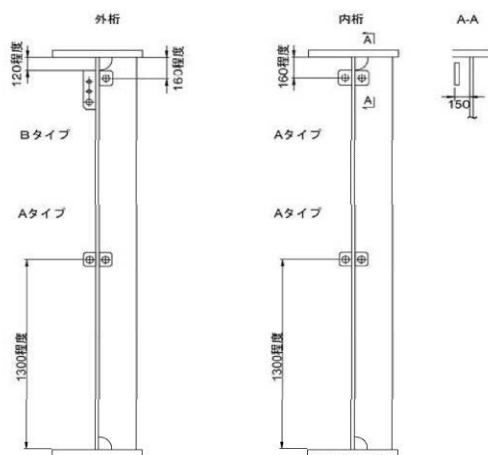
図 1.9.24 足場用吊金具の形状

3) 取付位置

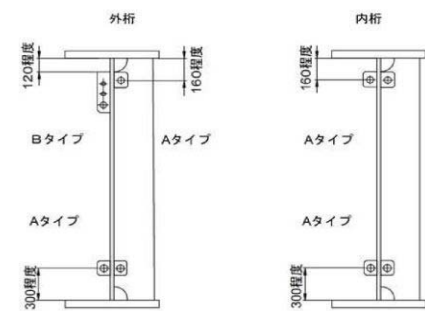
足場用吊金具取付位置は図 1.9.25 を参考に計画するとよい。

桁高が 1.8m を超える場合は施工性に配慮し，必要に応じて中段（主桁腹板の中ほどの位置：下フランジから 1300mm 程度）に取り付ける。

少数主桁等で主桁間隔が広い場合は，施工性に配慮し外桁の内側にも必要に応じて吊金具を配置する。



桁高が 1.8m 以上の場合

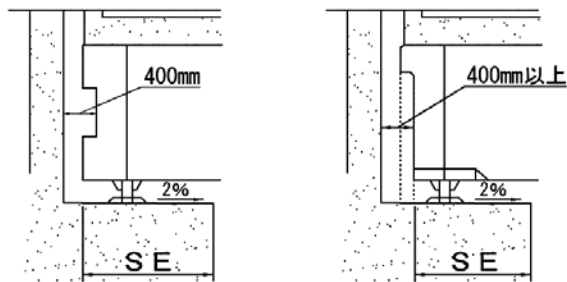


桁高が 1.8m 未満の場合

図 1.9.25 足場用吊金具取付位置

(6) 桁端処理

①桁端部は通気性と作業性を良好にするため切り欠きをつけることが望ましい。図 1.9.26 (b) に示めす桁端部とした場合は、桁かかり長 S E が短くなるので注意すること。



(a) 腹板の一部を切り欠いた場合 (b) 腹板と下フランジを切り欠いた場合

図 1.9.26 桁端部の例

②伸縮装置及び端横桁より橋台側については、外桁外面を除いて全て変性エポキシ樹脂塗装とする。

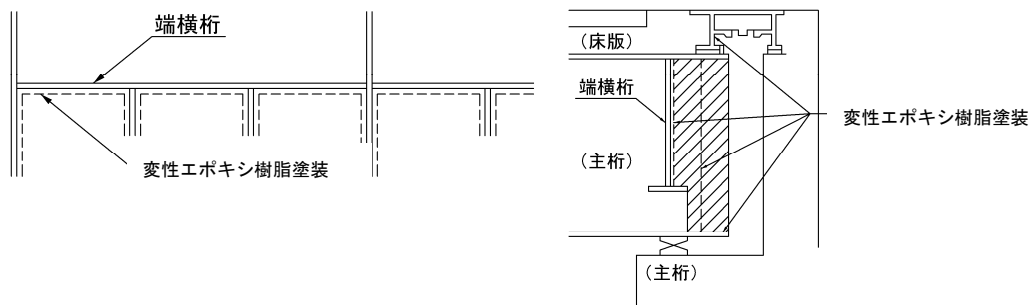


図 1.9.27 伸縮装置及び端横桁より橋台側の例

1.9.5 曲線桁

(1) 一般事項

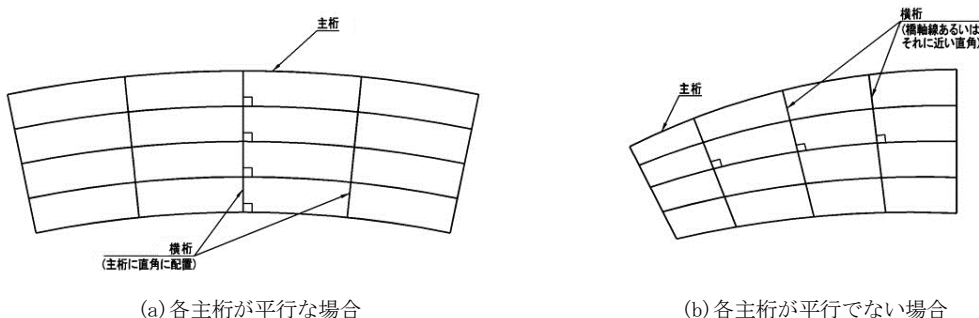


図 1.9.28 I形断面桁曲線桁の横桁形状

- 1) 曲線桁は、荷重状態により、内桁支点上に揚力が生じることがあるが、なるべく内外桁に反力差の起こらないように注意する必要がある。
- 2) 曲線桁には大きなねじりモーメントが作用し、そのため横桁には大きな曲げモーメントが作用するので、横桁の剛度は通常の直線桁より大きくするのが望ましく、横桁の変形が主桁の荷重分配に及ぼす影響を小さくするような剛な断面の設計を行う。
 曲線桁の横桁は充腹構造とするのが望ましく、橋全体のねじり剛性を高めるために、4.0～5.0mの間隔に配置する。主桁との連結は、曲げモーメントの伝達に注意しなければならない。
- 3) 横桁は、主桁に対して直角に配置することが、力学上、施工上とも望ましい。
 又、横桁はなるべく支間中央に配置し、その全数は奇数とするのがよい。

(2) 主桁フランジの曲がりによる付加応力度（鋼道路橋設計便覧 3.5, S54.2, 日本道路協会）

曲線桁を格子桁理論により解析する場合、一般に部材は節点で折れる折れ桁として考えるが、実際の主桁を折れ桁でなく曲線桁として製作する場合には、主桁フランジには通常の曲げ応力度のほか、曲がりによって生じる付加応力度をあらかじめ考慮しなければならない。

$$\sigma_s = \pm 0.106 \frac{\sigma}{RZf} \left(Af + \frac{Aw}{3} \right) \lambda^2 \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.1)}$$

- ここに、 σ : 上又は下フランジの曲げ応力度 (N/mm²)
- R : 主桁の曲率半径 (mm)
- Af : 上又は下フランジの断面積 (mm²)
- Aw : 中立軸より上又は下フランジまでの腹板の断面積 (mm²)
- Zf : フランジ幅の中央における垂直軸に関する上又は下フランジの断面係数 (mm³)
- λ : フランジの固定点間距離 (mm)

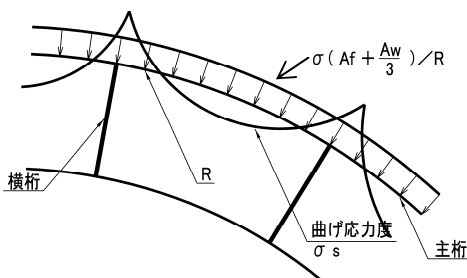


図 1.9.29 フランジの曲がりによる付加応力

(3) 横倒れ座屈の検討

曲線桁では曲率の影響のために直線桁と比較すると横倒れ座屈を起こしやすいので、圧縮フランジでは、以下の照査を行いその安全性を確認する。

$$\frac{\sigma_{bc}}{(\sigma_{ba})_c} + \frac{\sigma_{wb}}{\sigma_{bao}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.2)}$$

- ここに、 σ_{bc} : 着目する曲線桁の垂直曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{wb} : フランジ付加圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bao} : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm²)
- $(\sigma_{ba})_c = (\sigma_{ba})_s \beta_1$: 曲線桁の許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- $(\sigma_{ba})_s$: 直線桁の許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- β_1 : 曲線桁の曲げ圧縮応力度を求めるための無次元

$$\text{低減係数} = 1.0 - 1.05\sqrt{\alpha} (\phi + 4.5\phi^2) \quad (\phi \leq 0.2) \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.3)}$$

- α : パラメーター
- ϕ : 着目する主桁フランジの固定点間のなす値中心角 (ラジアン)

引張フランジにおいては以下の確認を行う。

$$\sigma_{bt} + \sigma_{wb} \leq \sigma_{ta} \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.4)}$$

- ここに、 σ_{bt} : 着目する曲線桁の曲げ引張応力度 (N/mm²)
- σ_{wb} : フランジ付加応力度 (N/mm²)
- σ_{ta} : 直線桁の許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

(4) 横構の設計 (鋼道路橋設計便覧 3.5, S54.2, 日本道路協会)

一般に横構は、横荷重によって設計するが、曲線桁の場合は、さらに主荷重である断面力を考慮しなければならない。

- 1) 格子間における主桁の曲がりによって生じる上・下フランジの法線方向の水平力

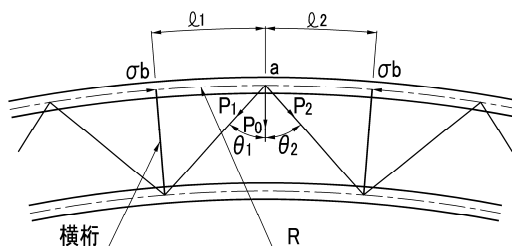


図 1.9.30 フランジ法線方向の水平力

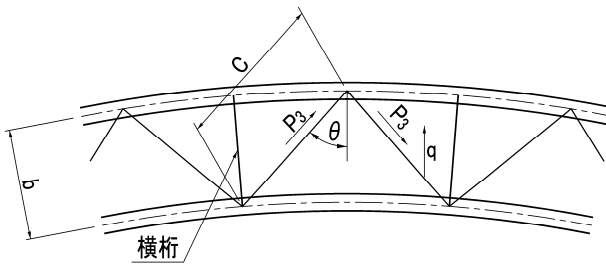
$$P_1 = \frac{\sin \theta_2}{\sin (\theta_1 + \theta_2)} P_0 \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.5)}$$

$$P_2 = \frac{\sin \theta_1}{\sin (\theta_1 + \theta_2)} P_0 \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.6)}$$

$$\text{ただし, } P_0 = \frac{\sigma_b (Af + \frac{1}{3} Aw)}{R} \cdot \left(\frac{\ell_1 + \ell_2}{2} \right) \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.7)}$$

- ここに、 σ_b : 曲げによるフランジ垂直応力度 (N/mm²)
- Af : 上又は下フランジ断面積 (mm²)
- Aw : 中立軸より着目フランジまでの腹板断面積 (mm²)

2) 主桁間に横構を設けることにより生じるねじりモーメントからのせん断力



$$P_3 = \frac{q \cdot b}{\cos \theta} = q \cdot c(N) \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.8)}$$

ここに、

- b : 主桁間隔
- c : 横構軸線長
- q : せん断流

図 1.9.31 ねじりモーメントからのせん断力

3) 上下横構で構成される準箱断面に作用するねじりモーメントをT、閉断面部の板厚中央線で囲まれる部分の面積をFとすれば、せん断流 q は次のようになる。

$$q = \frac{T}{2F} \quad (\text{N/mm}) \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.9)}$$

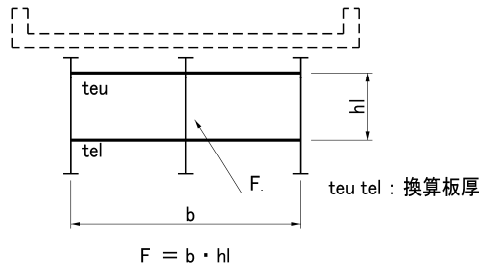


図 1.9.32 閉断面部の板厚中央線で囲まれる部分の面積

4) 横構部材は、合成軸力 $P = P_1 + P_3$ 又は $P_2 + P_3$ を算出して応力を照査する。この場合の横構部材は、1次部材として設計しなければならない。

(5) 水平力を受ける格点部の照査

構造細目上、直接主桁フランジに接続できない場合で、主桁フランジから横構格点又は横構フランジ位置の離れ h_u , h_l が大きいと、フランジの曲がりによって生ずる水平反力 P_{ou} , P_{ol} を横構又は横桁に伝達する際に、A, B点にかなり大きな応力が発生するので、補剛材の強度を照査する必要がある。この補剛材の幅厚比については、「道示Ⅱ編 5.2.4」による。

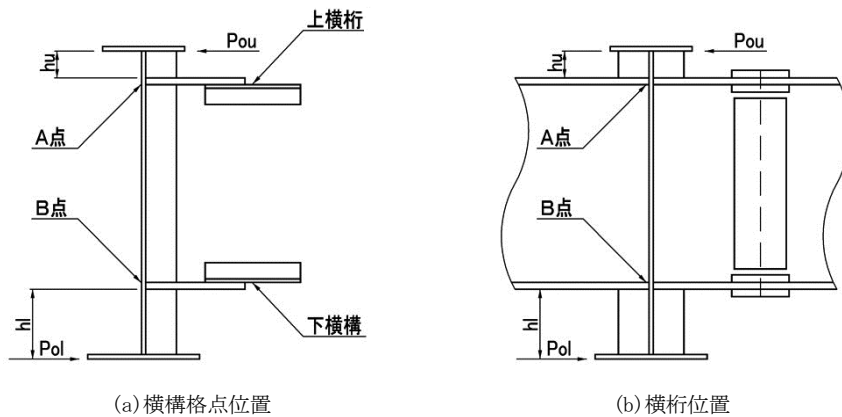


図 1.9.33 横構格点位置と横桁位置

1.10 鋼箱形断面桁

1.10.1 主桁配置計画

(1) RC床版箱形断面桁

1) 主桁配置

主桁配置の使用実績の多い各部寸法を下表に示す。

なお、主桁配置の際、排水ますの設置及び排水管路も考慮すること。

表 1.10.1 主桁配置使用実績表

		寸法(mm)	備考
箱断面幅		2,000~2,400	実績の多い標準的寸法
主桁間隔		2,000~3,000	
縦桁	内	2,000~3,000	内に縦桁設置の時、主桁と縦桁の剛度差による床版の不等沈下の影響を考慮すること。
	外	1,200~1,900	
床版の張出し	縦桁有	300~600	側縦桁からの張出し
	縦桁無	900~1,100	

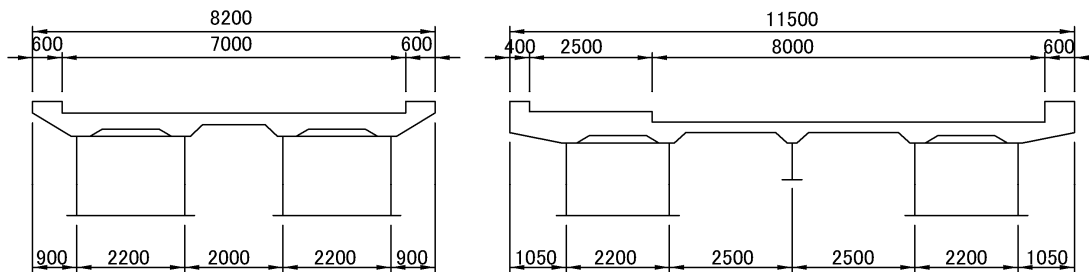


図 1.10.1 箱桁の主桁配置例

2) 横桁の配置

- ① 並列箱形断面桁の場合、20m以下の間隔で荷重分配横桁を設置しなければならない。
- ② 中間横桁の間隔は、ダイヤフラム間隔に応じて決定するのがよいが、原則として6m以下とする。

間隔はできるだけcm単位までとし支間の両端で調整するのがよい。

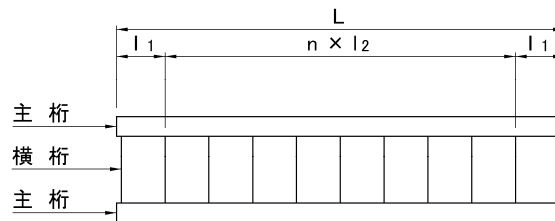


図 1.10.2 横桁の配置 (1)

- ③ 横桁の配置は図 1.10.3 を原則とする。

(a) $70^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$

(b) $\theta < 70^\circ$

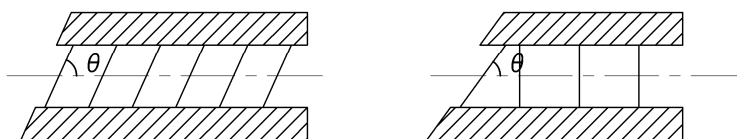


図 1.10.3 横桁の配置 (2)

3) 箱形断面桁断面形状

- ① 一般的に横断勾配の小さい（2%程度以下）場合は図 1.10.4 (a)の形状とし、横断勾配が大きい場合は図 1.10.4 (b)形状とするとハンチ重量が大きくなるため、図 1.10.4 (b)の形状とする。

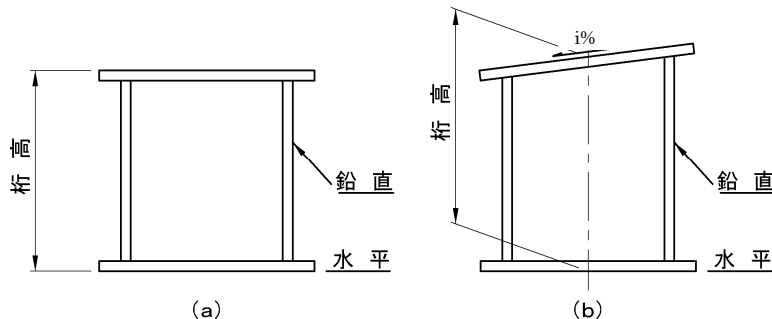


図 1.10.4 箱形断面桁のフランジ勾配

- ② 箱形断面の幅と高さについては製作上の作業性、輸送及び架設上の制限を考慮する必要がある。図 1.10.5 に箱形断面の最小寸法を示す。これは箱の中で最小作業スペースからの寸法である。

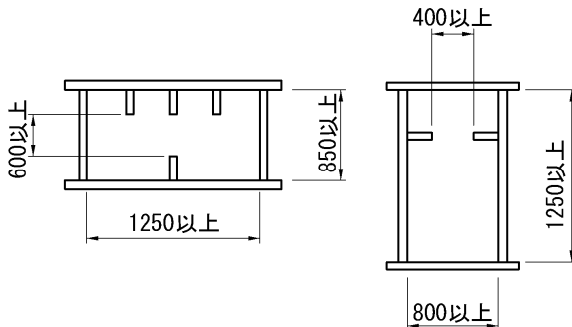


図 1.10.5 箱形断面桁の寸法

4) 縦リブの配置

箱形断面桁の上下フランジには原則として縦リブを設ける。

連続桁の場合は、圧縮フランジの縦リブは偶数分割とし引張フランジの縦リブは1本おきに間引いて配置するのが好ましい。

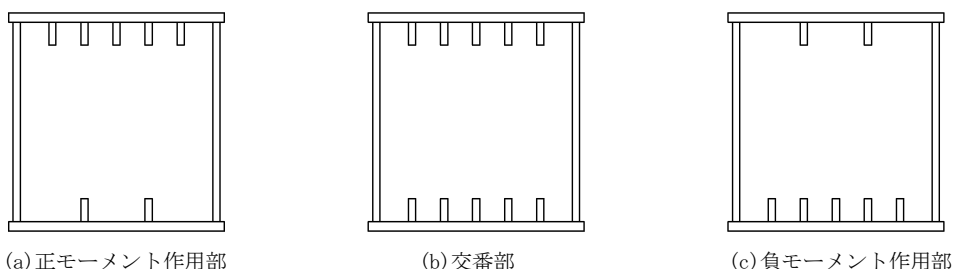


図 1.10.6 連続桁の縦リブ配置

縦リブ断面はフランジ断面としての作用がフランジ自身より劣るため本数は少なく断面形状も必要な剛性が確保される範囲でなるべく小さくするのが良い。

(2) 鋼床版箱形断面桁

1) 主桁配置

有効幅員に対する箱幅を実績資料よりグラフ化したものを以下に示す。

ただし、使用に際しては、輸送部材幅、排水装置等を考慮して、主桁配置を検討すること。

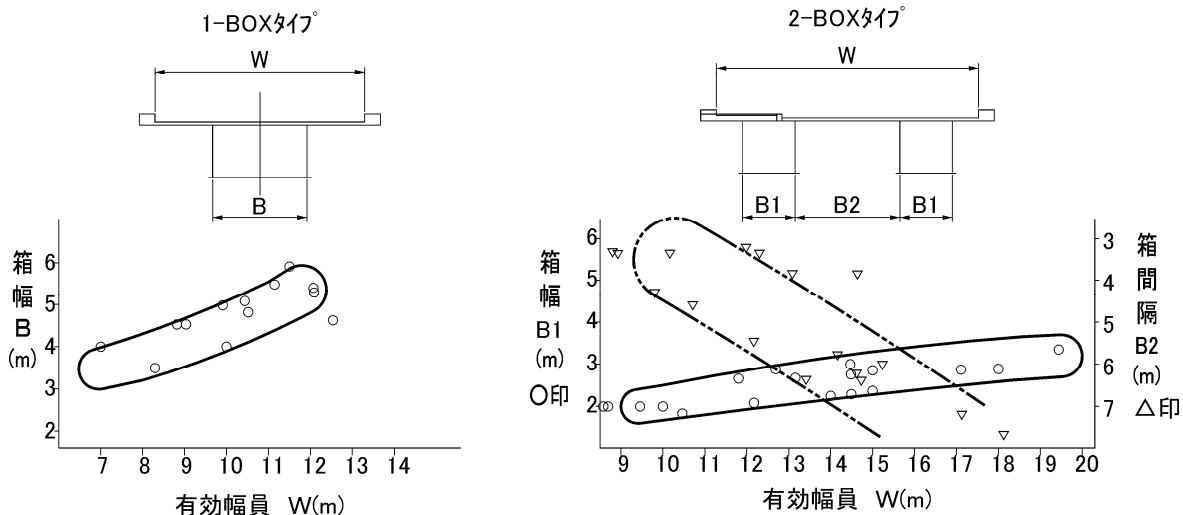


図 1.10.7 主桁配置

2) 横桁高

荷重分配横桁の桁高 H_2 は $2/3 H_1$ 程度とする。

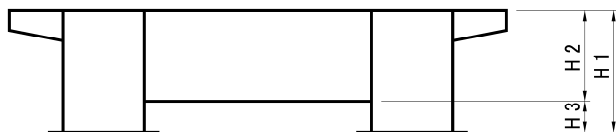


図 1.10.8 横桁高

1.10.2 ダイヤフラム計画

箱形断面の鋼桁の設計にあたっては、ダイヤフラム等の補剛により断面形状が保持できる構造とするとともに、集中力の作用点では力の伝達が確実となるようにする（道示Ⅱ編, 13.9）。

