

第 11 章 参考資料

	ページ
1. 愛知県統合道路管理システム	11-1
1.1 システム概要	11-1
1.2 システムの全体イメージ	11-1
1.3 橋梁台帳システム	11-3
1.3.1 システム概要	11-3
1.3.2 他システムとの連携イメージ	11-3
1.3.3 システムの機能	11-4
1.4 橋梁点検システム	11-5
1.4.1 システム概要	11-5
1.4.2 他システムとの連携イメージ	11-5
1.4.3 システムの機能	11-5
1.5 アセットマネジメントシステム	11-6
1.5.1 システム概要	11-6
1.5.2 他システムとの連携イメージ	11-6
1.5.3 システム機能	11-7
2. 橋梁予備設計等実施に伴う意見照会について 様式*	11-8
3. 橋梁整備・改築実施計画説明表 (1/3) ～ (3/3) 様式*	11-9
4. 点検調書	11-12
4.1 点検調書 (その 1) ～ (その 11) 様式*	11-12
4.2 国様式点検表 (その 1、2) 様式*	11-23
5. 異常気象時における巡視・点検業務の実施について (1) ～ (3) 様式*	11-25
6. 愛知県橋梁台帳 (1) ～ (3) 及び橋梁管理カルテ 様式*	11-28
7. 橋梁耐震補強 3 箇年プログラム 国土交通省	11-36
7.1 概要	11-36
7.2 橋脚補強	11-36
7.3 落橋防止システムの設置	11-37
7.4 一般的な橋梁における従来工法と緊急対策工法の比較事例	11-38
8. 道路橋の設計水平震度の変遷	11-39
9. 溶接記号	11-48
10. 検査路設計資料	11-53
10.1 総則	11-53
10.1.1 用語の定義	11-53
10.1.2 検査路設置の目的	11-56
10.1.3 検査路の配置計画	11-56
10.1.4 検査路の配置細目	11-61
10.2 検査路の設計	11-75
10.2.1 一般	11-75
10.2.2 基本構造	11-75
10.2.3 設計条件	11-78
10.2.4 構造細目	11-78
10.2.5 防錆防食	11-79
10.3 検査路の維持管理	11-79
10.3.1 維持管理の目的	11-79

10.3.2 維持管理の方法	11-79
10.3.3 維持管理の記録	11-79
10.4 標準構造図	11-80
10.5 数量計算例	11-101
10.6 設計計算例	11-112
11. 火災時点検資料	11-138
11.1 概要	11-138
11.2 異常時点検	11-138
11.2.1 概要	11-138
11.3 詳細点検	11-140
11.3.1 概要	11-140
11.4 部材の被災程度と劣化の関係	11-142
12. 愛知県における補修補強事例集	11-146
13. 補修・補強参考図	11-162
14. RC巻立て工法施工要領（愛知県建設部道路維持課）	11-171
14.1 概要	11-171
14.2 橋脚・基礎の調査	11-172
14.3 軸方向鉄筋の定着アンカー	11-172
14.4 既設橋脚躯体の表面処理	11-175
14.5 組立用アンカーの施工	11-175
14.6 鉄筋フレア溶接継手	11-176
14.7 コンクリート工	11-178
14.8 梁および柱の軸方向鉄筋の継手等	11-180
15. 足場・支保工参考図	11-181
15.1 上部構造	11-181
15.2 下部構造	11-182
16. 鋼桁塗替え用足場防護工参考図	11-183
17. 仮防護柵参考図	11-184
17.1 ガードレール（床版取付タイプ）	11-184
17.2 ガードレール（コンクリート連続基礎タイプ）	11-184
17.3 フェンスタイプ	11-184
18. 近接施工影響評価	11-185

第 11 章 参考資料

1. 愛知県統合道路管理システム

1.1 システム概要

「愛知県社会資本長寿命化基本計画」の内容をもとに、長寿命化計画を実施する際に必要となる意志決定支援ツールとして、道路関連システム（道路台帳、道路台帳平面図システム）、橋梁関連システム（橋梁台帳、点検、アセットマネジメントシステム）、舗装関連システム（舗装維持管理、点検、アセットマネジメントシステム）から構成される「愛知県統合道路管理システム」を構築した。

1.2 システムの全体イメージ

愛知県統合道路管理システムのトップ画面と全体イメージを図 1.2.1 に示す。

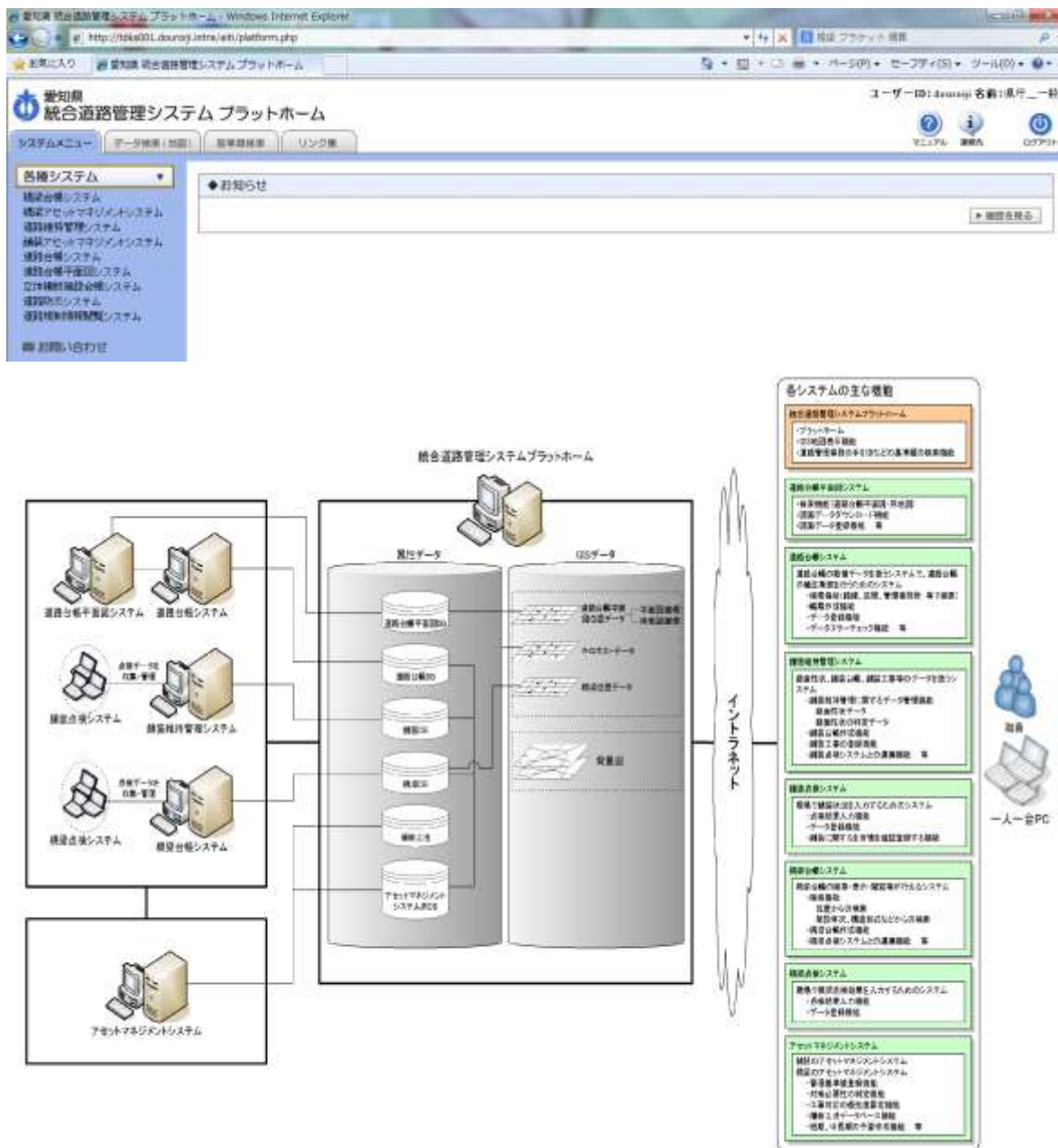


図 1.2.1 システムのトップ画面と全体イメージ

表 1.2.1 対象システムの概要

対象システム	システム概要
統合道路管理システム プラットフォーム	統合道路管理システムの入口となるプラットフォームであり、GIS 機能、各種台帳検索機能を有する。 また、基準類（道路管理事務の手引き等）について、検索、表示、ダウンロードできるとする。
道路台帳システム	道路台帳の数値データを扱うシステムで、道路台帳の補正業務を行うためのシステムである。現在、クライアント・サーバ形式で稼働しており、庁内 LAN を介して、データの更新等を行えるよう、WEB 化システムとして再構築を行う。また、構築にあたっては、アセットマネジメントシステムや橋梁台帳システムなどとの連携を考慮するものとする。
道路台帳平面図システム	平成 17 年度に統合道路管理システムのサブシステムとして、道路台帳平面図システムを構築しており、これをプラットフォームシステムに連携させる。
舗装維持管理システム	現在、既存システムとして、路面性状、舗装台帳、舗装工事等のデータを扱う舗装維持管理システムが稼働している。本業務では、アセットマネジメントシステムと連携可能となるよう WEB システムとして再構築を行う（本システムで取り扱う情報や機能については、アセットマネジメントシステムと調整の上、設定するものとする）。
舗装点検システム	点検担当者が舗装の維持管理上、必要な点検情報等を現地で入力するためのシステムである。ここで取り扱う情報は、舗装維持管理システムにて蓄積・管理するため、当該システムとのデータ連携を図るものとする。
橋梁台帳システム	橋梁台帳の検索・表示・閲覧等が行えるシステムで、現在、各建設事務所でスタンドアロン形式の橋梁台帳システムが稼働している。既存システムはデータ更新等、手作業で実施している部分があり、これを庁内 LAN を介して行えるよう改善を図る。また、アセットマネジメントシステムや道路台帳システムとの連携を考慮し、システム全体の WEB 化を図る。
橋梁点検システム	点検担当者が現場で橋梁点検結果を入力するためのシステムである。橋梁点検情報等のデータは、橋梁台帳システムにて蓄積・管理され、当該システムとのデータ連携を図るものとする。
アセットマネジメントシステム	社会資本長寿命化基本計画の検討成果をもとに構築される、橋梁・舗装を対象としたアセットマネジメントシステムを開発する。

〈システムの構成〉

統合道路管理システムのネットワークは、愛知県で運用されている庁内 LAN を利用する。ネットワーク回線を介して WEB 形式の本システムを多くの職員が利用すると、負荷がかかり、レスポンスが遅くなるなど、操作性が悪くなる可能性がある。このため、システム構成として、各建設事務所（支所を含む）にサーバを設置し、当該事務所データは事務所に設置するサーバで蓄積管理することを基本とする。また、本庁に設置するサーバについては、愛知県全域のデータを管理するものとする。

統合道路管理システムのシステム基本構成を図 1.2.2 に示す。

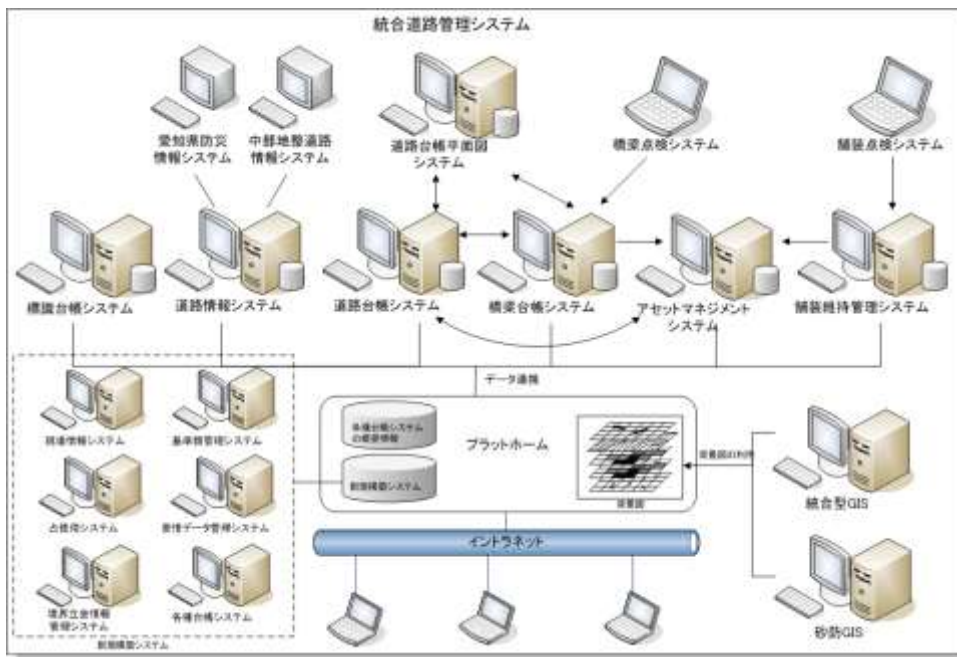


図 1.2.2 統合道路管理システムのシステム構成イメージ

1.3 橋梁台帳システム

1.3.1 システム概要

- (1) 橋梁台帳システムは愛知県が管理する橋梁(計画・事業中を含む)について、関連する図面、台帳、点検情報、補修履歴等の電子データを位置情報と合わせて、Web 上で検索・閲覧可能なシステムである。
- (2) 橋梁点検データは橋梁点検システムと連携し、庁内 LAN を介してデータ登録を行う。
- (3) 将来的には、橋梁諸元情報が橋梁台帳システムに登録されると、道路台帳システムへ反映できるように考慮する。
- (4) 現行の橋梁台帳システムを Web 化することにより、現在のデータ登録作業の効率化を図る。
- (5) 更新前のデータ(橋梁の更新履歴など)は、将来的な必要性検討を行い、必要な履歴を蓄積する。

1.3.2 他システムとの連携イメージ

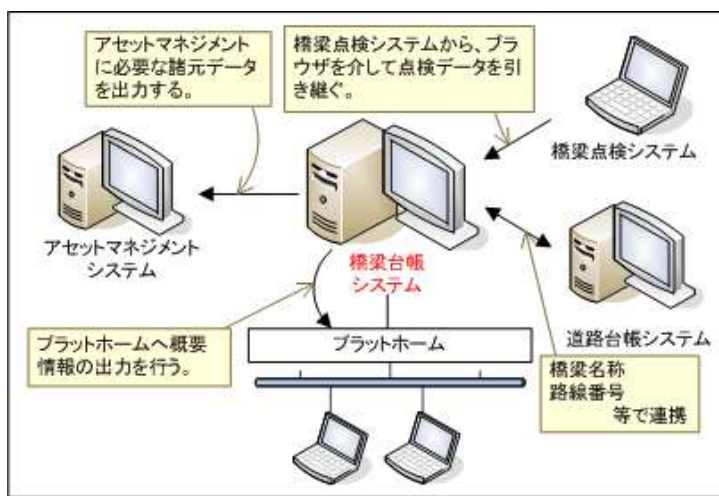


図 1.3.1 他システムとの連携イメージ

1.3.3 システムの機能

橋梁台帳システムの主な機能，機能概要を表 1.3.1 に示す。

表 1.3.1 橋梁台帳システムの主な機能

主な機能	機能概要
1) 検索システム	Web システムとして動作する。
① 位置情報からの検索機能	地図上から橋梁の位置を検索し，諸元情報を表示・参照することができる。
② 橋梁台帳情報検索機能	一人一台パソコンから，橋梁台帳情報を検索・閲覧・ダウンロードすることができる。
③ 統計情報検索機能	「供用年次」「上部工形式」「橋長」等の項目別の橋梁数を検索するなど各種統計処理を行い，処理結果を一覧表示する。
④ グラフ表示機能	選択された集計項目毎にグラフ表示をする。
⑤ 橋梁点検データ検索機能	橋梁点検システムから，引き継いだ点検データを検索・閲覧する。
⑥ 補修履歴情報検索機能	橋梁補修情報を検索・閲覧する。
2) 管理者用システム	Web システムとして動作する。
① データ登録機能	完了橋梁，計画橋梁，事業中橋梁，廃橋の別に「橋梁台帳」「位置」「橋梁カード」「現地写真」「一般図」等のデータを登録する。
② 既存橋梁のデータ修正機能	完了橋梁，計画橋梁，事業中橋梁，廃橋に関する「橋梁台帳」「位置」「橋梁カード」「現地写真」「一般図」等のデータを参照・編集する。
③ 補修情報の登録機能	各橋梁に対しての補修情報を登録する。
④ 点検データの登録機能	橋梁点検データの登録は，橋梁点検システムにて行う。
3) 他システムとの連携機能	
① プラットホームとの連携機能	プラットフォームのデータベースへ概要情報（位置情報付き）を出力する。
② 道路台帳システムとの連携機能	「路線名称」「橋梁名称」等で道路台帳と橋梁台帳のデータを関連付け，当該橋梁が含まれる道路台帳情報を閲覧できる。 橋梁台帳で登録・更新等を行った内容を，道路台帳システム内橋梁テーブルに反映させる。
③ アセットマネジメントシステムとの連携機能	アセットマネジメントシステムで利用するデータを出力する。
④ 橋梁点検システムとの連携機能	橋梁点検システムで管理している情報を橋梁台帳情報と関連付け管理する。

1.4 橋梁点検システム

1.4.1 システム概要

- (1) 橋梁点検システムは、橋梁に係わる現場点検で得られた点検結果（損傷の位置、状況、現場写真など）を効率よく、データ登録するためのシステムである。登録データは、橋梁点検システムを経由して、橋梁台帳システムにて蓄積管理され、点検時期、損傷内容、損傷位置等のデータから検索・閲覧することができる。
- (2) システムの運用方法として、橋梁点検システム（ソフトウェア）をモバイル端末（ノートパソコン等）にインストールして、データ入力作業を行うことを想定している。
- (3) モバイル端末（ノートパソコン等）を現場へ携帯し、点検データの入力を行う。入力された点検データファイルを橋梁台帳システムにデータ登録を行う（橋梁点検システムは、橋梁台帳システムへデータ転送する機能を有する）。
- (4) 通常は、モバイル端末（ノートパソコン等）によるデータ入力を基本とするが、点検データを入力したファイル（所定のデータフォーマットの Excel ファイル等）を読み込むことにより、橋梁点検システムにデータ登録することができる仕様とする。
- (5) 過去データ（点検・対策履歴など）は、将来的な必要性検討を行った上で、必要なデータについて蓄積・管理を行うものとする。

1.4.2 他システムとの連携イメージ

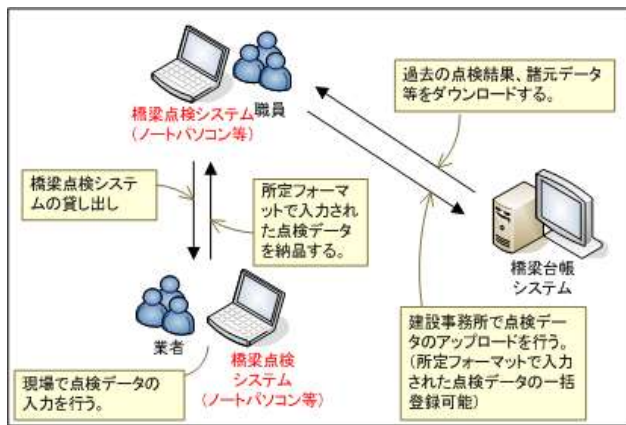


図 1.4.1 統合道路管理システムのシステム構成イメージ

1.4.3 システムの機能

橋梁点検システムの主な機能，機能概要を表 1.4.1 に示す。

表 1.4.1 橋梁点検システムの主な機能

主な機能	機能概要
1) モバイル端末（ノートパソコン等）用の橋梁点検入力機能	点検担当者（点検業者等）がモバイル端末（ノートパソコン等）を現地へ携帯し、端末上で点検情報を入力するための機能、Windows X P 上で動作することを基本とする。
2) 橋梁点検入力シートによるデータ登録機能	点検データの一括入力が行えるよう、点検入力シート（所定フォーマットの Excel ファイル等）を用いて、橋梁点検システムへ登録する機能。
3) 橋梁点検システムへのダウンロード機能	橋梁台帳システムで蓄積・管理される橋梁諸元情報等を橋梁点検システムへダウンロードする機能。
4) 橋梁台帳システムへのアップロード機能	点検業者が橋梁点検システムを用いて、入力した点検データを橋梁台帳システムにデータ登録する機能。なお、本データはアセットマネジメントシステムで利活用される。

1.5 アセットマネジメントシステム

1.5.1 システム概要

- (1) 本システムは、長寿命化計画を実施する際に必要となる意志決定支援ツールであり、橋梁、舗装の 2 つの工種を対象とする。
- (2) 本システムで取り扱う情報は、橋梁台帳システム、舗装維持管理システム、道路台帳システム等の関連システムと連携し、データの授受を行う。
- (3) 本システムの機能は、本庁道路維持課と建設事務所での役割の違いにより、使用する機能が異なる（詳細はシステム機能を参照のこと）。
- (4) 長寿命化計画を実行する上では、特に重要となる、管理目標の設定から、中長期維持管理計画シミュレーションに至る PDCA サイクルを反映したシステムロジックを作成する。
- (5) システムロジックは、点検結果と劣化予測結果との関係や、対策率と予算の変動（計画と実績をシミュレーション）などのシミュレーションに基づく条件設定が可能なものとする。
- (6) ロジック検討では、状態に応じた対策工法、工事費用、工事数量の算定方法などの検討を行い、その結果をシステムに反映する。
- (7) 日常的な現地点検と路面性状調査、橋梁点検などの定期点検結果との整合、対策の必要性判定など、職員が活用する上で実務に即した、実用的なロジック検討を行い、システムに反映する。
- (8) 過去のデータ（点検、対策、変更履歴など）類は、将来的な必要性検討行い、必要なデータを蓄積する。

1.5.2 他システムとの連携イメージ

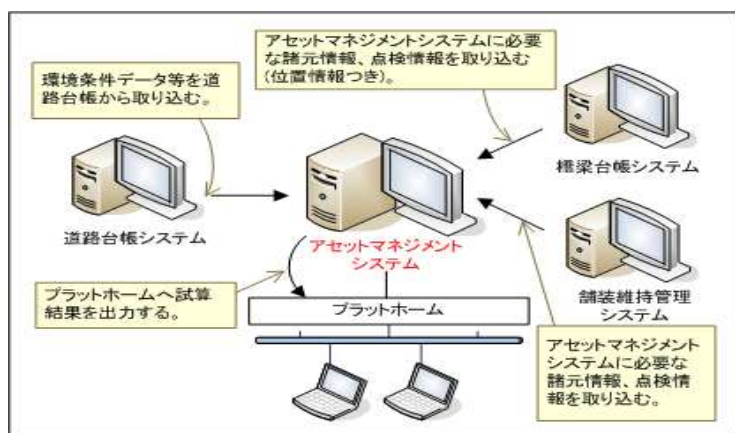


図 1.5.1 他システムとの連携イメージ

1.5.3 システム機能

(1) 道路維持課システムの主な機能概要

道路維持課システムの主な機能概要を表 1.5.1 に示す。

表 1.5.1 道路維持課システムの主な機能

主な機能		機能概要
道路維持課	1)管理指標・管理水準の登録機能	新点検要領に沿って各種損傷の状態区分（橋梁点検システム）について、構造特性や環境特性（橋梁台帳システム）に応じた対策の必要性区分を対応付けたリストを表示する機能。
	2)劣化予測機能	蓄積された損傷状態と経過年数（橋梁点検システム）を入力とし、構造特性や環境特性（橋梁台帳システム）でグルーピングし劣化予測式を作成する機能。
	3)点検結果の集計・分析機能	点検結果の集計機能。集計は、橋梁種別、路線別などで表示する。
	4)中長期予算計画の集計・分析機能	劣化予測のグルーピングのLCCを求め、LCCからマクロ的に中長期予算計画を作成する。
	5)中長期予算シミュレーション機能	予算上限を任意に設定して、年度ごとの必要予算は上限値で次年度へ先送りされる計算を行なう。
	6)優先度評価機能	建設事務所が作成する単年度事業計画のデータを入力とし、橋梁の重要度や劣化進行度などに応じて、優先度を評価する機能。
	7)資料作成支援機能	予算要求書として、単年度事業と必要予算リスト、橋梁全体の中長期予算計画のグラフ、対応する対策の必要性割合の推移グラフ等を表示する機能。 各建設事務所への予算配分結果や各建設事務所の精算調書等を表示する機能。

(2) 建設事務所システムの主な機能概要

建設事務所システムの主な機能概要を表 1.5.2 に示す。

表 1.5.2 建設事務所システムの主な機能

主な機能		機能概要
建設事務所	1)対策の必要性評価機能	損傷状態（橋梁点検システム）を入力とし、構造特性や環境特性（橋梁台帳システム）などに応じて、対策の必要性を判定する機能。判定結果を集計してグラフを表示する機能。
	2)劣化予測機能	（道路維持課と同様）
	3)補修工法案の抽出機能	対策の内容・費用・時期・耐用年数などから構成される対策工法データベースを作成する。 予測された将来の状態（劣化予測機能）を入力とし、適用できる補修工法を「対策工法データベース」からデータ抽出し、対策のシナリオを計算する機能。
	4)LCC分析機能	対策のシナリオ、LCC評価期間等を入力とし、評価期間内に発生する費用と時期及びその累積（LCC）を計算、グラフ表示する機能。
	5)中長期予算計画のシミュレーション機能	予算上限を任意に設定でき、年度ごとに必要な対策費との関係をグラフ表示する機能。
	6)優先度評価機能	対策が必要と判定された損傷データ（橋梁点検システム）を入力とし、橋梁の重要度（橋梁台帳システム）などの優先度係数に応じて、部材別に優先度を求める。また合わせて、対策費用を表示する。
	7)工事調整支援機能	同一橋梁内において、足場や交通対策費など重複する工種を調整する機能。
	8)資料作成支援機能	予算要求書として、単年度事業と必要予算リスト、中長期予算計画のグラフ、対応する対策の必要性割合の推移グラフ等を表示する機能。 精算調書等を作成し、表示する機能。

2. 橋梁予備設計等実施に伴う意見照会について 様式※

橋梁予備設計等実施に伴う意見照会について(対象橋梁一覧)

平成 年 月 現在	〇〇建設事務所									
番号	橋梁名	橋梁形式	路線名	箇所	橋長(m)	幅員(m)	全体事業費 (千円)	H〇〇事業費 (千円)	H〇〇事業内容	橋梁予備設計期間
1	(例) 〇〇〇橋	2径間連結プレテンT桁 3径間連結プレテン床版橋 2径間連結プレテンT桁	〇〇〇〇線	〇〇市	130.00	11.40				H〇〇~H〇〇

* 橋梁予備設計段階の事業箇所を選定。(公共、単県、区画整理や河川事業、企業庁開発関連等、将来県管理となるものも対象。)
* その他、事業計画段階にあり、維持管理時の課題を設計内容に反映可能な事業箇所を選定。(詳細は、平成20年4月30日、20都整号外、20道建号外通知参照)

愛知県 橋梁整備・改築実施計画説明表 (2/3)

側面図

横断面図

平面図

愛知県 橋梁整備・改築実施計画説明表 (3/3)

<p>現況写真 (架橋位置側面)</p>	<p>現況写真 (起点側取付道路)</p>
<p>現況写真 (架橋位置正面)</p>	<p>現況写真 (終点側取付道路)</p>

4. 点検調書

4.1 点検調書（その1）～（その11）様式※

点検調書（その1） 橋梁の諸元と総合検査結果									
フリガナ 橋梁名				起点側	終点側	橋梁ID	-		
所在地				緯度	経度				
路線名				事務所	交差物件				
測点	自	至	路線番号	調査更新年月日		平成	年	月	日
			道路種別	最新点検年月日		平成	年	月	日
完成年月日	昭和	年	月	日	橋長(m)	径間数		橋種	調査年
上部構造形式	橋台 橋脚		上部構造材料		基礎形式		交通条件		年 台
下部構造形式	橋台 橋脚		下部構造材料		基礎形式		交通条件		交通量
適用示方書	全幅員(m)		有効幅員(m)	歩道幅(m)	車道幅(m)	車道幅(m)	車道幅(m)	中央帯(m)	大型混入率
活荷重・等級	幅員(m)		歩道幅(m)	車道幅(m)	車道幅(m)	車道幅(m)	中央帯(m)	中央帯幅員(m)	荷重制限
健全度(部材単位)									
健全度(橋単位)		主桁		橋桁		床版		下部構造	
健全度(橋単位)		主桁		橋桁		床版		下部構造	
修繕総費用(千円)									
直接工事費(合計)		足場等 直接工事費		その他 諸経費		修繕費用 (総計)			
総合検査結果									

点検調書(その3) 現地状況写真									
橋梁ID		橋梁ID		橋梁ID		橋梁ID		橋梁ID	
緯度		緯度		緯度		緯度		緯度	
経度		経度		経度		経度		経度	
起点側		終点側		終点側		終点側		終点側	
写真番号		径間番号		撮影年月日		撮影年月日		撮影年月日	
自		測点		自		至		至	
至		至		至		至		至	
写真番号		径間番号		撮影年月日		撮影年月日		撮影年月日	
径間番号		径間番号		径間番号		径間番号		径間番号	
写真説明		写真説明		写真説明		写真説明		写真説明	
写真番号		径間番号		撮影年月日		撮影年月日		撮影年月日	
径間番号		径間番号		径間番号		径間番号		径間番号	
写真説明		写真説明		写真説明		写真説明		写真説明	
現地状況写真									

点検調書(その6) 損傷写真										橋梁ID	
橋梁名		経間番号		起点側		終点側		緯度経度		-	
フリガナ		路線名		事務所		交差物件		緯度		経度	
所在地		測点		路線番号		圖書更新年月日		緯度		経度	
自 至		自 至		写真番号		最新点検年月日		緯度		経度	
写真番号		径間番号		撮影年月日		写真番号		径間番号		撮影年月日	
部材名		要養番号		メモ		部材名		要養番号		メモ	
損傷の種類		損傷程度		損傷の種類		損傷の種類		損傷程度		損傷程度	
損傷写真											
写真番号		径間番号		撮影年月日		写真番号		径間番号		撮影年月日	
部材名		要養番号		メモ		部材名		要養番号		メモ	
損傷の種類		損傷程度		損傷の種類		損傷の種類		損傷程度		損傷程度	

4.2 図様式点検表 (その1、2) 様式※

橋梁名・所在地・管理者名等		緯度		経度	
橋梁名	所在地	起点側			
(フリガナ)					
管理者名	路下条件	代替路の有無	自専道or一般道	緊急輸送道路	占用物件(名称)
	点検実施年月日				

部材単位の診断(各部材毎に最悪値を記入)					
点検時に記録			点検責任者		
部材名	判定区分 (I~IV)	変状の種類 (II以上の場合に記載)	備考(写真番号、 位置等が分かる ように記載)	措置後の 判定区分	変状の種類
上部構造					措置及び判定 実施年月日
主桁					
横桁					
床版					
下部構造					
支承部					
その他					

道路橋毎の健全性の診断(判定区分I~IV)	
点検時に記録	
(判定区分) (所見等)	措置後に記録 (再判定年月日)

全景写真(起点側、終点側を記載すること)	
架設年次	橋長 幅員

※架設年次が不明の場合は「不明」と記入する。

様式(その2)

状況写真(損傷状況)
○部材単位の判定区分がⅡ、Ⅲ又はⅣの場合には、直接関連する不具合の写真に記載のこと。
○写真は、不具合の程度が分かるように添付すること。

【判定区分: 】	【判定区分: 】
【判定区分: 】	【判定区分: 】

5. 異常気象時における巡視・点検業務の実施について (1) ~ (3) 様式*

様式-1

異常気象時における巡視・点検業務の実施について

事務所名:

巡視対象市町村	巡視対象路線	巡視開始時間	巡視実施原因	備考
市・町・村	全路線・一部路線	月 日 時 分	豪雨	
	路線名		震度:	
市・町・村	全路線・一部路線	月 日 時 分	豪雨	
	路線名		震度:	
市・町・村	全路線・一部路線	月 日 時 分	豪雨	
	路線名		震度:	

異常気象時における巡視の結果について

様式-2

事務所名：

番号	路線名	巡視区間	巡視完了日時	通行規制の有無	通行規制ありの場合				備考
					区間	通行規制区間の被害状況	道路啓閉作業	復旧見込み日時	
		付近から 付近まで	月 日 時 分	通行止め・大型車規制・片側交互	付近から 付近まで	橋梁被害・崩土・ 路側決壊等	既着手・ 未着手	月 日 時 分	

耐震対策台帳

項目	(7)カ) 橋名	路線名	事業主体	施工主体	管理事務所	橋梁ID	0-0	橋長		有効幅員		径間数		上部工適用方書		下部工適用方書		緊急輸送路指定		液状化判定値		活断層判定								
								m	m	m	m	種	別	種	別	種	別	種	別	種	別	種	別	種	別	種	別	種	別	
一般事項		00						00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00						
上部工対策状況	落橋防止装置	種別	構造	適用方書	施工年度	施工業者	工事費 (百万円)	特記事項	上部構造		H8 道路防災総点検		河川・道路・鉄道等名称		河川・道路・鉄道等名称		河川・道路・鉄道等名称		河川・道路・鉄道等名称		河川・道路・鉄道等名称		河川・道路・鉄道等名称							
									落橋防止構造		橋軸		変位制限構造		橋軸直角		けたかかり長		対策済橋脚数		補強形式		適用方書		補強部位		施工年度		施工業者	
									全橋脚数		支承		区分		支承		補強形式		適用方書		補強部位		施工年度		施工業者		工事費 (百万円)		特記事項	
									全橋脚数		支承		区分		支承		補強形式		適用方書		補強部位		施工年度		施工業者		工事費 (百万円)		特記事項	
下部工対策状況		支承		区分		支承		補強形式		適用方書		補強部位		施工年度		施工業者		工事費 (百万円)		特記事項		特記事項								

様式-1
管内における調査概要

調査年度: 調査年度
調査年度: 調査年度

(1) 全橋架数、橋種

橋種(構造)	橋種(材料)
鋼橋	PC
RC橋	RC
RC造	その他
その他	

全橋架数: 15m未満
15m以上

(2) 橋本社の種類及び対岸区分の特定経路架数

安全性	橋架数	対岸区分	特定経路架数
I	A	II	C2
II	B	IV	E1
	O1	SI	E2
	M	S2	

(3) 支用点架架数・予定架数

2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019
架架数										
15m以上										
15m未満										

2 管理における主要課題

(1) 運やかな橋修が必要な橋架の位置図

橋架ID	橋架性	対岸区分
路線名	の診断	
橋架名	箇所	主要箇所/その他

3 結果の位置図

運やかな橋修が必要な橋架の位置図

名社

7. 橋梁耐震補強 3 箇年プログラム 国土交通省

7.1 概要

平成 17 年 3 月に、国土交通省により新潟県中越地震の発生や、東海地震、東南海・南海地震、首都直下地震等の大規模地震の逼迫性が指摘されていることを踏まえ、緊急輸送道路、新幹線の高架橋及び新幹線、高速道路を跨ぐ跨線橋、跨道橋について、平成 19 年度までの 3 箇年で重点的に耐震補強を実施するため、「橋梁耐震補強 3 箇年プログラム」が策定された。

本プログラムでは、兵庫県南部地震と同程度の地震動に対しても落橋等の甚大な被害を防止し、緊急輸送道路としての機能を確保するため、早急に橋梁の耐震補強を進めることが目的とされた。

本プログラムにおける耐震補強の対象は、昭和 55 年道路橋示方書・同解説（以下「道示」という。）よりも古い基準を適用した橋梁のうち、以下の①～⑥に該当する構造を有する橋が基本とされている。これは、兵庫県南部地震を含む既往の地震における橋梁の被災経験に基づき、特に優先的に実施する必要のある重要な対策箇所として選定されている。なお、第 2 次あいち地震対策アクションプラン（平成 19～26 年度）においては、本プログラムの考えに基づいて対象橋梁を選定し耐震補強を進めている。

(1) 橋脚補強の対象構造

- ① 段落し部のある鉄筋コンクリート製単柱橋脚
- ② 鋼製単柱橋脚
- ③ 連続橋の段落し部のある鉄筋コンクリート製固定橋脚

(2) 落橋防止システム設置の対象構造

- ④ 両端が橋台でない単純桁
- ⑤ ゲルバー桁
- ⑥ 流動化の影響を受ける可能性のある連続桁

本プログラムにある耐震補強マニュアル（案）では、近年、大規模地震の逼迫性が指摘されていることを踏まえ、地震発生時において救急・救援活動や緊急物資の輸送等において重要な役割を果たす緊急輸送道路について、ネットワークとしての機能を早急に確保するため、平成 17 年度から 19 年度の 3 箇年で、橋梁の耐震補強を緊急的かつ重点的に推進する観点から、施工性等も勘案して、当面必要とする対策を示した。

7.2 橋脚補強

表 7.2.1 鉄筋コンクリート製橋脚の補強工法

施工条件	右記以外	陸上部施工などコスト縮減が図れる場合	補強対策部位が常時水中など特殊な条件の場合
工法	繊維材巻立て工法※	鉄筋コンクリート巻立て工法等	上部構造慣性力の分散化（免震化を含む）等

※繊維材巻立て工法により、段落し部の補強を優先的・限定的に実施した。

表 7.2.2 鋼製橋脚の補強工法

施工条件	右記以外	補強対策部位が常時水中など特殊な条件の場合
工法	コンクリート充填等	上部構造慣性力の分散化（免震化を含む）等

7.3 落橋防止システムの設置

下記を基本として工法を選定した。

1) 設置する落橋防止システムは、表 7.3.1 に示す対策工法を基本とした。

表 7.3.1 設置する落橋防止システム

上部構造形式	両端が橋台でない 単純桁	ゲルバー桁	流動化の影響を受ける※ 可能性のある連続桁
対策工法	対策①	<ul style="list-style-type: none"> ゲルバー桁端部 →対策② ゲルバー桁端部以外 →対策① 	対策①

対策①：2連の上部構造を相互に連結する構造（図7.3.1（A）），
上部構造と下部構造を連結する構造（図7.3.1（B）），
上部構造及び下部構造に突起を設ける構造のうち、いずれかとした。

対策②：2連の上部構造を相互に連結する構造（図7.3.1（A））とした。

（※）流動化の影響を受ける場合とは、道示V耐震設計編（H14.3）8.3による。判定が困難な場合は、水際線から100m以内の範囲にある地盤で、かつ、過去における液状化記録、または、微地形分類に基づき液状化の発生可能性が高い条件に該当する場合としてよいとした。

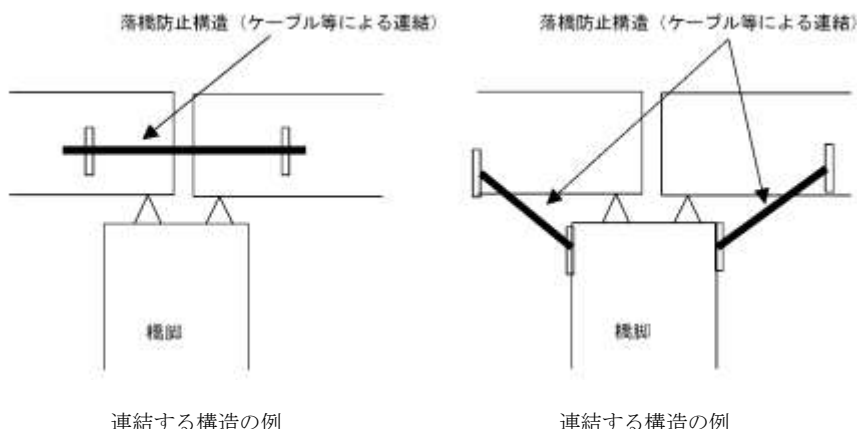


図 7.3.1 落橋防止構造の例

2) 対象橋梁が道示V耐震設計編（H14.3）16.5に該当する斜橋・曲線橋の場合には、図7.3.2のように橋軸方向に対する落橋防止構造に加えて桁端部において橋軸直角方向に変位制限構造（突起を設ける構造等）を設置することとした。

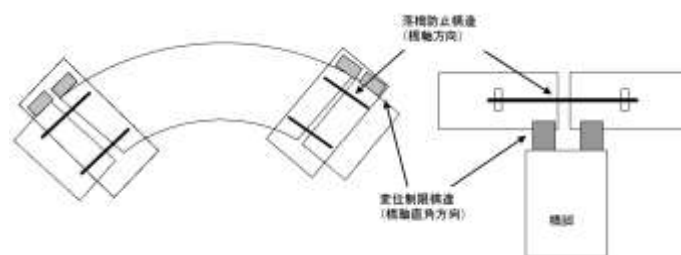


図 7.3.2 斜橋・曲線橋の場合に設置する落橋防止システムの例

3) 落橋防止システムの設置については、対策工法として、「けたかかり長の確保」よりも「落橋防止構造の設置」(表 7.3.1)を優先することを基本としたが、上部構造にアンカーが定着できない構造の場合など「落橋防止構造の設置」が困難な場合は、「けたかかり長の確保」による対策を検討することとした。

なお、対象橋梁のうち、老朽橋については、構造特性等によっては橋脚の補強や落橋防止システムの設置が不適当な場合も考えられるため、必要に応じて学識経験者の意見を聴取して、応急的措置や橋梁架替等も含めて幅広に必要な措置を検討し、プログラムの期間内に可能な範囲で必要な措置を行うよう努めることとした。