(1) ダイヤフラムの配置

斜橋や曲線橋の場合でも中間ダイヤフラムは、箱形断面桁に直角に配置するのを原則とする。

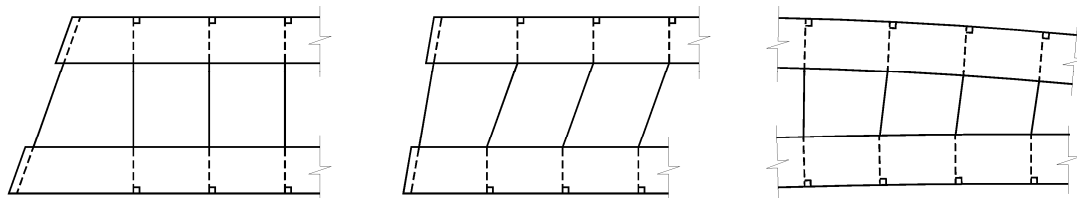


図 1.10.9 ダイヤフラムの配置

(2) ダイヤフラム間隔（鋼道路橋設計便覧 3.3, S54.2, 日本道路協会）

1) 直線桁

・ダイヤフラム間隔は次式を満足するように決めるのがよい。

$$L_D \leq 6 \quad (L_u \leq 50) \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.1)}$$

$$L_D \leq 0.14 L_u - 1 \quad (L_u \geq 50) \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.2)}$$

ただし、 $L_D \leq 20$

L_D : ダイヤフラムの間隔 (m)

L_u : 等分布荷重に対する等価支間長 (m)

上式においては箱桁支間が長くなるにつれてダイヤフラム間隔を広くすることができる。しかし、ダイヤフラムは製作・架設の都合上、ある程度の間隔で必要となるため6m間隔程度で二次的なダイヤフラムを配置するのが望ましい。

2) 曲線桁

・ダイヤフラム間隔は次式による。

① $L_u < 50 + 10\theta$ のとき

$$L_D = 6 - 2\theta \quad (\text{ただし } L_D \geq 4\text{m}) \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.3)}$$

② $50 + 10\theta \leq L_u < 150 + 50\theta$ のとき

$$L_D = \frac{1}{100 + 40\theta} \{ (14 - 5\theta)L_u - 10(3\theta^2 - 15\theta + 10) \} \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.4)}$$

$L_u \geq 150 + 150\theta$ のとき

$$L_D = 20 - 7\theta \quad \dots\dots\dots \text{式 (0.5)}$$

ここに L_D : ダイヤフラム間隔 (m)

L_u : 等分布荷重上に対する等価支間長 (m)

θ : 等価支間長に対する中心角 (ラジアン)

・横桁の配置は、ダイヤフラム間隔に応じて決めるのがよい。

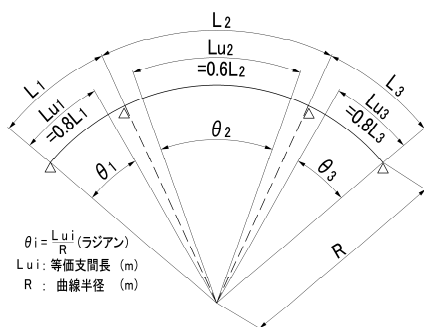


図 1.10.10 θ と L_u の関係

(3) ダイアフラムの形式（鋼道路橋設計便覧 3.3, S54.2, 日本道路協会）

1) 中間ダイアフラムの形式は図 1.10.11 を標準とする。

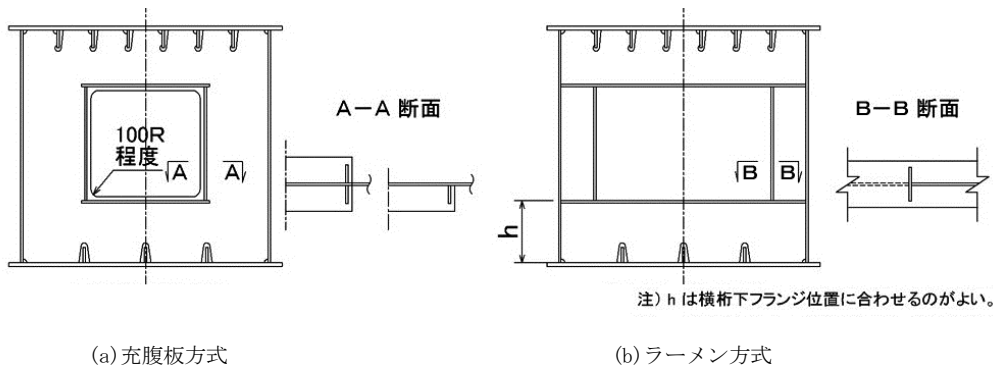


図 1.10.11 中間ダイアフラム

2) 支点上ダイアフラムの形式は図 1.10.12 を標準とする。

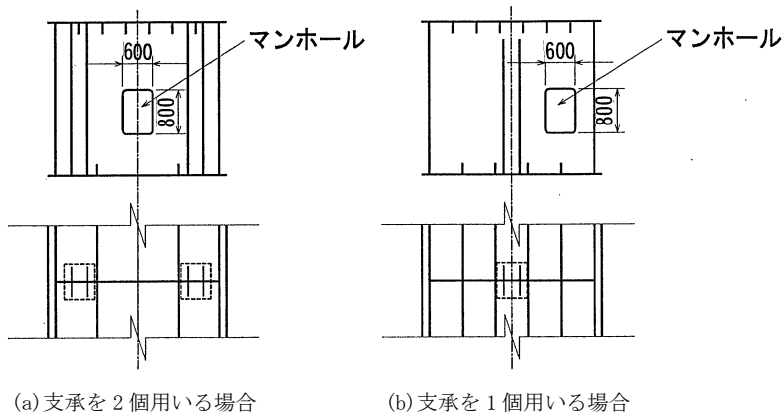


図 1.10.12 支点上ダイアフラム

1.10.3 縦桁

(1) 縦桁は、横桁間隔を支間とする床組としてT荷重により設計する。ただし、支間長がとくに長い（15m以上）場合は、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。

(2) 箱内縦桁の設計は、床組系+主桁系の応力を用いて行う。

1) 箱内縦桁は、T荷重による応力+主桁系応力で設計する。

2) 床組系応力はダイヤフラム間隔を支間とする単純桁として求めた断面力 M_o から簡易法により求める。

$$\text{中間支点 } M = -0.7M_o$$

$$\text{中間支間 } M = 0.8M_o$$

3) 床組系応力と主桁系応力が異符号となる場合は、主桁系応力により設計する。

4) 縦リブは床組系の断面に有効としない。

5) 主桁の断面には縦桁を有効とせず、便宜上縦リブと同じ断面を考慮してもよい。

6) 箱内縦桁の腹板・下フランジは作用応力に対応した座屈照査を行う。

7) 横リブ応力は、縦桁を弾性支承とするはりとして照査する（縦桁のたわみを求めて横リブ応力を求める）。

(3) 通常、架設時の形状保持のためブレーキトラスを設けており、その断面の決定は、「道示Ⅱ編 4.1.5」に示された二次部材としての細長比の規定を満足するように行う。

縦桁には、中縦桁・箱内縦桁・側縦桁があり、それぞれ図 1.10.13 に示すように定義する。

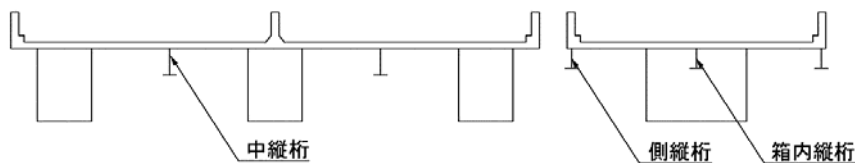


図 1.10.13 縦桁の種類

1.10.4 構造細目

(1) 箱形断面桁の下フランジの突出長は床版支保工の支持用に 100~150mm 程度伸ばすのが普通であるが、支保工の必要のない場合は溶接ひずみを考慮して 15~20mm 程度に抑えるのがよい。

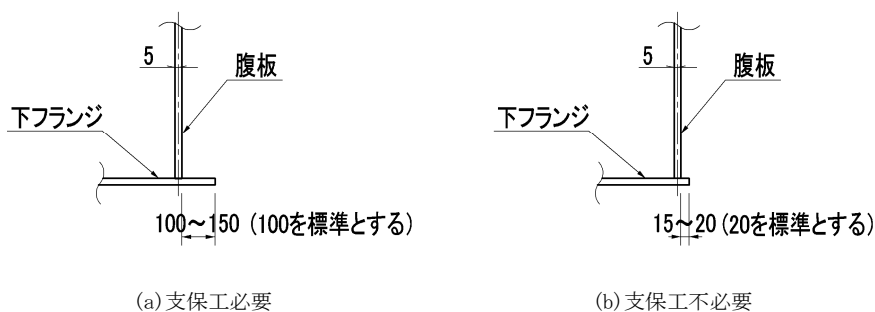


図 1.10.14 下フランジの突出長

(2) 縦リブがダイアフラム、横リブ等を貫通する場合のスカロップは図 1.10.15(a)を標準とする。ただし、床版張出し部は、縦リブに作用する輪荷重によるせん断力を伝達させるため、図 1.10.15(b)に示すスカロップとする。

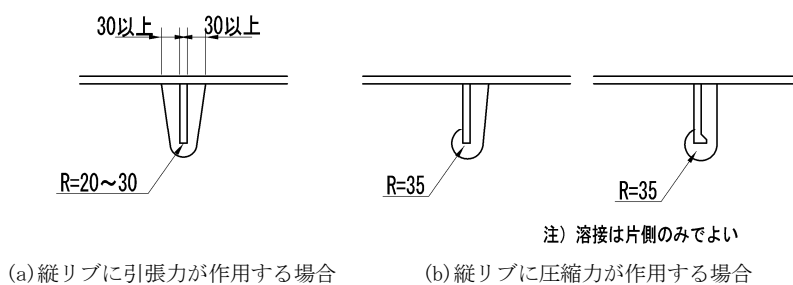


図 1.10.15 縦リブスカロップ形状

(3) 塗装・ボルト締め・検査・点検等に必要な箱形断面桁のマンホールは、600×800 の長円形で、扉は取手式(内開き)を標準とし、密閉構造とする。橋の安全確保と維持管理の両面から、扉は施錠により管理するものとする(道示I編,11.7)。

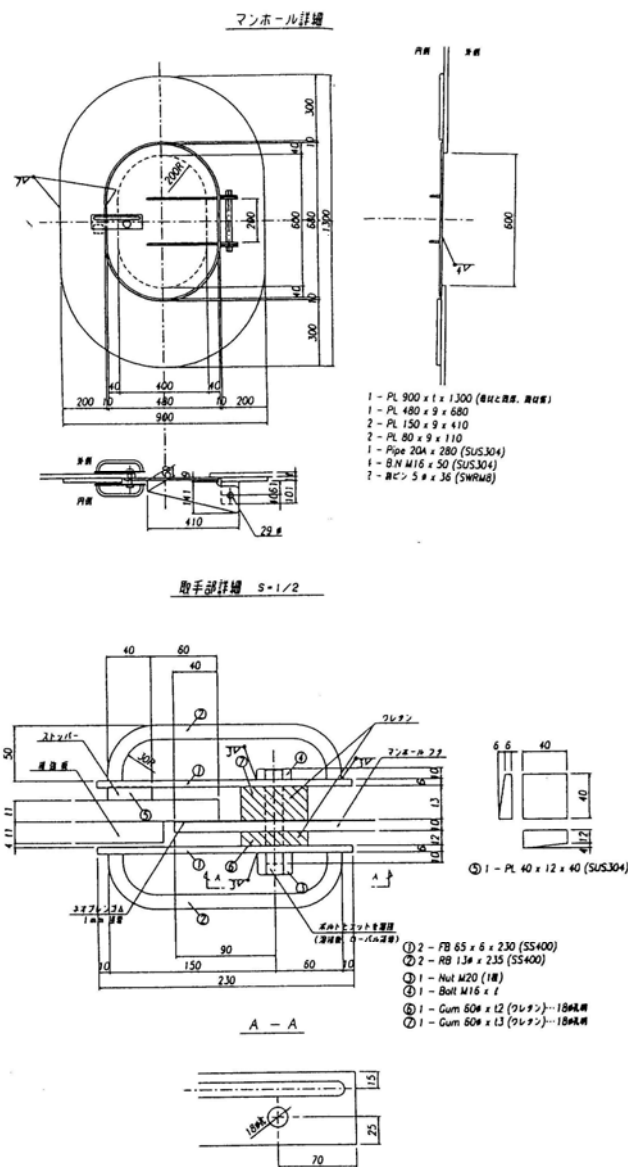


図 1.10.16 マンホール詳細図

(4) 箱形断面桁の連結部付近にはボルト締め作業のためのハンドホールを設けるのがよい。ハンドホールの大きさは、直径200mmφの円形を標準とし、鋼床版に設けるハンドホールは、直径150mmφの円形を標準とする。なお、ふたは外開きを標準とし密閉構造とするが、将来の維持補修の際に使用不可能なものについては、図1.10.17に示すボルト締め付式を標準とする。

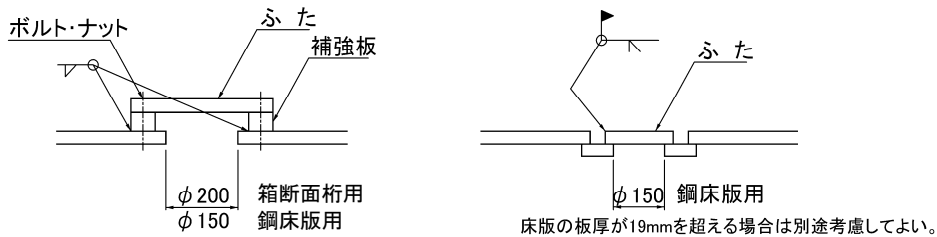


図 1.10.17 箱形断面桁及び鋼床版用ハンドホールのふた

(5) 箱形断面桁水抜き詳細

箱形断面桁上のフランジ上面の埋殺し型枠部及び箱形断面桁内部には、水が溜まるのを防ぐために縦断勾配の低い支点付近と、各現場継手位置の縦断勾配の高い側に水抜きを設けるのがよい。

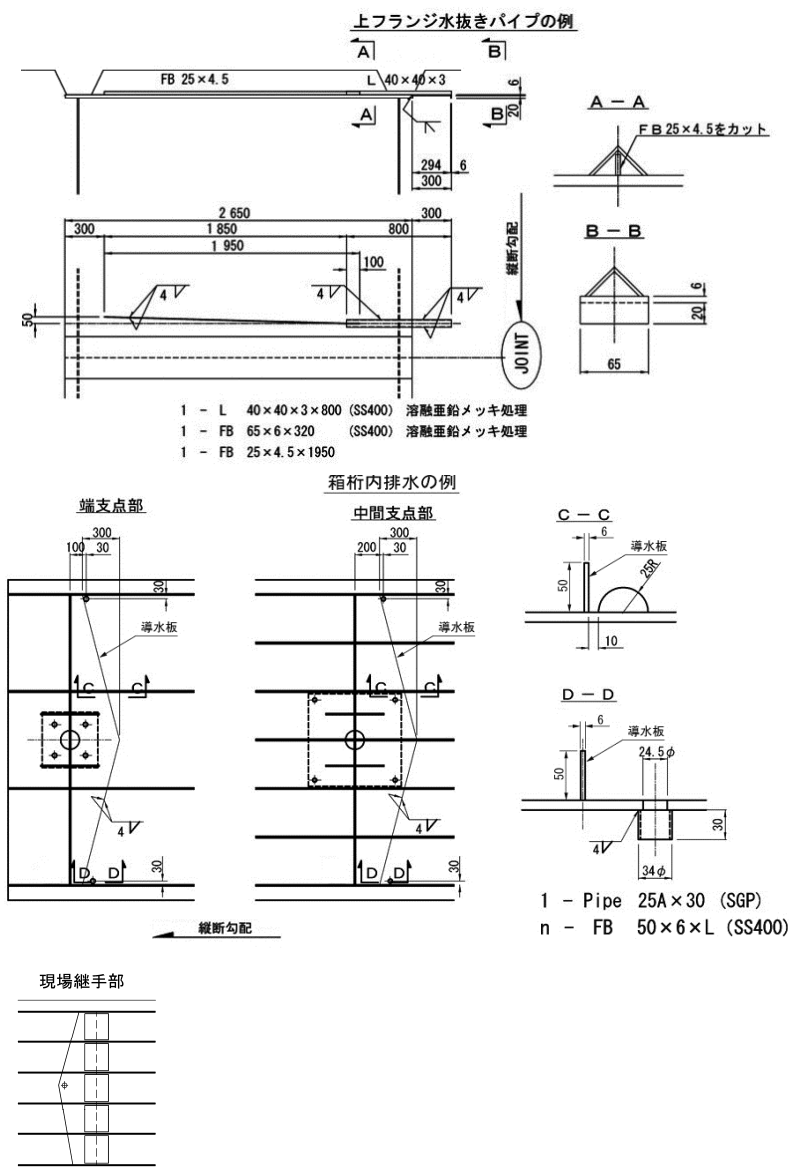


図 1.10.18 箱形断面桁水抜き詳細図

1.11 鋼少数 I 形断面桁

少数 I 形断面桁とは、鋼コンクリート合成床版又は PC 床版を用いて床版支持間隔を大きくすることにより、主桁本数を少なくし、横桁・横構などを単純化又は省略して合理化を図った I 形の桁構造をいう。

幅員構成に応じて 2 主桁、3 主桁があり、支間長 60m 以下の場合に採用される例が多い。

従来の I 形断面桁に比べ、「建設コストの縮減」「床版の耐久性向上」「塗装面積の減少」等が実現できるが、維持管理（床版の打ち替え、補修方法など）の手法が確立されていないことに注意する。

また、計画する際には「合理化橋梁設計の留意点と検証事例, H21. 4, 日本橋梁建設協会」などを参照して十分な検証・検討を実施するものとする。

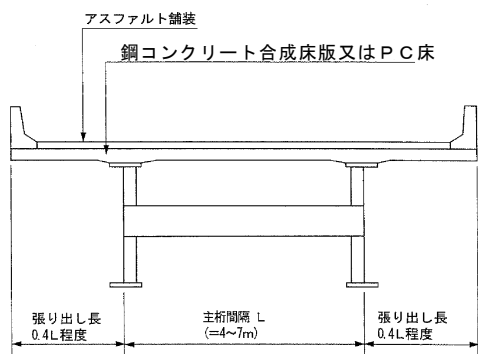


図 1.11.1 2主桁の主桁配置例

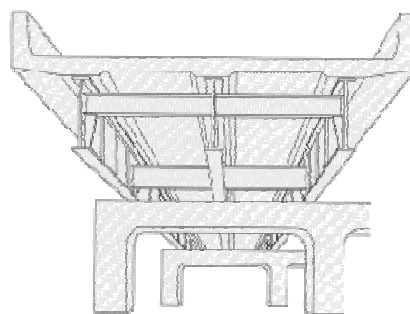


図 1.11.2 3主桁の構造イメージ

1.12 鋼細幅箱形断面桁

細幅箱形断面桁とは、箱断面の幅を従来箱桁より狭くし、一方フランジを厚くして箱内構造を簡略化（縦リブ本数を低減、横リブを省略）し、又合成床版、PC床版を用いて床版支間を大きくすることにより床組構造を省略して合理化を図った箱形の桁構造をいう。

少数主桁同様に、鋼橋の合理化及びコスト縮減を目指した構造であり、少数主桁の適用支間（60m以下）を超えた場合に一般に採用される例が多い。また、計画する際には「合理化橋梁設計の留意点と検証事例, H21. 4, 日本橋梁建設協会」などを参照して十分な検証・検討を実施するものとする。

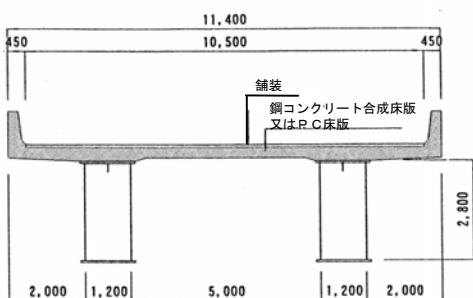


図 1.12.1 細幅箱桁の主桁配置例

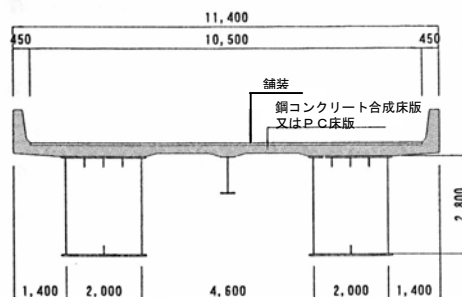


図 1.12.2 従来箱桁の主桁配置例

1.13 架設時の設計上の留意点

一般に鋼橋では完成後の荷重で設計されるが、架設工法によっては架設段階での断面力が完成系での断面力を上まわることもある。又、架設段階で完成系とは反対の断面力を受けることもある。このような断面力の他にも、架設段階で一時的に不安定な状態になることや完成系の支点以外での位置で局所的な集中荷重を受けることもある。ここではこれらの架設時の設計上の留意点を示す。

(1) 全体横倒れ座屈

幅員の小さい割には支間の長い図 1.13.1 に示すようなRC床版I形断面桁橋では、床版が硬化するまでは逆π形の構造系であり、この断面はせん断中心が下横構の下側になるため、床版コンクリート打設時により高い位置に荷重が作用すると、上部構造全体が横倒れに対して危険な状態になることがある。