7.4 一般的な橋梁における従来工法と緊急対策工法の比較事例

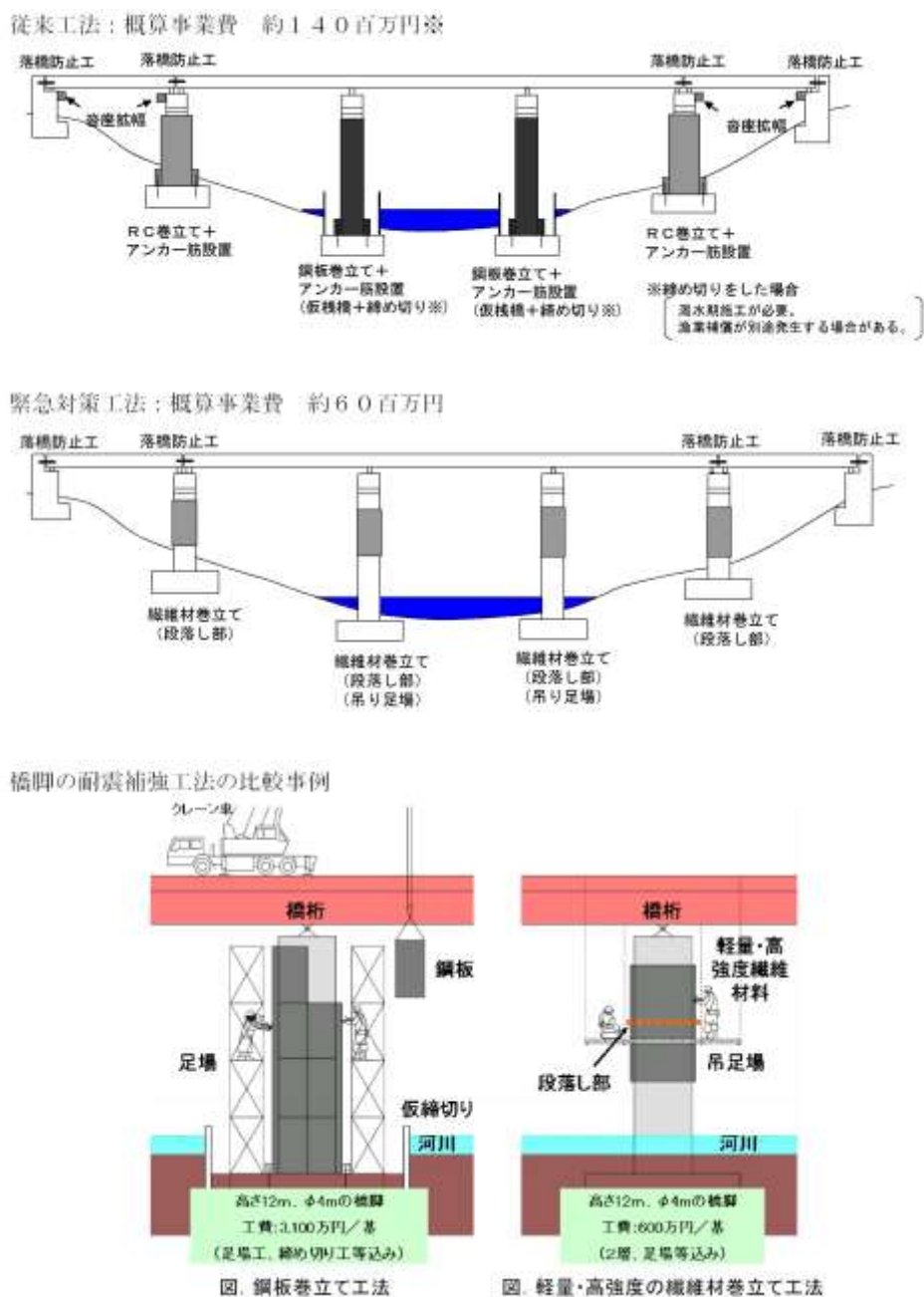
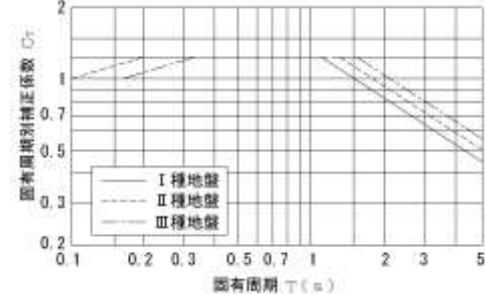
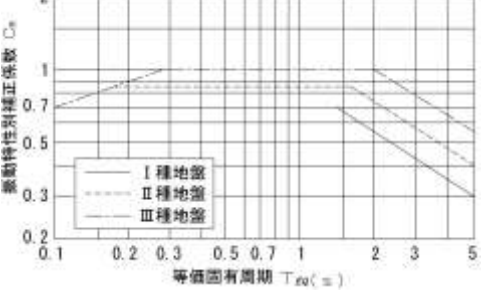
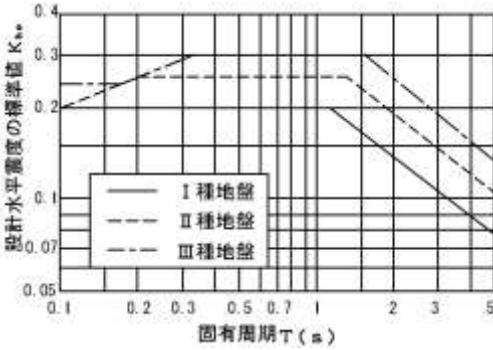
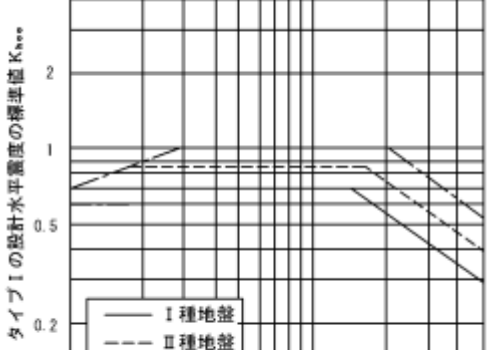
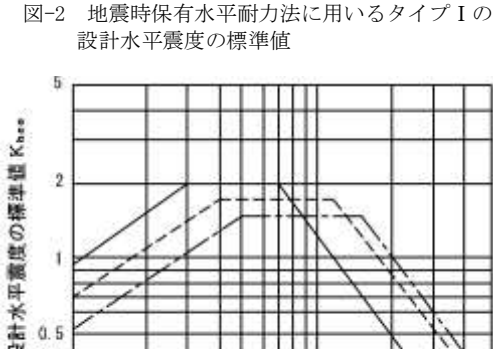


図 7.4.1 従来工法と緊急対策工法の比較事例

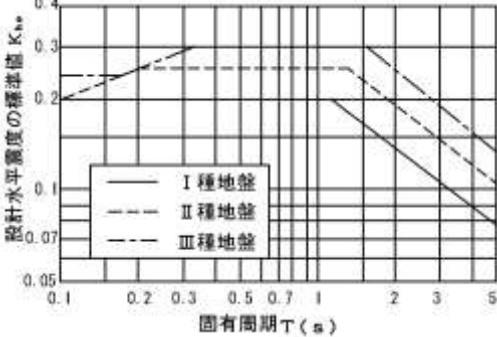
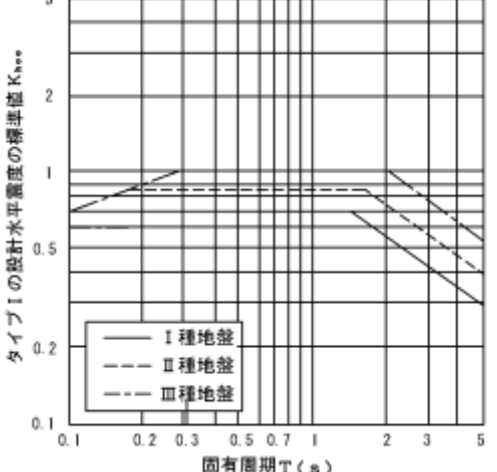
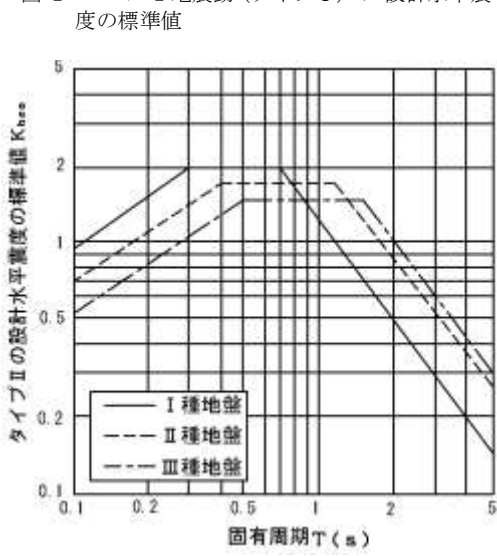
8. 道路橋の設計水平震度の変遷

制定年	規定名	設計水平震度の規定																
1926年 (大正15年)	道路構造に関する細則案	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>沖積層</th> <th>洪積層</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>古来しばしば大地震に遭遇せし地域</td> <td>0.30</td> <td>0.20</td> </tr> <tr> <td>大地震の記録ある地域</td> <td>0.25</td> <td>0.15</td> </tr> <tr> <td>大地震の記録なき地域</td> <td>0.20</td> <td>0.10</td> </tr> </tbody> </table>		沖積層	洪積層	古来しばしば大地震に遭遇せし地域	0.30	0.20	大地震の記録ある地域	0.25	0.15	大地震の記録なき地域	0.20	0.10				
	沖積層	洪積層																
古来しばしば大地震に遭遇せし地域	0.30	0.20																
大地震の記録ある地域	0.25	0.15																
大地震の記録なき地域	0.20	0.10																
1939年 (昭和14年)	鋼道路橋設計示方書案	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>沖積層</th> <th>洪積層</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>古来しばしば大地震に遭遇せし地域</td> <td>0.40</td> <td>0.15</td> </tr> <tr> <td>古来大地震に遭遇せし地域</td> <td>0.30</td> <td>0.13</td> </tr> <tr> <td>その他の地域</td> <td>0.20</td> <td>0.10</td> </tr> </tbody> </table>		沖積層	洪積層	古来しばしば大地震に遭遇せし地域	0.40	0.15	古来大地震に遭遇せし地域	0.30	0.13	その他の地域	0.20	0.10				
	沖積層	洪積層																
古来しばしば大地震に遭遇せし地域	0.40	0.15																
古来大地震に遭遇せし地域	0.30	0.13																
その他の地域	0.20	0.10																
1956年 (昭和31年)	鋼道路橋設計示方書案	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>軟弱地盤</th> <th>やや良好な地盤</th> <th>良好な地盤</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>しばしば大地震が起こった地域</td> <td>0.35~0.30</td> <td>0.30~0.20</td> <td>0.20~0.15</td> </tr> <tr> <td>大地震が起こったことのある地域</td> <td>0.30~0.20</td> <td>0.20~0.15</td> <td>0.15~0.10</td> </tr> <tr> <td>その他の地域</td> <td>0.20</td> <td>0.15</td> <td>0.10</td> </tr> </tbody> </table>		軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤	しばしば大地震が起こった地域	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15	大地震が起こったことのある地域	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10	その他の地域	0.20	0.15	0.10
	軟弱地盤	やや良好な地盤	良好な地盤															
しばしば大地震が起こった地域	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15															
大地震が起こったことのある地域	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10															
その他の地域	0.20	0.15	0.10															
1971年 (昭和46年)	道路橋耐震設計指針	<p>設計水平震度：$Kh=v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_0$</p> <p>$k_0$：標準設計水平震度 (=0.2) v_1：地域別補正係数 (=1.00, 0.85, 0.70) v_2：地盤別補正係数 (=0.9, 1.0, 1.1, 1.2) v_3：重要度別補正係数 (=1.0, 0.8)</p> <p>修正震度法における設計水平震度：$Khm=\beta Kh$ (橋脚高さ 25m 以上) β：構造物の固有周期による補正係数</p>																
1980年 (昭和55年)	道路橋示方書耐震設計編	<p>1971年道路橋耐震設計指針と基本的には同一。主な改訂点は以下のとおり。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 地域区分の境界線を変更した。 2) 地盤種別は地盤の特性値によるものとした。 3) 修正震度法の適用範囲を橋脚高さ 15m 以上とした。 4) 修正震度法に β について短周期側でのすりつけを考慮した。 																

制定年	規定名	設計水平震度の規定																														
1990年 (平成2年)	道路橋示方書 耐震設計編	<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;">  <p style="text-align: center;">固有周期 T (s)</p> </div> <div style="width: 50%;"> <p>設計水平震度： $Kh = C_Z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_R \cdot Kh_0$ Kh_0: 標準設計水平震度 (=0.2) C_Z: 地域別補正係数 (=1.0, 0.85, 0.7) C_G: 地盤別補正係数 (=0.8, 1.0, 1.2) C_I: 重要度別補正係数 (=1.0, 0.8) C_R: 固有周期別補正係数 (左図参照)</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;">  <p style="text-align: center;">等価固有周期 T_{av} (s)</p> </div> <div style="width: 50%;"> <p>地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度： $Khc = C_Z \cdot C_I \cdot C_R \cdot Khc_0$ Khc_0: 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値 (=1.0) C_Z: 地域別補正係数 (=1.0, 0.85, 0.7) C_I: 重要度別補正係数 (=1.0, 0.8) C_R: 振動特性別補正係数 (左図参照)</p> </div> </div>																														
1996年 (平成8年)	道路橋示方書 耐震設計編	<p style="text-align: center;">耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">耐震設計で考慮する地震動</th> <th colspan="2">目標とする橋の耐震性能</th> <th colspan="2">耐震計算法</th> </tr> <tr> <th>重要度が標準的な橋 (A種の橋)</th> <th>特に重要度が高い橋 (B種の橋)</th> <th>静的解析法</th> <th>動的解析法 (地震時の挙動が複雑な橋)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">橋の供用期間中に発生する確率が高い地震度動</td> <td colspan="2">健全性を損なわない</td> <td>震度法</td> <td rowspan="2">時刻歴応答解析法 応答スペクトル法</td> </tr> <tr> <td>橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動</td> <td> タイプ I の地震動 (プレート境界型の大規模な地震) タイプ II の地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震) </td> <td>致命的な被害を防止する</td> <td>限定された損傷にとどめる</td> <td>地震時保有水平耐力法</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">重要度の区分</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>構造・機能 道路種別等</th> <th>複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置づけや当該道路の利用状況等から特に重要な橋、高架の道路等</th> <th>左記以外の橋等</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>高速自動車道 都市高速道路 指定都市高速道路 本州四国連絡道路 一般国道</td> <td>特に重要度が高い橋 (B種の橋)</td> <td>特に重要度が高い橋 (B種の橋)</td> </tr> <tr> <td>都道府県道 市町村道</td> <td>特に重要度が高い橋 (B種の橋)</td> <td>重要度が標準的な橋 (A種の橋)</td> </tr> </tbody> </table>	耐震設計で考慮する地震動		目標とする橋の耐震性能		耐震計算法		重要度が標準的な橋 (A種の橋)	特に重要度が高い橋 (B種の橋)	静的解析法	動的解析法 (地震時の挙動が複雑な橋)	橋の供用期間中に発生する確率が高い地震度動		健全性を損なわない		震度法	時刻歴応答解析法 応答スペクトル法	橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動	タイプ I の地震動 (プレート境界型の大規模な地震) タイプ II の地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)	致命的な被害を防止する	限定された損傷にとどめる	地震時保有水平耐力法	構造・機能 道路種別等	複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置づけや当該道路の利用状況等から特に重要な橋、高架の道路等	左記以外の橋等	高速自動車道 都市高速道路 指定都市高速道路 本州四国連絡道路 一般国道	特に重要度が高い橋 (B種の橋)	特に重要度が高い橋 (B種の橋)	都道府県道 市町村道	特に重要度が高い橋 (B種の橋)	重要度が標準的な橋 (A種の橋)
耐震設計で考慮する地震動		目標とする橋の耐震性能			耐震計算法																											
		重要度が標準的な橋 (A種の橋)	特に重要度が高い橋 (B種の橋)	静的解析法	動的解析法 (地震時の挙動が複雑な橋)																											
橋の供用期間中に発生する確率が高い地震度動		健全性を損なわない		震度法	時刻歴応答解析法 応答スペクトル法																											
橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動	タイプ I の地震動 (プレート境界型の大規模な地震) タイプ II の地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)	致命的な被害を防止する	限定された損傷にとどめる	地震時保有水平耐力法																												
構造・機能 道路種別等	複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置づけや当該道路の利用状況等から特に重要な橋、高架の道路等	左記以外の橋等																														
高速自動車道 都市高速道路 指定都市高速道路 本州四国連絡道路 一般国道	特に重要度が高い橋 (B種の橋)	特に重要度が高い橋 (B種の橋)																														
都道府県道 市町村道	特に重要度が高い橋 (B種の橋)	重要度が標準的な橋 (A種の橋)																														

制定年	規定名	設計水平震度の規定												
<p>1996 年 (平成 8 年)</p>	<p>道路橋示方書 耐震設計編</p>	 <p>図-1 震度法に用いる設計水平震度の標準値</p> <p style="text-align: right;">$K_b = C_z K_{h0}$…………… (1)</p> <p>ここに、 K_b : 震度法に用いる設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。ただし $K_b \geq 0.1$ K_{h0} : 震度法に用いる設計水平震度の標準値で、図-2 による。 C_z : 地域別補正係数</p> <table border="1" data-bbox="1066 627 1388 750"> <thead> <tr> <th colspan="4">地域別補正係数 C_z</th> </tr> <tr> <th>地域区分</th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>補正係数 C_z</td> <td>1.0</td> <td>0.85</td> <td>0.7</td> </tr> </tbody> </table>	地域別補正係数 C_z				地域区分	A	B	C	補正係数 C_z	1.0	0.85	0.7
		地域別補正係数 C_z												
		地域区分	A	B	C									
補正係数 C_z	1.0	0.85	0.7											
 <p>図-2 地震時保有水平耐力法に用いるタイプ I の設計水平震度の標準値</p> <p style="text-align: right;">$K_{hc} = C_z K_{hc0}$…………… (2)</p> <p>ここに、 K_{hc} : 地震時保有水平耐力法に用いるタイプ I の設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。ただし $K_{hc} \geq 0.3$ K_{hc0} : 地震時保有水平耐力法に用いるタイプ I の設計水平震度の標準値で、図-3 による。 C_z : 地域別補正係数</p>														
 <p>図-3 地震時保有水平耐力法に用いるタイプ II の設計水平震度の標準値</p> <p style="text-align: right;">$K_{hc} = C_z K_{hc0}$…………… (3)</p> <p>ここに、 K_{hc} : 地震時保有水平耐力法に用いるタイプ II の設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。ただし $K_{hc} \geq 0.6$ K_{hc0} : 地震時保有水平耐力法に用いるタイプ II の設計水平震度の標準値で、図-4 による。 C_z : 地域別補正係数</p>														

制定年	規定名	設計水平震度の規定				
2002 年 (平成 14 年)	道路橋示方書 耐震設計編	設計地震動と目標とする橋の耐震性能				
		設計地震動		A種の橋	B種の橋	
		レベル1地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能1)		
		レベル 2 地震 動	タイプIの地震動 (プレート境界型の大規模な地震動)	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 (耐震性能3)	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能 (耐震性能2)	
			タイプIIの地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)			
		地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査に適用できる耐震計算法				
		橋の動的 特性 照査 をする 耐震性能	地震時の挙動が複雑ではない橋	塑性化や非線形性が複数箇所に生じる橋及びエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない構造の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
					高次モードの影響が懸念される橋	塑性ヒンジの発生箇所がはっきりしない橋、複雑な挙動振動をする橋
		耐震性能1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
		耐震性能2 耐震性能3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する 橋の例	右記以外の条件の橋	<ul style="list-style-type: none"> ・ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋 ・免震橋 ・ラーメン橋 ・鋼製橋脚に塑性化を考慮する橋 	<ul style="list-style-type: none"> ・固有周期の長い橋 ・橋脚高さが高い橋 	<ul style="list-style-type: none"> ・斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋 ・上・中路式アーチ橋 ・曲線橋 		
重要度の区分						
構造・機能 道路種別等	複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置づけや当該道路の利用状況等から特に重要な橋、高架の道路等		左記以外の橋等			
高速自動車道 都市高速道路 指定都市高速道路 本州四国連絡道路 一般国道	特に重要度が高い橋 (B種の橋)		特に重要度が高い橋 (B種の橋)			
都道府県道 市町村道	特に重要度が高い橋 (B種の橋)		重要度が標準的な橋 (A種の橋)			

制定年	規定名	設計水平震度の規定												
2002 年 (平成 14 年)	道路橋示方書 耐震設計編	<p style="text-align: right;">$K_b = C_z K_{b0}$…………… (1)</p>  <p>ここに, K_b : レベル 1 地震動の設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。ただし $K_b \geq 0.1$ K_{b0} : レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値で, 図-1 による。 C_z : 地域別補正係数</p> <table border="1" data-bbox="1066 629 1391 757"> <thead> <tr> <th colspan="4">地域別補正係数 C_z</th> </tr> <tr> <th>地域区分</th> <th>A</th> <th>B</th> <th>C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>補正係数 C_z</td> <td>1.0</td> <td>0.85</td> <td>0.7</td> </tr> </tbody> </table> <p>図-1 レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値</p>	地域別補正係数 C_z				地域区分	A	B	C	補正係数 C_z	1.0	0.85	0.7
		地域別補正係数 C_z												
		地域区分	A	B	C									
補正係数 C_z	1.0	0.85	0.7											
<p style="text-align: right;">$K_{bc} = C_s C_z K_{bc0}$…………… (2)</p>  <p>ここに, K_{bc} : レベル 2 地震動(タイプ I)の設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。ただし $K_{bc} \geq 0.3$ K_{bc0} : レベル 2 地震動(タイプ I)の設計水平震度の標準値で, 図-2 による。 C_z : 地域別補正係数 C_s : 構造物特性補正係数</p> <p>図-2 レベル 2 地震動(タイプ I)の設計水平震度の標準値</p>														
<p style="text-align: right;">$K_{bc} = C_s C_z K_{bc0}$…………… (3)</p>  <p>ここに, K_{bc} : レベル 2 地震動(タイプ II)の設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。ただし $K_{bc} \geq 0.6$ K_{bc0} : レベル 2 地震動(タイプ II)の設計水平震度の標準値で, 図-3 による。 C_z : 地域別補正係数 C_s : 構造物特性補正係数</p> <p>図-3 レベル 2 地震動(タイプ II)の設計水平震度の標準値</p>														

2012 年 (平成 24 年)	規定名 道路橋示方書 耐震設計編	設計水平震度の規定				
		設計地震動と目標とする橋の耐震性能				
		設計地震動		A種の橋	B種の橋	
		レベル1地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能1)		
		レベル 2 地震 動	タイプIの地震動 (プレート境界型の大規模な地震動)	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 (耐震性能3)	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能 (耐震性能2)	
			タイプIIの地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)			
		地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査に適用できる耐震計算法				
		照査 をする 耐震性能	橋の動的 特性	地震時の挙動が複雑ではない橋	塑性化やエネルギー吸収を複数箇所考慮する橋及びエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない構の橋	
					静的解の適用が限定される橋	高次モードの影響が懸念される橋
		耐震性能1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能2 耐震性能3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法		
適用する橋の例	<ul style="list-style-type: none"> 固定支承と可動支承により支持される桁橋(曲線橋を除く) 両端橋台の単純桁橋(免震橋を除く) 	<ul style="list-style-type: none"> 弾性支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋。(両端橋台の単純橋を除く) 免震橋 ラーメン橋 鋼製橋脚に支持される橋 	<ul style="list-style-type: none"> 固有周期の長い橋 橋脚高さが高い橋 	<ul style="list-style-type: none"> 斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋 アーチ橋 トラス橋 曲線橋 		
重要度の区分						
構造・機能 道路種別等	複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置づけや当該道路の利用状況等から特に重要な橋、高架の道路等	左記以外の橋等				
	<ul style="list-style-type: none"> 高速自動車道 都市高速道路 指定都市高速道路 本州四国連絡道路 一般国道 	特に重要度が高い橋 (B種の橋)	特に重要度が高い橋 (B種の橋)			
都道府県道 市町村道	特に重要度が高い橋 (B種の橋)	重要度が標準的な橋 (A種の橋)				

制定年	規定名	設 計 水 平 震 度 の 規 定	
2012 年 (平成 24 年)	道路橋 方書耐震 設計編	<p>図-1 レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値</p>	$K_h = C A_{hg0} \dots \dots \dots (1)$ ここに、 K_h : レベル 1 地震動の設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。ただし $K_h \geq 0.1$ A_{hg0} : レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値で、図-1 による。 C_Z : 地域別補正係数 ただし、レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査において、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、下式により算出する地盤面における設計水平震度を用いる。 $K_{hg} = C_Z A_{hg0} \dots \dots \dots (2)$ ここに、 K_{hg} : レベル 1 地震動の地盤面における設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。 A_{hg0} : レベル 1 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が I 種、II 種、III 種に対して、それぞれ 0.16, 0.20, 0.24 とする。
		<p>図-2 レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度の標準値</p>	$K_{hc} = C_s C_{Iz} K_{hg0} \dots \dots \dots (3)$ ここに、 K_{hc} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。ただし $K_{hc} = 0.40 C_s$ K_{hg0} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の設計水平震度の標準値で、図-2 による。 C_s : 構造物特性補正係数 C_{Iz} : 地域別補正係数 ただし、レベル 2 地震動 (タイプ I) に対する耐震性能の照査において、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、下式により算出する地盤面における設計水平震度を用いる。 $K_{hg} = C_Z K_{hg0} \dots \dots \dots (4)$ ここに、 K_{hg} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の地盤面における設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。 K_{hg0} : レベル 2 地震動 (タイプ I) の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が I 種、II 種、III 種に対して、それぞれ 0.50, 0.45, 0.40 とする。
		<p>図-3 レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度の標準値</p>	$K_{hc} = C_s C_{IIz} K_{hg0} \dots \dots \dots (5)$ ここに、 K_{hc} : レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。 ただし、 K_{hc} が 0.60 を下回る場合、 $K_{hc} = 0.60 C_s$ K_{hc} が 0.40 C_{IIz} を下回る場合、 $K_{hc} = 0.40 C_s$ K_{hg0} : レベル 2 地震動 (タイプ II) の設計水平震度の標準値で、図-3 による。 C_{IIz} : 地域別補正係数 C_s : 構造物特性補正係数 ただし、レベル 2 地震動 (タイプ II) に対する耐震性能の照査において、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、下式により算出する地盤面における設計水平震度を用いる。 $K_{hg} = C_{IIz} K_{hg0} \dots \dots \dots (6)$ ここに、 K_{hg} : レベル 2 地震動 (タイプ II) の地盤面における設計水平震度 (小数点以下 2 桁に丸める)。 K_{hg0} : レベル 2 地震動 (タイプ II) の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が I 種、II 種、III 種に対して、それぞれ 0.80, 0.70, 0.60 とする。

制定年	規定名	設計水平震度の規定			
2017 年 (平成 29 年)	道路橋示方書 耐震設計編	設計地震動と満足とする耐荷性能			
		A 種の橋（耐荷性能 1）			
		確保すべき 状態 設計地震動	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの 状態
			橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	致命的な状態 でない
		レベル 1 地震動	橋の限界状態 1 を超えないこと。		橋の限界状態 3 を超えないこと。
		レベル 2 地震動			橋の限界状態 3 を超えないこと。
		B 種の橋（耐荷性能 2）			
		確保すべき 状態 設計地震動	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの 状態
			橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	致命的な状態 でない
		レベル 1 地震動	橋の限界状態 1 を超えないこと。		橋の限界状態 3 を超えないこと。
		レベル 2 地震動		橋の限界状態 2 を超えないこと。	橋の限界状態 3 を超えないこと。
		重要度の区分			
		構造・機能 道路種別等	複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置づけや当該道路の利用状況等から特に重要な橋、高架の道路等		左記以外の橋等
			特に重要度が高い橋 (B 種の橋)		特に重要度が高い橋 (B 種の橋)
		高速自動車道 都市高速道路 指定都市高速道路 本州四国連絡道路 一般国道 都道府県道 市町村道	特に重要度が高い橋 (B 種の橋)		重要度が標準的な橋 (A 種の橋)

制定年	規定名	設 計 水 平 震 度 の 規 定	
2017 年 (平成 29 年)	道路橋 示方書 耐震設計 編		$K_h = c_z K_{h0} \dots \dots \dots (1)$ ここに、 K_h : レベル 1 地震動の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)。ただし $K_h \geq 0.1$ K_{h0} : レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値で、図-1 による。 c_z : 地域別補正係数
			$K_{Ih} = c_{Iz} K_{Ih0} \dots \dots \dots (2)$ ここに、 K_{Ih} : レベル 2 地震動(タイプ I)の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)。 K_{Ih0} : レベル 2 地震動(タイプ I)の設計水平震度の標準値で、図-2 による。 c_{Iz} : 地域別補正係数
			$K_{IIh} = c_{IIz} K_{IIh0} \dots \dots \dots (3)$ ここに、 K_{IIh} : レベル 2 地震動(タイプ II)の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)。 K_{IIh0} : レベル 2 地震動(タイプ II)の設計水平震度の標準値で、図-3 による。 c_{IIz} : 地域別補正係数 土の重量に起因する慣性力の算出に用いる地盤面における設計水平震度は、下式により算出する。 $K_{hg} = c_z K_{hg0} \dots \dots \dots (4)$ $K_{Ihg} = c_{Iz} K_{Ihg0} \dots \dots \dots (5)$ $K_{IIhg} = c_{IIz} K_{IIhg0} \dots \dots \dots (6)$ ここに、 K_{hg} : レベル 1 地震動の地盤面における設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)。 K_{hg0} : レベル 1 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が I 種、II 種、III 種に対して、それぞれ 0.16, 0.20, 0.24 とする。 K_{Ihg} : レベル 2 地震動(タイプ I)の地盤面における設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)。 K_{Ihg0} : レベル 2 地震動(タイプ I)の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が I 種、II 種、III 種に対して、それぞれ 0.50, 0.45, 0.40 とする。 K_{IIhg} : レベル 2 地震動(タイプ II)の地盤面における設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)。 K_{IIhg0} : レベル 2 地震動(タイプ II)の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が I 種、II 種、III 種に対して、それぞれ 0.80, 0.70, 0.60 とする。
	$K_{IIh} = c_{IIz} K_{IIh0} \dots \dots \dots (3)$ ここに、 K_{IIh} : レベル 2 地震動(タイプ II)の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)。 K_{IIh0} : レベル 2 地震動(タイプ II)の設計水平震度の標準値で、図-3 による。 c_{IIz} : 地域別補正係数 土の重量に起因する慣性力の算出に用いる地盤面における設計水平震度は、下式により算出する。 $K_{hg} = c_z K_{hg0} \dots \dots \dots (4)$ $K_{Ihg} = c_{Iz} K_{Ihg0} \dots \dots \dots (5)$ $K_{IIhg} = c_{IIz} K_{IIhg0} \dots \dots \dots (6)$ ここに、 K_{hg} : レベル 1 地震動の地盤面における設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)。 K_{hg0} : レベル 1 地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が I 種、II 種、III 種に対して、それぞれ 0.16, 0.20, 0.24 とする。 K_{Ihg} : レベル 2 地震動(タイプ I)の地盤面における設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)。 K_{Ihg0} : レベル 2 地震動(タイプ I)の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が I 種、II 種、III 種に対して、それぞれ 0.50, 0.45, 0.40 とする。 K_{IIhg} : レベル 2 地震動(タイプ II)の地盤面における設計水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)。 K_{IIhg0} : レベル 2 地震動(タイプ II)の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が I 種、II 種、III 種に対して、それぞれ 0.80, 0.70, 0.60 とする。		

9. 溶接記号

溶接記号の見方 (デザインデータブック, 4, H28. 5, 日本橋梁建設協会)

(1) 鋼構造物の図面には, 溶接の種類, 開先形状・寸法, 工場溶接・現場溶接の区別などを表す溶接記号を記入する。

(2) 溶接記号の記入方法

- ① 図 9.1.1 に示すように, 部材に溶接箇所を示す矢印と, 水平な基線及び必要に応じて尾を書き, この基線にそって溶接記号及び寸法を記入する。なお, JIS Z 3021 では, 完全溶込みは開先深さを表示することとしているが, 鋼橋においては各製作工場で設備などに応じた開先基準で施工していること, 構造に応じた裏はつり方向としていることから, 一般に完全溶込み溶接の場合は開先深さを表示しないことが多い。

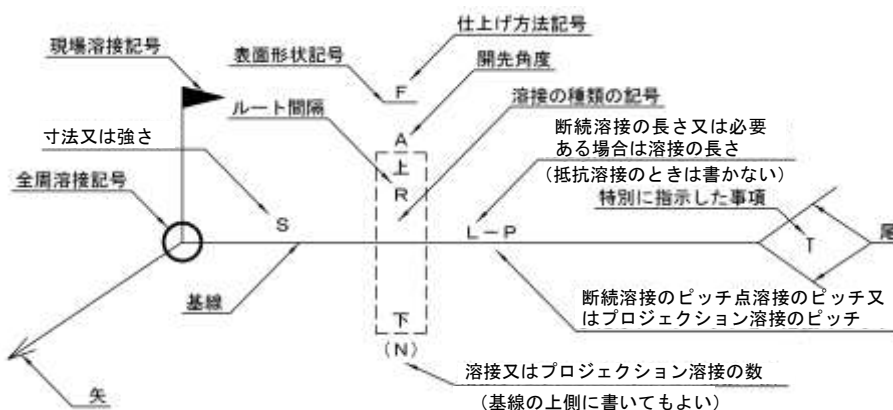


図 9.1.1 溶接記号の記入方法

- ② 図 9.1.2, 図 9.1.3 に示すように, 溶接記号及び寸法は, 基線に対して溶接記号を上記入する場合は矢印の反対側又は裏側から溶接することを, 基線に対して基線の下に記入する場合は矢印の側又は手前側から溶接することを, 基線の上に記入がある場合は両側から溶接することを示す。

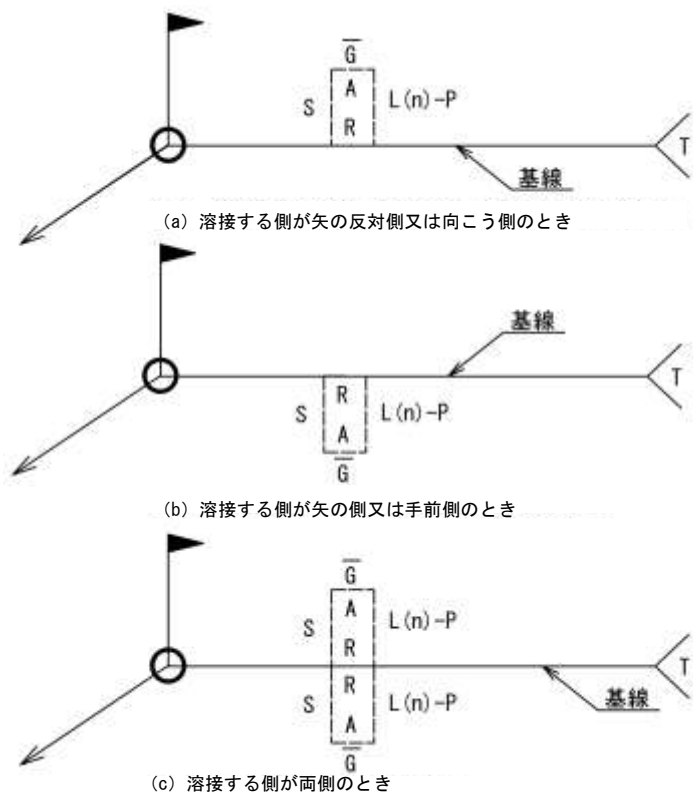


図 9.1.2 溶接施工内容の記載方法

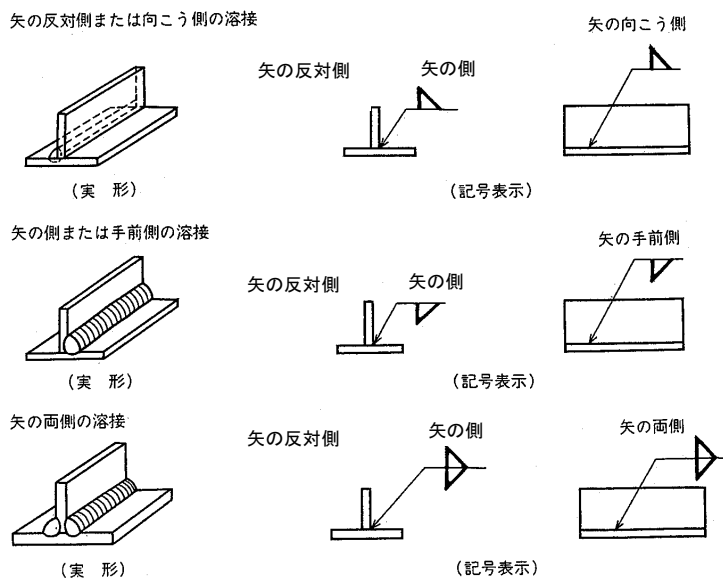


図 9.1.3 溶接施工内容の記載方法

- ③ 図 9.1.4 に示すように、レ形、K形の開先溶接（接合する部材の片側だけに開先をとる）は、開先を取る部材とそうでない部材とを区別する必要がある。このときは、基線を開先を設ける部材の側に記入し、矢は折線として、開先を設ける面に矢の先端を向ける。

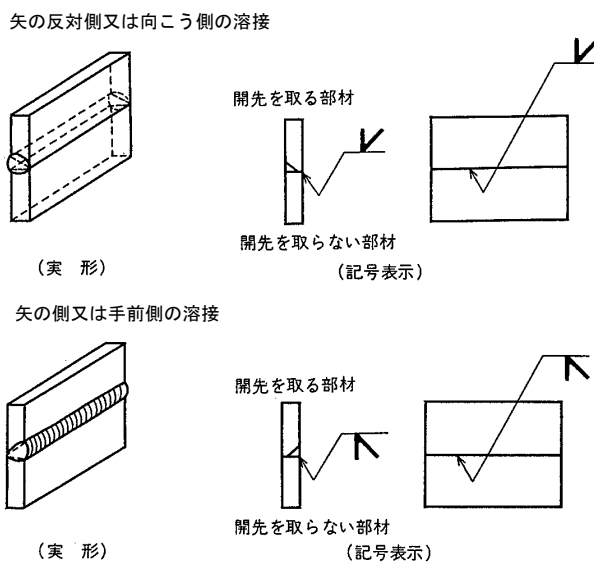


図 9.1.4 レ形、K形の開先溶接の記載方法

- ④ 表 9.1.1 に示す基本記号を用い、これに開先深さ、開先角度、ルート間隔を記入する。また、必要に応じて表 9.1.2 に示す補助記号を用いる。疲労設計において、溶接部の仕上げが必要な箇所には、補助記号を付記する。

表 9.1.1 基本記号

溶接部の形状	基本記号	備考
I 形		アブセット溶接、フラッシュ溶接、摩擦溶接などを含む。
V 形, 両面 V 形 (X 形)		X 形は説明線の基線 (以下, 基線という。) に対称にこの記号を記載する。アブセット溶接, フラッシュ溶接, 摩擦溶接などを含む。
レ 形, K 形		K 形は基線に対称にこの記号を記載する。記号のたての線は左側に書く。アブセット溶接, フラッシュ溶接, 摩擦溶接などを含む。
フレア V 形 フレア X 形		フレア X 形は基線に対称にこの記号を記載する。
フレア レ 形 フレア K 形		フレア K 形は基線に対称にこの記号を記載する。記号のたての線は左側に書く。
すみ肉		記号のたての線は左側に書く。 並列溶接の場合は基線に対称にこの記号を記載する。 ただし, 千鳥溶接の場合は, 右の記号を用いることができる。
プラグ, スロット		
ビード, 肉盛		肉盛溶接の場合は, この記号を二つ並べて記載する。
スポット, プロジェクション, シーム		重ね継手の抵抗溶接, アーク溶接, 電子ビーム溶接等による溶接部を表す。ただし, すみ肉溶接を除く。シーム溶接の場合は, この記号を二つ並べて記載する。

表 9.1.2 補助記号

区分		補助記号	備考
溶接部の表面形状	平ら形 凸形 凹形		基線の外に向かって凸とする。 基線の外に向かって凹とする。
溶接部の仕上げ方法	チッピング グラインダー 切削	C G M	機械仕上げの場合。
現場溶接 全周溶接 全周現場溶接			全周溶接が明らかなきときは省略してもよい。

(3) 落橋防止装置等の溶接について

平成 27 年の京都府内の橋梁に端を発した落橋防止装置等の溶接不良に係る問題の発生を受けて「落橋防止装置等の溶接不良に関する今後の対応について（通知）H27.12.25, 愛知県事務連絡」が示された。通知の別紙 1 「落橋防止装置等の設計図面における溶接種別の更なる明確化」に基づいて、以下の①か②のいずれかの方法により、設計図書における溶接種別の更なる明確化を図ること。

①溶接記号の表示は、JIS Z 3021-2010（溶接記号）に従う

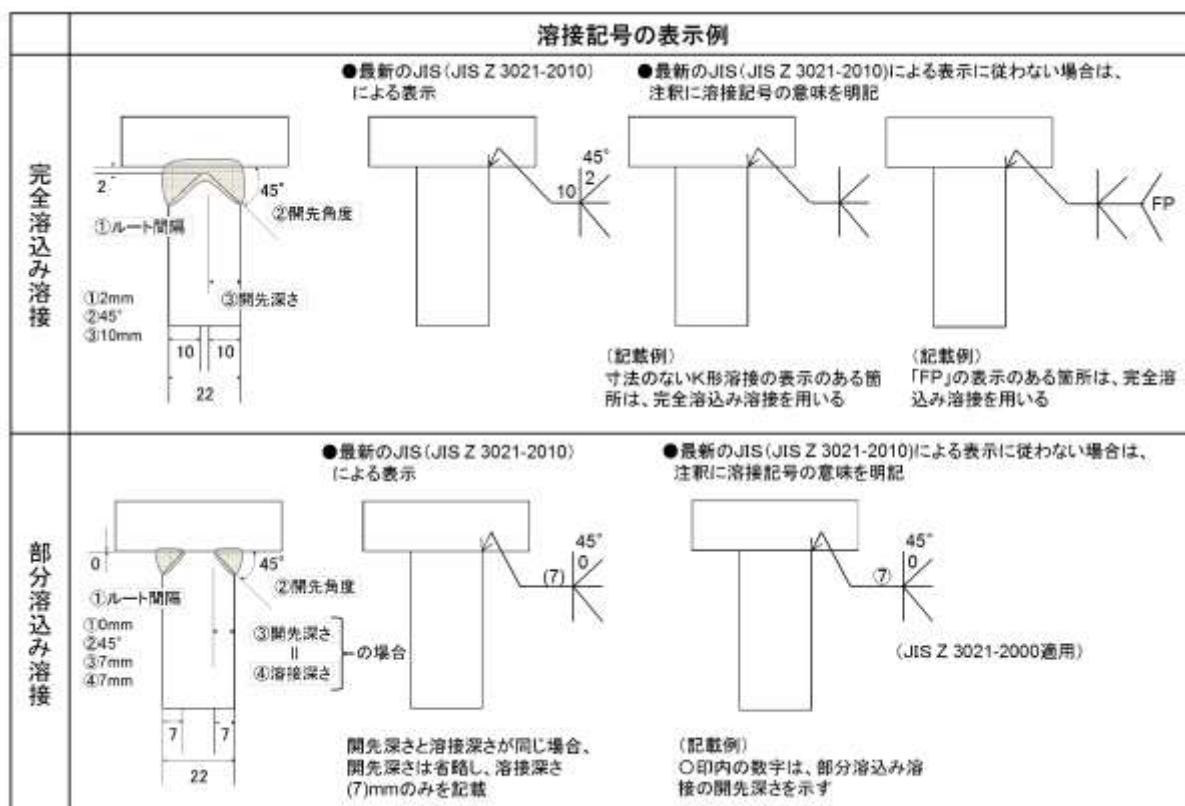
- ・開先深さと溶接深さを併記し、完全溶込み溶接のときは溶接深さを省略する。
- ・部分溶込み溶接で所要の溶込み深さが開先深さと同じときは、開先深さを省略する。

②JIS Z 3021-2010（溶接記号）に従わない場合は、その旨を図面に記載する。

- ・寸法の記載がない「K」記号は、完全溶込み溶接を意味することを明記する。
- ・溶接記号の尾に「FP」の表示があるものは、完全溶込み溶接を意味することを明記する。
- ・部分溶込み溶接を開先深さで指示する（JIS Z 3021-2000 適用）場合は、○印内に開先深さを記入したうえで、「JIS Z 3021-2000 適用」を明記する。

※「FP」表示を行う場合は全ての該当箇所に表示し、寸法の記載がない「K」記号を混在させないこと。

※レ型など、他の開先書類についても上記 1) 2) と同様に溶接種別の更なる明確化を図ること。



※図中の形状寸法は、溶接記号を説明するためのイメージとして記載したものであり、実際の形状寸法は設計に従うものとする

10. 検査路設計資料

10.1 総則

10.1.1 用語の定義

- (1) 検査路 : 上部構造検査路, 下部構造検査路, 昇降設備及び検査路支持構造の総称
- (2) 上部構造検査路 : 上部構造の点検活動または保守活動を適切に行うために設置される常設の検査路
- (3) 下部構造検査路 : 下部構造及び支承部の点検活動または保守活動を適切に行うために設置される常設の検査路
- (4) 昇降設備 : 上部構造検査路, 下部構造検査路または箱桁マンホール等と, 路面若しくは地表面またはこれら各検査路との間に高低差がある場合に設ける常設設備
- (5) 点検活動 : 通常点検, 定期点検, 中間点検, 特定点検, 異常時点検, 詳細調査及び追跡調査の総称
- (6) 保守活動 : 維持, 補修, 補強の総称

[解説]

- (1) 検査路とは, 供用中の橋梁の状態を点検活動, 保守活動するための常設の足場設備をいい, 移動通路としても利用されるものである。
- (2) 上部構造検査路とは, 上部構造に設置される検査路をいい, 必要に応じて外桁外面や箱桁内面にも設置されるものである。

上部構造検査路の設置例を, 図 10.1.1 に示す。

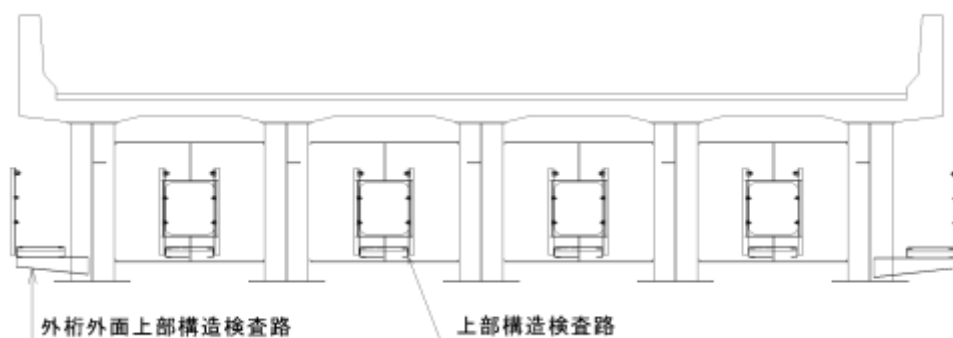


図 10.1.1 上部構造検査路の設置例

(3) 下部構造検査路とは、下部構造に設置される検査路をいい、桁高が高い場合等には下部工天端に手摺りのみを設置する場合も含まれる

下部構造検査路の設置例を、図 10.1.2 に示す。

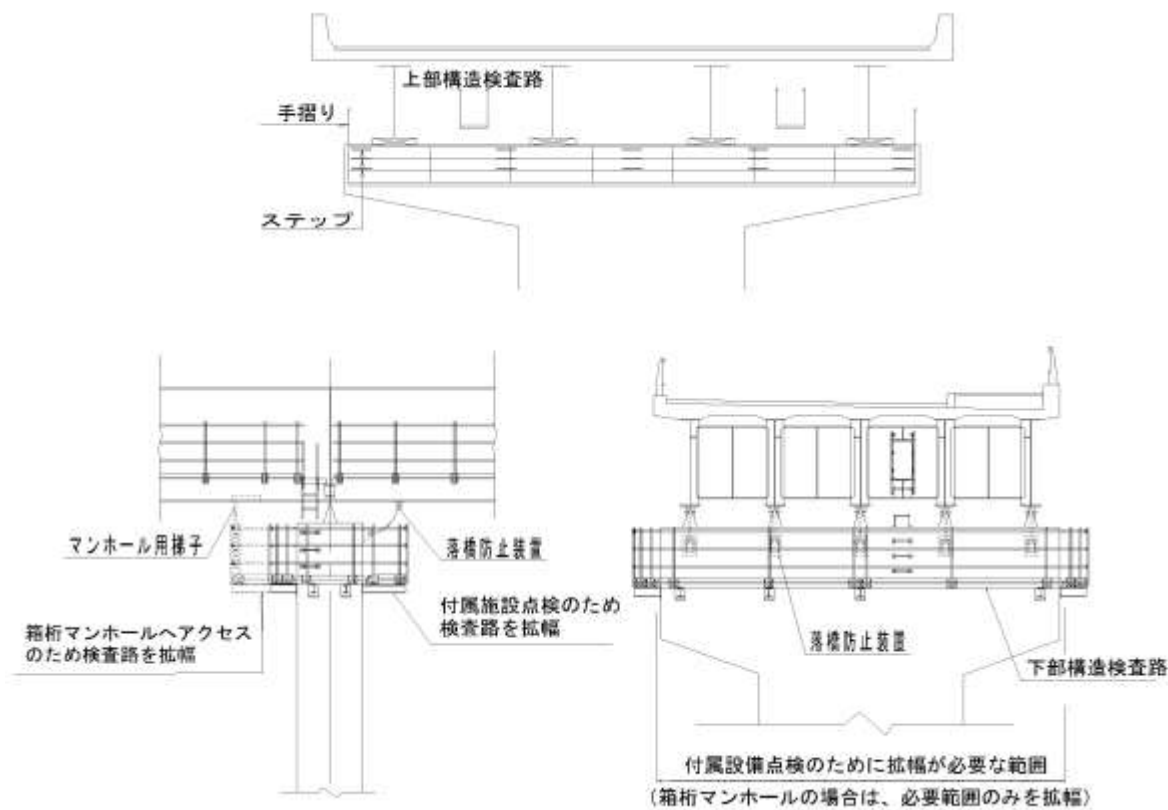


図 10.1.2 下部構造検査路の設置例

(4)昇降設備とは、路面あるいは地表面からの検査路へのアクセスの方法により降下型、あるいは登り型に分類される。また下部構造検査路と上部構造検査路をつなぐステップも昇降設備に含まれる。

昇降設備の設置例を、図 10.1.3 に示す。

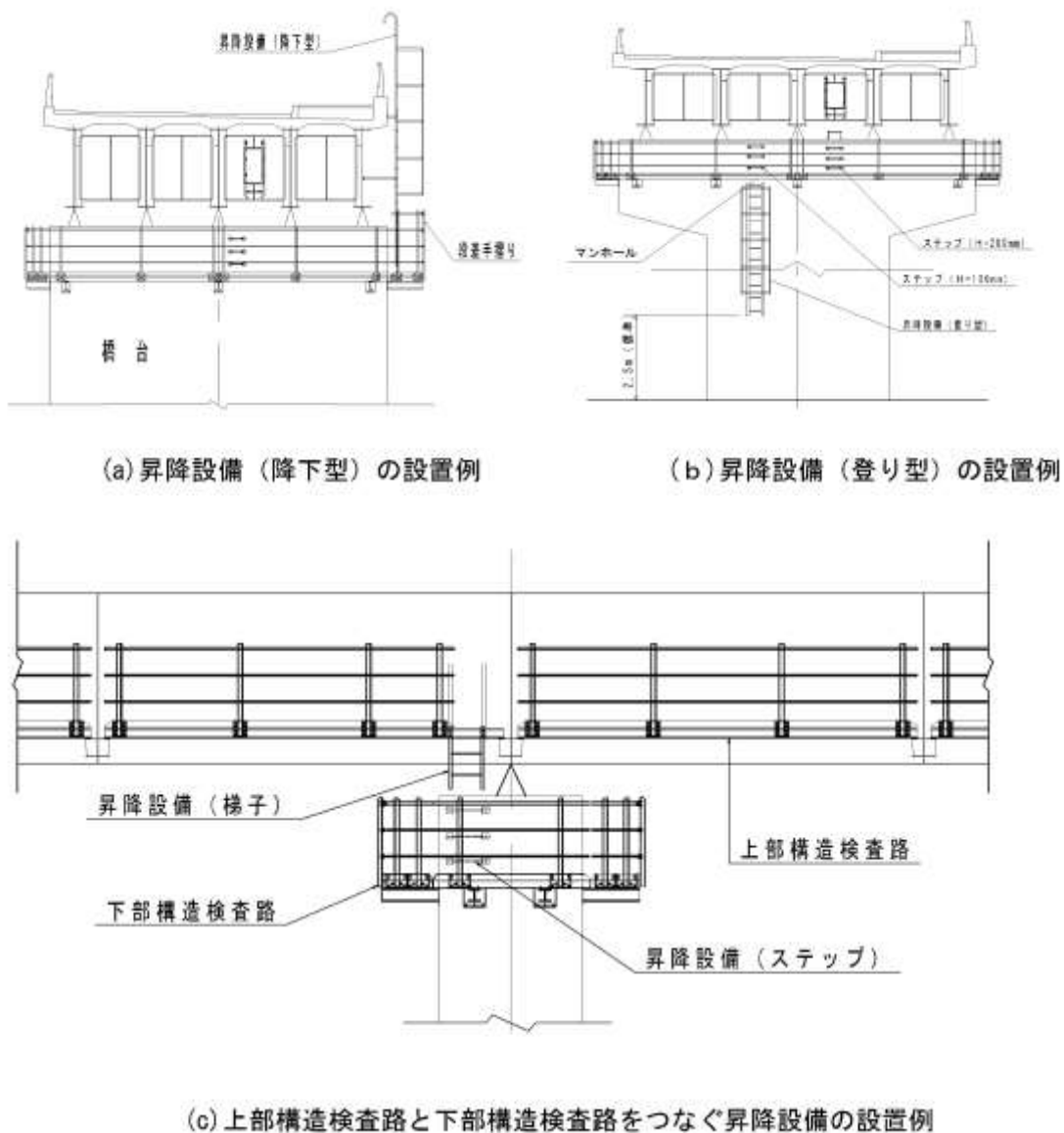


図 10.1.3 昇降設備の設置例

(5)点検活動とは、「橋梁の維持管理の体系と橋梁管理カルテ作成要領(案),H16.3,国道・防災課」にて定義されている7つの点検等の総称として用いている。

(6)保守活動とは、同じく上記で定義されている3つの補修等の総称として用いている。

10.1.2 検査路設置の目的

道路橋の検査路は、上部構造、下部構造及び支承周辺部やその他設備について、必要な箇所での必要なタイミングにおいて、維持管理計画に基づき所定の点検活動および保守活動を行えることを目的として設置するものであり、以下の性能を満たさなければならない。

- ・ 検査路は、検査路単体あるいは他の手段と併用して、上部工、下部工、支承周辺各部へのアクセスが確実かつ安全に行え、必要となる点検活動・保守活動が容易に実施できる性能
- ・ 異常時点検に使用する検査路は、効率的な移動ができる性能

10.1.3 検査路の配置計画

(1) 検査路は、個々の橋梁の架橋条件、構造特性などを考慮して、点検活動または保守活動を適切に行うために次に示す①または②の事項が達成できるよう配置する。

- ① 検査路のみで、必要な箇所に容易にアクセスでき、必要な作業が行えること。
- ② 検査路以外の手段を利用し、または併用することによって容易に行えること。

(2) 橋毎に行われる点検活動を前提として、安全性、確実性、効率性、経済性の観点を考慮した検査路の設置計画を立てなければならない。また、検査路を活用して行う保守活動を特定し、検査路の配置計画に反映させなければならない。

一般的な橋梁形式（鉸桁等）であれば、橋軸方向への動線を確保するため最低 1 条以上配置するのがよい。ただし、補修・補強時の障害になる可能性もあるので多方面からの検討が必要である。複数条設置した事例を以下（a）～d）に示す。なお、鉄道交差部等の条件により、点検及び補修作業が困難な橋梁においては全桁間に設置してもよい。

- a) 大型車両走行車線直下の床版
- b) 構造上の弱点となり得る箇所
 - ・ 桁間、張出しが大きな場合
 - ・ 疲労亀裂の進展による本体構造への影響度が大きい部位等
- c) 特定の点検箇所に着目した設置例
 - ・ 排水設備のある桁間
- d) 点検車等との併用を考慮した例
 - ・ 橋梁点検車等で近接目視ができない桁間

上部構造検査路の設置例を、図 10.1.4 に示す。

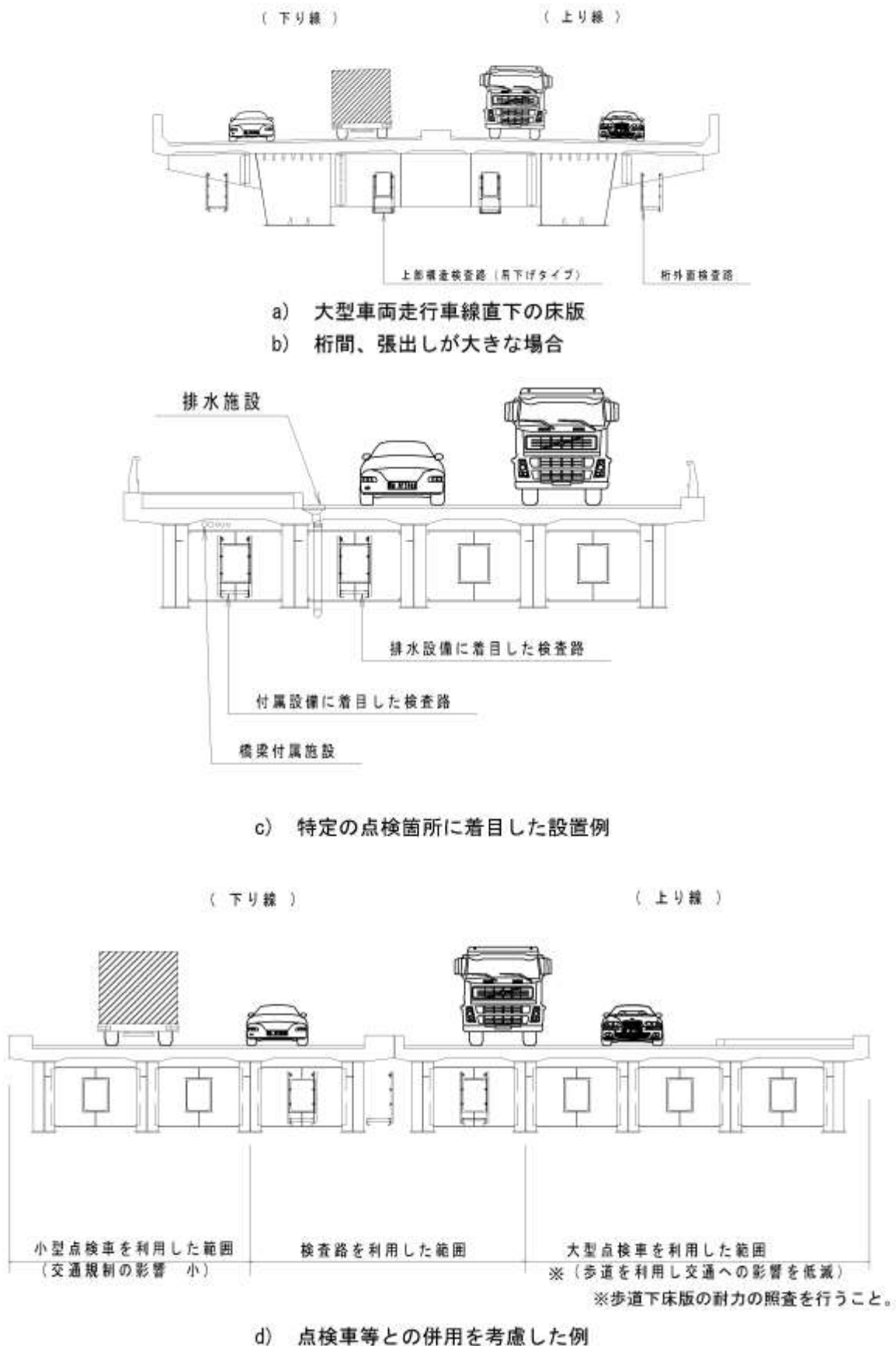


図 10.1.4 上部構造検査路の設置例

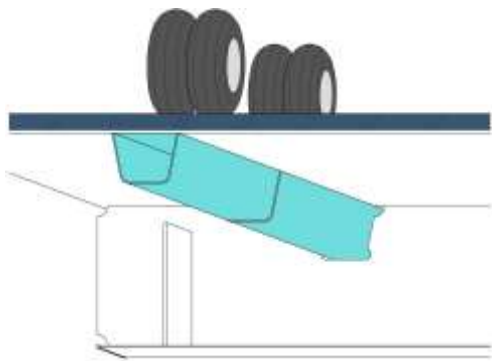


図 10.1.5 大型車走行車線とUリブのイメージ図



写真 10.1.1 鋼床版Uリブ現場溶接部の疲労亀裂

※検査路の下を歩行者等が通行する位置には設置しないものとする（図 10.1.6 参照）。

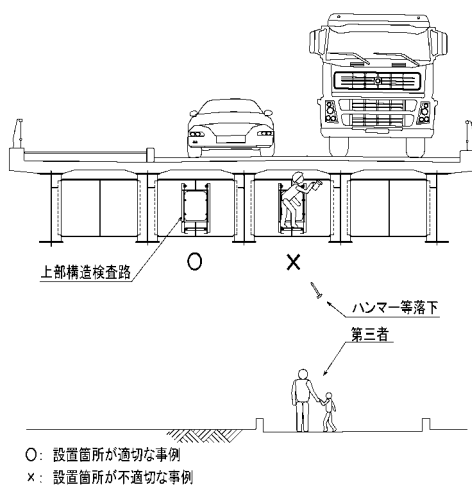


図 10.1.6 第三者被害が予測される場合の検査路設置位置

下部構造検査路は、桁端部に損傷が発生しやすい支承等の部位があることからすべての下部構造に設置することを原則とする。ただし、上部構造と下部構造が一体となっているラーメン構造等で、特に検査対象となる部位が桁端部がない場合は、設置しないものとする。

以下に下部構造検査路により点検が実施される橋台・橋脚箇所の損傷例を示す。



写真 10.1.2 伸縮継手部からの漏水



写真 10.1.3 橋座の滞水と桁端部の腐食

以上を踏まえ、検査路の設置計画を検討するうえでの判定フローを、図 10.1.7「検査路の標準的設置判定フロー」として示す。

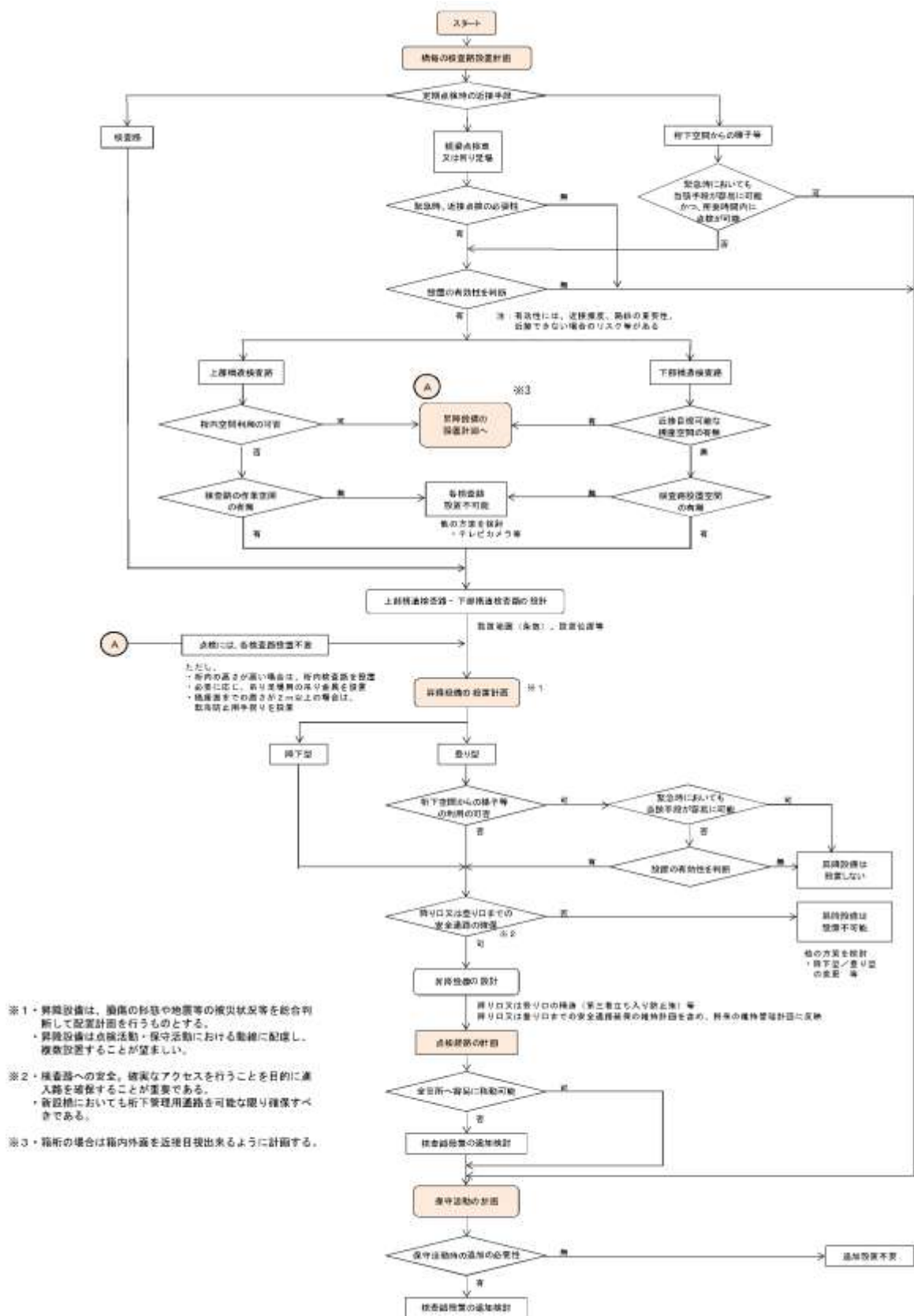


図 10.1.7 検査路の標準的設置判定フロー

10.1.4 検査路の配置細目

(1)検査路の設置箇所は、表 10.1.1 に示す取り付けを標準とする。

ただし、道路状況により橋梁点検車が使用できない場合等、設計時に将来の道路状況や点検方法を想定したうえで検査路の設置位置を検討すること。

表 10.1.1 検査路の設置箇所

		橋種	設置箇所等
上部構造 検査路		鋼 I 桁断面主桁橋	桁間又は床組に上下線ごと各 1 列を設置する。 ただし、・桁高、床組高が 1.5m 程度以上の場合に設置する。 ・2 車線道路の場合は、経済性を考慮して 1 列を標準とする。 ・地面から概ね 5m 未満の場合は、はしご等の利用を検討する。
		鋼箱形断面主桁橋	
		鋼トラス、アーチ橋	
		コンクリート橋	設置しなくてもよい。
下部構造 検査路	橋脚	鋼橋 コンクリート橋	1 基に 1 箇所設置する。 ただし、・桁端部に点検が必要な部位のない場合は設置しない。 ・地面から概ね 5m 未満の場合は、はしごの利用を検討する。 ・橋座作業空間が確保できる場合は設置しない。ただし、地面から橋座までが 2m 以上の場合は転落防止用の手摺りを設置する。
	橋台	鋼橋 コンクリート橋	
昇降設備		鋼橋	上部構造検査路と下部構造検査路がある場合は、橋台ごとに設置する。 上部構造検査路はないが下部構造検査路はある場合は、下部構造ごとに設置する。
		コンクリート橋	

※ P C 床版桁は設置空間が確保できないため、設置しなくてよい。又、P C コンポ桁等は横桁にマンホールを設けることにより桁本体に悪影響を及ぼす可能性があるため、設置しなくてもよい。

※損傷が生じやすい部位が点検できる箇所に設置するものとする。ただし、損傷が生じやすいすべての部位を点検できるように設置することはできないので、優先度を考慮して設置位置を決める。

(2) 上部構造検査路の配置において留意すべき事項は、次のとおりである。

- ①建築限界を侵さない位置を確保する。
- ②足場等の作業床を別途設置する、または併用する計画の場合は、その占有スペース及び設置・撤去作業が可能なスペースを確保する。
- ③対象箇所へ確実かつ容易にアクセスできる位置、高さとする。
- ④狭隘部での移動性を確保する。
- ⑤桁下空間の利用の可否を検討する。
- ⑥上部工の補修・補強時に撤去・再設置作業が可能な空間を確保する。

(3) 下部構造検査路の配置において留意すべき事項は、次のとおりである。

- ①桁下空間の利用の可否を検討する。
- ②橋座空間の利用の可否を検討する。
- ③建築限界との干渉及び河川の計画水位にも考慮した計画とする。

(4) 昇降設備の配置において留意すべき事項は、次のとおりである。

- ①上部構造検査路または下部構造検査路への寄りつき易さを重視する。
- ②第三者の進入防止策を検討する。

③下部構造検査路及び昇降設備の配置では、官民境界に注意する。

[解説]

(1) 設置計画のイメージ例

検査路の設置計画の概念の説明として、河川に架かる単純鋼桁橋、3径間連続鋼桁橋（跨道橋）の設置計画の例を以下に示す。

1) 単純鋼桁橋（河川橋）

- ①路面から橋台の下まで堤防を降りて、そこからはしごで下部構造検査路へ行くように計画した。
- ②地表面から橋座部までの高さが5m以上のため、流水阻害を検討し、高水位より上に下部構造検査路を設置した。
- ③鋼桁であり桁高が1.5m程度以上なので、桁間に上部構造検査路を設置した。

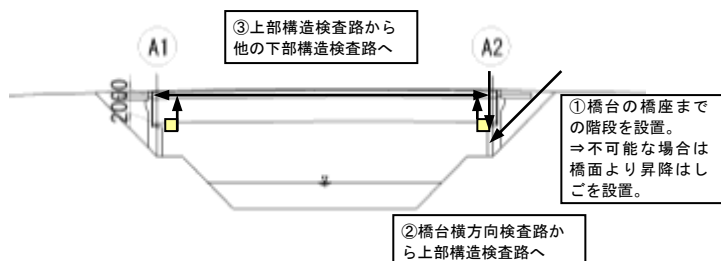


図 10.1.8 単純鋼桁橋（河川橋）の検査路設置計画例

2) 3径間連続鋼桁橋（跨道橋）

- ①地面から桁下までの高低差が5mより高いので、建築限界を検討し、橋台位置に下部構造検査路と昇降設備を設置した。
- ②桁高が1.5m程度以上の鋼桁のため、桁間に上部構造検査路を設置した。
- ③橋脚位置について、支承高さが75cm以下で橋座作業空間が確保できないので、橋脚部にも建築限界を検討し下部構造検査路を設置した。

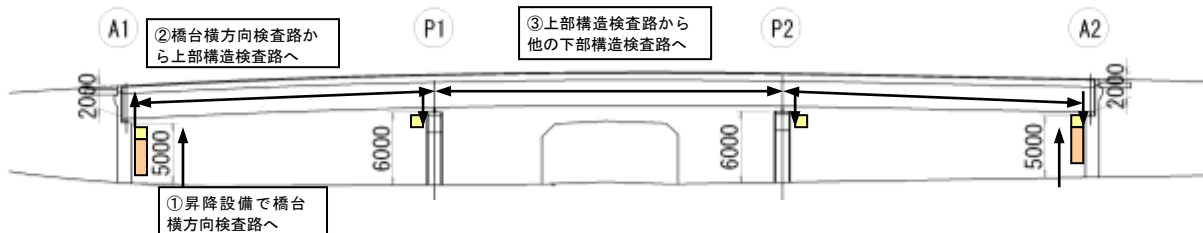


図 10.1.9 3径間連続鋼桁橋（跨道橋）の検査路設置計画例

(2) 上部構造検査路

①桁下の建築限界

図 10.1.10 には、建築限界の制約から検査路下面を桁下面よりも下げられない場合において、検査路の設置が可能であると考えられる桁高の目安と、横桁を通過する際に成人男子がくぐり抜けられる横桁下端と検査路上面との空間の目安を示している。ここで示した数値は、検査路手摺り高さ、成人男子の一般的身長を考慮し、参考値として設定したものである。図 10.1.10 に示すように、検査路の設置が可能となる桁高は1.5m程度と考えられる。これより桁高が低く検査路設置が困難な場合や、設

置しても横桁下端と検査路床上面との間隔が狭く、作業員の移動が困難な場合は、検査路以外の代替手段を別途検討する必要がある。作業空間の確保が困難な橋梁の例として、一般に主桁高さや主構高さが低いコンクリート橋、トラス橋及びアーチ橋などが挙げられる。図 10.1.11 は、建築限界の制約から検査路下面を桁下面よりも下げられない場合である。この制約がなく、検査路を桁下面よりも下げて問題ない場合には、景観等も考慮の上、検査路設置の是非の検討が必要である。

これらは、維持管理計画から決まる検査路の設置を考慮して、桁下高さを決定することが必要である。

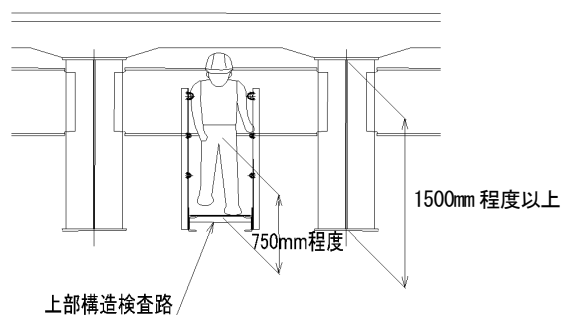


図 10.1.10 検査路設置が可能な桁高の目安



図 10.1.11 桁下の建築限界と検査路（建築限界を侵している例）

②足場等の作業床を別途設置する、または併用する場合

全ての点検活動及び保守活動は、検査路のみで行えるとは限らず、使用頻度や点検所要時間等から必要な範囲にのみ検査路を設置し、場合によっては足場を設置した保守活動を行うこともある。このような場合には、検査路が予定する足場位置を侵さないことに加えて、足場の設置や撤去作業に支障とならないような位置に設置しておくことが重要である。また、排水管との取り合いにも留意すること。

(図 10.1.11 参照)

③対象箇所へ確実かつ容易にアクセスできる位置、高さ

検査路の使用目的を達成するため、検査路の設置位置、高さは、対象箇所と対象作業との関係から適切なものでなければならない。近接目視のためには、対象箇所へ近づけるのみならず、確実に目視できなければならない。例えば、桁高が高い上フランジや床版下面の近接目視と下フランジ下面の近

接目視を、同じ検査路から行えるかを検討し、下フランジ下面は検査路から、上フランジや床版下面は脚立を併用するなど、計画が重要である。

この代表例として、箱桁形式の場合で、桁内空間を利用した点検活動や保守活動が可能な場合は、桁内に検査路を設置するかまたは検査路(通路)の明示を行うことが効果的である。桁高が高く点検活動等において支障が生じる場合は、桁内検査路の設置を検討する。(図 10.1.12 参照)

また、箱桁内面においては、作業通路の明示や、必要に応じて照明用電源や喚起設備等の補助設備についても配慮するのがよい。

なお、箱桁端部等に設けるマンホールは、内外から開閉可能な構造とする。

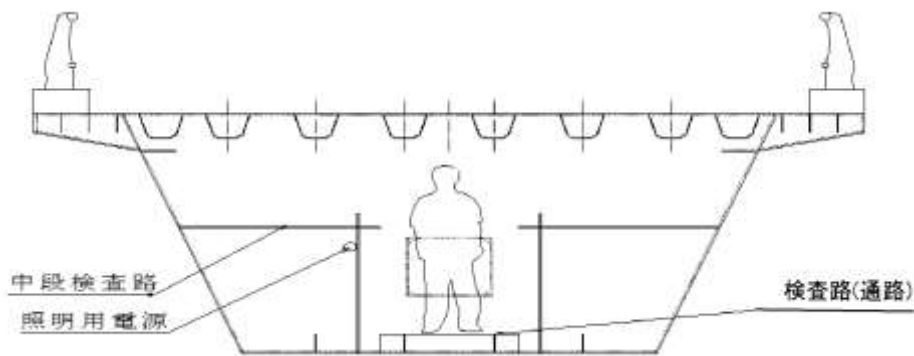
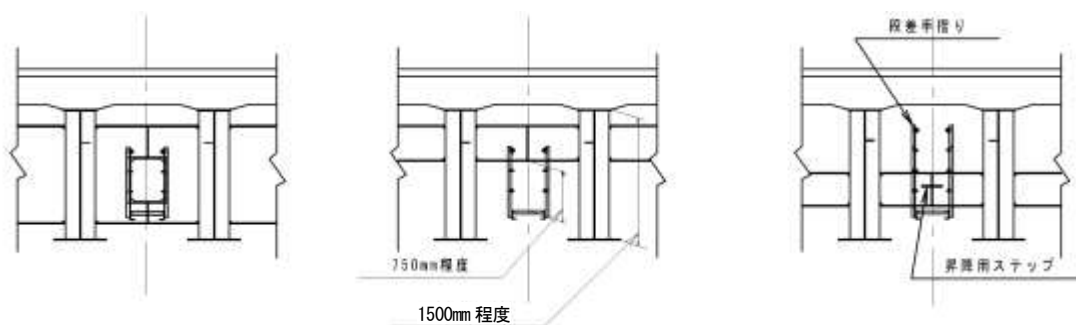


図 10.1.12 箱桁内空間を利用した点検活動、保守活動の例

④狭隘部での移動性確保 (横桁位置)

横桁位置で一部生じる狭隘部では、図 10.1.13 に示すように、マンホールの設置や横桁下の空間を利用して移動性を確保する。



(a)横桁マンホールを利用する例 (b)横桁下空間を利用する例 (c)横桁を跨いで移動する例

図 10.1.13 横桁位置での移動

⑤桁下空間の利用

道路と交差している場合や桁下が公園や駐車場などの場合には、桁下空間を利用した点検活動や保守活動の可能性について検討を行ったうえで、検査路設置の可否を判断する。ここで、桁下空間が利用可能な場合とは、図 10.1.14 に示すように、地上から上部構造までの高さが低く (概ね 5m 未満の場合)、地上からの桁高も含めて近接目視点検や保守活動が可能な場合などをいい、はしご等を用いた点検が可能な場合は、上部構造検査路は設置しないものとする (図 10.1.14 参照)。

なお、地上から上部構造までの高さが低い場合であっても、橋梁付属設備等の目視が困難な場合は、桁下空間が利用可能には当たらない。また、桁下空間が荒地等の場合、草木の繁茂により緊急時に利用できない場合がある。また、草木の繁茂による橋梁への悪影響もあることから、特に橋梁下空間の除草等を行うことが必要である。

桁下空間の利用にあたっては、高所作業車等の利用の適否についても検討を行うことが望ましい。その場合は、車両進入、車両通行を踏まえた用地整備を行っておくことが、重要である。

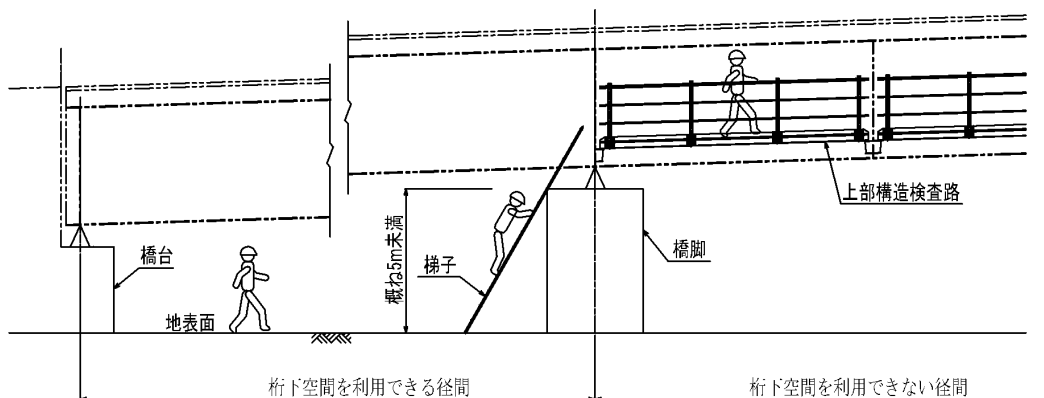


図 10.1.14 桁下空間を利用した移動や作業が可能な例

また、異常時点検等を確実にできることを担保する必要があるため、桁下空間が利用可能であっても、異常時に桁下利用が困難と思われる場合は、上部構造検査路を設置し何時如何なる場合でも点検に支障が生じないように配慮しておくことが望ましい。

⑥上部構造の補修・補強時の撤去・再設置

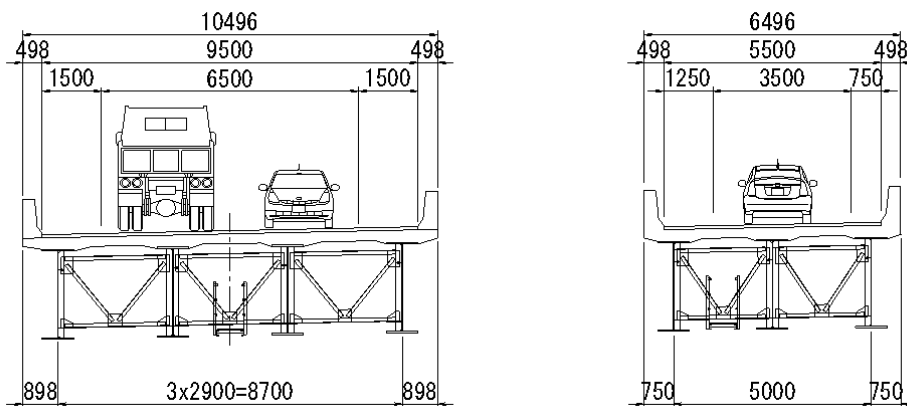
上部構造の補修・補強工事では、検査路が工事の支障となり撤去・再設置が必要となる場合も想定される。工事用足場上での撤去・設置の作業空間の確保および搬出・搬入作業における作業空間の確保と作業の効率性を検討した上で設置範囲等について検討しておく必要がある。