このような橋梁では、床版コンクリート打設時の全体横倒れ座屈に対する注意が必要であり、支間長Lと主桁間隔Bとの比L/Bにより以下のような規定がある。

$L/B = 15 \sim 20$ で全体横倒れ安全率 1.3 程度（鋼道路橋施工便覧, H27. 3, 日本道路協会）

この規定よりも L/B が大きな橋梁に対しては安全率を照査し、確保できない場合には上横構を設け、ねじれに対する抵抗力を高める等の対策を講じる必要がある。

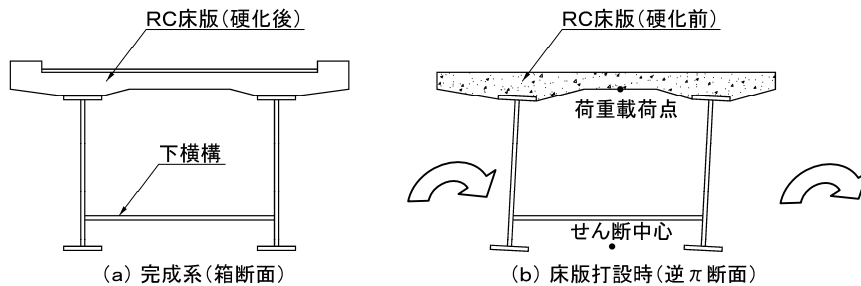


図 1.13.1 架設時の全体横倒れ座屈

(2) I 形断面桁の横倒れ座屈

橋梁全体の横倒れ座屈の他に、部材の架設段階でも以下のような場合に不安定な状態になる。

1) 長い I 桁の吊上げ、仮置き

細長い I 形断面部材は面外への曲げ剛性は小さく、ねじり剛性も小さいため、図 1.13.2 のように吊上げ、又は、仮置きした場合斜線部が横倒れ座屈を起こす場合がある。

このような場合には 2 本の主桁を対傾構で連結させ、横倒れに対する抵抗力を大きくするか、斜線部の長さを小さくして横倒れを防ぐことが必要である。

2) I 形断面桁橋の片持式架設工法

中規模の連続 I 形断面桁橋で、ある径間にベントの設置ができないなどの理由でその径間だけ片持式工法とする場合がある。この場合、図 1.13.3 のように主桁を 1 本だけ張出した状態は、前述の長い部材を吊り上げた場合の張出し側と同様の状態となり横倒れ座屈の危険性がある。照査の結果、危険な場合には並列する 2 主桁を地組みして架設することが必要である。クレーンの能力などの理由で地組み架設が不可能な場合には、ワイヤや支材で横方向への変形を防ぐなどの対策を施すことが必要である。

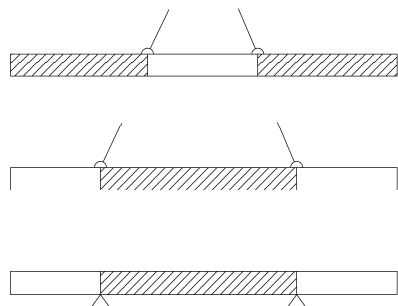


図 1.13.2 長い I 桁の吊上げ、仮置き

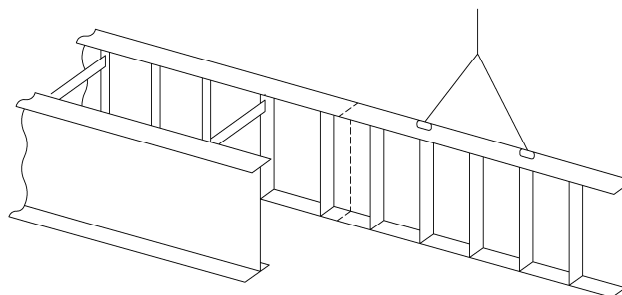


図 1.13.3 片持式工法

(3) 架設時に断面力が変わる工法

完成段階では正の曲げモーメントを受ける部材も架設段階では負の曲げモーメントを受け、補強が必要となることもある。図 1.13.4 のように桁下にベントを設けることができず送出し工法で架設する場合、斜線部の部材は架設時に負の曲げモーメントを受ける。この部材は完成段階では正の曲げモーメントに対して設計される部材のため図 1.13.5 のような断面となっている。

断面照査の結果、応力度が許容応力度を満足しない場合や座屈に対する安全率を満足しない場合には、圧縮フランジ側と同様のリブ、水平補剛材配置とするなど、補強が必要となる。

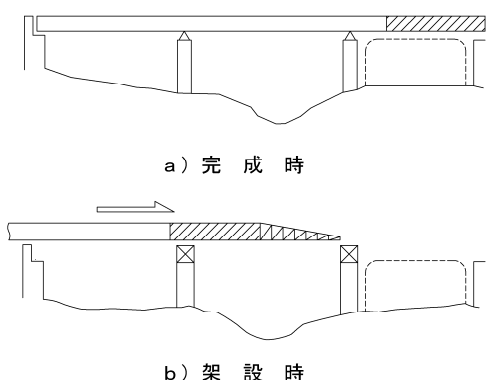


図 1.13.4 送出し工法による架設

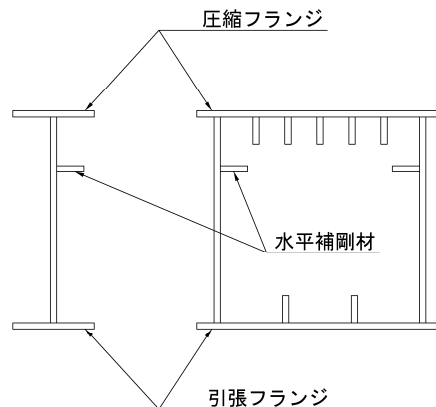


図 1.13.5 正の曲げモーメントに対する断面

(4) 荷重集中点の局部応力，局部座屈

送出し工法の支持点や、ベント位置などのように、架設用設備からの反力が橋桁の腹板に作用する場合、局部応力が発生するため座屈に対する安全性を確認しなければならない。

1) 腹板の局部応力

図 1.13.6 に示すように垂直補剛材の間の腹板に架設用設備からの直接反力が作用した場合、垂直方向の応力度 σ_{yc} は図のような分布形状となり、この局部応力に対する安全性を確保する必要がある。この σ_{yc} は平面支承幅 C を長くすれば小さくすることができるが、長すぎると荷重が均一でなくなってしまう。一般に平面支承幅は 300~600mm 程度である。

2) 腹板の局部座屈

送出し架設時のジャッキ位置での主桁腹板には図 1.13.7 のように、水平方向の軸力による応力、曲げ応力、せん断応力そして前述のジャッキからの鉛直方向圧縮応力が作用する。

したがって、図中に、記号 A, B, C, D で示した各区分ごとに合成座屈に対する照査を行い安全性を確認することが必要である。

以上の腹板の局部応力の算出方法や座屈に対する照査方法は、「鋼道路橋施工便覧, H27. 3, 日本道路協会」等を参考にするとよい。

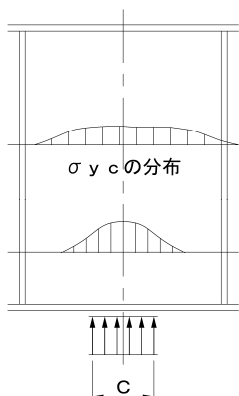


図 1.13.6 平面支承による腹板の応力

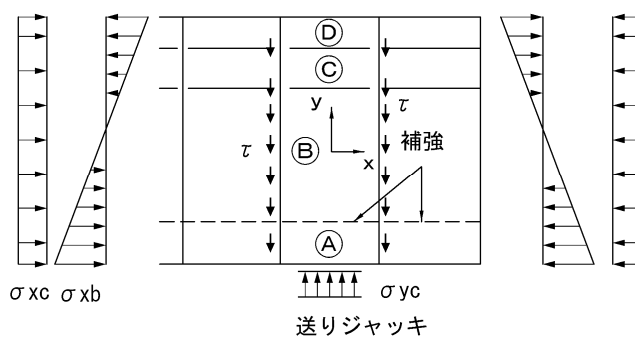


図 1.13.7 腹板の応力

2. プレストレストコンクリート橋

2.1 総則

設計の前提となる各種の条件、および設計図等に記載すべき事項が道示Ⅲ編1章総則で明示された。

- (1) 道示Ⅲ編1.4において設計の前提となる材料の条件が示されている。品質の確保については道示Ⅲ編17章の各規定に、材料の力学的特性は道示Ⅰ編の各規定によるとされている。
- (2) 道示Ⅲ編1.5において設計の前提となる施工の条件が示されている。これは道示Ⅰ編1.8.1(7)に対応したもので、コンクリート橋の場合の具体的方法として道示Ⅲ編17章の規定が満足されることを前提とする、となっている。17章の規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない、としている。
- (3) 道示Ⅲ編1.6において設計の前提となる維持管理の条件が示されている。これは道示Ⅰ編1.8.1(6)に対応したものである。
- (4) 道示Ⅲ編1.7において設計図に記載すべき事項が示されている。道示Ⅰ編1.9で橋に関して規定されているが、ここではコンクリート橋を対象とした場合の規定となっている。構造一般図などで道示Ⅲ編1.7(2)に示された事項を記述する必要がある。

2.2 調査

H29 道示から新たに規定された事項である。コンクリート橋の設計を行うために必要な情報が得られるように調査を実施しなければならない、と規定され、具体的調査の種類が道示Ⅲ編 表-解2.2.1 に示されている。

2.3 設計の基本

2.3.1 総則

- (1) 道示Ⅰ編1.8に規定する橋の性能、道示Ⅰ編2.3に規定する橋の耐荷性能あるいは部材等の耐荷性能、道示Ⅰ編6章に規定する部材などの耐久性能、を有することと規定されている。また、道示Ⅰ編1.8.2に規定する設計手法のうち、コンクリート橋における構造解析については道示Ⅲ編3.7によることとしている。
- (2) 耐荷性能の照査については、道示Ⅰ編2章橋の耐荷性能に関する基本事項、3章設計状況、4章橋の限界状態、5章橋の耐荷性能の照査の各項目が、道示Ⅲ編3.2耐荷性能に関する基本事項、3.3作用の組合せ及び荷重係数、3.4限界状態、3.5耐荷性能の照査、に対応している。
- (3) 耐久性能の照査については、道示Ⅲ編3.6において道示Ⅲ編6章の規定によらなければならない、としている。道示Ⅲ編6章では、鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならないとし、道示Ⅲ編3.8.3の規定に従い構造設計上の配慮を行うとともに、道示Ⅰ編6.1の規定に従い設計耐久期間を定め、道示Ⅰ編6.2の規定に従わなければならないとしている。具体的には、鋼材の腐食に関しては道示Ⅱ編7章によるほか、道示Ⅲ編6.2の規定による。コンクリート部材の疲労の影響は道示Ⅲ編6.3の規定によるほか、床版及び支間長が10m以下の床版橋については9章、ケーブル部材については13章による。
- (4) 構造解析については、道示Ⅱ編3.7において、部材をはり理論、版理論等に従い棒部材又は版部材としてモデル化し、橋及びそれを構成する部材などを骨組、格子及び版としてモデル化し、線形解析により部材の断面力、変位及びその断面力に基づく応力を算出してよい、としている。
- (5) 道示Ⅰ編7章に示されている橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他検討に対応する事項として、道示Ⅲ編3.8にその他の必要事項が示されている。具体的な照査項目として、風の動的な影響に対する照査が示されている。

(6) 道示Ⅰ編 1.8.3 構造設計上の配慮事項に対応して、道示Ⅲ編 3.8.2 にコンクリート橋に関連した構造設計上の配慮事項が示されている。

2.3.2 設計一般

- (1) 「土木構造物設計ガイドライン[橋梁編], H11. 11, 全日本建設技術協会」に基づき、PC桁の製作及び現場施工の省力化が促進されるよう構造の簡素化を図るものとする。
- (2) PC鋼材によりプレストレスを導入したコンクリート桁をPC桁（プレストレストコンクリート桁）と呼ぶ。PC桁の部材は、設計手法から、PC構造、PRC構造に区別される。
- (3) 愛知県においてはPC構造を標準とする。よって、PRC構造は原則として採用しない。
- (4) PC構造、PRC構造、RC構造の定義は表 2.3.1 に示すとおりとする。

表 2.3.1 PC, PRC, RCの定義

	構造概要	設計方法	適用の区分	使用区分
PC構造	PC鋼材により補強され、設計荷重載荷時にひびわれ発生を許容しない構造	限界状態設計法	「道示Ⅲ編 3.5」による引張応力が発生しない状態 [フルプレストレストレッシング] 「道示Ⅲ編 3.5」によるひびわれが発生しない状態 [パーシャルプレストレストレッシング]	プレキャスト桁 セグメント桁 現場打ち桁
PRC構造	PC鋼材及び鉄筋により補強され、ひびわれ発生を限定的なものに制御した構造	限界状態設計法	ひびわれ幅限界	
RC構造	鉄筋により補強され、ひびわれを鉄筋により分散させ、ひびわれ幅を抑制した構造	限界状態設計法	「道示Ⅲ編 3.5」によるもの	現場打ち

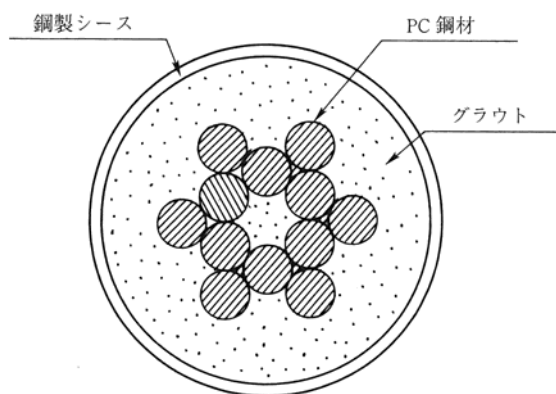


図 2.3.1 シース・PC鋼材・グラウトの関係
(やさしいPC橋の設計 H14. 7, プレストレストコンクリート建設業協会)

表 2.3.2 PC鋼材の種類
(やさしいPC橋の設計, H14/7, プレストレストコンクリート建設業協会)

種類	サイズ mm	形状
PC鋼線 (単線) (SWPR1, SWPD1)	5, 7, 8, 9	
2本よりPC鋼より線 (SWPR2)	2.9×2本より	
7本よりPC鋼より線 (SWPR7A, SWPR7B)	SWPR7A 9.3,10.8,12.4,15.2 SWPR7B 9.5,11.1,12.7,15.2	
19本よりPC鋼より線 (SWPR19N, SWPR19L)	17.8,19.3,21.8	

2.3.3 PC橋の分類と架設方法

PC橋の適用形式は、地形条件、架設条件、桁下利用条件などの施工条件と橋梁規模により決定する要素が高いため架設工法の選択が重要である。架設工法の選定については第7章4.2.1を参照のこと。

表 2.3.3 PC橋の分類と架設方法

	主桁製作方法による分類	架設工法による分類		構造形式による分類				
				単純桁	連続桁	ラーメン橋	斜張橋	アーチ橋
プレキャスト工法	プレキャスト桁架設工法 (セグメント桁含む)	架設桁架設工法	一組桁架設工法 二組桁架設工法	床版桁 T桁 コンボ桁	床版桁 T桁 コンボ桁			
		クレーン架設工法	自走クレーン車工法 門型クレーン工法 フローティングクレーン工法					
		併用架設工法	架設桁架設+自走クレーン工法					
	プレキャストトラス架設工法	スパンバイスパン工法	エレクションガーダー(トラス)架設工法		床版桁 T桁 合成桁 箱桁	床版桁 T桁 箱桁		
場所打ち工法	場所打ち工法	固定式支保工架設工法	エレクションガーダー(トラス)架設工法 エレクションノーズ架設工法 クレーン架設工法		床版桁 T桁 合成桁 箱桁	箱桁	箱桁 床版桁	箱桁
		固定式支保工架設工法	枠組式支保工架設工法 支柱式支保工架設工法 はり式支保工架設工法	中空床版桁 箱桁	中空床版桁 箱桁	中空床版桁 箱桁	中空床版桁 箱桁	中空床版桁 箱桁
		押し出し架設工法	集中方式架設 (TL工法, RS工法) 分散方式架設 (SSY工法)	中空床版桁 箱桁	中空床版桁 箱桁	中空床版桁 箱桁		
		大型移動支保工架設工法	ハンガータイプ		中空床版桁 箱桁			
		片持架設工法	片持架設用移動作業車架設 片持架設用移動作業車+補助架設桁架設 移動架設桁架設		箱桁	箱桁	中空床版桁 箱桁	
特殊架設工法	アーチ斜吊工法 合成アーチ工法 ピロン式工法 メラン式工法 併用法					中空床版桁 箱桁		

2.3.4 構造細目

(1) 横断方向の主桁据付方法 (PC 道路橋計画マニュアル[改訂版], 第7章 7.1.1, H19.10, プレストレスト・コンクリート建設業協会)

1) プレテンション桁

プレテンション桁において主桁のフランジを片勾配にそわせてねじることができない場合は, 主桁の据付を下記のように処理するとよい。

①床版桁

a) 横断勾配が4%以下の場合, 横断勾配なりに桁を傾けて据え付けてよい。

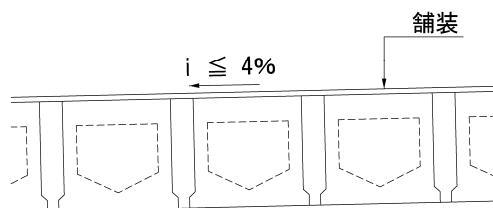


図 2.3.2 橋面勾配が4%以下で片勾配の場合

b) 横断勾配が4%を超える場合, 4%で主桁を据え付け, 残りの勾配に対しては, 舗装厚さ又は勾配コンクリートで調整する。

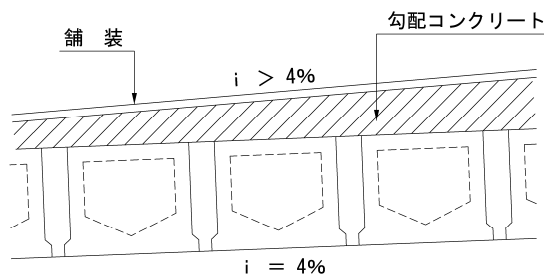


図 2.3.3 橋面勾配が4%を超える片勾配の場合

②T桁

主桁は横断勾配に関係なく鉛直に据え付ける。下部工天端は4%以下は傾斜させ, 沓座モルタル面を水平に施工する。

a) 横断勾配への対応

- ・ 下部工を4%まで傾斜させるものとし, 沓座モルタルを, レベルに施工する。
- ・ 横断勾配が4%までの場合は, 主桁の上フランジを横断方向に4%まで余盛りし, 主桁の製作を行う。
- ・ 横断勾配が4%を超える場合は, 勾配コンクリート, 舗装で調整する。

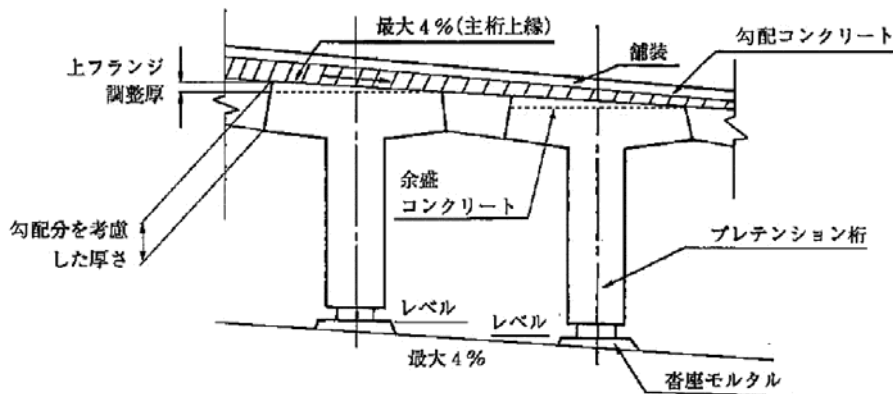


図 2.3.4 横断勾配に対する処理

(道路橋用橋げた設計・製造便覧 JIS A 5373-2004, H16. 6, プレストレスト・コンクリート建設業協会)

b) 主桁余盛りに対する検討

舗装厚，勾配コンクリート，余盛りの死荷重は，設計に考慮しなければならない。

c) 橋面勾配が両勾配の場合は，主桁は鉛直に据え付け，桁上面に勾配コンクリートを打設する。勾配コンクリート重量は，部材の設計に考慮しなければならない。

d) 主桁埋込横締めシースの勾配を考慮しなければならない。

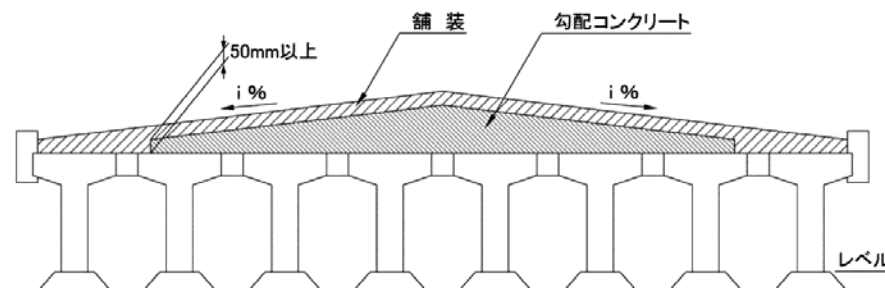


図 2.3.5 橋面勾配が両勾配の場合

2) ポストテンション方式T桁，バルブT桁，コンポ桁

①横断勾配が2%までは，橋面上の勾配コンクリートにて対処する（図 2.3.6）。

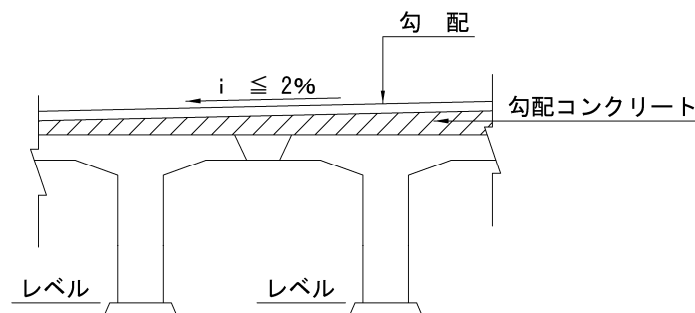


図 2.3.6 勾配コンクリートによる調整 (1)

②横断勾配が2%を超える場合には，2%までを桁の余盛りにて処理し，残りを勾配コンクリート，舗装にて調整する（図 2.3.7）。

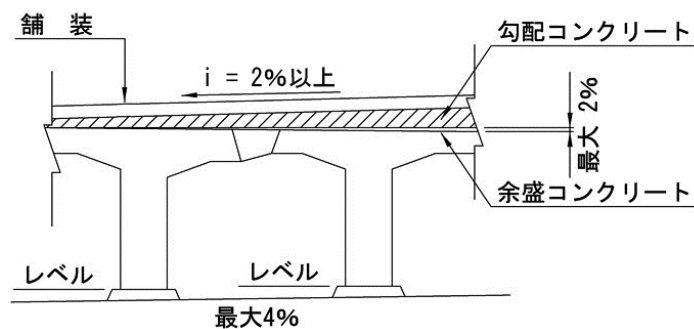


図 2.3.7 勾配コンクリートによる調整 (2)

③勾配コンクリートによる調整量が大きいため、死荷重増加による影響が比較的大きい場合には、前記①、②における勾配コンクリート、舗装による調整する分をフランジを傾ける方法で置き換えることができる (図 2.3.8)。

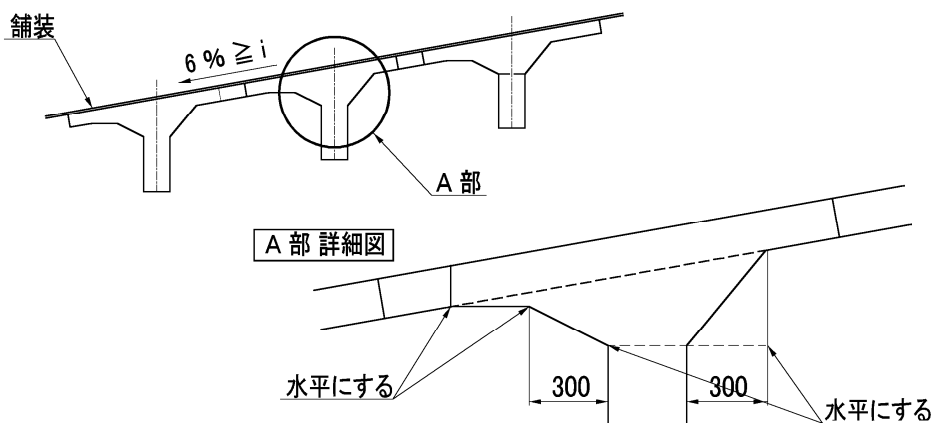


図 2.3.8 勾配コンクリートによる調整 (3)

(2) 縦断方向の主桁据付方法

縦断勾配に対しては基本的に主桁支承位置にレアーをつけて、水平に設置すること。
ただし、ゴム支承で桁下縦断勾配 (i') が3%以下の場合レアーをつけなくてもよい。

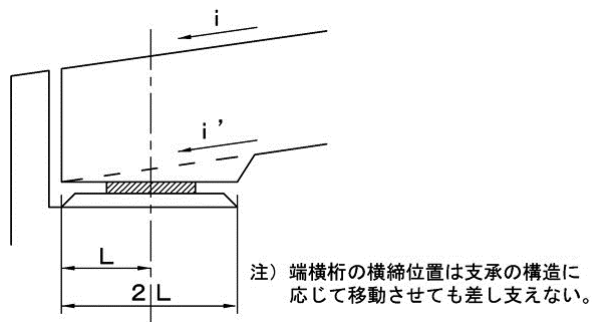


図 2.3.9 支承位置レアー

(3) そり

- 1) 設計計算時に、桁本体から各施工段階のたわみを求め、たわみによって橋面に有害な勾配の変化が生じないように検討しなければならない。
- 2) 死荷重、プレストレス及びクリープによるたわみを考慮し、支承据付け高桁上面の形状等を検討する。
- 3) ポストテンション方式の場合は、型枠をそり量だけ下げ越し、又は上げ越すことにより緩和させる
- 4) 余盛(そり量)
 - a) プレテンション方式桁のそり量は表 2.3.4 を標準とする。そり量の変動範囲は非常に大きく±30～50%は避け得られないので実際に施工する時点で、各工場の実績等により再検討し、決定するのが望ましい。
 - b) 橋台、橋脚の計画高は余盛量を考慮し決定する必要がある。
 - c) 桁端部付近において、余盛りのため床版が厚くなるので横締PC鋼材の位置及び鉄筋の形状の検討が必要である。この場合、PC鋼材位置は上下に調整させる必要がある。

表 2.3.4 そり量の標準値

(道路橋用橋げた設計・製造便覧 JIS A 5373-2004, H16. 6, プレストレスト・コンクリート建設業協会)

	A 活荷重対応			B 活荷重対応			
	呼び名	支間ℓ (m)	そり量 (cm)	呼び名	支間ℓ (m)	そり量 (cm)	
床版桁	AS05	5.2	0.5	BS05	5.2	0.5	
	AS06	6.2	1.0	BS06	6.2	1.0	
	AS07	7.2	0.5	BS07	7.2	1.0	
	AS08	8.2	1.0	BS08	8.2	1.5	
	AS09	9.2	1.0	BS09	9.2	1.0	
	AS10	10.2	1.5	BS10	10.2	2.0	
	AS11	11.2	2.0	BS11	11.2	1.5	
	AS12	12.2	3.0	BS12	12.2	3.0	
	AS13	13.2	3.0	BS13	13.2	4.0	
	AS14	14.2	4.0	BS14	14.2	4.0	
	AS15	15.2	4.0	BS15	15.2	4.0	
	AS16	16.2	4.0	BS16	16.2	5.0	
	AS17	17.2	4.5	BS17	17.2	5.0	
	AS18	18.2	4.5	BS18	18.2	4.5	
	AS19	19.2	4.0	BS19	19.2	5.0	
	AS20	20.2	5.0	BS20	20.2	5.0	
	AS21	21.2	5.0	BS21	21.2	5.5	
	AS22	22.2	5.0	BS22	22.2	5.0	
	AS23	23.2	5.0	BS23	23.2	4.5	
	AS24	24.2	5.5	BS24	24.2	5.5	
	T桁	AG18	18.2	6.0	BG18	18.2	5.5
		AG19	19.2	5.5	BG19	19.2	6.5
		AG20	20.2	6.5	BG20	20.2	6.0
		AG21	21.2	6.5	BG21	21.2	7.0
AG22		22.2	7.0	BG22	22.2	7.5	
AG23		23.2	7.0	BG23	23.2	7.5	
AG24	24.2	7.5	BG24	24.2	8.0		

注) 材齢 90 日, クリープ係数 $\phi = 1.3$ として算出した。

そりの調整例

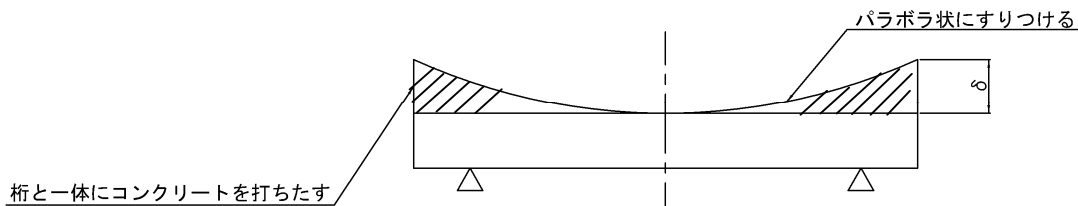


図 2.3.10 そり調整例

2.4 材料の特性値

2.4.1 材料強度の特性値

(1) 鋼材

道示Ⅲ編 4.1.2 に鋼材（鉄筋コンクリート用棒鋼，PC 鋼線，PC 鋼より線など）の強度の特性値が示されている。

これらの特性値は，許容応力度ではなく降伏応力度あるいは引張強度となっており，H24 以前の道示と比較する場合には注意が必要である。

(2) コンクリート

コンクリートの圧縮強度の特性値は，道示Ⅲ編 4.1.3 に示されている。

2.4.2 設計に用いる定数

道示Ⅲ編 4.2.2 に鋼材の物理定数としてヤング係数，せん断弾性係数，ポアソン比と PC 鋼材のリラクゼーション率が示されている。また，道示Ⅲ編 4.2.3 にコンクリート部材のヤング係数等が示されている。

2.5 耐荷性能に関する部材の設計

H24 道示Ⅲ編の3章許容応力度，4章部材の照査に該当する部分が整理され，5章耐荷性能に関する部材の設計として，5.1 一般，5.2 部材設計における共通事項，5.3 プレストレスを導入する構造の設計における共通事項，5.4 部材照査に用いる応力度の算出，5.5 鉄筋コンクリート部材の限界状態 1，5.6 プレストレスを導入するコンクリート部材部材の限界状態 1，5.7 鉄筋コンクリート部材の限界状態 3，5.7 プレストレスを導入するコンクリート部材部材の限界状態 3 となっている。

2.5.1 一般

ここでは，コンクリート部材を設計する際の基本的な考え方，コンクリート部材種別，相反応力部材，長期的なたわみに対する検討，設計計算におけるその他の前提条件の検討について記述されている。

2.5.2 部材設計における共通事項

ここでは，最小部材厚，鉄筋の配置，鉄筋，PC 鋼材，シース及び定着具のかぶり，鉄筋，PC 鋼材及びシースのあき，鉄筋の定着等について記述されている。

2.5.3 プレストレスを導入する構造の設計における共通事項

ここでは，PC 鋼材の配置，PC 鋼材の定着具の配置と定着具付近の補強，引張鉄筋の配置について記述されている。

2.5.4 部材の照査に用いる応力度算出

鉄筋コンクリート構造およびプレストレスを導入する構造の部材に生じる応力度の算出方法について記述されている。

2.5.5 コンクリート部材の限界状態

H24 道示で許容応力度として整理されていた項目が，限界状態ごとの照査方法として示されている。

コンクリート部材等の限界状態は道示Ⅲ編 3.4.3 に規定されており，限界状態 1 は「部材等が弾性に挙動する限界の状態」，限界状態 3 は「部材等の挙動が可逆性を失うものの耐荷力を完全に失わない状態」，と解説に記述されている。

2.6 使用材料

2.6.1 PC鋼材

(1) 鋼より線、鋼棒については、B種を標準とする。

ただし、鋼材の種類は現場条件、架設条件、経済性の検討を行い決定する。

(2) プレキャスト桁に用いる横締(横方向)鋼より線、鋼棒は、B種を用いる。

場所打ち床版に用いる横締めPC鋼材は、プレグラウトPC鋼材を標準とする。

ただし、鋼材の種類は現場条件、架設条件、経済性の検討を行い決定する。

1) プレグラウトPC鋼材は、ポリエチレンシースで被覆され、遅延硬化型のエポキシ樹脂が充填された後付着型PC鋼材のことをいい、コンクリートとの付着一体化が図れるものでなければならない。また、所定のプレストレスを与えるために、緊張作業時には未硬化状態を維持し、緊張作業終了以降に硬化するものでなければならない。

2) 被覆材シースは、高密度ポリエチレン管とする。被覆材の寸法は、下表の値を標準とする。

表 2.6.1 被覆材外径(最大)の諸数値

	呼び名	被覆材外径(最大)
SWPR19L	1S17.8	25
	1S19.3	26
	1S21.8	29
	1S28.6	36

(3) 一つのPC定着工法でPC鋼材が2種類以上選定できる場合には、構造形式、施工法、施工性、導入するプレストレス力の大きさ、定着部付近の部材断面寸法等を十分考慮して、PC鋼材を選定しなければならない。ただし、標準設計によるものはそれによる。

一般にPC鋼材の延長が長くなると1本当たりの導入緊張力の大きいPC鋼材の方が経済的で有利になる場合がある。しかし、PC鋼材の選定は、単に経済性だけではなく、構造物の規模、形式、施工性等を考慮し、必要プレストレス力と調和のとれたPC鋼材を選定する必要がある。

(4) PC鋼材は、多本数を密に配置した方が部材断面にプレストレスをより均等に導入できるという点から好ましい。しかし、端部定着の余裕がない等の理由でやむを得ず太径のPC鋼材を用いる場合でも、表 2.6.2 に示す程度のPC鋼材を配置するのがよい。

表 2.6.2 PC鋼材の最小本数

断面形状	PC鋼材本数
中空床版桁	2本/ウェブ
T桁	4本/ウェブ
箱桁	5本/ウェブ

2.6.2 コンクリート

(1) コンクリートの設計基準強度

コンクリートの設計基準強度は、表 2.6.3 に示す値のとおりとする。

表 2.6.3 コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

		主桁	中 詰	床 版	地 覆	壁高欄	桁高制約等の制約条件がある主桁	
プレキャスト 桁	プレテンション桁 (JIS A5373)						60 ^{※2} 70 ^{※2} 80 ^{※2}	工場製品
	T桁	50	30	30	24	24		
	床版桁	50	30	—	24	24		
	ポストテンション桁	40	30	30	24	24	50, 60	プレキャスト セグメント工法
場所打ち PC 桁	固定支保工架設	36 40 ^{※1}	—	—	24	24		
	張出し架設	40	—	—	24	24		

※1 箱桁の場合

※2 やむを得ない場合協議の上使用

(2) コンクリートのスランプ値

コンクリートのスランプ値に関しては、道示Ⅲ編 17.6.2 解説及び「鋼道路橋施工便覧, H27.3, 日本道路協会」を参照のこと。

2.6.3 鉄筋

(1) 鉄筋の材質

鉄筋の材質は、SD345 を標準とする。

※SD295 は市場性がないため、SD345 を標準とした。なお、道示において SD390 及び SD490 について新たに規定されたが、使用にあたっては本課協議において決定することとする。

2.7 耐久性能に関する部材の設計

2.7.1 一般

「コンクリート部材は、経年的な劣化による影響に対し、必要な耐久性能を確保しなければならない」とし、「コンクリート部材の耐久性能の確保にあたっては、道示Ⅱ編 3.8.3 の規定に従い構造設計上の配慮を行うとともに、道示Ⅰ編 6.1 の規定に従い部材の耐久性能を保持するための設計耐久期間を定め、道示Ⅰ編 6.2 の規定に従わなければならない」としている。また、「経年的な劣化の影響として、少なくとも鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならない」とし、鋼材の腐食に関しては道示Ⅱ編 7 章、道示Ⅲ編 6.2 による。また、コンクリート部材の疲労の影響は道示Ⅲ編 6.3 の規定によるほか、床版及び支間長が 10m 以下の床版橋については 9 章、ケーブル部材については 13 章による。

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

2.7.2 かぶりによる内部鋼材の腐食（塩害に対する検討）

- (1) コンクリート構造物において、かぶりにより内部鋼材の防食を行う場合には、架橋地点の環境、橋の部位及び規模、部材の形状を考慮し、道示Ⅲ編, 6.2.3に規定する最小かぶりを満足したうえで、適切なかぶりを確保する。
- (2) 愛知県は、地域区分Cに該当する。
- (3) 路面凍結防止剤等を使用する橋、及びこれに隣接する橋については、路面排水の漏水、車両等による飛散等による塩化物の侵入も考慮して検討すること（道示Ⅲ編, 6.2.2解説）。

表 2.7.1 鋼材の腐食を生じさせないための最小かぶり (mm) (道示Ⅲ編, 表-6.2.2)

塩害の影響の度合い	部材・部位 対策 区分	(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
		影響が著しい	S	70 ※1
影響を受ける	I	50	70	
	II	35	50	70
	III	25	30	50

※1 塗装鉄筋の使用又はコンクリート塗装を併用

表 2.7.2 塩害の影響地域 (道示Ⅲ編, 表-6.2.3)

地域区分	地 域	海岸線*からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策区分	影響度合い
C	愛知県	海上部及び海岸線から 20mまで	S	影響が激しい
		20mをこえて 50mまで	I	
		50mをこえて 100mまで	II	影響を受ける
		100mをこえて 200mまで	III	

※海岸線の位置については、「道示Ⅲ編 図-6.2.1」を参照のこと。

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、表 2.7.1 はそれぞれ水セメント比の目安を表 2.7.3 と想定したものである（道示Ⅲ編, 6.2.3 解説）。

表 2.7.3 想定している水セメント比 (道示Ⅲ編, 表-解 6.2.1)

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
想定している水セメント比	36%	43%	50%

2.7.3 細部構造

P C桁の耐久性向上のための細部構造を以下に示す。

(1) 桁端の形状

桁高が高い場合の桁端部には、通気性と維持管理用スペースを確保するため、切り欠きを設けることが望ましい。又、桁端部に切り欠きを設けられない場合は、橋台部パラペットに張り出しを設ける等に対応する方法もある。

なお、一般的に桁高の低いプレテンション桁や場所打ち中空床版桁等は維持管理スペースの確保ができないことはやむを得ない。

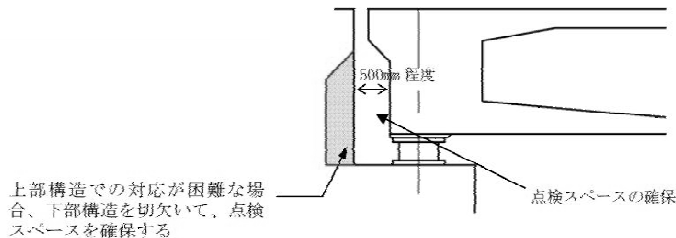


図 2.7.1 桁端部の切欠き形状の例

(2) 定着部のかぶり

定着部のかぶり (35mm以上) を確実に確保するため、P C鋼材の各定着工法に定める定着具の形状寸法及び緊張に要する切り欠き形状に留意して切り欠き形状を決定する。

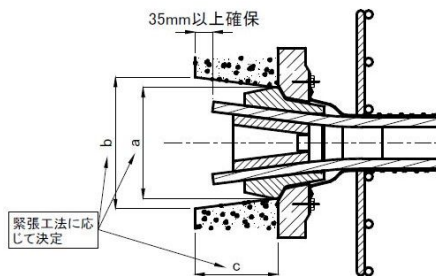


図 2.7.2 P C鋼材定着部切り欠きの例

(3) 横締めケーブル及びP C桁グラウトホースの後処理

横締めケーブル及びグラウトホースの後処理部からの水の浸入による鋼材の腐食等を防止するため、防水工を施す。

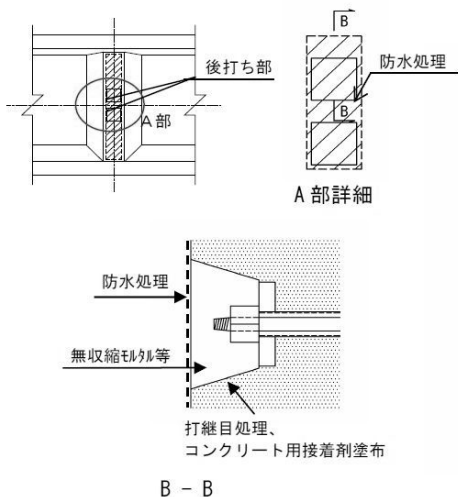


図 2.7.3 横締めケーブルの後処理事例

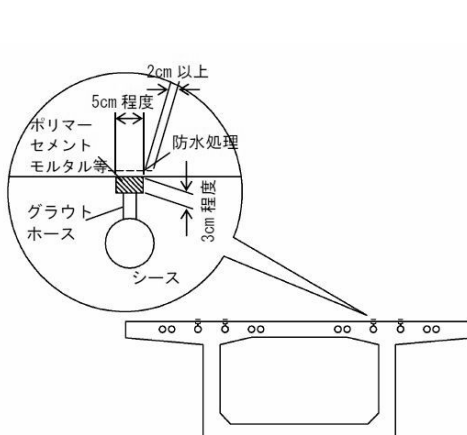


図 2.7.4 グラウトホースの後処理事例

(4) ジャッキアップスペースの確保

ジャッキアップは主桁で行ない、そのスペースを確保することを基本とする。主桁においてジャッキアップスペースが確保できない場合や橋座部の耐力が不足する場合は、横桁部にジャッキアップスペースを確保することができる。

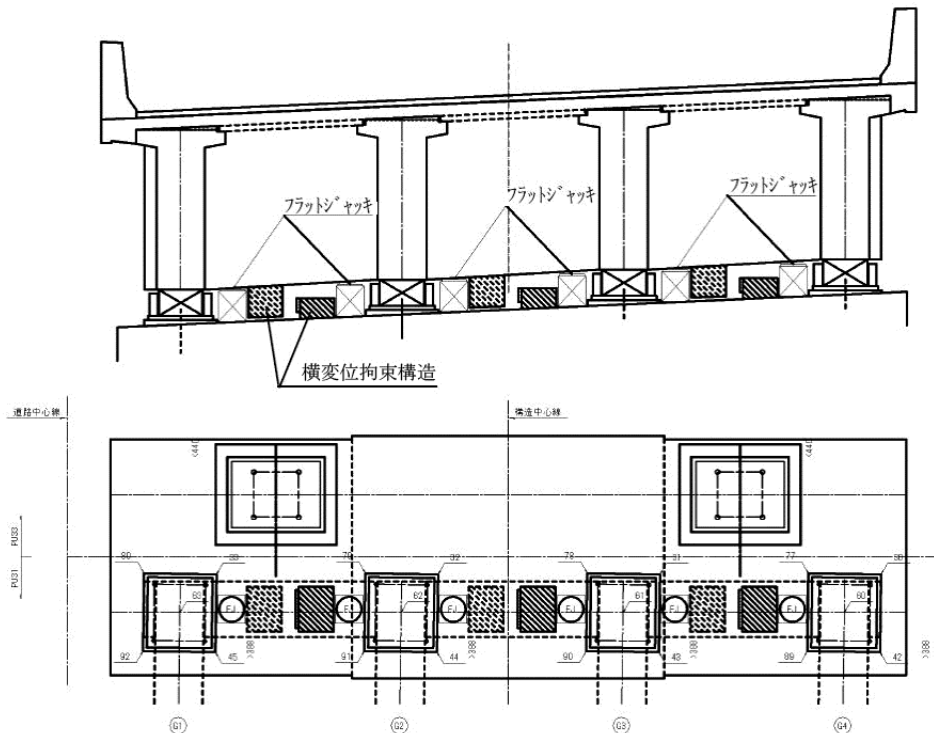


図 2.7.5 ジャッキアップスペースを横桁に確保した例

(5) 添架管等による開口からの漏水防止

桁端の添架物の開口から雨水が箱桁内に漏水する例がある（写真 2.7.1）。添架物の開口は伸縮性のある材料でシールする等の配慮をする必要がある。又、箱桁内に漏水した雨水は桁外に排水されるように水抜き孔を設置しておく。