※上部構造検査路の設置例

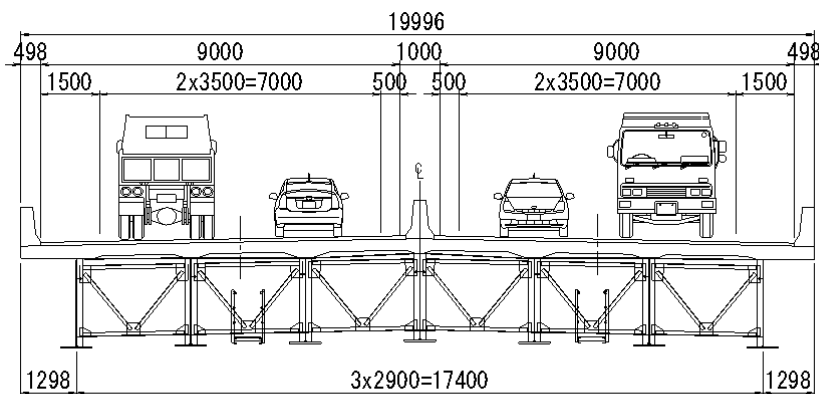
1) 鋼 I 桁断面主桁

桁高 1.5m 程度以上の場合，設置箇所は桁間に上下線各 1 列設置することを標準とする。図

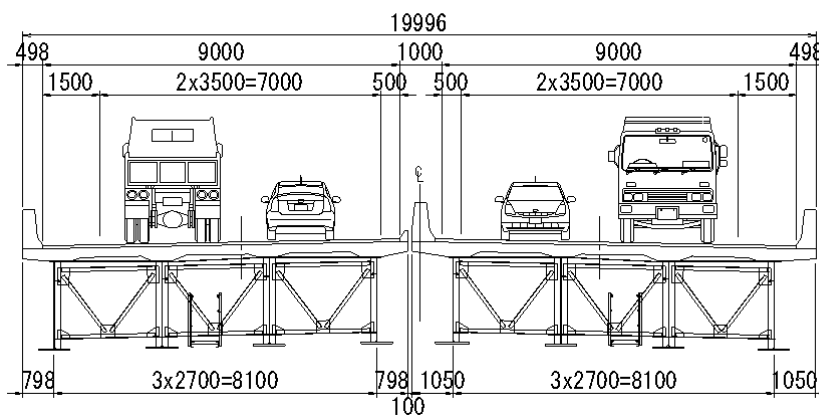
10.1.15 に標準的な設置例を示す。



(a) 上下線一体の 2 車線道路（片側歩道，両側歩道とも） (b) 上下線分離の 2 車線道路（ランプ等）



(c) 上下線一体の 4 車線道路（片側歩道，両側歩道とも）

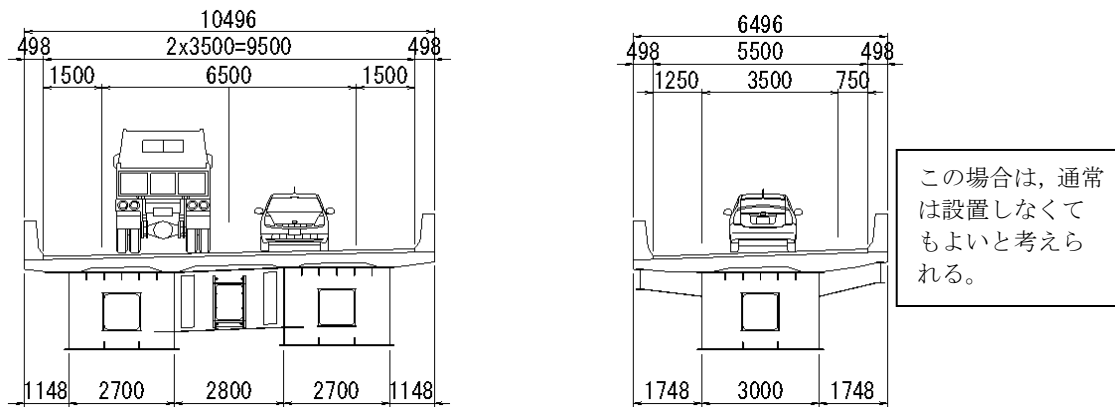


(d) 上下線分離の 4 車線道路

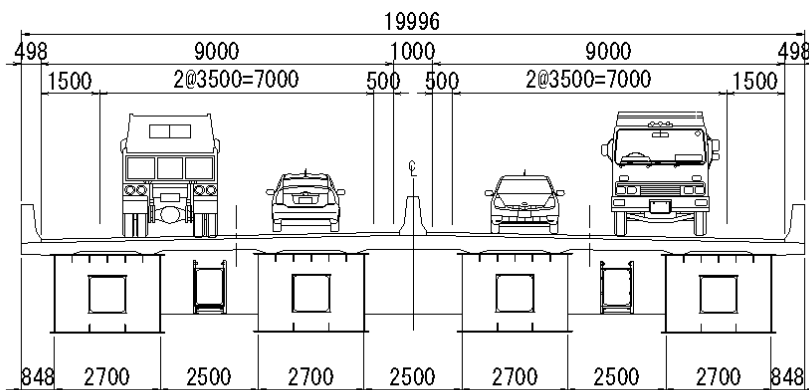
図 10.1.15 鋼 I 桁断面主桁の検査路設置例

2) 鋼箱桁断面主桁

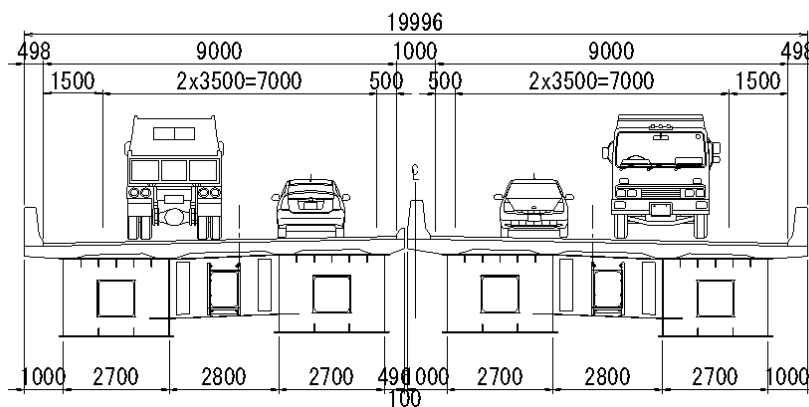
設置箇所は、桁間上下線各 1 列に設置することを標準とする。図 10.1.16 に標準的な設置例を示す。



(a) 上下線一体の 2 車線道路 (片側歩道, 両側歩道とも) (b) 上下線分離の 2 車線道路 (ランプ等)



(c) 上下線一体の 4 車線道路 (片側歩道, 両側歩道とも)



(d) 上下線分離の 4 車線道路

図 10.1.16 鋼箱桁断面主桁の検査路設置例

3) 鋼床版大断面箱桁

鋼床版の場合で、張り出し部の鋼床版部の疲労亀裂を検査する必要がある場合は設置するとよい。

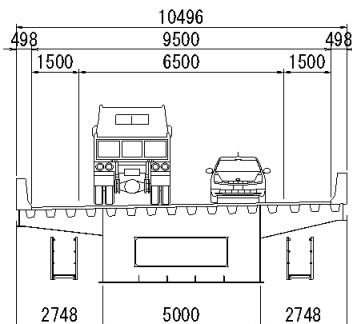
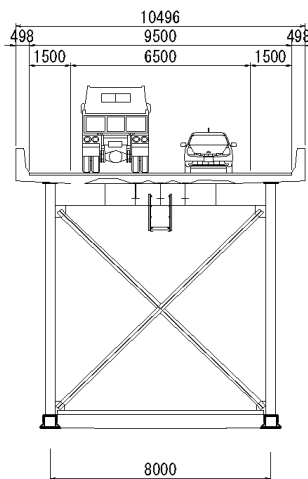


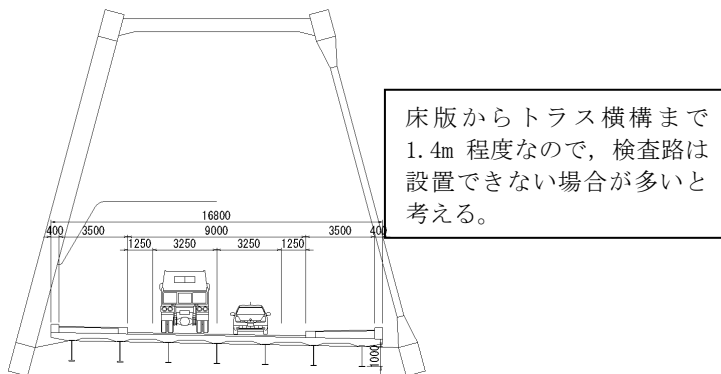
図 10.1.17 大断面箱桁（2車線又は4車線）の設置例

4) 鋼トラス、アーチ橋

トラスやアーチは、桁橋と異なり、多様な構造があるため、設計時に設置を検討する。一般的には、床組下面に上下線ごと各1列設置する。



(a) (上路タイプ) 上下線一体の2車線道路 (片側歩道, 両側歩道とも)



(b) (下路タイプ) 上下線一体の2車線道路 (片側歩道, 両側歩道とも)

図 10.1.18 鋼トラス、アーチ橋の設置例

(3) 下部構造検査路

① 桁下の建築限界

桁下空間の利用については、前記 10.1.4 検査路の配置細目の解説(2)－⑤に記載したとおりである。地上から橋座部までの高さが概ね 5m 未満で、はしご等を用いた点検が可能な場合は設置しないものとする(図 10.1.14 参照)。

また、地表上から橋座部までの高さが概ね 5m 以上で、建築限界上の問題がない場合の下部構造検査路の設置例を図 10.1.19 に示す。

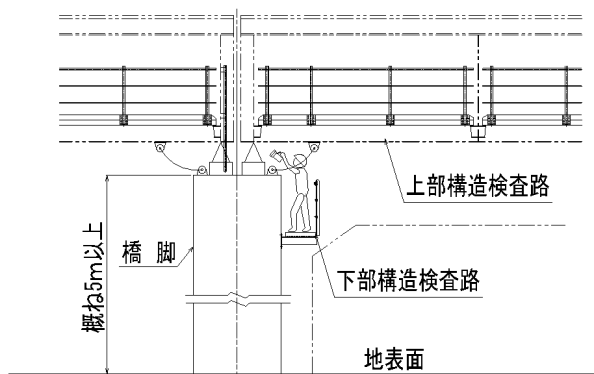


図 10.1.19 地表上から橋座部までの高さが概ね 5m 以上の場合の下部構造検査路設置例

② 橋座空間の利用

隣合う径間の動線を確保するため、下部構造検査路の平面配置形状は、確実に点検ができ円滑な移動性が確保される形式を基本とし、一般的には、ロまたはコの字型とするのがよい。ただし、用地制約がある場合で移動空間が確保できる場合は、図 10.1.20 のように手摺りを設けて橋座面を点検スペースとしてもよい。

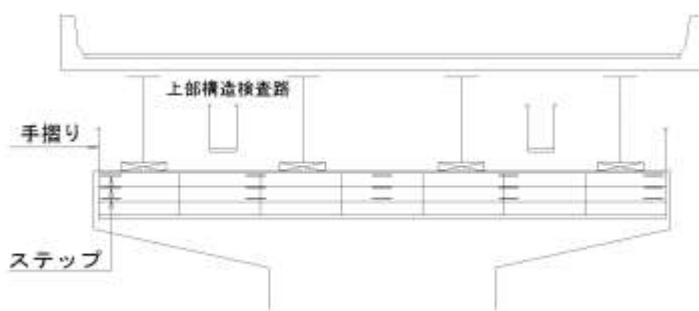


図 10.1.20 手摺りを設けて橋座面を利用する場合の例

また、支承高が高く橋座部のスペースが広い場合など、橋座に十分な作業空間が確保できる場合は、転落防止用の手摺りのみを設置し、検査路は設置しない選択肢も検討する。なお、地表面から橋座面までの高さが低く(概ね 2m 未満の場合)、転落しても大きな被害が生じる可能性が低い場合は、必ずしも転落防止用の手摺りを設置する必要はない。(「労働安全衛生規則 第二編 安全基準」)

橋座作業空間が確保できる場合の例を、図 10.1.21、図 10.1.22 に示す。一方、支承高が低く、橋座での作業空間の確保が困難な場合には、地表面から橋座面までの高さや交差する道路の建築限界、

河川上の高水位（図 10.1.23）など，下部構造検査路の設置空間について検討を行ったうえで，検査路設置の可否を判断する。

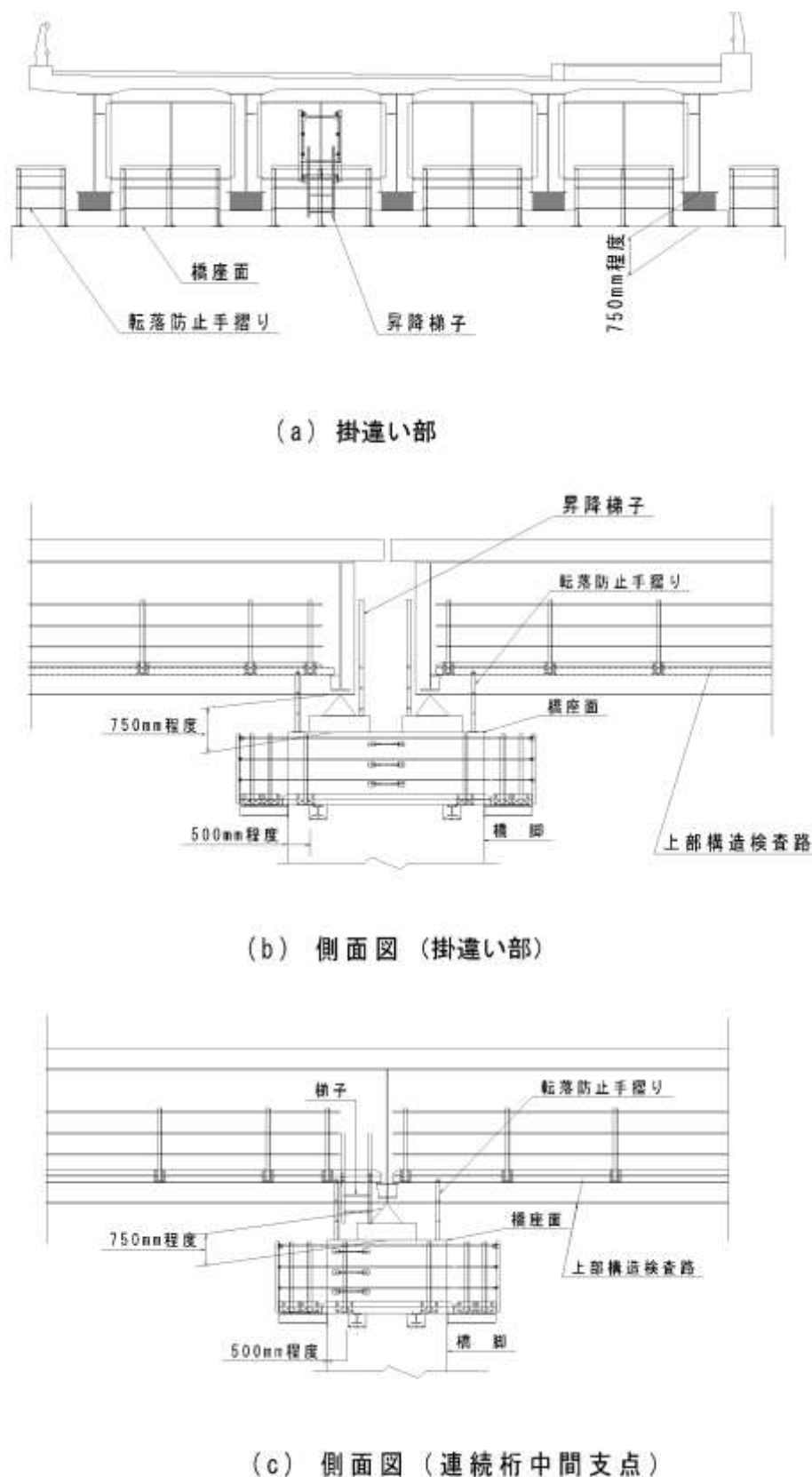
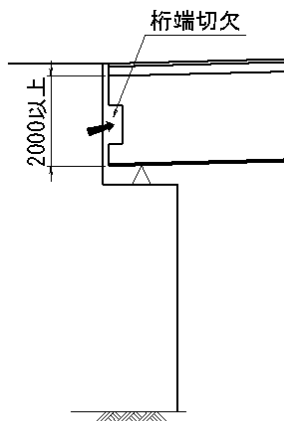
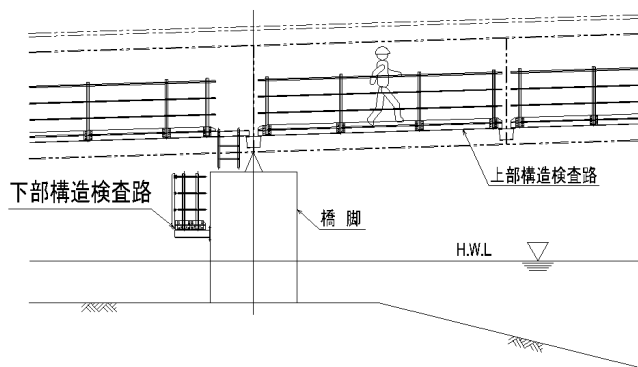


図 10.1.21 橋座空間が利用可能な場合の例



【解説】
橋台で桁高が 2m 以上ある場合に、桁端部に切欠を設けて橋座作業空間とする。

図 10.1.22 桁端切欠により橋座作業空間の確保が可能な場合（橋台部）



【解説】
橋座での作業空間の確保が困難な場合には、検査路を設置。

図 10.1.23 河川上で、高水位以上に設置できる場合下部構造検査の設置例

(4) 昇降設備

① 上部構造検査路または下部構造検査路への寄りつき易さ

橋脚高、桁下空間の状況等を総合的に勘案し、橋面からまたは地上からの昇降を判断する。

昇降設備は、通常、上部構造検査路または下部構造検査路まで移動するために設置する。上部構造検査路と下部構造検査路が一連の橋梁とともに設置されている場合は、点検活動や保守活動の対象部位への寄りつき易さや移動動線を考慮して、昇降設備の設置位置と設置箇所を決定する。また、橋座作業空間が確保され、検査路の代わりに転落防止用の手摺りが設置されている場合には、橋座までの移動手段の必要性を検討する。

上部構造検査路と下部構造検査路との間に段差等があり、移動が困難な場合は、適宜昇降設備を設置する。

点検活動における移動経路について必要な全箇所(上部工, 下部工)へ容易に移動できるかを確認し、不足があれば追加を検討する。例えば、移動時間の効率化のため昇降設備を両橋台に設置する計画や非常駐車帯と下部構造検査路との組合せも考慮した配置計画を検討することとする。

- 1) 上部構造検査路と下部構造検査路が設置されている場合は、各橋台に昇降設備を設置することを原則とする（図 10.1.24, 図 10.1.25 (a) 参照）。

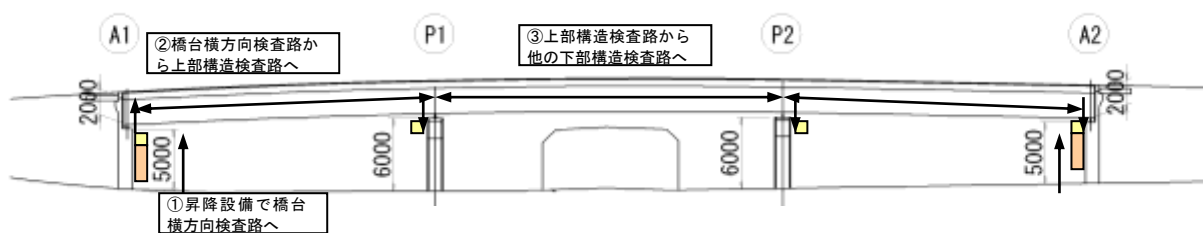


図 10.1.24 3 径間連続桁橋（跨道橋）の検査路設置計画例

- 2) 下部構造検査路が設置されているが、上部構造検査路が設置されていない場合は、各下部構造検査路に昇降設備を設置する（図 10.1.25 (b), (c) 参照）。
- 3) 高橋脚でなく上部構造検査路が設置できないとき、地面から昇降設備を付けた場合（図 10.1.25 (b) 参照）。
- 4) 高橋脚で上部構造検査路が設置できないとき、地面から昇降設備を付けると不経済となるので、橋面から設置した場合（図 10.1.25 (c) 参照）。
- 5) 河川橋で上部構造検査路が設置してあるとき、個々の橋脚には昇降設備を設置しなかった場合（図 10.1.25 (d) 参照）。

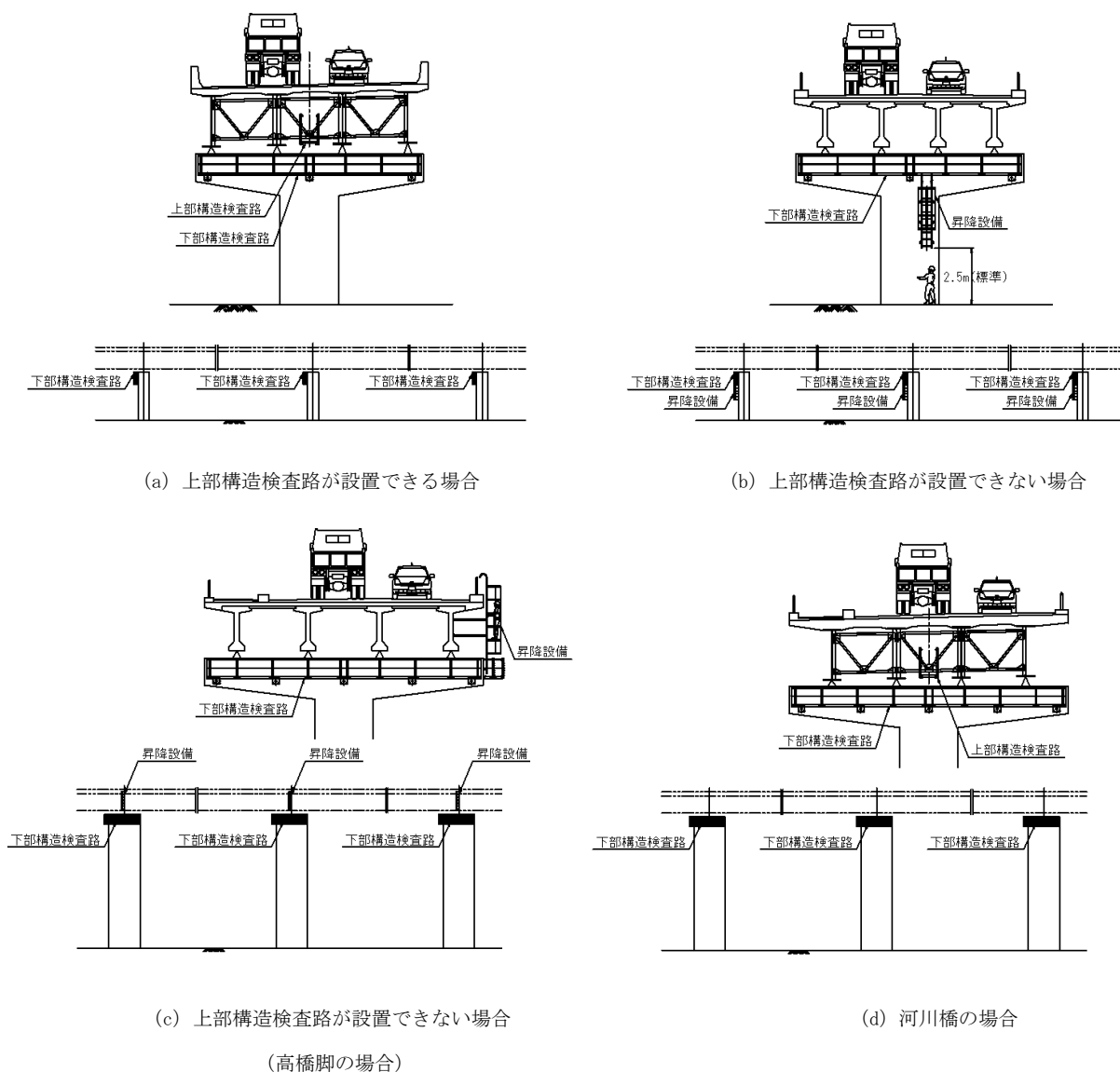


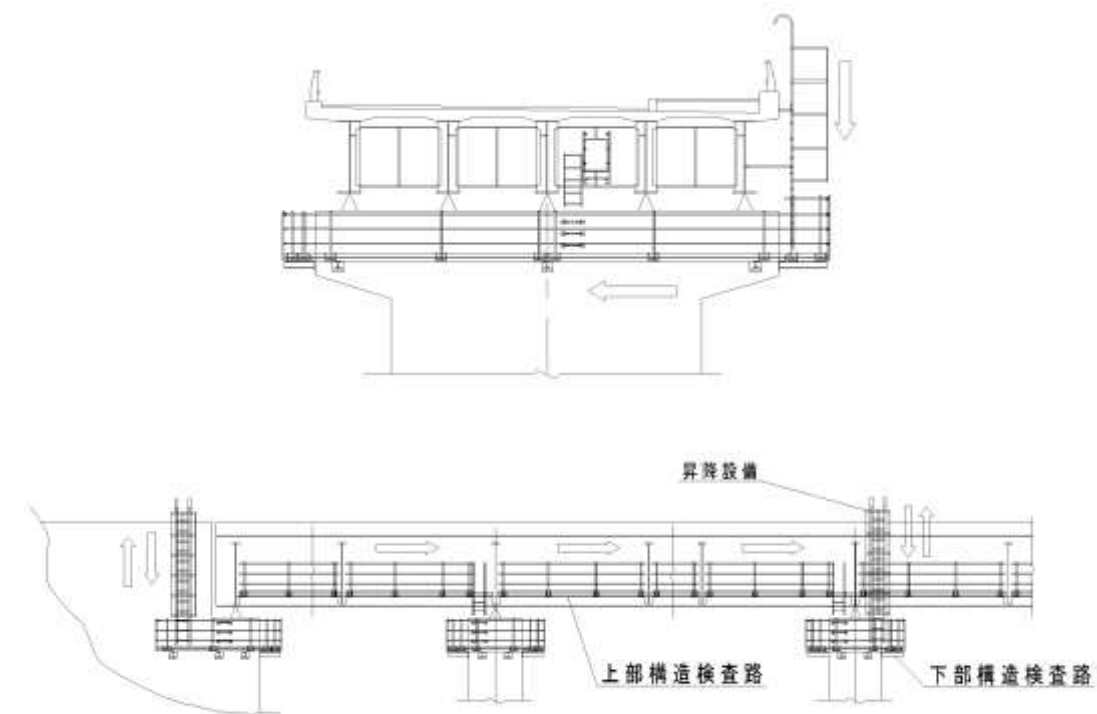
図 10.1.25 検査路設置計画と昇降設備設置計画の例

②第三者の進入防止柵

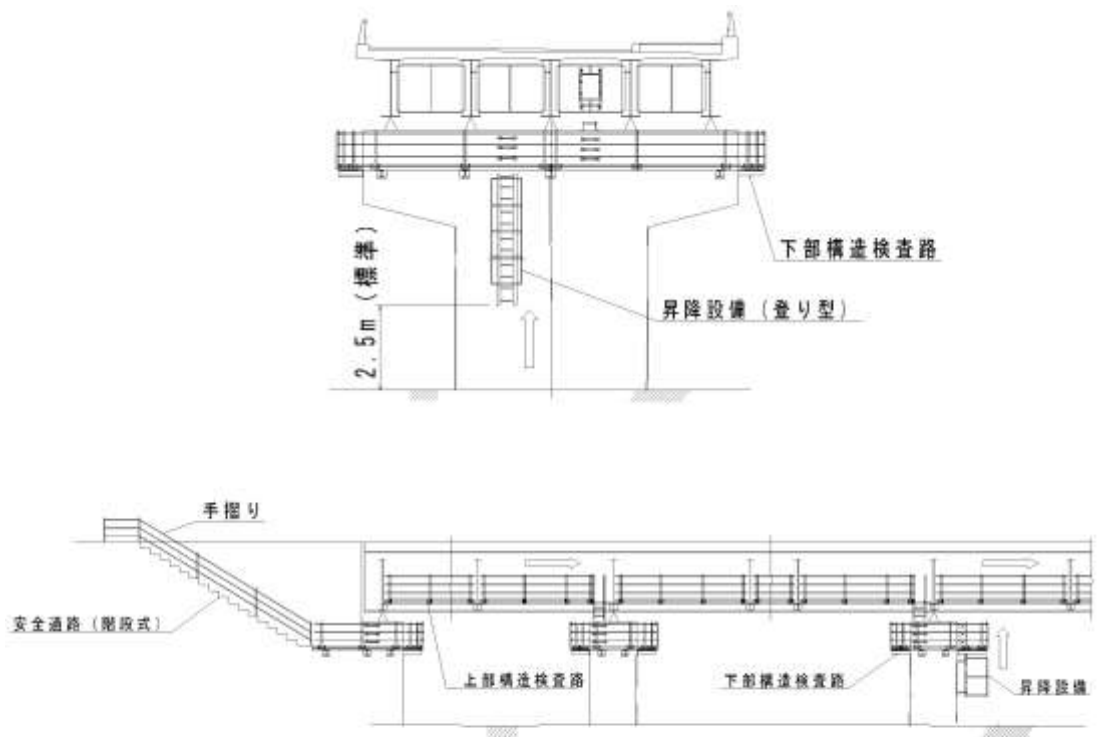
昇降設備には、第三者の進入を防止する処置を講じる必要がある。このため、登り型の場合、昇降設備の下面と地面とは 2.5m 程度離すこと（図 10.1.25(b) 参照）とし、最下段へのアクセス方法（梯子、脚立等）を、緊急時の確保の容易性を含めて明確にしておく必要がある。また、入り口は施錠することとし、緊急時の鍵の入手が容易な方法を検討しておく必要がある。

③配置例

昇降設備の配置例を、図 10.1.26 に示す。



(a) 降下型の例



(b) 登り型の例

※下部構造検査路及び昇降設備の配置では、官民境界に注意する。

図 10.1.26 昇降設備の配置例

10.2 検査路の設計

10.2.1 一般

- (1) 検査路の設計にあたっては、橋梁本体の構造に悪影響を及ぼさないようにしなければならない。
- (2) 検査路は使用目的を達成し、構造安全性を確保するとともに、所要の耐久性を確保するように設計しなければならない。
- (3) 検査路の設計では、次の事項を行う。
 - ① 設置（使用）目的
 - ② 配置計画
 - ③ 構造設計
 - ④ 耐久性の検討
 - ⑤ 検査路の維持管理計画の検討
- (4) 検査路の設計に際し必要となる次の事項については、10.2.2～10.2.5 によることができる。
 - ① 基本構造
 - ② 設計条件
 - ③ 構造細目
 - ④ 防錆防食
- (5) 検査路の設計条件や使用にあたっての制限条件などの設計に関する事項は、その記録を残しておくとともに、検査路の使用にあたっては、それらとの適合が確認できるような措置を講じなければならない。

10.2.2 基本構造

- (1) 検査路は、予定する点検活動や保守活動に伴う作業などの使用目的との適合性を満足するように、その諸元や構造を決定しなければならない。
- (2) 特別な機器の設置や補修・補強等の工事の条件を除き、目視と簡単な機器による点検や調査を行うための目的に対しては、少なくとも次の事項を満たすように設計する。
 - ① 検査路歩廊・作業スペースの寸法諸元
 - ア) 最小有効幅員は、60cm を標準とする。
 - イ) 最低手摺りの高さは、110cm を標準とする。
 - ウ) 最大支柱間隔は、1.9m 以内とする。
 - エ) 下部構造からの最大離れは、10cm とする。
 - ② 昇降設備の寸法諸元
 - ア) 梯子の最小有効幅員は、40cm とする。
 - イ) 梯子の最大ステップ間隔は、30cm を標準とする。
 - ウ) 下部構造からの最大離れは、20cm とする。
 - エ) 梯子には転落防止リングを設けることとし、内径 75cm、間隔 60cm を最小標準とする。
 - オ) 昇降設備には、適切な位置に踊場を設けるものとする。
- (3) 検査路の構造は、検査路そのもの(本体、歩廊、昇降設備、橋梁本体等との接合部)の点検が安全かつ確実

に行えるように、設計しなければならない。

- (4) 検査路の構造は、橋の供用後に検査路そのもの（本体、歩廊、昇降設備、防食）の補修や更新が行えるように設計しなければならない。

[解説]

(1) 検査路は、配置計画で示したように、様々な点検や調査に用いられるために設置される。また、特殊な構造の橋や架橋条件によっては、点検方法も一概ではない。よって、検査路構造の標準を示して画一的にそれらを設置していくことは必ずしも合理的でないばかりか、適切な維持管理の支障となることも考えられる。よって、原則として橋毎に場所などを決定するのがよい。

(2) 検査路歩廊・作業スペースの寸法諸元

①-1 上部構造検査路

上部構造検査路を構成する部材は、歩廊桁、床材、支柱及び手摺り等が標準である。標準的な構造を、図 10.2.1 に示す。

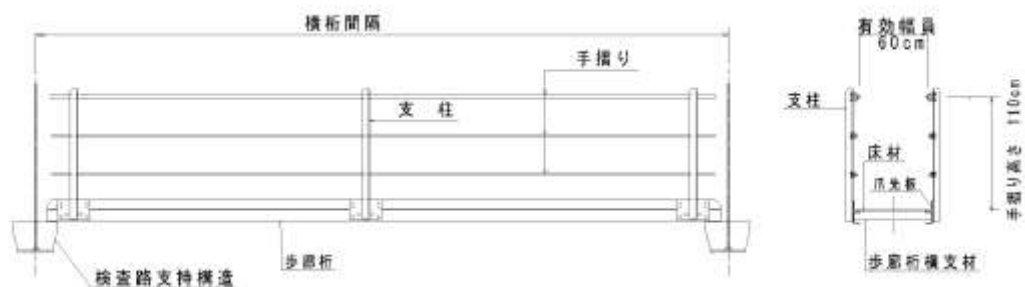
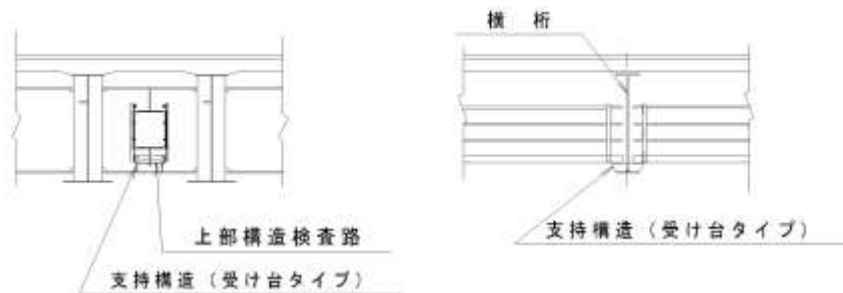
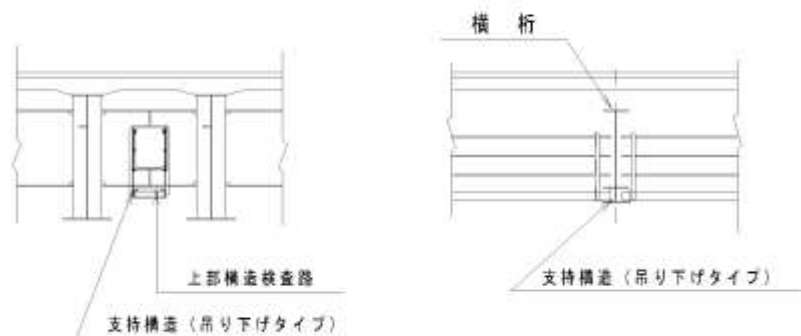


図 10.2.1 上部構造検査路の標準的構造

上部構造検査路の支持構造を、図 10.2.2 に示す。また、上部構造検査路の有効幅員及び手摺りの高さの定義を図 10.2.3 に示す。ここでいう有効幅員とは、幅員方向の手摺りまたはステップ支持金具の純間隔であり、手摺りのパイプ径と取付けUボルト径（梯子では支持金具径）を排除したものである。



(a) 支持構造 (受け台タイプ)



(b) 支持構造 (吊り下げタイプ)

図 10.2.2 上部構造検査路の支持構造

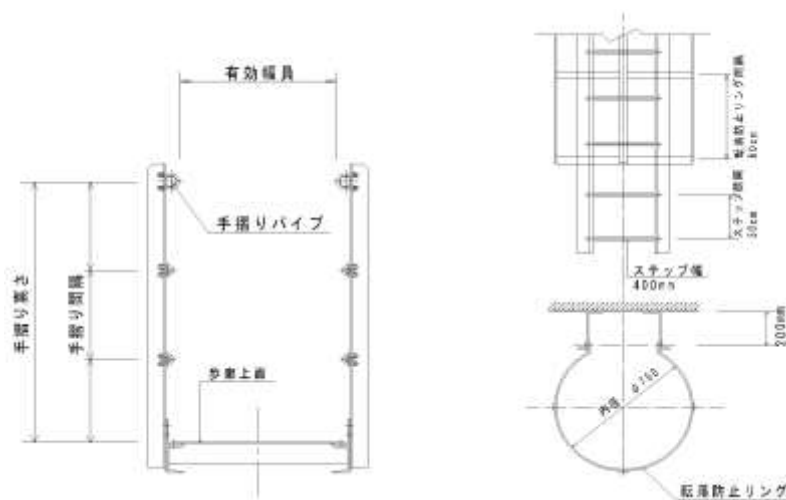


図 10.2.3 有効幅員及び手摺りの高さの定義

①-2 下部構造検査路

下部構造検査路は、上部構造検査路と共通の基本構造とするが、橋台部などで保守活動（沓座の清掃等）で使用する場合は、必要幅を確保する。

また、下部構造壁面からの離れは、施工性から、10cm 程度が標準である。

標準的な構造を、図 10.2.4 に示す。

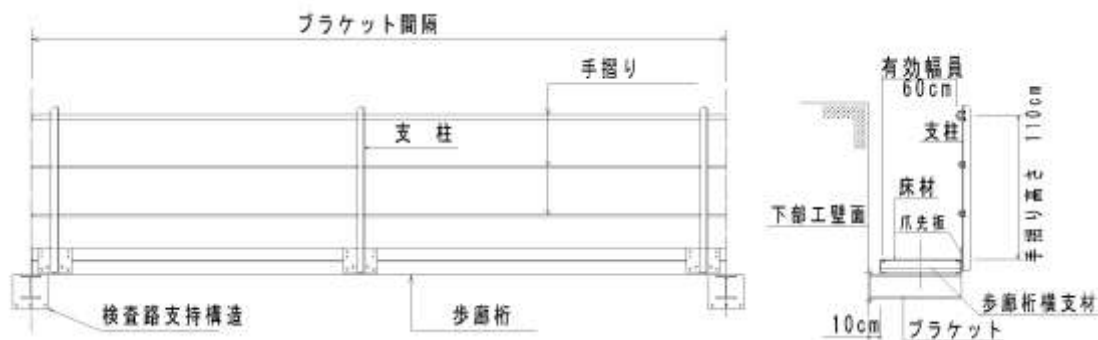


図 10.2.4 下部構造検査路の標準的構造

下部構造検査路の支持構造を、図 10.2.5 に示す。

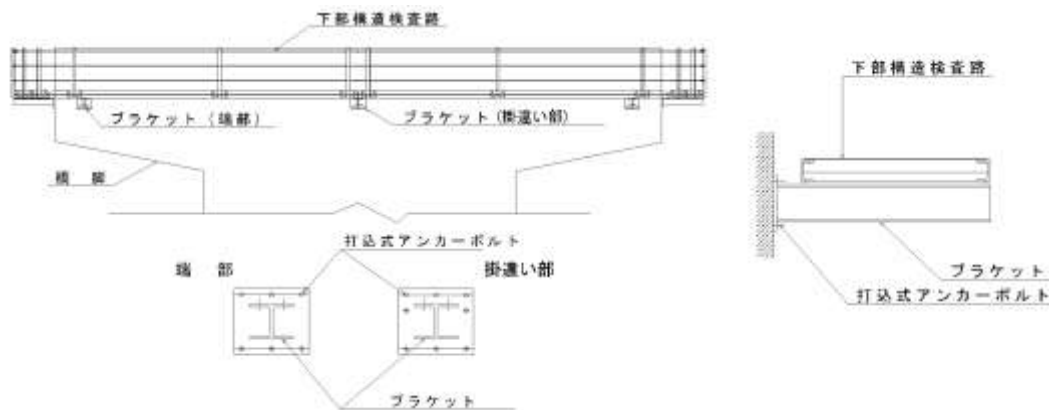


図 10.2.5 下部構造検査路の支持構造

10.2.3 設計条件

- (1) 歩廊桁の設計に用いる設計活荷重は、 3.5kN/m^2 とする。
- (2) 手摺りの設計荷重は、上段の手摺り位置に、鉛直方向 0.6kN/m 、水平方向 0.4kN/m を載荷する。
- (3) 検査路に用いる材料、応力照査、構造細目及び防せい防食は、「道示 I 共通編 II 鋼橋・鋼部材編」を準用する。
- (4) 10.2.4 及び 10.2.5 による場合は、上記(3)を満たしているを見なすことができる。

10.2.4 構造細目

- (1) 上部構造検査路及び下部構造検査路の構造細目の標準を次に示す。
 - ① 歩廊桁は溝形鋼を標準とし、支間に応じて使用断面を選定する。
 - ② 支柱は、等辺山形鋼を標準とする。
 - ③ 手摺りは鋼パイプ、段数は3段を標準とし、支柱と手摺り（パイプ）はUボルトにより定着することを標準とする。
 - ④ 支柱と歩廊桁との取付けは、ボルト止めを標準とする。
 - ⑤ 床材は、縞鋼板（チェッカープレート）を標準とする。この際、滞水しないよう排水処理を行う。
 - ⑥ 床の側面には、点検器具の落下防止のための爪先板を設けることを標準とする。

(2) 検査路支持構造の構造細目の標準を次に示す。

① 下部構造検査路支持構造のブラケットの取付けは、打込式アンカーボルトを標準とする。

(3) 昇降設備の構造細目の標準を次に示す。

① 梯子の手摺りは、直径 22mm の丸鋼を標準とする。

② 梯子の転落防止リングは、平鋼を標準とする。

10.2.5 防錆防食

(1) 検査路は、所要の耐久性を満足するようにしなければならない。

(2) 検査路の防錆防食は、溶融亜鉛めっき処理を標準とするが、架橋環境や景観に応じて適切な方法を選定しなければならない。

(3) 検査路の防錆防食にあたっては、異種金属接触腐食など橋本体の材料や防錆防食の仕様との整合性に注意しなければならない。

(4) 検査路の防錆防食仕様については、橋の供用期間中必要な機能が満足されるように、更新方法についても配慮して設定する

10.3 検査路の維持管理

10.3.1 維持管理の目的

検査路の機能・性能を維持し、第三者への被害の防止と点検者の安全を確保するため、適切な維持管理を行う。

10.3.2 維持管理の方法

(1) 検査路に生じている損傷を把握するため、所定の点検を行わなければならない。

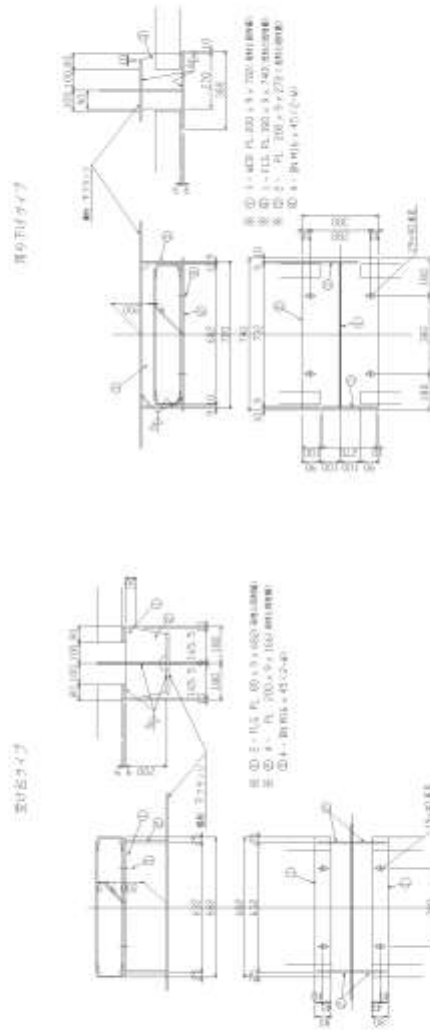
(2) 発見した損傷に対しては、補修等の適切な措置を行う。

10.3.3 維持管理の記録

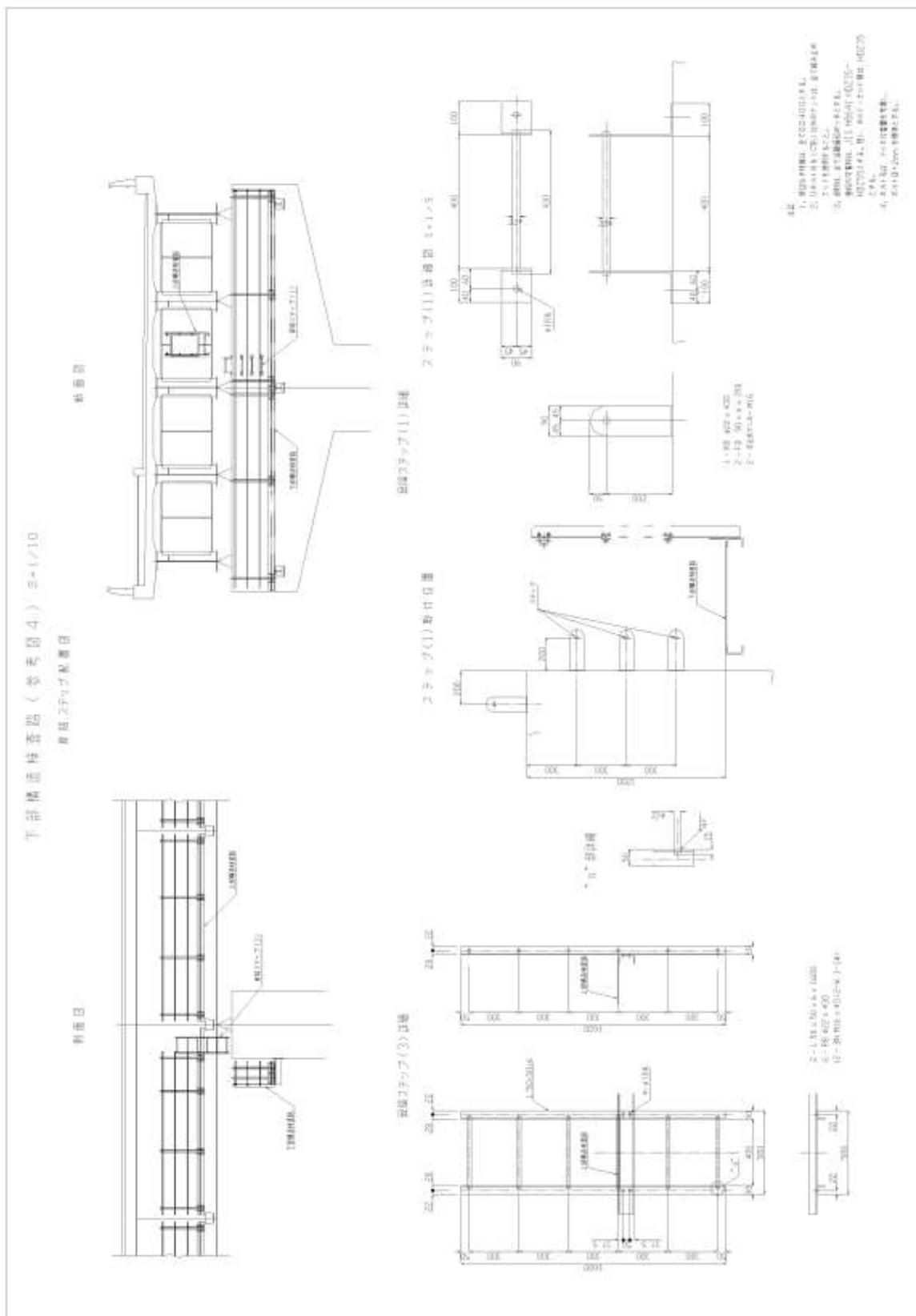
検査路の維持管理結果については、適切な方法で記録し、蓄積しておかなければならない。

上部構造検査装置 (連続型) S-11/S0

上部構造検査装置構造 S-11/S0



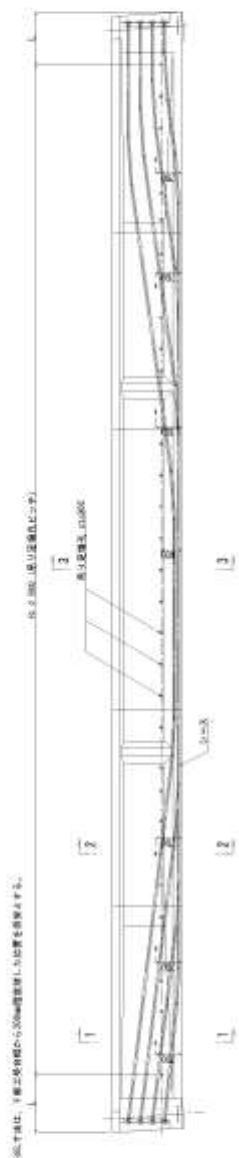
- 注
1. 検査対象部は、検査対象部を指す。
 2. 検査対象部は、検査対象部を指す。
 3. 検査対象部は、検査対象部を指す。
 4. 検査対象部は、検査対象部を指す。
 5. 検査対象部は、検査対象部を指す。



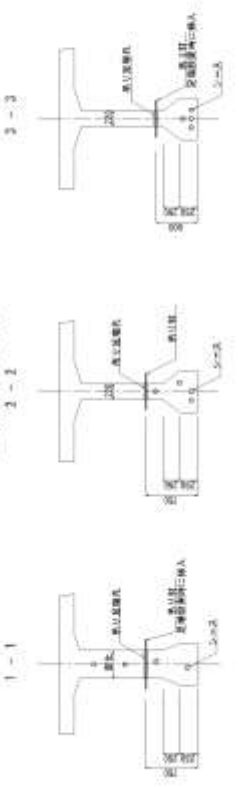
コンクリート橋吊り足場工設置 (第1案 ウェブ孔空け案)

PC T桁梁

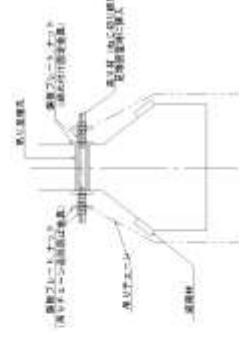
鋼材側面図-1:40



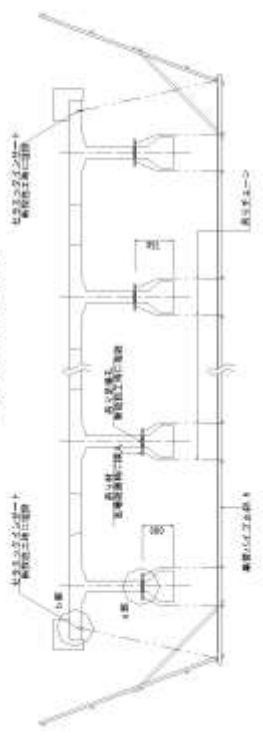
主桁断面図 30



a 部断面図 5:1:10



横断面図-1:40



b 部断面図 5:1:10



施工上の留意点

- ・吊り足場孔は、シース及びスラッグ等を交換してかぶりを取り除く必要に留意する。
- ・吊り足場孔は、シース及びスラッグ等を交換してかぶりを取り除く必要に留意する。
- ・吊り足場孔は、シース及びスラッグ等を交換してかぶりを取り除く必要に留意する。
- ・吊り足場孔は、シース及びスラッグ等を交換してかぶりを取り除く必要に留意する。
- ・吊り足場孔は、シース及びスラッグ等を交換してかぶりを取り除く必要に留意する。

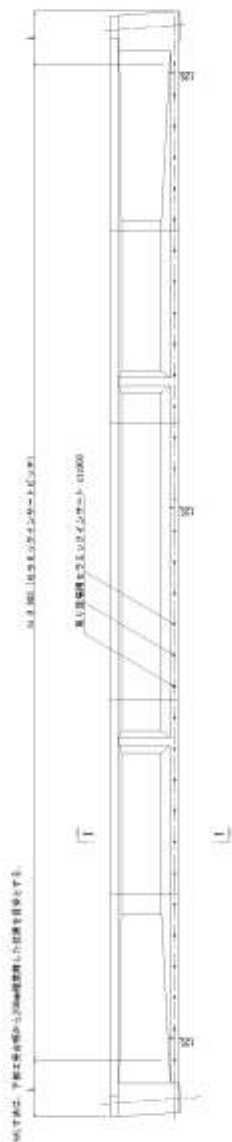
今後の課題・留意事項

- ・吊り足場孔は、シース及びスラッグ等を交換してかぶりを取り除く必要に留意する。
- ・吊り足場孔は、シース及びスラッグ等を交換してかぶりを取り除く必要に留意する。
- ・吊り足場孔は、シース及びスラッグ等を交換してかぶりを取り除く必要に留意する。
- ・吊り足場孔は、シース及びスラッグ等を交換してかぶりを取り除く必要に留意する。
- ・吊り足場孔は、シース及びスラッグ等を交換してかぶりを取り除く必要に留意する。

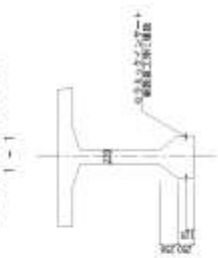
※吊り足場孔は、圧縮、引張も発生しない中心軸位置が想定であるが、PC桁の断面形状等によってはウェブ孔の位置、形状が必要となる。吊り足場孔は、主桁下部ランダムにランダムに設置してウェブ孔の位置を確保する必要がある。

コンクリート橋吊り足場工設置 (第2案 セラミックインサート案)
PCT桁架

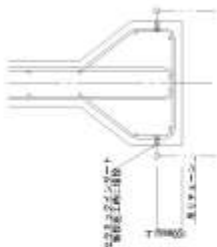
側面図 図-1:50



主桁断面図 30



a 部断面図 5=1:10



施工上の留意点

- ・新設桁架作時に、吊り足場用のセラミックインサートを、予め設置しておく。
- ・吊り足場撤去時に、セラミックインサートに専用の芯を起めて、後に使用可能な状態で保管する。
- ・インサートは長期間使用することになるため、耐久性の有るものを採用する。

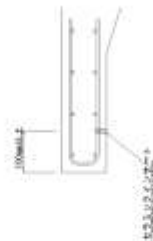
※セラミックインサート位置は、下フランジ厚が50mmの中心、新下から125mmの位置に設置した。

※セラミックインサートは、鋼筋上の作業を避け、設置される鋼筋との間に設置すること。

横断面図 3=1:40



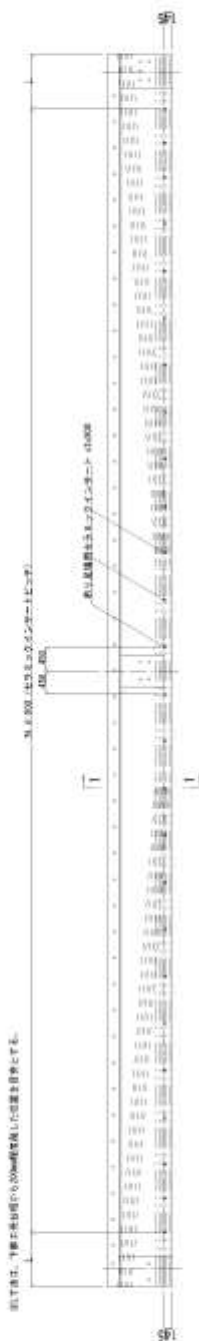
b 部断面図 5=1:10



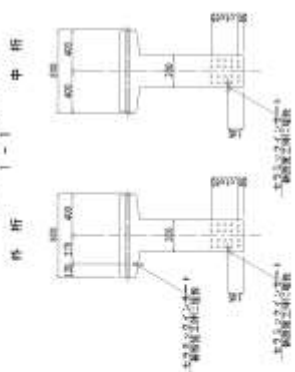
※セラミックインサートは、鋼筋上の作業を避け、設置される鋼筋との間に設置すること。

コンクリート橋吊り足場工設置 (第2案 セラミックインサート案)

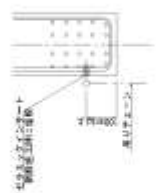
側面図 S=1/40



主桁断面図 20



a 部断面図 S=1/10



施工上の留意点

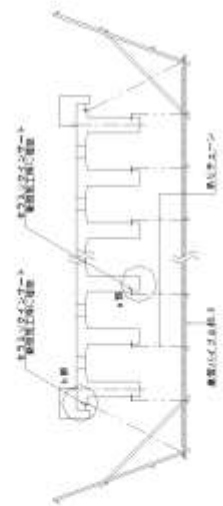
- ・新設新設時に、吊り足場用のセラミックインサートも、予め設置しておく。
- ・吊り足場撤去時に、セラミックインサートに専用の養生を施して、後に使用可能な状態で残す。
- ・インサートは長期使用することになるため、耐久性のあるものを使用する。

非セラミックインサートは、鋼材、鋼材とコンクリート、鋼材と鋼材の間に設置すること。非セラミックインサート位置は、鋼材の間隔の中心付近とし、100mm以上を確保する。

b 部断面図 S=1/10

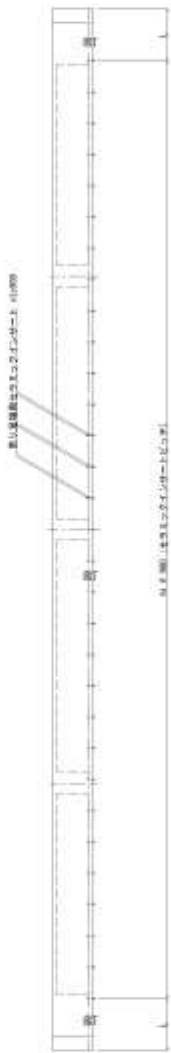


横断面図 S=1/10



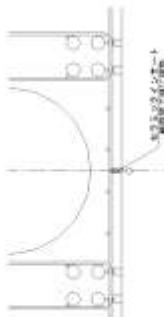
コンクリート橋吊り足場設置 (第2案 セラミックインサート案)
 システム中空床板案

側面図 S-1:50



※1:50は、下部工及び橋脚から300mm程度離した位置を撮影する。

a 部断面図 S-1:10



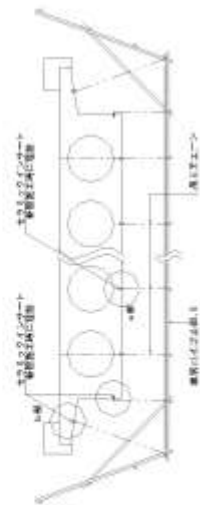
※セラミックインサートはボルトで固定し、橋脚上部の床板と密着させること。

b 部断面図 S-1:10



※セラミックインサートは、鋼材、鋼材との干渉を避け、橋脚上部の床板と密着させること。

横断面図 S-1:40



施工上の留意点

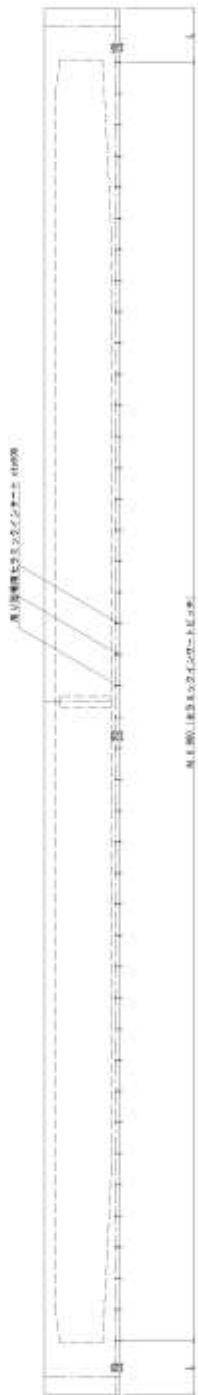
- ・新設新設作時に、吊り足場用のセラミックインサートを、予め設置しておく。
- ・吊り足場撤去時に、セラミックインサートに専用の枠を括めて、撤去時に傷みやすい状態で撤去する。
- ・インサートは長期使用することになるため、耐久性のあるものを使用する。

※セラミックインサートの厚さは、鋼材、鋼材との干渉を避けて橋脚から100mm以上を確保する。

コンクリート橋吊り足場工設置 (第2案 セラミックインサート案)

PC箱桁梁

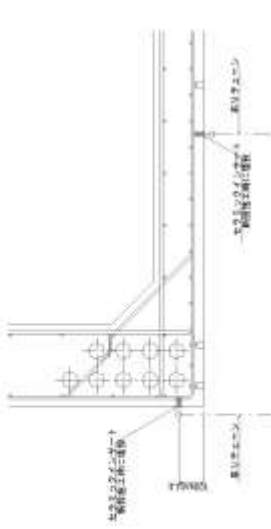
側面図 ①-1:60



吊り足場工設置位置の断面図

吊り足場工は、下部工垂線から200mm程度離して設置する。

a 部断面図 ①-1:10

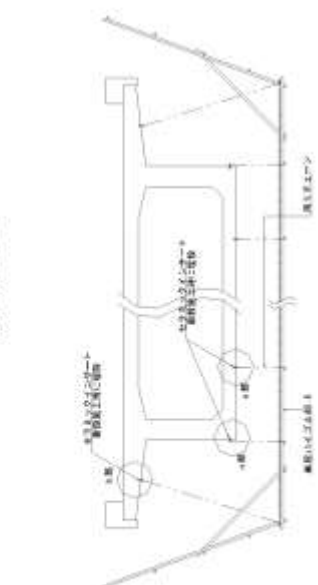


施工上の留意点

- ・新設桁梁時に、吊り足場用のセラミックインサートを、予め設置しておく。
- ・吊り足場撤去時に、セラミックインサートに養生の跡を留めて、後に使用可能な状態を維持する。
- ・インサートは長期使用することになるため、耐久性の劣るものを採用する。

吊り足場用セラミックインサートは、新設、撤去の作業を繰り返して損傷から100mm以上を確保する。

横断面図 ①-1:40



b 部断面図 ①-1:10



セラミックインサートは、吊り足場工設置位置より、吊り足場工設置位置の中心に設置すること。

10.5 数量計算例

○上部構造検査路（溝形鋼 タイプ別）の鋼材重量計算

(1) タイプ 1

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質 (kg)	質量 (kg)	材質	概要	ネット率 (%)	積算	メッキ	
PL	90 × 3.2 × 1518	4	25.120	3.430	14	SS400	爪先	100		M	
PL	90 × 3.2 × 1435	2	25.120	3.240	6	SS400	爪先	100		M	
PL	285 × 12 × 285	8	102.100	5.530	44	SM400A	爪先	100		M	
PL	80 × 9 × 662	2	70.650	2.810	6	SM400A	BASE	100		M	
PIPE	Φ42.7 × 2.3 × 4800	2	2.298	11.000	22	STK400	手摺り			M	
PIPE	Φ21.7 × 1.9 × 4800	4	0.928	4.450	18	STK400	手摺り			M	
L	65 × 65 × 6 × 1258	8	5.910	7.430	59	SS400	支柱			M	
BN	M16 × 45	32	-	0.154	5	SS400	支柱	緩み止めナット、2-W		M	
BN	M10 × 35	32	-	0.050	2	SS400	支柱	緩み止めナット、2-W		M	
U.B	32C	8	-	0.152	1	SS400	手摺り			M	
U.B	15C	16	-	0.118	2	SS400	手摺り			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 1574	2	26.790	27.100	54	SS400相当	歩廊			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 1598	1	26.790	27.500	28	SS400相当	歩廊			M	
[100 × 50 × 5 × 7.5 × 4800	2	9.360	44.900	90	SS400	歩廊			M	
L	75 × 75 × 6 × 672	2	6.850	4.600	9	SS400	歩廊			M	
L	50 × 50 × 6 × 672	4	4.430	2.980	12	SS400	歩廊			M	
FB	90 × 9 × 672	5	6.360	4.270	21	SS400	歩廊			M	
BN	M10 × 30	48	-	0.054	3	SS400	歩廊	緩み止めナット、W、TW		M	
合 計					396	kg					
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。											
仕 訳											
PL	SS400	t = 3.2mm			20	kg					
					小計	20	kg				
PL	SM400A	t = 9mm			6	kg					
PL	SM400A	t = 12mm			44	kg					
					小計	50	kg				
					鋼板合計	70	kg				
PIPE	STK400	Φ42.7 × 2.3			22	kg					
PIPE	STK400	Φ21.7 × 1.9			18	kg					
L	SS400	75 × 75 × 6			9	kg					
L	SS400	65 × 65 × 6			59	kg					
L	SS400	50 × 50 × 6			12	kg					
[SS400	100 × 50 × 5 × 7.5			90	kg					
FB	SS400	90 × 9			21	kg					
Ch.PL	SS400相当	t = 3.2mm			82	kg					
U.B	SS400	32C			1	kg	(8 本)				
U.B	SS400	15C			2	kg	(16 本)				
BN	SS400	M16 × 45 (緩み止めナット、2-W 付)			5	kg	(32 本)				
BN	SS400	M10 × 30 (緩み止めナット、W、TW 付)			3	kg	(48 本)				
BN	SS400	M10 × 35 (緩み止めナット、2-W 付)			2	kg	(32 本)				
					形鋼合計	326	kg				

(2) タイプ2

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質 量 (kg)	質量 (kg)	材質	概要	ネット率 (%)	積算	メッキ	
PL	90 × 3.2 × 1918	4	25.120	4.340	17	SS400	爪先	100		M	
PL	90 × 3.2 × 1835	2	25.120	4.150	8	SS400	爪先	100		M	
PL	215 × 12 × 185	8	94.200	3.750	30	SM400A	爪先	100		M	
PL	60 × 9 × 662	2	70.650	2.810	6	SM400A	BASE	100		M	
PIPE	Φ42.7 × 2.3 × 5800	2	2.290	13.300	27	STK400	手摺り			M	
PIPE	Φ21.7 × 1.9 × 5800	4	0.928	5.380	22	STK400	手摺り			M	
L	65 × 65 × 6 × 1283	8	5.910	7.580	61	SS400	支柱			M	
BN	M16 × 45	32	-	0.154	5	SS400	支柱	緩み止めナット、2-W		M	
BN	M10 × 35	32	-	0.050	2	SS400	支柱	緩み止めナット、2-W		M	
U.B	32C	8	-	0.152	1	SS400	手摺り			M	
U.B	15C	16	-	0.118	2	SS400	手摺り			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 1924	2	26.790	33.100	66	SS400相当	歩廊			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 1898	1	26.790	32.600	33	SS400相当	歩廊			M	
[125 × 65 × 6 × 8 × 5800	2	13.400	77.700	155	SS400	歩廊			M	
L	75 × 75 × 6 × 670	2	6.850	4.500	9	SS400	歩廊			M	
L	50 × 50 × 6 × 670	4	4.430	2.970	12	SS400	歩廊			M	
FB	90 × 9 × 670	3	6.360	4.260	21	SS400	歩廊			M	
BN	M10 × 30	56	-	0.054	3	SS400	歩廊	緩み止めナット、W、TW		M	
合 計					480	kg					
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。											
仕 訳											
PL	SS400	t = 3.2mm			25	kg					
					小計	25	kg				
PL	SM400A	t = 9mm			6	kg					
PL	SM400A	t = 12mm			30	kg					
					小計	36	kg				
					鋼板合計	61	kg				
PIPE	STK400	Φ42.7 × 2.3			27	kg					
PIPE	STK400	Φ21.7 × 1.9			22	kg					
L	SS400	75 × 75 × 6			9	kg					
L	SS400	65 × 65 × 6			61	kg					
L	SS400	50 × 50 × 6			12	kg					
[SS400	125 × 65 × 6 × 8			155	kg					
FB	SS400	90 × 9			21	kg					
Ch.PL	SS400相当	t = 3.2mm			99	kg					
U.B	SS400	32C			1	kg	(8 本)				
U.B	SS400	15C			2	kg	(16 本)				
BN	SS400	M16 × 45 (緩み止めナット、2-W 付)			5	kg	(32 本)				
BN	SS400	M10 × 30 (緩み止めナット、W、TW 付)			3	kg	(56 本)				
BN	SS400	M10 × 35 (緩み止めナット、2-W 付)			2	kg	(32 本)				
					形鋼合計	419	kg				

(3) タイプ3

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質 量 (kg)	質量 (kg)	材質	摘要	ネット率 (%)	種 別	メ ッ キ	
PL	90 × 3.2 × 1968	4	25.120	4.450	18	SS400	爪先	100		M	
PL	90 × 3.2 × 1835	4	25.120	4.150	17	SS400	爪先	100		M	
PL	240 × 12 × 185	10	94.200	4.180	42	SM400A	爪先	100		M	
PL	60 × 9 × 662	2	70.650	2.810	6	SM400A	BASE	100		M	
PIPE	Φ42.7 × 2.3 × 7800	2	2.290	17.900	36	STK400	手摺り			M	
PIPE	Φ21.7 × 1.9 × 7800	4	0.928	7.240	29	STK400	手摺り			M	
L	65 × 65 × 6 × 1308	10	5.910	7.730	77	SS400	支柱			M	
BN	M16 × 45	40	-	0.154	6	SS400	支柱	緩み止めナット、2-W		M	
BN	M10 × 35	40	-	0.050	2	SS400	支柱	緩み止めナット、2-W		M	
U.B	32C	10	-	0.152	2	SS400	手摺り			M	
U.B	15C	20	-	0.118	2	SS400	手摺り			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 1974	2	26.790	34.000	68	SS400相当	歩廊			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 1898	2	26.790	32.600	65	SS400相当	歩廊			M	
[150 × 75 × 6.5 × 10 × 7800	2	18.600	145.000	290	SS400	歩廊			M	
L	75 × 75 × 6 × 669	2	6.850	4.580	9	SS400	歩廊			M	
L	50 × 50 × 6 × 669	6	4.430	2.960	18	SS400	歩廊			M	
FB	90 × 9 × 669	6	6.360	4.250	26	SS400	歩廊			M	
BN	M10 × 35	76	-	0.057	4	SS400	歩廊	緩み止めナット、W、TW		M	
合 計					717	kg					
注) 単位質量のうち大枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。											
仕 訳											
PL	SS400	t = 3.2mm				35	kg				
					小計	35	kg				
PL	SM400A	t = 9mm				6	kg				
PL	SM400A	t = 12mm				42	kg				
					小計	48	kg				
					鋼板合計	83	kg				
PIPE	STK400	Φ42.7 × 2.3				36	kg				
PIPE	STK400	Φ21.7 × 1.9				29	kg				
L	SS400	75 × 75 × 6				9	kg				
L	SS400	65 × 65 × 6				77	kg				
L	SS400	50 × 50 × 6				18	kg				
[SS400	150 × 75 × 6.5 × 10				290	kg				
FB	SS400	90 × 9				26	kg				
Ch.PL	SS400相当	t = 3.2mm				133	kg				
U.B	SS400	32C				2	kg	(10 本)			
U.B	SS400	15C				2	kg	(20 本)			
BN	SS400	M16 × 45 (緩み止めナット、2-W 付)				6	kg	(40 本)			
BN	SS400	M10 × 35 (緩み止めナット、W、TW 付)				4	kg	(76 本)			
BN	SS400	M10 × 35 (緩み止めナット、2-W 付)				2	kg	(40 本)			
					形鋼合計	634	kg				

(4) タイプ4

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質 (kg)	質量 (kg)	材質	摘要	ネット率 (%)	種 別	メ ン キ	
PL	90 × 3.2 × 2068	4	25.120	4.680	19	SS400	爪先	100		M	
PL	90 × 3.2 × 1835	4	25.120	4.150	17	SS400	爪先	100		M	
PL	90 × 3.2 × 1735	2	25.120	3.920	8	SS401	爪先	101		M	
PL	240 × 12 × 185	12	94.200	4.180	50	SM400A	爪先	100		M	
PL	60 × 9 × 662	2	70.650	2.810	6	SM400A	BASE	100		M	
PIPE	Φ42.7 × 2.3 × 9800	2	2.290	22.400	45	STK400	手摺り			M	
PIPE	Φ21.7 × 1.9 × 9800	4	0.928	9.090	36	STK400	手摺り			M	
L	65 × 65 × 6 × 1308	12	5.910	7.730	93	SS400	支柱			M	
BN	M16 × 50	48	-	0.162	8	SS400	支柱	緩み止めナット、2-W		M	
BN	M10 × 35	48	-	0.050	2	SS400	支柱	緩み止めナット、2-W		M	
U.B	32C	12	-	0.152	2	SS400	手摺り			M	
U.B	15C	24	-	0.118	3	SS400	手摺り			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 2074	2	26.790	35.700	71	SS400相当	歩廊			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 1898	2	26.790	32.600	65	SS400相当	歩廊			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 1798	1	26.790	30.900	31	SS400相当	歩廊			M	
I	150 × 75 × 9 × 12.5 × 9800	2	24.000	235.000	470	SS400	歩廊			M	
L	75 × 75 × 6 × 664	2	6.850	4.550	9	SS400	歩廊			M	
L	50 × 50 × 6 × 664	8	4.430	2.940	24	SS400	歩廊			M	
FB	90 × 9 × 664	7	6.360	4.220	30	SS400	歩廊			M	
BN	M10 × 35	100	-	0.057	6	SS400	歩廊	緩み止めナット、W、TV		M	
合 計					995	kg					
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。											
仕 訳											
PL	SS400	t = 3.2mm			44	kg					
					小計	44	kg				
PL	SM400A	t = 9mm			6	kg					
PL	SM400A	t = 1.2mm			50	kg					
					小計	56	kg				
					鋼板合計	100	kg				
PIPE	STK400	Φ42.7 × 2.3			45	kg					
PIPE	STK400	Φ21.7 × 1.9			36	kg					
L	SS400	75 × 75 × 6			9	kg					
L	SS400	65 × 65 × 6			93	kg					
L	SS400	50 × 50 × 6			24	kg					
I	SS400	150 × 75 × 9 × 12.5			470	kg					
FB	SS400	90 × 9			30	kg					
Ch.PL	SS400相当	t = 3.2mm			167	kg					
U.B	SS400	32C			2	kg	(1 2 本)				
U.B	SS400	15C			3	kg	(2 4 本)				
BN	SS400	M16 × 50 (緩み止めナット、2-W 付)			8	kg	(4 8 本)				
BN	SS400	M10 × 35 (緩み止めナット、W、TV 付)			6	kg	(1 0 0 本)				
BN	SS400	M10 × 35 (緩み止めナット、2-W 付)			2	kg	(4 8 本)				
					形鋼合計	895	kg				

(5) タイプ 5

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質 量 (kg)	質量 (kg)	材質	摘要	ネット率 (%)	積算	メッキ	
PL	90 × 3.2 × 1718	4	25.120	3.880	16	SS400	爪先	100		M	
PL	90 × 3.2 × 1635	8	25.120	3.700	38	SS400	爪先	100		M	
PL	270 × 12 × 185	14	94.200	4.710	66	SM400A	爪先	100		M	
PL	60 × 9 × 662	2	70.650	2.810	6	SM400A	BASE	100		M	
PIPE	Φ42.7 × 2.3 × 10300	2	2.290	23.600	47	STK400	手摺り			M	
PIPE	Φ21.7 × 1.9 × 10300	4	0.928	9.560	38	STK400	手摺り			M	
L	65 × 65 × 6 × 1338	14	5.910	7.910	111	SS400	支柱			M	
BN	M16 × 45	56	-	0.154	9	SS400	支柱	緩み止めナット, 2-#		M	
BN	M10 × 35	56	-	0.050	3	SS400	支柱	緩み止めナット, 2-#		M	
U.B	32C	14	-	0.152	2	SS400	手摺り			M	
U.B	15C	28	-	0.118	3	SS400	手摺り			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 1724	2	26.790	29.700	59	SS400相当	歩廊			M	
Ch.PL	642 × 3.2 × 1698	4	26.790	29.200	117	SS400相当	歩廊			M	
[180 × 75 × 7 × 10.5 × 10300	2	21.400	220.900	440	SS400	歩廊			M	
L	75 × 75 × 6 × 668	2	6.550	4.580	9	SS400	歩廊			M	
L	50 × 50 × 6 × 668	10	4.430	2.960	39	SS400	歩廊			M	
FB	90 × 9 × 668	8	6.360	4.250	34	SS400	歩廊			M	
BN	M10 × 35	100	-	0.057	6	SS400	歩廊	緩み止めナット, W, TW		M	
合 計					1026	kg					
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。											
仕 訳											
PL	SS400	t = 3.2mm			46	kg					
					小計	46	kg				
PL	SM400A	t = 9mm			6	kg					
PL	SM400A	t = 12mm			66	kg					
					小計	72	kg				
					鋼板合計	118	kg				
PIPE	STK400		Φ42.7 × 2.3		47	kg					
PIPE	STK400		Φ21.7 × 1.9		38	kg					
L	SS400		75 × 75 × 6		9	kg					
L	SS400		65 × 65 × 6		111	kg					
L	SS400		50 × 50 × 6		39	kg					
[SS400		180 × 75 × 7 × 10.5		440	kg					
FB	SS400		90 × 9		34	kg					
Ch.PL	SS400相当	t = 3.2mm			176	kg					
U.B	SS400		32C		2	kg	(14 本)				
U.B	SS400		15C		3	kg	(28 本)				
BN	SS400	M16 × 45	(緩み止めナット, 2-# 付)		9	kg	(56 本)				
BN	SS400	M10 × 35	(緩み止めナット, W, TW 付)		6	kg	(100 本)				
BN	SS400	M10 × 35	(緩み止めナット, 2-# 付)		3	kg	(56 本)				
					形鋼合計	908	kg				

(6) 検査路支持構造：受け台タイプ（1箇所当たり）

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質 量 (kg)	質量 (kg)	材質	摘要	ネット率 (%)	積 算	メ ン キ
PL	80 × 9 × 682	2	70.650	3.850	8	母材と同材質	FLG	100		
PL	200 × 9 × 166	4	70.650	2.350	9	母材と同材質		100		
BN	M16 × 45	4	-	0.154	1	SS400		緩み止めナット、2-W		M
合 計					18	k g				
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。										
仕 訳										
P L	母材と同材質	t =	9 mm		17	k g				
					鋼板合計	17	k g			
BN	SS400	M16 × 45	(緩み止めナット、2-W 付)		1	k g		(4 本)		
					形鋼合計	1	k g			

(7) 検査路支持構造：吊り下げタイプ（1箇所当たり）

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質 量 (kg)	質量 (kg)	材質	摘要	ネット率 (%)	積 算	メ ン キ
PL	200 × 9 × 702	1	70.650	9.920	10	母材と同材質	WEB	100		
	380 × 9 × 740	1	70.650	19.900	20	母材と同材質	FLG	100		
PL	200 × 9 × 270	2	70.650	3.820	8	母材と同材質		100		
BN	M16 × 45	4	-	0.154	1	SS400		緩み止めナット、2-W		M
合 計					39	k g				
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。										
仕 訳										
P L	母材と同材質	t =	9 mm		38	k g				
					鋼板合計	38	k g			
BN	SS400	M16 × 45	(緩み止めナット、2-W 付)		1	k g		(4 本)		
					形鋼合計	1	k g			

○下部構造検査路の鋼材重量計算書

(1) K-1

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質 量 (kg)	質量 (kg)	材質	摘要	ネット率 (%)	積算	メッキ	
PL	90 × 3.2 × 1618	1	25.120	3.660	4	SS400	爪先	100		M	
PL	90 × 3.2 × 1230	2	25.120	2.800	6	SS400	爪先	100		M	
PL	90 × 3.2 × 1560	1	25.120	3.530	4	SS400	爪先	100		M	
PL	190 × 12 × 285	6	94.200	5.100	26	SM400A	支柱	100		M	
PL	150 × 9 × 660	2	70.650	7.460	15	SM400A	BASE	100		M	
PL	400 × 15 × 300	2	117.750	14.130	28	SM400A	支持構造	100		M	
PIPE	Φ42.7 × 2.3 × 6580	1	2.290	15.100	15	STK400	手摺り			M	
PIPE	Φ21.7 × 1.9 × 6580	2	0.928	6.100	12	STK400	手摺り			M	
L	65 × 65 × 6 × 1258	6	5.910	7.430	37	SS400	支柱			M	
L	50 × 50 × 6 × 670	6	4.430	2.970	18	SS401	支柱			M	
BN	M16 × 45	20	-	0.154	3	SS400	支柱	緩み止めナット、2-#		M	
BN	M10 × 35	20	-	0.050	1	SS400	支柱	緩み止めナット、2-#		M	
U.B	32C	5	-	0.152	1	SS400	手摺り			M	
U.B	15C	10	-	0.118	1	SS400	手摺り			M	
Ch.PL	640 × 3.2 × 1679	1	26.790	28.800	29	SS400相当	歩廊			M	
Ch.PL	640 × 3.2 × 1393	2	26.790	23.900	48	SS400相当	歩廊			M	
Ch.PL	640 × 3.2 × 1709	1	26.790	29.300	29	SS400相当	歩廊			M	
I	100 × 50 × 5 × 7.5 × 6234	2	9.360	58.400	117	SS400	歩廊			M	
I	100 × 50 × 5 × 7.5 × 680	1	9.360	4.360	6		歩廊			M	
I	125 × 65 × 6 × 8 × 680	1	13.400	9.110	9		歩廊			M	
FB	90 × 9 × 670	6	6.360	4.260	26	SS400	歩廊			M	
BN	M10 × 30	68	-	0.054	4		歩廊	緩み止めナット、V、TV		M	
H	175 × 175 × 7.5 × 11 × 774	2	40.400	31.300	63		支持構造			M	
BN	M16 × 50	8	-	0.162	1	SS400	支持構造	緩み止めナット、2-#		M	
合 計					503	kg					
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。											
仕 訳											
PL	SS400	t = 3.2mm			14	kg					
					小計	14	kg				
PL	SM400A	t = 9mm			15	kg					
PL	SM400A	t = 12mm			26	kg					
PL	SM400A	t = 16mm			23	kg					
					小計	66	kg				
					鋼板合計	80	kg				
PIPE	STK400	Φ42.7 × 2.3			15	kg					
PIPE	STK400	Φ21.7 × 1.9			12	kg					
L	SS400	65 × 65 × 6			37	kg					
L	SS400	50 × 50 × 6			18	kg					
I	SS400	125 × 65 × 6 × 8			9	kg					
I	SS401	100 × 50 × 5 × 7.5			123	kg					
H	SS400	175 × 175 × 7.5 × 11			63	kg					
FB	SS400	90 × 9			26	kg					
Ch.PL	SS400相当	t = 3.2mm			106	kg					
U.B	SS400	32C			1	kg	(5 本)				
U.B	SS400	15C			1	kg	(10 本)				
BN	SS400	M16 × 50 (緩み止めナット、2-# 付)			1	kg	(8 本)				
BN	SS400	M16 × 45 (緩み止めナット、2-# 付)			3	kg	(20 本)				
BN	SS400	M10 × 30 (緩み止めナット、V、TV 付)			4	kg	(68 本)				
BN	SS400	M10 × 35 (緩み止めナット、2-# 付)			1	kg	(20 本)				
					形鋼合計	420	kg				
鋼材外数量											
打込式アンカー			M16				12	本			

(2) K-2

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質量 (kg)	質量 (kg)	材質	摘要	ネット率 (%)	積算	メンキ	
PL	90 × 3.2 × 1768	1	25.120	4.000	4	SS400	爪先	100		M	
PL	90 × 3.2 × 1485	1	25.120	3.360	3	SS400	爪先	100		M	
PL	90 × 3.2 × 1758	1	25.120	3.970	4	SS400	爪先	100		M	
PL	190 × 12 × 285	4	94.200	5.100	20	SM100A	支柱	100		M	
PL	160 × 9 × 660	1	70.650	7.460	7	SM100A	BASE	100		M	
PL	60 × 9 × 660	1	70.650	2.800	3	SM101A	BASE	100		M	
PL	400 × 15 × 300	2	117.750	14.130	28	SM100A	支持構造	100		M	
PIPE	Φ42.7 × 2.3 × 5680	1	2.290	13.000	13	STK400	手摺り			M	
PIPE	Φ21.7 × 1.9 × 5680	2	0.928	5.270	11	STK400	手摺り			M	
L	65 × 65 × 6 × 1258	4	5.910	7.430	30	SS400	支柱			M	
BN	M16 × 45	16	-	0.154	2	SS400	支柱	緩み止めナット,2-W		M	
BN	M10 × 35	16	-	0.050	1	SS400	支柱	緩み止めナット,2-W		M	
U.B	32C	4	-	0.152	1	SS400	手摺り			M	
U.B	15C	8	-	0.118	1	SS400	手摺り			M	
Ch.PL	640 × 3.2 × 1829	1	26.790	31.400	31	SS400相当	歩廊			M	
Ch.PL	640 × 3.2 × 1648	1	26.790	28.300	28	SS400相当	歩廊			M	
Ch.PL	640 × 3.2 × 1814	1	26.790	31.100	31	SS400相当	歩廊			M	
[100 × 50 × 5 × 7.5 × 5334	2	9.360	49.900	100	SS400	歩廊			M	
[125 × 65 × 6 × 8 × 680	1	13.400	9.110	9	SS400	歩廊			M	
L	75 × 75 × 6 × 670	1	6.850	4.590	5	SS400	歩廊			M	
L	65 × 65 × 6 × 670	4	4.430	2.970	12	SS400	歩廊			M	
FB	90 × 9 × 670	5	6.360	4.260	21	SS400	歩廊			M	
BN	M10 × 30	52	-	0.054	3	SS400	歩廊	緩み止めナット,W,TW		M	
H	175 × 175 × 7.5 × 11 × 774	2	40.400	31.300	63	SS400	支持構造			M	
BN	M16 × 50	8	-	0.162	1	SS400	支持構造	緩み止めナット,2-W		M	
合 計					432	kg					
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。											
仕 訳											
PL	SS400	t = 3.2mm			11	kg					
					小計	11	kg				
PL	SM400A	t = 9mm			10	kg					
PL	SM400A	t = 12mm			20	kg					
PL	SM400A	t = 16mm			25	kg					
					小計	55	kg				
					鋼板合計	66	kg				
PIPE	STK400	Φ42.7 × 2.3			13	kg					
PIPE	STK400	Φ21.7 × 1.9			11	kg					
L	SS400	75 × 75 × 6			5	kg					
L	SS400	65 × 65 × 6			30	kg					
L	SS400	50 × 50 × 6			12	kg					
[SS400	125 × 65 × 6 × 8			9	kg					
[SS401	100 × 50 × 5 × 7.5			100	kg					
H	SS400	175 × 175 × 7.5 × 11			63	kg					
FB	SS400	90 × 9			21	kg					
Ch.PL	SS400相当	t = 3.2mm			90	kg					
U.B	SS400	32C			1	kg	(4 本)				
U.B	SS400	15C			1	kg	(8 本)				
BN	SS400	M16 × 50 (緩み止めナット,2-W 付)			1	kg	(8 本)				
BN	SS400	M16 × 45 (緩み止めナット,2-W 付)			2	kg	(16 本)				
BN	SS400	M10 × 30 (緩み止めナット,W,TW 付)			3	kg	(5.2 本)				
BN	SS400	M10 × 35 (緩み止めナット,2-W 付)			1	kg	(16 本)				
					形鋼合計	363	kg				
鋼材外数量											
打込式アンカー			M16				14	本			