写真 2.7.1 PC 箱桁の桁端添架物開口からの漏水の事例

2.8 床版

2.8.1 設計一般

- (1) コンクリート桁における床版は、活荷重を直接支持するだけでなく、主桁としての機能を有する。このため、床版の設計にあたっては、本章による他、関連する道示Ⅲ編7章及び10章等の規定による必要がある（道示Ⅲ編, 9.1.1 解説）。
- (2) 床版の設計は死荷重及び活荷重（T荷重）により生じる版の設計曲げモーメントに対して行う。
- (3) 設計は以下の手順による。
 - 1) 最小床版厚の設定
 - 2) 鉄筋量の設定
 - 3) 設計曲げモーメントの算定
 - 4) 床版厚さの照査
- (4) 設計曲げモーメント（道示Ⅲ編, 9.2.3）
 - 1) B活荷重で設計する橋においては、T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは、表2.8.1に示す式で算出する。床版の支間が車両進行方向に直角の場合の、単純版及び連続版の支間方向の設計曲げモーメントは、表2.8.1により算定した曲げモーメントに、表2.8.2又は表2.8.3の割増し係数を乗じた値とする。
 - 2) A活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表2.8.1に示す式で算出した値を20%低減した値としてよい。

表 2.8.1 T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメント (kN・m/m) (道示Ⅲ編, 表-9.2.1)

床版の区分	曲げモーメントの種類	構造	床版支間の方向		車両進行方向に直角		構造	床版支間の方向		車両進行方向に平行	
			適用範囲	曲げモーメントの方向	支間方向	支間に直角方向		適用範囲	曲げモーメントの方向	支間方向	支間に直角方向
単純版	支間曲げモーメント	RC	0<L≤4	—	+ (0.12 L + 0.07) P	+ (0.10 L + 0.04) P	RC	0<L≤4	—	+ (0.22 L + 0.08) P	+ (0.06 L + 0.06) P
		PC	0<L≤8		PC	0<L≤6					
連続版	支間曲げモーメント	RC	0<L≤4	—	+ (単純版の80%)	+ (単純版の80%)	RC	0<L≤4	—	+ (単純版の80%)	+ (単純版の80%)
		PC	0<L≤8				PC	0<L≤6			
	支点曲げモーメント	RC	0<L≤4	—	- (0.15 L + 0.125) P	—	RC	0<L≤4	—	- (単純版の80%)	—
		PC	0<L≤8				PC	0<L≤6			
片持版	支点曲げモーメント	RC	0<L≤1.5	—	(- P · L) / (1.30L + 0.25)	—	RC	0<L≤1.5	—	- (0.70 L + 0.22) P	—
		PC	0<L≤1.5				PC	0<L≤1.5			
		PC	1.5<L≤3.0				PC	1.5<L≤3.0			
先端付近曲げモーメント	—	RC	0<L≤1.5	—	—	+ (0.15 L + 0.13) P	RC	0<L≤1.5	—	—	+ (0.16 L + 0.07) P
		PC	0<L≤3.0				PC	0<L≤3.0			

ここに、RC：鉄筋コンクリート床版
 PC：プレストレストコンクリート床版
 L：T荷重に対する床版の支間（m）
 P：「道示Ⅰ編8.2」に示すT荷重の片側荷重（100kN）
 （注）床版支間の方向は、図2.4.1による。

表 2.8.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の
単純版及び連続版の支間方向曲げモーメントの割増係数 (道示Ⅱ編,表-11.2.2)

支間 l (m)	$l \leq 2.5$	$2.5 < l \leq 4.0$	$4.0 < l \leq 6.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (l - 2.5) / 12$	$1.125 + (l - 4.0) / 26$

表 2.8.3 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の
片持版の支間方向曲げモーメントの割増係数 (道示Ⅱ編,表-11.2.3)

支間 l (m)	$l \leq 1.5$	$1.5 < l \leq 3.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (l - 1.5) / 25$

3) 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメントは、表 2.8.4 に示す式で算出してよい。

表 2.8.4 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメント (kN・m/m) (道示Ⅲ編,表-9.2.2)

版の区分	曲げモーメントの種類	床版支間方向の曲げモーメント	床版支間直角方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント	$+ w \cdot l_d^2 / 8$	無視してよい
片持版	支点曲げモーメント	$- w \cdot l_d^2 / 2$	
連続版	支間曲げモーメント	$+ w \cdot l_d^2 / 10$	
	支点曲げモーメント	$- w \cdot l_d^2 / 10$	

ここに、 w : 等分布死荷重 (kN/m²)
 l_d : 死荷重に対する床版の支間 (m)

- (5) 歩行者自転車用柵に作用する荷重、車両用防護柵及び歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、それぞれ「道示Ⅰ編 11.1.1, 11.1.2」により算出する。
- (6) 床版にプレストレスを導入する場合は、プレストレッシングにより生じる不静定力を考慮することを原則とする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるようにPC鋼材を配置する場合には、この不静定曲げモーメントを無視することができる。

2.8.2 床版厚及び配筋等

(1) 床版厚

床版の厚さは道示Ⅱ編,11.2.4 及び 11.5 に規定される床版の最小全厚による。

1) 鉄筋コンクリート床版

鉄筋コンクリート床版の厚さは、安全性及び耐久性を有し、施工品質が確保されるように決定する。

i) 最小全厚 d_0

車道部分の床版の最小全厚は、160mm 又は表 2.8.5 に示す値のうち大きい値とする。

ただし、大型自動車の交通量が多い等の場合においては、表 2.8.5 に規定する床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。

表 2.8.5 車道部分の床版の最小全厚 (mm) (道示Ⅱ編,表-7.3.1)

床版の区分		床版の支間の方向 (注)	
		車両進行方向に直角	車両進行方向に平行
単純版		40 I + 110	65 I + 130
連続版		30 I + 110	50 I + 130
片持版	I ≤ 0.25	280 I + 160	240 I + 130
	I > 0.25	80 I + 210	

ここに,

I : T活荷重に対する床版の支間 (m) なお, 床版支間の方向は, 図 2.8.1 による。

ii) 車道の鉄筋コンクリート床版の全厚は, 大型自動車の交通量, 支持構造物の特徴等を考慮した式 (2.8.1) により求める。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \quad \text{式 (2.8.1)}$$

ここに,

d : 床版厚 (mm) (小数第1位を四捨五入する。ただし, d₀を下回らないこと。)

d₀ : 表 2.8.5 に規定する車道部分の床版の最小全厚 (mm) (小数第1位を四捨五入し, 第1位まで求める。d₀ ≥ 160mm)

k₁ : 表 2.8.6 に示す大型の自動車の交通量による係数。

k₂ : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数。一般に k₂ = 1.0 としよ。

表 2.8.6 係数 k₁ (道示Ⅱ編,表-11.5.2)

1方向あたりの大型自動車の交通量 (台/日)	係数 k ₁
500 未満	1.10
500 以上 1,000 未満	1.15
1,000 以上 2,000 未満	1.20
2,000 以上	1.25

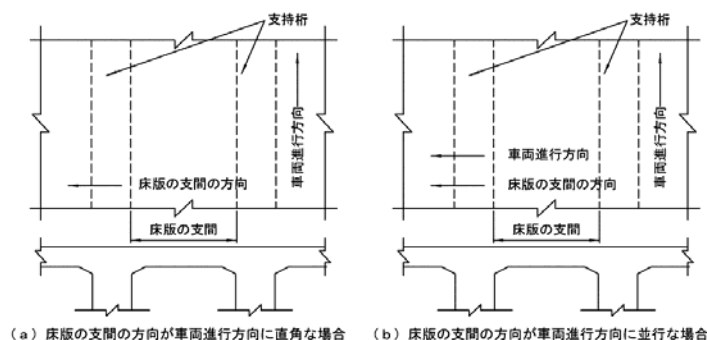


図 2.8.1 床版支間の方向 (道示Ⅲ編, 図-9.2.1)

2) プレストレストコンクリート床版（道示Ⅱ編, 11.5）

プレストレストコンクリート床版の厚さは、安全性及び耐久性及び施工品質が確保されるように決定する。

i) 最小全厚

車道部分の床版の最小全厚は、次の規定による。

- ① 車道部分の床版の最小全厚は、いかなる部分も 160mm を下回らない。
- ② 片持版の床版先端の厚さは、①の規定によるほか、表 2.8.5 の片持版の最小全厚の 50%以上とする。
- ③ 床版の一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及び②の規定によるほか、表 2.8.7 の値とする。

表 2.8.7 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 (mm) (道示Ⅱ編, 表-11.5.3)

床版の支間の方向 (注) 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 2.8.5 の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の 90%
床版の支間の方向に直角	表 2.8.5 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 2.8.5 の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値

(注) 床版の支間の方向は、図 2.8.1 による。

3) 歩道部分の床版の最小全厚は 140mm とする。

(2) 配筋

- 1) 鉄筋には異形棒鋼を用いるものとし、その直径は 13, 16, 19mm を原則とする。ただし、桁端部補強鉄筋や中間支点部の補強鉄筋には 22mm を使用してもよい（道示Ⅲ編, 9.2.5）。
- 2) 鉄筋のかぶりは 30mm 以上とする（道示Ⅲ編, 5.2.3）。
- 3) 鉄筋の中心間隔は 100mm 以上でかつ 300mm 以下とする（道示Ⅲ編, 9.2.5）。
ただし、引張主鉄筋の中心間隔は床版の全厚をこえてはならない。
- 4) 断面内の圧縮側には、引張側の鉄筋量の少なくとも 1/2 の鉄筋を配置するのを原則とする。
- 5) 単純版、連続版の T 荷重及び死荷重に対する支間、並びに片持版の T 荷重及び死荷重に対する支間は図 2.8.2 及び図 2.8.3 に示すとおりとする（道示Ⅲ編, 9.2.2）。

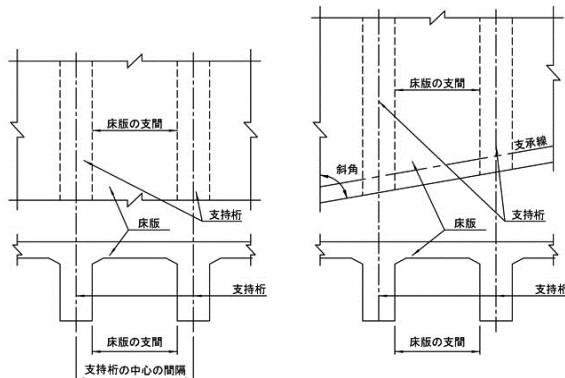


図 2.8.2 単純版及び連続版の支間（道示Ⅲ編, 図-9.2.2）

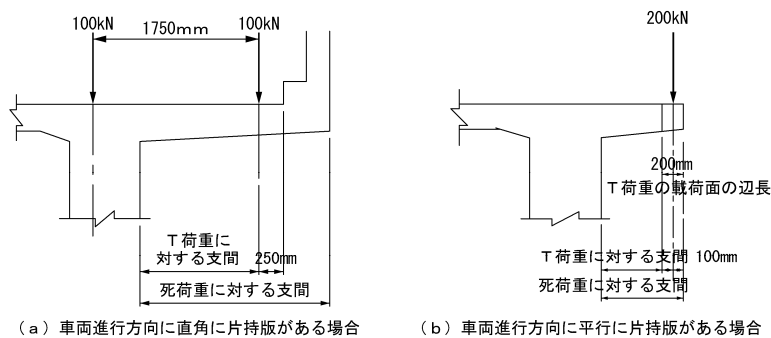
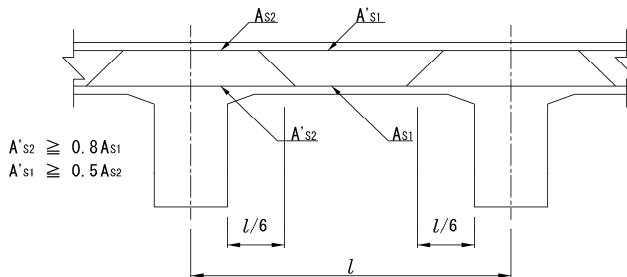


図 2.8.3 片持版の支間（道示Ⅲ編, 図-9.2.3）

6) 鉄筋コンクリート床版の連続版において、床版の支間方向の鉄筋を曲げる場合においては、ウェブ前面から $l/6$ の断面位置で曲げる。

ただし、床版の支間中央部の引張鉄筋量の 80%以上及びウェブ前面の引張鉄筋量の 50%以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置する。ここに、 l は支持桁の中心間隔とする。



- ここに、
- l : 支持桁の中心間隔 (mm)
 - A_{s1} : 床版の正鉄筋量 (mm²)
 - A_{s2} : 床版の負鉄筋量 (mm²)
 - A'_{s1} : 床版の支間中央の圧縮鉄筋 (mm²)
 - A'_{s2} : 床版の支点上の圧縮鉄筋 (mm²)

図 2.8.4 床版の支間方向の鉄筋の折曲げ位置及び配置（道示Ⅲ編, 図-9.2.4）

- 7) 配力鉄筋の鉄筋量を算出する支間は、斜角に関係なく主桁方向にとるものとする。
- 8) 床版の支間に直角方向の鉄筋は、表 2.8.8 の低減係数を用いて床版の支間方向に鉄筋量を低減することができる（道示Ⅲ編, 9.2.5）。

表 2.8.8 床版の支間に直角な方向の鉄筋量の低減係数（道示Ⅲ編, 表-9.2.3）

床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合		床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合	
連続版及び単純版	歩道のない片持版	連続版及び単純版	片持版

l : T 荷重に対する床版の支間 (m)

9) 斜橋の支承部付近における床版の支間方向の鉄筋は、支承線方向に配置する（道示Ⅲ編, 9.2.5）。

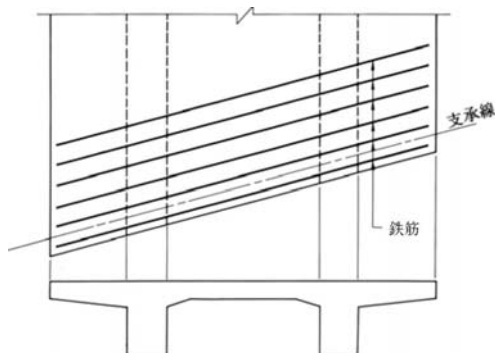
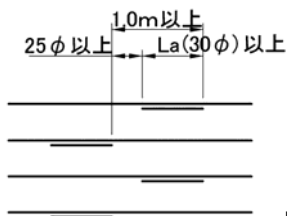


図 2.8.5 斜橋の支承部付近における鉄筋の配置（道示Ⅲ編, 図-9.2.5）

10) 鉄筋継手位置は、図 2.8.6 を標準とする。



La: 表 1.8.8 鉄筋の重ね継手長を参照

図 2.8.6 鉄筋の継手位置

11) 鉄筋の最大長さ

鉄筋の最大長さは、運搬(車両制限令等)・積みおろし・作業性を配慮し、12m 以下を原則とする。

(3) PC 鋼材の配置（道示Ⅱ編, 11.2.8）

PC 鋼材の配置は、道示Ⅱ編 11.2.8 による。

1) プレストレストコンクリート床版における PC 鋼材は、床版に一樣にプレストレスが導入されるように配置する。

2) 斜橋の支承部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（図 2.8.5 参照）。

2.8.3 片持版端部及び横桁上の床版（道示Ⅲ編, 9.2.8）

(1) 片持版端部は、床版の連続性がなくなることを考慮して設計する。

(2) 横桁又は隔壁で支持される床版は、横桁及び隔壁の影響を考慮する。

(3) 片持版端部の設計曲げモーメントは $(M_d + 2M_l)$ とする。ここに、 M_d 及び M_l は、それぞれ表 2.8.1 に規定する死荷重及び片持版の T 荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントとする。なお、鉄筋コンクリート床版の場合、一般に桁端部以外の片持版の必要鉄筋量の 2 倍の鉄筋を配置すればよい。

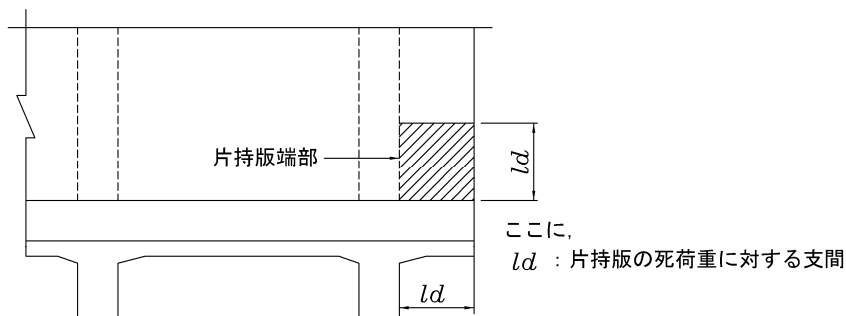


図 2.8.7 片持版端部

- (4) 床版の支間の方向が車両進行方向に直角で、横桁で支持される床版の設計は次のとおりとする。
- 1) 横桁上の床版に対する床版の支間に直角な方向の設計曲げモーメントは、表 2.8.1 に規定する床版支間に直角な方向の支間曲げモーメントと同じ大きさで符号が異なる曲げモーメントとする。
 - 2) 設計曲げモーメントに対して床版上側に配置する鋼材は、横桁の側面から床版の支間の 1/6 以上、かつ、500mm 以上の範囲に位置し、定着する。

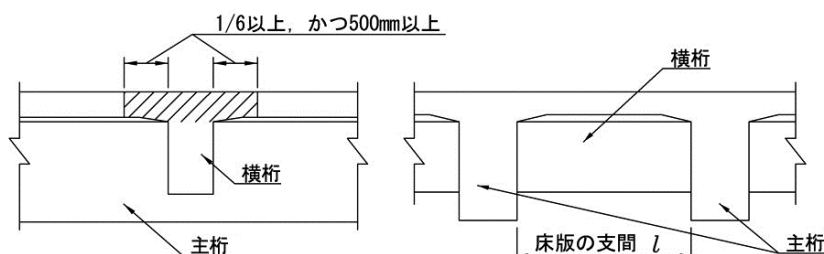


図 2.8.8 横桁上の床版の上側鋼材の配置範囲

2.9 プレキャストPC桁

2.9.1 形式と分類

工場や現場付近の製作ヤードなど、架設地点と異なる場所で製作することをプレキャストという。プレキャストPC桁は、構造形式によって、表 2.9.1 に示すように分類することが出来る。

表 2.9.1 適応形式の支間と桁高(B活荷重)

種 類	標準支間	構 造 分 類		備 考
		単 純	桁 架 設 方式連続*1)	
プレテンション方式	床版桁 充実断面	5~11m	◎	JIS A 5373-2004 (推奨仕様 2-1)
	中空断面	12~24m	◎	
	T 桁	18~24m	◎	
ポストテンション方式	T 桁	20~45m	◎	
	合 成 桁	20~40m	◎	
プレキャストセグメント方式	バルブ T 桁	25~45m	◎	
	コ ン ポ 桁	25~45m	◎	JIS A 5373-2004 (推奨仕様 2-2) (推奨仕様 2-3)

*1) 桁架設方式連続とは、正式には「プレキャスト桁架設方式連続桁」といい、プレキャストの桁単純桁として架設し、中間支点上の負の曲げモーメントに対して鉄筋コンクリート構造、又はPC構造として連結することにより連続桁とするものをいう。支点上の伸縮継手が無くなるため走行性及び騒音の改善、維持管理の簡易化、耐震性の向上を目的として多用されている橋梁である。

プレテンション方式床版桁及びT桁、ポストテンション方式T桁の基本形状を図 2.9.1 に示す。

プレテン桁			ポステンT桁	
床版橋		プレテンT桁橋	支間 L ≤ 38m	支間 L > 38m
支間 L ≤ 11m	支間 L ≥ 12m	支間 L ≥ 18m		
<p>充実断面</p>	<p>中空断面</p>			

図 2.9.1 標準桁の基準形状と寸法

プレキャストセグメント工法とは、あらかじめ桁を工場で運搬可能な大きさのセグメントに分割して製作したものを架設地点に運搬し、セグメント接合面に接着剤としてエポキシ樹脂を塗布し引寄せたのちにプレストレスを与えて一体の橋桁を製作する工法である。現場における省人化・省力化及び工期の短縮など、時代の要請に応じて採用が増えている工法である。

プレキャストセグメント構造については、道示Ⅲ編 16章によるものとする。

図 2.9.2 にプレキャストセグメント方式の概念図を示す (PC 道路橋計画マニュアル[改訂版], H19. 10, プレストレスト・コンクリート建設業協会)。

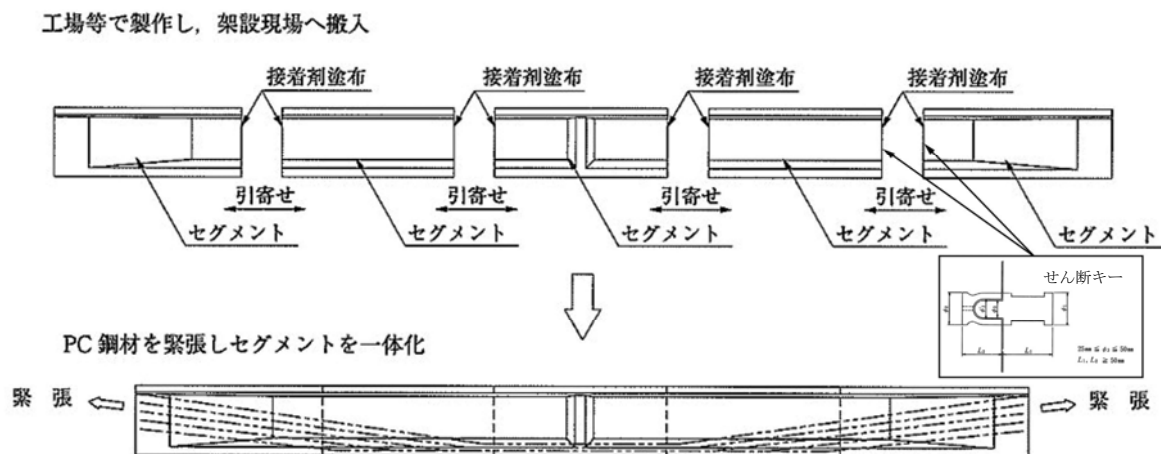


図 2.9.2 プレキャストセグメント方式概念図

2.9.2 プレテンション方式床版桁 (JIS) (PC 道路橋計画マニュアル[改訂版], H19. 10, プレストレスト・コンクリート建設業協会)