(3) K-3

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ³)	1個当たり 質量 (kg)	質量 (kg)	材質	摘要	ネット率 (%)	積算	ズッキ
PL	90 × 3.2 × 1908	1	25.120	4.310	4	SS400	爪先	100		M
PL	90 × 3.2 × 1525	1	25.120	3.450	3	SS400	爪先	100		M
PL	90 × 3.2 × 1918	1	25.120	4.340	4	SS400	爪先	100		M
PL	190 × 12 × 285	4	94.200	5.100	20	SM400A	支柱	100		M
PL	60 × 9 × 660	1	70.650	2.800	3	SM400A	BASE	100		M
PL	160 × 9 × 660	1	70.650	7.460	7	SM400A	BASE	100		M
PL	400 × 15 × 300	1	117.750	14.130	14	SM400A	支持構造	100		M
PIPE	Φ42.7 × 2.3 × 5680	1	2.290	13.000	13	STK400	手摺り			M
PIPE	Φ21.7 × 1.9 × 5680	2	0.928	5.270	11	STK400	手摺り			M
L	65 × 65 × 6 × 1258	4	5.910	7.430	30	SS400	支柱			M
BN	M16 × 45	16	-	0.154	2	SS400	支柱	緩み止めナット、2-W		M
BN	M10 × 35	16	-	0.050	1	SS400	支柱	緩み止めナット、2-W		M
U.B	32C	4	-	0.152	1	SS400	手摺り			M
U.B	15C	8	-	0.118	1	SS400	手摺り			M
Ch.PL	640 × 3.2 × 1964	1	26.790	33.700	34	SS400相当	歩廊			M
Ch.PL	640 × 3.2 × 1688	1	26.790	28.900	29	SS400相当	歩廊			M
Ch.PL	640 × 3.2 × 1979	1	26.790	33.900	34	SS400相当	歩廊			M
[100 × 50 × 5 × 7.5 × 5680	2	9.360	53.200	106	SS400	歩廊			M
[100 × 50 × 5 × 7.5 × 680	1	9.360	6.360	6	SS400	歩廊			M
L	75 × 75 × 6 × 670	1	6.850	4.590	5	SS400	歩廊			M
L	50 × 50 × 6 × 670	4	4.430	2.970	12	SS400	歩廊			M
FB	90 × 9 × 670	5	6.360	4.260	21	SS400	歩廊			M
BN	M10 × 30	52	-	0.054	3	SS400	歩廊	緩み止めナット、W、TW		M
H	175 × 175 × 7.5 × 11 × 774	1	40.400	31.200	31	SS400	支持構造			M
BN	M16 × 50	4	-	0.162	1	SS400	支持構造	緩み止めナット、2-W		M
合 計					396	kg				
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。										
仕 訳										
PL	SS400	t = 3.2mm			11	kg				
					小計	11	kg			
PL	SM400A	t = 9mm			10	kg				
PL	SM400A	t = 1.2mm			20	kg				
PL	SM400A	t = 1.6mm			13	kg				
					小計	43	kg			
					鋼板合計	54	kg			
PIPE	STK400	Φ42.7 × 2.3			13	kg				
PIPE	STK400	Φ21.7 × 1.9			11	kg				
L	SS400	75 × 75 × 6			5	kg				
L	SS400	65 × 65 × 6			30	kg				
L	SS400	50 × 50 × 6			12	kg				
[SS401	100 × 50 × 5 × 7.5			112	kg				
H	SS400	175 × 175 × 7.5 × 11			31	kg				
Ch.PL	SS400相当	t = 3.2mm			97	kg				
FB	SS400	90 × 9			21	kg				
U.B	SS400	32C			1	kg	(4 本)			
U.B	SS400	15C			1	kg	(8 本)			
BN	SS400	M16 × 50 (緩み止めナット、2-W 付)			1	kg	(4 本)			
BN	SS400	M16 × 45 (緩み止めナット、2-W 付)			2	kg	(16 本)			
BN	SS400	M10 × 30 (緩み止めナット、W、TW 付)			3	kg	(52 本)			
BN	SS400	M10 × 35 (緩み止めナット、2-W 付)			1	kg	(16 本)			
					形鋼合計	341	kg			
鋼材外数量										
打込式アンカー			M16				6	本		

(4) マンホール部

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質量 (kg)	質量 (kg)	材質	概要	ネット率 (%)	種 算	メ ッキ
PL	30 × 3.2 × 100	4	25.120	0.075	-	SM400A	蝶番	100		M
PL	25 × 4.5 × 60	2	35.330	0.053	-	SM400A	ストッパー	100		M
PL	147 × 4.5 × 73	2	35.330	0.379	1	SM400A	ストッパー	100		M
L	50 × 50 × 6	2	4.430	2.920	6	SS400	支脚			M
L	50 × 50 × 6	2	4.430	2.500	5	SS400	歩密			M
L	50 × 50 × 6	2	4.430	2.640	5	SS400	歩密			M
L	50 × 50 × 6	2	4.430	0.665	1	SS400	歩密			M
FB	50 × 6	2	2.360	0.118	-	SS400	歩密			M
Ch. PL	555 × 3.2	600	26.790	8.920	9	SS400相当	歩密			M
BN	M10	30	-	0.047	-	SS400	歩密	緩み止めナット、2本		M
PIPE	Φ21.7 × 1.9	15	0.928	0.014	-	STK400	蝶番			M
PIPE	Φ21.7 × 1.9	23	0.928	0.021	-	STK400	蝶番			M
FB	Φ16	140	1.580	0.221	-	SS400	蝶番			M
割ピン	Φ5	36	-	0.006	-	SFRMS	蝶番			M
合 計					27	kg				
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。										
仕 状										
PL	SS400	t =	4.5mm		1	kg				
PL	SM400A	t =	3.2mm		-	kg				
鋼板合計					1	kg				
割ピン	SFRMS		Φ5		-	kg				
L	SS400		50 × 50 × 6		17	kg				
PIPE	STK400		Φ21.7 × 1.9		-	kg				
Ch. PL	SS400相当		t = 3.2mm		9	kg				
BN	SS400	M10 × 30	(緩み止めナット、N、TV付)		-	kg (6 本)				
FB	SS400		50 × 6		-	kg				
割ピン	SFRMS		Φ5 × 36		-	kg (4 本)				
形鋼合計					26	kg				
鋼材外数量										
皿ネジ	SS400		M6 × 8			14 本				
ゴム	コルシアロビリンゴム		40 × 3 × 565			2 枚				
ゴム	コルシアロビリンゴム		25 × 3 × 60			2 枚				

(5) 梯子

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質 量 (kg)	質量 (kg)	材質	摘要	ネット率 (%)	積算	メッキ	
L	50 × 50 × 6 ×	3650	2	4.430	16.200	32	SS400	手摺り			M
RB	Φ22 ×	430	12	2.980	1.280	15	SS400	STEP			M
FB	50 × 4.5 ×	2101	4	1.770	3.720	15	SS400	RING			M
FB	50 × 4.5 ×	2430	3	1.770	4.300	13	SS400	RING			M
BN	M16 ×	40	10	-	0.147	1	SS400	RING	緩み止めナット、2-#		M
FB	90 × 6 ×	315	8	4.240	1.340	11	SS400	支持構造			M
合 計					87	k g					
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。											
仕 訳											
L	SS400	50 × 50 × 6		32	k g						
RB	SS400	Φ22		15	k g						
FB	SS400	90 × 6		11	k g						
FB	SS400	90 × 4.5		28	k g						
BN	SS400	M16 × 40	(緩み止めナット、2-# 付)		1	k g	(1 0 本)				
形網合計					87	k g					
鋼材外数量											
打込式アンカー		M16		8 本							

(6) ステップ

種別	部材寸法 (mm)	個数 (個)	単位質量 (kg/m ²)	1個当たり 質 量 (kg)	質量 (kg)	材質	摘要	ネット率 (%)	積算	メッキ	
RB	Φ22 ×	430	4	2.980	1.280	5	SS400	STEP			M
FB	90 × 6 ×	350	8	4.240	1.480	12	SS400	支持構造			M
合 計					17	k g					
注) 単位質量のうち太枠内の数値はkg/m当たりの値を示す。											
仕 訳											
RB	SS400	Φ22		5	k g						
FB	SS400	90 × 6		12	k g						
形網合計					17	k g					
鋼材外数量											
打込式アンカー		M16		8 本							

10.6 設計計算例

ここでは、標準的な上部構造検査路として、横桁間隔 6m、有効幅員 600mmの検査路について主な構成要素に対する設計計算例を示す。

なお、以下の設計計算例では「第1章 総則、1.1 適用範囲」に示す標準的な鋼橋（I形断面、箱桁断面の桁）に設置する、横桁間隔が 2m ~ 10.6m 程度の検査路を対象としている。

従って、適用範囲を超える橋梁を対象とする場合においては、設計条件を含め、適宜計算モデルを判断し適用することを基本とする。

以下に、設計計算例を示す構成要素を示す。また、次項から設計計算例を示す。

実設計に際しては、現地の施工性及び材料の入手等、市場性を考慮して設計（計画）を行うこととする。

構成要素の設計計算例

- (1) 歩廊桁の断面計算
- (2) 支柱（等辺山形鋼）の断面計算（手摺高 1,100mm）
- (3) 手摺り部（横棧）の断面計算（支柱間隔 1,900mm）
- (4) 支柱定着部の設計
- (5) 歩廊桁横つなぎ材の設計
- (6) 上部構造検査路支持構造の設計
- (7) 下部構造検査路支持構造の設計
- (8) 昇降梯子の設計

設計計算例に示す設計方法で試算した、横桁間隔（支間長）別の歩廊断面計算結果を表 4-2 に示す。

表 4-2 歩廊桁の支間別断面一覧

横桁間隔 (m)	支間長(桁長) (m)	溝形鋼断面 (SS400)
2.000 <L ≤ 5.500	1.800 <L ≤ 5.300	[100 × 50 × 5 × 7.5
5.500 <L ≤ 7.000	5.300 <L ≤ 6.800	[125 × 65 × 6 × 8
7.000 <L ≤ 9.000	6.800 <L ≤ 8.800	[150 × 75 × 6.5 × 10
9.000 <L ≤ 10.000	8.800 <L ≤ 9.800	[150 × 75 × 9 × 12.5
10.000 <L ≤ 10.500	9.800 <L ≤ 10.300	[180 × 75 × 7 × 10.5

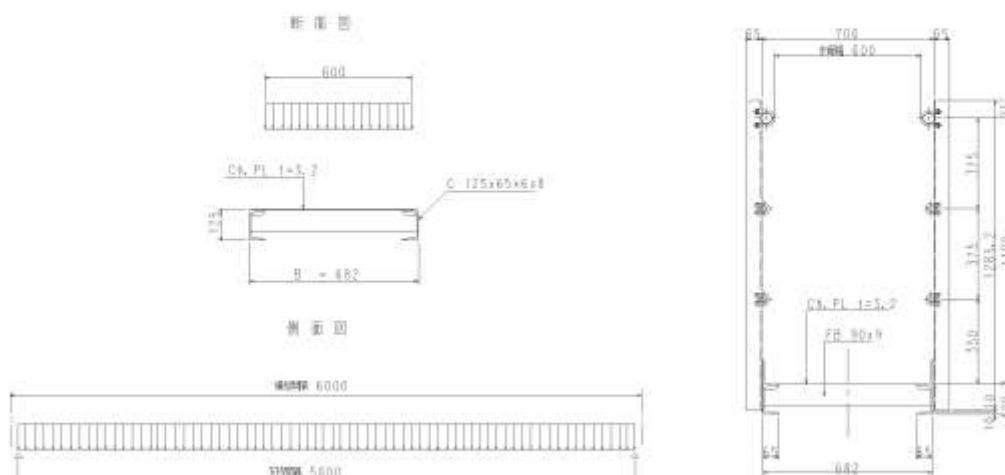
検査路の設計計算例

(1) 歩廊桁の断面計算

歩廊桁断面	: [125 × 65 × 6 × 8 (SS400)
横桁間隔	: 6.000m

1) 歩廊桁の断面決定

歩廊桁を支持部支点とする単純梁と考え、自重と活荷重を作用させ断面決定する。



2) 設計条件

設計条件	設計内容、記号	設計値
検査路自重	W (4. 2章、重量計算による)	480 kg
横桁間隔	L_0	6.000 m
支持間隔	L	5.800 m
歩廊桁幅	B'	0.682 m
活荷重載荷幅	B	0.600 m
設計活荷重	W_L	3.500 kN/m ²
設計死荷重	$W_d = W_d / L = 828.5 \text{ N/m}$	0.830 kN/m

3) 設計断面力

○ 荷重

名称	計算式	計算値
検査路自重	$Q_L = W_L \times B / 2 = 3.500 \times 0.600 / 2$	1.050 kN/m
横桁間隔	$Q_d = W_d / 2 = 0.830 / 2$	0.415 kN/m
荷重合計	$Q_L + Q_d$	1.465 kN/m

○ 曲げモーメント

活荷重モーメント	$M_L = Q_L \times L^2 / 8 = 1.050 \times 5.800^2 / 8$	4.415 kN・m
死荷重モーメント	$M_d = Q_d \times L^2 / 8 = 0.430 \times 5.800^2 / 8$	1.808 kN・m
モーメント合計	$M_L + M_d$	6.223 kN・m

○ せん断力

活荷重せん断力	$S_L = Q_L \times L / 2 = 1.050 \times 5.800 / 2$	3.045 kN
死荷重せん断力	$S_d = Q_d \times L / 2 = 0.430 \times 5.800 / 2$	1.247 kN
せん断力	$S_L + S_d$	4.292 kN

4) 実応力度

○ 1 - [125 × 65 × 6 × 8 (SS400)

材料諸元	設計内容、記号	設計値
断面積	A (17.11 cm ²)	1711 mm ²
断面係数	Z (67.80 cm ³)	67800 mm ³
断面二次モーメント	I (424.00 cm ⁴)	4240000 mm ⁴

○ 応力度

項目	計算式	応力度	許容値(σ _a)
曲げ応力度	$\sigma = \sum M / Z$	91.8 N/mm ²	< 140 N/mm ²
せん断応力度	$\tau = \sum S / A_w$ ※	5.7 N/mm ²	< 80 N/mm ²

※ A_w = 125 × 6 = 750 mm² (腹板断面積)

5) 活荷重たわみ(参考値)

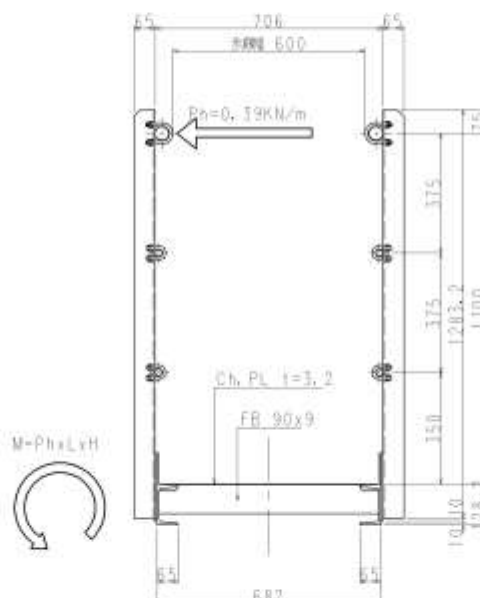
$$\begin{aligned} \delta_L &= 5 \times M_L \times L^2 / (48 \times E \times I) \\ &= 5 \times 4.415 \times 10^6 \times 5800^2 / (48 \times 2.0 \times 10^5 \times 4240000) \\ &= 18.244 \text{ mm} \end{aligned}$$

※ 鋼のヤング係数 (2.0 × 10⁵ N/mm²)

(2) 支柱(L形鋼)の断面設計

支柱断面	:	L- 65 × 65 × 6 × 1233
支柱高さ	:	手摺り高 1.100 m

1) 支柱の断面決定



2) 設計条件

設計条件	設計内容、記号	設計値
高欄水平力	P _H	390 N/m
手摺り高	H	1.100 m
支柱間隔	L	1.900 m

3) 設計断面力

○ 曲げモーメント

曲げモーメント	$M = PH \times L \times H = 390 \times 1.900 \times 1.100$	815 N·m
---------	--	---------

4) 実応力度

○ 1-L 65 × 65 × 6 (SS400)

材料諸元	設計内容、記号	設計値
断面積	A (7.527 cm ²)	752.7 mm ²
断面係数	Z (6.260 cm ³)	6260 mm ³ > Zreq
断面二次モーメント	I (29.400 cm ⁴)	294000 mm ⁴

○ 応力度

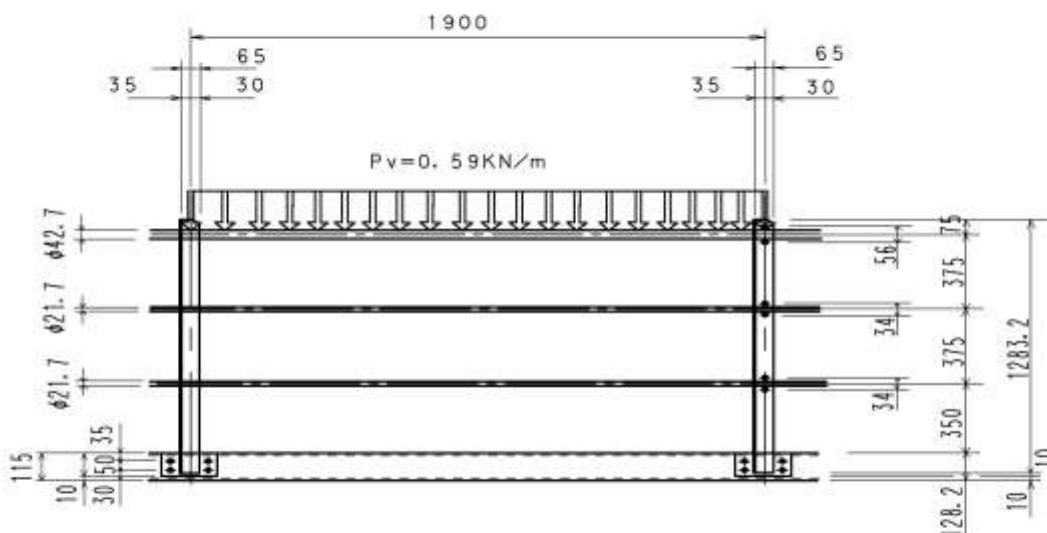
項目	計算式	応力度	許容値(σ _s)
曲げ応力度	$\sigma = M / Z = 815 \times 10^3 / 6260$	130.2 N/mm ²	< 140 N/mm ²

(3) 手摺りの断面計算

手摺りPipe	: PIPE - φ42.7 × 2.3 (STK400)
手摺り高	: 1.100 m

1) 歩廊桁の断面決定

手摺りを支点とする単純梁と考え、鉛直力 590 kN/mを作用させ断面決定する。



2) 設計条件

設計条件	設計内容、記号	設計値
高欄鉛直力	P _V	590 N/m
支持間隔	L	1.900 m

3) 設計断面力

○ 曲げモーメント

曲げモーメント	$M = P_V \times L^2 / 8 = 590 \times 1.900^2 / 8$	266 N·m
---------	---	---------

○ せん断力

活荷重せん断力	$S_L = Q_L \times L / 2 = 1.050 \times 5.800 / 2$	3.045 kN
死荷重せん断力	$S_d = Q_d \times L / 2 = 0.430 \times 5.800 / 2$	1.247 kN
せん断力	$S_L + S_d$	4.292 kN

4) 実応力度

○ 1-PIPE - $\phi 42.7 \times 2.3$ (STK400)

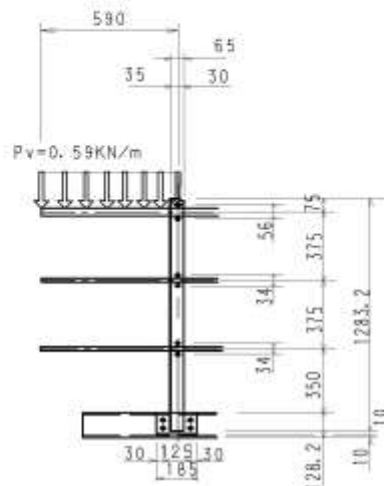
材料諸元	設計内容、記号	設計値
必要断面積係数	$Z_{req} = M / 140 = 266 \times 10^3 / 140$ (1902 mm ²)	
断面積	A (2.919 cm ²)	291.9 mm ²
断面係数	Z (2.800 cm ³)	2800 mm ³ > Z _{req}
断面二次モーメント	I (5.970 cm ⁴)	59700 mm ⁴

○ 応力度

項目	計算式	応力度	許容値(σ_a)
曲げ応力度	$\sigma = M / Z = 266 \times 10^3 / 2800$	95.1 N/mm ²	< 140 N/mm ²

5) 張出部の照査

支柱を支点とする片持ち梁として考え、鉛直力 590 N/mを作用させ断面を決定する。



○照査条件

照査条件	設計内容、記号	設計値
高欄鉛直力	P_V	590 N/m
張出し長	L	0.59 m

○ 曲げモーメント

曲げモーメント	$M = -P_V \times L^2 / 2 = -590 \times 0.590^2 / 2$	-103 N·m
---------	---	----------

○ 実応力度

材料諸元	設計内容、記号	設計値
必要断面積係数	$A_{sred} = F / 140 = 163023 / 140$ (116.4 mm ²)	
断面積	A (2.919 cm ²)	291.9 mm ²
断面係数	Z (2.800 cm ³)	2800 mm ³ > Z _{req}
断面二次モーメント	I (5.970 cm ⁴)	59700 mm ⁴

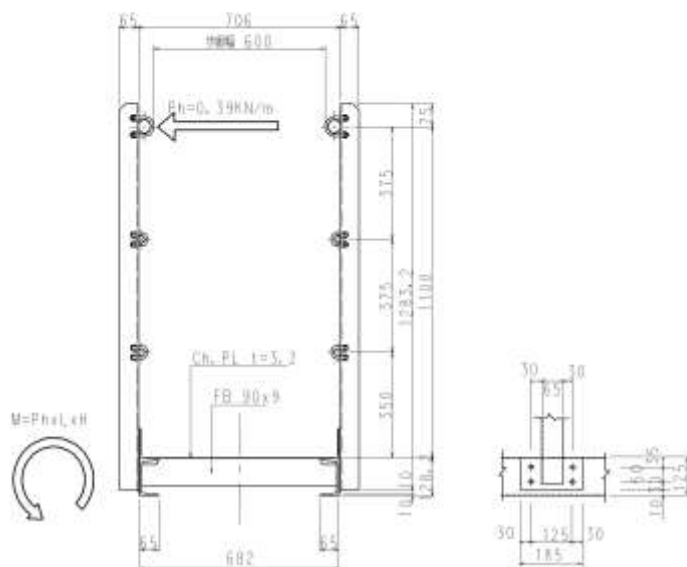
○ 応力度

項目	計算式	応力度	許容値(σ_a)
曲げ応力度	$\sigma = M / Z$	-36.7 N/mm ²	< 140 N/mm ²

(4) 支柱定着部の設計

1) 支柱定着部の決定

支柱同様、頂部の推力に対して設計を行う。



2) 設計条件

設計条件	設計内容、記号	設計値
高欄水平力	P_H	390 N/m
手摺り高	H	1.100 m
支柱間隔	L	1.900 m

3) 設計断面力

曲げモーメント	$M = P_H \times L \times H = 390 \times 1.900 \times 1.100$	815 N·m
引張力	$F = M / b = 815 \times 10^3 / 50$	16302 N

※ b: ボルト間隔(鉛直方向) = 50 mm

4) 実応力度

○ M 16 (SS400)

材料諸元	設計内容、記号	設計値
必要断面積	$As_{req} = F / 140 = 116.4$	116.4 mm ²
断面積	$As = \pi \times ((d_1 + d_2) / 2)^2 / 4 = \pi \times 14.268^2 / 4$	160 mm ²
引張応力度	$\sigma_t = F / (As \times n) = 1630^2 / (160.0 \times 2)$	50.9 N/mm ²

※ d_1 : ボルト谷径 = 13.835 mm

d_2 : ボルト山径 = 14.701 mm

○ 応力度

項目	計算式	応力度	許容値(σ_a)
引張応力度	$\sigma_t = F / (As \times n)$	50.9 N/mm ²	< 140 N/mm ²

※ n : 抵抗本数 = 2 本

5) 支柱取付板の板厚

曲げモーメントに対しては、複鉄筋RC断面として計算する。

○作用断面力

曲げモーメント	$M = 0.390 \times 1.900 \times 1.100$	0.815 kN·m
---------	---------------------------------------	------------

○使用ボルト

普通ボルト M16 × 4 本

断面積 $A_{bolt} = 160 \text{ mm}^2/\text{本}$

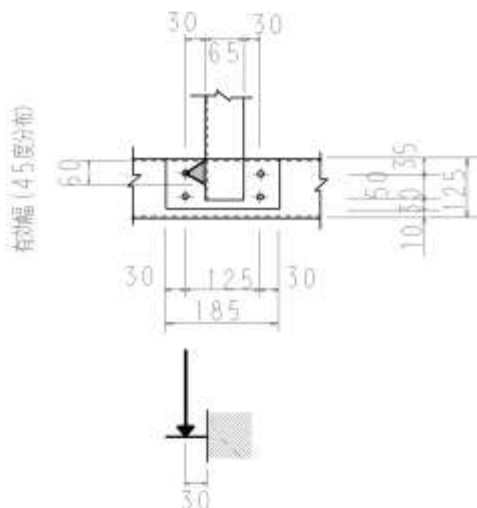
○ボルト引抜力

次項の断面計算から

引抜力 $T = \sigma \times A_{bolt} = 6.496 \text{ kN}$

○取付板の必要板厚

ブラケット位置で固定された梁にアンカーボルトの引抜力が作用するものとして、曲げモーメントを求める。



○曲げモーメント $M = 6.496 \times 10^3 \times 30 = 194880 \text{ N}\cdot\text{mm}$

○必要板厚 (SMA400)

$$t_{req} = \sqrt{(6M/b/\sigma_a)} = \sqrt{(6 \times 194880 / 60 / 140)} = 11.8 \text{ mm}$$

→ 12 mm を使用する。

6) 支柱と取付板の溶接

主要部材の応力を伝えるすみ肉溶接とし、サイズは下記を満足するのを標準にするが、最小サイズは6mmとする。

$$t_1 > S \text{ かつ } S \geq \sqrt{(2t_2)}$$

ここに

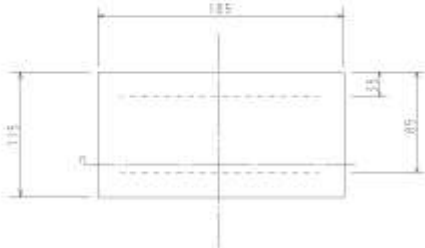
S : すみ肉溶接サイズ (mm)

t_1 : 薄い方の母材の厚さ (mm) = 6 mm

t_2 : 厚い方の母材の厚さ (mm) = 12 mm

故に、 $S = \sqrt{(2 \times 12)} = 4.9 \rightarrow 5 < t_1 = 6$ となるが
最小サイズから 6 mm とする。

複鉄筋RC断面計算

タイトル		[125																						
		<table border="1"> <tr><td>A (m²)</td><td>0.0213</td></tr> <tr><td>A' (m²)</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>y_u (m)</td><td>0.0575</td></tr> <tr><td>y_i (m)</td><td>-0.0575</td></tr> <tr><td>I_z (m⁴)</td><td>0.00002</td></tr> <tr><td>I_y (m⁴)</td><td>0.00006</td></tr> <tr><td>W_u (m³)</td><td>0.00041</td></tr> <tr><td>W_i (m³)</td><td>-0.00041</td></tr> <tr><td>J (m⁴)</td><td>0.00006</td></tr> <tr><td>A_o (m²/m)</td><td>0.6000</td></tr> <tr><td>A_i (m²/m)</td><td>0.0000</td></tr> </table>	A (m ²)	0.0213	A' (m ²)	0.0000	y _u (m)	0.0575	y _i (m)	-0.0575	I _z (m ⁴)	0.00002	I _y (m ⁴)	0.00006	W _u (m ³)	0.00041	W _i (m ³)	-0.00041	J (m ⁴)	0.00006	A _o (m ² /m)	0.6000	A _i (m ² /m)	0.0000
A (m ²)	0.0213																							
A' (m ²)	0.0000																							
y _u (m)	0.0575																							
y _i (m)	-0.0575																							
I _z (m ⁴)	0.00002																							
I _y (m ⁴)	0.00006																							
W _u (m ³)	0.00041																							
W _i (m ³)	-0.00041																							
J (m ⁴)	0.00006																							
A _o (m ² /m)	0.6000																							
A _i (m ² /m)	0.0000																							
断面力	M (kN・m) N (kN) S (kN)	-0.815 0.000 0.000																						
応力度 (N/mm ²)	σ_c, σ_{ca} σ_s, σ_{sa} σ_s', σ_{sa}'	2.677 < 8.000 40.641 < 180.000 -9.852 < 200.000																						
中立軸 X ヤング係数比	(m)	R 0.0398 n = 15.00																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th>鋼重</th> <th>位置 (m)</th> <th>鉄筋径 (mm)</th> <th>本数 (本)</th> <th>鉄筋量 A_s (mm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>D1</td> <td>0.035</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>3.200</td> </tr> <tr> <td>D1</td> <td>0.085</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>3.200</td> </tr> <tr> <td colspan="3">鉄筋量の合計</td> <td>Σ</td> <td>6.400</td> </tr> </tbody> </table> <p>《鋼種の説明》 D:鉄筋 P:PC鋼材1 R:PC鋼材2 S:鋼板 Q:外ケーブル C:炭素繊維 I:上縁～高さ O:全周 -I:上下かぶり -2:左右かぶり</p>		鋼重	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 A _s (mm ²)	D1	0.035	0	0	3.200	D1	0.085	0	0	3.200	鉄筋量の合計			Σ	6.400			
鋼重	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 A _s (mm ²)																				
D1	0.035	0	0	3.200																				
D1	0.085	0	0	3.200																				
鉄筋量の合計			Σ	6.400																				

(5) 横つなぎ材の設計

1) 照査

○ 曲げ応力度の照査

手摺り支柱に作用する曲げモーメントが歩廊桁を経て横つなぎ材に作用する。
この場合の横つなぎ材の断面を照査する。

○ 設計条件

設計条件	設計内容、記号	設計値
高欄水平力	P _H	390 Nm
手摺り高	H	1.100 m
支柱間隔	L	1.900 m

○ 設計断面力

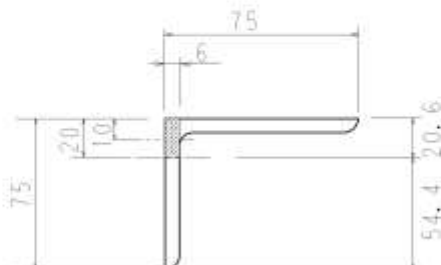
曲げモーメント	M = P _H × L × H = 390 × 1.900 × 1.100	815 N・m
---------	--	---------

○ 断面照査

① 山形鋼

横つなぎ材断面 : L 75 × 75 × 6 (SS400)

端部の切欠き (h = 20mm:網掛け)部を考慮して断面照査を行う。
山形鋼のフランジと溝形鋼のフランジを溶接する。



○ 諸元

山形鋼重量	W	6.85 kg/m
断面積	$A = 8.727 \text{ cm}^2$	872.7 mm^2
断面係数	$Z = 8.47 \text{ cm}^3$	8470 mm^3
断面二次モーメント 切欠き	$I = 46.100 \text{ cm}^4$	461000 mm^4
	$I' = 461000 - 203 \times 6 / 12 - 20 \times 6 \times (20.6 - 10.0)^2$	443517 mm^4
	$Z' = 443517 / 54.4$	8153 mm^3

○ 応力度

項目	計算式	応力度	許容値(σ_s)
曲げ応力度	$\sigma = M / Z' = 815 \times 10^3 / 8153$	100 N/mm^2	$< 140 \text{ N/mm}^2$

② 平鋼

横つなぎ材断面 : FB 90 × 9 (SS400)

端部の切欠き (h = 20mm:網掛け)部を考慮して断面照査を行う。



○ 諸元

山形鋼重量	W	6.36 kg/m
断面積	$A = 8.100 \text{ cm}^2$	810 mm^2
断面係数	$Z = 12.15 \text{ cm}^3$	12150 mm^3
断面二次モーメント 切欠き	$I = 54.675 \text{ cm}^4$	546750 mm^4
	$I' = 546750 - 20^3 \times 9 / 12 - 20 \times 9 \times (45 - 10.0)^2$	320250 mm^4
	$Z' = 320250 / 45.0$	7117 mm^3

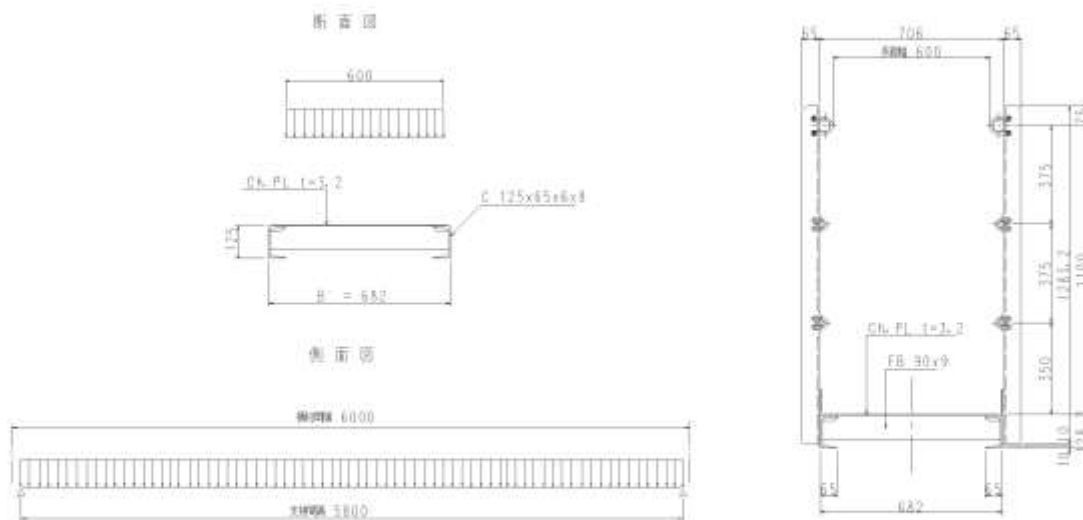
○ 応力度

項目	計算式	応力度	許容値(σ_s)
曲げ応力度	$\sigma = M / Z' = 815 \times 10^3 / 7117$	114.5 N/mm^2	$< 140 \text{ N/mm}^2$

検査路支持構造の設計計算例

1. 上部構造支持構造の設計計算例(横桁間隔 6.000 m)

(1) 反力の算出



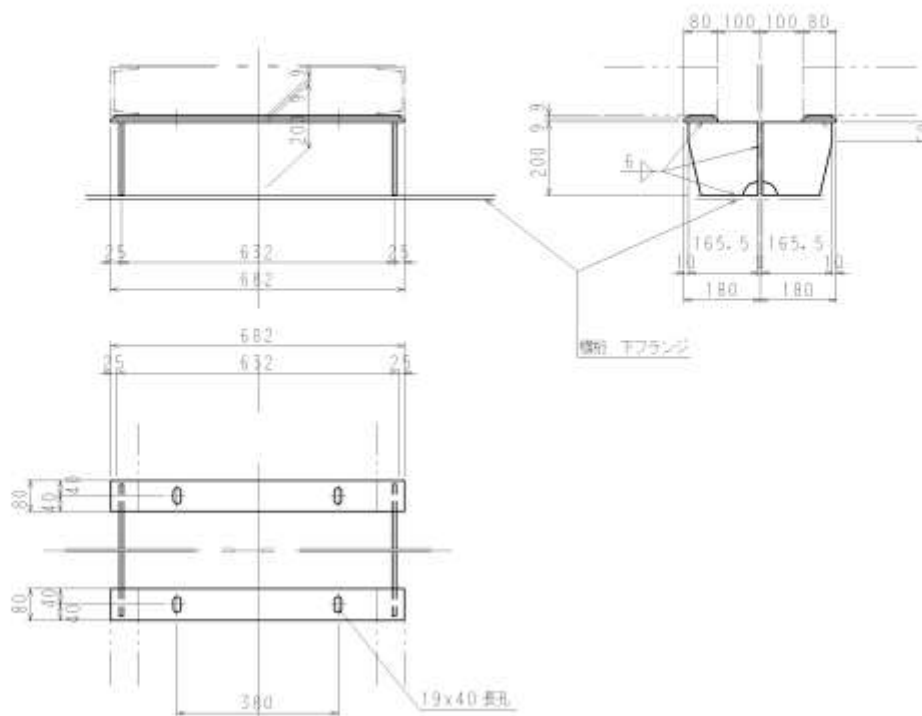
○ 歩廊桁1本当たりの反力

項目	計算式	設計値
活荷重反力	$R_L = W_L \times B \times L / 4 = 3.500 \times 0.600 \times 5.800 / 4$	3.045 kN
死荷重反力	$R_D = W_D \times L / 4 = 0.810 \times 5.800 / 4$	1.175 kN
合計反力	$R = R_L + R_D$	4.220 kN

(2) 上部構造検査路支持構造(受け台タイプ)

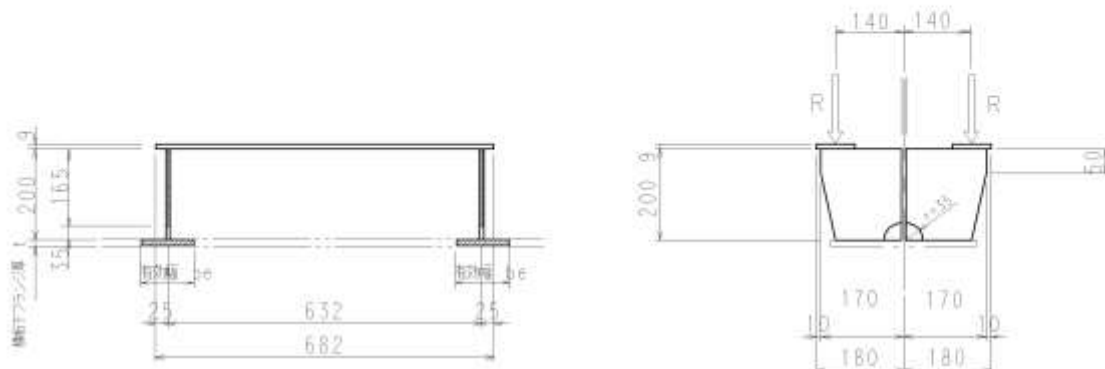
1) 構造図

最小板厚 9mmで部材を構成する。



2) 断面力の算出

曲げモーメント	$M = R \times L = 4.220 \times 0.140$	0.591 kN・m
せん断力	$S = R$	4.220 kN



フランジ有効幅 $b_e = 24 \times 9 = 216 \text{ mm}$
 桁下フランジ厚を 8mmと仮定し、その24倍が有効幅とする。

3) 断面計算(歩廊桁1本あたり)

部材名 (SS400)	A (mm ²)	y (mm)	A _y (mm ³)	A _y ² ・I ₀ (mm ⁴)
Flg PL - 216 × 9	1944	104.5	203148	21228966
Web PL - 165 × 8	1320	—	—	2994750
	3264		203148	24223716

偏心量	$\delta = A_y / A = 203148 / 3264$	62.2 mm
	$y_u = 100 + 62.2$	162.2 mm
	$y_l = 109 - 62.2$	46.8 mm
断面2次モーメント	$I = I_0 - A \times \delta^2 = 24223716 - 3264 \times 62.2^2$	11595822 mm ⁴

項目	計算式	応力度	許容値(σ _s)
曲げ応力度	$\sigma = M \times 10^6 / I \times y_u$	8.3 N/mm ²	< 140 N/mm ²
引張応力度	$\tau = S \times 10^3 / A_w$	3.2 N/mm ²	< 80 N/mm ²

よって、板厚 8mmとなるが、材料の市場性を考慮し板厚 9mmを最小板厚とする。

4) 溶接部の照査

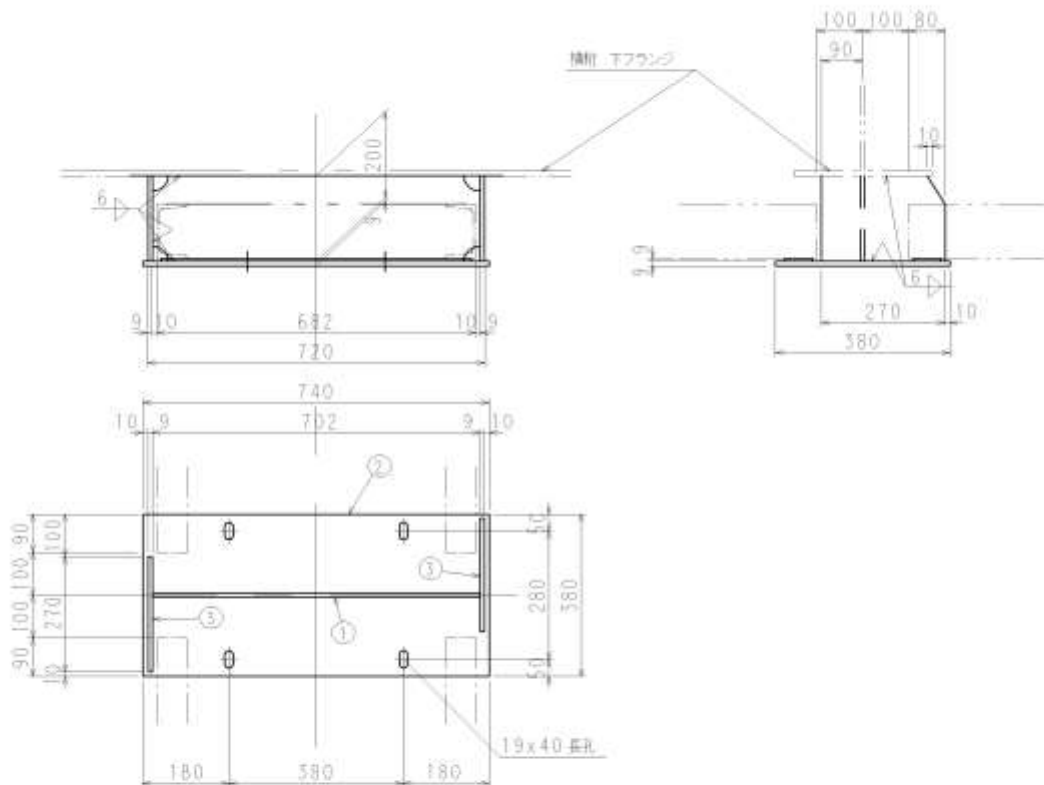
すみ肉溶接サイズ 6mmとして応力照査を行う。

$$\begin{aligned} \text{溶接のど厚} \quad a &= S \times 0.707 \times 2 = 6 \times 0.707 \times 2 &= 8.5 \text{ mm} \\ \tau &= 2 \times S \times 10^3 / a / h = 2 \times 4.220 \times 10^3 / 8.5 / 165 &= 6 \text{ N/mm}^2 \\ &< \tau_s = 80 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(3) 上部構造検査路支持構造(吊り下げタイプ)

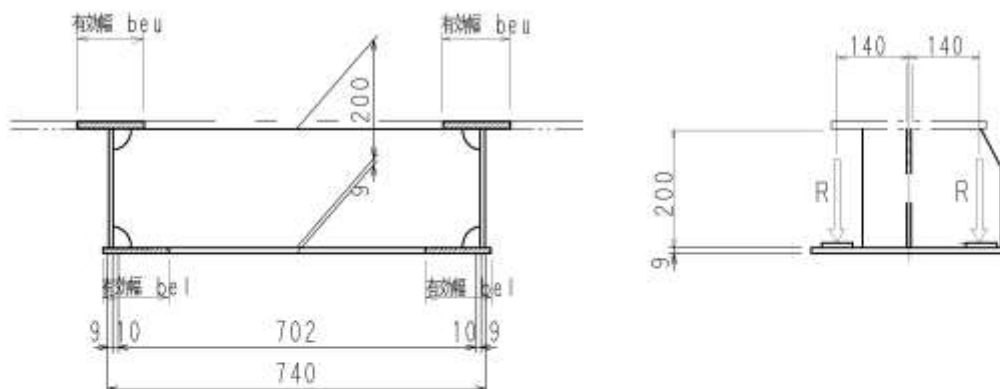
1) 構造図

最小板厚 9mmで部材を構成する。



2) 断面力の算出

曲げモーメント	$M = R \times L = 4.220 \times 0.140$	0.591 kN・m
せん断力	$S = R$	4.220 kN・m



横桁の下フランジ厚を 8mmと仮定し、その24倍が有効幅 beuとする。
 ブラケットの下フランジの有効幅は、その12倍とする。

上側の有効幅 : $beu = 24 \times 9 = 216 \text{ mm}$

下側の有効幅 : $bel = 10 + 4.5 + 8 \times 12 = 110.5 = 110 \text{ mm}$

3) 断面計算 (歩廊桁1本当たり)

部材名 (SS400)	A (mm ²)	y (mm)	A _y (mm ³)	A _y ² ・I _o (mm ⁴)
Flg PL - 216 × 9	1944	104.5	203148	21228966
Web PL - 200 × 8	1600	---	---	5333333
Flg PL - 110 × 8	880	---	-91520	9518080
	4424	-104	111628	36080379

偏心量	$\delta = A_y/A = 111628/4424$	25.2 mm
	$y_u = 109 - 25.2$	83.8 mm
	$y_l = 108 + 25.2$	133.2 mm
断面2次モーメント	$I = I_o - A \times \delta^2 = 36080379 - 4424 \times 25.2^2$	33270962 mm ⁴

項目	計算式	応力度	許容値(σ_s)
曲げ応力度	$\sigma = M \times 10^6 / I \times y_u$	2.4 N/mm ²	< 140 N/mm ²
引張応力度	$\tau = S \times 10^3 / A_w$	2.6 N/mm ²	< 80 N/mm ²

よって、板厚 8mmとなるが、材料の市場性を考慮し板厚 9mmを最小板厚とする。

4) 溶接部の照査

すみ肉溶接サイズ 6mmとして応力照査を行う。

$$\begin{aligned} \text{溶接のど厚} : a &= S \times 0.707 \times 2 = 6 \times 0.707 \times 2 &&= 8.5 \text{ mm} \\ \tau &= 2 \times S \times 10^3 / a / h = 2 \times 4.220 \times 10^3 / 8.5 / 200 &&= 5 \text{ N/mm}^2 \\ &&&< \tau_s = 80 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

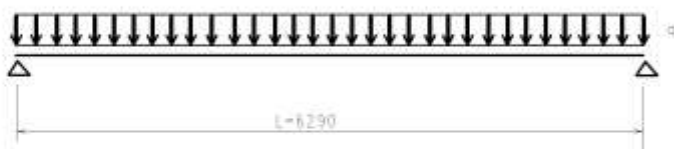
下部構造支持構造の設計計算例

(1) 反力の算出

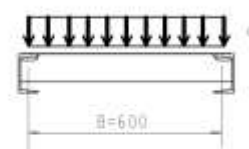
標準構造図「下部構造検査路(その1)」の検査路 K-1、K-2 および K-3 を支持する支持構造について算出する。

K-1 検査路

側面図



断面図

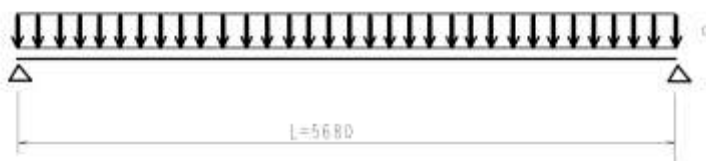


○ 歩廊桁1本当たりの反力

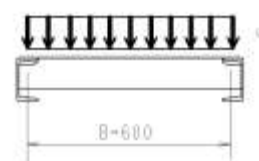
項目	計算式	設計値
活荷重反力	$R_L = W_L \times B \times L / 4 = 3.500 \times 0.600 \times 6.290 / 4$	3.302 kN
死荷重反力	$R_D = W_D \times L / 4 = 0.810 \times 6.290 / 4$	1.274 kN
合計反力	$R_1 = R_L + R_D$	4.576 kN

K-2 検査路

側面図



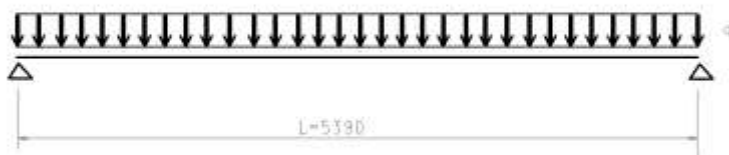
断面図



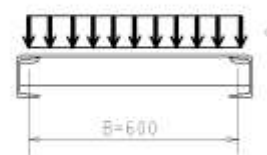
項目	計算式	設計値
活荷重反力	$R_L = W_L \times B \times L / 4 = 3.500 \times 0.600 \times 5.680 / 4$	2.982 kN
死荷重反力	$R_D = W_D \times L / 4 = 0.810 \times 5.680 / 4$	1.150 kN
合計反力	$R_2 = R_L + R_D$	4.132 kN

K-3 検査路

側面図



断面図



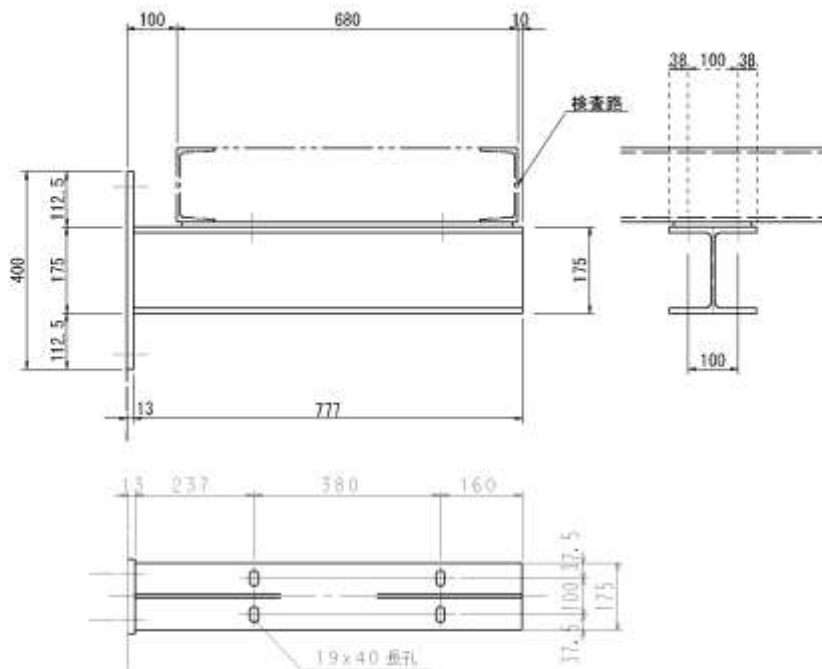
項目	計算式	設計値
活荷重反力	$R_L = W_L \times B \times L / 4 = 3.500 \times 0.600 \times 5.390 / 4$	2.830 kN
死荷重反力	$R_D = W_D \times L / 4 = 0.810 \times 5.390 / 4$	1.091 kN
合計反力	$R_3 = R_L + R_D$	3.921 kN

○ 設計用反力

端部用支持構造反力 $R = R_1 = 4.576 \text{ kN}$
 掛違い部用支持構造反力 $R = R_2 + R_3 = 4.132 + 2.921 = 8.053 \text{ kN}$

(2) 端部用支持構造

1) 構造図



2) 断面力の算出

曲げモーメント	$M = R \times (L_1 + L_2) = 4.576 \times (0.100 + 0.780)$	4.027 kN·m
せん断力	$S = 2 \times R = 2 \times 4.576$	9.152 kN·m



3) 断面計算 (歩廊桁1本当たり)

○ 材料 (SS400)

H形鋼重量	$W (H-175 \times 175 \times 7.5 \times 11) = 40.4 \text{ kgf/m}$	0.396 kg/m
腹板断面積	$A_w = 11.48 \text{ cm}^2$	1148 mm ²
断面係数	$Z = 331 \text{ cm}^3$	331000 mm ³

○ 応力照査

項目	計算式	応力度	許容値 (σ_s)
曲げ応力度	$\sigma = M \times 10^6 / Z$	12.2 N/mm ²	< 140 N/mm ²
せん断応力度	$\tau = S \times 10^3 / A_w$	8.0 N/mm ²	< 80 N/mm ²

4) 溶接部の照査

すみ肉溶接サイズ 6mmとして応力照査を行う。

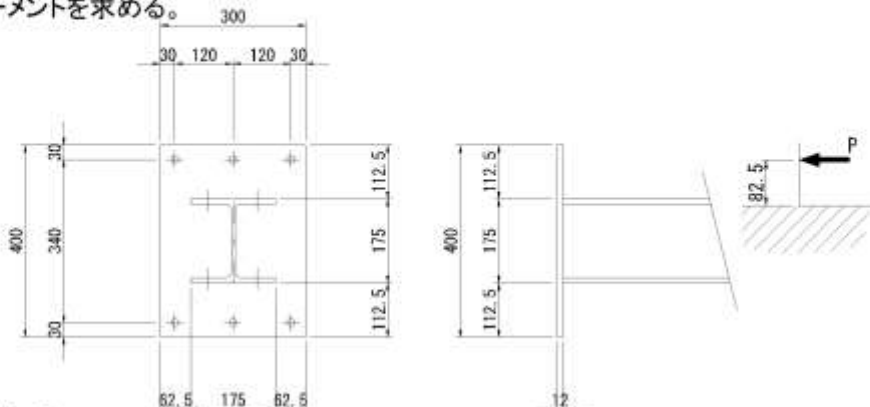
$$\begin{aligned} \text{溶接のど厚} \quad a &= S \times 0.707 \times 2 = 6 \times 0.707 \times 2 &= 8.5 \text{ mm} \\ \tau &= 2 \times S \times 10^3 / a / h = 2 \times 9.152 \times 10^3 / 8.5 / 153 &= 14.1 \text{ N/mm}^2 \\ &< \tau_s = 80 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

タイトル		Case- 3 複鉄筋2段(長期)																																														
		<table border="1"> <tr><td>A (m^2)</td><td>0.1200</td></tr> <tr><td>A' (m^2)</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>y_w (m)</td><td>0.2000</td></tr> <tr><td>y_l (m)</td><td>-0.2000</td></tr> <tr><td>I_z (m^4)</td><td>0.00160</td></tr> <tr><td>I_x (m^4)</td><td>0.00090</td></tr> <tr><td>W_u (m^3)</td><td>0.00800</td></tr> <tr><td>W_l (m^3)</td><td>-0.00800</td></tr> <tr><td>J (m^4)</td><td>0.00194</td></tr> <tr><td>A_G (m^2/m)</td><td>1.4000</td></tr> <tr><td>A_L (m^2/m)</td><td>0.0000</td></tr> </table>		A (m^2)	0.1200	A' (m^2)	0.0000	y_w (m)	0.2000	y_l (m)	-0.2000	I_z (m^4)	0.00160	I_x (m^4)	0.00090	W_u (m^3)	0.00800	W_l (m^3)	-0.00800	J (m^4)	0.00194	A_G (m^2/m)	1.4000	A_L (m^2/m)	0.0000																							
A (m^2)	0.1200																																															
A' (m^2)	0.0000																																															
y_w (m)	0.2000																																															
y_l (m)	-0.2000																																															
I_z (m^4)	0.00160																																															
I_x (m^4)	0.00090																																															
W_u (m^3)	0.00800																																															
W_l (m^3)	-0.00800																																															
J (m^4)	0.00194																																															
A_G (m^2/m)	1.4000																																															
A_L (m^2/m)	0.0000																																															
断面力	M (kN·m) -4.027 N (kN) 0.000 S (kN) 0.000	<table border="1"> <thead> <tr> <th>鋼重</th> <th>位置 (m)</th> <th>鉄筋径 (mm)</th> <th>本数 (本)</th> <th>鉄筋量A_s (mm^2)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>D1</td><td>0.030</td><td>0</td><td>0</td><td>4.800</td></tr> <tr><td>D1</td><td>0.370</td><td>0</td><td>0</td><td>4.800</td></tr> <tr><td colspan="4">鉄筋量の合計</td><td>Σ 9.600</td></tr> <tr><td colspan="4">《鋼種の説明》</td><td></td></tr> <tr><td colspan="4">D:鉄筋 P:PC鋼材1 R:PC鋼材2</td><td></td></tr> <tr><td colspan="4">S:鋼板 Q:外ケーブル C:炭素繊維</td><td></td></tr> <tr><td colspan="4">I:上縁~高さ O:全周</td><td></td></tr> <tr><td colspan="4">-I:上下かぶり -2:左右かぶり</td><td></td></tr> </tbody> </table>		鋼重	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 A_s (mm^2)	D1	0.030	0	0	4.800	D1	0.370	0	0	4.800	鉄筋量の合計				Σ 9.600	《鋼種の説明》					D:鉄筋 P:PC鋼材1 R:PC鋼材2					S:鋼板 Q:外ケーブル C:炭素繊維					I:上縁~高さ O:全周					-I:上下かぶり -2:左右かぶり				
鋼重	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 A_s (mm^2)																																												
D1	0.030	0	0	4.800																																												
D1	0.370	0	0	4.800																																												
鉄筋量の合計				Σ 9.600																																												
《鋼種の説明》																																																
D:鉄筋 P:PC鋼材1 R:PC鋼材2																																																
S:鋼板 Q:外ケーブル C:炭素繊維																																																
I:上縁~高さ O:全周																																																
-I:上下かぶり -2:左右かぶり																																																
応力度 (N/mm ²)	σ_c, σ_{ca} 0.602 < 8.000 σ_s, σ_{sa} 24.833 < 180.000 σ'_s, σ'_{sa} -6.281 < 200.000	中立軸 X (m) R 0.0986 ヤング係数比 $n = 15.00$ 斜引張鉄筋間隔 a_s (cm) 0.0 断面積 A_w (cm^2) 0.000 角度 θ ($^\circ$) 0.0																																														

タイトル		Case- 4 複鉄筋2段(短期)																																														
		<table border="1"> <tr><td>A (m^2)</td><td>0.1200</td></tr> <tr><td>A' (m^2)</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>y_w (m)</td><td>0.2000</td></tr> <tr><td>y_l (m)</td><td>-0.2000</td></tr> <tr><td>I_z (m^4)</td><td>0.00160</td></tr> <tr><td>I_x (m^4)</td><td>0.00090</td></tr> <tr><td>W_u (m^3)</td><td>0.00800</td></tr> <tr><td>W_l (m^3)</td><td>-0.00800</td></tr> <tr><td>J (m^4)</td><td>0.00194</td></tr> <tr><td>A_G (m^2/m)</td><td>1.4000</td></tr> <tr><td>A_L (m^2/m)</td><td>0.0000</td></tr> </table>		A (m^2)	0.1200	A' (m^2)	0.0000	y_w (m)	0.2000	y_l (m)	-0.2000	I_z (m^4)	0.00160	I_x (m^4)	0.00090	W_u (m^3)	0.00800	W_l (m^3)	-0.00800	J (m^4)	0.00194	A_G (m^2/m)	1.4000	A_L (m^2/m)	0.0000																							
A (m^2)	0.1200																																															
A' (m^2)	0.0000																																															
y_w (m)	0.2000																																															
y_l (m)	-0.2000																																															
I_z (m^4)	0.00160																																															
I_x (m^4)	0.00090																																															
W_u (m^3)	0.00800																																															
W_l (m^3)	-0.00800																																															
J (m^4)	0.00194																																															
A_G (m^2/m)	1.4000																																															
A_L (m^2/m)	0.0000																																															
断面力	M (kN·m) -4.027 N (kN) 0.000 S (kN) 0.000	<table border="1"> <thead> <tr> <th>鋼重</th> <th>位置 (m)</th> <th>鉄筋径 (mm)</th> <th>本数 (本)</th> <th>鉄筋量A_s (mm^2)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>D1</td><td>0.030</td><td>0</td><td>0</td><td>3.200</td></tr> <tr><td>D1</td><td>0.370</td><td>0</td><td>0</td><td>4.800</td></tr> <tr><td colspan="4">鉄筋量の合計</td><td>Σ 8.000</td></tr> <tr><td colspan="4">《鋼種の説明》</td><td></td></tr> <tr><td colspan="4">D:鉄筋 P:PC鋼材1 R:PC鋼材2</td><td></td></tr> <tr><td colspan="4">S:鋼板 Q:外ケーブル C:炭素繊維</td><td></td></tr> <tr><td colspan="4">I:上縁~高さ O:全周</td><td></td></tr> <tr><td colspan="4">-I:上下かぶり -2:左右かぶり</td><td></td></tr> </tbody> </table>		鋼重	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 A_s (mm^2)	D1	0.030	0	0	3.200	D1	0.370	0	0	4.800	鉄筋量の合計				Σ 8.000	《鋼種の説明》					D:鉄筋 P:PC鋼材1 R:PC鋼材2					S:鋼板 Q:外ケーブル C:炭素繊維					I:上縁~高さ O:全周					-I:上下かぶり -2:左右かぶり				
鋼重	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量 A_s (mm^2)																																												
D1	0.030	0	0	3.200																																												
D1	0.370	0	0	4.800																																												
鉄筋量の合計				Σ 8.000																																												
《鋼種の説明》																																																
D:鉄筋 P:PC鋼材1 R:PC鋼材2																																																
S:鋼板 Q:外ケーブル C:炭素繊維																																																
I:上縁~高さ O:全周																																																
-I:上下かぶり -2:左右かぶり																																																
応力度 (N/mm ²)	σ_c, σ_{ca} 0.698 < 8.000 σ_s, σ_{sa} 36.802 < 180.000 σ'_s, σ'_{sa} -6.642 < 200.000	中立軸 X (m) R 0.0820 ヤング係数比 $n = 15.00$ 斜引張鉄筋間隔 a_s (cm) 0.0 断面積 A_w (cm^2) 0.000 角度 θ ($^\circ$) 0.0																																														

6) ベースプレートの板厚

ブラケット位置で固定された梁に、アンカーボルトの引抜力が作用するとして、曲げモーメントを求める。



作用力 P

$$P = 3.968 \times 3 = 11.904 \text{ kN}$$

曲げモーメント M

$$M = 11.904 \times 10^3 \times 82.5 = 982080 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

必要板厚 t (SS400)

$$t_{req} = \sqrt{(6M / b / \sigma_s)} = \sqrt{(6 \times 982080 / 300 / 140)} = 11.84 \text{ mm} \rightarrow 12 \text{ mm} \text{ を使用する。}$$

7) アンカーボルト許容荷重の算出

「各種合成構造設計指針同解説」(日本建築学会2010年)に従い算出する。

アンカーボルトサイズ	M16 (埋込み深さ 60mm)
コンクリート圧縮強度	$F_c : 24 \text{ N/mm}^2$
コンクリート単位重量	$\gamma : 2.3 \text{ t/m}^3$

a) 引張力に対して

・アンカーボルト鋼材の降伏により決まる場合

$$P_{a1} = \phi_1 \times s \sigma_{pa} \times s c a$$

P_{a1} : 1本当たりの許容引張力 N

$s \sigma_{pa}$: 引張強度 $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$

$s \sigma_y$: 鋼材の降伏点強度 235 N/mm^2

$s c a$: 鋼材の断面積 160.0 mm^2

d_1 : ネジ部の谷径 13.835 mm

d_2 : ネジ部の有効径 14.701 mm

ϕ_1 : 低減係数 長期 2/3 短期 1.0

長期許容引張荷重 25067 N

短期許容引張荷重 37600 N

・コンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合

$$P_{a2} = \phi_2 \times \alpha_c \times c_c \times \sigma_t \times A_c$$

$$A_c = \pi \times L_e \times (L_e + D)$$

P_{a2} : 1本当たりの許容引張力 N

A_c : 有効水平投影面積 15400 mm²

D : アンカー外径 21.7 mm

L_e : 埋込み深さ 60 mm

ϕ_2 : 低減係数 長期 1/3

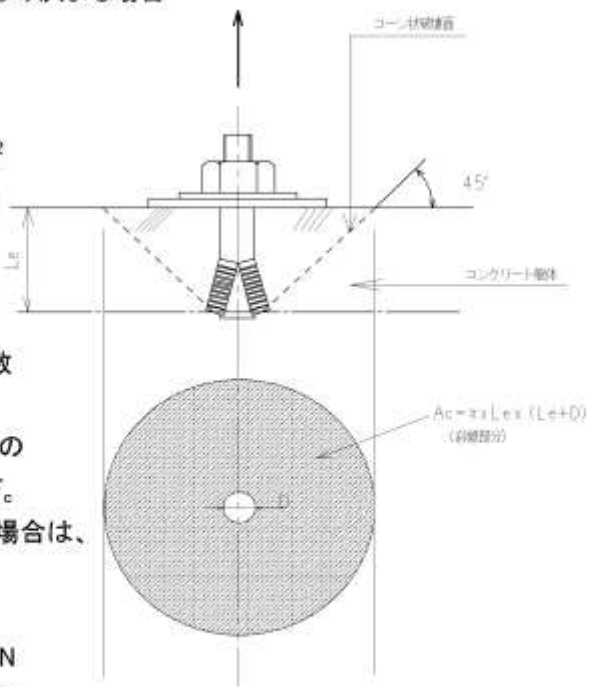
短期 2/3

α_c : 施工のバラツキを考慮した低減係数

$$\alpha_c = 0.75$$

$c_c \times \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの
割裂強度 $c_c \times \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$

ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、
これらの値の90% (N/mm²)



長期許容引張荷重 5847 N

短期許容引張荷重 11694 N

となり、許容荷重は小さい値となるので、次のようになる。

長期許容引張荷重	5847 N
短期許容引張荷重	11694 N

b) せん断力に対して

・アンカーボルト鋼材のせん断強度により決まる場合

$$q_{a1} = \phi_1 \times s_c \times \sigma_{qa} \times s_c a$$

q_{a1} : 1本当たりの許容せん断力 N

$s_c a$: 鋼材の断面積 160.0 mm²

F_c : コンクリート圧縮強度 24 N/mm²

E_c : コンクリートのヤング係数 25000 N/mm²

$s_c \times \sigma_{qa}$: せん断強度 $s_c \times \sigma_{qa} = 0.7 \times s_c \times \sigma_y$

$s_c \times \sigma_y$: 鋼材の降伏点強度 235 N/mm²

ϕ_1 : 低減係数 長期 2/3 短期 1.0

長期許容引張荷重 17547 N

短期許容引張荷重 26320 N

・コンクリート躯体の支圧強度により決まる場合

$$q_{a2} = \phi_2 \times \alpha_c \times c_c \times \sigma_{qa} \times s_c a$$

q_{a2} : 1本当たりの許容せん断力 N

$s_c a$: 鋼材の断面積 160.0 mm²

F_c : コンクリート圧縮強度 24 N/mm²

E_c : コンクリートのヤング係数 25000 N/mm²

$c_c \times \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 $c_c \times \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c} \cdot E_c$

α_c : 施工のバラツキを考慮した低減係数 $\alpha_c = 0.75$

ϕ_2 : 低減係数 長期 1/3 短期 2/3

長期許容引張荷重 15492 N

短期許容引張荷重 30984 N

・コンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合

$$q_{a3} = \phi_2 \times \alpha_c \times c \times \sigma_t \times A_{qc}$$

q_{a3} : 1本当たりの許容せん断力 N

A_{qc} : 側面の有効投影面積 $A_{qc} = 0.5 \pi c^2$

c : へりあき寸法 $c = 60\text{mm}$

F_c : コンクリート圧縮強度 24 N/mm^2

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの割裂強度 $c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$

ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、これらの値の90%(N/mm^2)

α_c : 施工のバラツキを考慮した低減係数 $\alpha_c = 0.75$

ϕ_2 : 低減係数 長期 1/3 短期 2/3

長期許容引張荷重 2146 N

短期許容引張荷重 4292 N

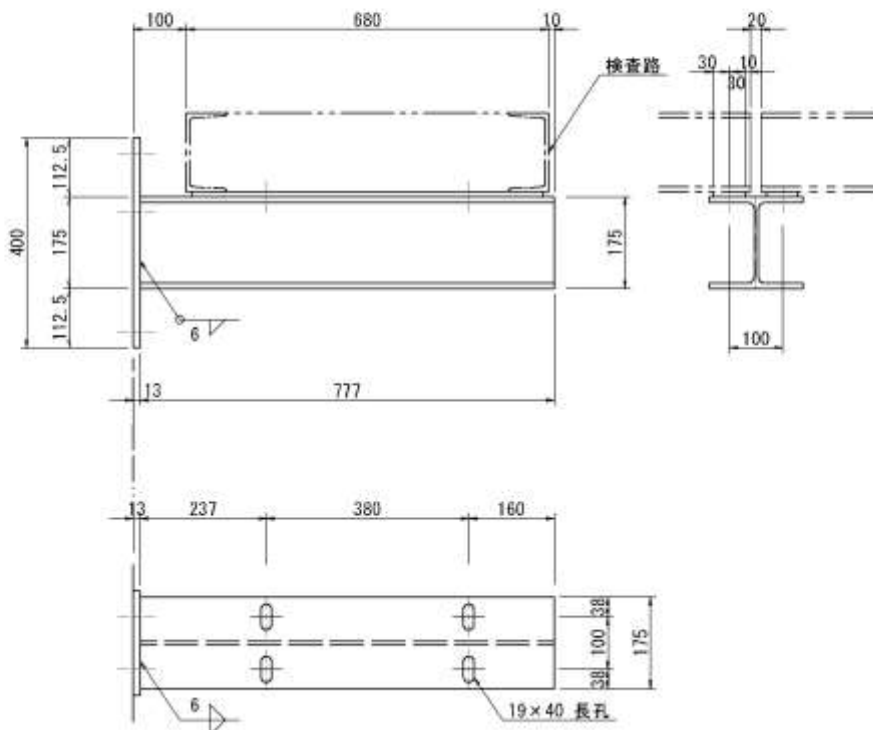
十分なへりあきが確保されることと考え、 q_{a3} は許容せん断力の比較から除外する。

したがって許容荷重は q_{a1} q_{a2} の小さい値となるので、次のようになる。

長期許容引張荷重	15492 N
短期許容引張荷重	30984 N

(3) 掛違い部用の支持構造

1) 構造図



○ 常時(長期荷重)の照査

次項の断面計算から

項目	計算式	応力度	許容値(σ_a)
引抜力	$T = \sigma \times Abolt = 35.2 \times 160$	5.632 kN	≤ 5.847 kN
せん断力	$S = S / n = 16.107 / 8$	2.013 kN	≤ 15.492 kN

※許容引抜力 : $T = 5.847$ kN、許容せん断力 : $S = 15.492$ kN

(前項参照)

○ ボルト交換時(短期荷重)の照査

次項の断面計算から

項目	計算式	応力度	許容値(σ_a)
引抜力	$T = \sigma \times Abolt = 47.0 \times 160$	7.520 kN	≤ 11.694 kN
せん断力	$S = S / (n-1) = 16.107 / 7$	2.301 kN	≤ 30.984 kN

※許容引抜力 : $T = 11.694$ kN、許容せん断力 : $S = 30.984$ kN

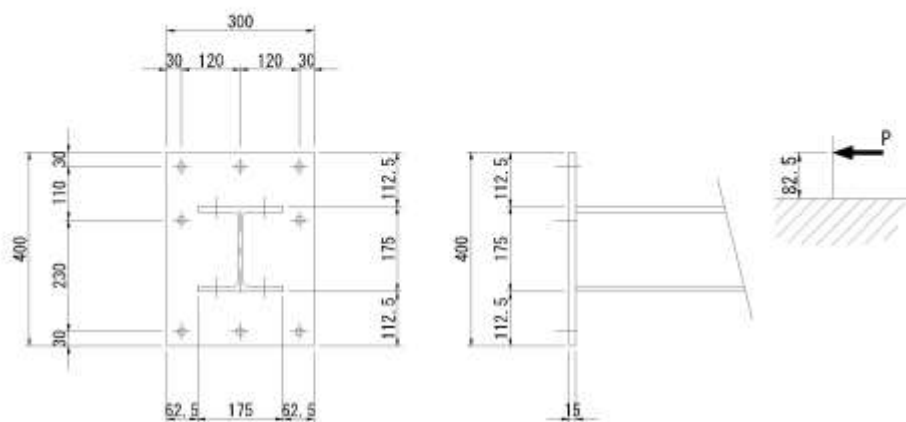
(前項参照)

タイトル		Case- 1 複鉄筋3段(長期)																							
		<table border="1"> <tr><td>A (m²)</td><td>0.1200</td></tr> <tr><td>A' (m²)</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>y_u (m)</td><td>0.2000</td></tr> <tr><td>y_l (m)</td><td>-0.2000</td></tr> <tr><td>I_z (m⁴)</td><td>0.00160</td></tr> <tr><td>I_y (m⁴)</td><td>0.00090</td></tr> <tr><td>W_{uz} (m³)</td><td>0.00800</td></tr> <tr><td>W_{lz} (m³)</td><td>-0.00800</td></tr> <tr><td>J (m⁴)</td><td>0.00194</td></tr> <tr><td>A₀ (m²/m)</td><td>1.4000</td></tr> <tr><td>A₁ (m²/m)</td><td>0.0000</td></tr> </table>		A (m ²)	0.1200	A' (m ²)	0.0000	y _u (m)	0.2000	y _l (m)	-0.2000	I _z (m ⁴)	0.00160	I _y (m ⁴)	0.00090	W _{uz} (m ³)	0.00800	W _{lz} (m ³)	-0.00800	J (m ⁴)	0.00194	A ₀ (m ² /m)	1.4000	A ₁ (m ² /m)	0.0000
A (m ²)	0.1200																								
A' (m ²)	0.0000																								
y _u (m)	0.2000																								
y _l (m)	-0.2000																								
I _z (m ⁴)	0.00160																								
I _y (m ⁴)	0.00090																								
W _{uz} (m ³)	0.00800																								
W _{lz} (m ³)	-0.00800																								
J (m ⁴)	0.00194																								
A ₀ (m ² /m)	1.4000																								
A ₁ (m ² /m)	0.0000																								
断面力	M (kN・m) N (kN) S (kN)	-7.087 0.000 0.000	<table border="1"> <thead> <tr> <th>鋼重</th> <th>位置 (m)</th> <th>鉄筋径 (mm)</th> <th>本数 (本)</th> <th>鉄筋量A_s (mm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>D1</td><td>0.030</td><td>0</td><td>0</td><td>4.800</td></tr> <tr><td>D1</td><td>0.140</td><td>0</td><td>0</td><td>3.200</td></tr> <tr><td>D1</td><td>0.370</td><td>0</td><td>0</td><td>4.800</td></tr> </tbody> </table>	鋼重	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量A _s (mm ²)	D1	0.030	0	0	4.800	D1	0.140	0	0	3.200	D1	0.370	0	0	4.800		
鋼重	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量A _s (mm ²)																					
D1	0.030	0	0	4.800																					
D1	0.140	0	0	3.200																					
D1	0.370	0	0	4.800																					
応力度 (N/mm ²)	σ _c , σ _{ca} σ _s , σ _{sa} σ _{s'} , σ _{sa'}	1.043 < 8.000 35.231 < 180.000 -11.518 < 200.000	<table border="1"> <tr><td>鉄筋量の合計</td><td>Σ</td><td>12.800</td></tr> </table> <p>《鋼種の説明》 D: 鉄筋 P:PC鋼材1 R:PC鋼材2 S: 鋼板 Q:外ケーブル C:炭素繊維 1: 上縁～高さ 0: 全周 -1: 上下かぶり -2: 左右かぶり</p>	鉄筋量の合計	Σ	12.800																			
鉄筋量の合計	Σ	12.800																							
中立軸 X (m)		R 0.1138																							
ヤング係数比		n = 15.00																							
斜引張鉄筋間隔 _a (cm)		0.0																							
断面積 A _w (cm ²)		0.000																							
角度 θ (°)		0.0																							

タイトル		Case- 2 複鉄筋3段(短期)																							
		<table border="1"> <tr><td>A (m²)</td><td>0.1200</td></tr> <tr><td>A' (m²)</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>y_u (m)</td><td>0.2000</td></tr> <tr><td>y_l (m)</td><td>-0.2000</td></tr> <tr><td>I_z (m⁴)</td><td>0.00160</td></tr> <tr><td>I_y (m⁴)</td><td>0.00090</td></tr> <tr><td>W_{uz} (m³)</td><td>0.00800</td></tr> <tr><td>W_{lz} (m³)</td><td>-0.00800</td></tr> <tr><td>J (m⁴)</td><td>0.00194</td></tr> <tr><td>A₀ (m²/m)</td><td>1.4000</td></tr> <tr><td>A₁ (m²/m)</td><td>0.0000</td></tr> </table>		A (m ²)	0.1200	A' (m ²)	0.0000	y _u (m)	0.2000	y _l (m)	-0.2000	I _z (m ⁴)	0.00160	I _y (m ⁴)	0.00090	W _{uz} (m ³)	0.00800	W _{lz} (m ³)	-0.00800	J (m ⁴)	0.00194	A ₀ (m ² /m)	1.4000	A ₁ (m ² /m)	0.0000
A (m ²)	0.1200																								
A' (m ²)	0.0000																								
y _u (m)	0.2000																								
y _l (m)	-0.2000																								
I _z (m ⁴)	0.00160																								
I _y (m ⁴)	0.00090																								
W _{uz} (m ³)	0.00800																								
W _{lz} (m ³)	-0.00800																								
J (m ⁴)	0.00194																								
A ₀ (m ² /m)	1.4000																								
A ₁ (m ² /m)	0.0000																								
断面力	M (kN・m) N (kN) S (kN)	-7.087 0.000 0.000	<table border="1"> <thead> <tr> <th>鋼重</th> <th>位置 (m)</th> <th>鉄筋径 (mm)</th> <th>本数 (本)</th> <th>鉄筋量A_s (mm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>D1</td><td>0.030</td><td>0</td><td>0</td><td>3.200</td></tr> <tr><td>D1</td><td>0.140</td><td>0</td><td>0</td><td>3.200</td></tr> <tr><td>D1</td><td>0.370</td><td>0</td><td>0</td><td>4.800</td></tr> </tbody> </table>	鋼重	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量A _s (mm ²)	D1	0.030	0	0	3.200	D1	0.140	0	0	3.200	D1	0.370	0	0	4.800		
鋼重	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量A _s (mm ²)																					
D1	0.030	0	0	3.200																					
D1	0.140	0	0	3.200																					
D1	0.370	0	0	4.800																					
応力度 (N/mm ²)	σ _c , σ _{ca} σ _s , σ _{sa} σ _{s'} , σ _{sa'}	1.180 < 8.000 46.986 < 180.000 -12.461 < 200.000	<table border="1"> <tr><td>鉄筋量の合計</td><td>Σ</td><td>11.200</td></tr> </table> <p>《鋼種の説明》 D: 鉄筋 P:PC鋼材1 R:PC鋼材2 S: 鋼板 Q:外ケーブル C:炭素繊維 1: 上縁～高さ 0: 全周 -1: 上下かぶり -2: 左右かぶり</p>	鉄筋量の合計	Σ	11.200																			
鉄筋量の合計	Σ	11.200																							
中立軸 X (m)		R 0.1013																							
ヤング係数比		n = 15.00																							
斜引張鉄筋間隔 _a (cm)		0.0																							
断面積 A _w (cm ²)		0.000																							
角度 θ (°)		0.0																							

6) ベースプレートの板厚

ブラケット位置で固定された梁に、アンカーボルトの引抜力が作用するとして、曲げモーメントを求める。



作用力 P

$$P = 5.632 \times 3 = 16.896 \text{ kN}$$

曲げモーメント M

$$M = 16.896 \times 10^3 \times 82.5 = 1393920 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

必要板厚 t (SS400)

$$\begin{aligned} t_{\text{req}} &= \sqrt{(6M / b / \sigma_a)} = \sqrt{(6 \times 1393920 / 300 / 140)} \\ &= 14.11 \text{ mm} \rightarrow 15 \text{ mm} \text{ を使用する。} \end{aligned}$$

昇降梯子の設計計算例

(1) 設計荷重

身長160cmの作業員1人当たりの総重量を想定する。

1. ステップ : ステップ中央に、800Nを載荷する。
(作業員1人当たりの総重量 = 800Nとする)
2. 縦材 : 一組の梯子に対して以下の死荷重および活荷重を鉛直方向に
載荷する。

死荷重	$W_d = 84\text{kg} / 3.650\text{m} \times 9.80665 = 226 \text{ N/m}$	250 N/m
活荷重	$W_L = 800\text{N} / 1.60\text{m} = 500 \text{ N/m}$	500 N/m

※梯子重量 = 84kg、梯子延長 = 3.65mより

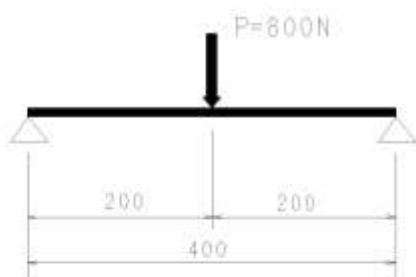
作業員1人当たり総重量 = 800N、作業員身長 = 160cmより

(2) アンカー部

縦材からの反力を載荷する。

1) ステップ

縦材からの反力を載荷する。



ステップを縦材で支持された単純梁と考える。

$$M = 800 \times 400 / 4 = 80000 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$S = 800 / 2 = 400 \text{ N}$$

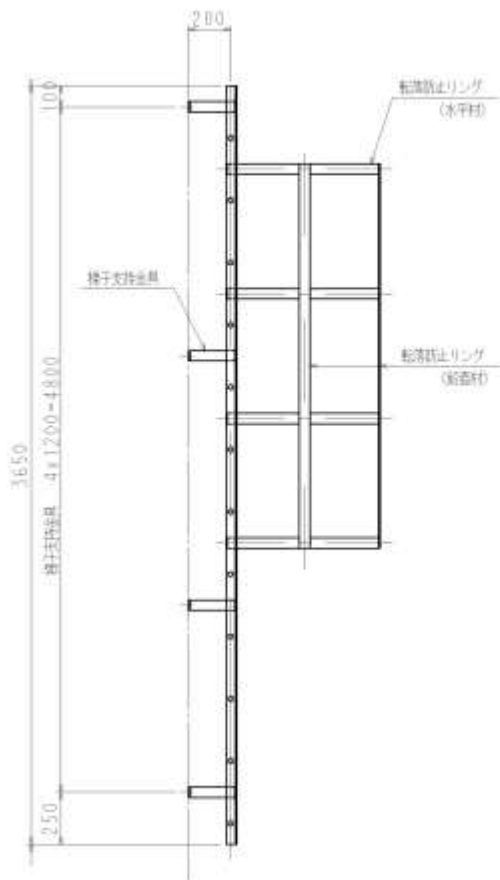
○ ステップ(丸鋼φ22mmを使用する)

単位重量	$W = 2.984 \text{ kg/m}$	2.984 kN/m
断面積	$A = 3.801 \text{ cm}^2$	3.801 cm ²
断面係数	$Z = 1.045 \text{ cm}^3$	1.045 cm ³
断面二次モーメント	$I = 1.150 \text{ cm}^4$	1.150 cm ⁴

○ 応力照査

曲げモーメント	$\sigma = M \times 10^6 / Z = 80000 / 1045 = 76.6 \text{ N/mm}^2$	< 140 N/mm ²
せん断力	$\tau = S/A = 400/380.1 = 1.1 \text{ N/mm}^2$	< 80 N/mm ²