プレテンション方式床版桁の設計にあたっては、「JIS けたによる PC 道路橋用橋桁設計・製造便覧, H22. 6, プレストレスト・コンクリート建設業協会」を参照するものとする。床版桁の基本形状と寸法を図 2.9.3, 図 2.9.4 に示す。

床版桁は、断面内が全てコンクリートで埋まっているものを充実断面、桁の自重を軽くするために内部を中空にしたものを中空断面と呼んでいる。

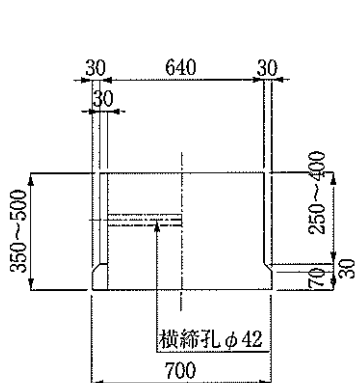


図 2.9.3 充実断面桁の基本形状と寸法

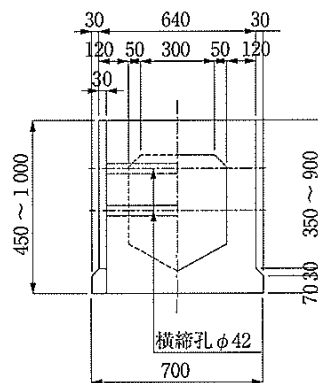


図 2.9.4 中空断面桁の基本形状と寸法

主桁配置は全幅員から主桁の配置を決定し、支間長から桁高を決定する。

桁本数(N)は、全幅員(A)から桁配置間隔(a)をもとに決定し外桁配置寸法(b)を照査する。桁配置間隔(a)と外桁配置寸法(b)は表2.9.2及び図2.9.5のとおりである。

表 2.9.2 桁配置間隔

橋梁の種別	プレテンション方式床版桁
主桁配置間隔 (a) *1)	0.77m 以下
間詰め幅	0.020~0.070m
水切り幅 *2)	0.070m~

*1) 主桁配置間隔の最小値は、橋桁の横ざりなどの影響を考慮し、0.720m以上とする。

*2) 水切り幅は、横締め定着具のかぶりを確保できる寸法とする。

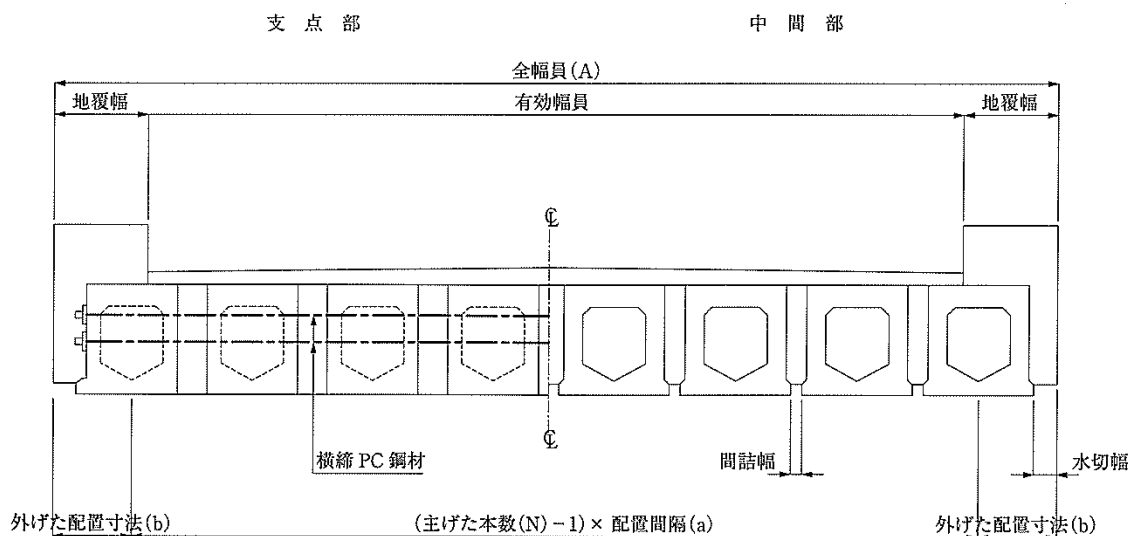


図 2.9.5 道路幅員と桁配置

2.9.3 プレテンション方式T桁 (JIS) (PC 道路橋計画マニュアル[改訂版], H19.10, プレストレスト・コンクリート建設業協会)

プレテンション方式T桁の設計にあたっては、「JIS けたによる PC 道路橋用橋桁設計・製造便覧, H22.6, プレストレスト・コンクリート建設業協会」を参照するものとする。

標準桁の基本形状と寸法を図2.9.6に示す。

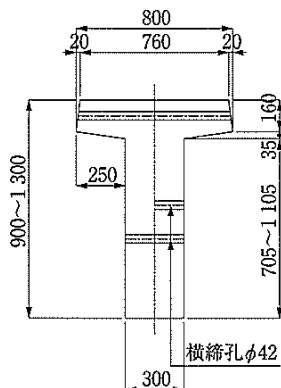


図 2.9.6 標準桁の基本形状と寸法

主桁配置は全幅員から主桁の配置を決定し、支間長から桁高を決定する。

桁本数(N) は全幅員(A) から桁配置間隔(a) をもとに決定し、外桁配置寸法(b) を照査する。桁配置間隔(a) と外桁配置寸法(b) は表 2.9.3 及び図 2.9.7 のとおりである。

表 2.9.3 桁配置間隔

橋梁の種別	プレテンション方式T桁
主桁配置間隔 (a)	1.080m 以下
間 詰 め 幅	0.200~0.280m
水 切 り 幅 ^{*1)}	0.150m~

*1) 水切り幅は、横締め定着具のかぶりを確保できる寸法とする。

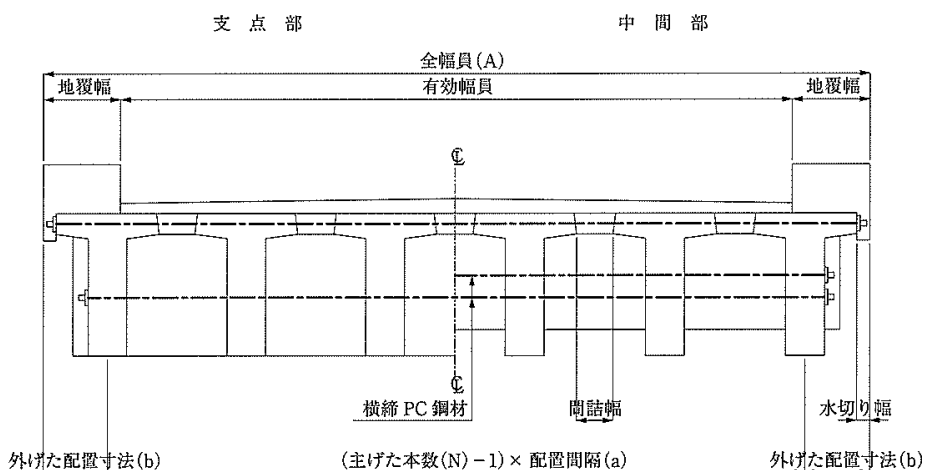


図 2.9.7 道路幅員と桁配置

2.9.4 ポストテンション方式 T 桁（標準設計）(PC 道路橋計画マニュアル[改訂版], H19.10, プレストレスト・コンクリート建設業協会)

ポストテンション方式 T 桁は、現場付近の施工ヤードにて桁を現場製作又はプレキャストセグメント工法にて製作し、それを所定の位置まで移動し架設組立を行う P C 橋で代表的な形式である。基本構造は旧建設省により標準設計が制定されている。しかし、近年では、主桁本数を減らすことができるバルブ T 桁、コンボ桁の採用が増えている。

主桁の基本断面寸法(フランジ幅・ウェブ厚)は、経済性及び架設時の安全性などを考慮して支間 20m~38m と 39m~45m に対して標準化されている。

主桁の基本形状と寸法を図 2.9.8 に示す。

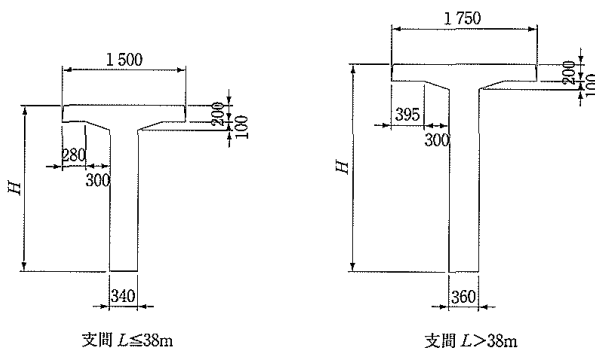


図 2.9.8 主桁の基本形状と寸法

標準的な断面構成を表 2.9.4 及び図 2.9.9 に示すが、詳細は、「道示Ⅲ編 10 章」により構造計算を行い決定する。

表 2.9.4 桁配置間隔

	支間 38m以下	支間 38mを超えて支間 45mまで
主桁配置間隔 (a)	1.840~2.230m	2.120~2.480m
間詰め幅	0.340 ^{*1)} ~0.730m	0.370 ^{*1)} ~0.730m
外桁配置寸法 (b)	0.910~0.960m	1.040~1.130m
水切り幅 ^{*2)}	0.160~0.210m	0.165~0.255m

*1) 標準化されている最小値

*2) 水切り幅は、横締め定着具のかぶりを確保できる寸法とする。

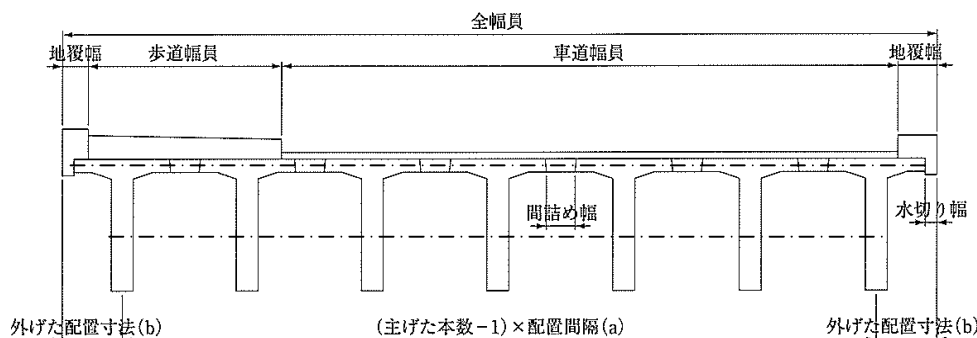


図 2.9.9 道路幅員と桁配置

2.9.5 バルブT桁 (PC 道路橋計画マニュアル[改訂版], H19.10, プレストレスト・コンクリート建設業協会)

ポストテンション方式バルブT桁は、T桁をプレキャストセグメント工法にて施工することにより、工期の短縮と品質の向上が図れる構造であり、以下のような特徴がある。なお、多径間で主桁本数が多い場合や、現場付近に容易に主桁製作ヤードが確保できる場合等においては、セグメント輸送がない現場製作とすることもあるので、検討を要する。

- ・主桁下フランジを球根状に広げることにより、セグメントに分割した状態での自立安定性を向上させている。
- ・上フランジ幅を広く取り、主桁本数を減らすことにより工事費の削減を目指している。
- ・自重の低減・合理的な断面形状の採用により、桁本数が少ないにもかかわらず、桁高はポストテンション方式T桁と同程度である。

標準的な断面構成を表 2.9.5 及び図 2.9.10 に示すが、詳細は「道示Ⅲ編 9 章」により構造計算を行い決定する。

主桁形状は、図 2.9.11 に示す 3 タイプが多く用いられている。又、タイプ 1 はタイプ 2 に比べ桁高を低くすることができるため、桁高に制限を受ける場合に用いられることが多い。

プレキャスト桁のセグメント分割数は奇数とし、セグメント長は運搬、架設等を考慮して決めるのがよい(表 2.9.6)。

表 2.9.5 桁配置間隔

主桁	タイプ 1	タイプ 2	タイプ 3
主桁配置間隔 (a)	1.930m~2.230m	2.280m~2.730m	2.460m~2.730m
間詰め幅	0.430m~0.730m	0.280m~0.730m	0.460m~0.730m
外桁配置寸法 (b)	0.910m~0.960m	1.160m~1.290m	1.160m~1.400m
水切り幅 ^{*1)}	0.160m~0.210m	0.160m~0.290m	0.160m~0.400m

*1) 水切り幅は、横締め定着具のかぶりを確保できる寸法とする。

表 2.9.6 バルブT桁の分割例

支間長	セグメント数	
	20m	3
35m	5	
40m	5	
45m	5又は7	

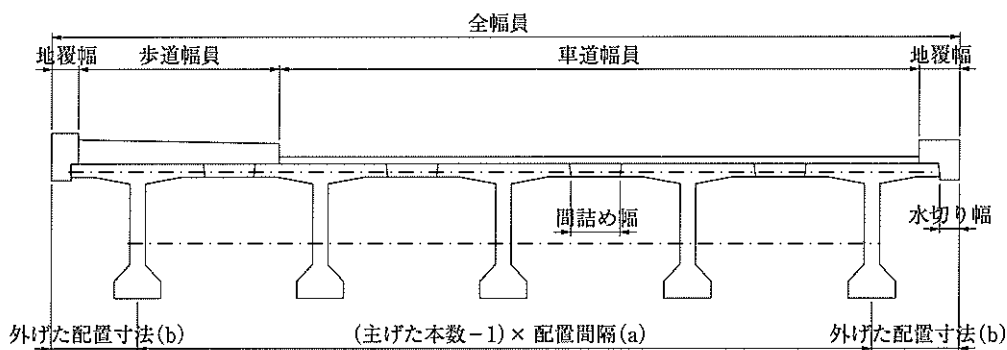


図 2.9.10 道路幅員と桁配置

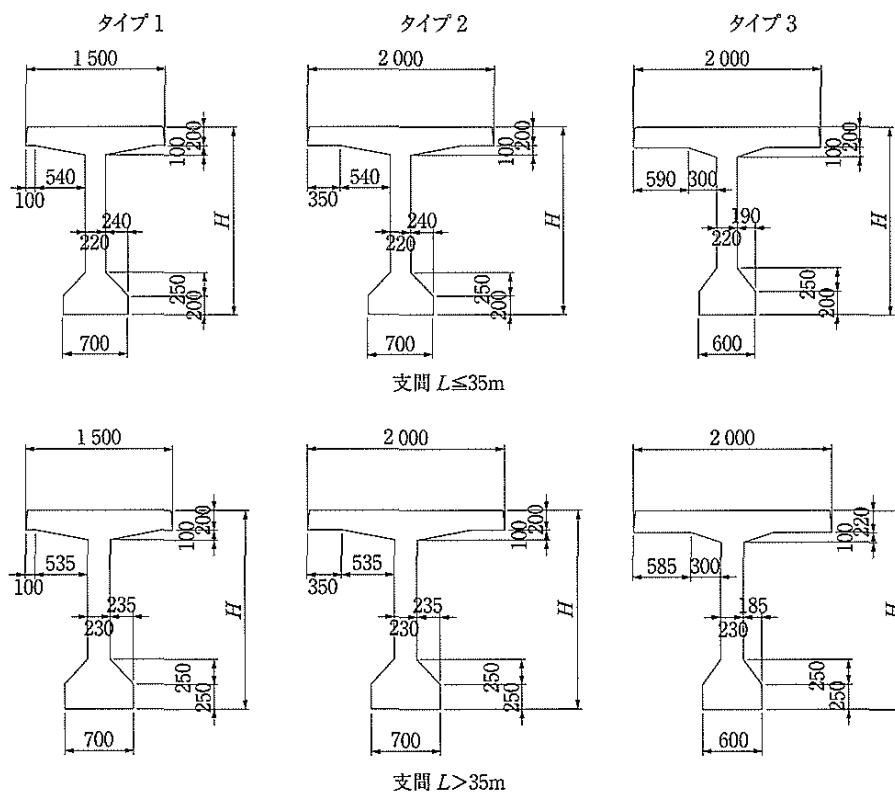


図 2.9.11 主桁断面寸法

2.9.6 コンボ桁 (JIS) (PC 道路橋計画マニュアル[改訂版], H19. 10, プレストレスト・コンクリート建設業協会)

ポストテンション方式コンボ桁の主桁は、I 型断面より少し上フランジ幅を大きくし、横方向安定性を向上した T 形断面としている。又、床版は工場で製作された PC 板を主桁上面に設置し、その上に場所打ちコンクリートを打設して主桁と合成する合成桁橋である(図 2.9.12 参照)。従来の合成桁(本章 2.9.5 を参照)と比べ、吊り支保工などの現場作業を大幅に低減できるのが大きな特徴である。又、主桁は品質管理の行き届いた工場製作セグメントを基本としており、高品質の橋梁が建設できる。なお、多径間で主桁本数が多い場合や、現場付近に容易に主桁製作ヤードが確保できる場合等においては、セグメント輸送がない現場製作とすることもあるので、検討を要する。

ポストテンション方式コンボ桁は、主桁及び床版用プレキャスト板が JIS 化されており、前者が「JIS A 5373⁻²⁰⁰⁴ 附属書 2 推奨仕様 2-2 道路橋橋桁用セグメント」、後者が「JIS A 5373⁻²⁰⁰⁴ 附属書 2 推奨仕様 2-3 合成床版用プレキャスト板」として規定されている。

又、設計にあたっては、「PC コンボ橋設計・施工の手引き改訂版, H19. 5, プレストレスト・コンクリート建設業協会」が参考になる。プレキャスト桁のセグメント分割数は本章 2.9.5 を参照のこと。表 2.9.7 及び図 2.9.13 に断面構成を示す。

ポストテンション方式コンボ桁は従来の合成桁や T 桁と比べ以下のような特徴がある。

- ・床版支間を長くして少数主桁構造とすることが可能である。
- ・ポストテンション方式バルブ T 桁と同様の下フランジ形状により、主桁の軽量化と安定性の向上が図れる。
- ・プレキャスト部材の利用により現場施工の省力化が図れる。
- ・構造の合理化に伴う経済性の向上が可能である。
- ・吊り足場を簡素化できるため、足場設置作業の安全性が向上する。
- ・床版を PC 合成構造とすることにより、床版の疲労耐久性が向上する。
- ・合理的な構造であるため、主桁高が高い。

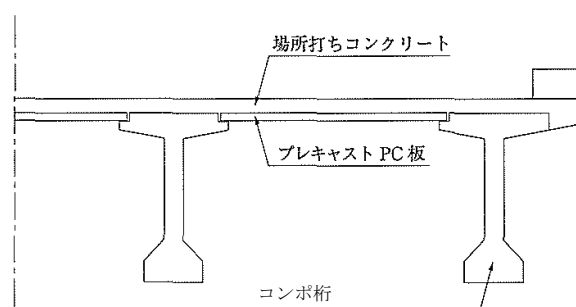


図 2.9.12 ポストテンション方式 PC コンボ桁の構造

表 2.9.7 桁配置間隔

主桁配置間隔 (a)	2.600m~3.800m
外桁配置寸法 (b)	0.750m~1.600m
場所打ち床版厚	0.160m~0.170m
P C 板 厚	0.070m~0.100m

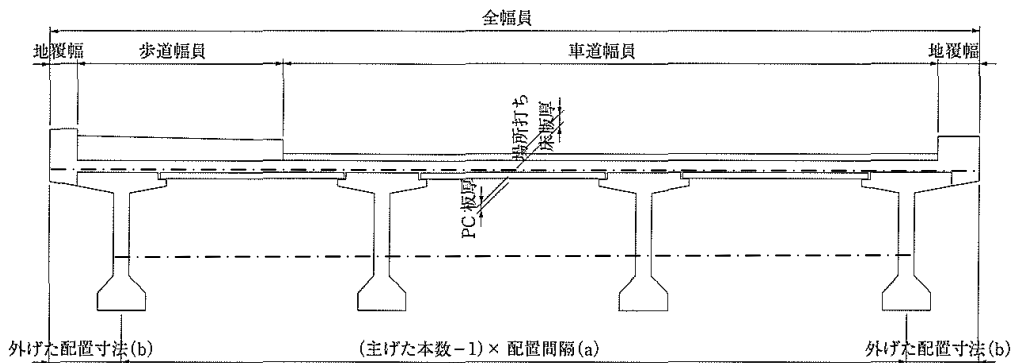


図 2.9.13 道路幅員と桁配置

2.9.7 プレキャスト桁架設方式による連続桁

(1) 設計一般

プレキャスト桁架設方式連続桁とは、プレキャストPC桁（プレテン桁、コンボ桁、バルブT桁等）を単純桁として架設し、中間支点上で場所打ちコンクリートを用いて主桁を橋軸方向に連結して連続化するものである。この形式の連続桁は、連結部の構造により、鉄筋コンクリート（RC）連結方式連続桁とプレレストレストコンクリート（PC）連結方式連続桁に分類されるが、「RC連結方式連続桁」を標準とする。

設計にあたっては、以下の事項に留意すること。

- 1) 設計は桁の連結前後に構造系が変化することを考慮する。
- 2) 連続桁は連結部を2個の支承で支持する形式を原則とする。
- 3) 支間割が等径間と見なせる程度のものであること。
- 4) 連結部の斜角は80°程度以上とし、やむを得ずこれ以下にする場合は十分検討すること。
- 5) 連結部の主桁の折れ角は5°以下が望ましい。

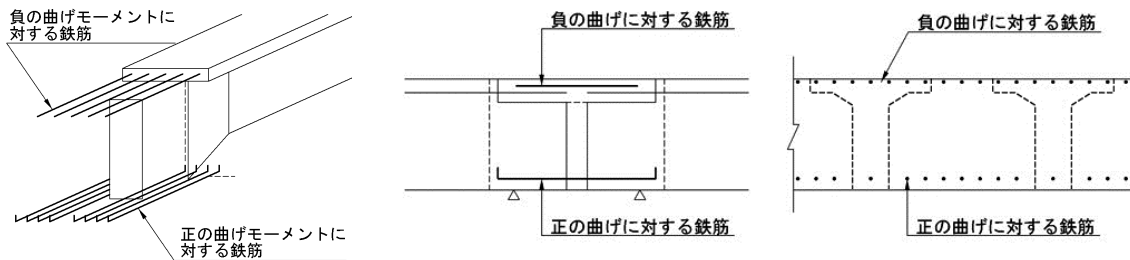


図 2.9.14 T桁の連結構造
(道路設計要領-設計編, 第5章, H26.3, 中部地方整備局)

(2) 連結部の構造

- 1) 連結部の鉄筋は以下のとおりとする。

表 2.9.8 連結部の鉄筋

		プレテンション桁		ポストテンション桁	
上側引張鉄筋	鉄筋径	D22 又は D19		D22	
	鉄筋配置	1段配置		2段配置	
	最小間隔	100mm 以上			
	埋込み(定着)長さ	支間長×0.2 以上		支間長×0.2 以上	
	重ね合せ長さ	La ≥ 25φ		La ≥ 25φ	
横桁の配力筋	鉄筋径	D16	D13	D16	D13
	最大間隔	200mm 以下	100mm 以下	200mm 以下	100mm 以下

- ・横桁の配力筋は図 2.9.15 の配置としてよい。
- ・横桁の下側には主桁の正の曲げモーメントと、支点の不等沈下に対する主鉄筋を配置しなければならない。
- ・ポストテンション方式T桁の切欠き部のずれ止め鉄筋はD13以上とし、その鉄筋中心間隔は15cm以下とする。

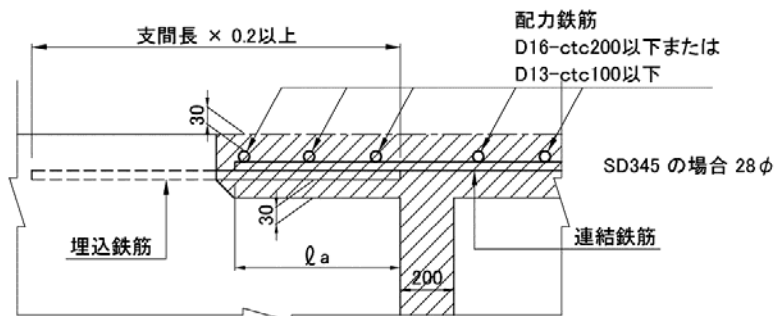
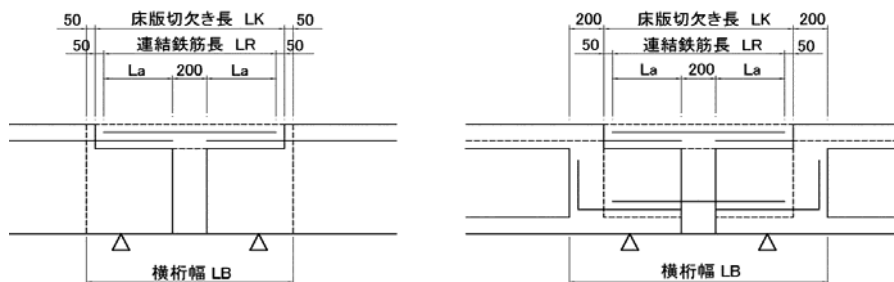


図 2.9.15 横桁の配力鉄筋

2) 連結部の構造は以下のとおりとする。

- ① 連結部の桁端の間隔は20cmを標準とする。
- ② 横桁の幅は以下のとおりとする (図 2.9.16)。
 - ポストテンション方式桁：桁高以上
 - プレテンション方式T桁：床版切欠き長+10cm
 - プレテンション方式床版桁：床版切欠き長+40cm
- ③ 床版桁において突き合わせを行った端部は、正鉄筋配置のため頂版を除いたU型断面とする。



(a) プレテンションT桁の場合

(b) プレステンション床版桁の場合

図 2.9.16 横桁幅

2.9.8 斜 橋

ここで規定する事項は斜角 60° 以上とし、橋梁計画上やむを得ず斜角 60° 未満となる場合は、「道示 III 9.3」等の規定により設計するものとする。

(1) 設計一般

- i) 直橋又は斜角が 75° 以上の斜橋で、床版の支間が短く版構造とみなせる断面形状の橋に対しては、直交異方性版理論により、構造解析を行ってよい。
- ii) 斜角が 70° 未満の場合は、部材のねじり剛性を考慮した格子解析を行う。
- iii) 鈍角部の支点反力は、鋭角部の支点反力より大きくなるので、鈍角部支点反力の照査を行う。

(2) 横桁配置

- i) 横桁の方向は原則として、次の要領（図 2.9.17, 図 2.9.18）で配置する。
- ii) 支点上には必ず横桁を配置するものとする。

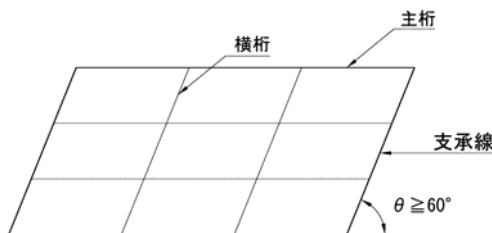


図 2.9.17 斜角 60° 以上の場合の横桁の配置例

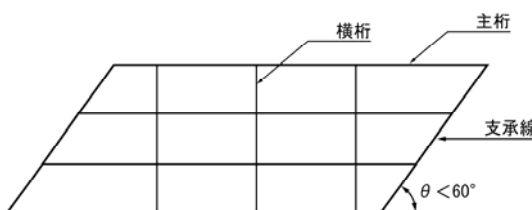


図 2.9.18 斜角 60° 未満の場合の横桁の配置例

注) ただし、「道示Ⅲ編 9.2」により、T桁の場合、斜角 45° 以上であれば支承線に平行に配置してよい。

(3) 床版の横締め及び配筋方向

- i) 床版の横締め及び床版の配筋方向は原則として横桁と同じ方向とする。
- ii) 斜角 60° 未満の場合、桁軸直角方向に配置するものとする。

2.9.9 ばち橋

(1) 設計一般

格子解析により断面力を算出するのを原則とするが、主桁と支承線のなす角度が 75° 以上確保できる場合は、以下に示す手法によってよい。

i) 道路幅員差が 1m 以上の場合（図 2.9.19）

- a) 荷重分配は、支間中央の位置で求めた値を支間全体にわたって一定として使用する。
- b) 荷重は幅員差により荷重強度の相違を台形荷重として行う。
- c) 設計計算に用いる支間長は、該当径間の主桁群のうち最大支間とする。プレストレス導入直後の部材応力度の検討には、最小支間の桁についても必ず行う。

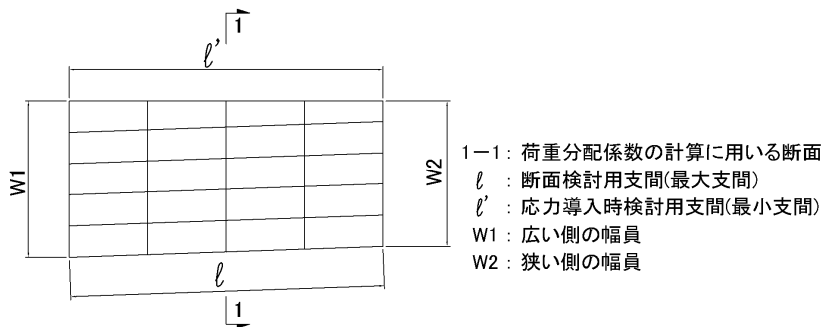


図 2.9.19 幅員差が 1m 以上の場合

ii)道路幅員差が1m未満の場合

荷重については広幅員側の幅員をもつ橋とみなす。又、設計断面は狭幅員側の幅員をもつ橋として断面計算を行う。荷重分配はi)に同じとする。

(2) 主桁配置

- i)主桁の間隔は、支点部で等間隔に配置する。
- ii)桁端は橋脚（又は橋台）方向に平行にする。

(3) 横桁配置

- i)支点上には必ず横桁を配置する。
- ii)中間横桁は床版横締方向に平行に配置する。
- iii)横桁は等間隔に配置する。

(4) 横締の方向

床版の横締の方向は斜角 60° までは斜角方向と同方向とし、斜角 60° 未満の場合は橋軸方向に直角に配置する。

(5) 支承の方向

T桁、コンボ桁等の桁構造の場合、支承の方向は主桁に直角に配置する。

(6) 端部処理する場合

T桁、バルブT桁、コンボ桁等の桁構造の端部のみで幅員差を処理する場合、支点部にある横桁を延ばし鉄筋コンクリート張出し床版を受ける構造とする。端部処理をする場合の張出し長は2m前後までとする（図 2.9.20）。

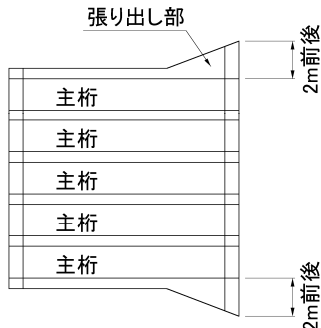


図 2.9.20 端部処理する場合

2.9.10 曲線橋

(1) 適用範囲

ここでいう曲線橋は、路面平面線形が曲線であるが、主桁を直線配置し、デッドスペース又は床版張出し部で処理するものをいう。。

(2) 主桁配置

- i)主桁の平面の位置はデッドスペースを設けない場合、図 2.9.21 のようにするものとする。

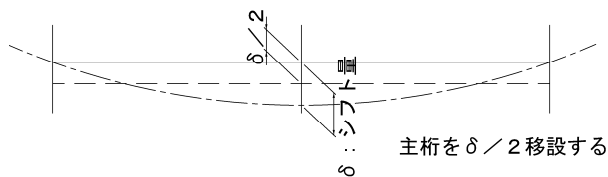


図 2.9.21 主桁平面配置

ii) 橋脚間横断勾配の差が微小であれば、主桁を同一とし、モルタル調整により対処する。この場合、舗装荷重が小さくなるように主桁横断勾配を設定する注意が必要である。また、縦断曲線にも留意し、最小舗装厚を満足するように配置しなければならない。

(3) 曲線によるシフト量と水切り部の処理

曲線によるシフト量が大きくなると水切り幅が広がる。張出し部の配筋処理等には十分注意しなければならない。参考として、シフト量と支間、R(曲線半径)の関係を表 2.9.9 に示す。

表 2.9.9 曲線によるシフト量

支間 (m)	シフト量 (δ : mm)						
	R= 75m	R=100m	R=150m	R=200m	R=330m	R=520m	R=750m
20	670	500	330	250	150	—	—
25	1040	780	520	390	240	150	—
30	1500	1120	750	560	340	220	150

i) デッドスペースを設ける方法

支間が長く、張出し床版のみで曲線形状を満足することが困難な場合には、デッドスペースを橋梁区間内に取り入れて設計する方が経済的な場合がある。

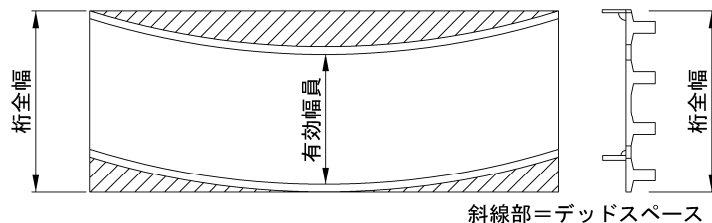


図 2.9.22 デッドスペースで処理する方法

ii) 床版張出し部処理例

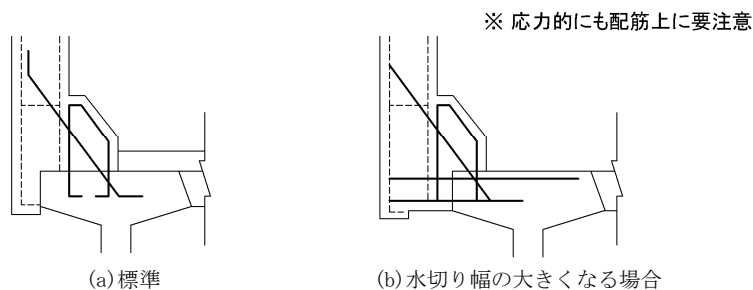


図 2.9.23 床版張出し部の処理する方法

2.10 場所打ちPC桁

2.10.1 形式と分類

場所打ちPC桁に適用される一般的な構造形式、主桁断面形状、架設工法を表2.10.1に示す。

表 2.10.1 各形式の標準支間

構造形式	主桁断面形状	架設工法	標準支間
単純桁	中空床版桁	固定支保工	20~30m
	箱桁		30~60m
連続桁	中空床版桁	固定支保工	20~30m
		移動支保工	20~30m
	箱桁	固定支保工	30~60m
		片持架設	50~110m
		移動支保工	30~45m
		押出し架設	30~60m
Tラーメン橋	中空床版桁	固定支保工	20~30m
	箱桁	固定支保工	30~55m
		片持架設	40~80m
連続ラーメン橋	中空床版桁	固定支保工	20~30m
	箱桁	固定支保工	30~55m
		片持架設	50~140m
有ヒンジラーメン橋	箱桁	片持架設	60~180m
斜材付きπ型 ラーメン橋	中空床版桁	固定支保工	20~30m
	箱桁		30~55m
方杖ラーメン橋	中空床版桁	固定支保工	20~30m
	箱桁		30~55m
		片持架設	40~80m

2.10.2 中空床版桁

(1) 設計一般

- 1) ここで規定する中空床版桁とは、橋軸方向にPC鋼材を配置し、相対する2辺が自由で、他の2辺が支持される中空断面の版構造の桁であり、設計にあたっては道示Ⅲ編14章によるものとする。
- 2) 床版桁は、鉄筋配置やコンクリート打設等の施工が確実に進めることに考慮した部材寸法とし、主版部上側及び下側のコンクリートに有害なひび割れ等の影響を及ぼさないような構造としなければならない(道示Ⅲ編,14.2)。
- 3) 中空床版桁の構造解析にあたっては「道示Ⅲ編14.3」によるものとする。
- 4) 中空床版桁の支間長は、20~30m程度を標準とする。連続桁の場合は中間支間長を35m程度以下とするのが望ましい(道路設計要領-設計編,第5章,H20.12,中部地方整備局)。
- 5) 片持床版を有する床版桁は、片持床版の上側及び下側の軸方向に用心鉄筋を配置する(道示Ⅲ編,14.4.1)。用心鉄筋の標準的配筋及び配置範囲は、「道路設計要領-設計編,第5章,H20.12中部地方整備局」が参考となる。
- 6) 曲線桁の構造解析方法の目安は「道示Ⅲ編10.2.4」によるものとする。

(2) 断面構成

- 1) 主版(PC道路橋計画マニュアル[改訂版],H19.10,プレストレスト・コンクリート建設業協会)
場所打ちコンクリート中空床版桁の断面形状は図2.10.1を標準とする。

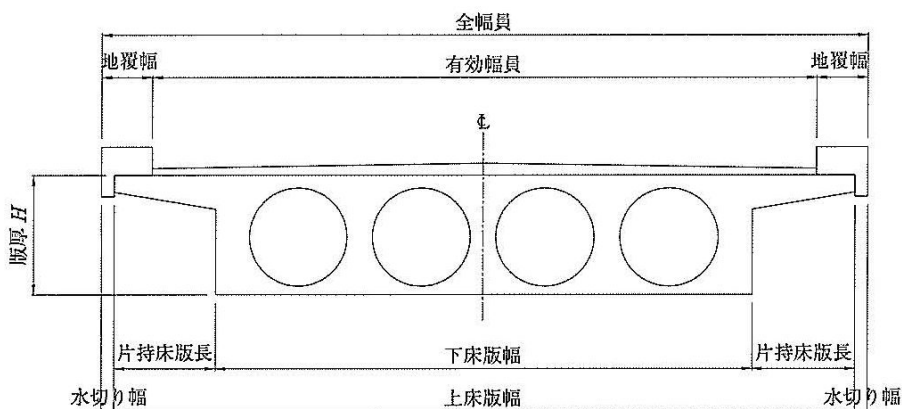


図 2.10.1 中空床版桁の断面形状

場所打ちコンクリート中空床版桁の断面の最小寸法は図 2.10.2 を標準とする。

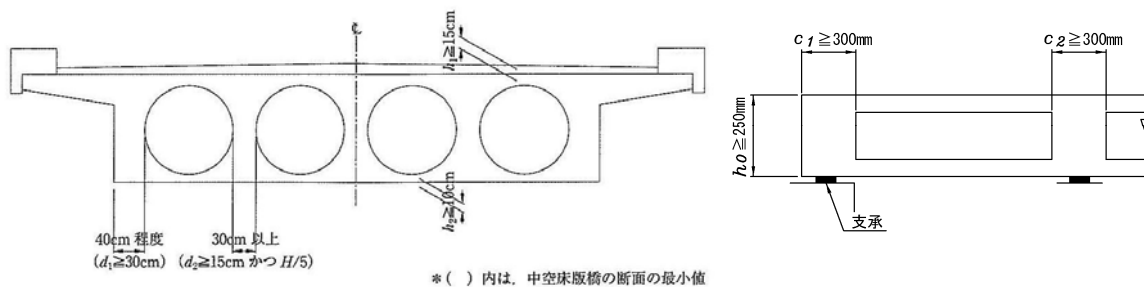


図 2.10.2 中空床版桁の断面形状最小寸法

2) 横桁

端支点横桁は版厚以上とする。支間中央付近にはボイド長調整のため 300mm 程度の充実部を設ける。中間支点横桁は、版厚の 2 倍以上とする（道路設計要領-設計編，第 5 章，H26.3，中部地方整備局）。

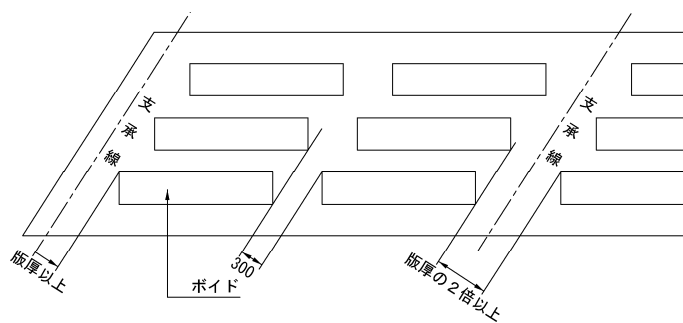


図 2.10.3 横桁の厚さ

(3) 構造細目（道路設計要領-設計編, 第5章, H26.3, 中部地方整備局）

- ・ P C 鋼材の最小本数は、1 ウェブあたり 2 本とする。
- ・ P C 鋼材のシースのあきを 60mm 以上確保する。
- ・ 主版横方向鉄筋は軸方向鉄筋外側に一段配筋を原則とする。
- ・ 主版横方向鉄筋の径は D13 を標準とし、配置間隔は 125mm を標準とする。
- ・ 片持床版は、主版と共同して、外力を受け持つため、片持床版にも大きな引張応力が発生する。したがって、支間中央部では、片持床版下側に、中間支点部では、片持床版上側に比較的大きな引張応力が橋軸方向に発生するのでこの引張応力度に対して用心鉄筋を配置する必要がある。

(4) 施工時の留意事項

1) 耐震性の向上を目的とした多径間連続化に対し、以下の設計上の留意点を十分に検討する必要がある。

- ① 詳細設計を行う前に、外的条件を整理し施工順序（片引き、両引き、分割施工）を数案出し、工事工程、定着条件等に対し優れたものとする。又、分割施工に関する情報（クリーブ解析等）を記述すること。
- ② 架け違い部又は、橋台部の最終定着部に対する留意点
橋台部の最終定着部の作業空間を確保するため、一部パラペットを後打ちとする必要がある。パラペットの後打ちが必要な場合は、設計図に明記すること。
橋脚部の最終定着部の作業空間として図 2.10.4 に示す施工幅が必要となる。
確保できない場合には端部を切欠いて定着等作業空間の確保が必要となる。
- ③ 橋梁規模、桁下利用条件を十分考慮し固定支保工、移動支保工の選定について検討するものとする。移動支保工の採用については、施工延長が 1.0km 程度で同一型式が連続化している場合有利となる。

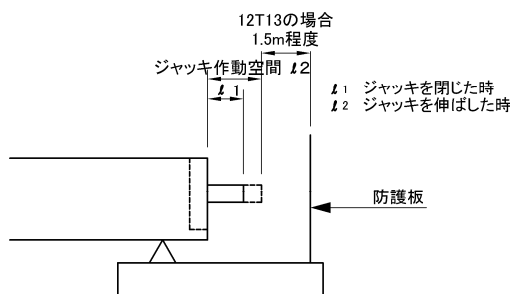


図 2.10.4 定着部での施工幅確保

2.10.3 箱桁

(1) 設計一般

- 1) P C 箱桁は、連続桁橋、ラーメン橋、斜張橋などの長大橋や、幅員変化の大きな桁、曲線桁に適用する上部構造形式である。ここでは、連続桁について基本事項を示すものとする。
- 2) 箱桁の断面力の算出、横方向の設計、支点横桁及び隔壁の設計は「道示Ⅲ編 10.3, 10.4」によるものとする。
- 3) 曲線桁の構造解析方法の目安は「道示Ⅲ編 10.2.4」によるものとする。

(2) 断面構成

固定支保工上で場所打ちする箱桁の断面の選定に際しては下記の事項に配慮する。

- ・上床版支間は、横方向に鉄筋コンクリート床版の最大支間の4mを超えない範囲で箱断面を構成する場合と、6mを超えないPC床版の場合と経済比較し決定するのがよい。
- ・幅員が大きい場合で斜角70°以下の場合、又は、曲線橋の場合は多重箱桁とするのがよい。
- ・大きな拡幅橋に対しては多重箱桁で対処するのがよい。

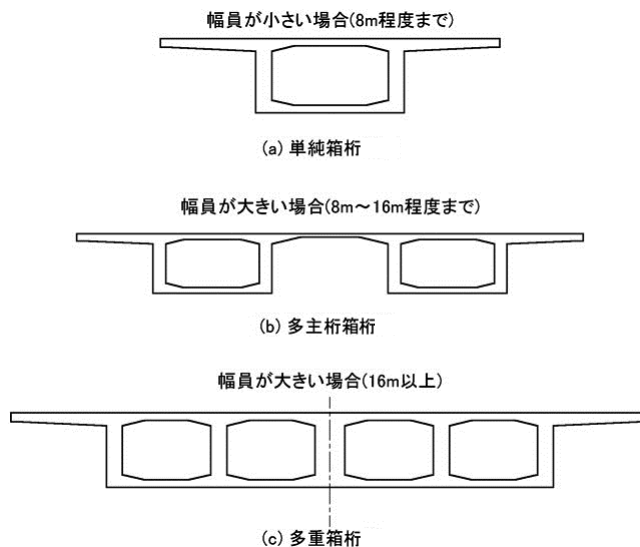


図 2.10.5 幅員と標準的な箱桁断面

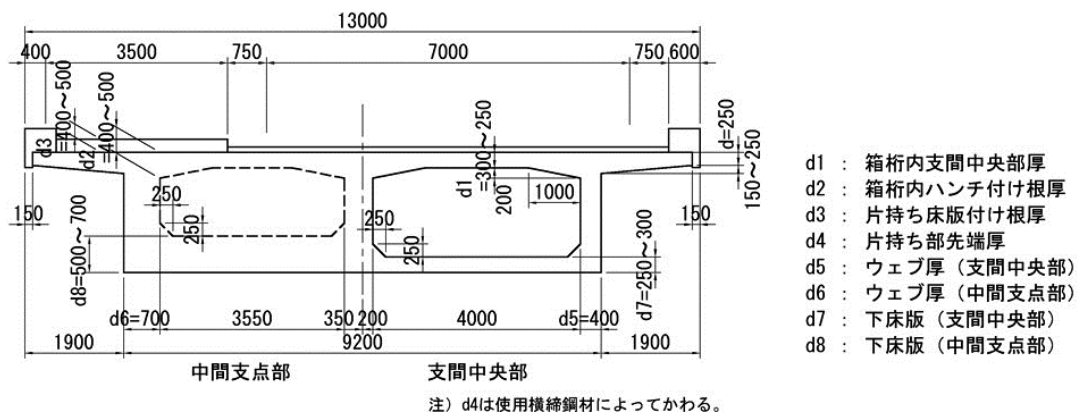


図 2.10.6 標準断面図(例)

表 2.10.2

	R C床版目安値	P C床版目安値
d1	300	250~300
d2	500	400~500
d3	500	400~500
d4	250	250
d5	400	400
d6	600~700	600~700
d7	250~300	250~300
d8	500~700	500~700

(3) 張出し架設, 押出し架設で施工する場合

この工法は架設機能, 架設条件により主桁重量の制約等の断面形状に与える影響が大きいので, 各架設条件を十分考慮して断面選定を行うのがよい。

(4) 構造細目

- 1) PC鋼材の最小本数は、1ウェブあたり5本以上、かつ、各ウェブには同本数を配置する。
- 2) 主鉄筋は、下床版の上下に1段ずつ配置することを原則とする。
- 3) PC床版を有する単純箱桁橋の場合は、横方向鉄筋はD13を標準とし、最小配置間隔は100mmとする。
- 4) 中間横桁及び隔壁は、「道示Ⅲ編 10.4」による。

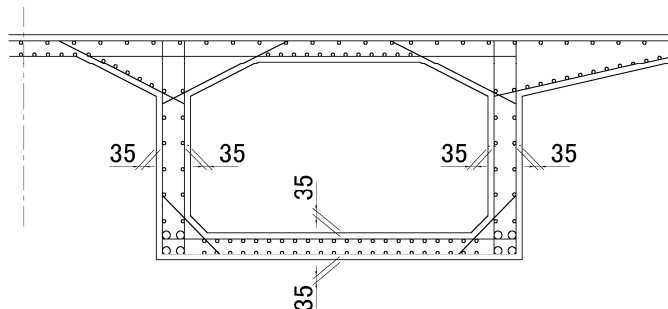


図 2.10.7 PC単純箱桁橋の鋼材配置例

5) 箱桁の水抜き処理

箱桁内部に排水管を設置すると、万が一排水管が損傷した場合、桁内に滞水した水によってコンクリート表面が劣化損傷しやすい。したがって、箱桁内に排水管を設置しないこととする。

やむを得ず箱桁内に排水管や床版水抜き孔の導水管を設置する場合は、箱桁の下床版に排水勾配と通常よりも大きめの径の水抜き孔を設置する。

6) マンホール

緊急時や点検時に箱桁内への進入のために設置するマンホールは、開閉しやすい構造の蓋を設けること。又、箱内に一般者が侵入できないように、マンホール蓋には施錠機能を設けることとする。

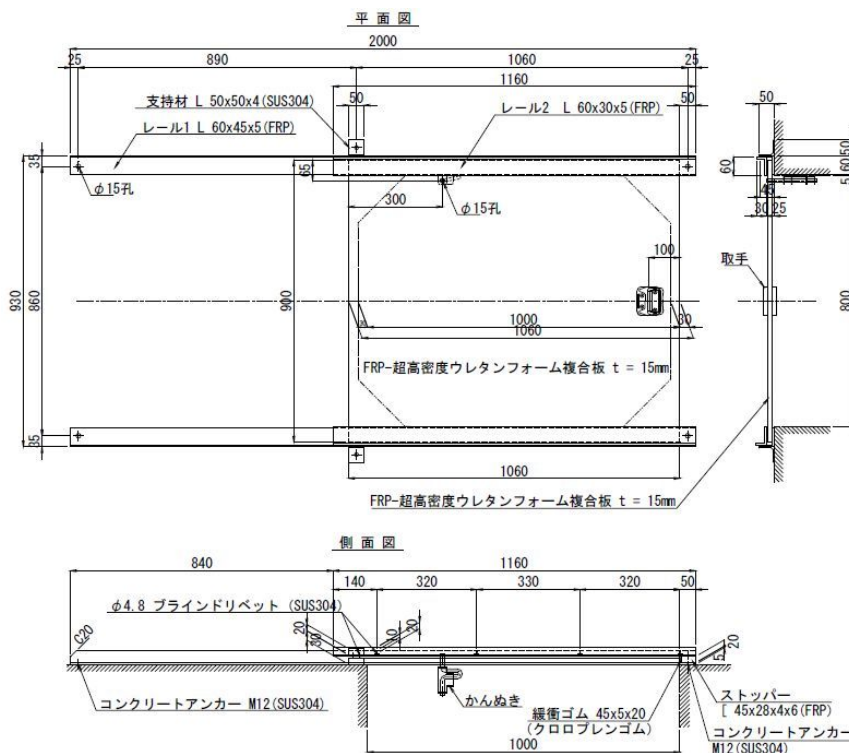


図 2.10.8 マンホール蓋の例

(5) 施工時の留意事項

耐震性の向上を目的とした多径間連続化に対し、以下の設計上の留意点は以下に示す事項を十分検討する必要がある。

1) 張出し架設の場合

- ① 張出し架設の場合、ブロック割が架設作業車の能力と主桁の重量により決定される。橋梁規模・幅員・工期の条件を考慮し、架設作業車（ワーゲン）を選定しブロック割を決定する必要がある。
- ② 不等な支間長の張出し施工の場合、側径間(Ls)と中央径間(Lc)の支間の比 Ls/Lc が0.6より大きくなる場合、設計断面が架設時に決定されない施工手順架設方法を十分配慮して、施工手順に従った設計を行う必要がある。

2) 移動支保工架設の場合

- ① 路線全体として経済的となる施工手順を検討し、設計条件と工事手順に配慮する必要がある。
- ② 連続桁の打継ぎ部は、曲げモーメントが小さくなる付近（一般に支間の1/5程度）に設ける必要がある。

3) 押出し工法の場合

- ① 押出し工法は、平面線形条件、縦断線形条件、橋台背面の施工ヤード条件の適用を十分考慮して、採用決定する必要がある。
- ② 一般的に連続桁に適用する。主桁のすべての断面に正と負のモーメントが生じるため、これに対するプレストレスが必要となるため、架設時に必要なケーブルと施工後に必要なケーブルを外ケーブルで対応することなどの検討を行うとよい。

2.10.4 ラーメン構造による箱桁

(1) 設計一般

連続ラーメン橋の橋脚は、設計荷重作用時及び終局荷重作用時のそれぞれの荷重組合せに対して、部材断面の応力度を照査し、部材が安全であることを確認しなければならない。

なお、地震の影響を含む組合せについては、第5章による。

終局荷重作用時の荷重組合せは、「道示I編3.3」によるものとする。なお、ラーメン橋の耐震設計は、第5章によるものとし、上部構造が初期降伏に至らないことを確認しなければならない。

(2) ラーメン橋の分類

1) 有ヒンジラーメン橋

支間中央にヒンジを有する形式であり、地震時水平力が各橋脚に分散され連続桁より有利であるが、近年、支間中央ヒンジ部の垂れ下がりが生じる変状が問題となっているため、採用しない方が望ましい。

2) Tラーメン橋

2径間のラーメン橋であり、中央の橋脚と桁が剛結され、端支点到可動支承を設ける構造である。谷地形等の地形的制約から採用される場合が多い。

3) 連続ラーメン橋

高橋脚を有する道路橋での採用が増加している形式である。伸縮継手が少なく走行性がよく維持管理上の弱点が少ない。また、地震時水平力を橋脚の剛性に応じて分担でき、支承にかかる費用の削減を含めトータル的に経済性に優れる傾向にある。

(3) 適用支間長と支間割り

連続橋、連続ラーメン橋、有ヒンジラーメン橋など、連続構造の橋に対する構造的に合理的な支間割り
は、側径間長 L_s と中央径間長 L_c の比 L_s/L_c が $0.8\sim 0.7$ 程度である。ラーメン橋の場合は、 L_s/L_c
が 0.6 程度が一般的であり、架設時の条件を十分考慮して支間割りを決定する必要がある。

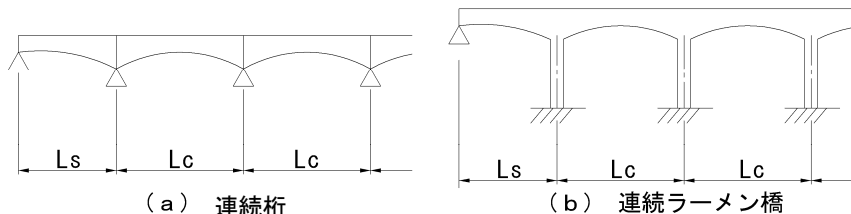


図 2.10.9 連続橋の支間割り

(4) 構造細目

- 1) ラーメン橋柱頭部の補強柱頭部は、地震時に大きな曲げモーメントと同時にせん断力を受け、しかも、この応力が交番するため、斜めひび割れが交差して生じることがある。このようなひび割れは急激な破壊をもたらすので、靱性を増すため十分な帯鉄筋またはスターラップを配置する必要がある。
- 2) ラーメン橋の橋脚軸方向鉄筋の定着

橋脚軸方向鉄筋を主桁へ定着する場合の埋め込み長は、桁下端より桁高の $1/2$ を超えて l_a (=定着長) 以上とする。

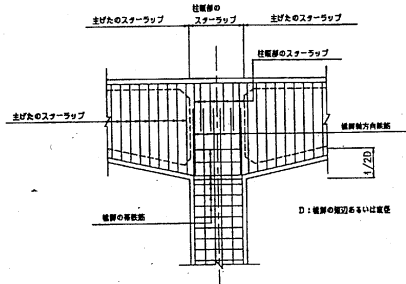


図 2.10.10 結合部の配筋列

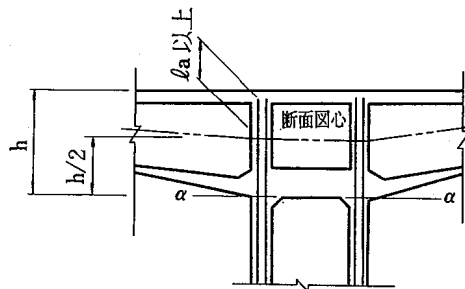


図 2.10.11 橋脚配筋の埋め込み長さ

(設計要領 第二集 橋梁建設編, 8章, H24. 7, NEXCO 総研)

2.10.5 外ケーブル構造による箱桁

(1) 設計一般

外ケーブル構造とは、コンクリート部材の外部にPC鋼材を配置して、これを緊張することにより、部材断面にプレストレスを与える構造(道示Ⅲ編, 1.2)であり、PC鋼材をコンクリート部材の内部に配置する通常の内ケーブル工法と区別される。外ケーブル工法によるPC鋼材は図2.10.12のように配置され、PC鋼材は定着部と偏向部で支持される。外ケーブル工法はウェブ内に配置されていたPC鋼材を外に出すことで部材厚を減少させ、主桁自重の軽量化を図ったものといえる。設計にあたっては、「道示Ⅲ編 13章」による。

なお、外ケーブル構造は内・外ケーブル併用桁に限定し、採用の検討を可能とする(第2章 5.2.1 参照)。

外ケーブルに用いるPC鋼材等については、「道示Ⅲ編 13章」の各条文及びその解説による。なお、外ケーブルに用いるプレグラウトPC鋼材やエポキシ被覆鋼材は、偏向部におけるフレッチング疲労に対する耐久性及び定着具の性能についての検証が必要である。

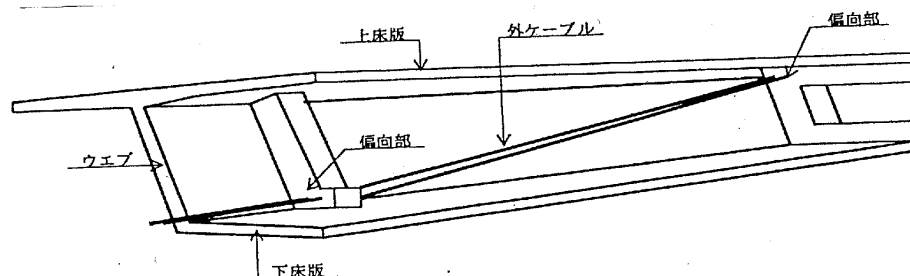


図 2.10.12 外ケーブル構造の例

(2) 適用性

外ケーブル工法は次の場合に適用性がある。

- ・ ウェブ厚を薄くして、上部工重量の低減を図る場合
- ・ プレキャスト部材を用いた桁の場合
- ・ 塩害を受ける腐食環境で、ケーブルの取替えを前提として用いる場合
- ・ 鋼とコンクリートの合成構造にプレストレスを与える場合
- ・ 床版構造へ適用し、支間を拡大する場合（この場合、外ケーブルは桁の下側に配置され、支柱を介して上載荷重を支える形式となる。）
- ・ 腐食しないFRP材等をPCケーブルとして使用する場合
- ・ 架設ケーブルとして一時的に使用する場合
- ・ PC桁を完成後に補強する場合

(3) 検討事項

- ・ 終局耐力を算定する時の外ケーブルの評価方法
- ・ 偏向部の補強方法
- ・ 有効プレストレスの算出方法

2.10.6 プレキャストセグメント方式による箱桁

(1) 設計一般

プレキャストセグメントとは、PC上部構造を橋軸方向又は橋軸直角方向に分割し、架設場所以外の工場又は製作ヤードで製作したコンクリートブロックをいう。

このプレキャストセグメントを架設位置に搬入して接合し、ポストテンション方式のプレストレスにより一体の構造物又は部材を製作する工法をプレキャストセグメント架設工法という。

(2) 適用性

1) 長所

- ① 工場製作工程と現場架設工程を各々に設定することができ、現場での工期を大幅に短縮できる。
- ② 工場又は製作ヤードでの繰返し作業であり、機械化等による省力化、合理化が可能である。
- ③ 工場又は製作ヤードで集中的に製作するので、プレキャストセグメントの品質管理が容易で

ある。

- ④ 製作されたプレキャストセグメントは架設されるまでの期間、ストックヤード等で保管されるため、架設後のコンクリートの乾燥収縮やクリープによる桁の変形が小さくなる。

2) 短所

- ① セグメント継目部で鉄筋が連続しない場合は、部材の設計において、コンクリート引張応力度の制限が一般の部材に比べて厳しくなる。
- ② 製作や架設において大型の設備や機械装置が必要となることが多く、大量のセグメント数や大規模な橋梁でない場合は経済効果が上がらないことがある。

(3) 架設方法の種類

表 2.10.3 架設方法の種類

架設方法の種類	適 用
(1) エレクションガーダー（トラス）による張出し架設	セグメントを架設桁(エレクションガーダー又はエレクショントラス)を用いて、バランスをとりながら張出し架設するので、架設桁を利用して既施工部よりセグメントを送り込むことが可能である。比較的長支間の場合で多径間の橋梁の架設に適用
(2) エレクションノーズによる張出し架設	セグメントをつり込み装置(エレクションノーズ)を用い、バランスをとりながら架設する工法である。通常セグメントはトレーラー又は台船で運搬し、架橋地点直下よりつり上げる工法
(3) スパイバンスパン架設	セグメントを1径間ずつ接合・緊張して架設し次の径間に進む。架設位置に支保工又は架設桁を設け、1径間分のセグメントを並べ、接着剤塗布又は継目部コンクリートを打設した後、プレストレスングにより桁を接合する。この工法は工事規模が大きく、工期短縮を求められる場合に効果があり、比較的中規模径間長で多径間の橋梁の架設に適用される。

3. その他の上部構造

3.1 プレビーム合成桁

3.1.1 設計一般

プレビーム合成桁は、I形断面を有する鋼桁の曲げ変形を利用してコンクリートにプレストレスを導入する、鋼とコンクリートの合成桁である。

所定のそりを与えた鋼桁に荷重を載荷し、引張側（下）フランジのまわりにコンクリートを打設、硬化後、鋼桁に与えた荷重を取り去ることにより、コンクリートにプレストレスを導入する（この状態をプレビームと呼ぶ）。一般的にはこの状態の桁を所定の場所に架設し、その後、ウェブ、横桁、床版コンクリートを打設し、図3.1.1に示すようなプレビーム合成桁が完成する。

桁製作ヤードが確保できない等の現場の施工条件に制約がある場合は、工場でブロック製作したプレビームを現場で連結し、更に接合部のコンクリートに部分プレストレスを導入し一体化する方法がとられる。

以下に一般的な特徴を示す。

- 1) 鋼材とコンクリートの合成の結果により断面剛性が増加し、桁高を低く抑えることができる。
- 2) プレキャスト化により、現場工程が短縮される。
- 3) ブロック施工の場合、工場製作による品質の向上が図れる。

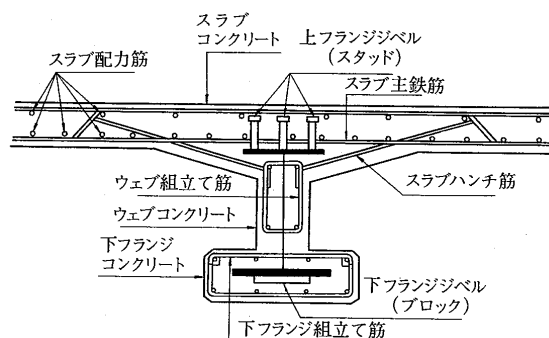


図3.1.1 プレビーム合成桁の断面図

3.1.2 設計上の留意点

(1) 使用材料

設計基準強度を定める際、求められるコンクリート強度が下フランジ部とその他では大きく異なることに配慮する必要がある。又、大きなプレストレスを与えるためには、高張力鋼の使用が望ましい。

(2) 応力計算

応力計算時に考慮すべきコンクリート部材と無視すべきコンクリート部材が、荷重状態により異なる。また、ジベルの合成効果を損なわないために、中立軸位置への配慮も必要である。

設計・施工の詳細については「プレビーム合成げた橋設計施工指針, H9. 7, 国土技術研究センター」を参照するとよい。

3.2 バイプレストレッシング工法

3.2.1 設計一般

バイプレストレッシング工法によるPC桁は、桁高が制限された場合の対応策として用いられる工法である。バイプレストレッシング工法とは、コンクリート部材の引張部PC鋼材を配置して緊張する従来のポストテンション方式と、コンクリート部材の圧縮部にPC鋼材を配置してこれを圧縮するポストコンプレッション方式を併用してプレストレスを与える方式がある。

一般的特徴を以下に示す。

- 1) 桁高を低くできるため、桁下空間を大きくとれる。
(道路橋桁高比 1/32 程度, 歩道橋桁高比 1/40 程度)
- 2) 桁自重を低減できる。

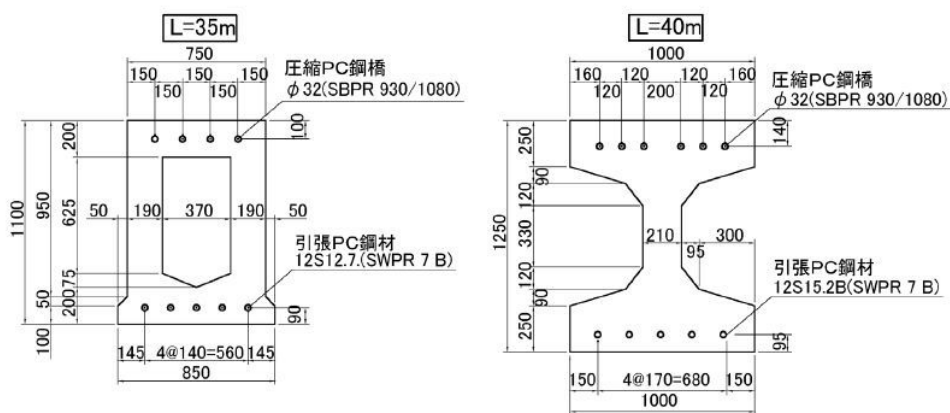


図 3.2.1 桁断面と鋼材配置 (参考図)

3.2.2 設計上の留意点

- (1) 引張PC鋼材のプレストレス量は、圧縮PC鋼材により打ち消される分だけ、従来方式の場合よりも多く設定する必要がある。
- (2) 部材断面の曲げ応力の照査は、引張PC鋼材のプレストレス導入直後、圧縮PC鋼材のプレストレス導入直後、静荷重作用時及び設計荷重時において行わなければならない。

設計・施工の詳細については「バイプレストレッシング工法 設計・施工マニュアル, H16.3, バイプレストレッシング工法協会」を参照するとよい。