2) 縦材(山形鋼使用)



縦材1本あたりに作用する軸方向圧縮力

$$N = (500 + 250) \times 1.200 / 2 = 450 \text{ N}$$

山形鋼 50×50×6 (SS400) を使用する

$$W = 4.430 \text{ kg/m}$$

$$A = 5.644 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 12.6 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 12.6 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1.50 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.50 \text{ cm}$$

$$l_x = 120 \text{ cm} \quad (\text{支持金具間隔})$$

$$l_y = 30 \text{ cm} \quad (\text{ステップ間隔})$$

$$l_x / r_x = 120 / 1.50 = 80.0 < 150$$

$$l_y / r_y = 30 / 1.50 = 20.0 < 150$$

$$\sigma_{caz} = 140 - 0.82 \times (80.0 - 18) = 89.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ca} = 89.2 \times (0.5 + 80.0 / 1000) = 51.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 450 / 564.4 = 0.8 \text{ N/mm}^2 < 51.7 \text{ N/mm}^2$$

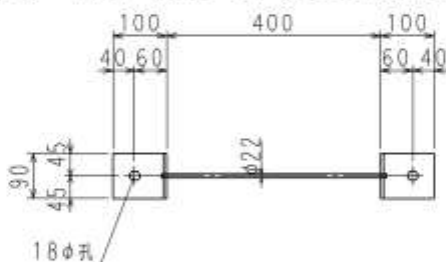
3) アンカー一部

アンカー部に作用する反力 $R = 450 \times 2 = 900 \text{ N}$

アンカーボルトは、長期荷重の常時と短期に重のボルト交換時(ボルト1本欠損)を考慮して本数を決定する。

せん断力 : $S = 0.9 \text{ kN}$

1組当たり、打込式アンカーボルト M16×2本(埋込み深さ60mm)を使用する。



○ 常時(長期荷重)の照査

せん断力	$S = S / n = 0.9 / 2$	0.45 kN	$\leq 17.540 \text{ kN}$
------	-----------------------	---------	--------------------------

※許容引抜力 : 許容せん断力 : $S_a = 17.540 \text{ kN}$ (前項参照)

○ ボルト交換時(短期荷重)の照査

せん断力	$S = S / (n-1) = 0.9 / 1$	0.900 kN	$\leq 26.320 \text{ kN}$
------	---------------------------	----------	--------------------------

※許容引抜力 : 許容せん断力 : $S_a = 26.320 \text{ kN}$ (前項参照)

11. 火災時点検資料

11.1 概要

火災被災した場合には、瞬時に機能の低下が進行するため、緊急に点検し、応急処置の要否（落橋の危険性や車両通行の可否）の判断をしなければならない。

また、火災により部材の性能が低下し、高架橋の耐荷力・耐久性の低下がおきる可能性がある。応急対策後、各部位の火災の程度に応じて必要な項目について詳細な調査を行い、火災による性能の低下を把握する必要がある。

11.2 異常時点検

11.2.1 概要

火災が構造物に作用した場合には、それらの作用が収まった後、可能な限り早急に異常時点検を行う。異常時点検の部位は、災害や事故により損傷を受ける可能性を有する部位・部材とする。異常時点検は目視やたたき点検によることを原則とする。

異常時点検では、構造物が倒壊又は破壊した状態の時は当然ながら、又、その外観が保持されている状態の時でも、まず構造物の周囲を立ち入り禁止とし、供用の制限、被災構造物の仮受けをするなどの処置を講ずることにより、二次被害としての対人障害の発生やライフライン機能を阻害するなどの社会的、経済的に重大な影響を防止する。このような処置を二次的な災害の可能性がないことが確認されるまで継続しなければならない。

異常時点検において、かぶりコンクリートの浮きなどコンクリート片が落下し、人や器物に損害を与える可能性がある損傷が確認された場合には、早急な処置を施さなければならない。高架橋では当該箇所の下方を立ち入り禁止区域とする。

(1) 点検方法及び項目

異常時点検は近接目視及びたたき点検により行う。異常時点検目的は、火災の被災範囲の把握を行った上で、各部位ごとに被災温度の想定、損傷程度（耐荷力に影響するような明らかな損傷の有無）の把握を行う。点検項目は以下のとおりである。

表 11.2.1 異常時点検の点検項目

点検項目	点検方法	備考
上部工（鋼構造部）	目視・変形量測定	変形
上部工（継手部）	目視	抜け落ち・ずれ
上部工（塗装）	目視	損傷状況
床版	目視・たたき点検	変色・ひびわれ
床版（鋼板等補強部）	目視・たたき点検	空隙・接着不良
壁高欄及び床版水切部	目視・たたき点検	変色・ひびわれ
下部工（鋼構造部）	目視・変形量測定	変形
下部工（鋼構造継手部）	目視・たたき点検	変色・ひびわれ
下部工（鋼構造塗装）	目視	損傷状況
下部工（コンクリート構造）	目視・たたき点検	変色・ひびわれ
下部工（コンクリート塗装）	目視	損傷状況
支承	目視	損傷状況
伸縮装置	目視	損傷状況
遮音壁	目視	損傷状況

なお、火災の規模が非常に小さい（塗装の損傷程度が低い）場合は、点検の必要は無い。

(2) 被災温度の想定

被災温度の想定は、塗装の被災状況及びコンクリート部材の変色状況を目視で観察することで行う。

表 11.2.2 被災温度と損傷状況（参考）

被災温度	鋼部材	ゴム支承	塗装（変色及び炭化）			コンクリート部材 （変色及び融解）
			桁外面	箱桁内面	柱鋼板	
100℃						
200℃		変形	変色			
300℃			浮き	ツケ引け	変色	
400℃		発火		ふくれ・浮き	ふくれ・浮き・はがれ	ピンク色
500℃			炭化	炭化	炭化	ピンク色
600℃						ピンク色
700℃	変形					灰白色
800℃	変形					灰白色
900℃						淡黄色
1000℃						淡黄色
1100℃						淡黄色
1200℃						溶解する

鋼材の被災温度は塗膜の変状により推定できる（塗装仕様 旧A-1系）。

被災状況写真（参考）

①被災温度 200℃



（上塗りの塗膜がはがれている）

②被災温度 300℃



（下塗りの一部が黒変している）

③被災温度 400℃



（下塗りが全体的に黒変している）

④被災温度 500℃



（下塗りが一部炭化している）

⑤被災温度 600℃



（塗膜が完全に消失している：横桁）

(3) 異常時点検における被災度の判定

異常時点検における被災度の判定は、目視、たたき点検結果、及び被災温度の程度により判定する。異常時点検においては、損傷の有無の確認、及び第三者被害の可能性の把握を行う。

表 11.2.3 異常時点検における被災度の判定

点検項目	判定項目	判定値
上部工（鋼構造本体部）	変形量	落橋の可能性があるか。
上部工（鋼構造継手部）	被災温度	被災温度が400℃を超えるか。
床版	目視・たたき点検	変色・ひびわれ
	被災温度	被災温度が500℃を超えるか。
壁高欄及び床版水切部	目視・たたき点検	第三者被害の可能性はあるか。
下部工（鋼構造本体部）	目視・変形量測定	
下部工（鋼構造継手部）	被災温度	被災温度が400℃を超えるか。
下部工（コンクリート構造）	目視・たたき点検	変色・ひびわれ
支承	目視	落橋の可能性があるか。
伸縮装置	目視	通行を阻害する変形はあるか。
遮音壁	目視	落橋の可能性があるか。

11.3 詳細点検

11.3.1 概要

異常時点検において、損傷や変状が確認された場合には、必要に応じて詳細点検を実施するとともに、適切に処置しなければならない。

火災の影響を受けた場合には、高温の作用を受けたコンクリートや補強材の品質を確認するために、詳細点検が必要となる。したがって、はつりによる鋼材の状況確認、コンクリートの試料の分析（中性化試験による受熱温度の推定や影響の有無など）、及び鋼材の試験などを行うとよい。又、高温の作用を受けた部分については補修が必要となるので、その範囲も明確となるように点検することが必要である。

(1) 点検項目

詳細点検は、異常時点検で鋼構造部材・コンクリート部材の被災温度が構造物の性能を低下させた可能性がある部位について、必要な項目について行う。

表 11.3.1 詳細点検の報告

対象部位	点検内容	試験方法
上部工（鋼構造部）	鋼部材の劣化	①被災部から試験片を切り取り、鋼板引張試験 ②スンプ法（現地） ③レプリカ法（現地）
上部工（継手部）	高力ボルトの機械的性質	ボルト軸力試験
上部工（塗装）	被災温度	ラボ試験
床版	中性化の進展	中性化試験
	コンクリートの強度劣化	①コア採取による圧縮試験 ②粉末X線試験
床版（鋼板等補強部）		変色・ひびわれ
壁高欄及び床版水切部	中性化の進展	中性化試験
	コンクリートの強度劣化	①コア採取による圧縮試験 ②粉末X線試験
下部工（鋼構造部）	鋼部材の劣化	①被災部から試験片を切り取り、鋼板引張試験 ②スンプ法（現地） ③レプリカ法（現地）
下部工（鋼構造継手部）	高力ボルトの機械的性質	ボルト軸力試験
下部工（鋼構造塗装）	被災温度	ラボ試験
下部工（コンクリート構造）	中性化の進展	中性化試験
	コンクリートの強度劣化	①コア採取による圧縮試験 ②粉末X線試験
下部工（コンクリート塗装）	被災温度	ラボ試験

(2) 点検内容

材料試験には反発硬度試験、中性化試験、コンクリート・コア及び鉄筋の抜取り試験等が挙げられ、また構造試験には、載荷試験、振動試験等が挙げられる。これのうち、コンクリート・コアの抜取り試験は最低限実施する必要がある。また、鉄筋に何らかの支障をきたしていると考えられる場合には鉄筋の抜取り試験を行う。これら材料の試験で構造部材として支障があると判断され、厳密な判断が必要な場合のみ振動試験を行い、載荷試験を行うべき部材を選定する。そのうえで載荷試験を実施するが、これは作業が大がかりとなることを十分認識する必要がある。更に、コンクリートの安全限界と考えられる温度 500℃ の深さを調べる必要がある場合には、受熱温度を推定する。

1) リバウンドハンマーによる反発硬度試験

火害部分の強度が設計基準強度以上、又は健全部分と比較して同等以上であるかどうかを調べる。

2) 中性化試験

コンクリート表面をはつり取り、中性化試験を行い、火害部分が健全部分と比較して進行していないかどうかを調べる。

3) コンクリートの抜取り試験

部材から採取したコンクリート・コアを用いて圧縮試験を行い圧縮強度を求める。部材の剛性を求める必要がある場合には、ヤング係数を求める。圧縮強度のコアを用いて中性化深さを推定する。

4) 鉄筋の抜取り試験

部材から鉄筋を採取し、鉄筋の引張試験を行い、力学的特性（降伏点、引張強度及び伸び等）を求める。調査方法は以下の手順で進める。

- ・採取したサンプルが引張強度試験片として加工が可能かどうか、確認のうえ加工する。
- ・引張強度試験は、JIS Z 2241「金属材料引張試験方法」に従う。

5) 振動試験

振動試験による、床や梁の固有振動数、振幅、モード、減衰等を調べ、床や梁の一体性及び支持条件を検討するものである。その方法は起振機による強制振動方式と砂袋や衝撃試験装置による衝撃振動方式がある。

6) 載荷試験

床や梁の載荷試験の方法は JASS 5 に規定されている。長期の設計分布荷重による A 法と集中荷重による B 法とがある。A 法の方が実状に即している点で望ましい。A 法はセメント袋、インゴット、砂及び水等で載荷し、載荷によって生じる最大たわみと残留たわみ（荷重除去 1 時間後に残留しているたわみ）を測定する。B 法はオイルジャッキで載荷し、予定荷重（設計荷重の 2 倍）に達した時に直ちに除荷する。最大たわみと除荷後の残留たわみを測定する。

7) 受熱温度の推定

① X線解析

コンクリートを X 線解析し、結晶型の変化から受熱温度を推定するのであるが、結晶型の微妙な変化を見極める必要がある。

② 示差熱天秤分析 (DAT・TGA)

あらかじめモルタルを加熱し、重量減少・吸発熱変化を推定し、自由水や結晶水の脱水、SiO₂の変態炭酸ガスの放出の変化などを調べ、火害を受けたコンクリートと比較し、受熱温度を推定する。火災を受けた建物の場合、放水などによる水分の影響があるので付着水などの有無からは推定でき

ないが高温工域における CO₂ の放出などの熱分解からは推定は可能である。

11.4 部材の被災程度と劣化の関係

(1) 鋼板の被災温度による影響

被災温度により引張強度，降伏点及び伸びが影響をうけるが，鋼材は製作時の焼き戻し温度が 600℃以上（SM570 材では 650℃）であり，各材質とも 600℃位までは鋼材の性能に与える影響は少ない。

被災温度 600℃が目安となるが，700℃を超えても降伏点の低下の度合いは少なく，10%程度の低下である。伸び性能については被災温度の影響は少ない（構造用鋼材の高温時ならびに加熱後の機械的性質 J S S C Vol. 4, No. 33, 1968 年, 日本鋼構造協会）。

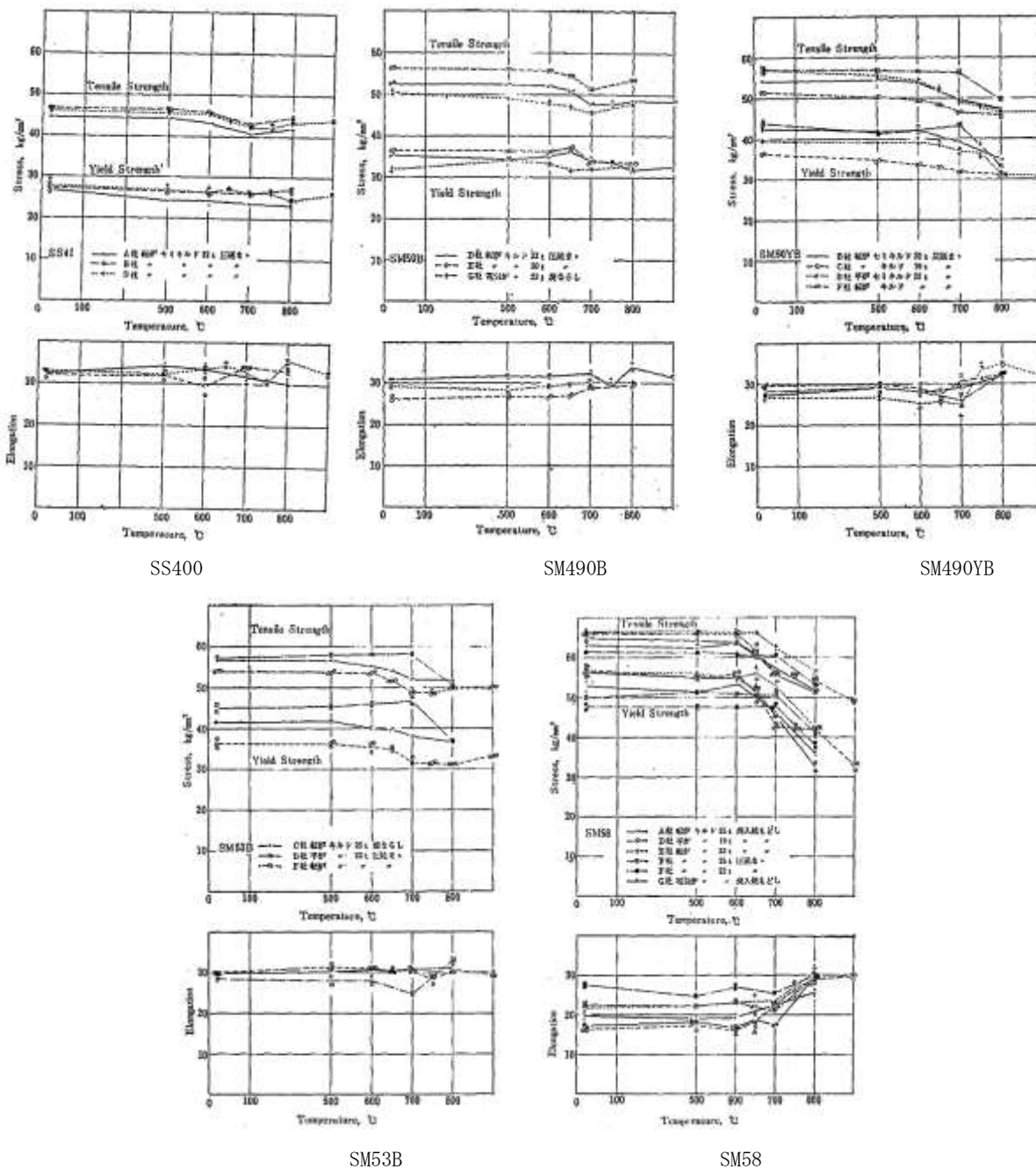


図 11.4.1 鋼材の加熱後の常温強度

(2) 高力ボルト

高力ボルトの焼き戻し温度は F10T で約 430℃、F8T で約 480℃であるので、この温度以上で被災した場合には高力ボルトの機械的性質も変化する。

高力ボルトの温度履歴による影響についての実験結果を図 11.4.2 に示す(鋼構造接合資料集成ーリベット結合・高力ボルト結合ー, S52, 日本鋼構造協会・鋼材倶楽部)。

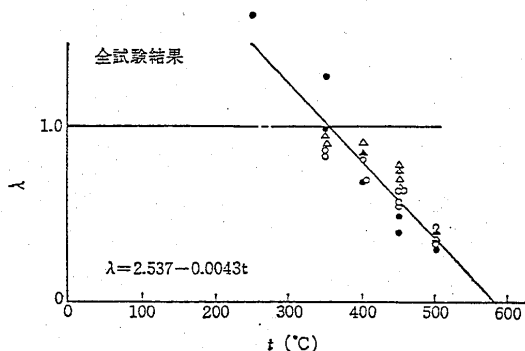


図 11.4.2 高力ボルトの温度履歴の影響

注) ・実験結果は六角ボルトとグリップボルトの両方を含む。
 ・λは常温時の滑り耐力と加熱後の滑り耐力の比である。

(3) コンクリート部材の被災程度と劣化の関係

コンクリートは、火熱を受けるとセメント硬化物と骨材とは、それぞれ異なった膨張収縮挙動をし、それによってコンクリートの組織は緩み、かつ端部の拘束などによって生じた熱応力によってひび割れを生じ、コンクリートが劣化、剥落する。被災温度の上昇につれてコンクリート中のセメント水和物が化学的に変質し、約 600℃まではセメントペースト部は収縮するが、骨材は膨張するという相反する挙動を示す。更に、コンクリート中の自由水などが水分膨張する結果、内部応力が次第に増大し、内部組織が破壊されていくため、強度及び弾性などの力学的性質が低下する。その低下度合係数は、使用材料の種類、配(調)合、材齢などによって異なり、図 11.4.3、図 11.4.4 に示す傾向がある。すなわち、強度の低下は 300℃まではそれ程でもないが、500℃を超えると 50%以下になり、弾性係数も加熱により低下し、500℃でほぼ半減する。

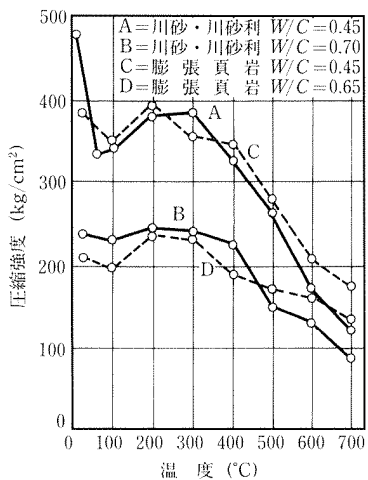


図 11.4.3 普通及び軽量コンクリートの
 圧縮強度の加熱温度による変化

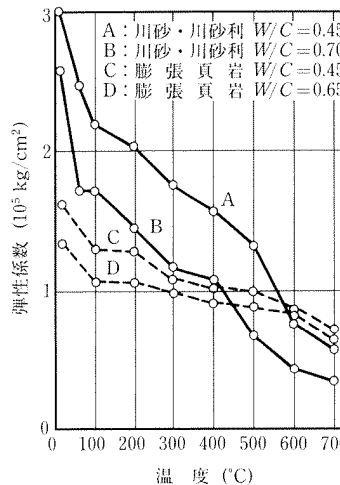


図 11.4.4 普通及び軽量コンクリートの
 弾性係数の加熱温度による変化

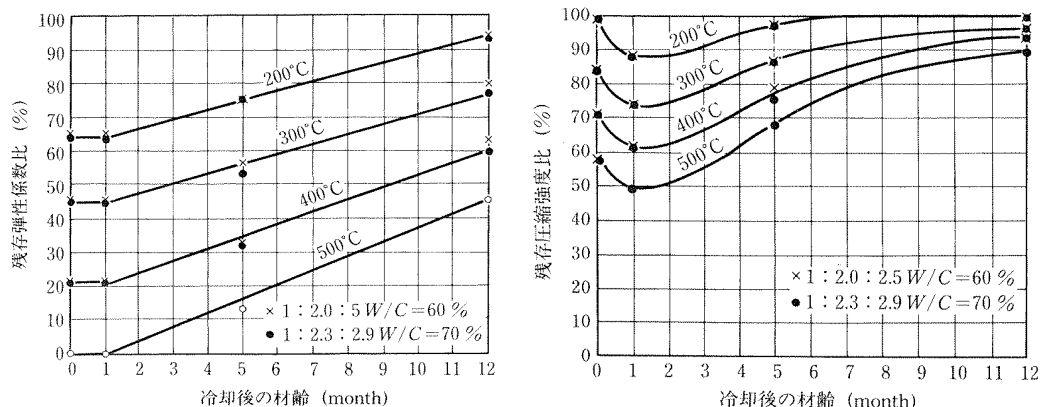


図 11.4.5 加熱されたコンクリートの強度・弾性係数の自然回復

加熱により低下した強度は、被災後ある時間を経ると図 11.4.5 に示すように回復し、受熱温度が 500°C 以内であれば、再使用に耐えられる状態までに復元する。一方、弾性係数もある程度復元するが、その割合は図 11.4.5 に示すように小さく、総じてもろさは残る。

又、鉄筋の高温時の強度特性（加熱中及び加熱後）並びに鋼材の弾性係数比及び降伏応力度比（常温時に対する高温時の比）は図 11.4.6 に示すとおりである。冷却後は鉄筋も加熱温度が 500°C であれば、ほぼ強度を回復する。

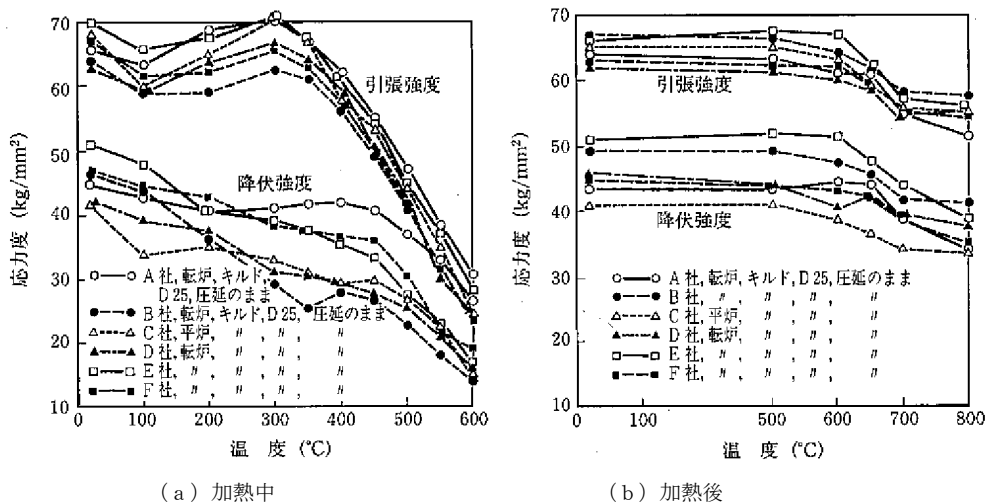


図 11.4.6 鉄筋 (SD40) の高温時の強度特性

冷却後十分な時間が経てば、また、500°C までの加熱であれば、約 90% まで強度は回復することが分かる。したがって、コンクリートを再使用できる安全限界温度は強度の 2/3 を確保できる 500°C と考えられる。

又、鉄筋についてもコンクリート同様、500°C が安全限界温度と考えるのが妥当である。コンクリートの安全限界と考えられる温度 500°C の深さを調べ、被害の区分けを行う。コンクリートの変色等により受熱温度を推定できない場合は、コンクリート及び鉄筋の強度等を抜取り試験により直接に調べ、安全性を評価する必要がある。

参考文献

・「構造用鋼材の高温時ならびに加熱後の機械的性質 JSSC Vol.4 No.33, 1968 年, 日本鋼構造協会」

- ・「鋼構造接合資料集成-リベット結合・高力ボルト結合，昭和 52 年，日本鋼構造協会・鋼材倶楽部」
- ・「コンクリート診断技術【基礎編】02，2018 年 5 月，日本コンクリート工学協会」

12. 愛知県における補修補強事例集

愛知県における補修補強事例について表 12.1.1 に示す。詳細の内容は次頁に示す。

表 12.1.1 愛知県における補修補強事例

番号	補修補強要因	補修補強事例
1	亀裂	鋼床版桁橋の垂直補鋼材溶接部に生じた疲労亀裂
2		鋼箱桁の支点上ウェブの水平方向の亀裂
3	床版損傷	単純下路トラス橋 R C 床版増厚を兼ねたコンクリート舗装
4		単純 R C T 桁の床版補強
5		橋面舗装及び床版の補修
6		鋼製地覆の腐食と補修について
7	付属物損傷	衣浦大橋（上り線）の支承取替
8		伸縮装置の取替え
9	土砂流出	橋台の根固め工
10	耐震補強	橋脚及び橋台基礎部の耐震補強
11		R C 単柱式橋脚段落し部の補強（炭素繊維シート巻き立て）
12		港湾内橋脚の耐震補強工事
13	火災	五六橋火災補修

事例 1

事例名	鋼床版箱桁橋の垂直補鋼材溶接部に生じた疲労亀裂		
橋梁名	立田大橋	路線名	一般県道 佐屋多度線
橋長	966.0m	幅員	12.8m
構造形式	4×3径間連続鋼床版箱桁橋		
一般図			
劣化・損傷状況	<p>鋼床版箱桁橋の垂直補鋼材溶接部に生じた疲労亀裂</p> <p>昭和59年に供用が開始された本橋梁の鋼床版と垂直補鋼材溶接部に、平成16年度貫通箇所が1箇所確認された。亀裂はデッキ側止端部から発生しており溶接ビードに沿って進展しているように推察された。その他の部分においては貫通はしていないものの、全溶接部674箇所の内638箇所に何らかの亀裂が確認された。亀裂のパターンはデッキ側の溶接止端部から始まっているものと垂直補鋼材側の溶接止端部から始まっているものの2種類に大きく分類できた。</p>		
補修・補強工法	<p>①当て板工法(デッキに対し上下面から当て板をする)②半円孔削孔工法(垂直補鋼材に50Rの半円孔をあける)</p> <p>①既に貫通している部分については、早急な補修が必要であったため、実績のある「当て板工法」を採用した。 ※亀裂先端部はφ40のストップホールにて処理し、ボルトはM22皿ボルトを採用した。</p> <p>②その他の亀裂については「半円孔削孔工法」を採用した。理由としては ・交通量が多い。・損傷箇所数が多い。・亀裂程度に大小がある。これらのことから、抜本的な対策を施すことは多大な費用及び路面規制が必要となるため、疲労寿命の延伸を選択した。</p>		
補修・補強図			
周辺環境状況	地方部		
構造物竣工年月	昭和59年12月		
補修・補強竣工年月	①平成17年11月 ②平成20年3月		

事例 2

事例名	鋼箱桁の支点上ウェブの水平方向の亀裂		
橋梁名	新橋	路線名	一般県道 平井牟呂大岩線
橋長	147.4m	幅員	6.0m
構造形式	3径間単純合成開断面鋼箱桁		
一般図			
劣化・損傷状況	<p>支点上ウェブに発生した水平方向の亀裂 竣工後42年が経過した単純合成開断面鋼箱桁において、ほとんどの支点上ウェブにソールプレートから発生した亀裂が発見された。最もひどい箇所の亀裂は、貫通しており、腐食も見受けられた。このひび割れが進展した場合、支点上において座屈も考えられたため、通行止措置を行い、支点部の補強を実施した。</p>		
補修・補強工法	<p>支点部の補強 ①亀裂が進展しないように、亀裂の両端にストップホールを設ける。 ②支点部にかかっている死荷重を抜くために、ジャッキアップを行うための補強材を設置する。 ③支点部の剛性アップと死荷重及び活荷重を支点から確実に受けるために、支点上に補強部材を設置する。 ④亀裂部については、①の後、鋼板により塞ぐ。 ⑤リベットが緩んでいたため、トルシアボルトへ交換を行う。 ⑥ローラー支承の機能を確保するために、分解し、グリスアップを行う。</p>		
補修・補強図			
周辺環境状況	市街地		
構造物竣工年月	昭和37年10月		
補修・補強竣工年月	平成18年3月		

事例 3

<p>事例名</p>	<p>単純下路トラス橋RC床版増厚を兼ねたコンクリート舗装</p>		
<p>橋梁名</p>	<p>加茂橋</p>	<p>路線名</p>	<p>主要地方道瀬戸設楽線</p>
<p>橋長</p>	<p>97.5m</p>	<p>幅員</p>	<p>6m</p>
<p>構造形式</p>	<p>単純下路トラス橋:RC床版(床版厚$t=150\text{mm}$)</p>		
<p>一般図</p>			
<p>劣化・損傷状況</p>	<p>舗装劣化の状況 加茂橋は、昭和31年道示で設計された単純下路トラス橋(RC床版)である。舗装の経年劣化が進んでいたが、幅員が6mと狭く、特に香嵐溪の観光シーズンには、国道153号のBPとして観光客の利用も多いため、これまで満足のいく補修が出来なかったことから、舗装の劣化が進み局所的な補修を頻繁に繰り返す状況となっていた。さらに、床版厚も現仕方書の最小床版厚をクリア出来ていなかったため、舗装打換えとともに床版上面増厚を兼ねる対策を実施し長期間の健全性確保に努めたものである。</p>		
<p>補修・補強工法</p>	<p>舗装を兼用した上面増厚工法 上部構造照査の結果、上部構造への負担を避け現状死荷重を基本としたCO舗装が床版を兼ねる上面増厚工法を実施した。舗装材には、鋼繊維補強セメント(早強)を用いた。既設舗装撤去の際、床版面を1cm切削し、表面処理にショットブラストを用いて打設するCOとの付着力を高め、床版との一体化を図った。この結果、床版厚は既設の150mmから200mmとなり最低床版厚160mm以上を確保できた。</p>		

事例名	単純下路トラス橋RC床版増厚を兼ねたコンクリート舗装		
橋梁名	加茂橋	路線名	主要地方道瀬戸設楽線
補修・補強図			
周辺環境状況	山間部		
構造物竣工年月	昭和37年		
補修・補強竣工年月	平成19年11月		

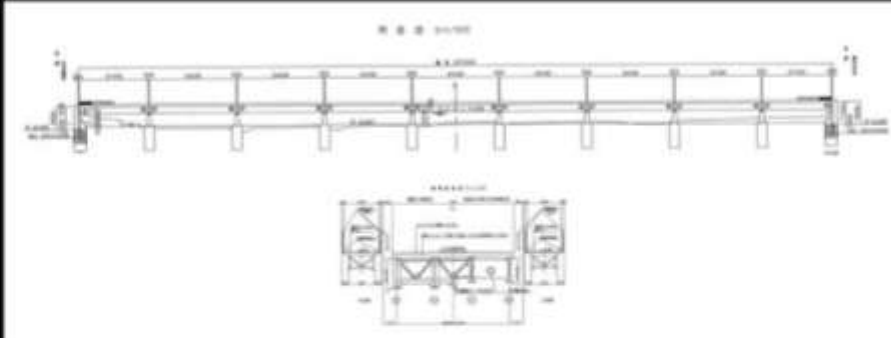

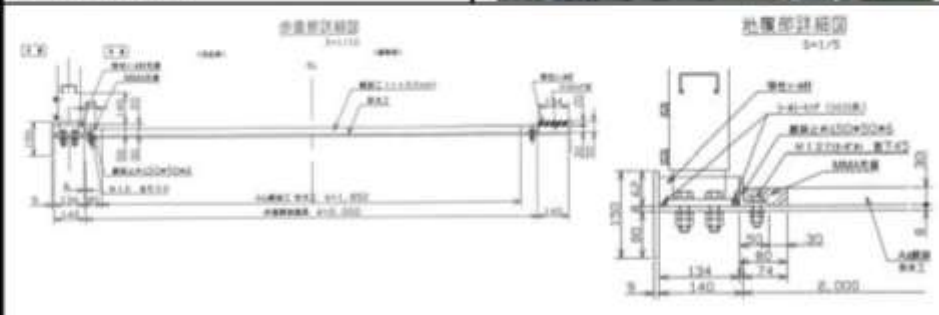
事例 4

事例名	単純RCT桁の床版補強		
橋梁名	城海津跨線橋	路線名	一般県道 大山豊橋停車場線
橋長	78.82m(全長188.65m)	幅員	8.0m
構造形式	9径間単純RCT桁		
一般図			
劣化・損傷状況	<p>単純RCT桁の25t化対応</p> <p>竣工後、57年が経過したRCT桁ではあるが、床版下面においては、浮きや断面欠損が多少見られたものの、全体としては、健全な状態であった。しかしながら、本路線は緊急輸送道路に指定されていることや、市街地内を東西に結ぶ跨線橋として交通量も多いことから、25t化対応を行う事を目的として、床版補強を実施した。</p>		
補修・補強工法	<p>炭素繊維シートによる床版補強</p> <p>①床版補強の詳細設計は、過年度において、鋼板接着工法により設計済みであったが、以下の理由により炭素繊維シート工法に変更した。</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 高架下での施工となるため、施工スペースが狭い。 2) 鋼板を用いた場合、今後、床版の変状が確認できない。 <p>②炭素繊維シートについては、床版全面に貼るのではなく、格子状に貼ることにより、炭素繊維シート貼付枚数の低減を図った。</p>		
補修・補強図			
周辺環境状況	市街地		
構造物竣工年月	昭和27年		
補修・補強竣工年月	平成20年3月		

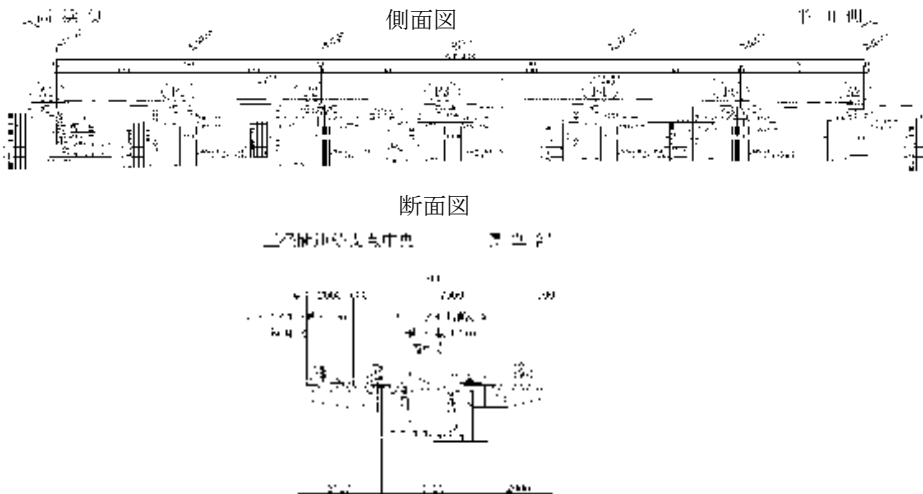
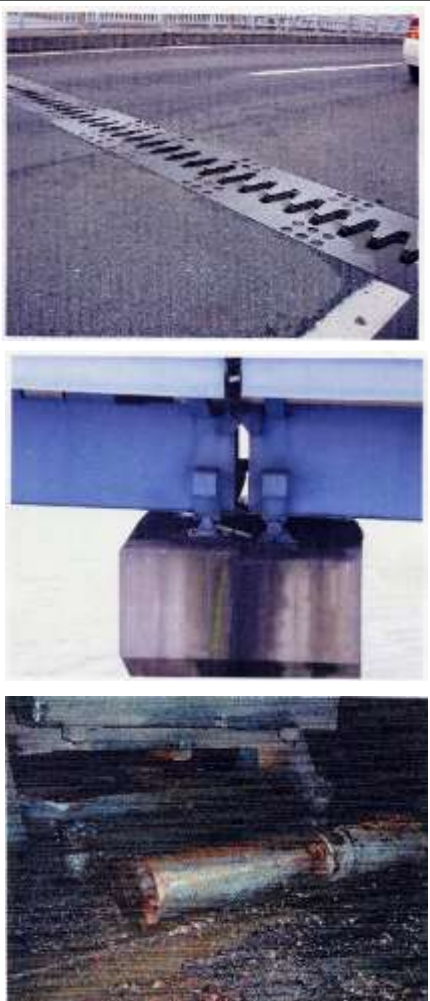
事例 5

<p>事例名</p>	<p align="center">橋面舗装及び床版の補修</p>		
<p>橋梁名</p>	<p>境川橋</p>	<p>路線名</p>	<p>一般県道 泉田共和線</p>
<p>橋長</p>	<p>85.9m</p>	<p>幅員</p>	<p>8.8m</p>
<p>構造形式</p>	<p>3径間単純合成鋼鈑桁</p>		
<p>一般図</p>			
<p>劣化・損傷状況</p>	<p>アスファルト舗装、床版の劣化 竣工後、35年経過した橋面舗装において、舗装表面に亀裂が生じていた。この亀裂は床版の劣化によるものと推測され、詳細調査をしたところ、3径間ある内亀裂の存在する刈谷側の1径間のコンクリート強度のみが13N/mm²と極端に低かった。残りの2径間の強度は所定以上の強度が確認された。 施工前に舗装を撤去し、床版を確認したところ、床版上面はもはやコンクリートとは呼べず、骨材のみが確認された。</p>		
<p>補修・補強工法</p>	<p>舗装、防水層、床版の補修 施工前調査による床版上面は表面は泥化していたものの、表面の劣化部分を丁寧に除去すると、その下に固いコンクリート面を確認できた。このため、舗装版撤去は人力にて行い、目視とリバウンドハンマーによる強度確認を行い(20N/mm²以下)床版補修範囲を確定した。補修方法は上面をはつり、鉄筋錆をケレンし、防錆材を塗布し、早強コンクリートで既設の高さまで補修し、その後防水(塗膜)層を施工し、橋面舗装(付着性改質改善As)を施工した。</p>		
<p>補修・補強図</p>			
<p>周辺環境状況</p>	<p>地方部</p>		
<p>構造物竣工年月</p>	<p>昭和49年3月</p>		
<p>補修・補強竣工年月</p>	<p>平成20年5月</p>		

事例 6

事例名	鋼製地覆の腐食と補修について		
橋梁名	松川橋	路線名	主要地方道関田名古屋線
橋長	297.6m	幅員	2.0m(橋側歩道橋)
構造形式	鋼床版単純鉸桁橋(橋側歩道橋)		
一般図			
劣化・損傷状況	<p>鋼製地覆の腐食と補修について</p> <p>竣工後、50年が経過した鋼床版単純鉸桁橋において、高欄及び鋼製地覆の腐食が著しかった(右写真)。</p> <p>歩道の排水口が土砂で詰まり、また地覆部分に土砂が堆積し長期間撤去を行わなかったことから、腐食が進んだと考えられる。</p>		
補修・補強工法	<p>高欄及び地覆を撤去し交換</p> <p>当初は地覆の腐食部分のみを撤去し、ケレンをして塗装していた。しかし、</p> <p>①地覆内面のケレンが完全にできない。</p> <p>②鋼床版は健全と考えられる。</p> <p>以上より、地覆基部より撤去し、高欄交換に工法を変更した。</p> <p>設計に当たっては、</p> <p>①地覆の設置をせず、鋼床版に支柱のさや管をボルト締めする。</p> <p>②排水口の数を増やす。</p> <p>以上を配慮した。</p>		
補修・補強図			
周辺環境状況	都市内		
構造物竣工年月	昭和35年		
補修・補強竣工年月	平成22年3月(予定)		

事例 7

<p>事例名</p>	<p>衣浦大橋(上り線)の支承取替</p>		
<p>橋梁名</p>	<p>衣浦大橋(上り線)</p>	<p>路線名</p>	<p>一般国道247号</p>
<p>橋長</p>	<p>413.6m</p>	<p>幅員</p>	<p>11m</p>
<p>構造形式</p>	<p>鋼床版箱桁橋(2径間連続+3径間連続+単純)</p>		
<p>一般図</p>	 <p>側面図</p> <p>断面図</p>		
<p>劣化・損傷状況</p>	<p>1本ローラー支承の逸脱</p> <p>道路パトロールによりP5橋脚上流側ジョイントに段差(約3cm)を発見した。ローラー支承の歯車破損によりローラーが支承より逸脱していることを確認。すぐに追越車線を規制し、夜間に一時通行止め施工にてローラー部分に鉄板を挟みジョイント部の段差を解消。翌日、衣浦大橋の全支承を緊急点検。A2でも緊急措置が必要と判明し、後日仮受対策を実施。</p> <p>本件について衣浦大橋支承補修検討委員会にて原因及び補修方法の検討を行うこととなった。</p> <p>原因については以下のとおり推察された。「路面土砂がジョイントから雨水とともに侵入し支承付近に堆積。支承の歯車に土砂が噛み、回転に支障を及ぼし、これに活荷重の偏りが働き、ローラーに水平の傾きを生じさせた。歯車が損傷したローラーは桁の伸縮及びたわみにより最後に逸脱に至った。」</p> 		

事例名	衣浦大橋(上り線)の支承取替		
橋梁名	衣浦大橋(上り線)	路線名	一般国道247号
補修・補強工法	<p>支承の取替</p> <p>暫定措置として本補修(取替)までの間は、経済性及び施工性を考慮して、ローラーの損傷僅車を切断のうえ、逸脱防止装置を施した支承に戻した。また、支承横に仮受台を設置した。</p> <p>本補修として、損傷した同タイプの1本ローラーを全箇所取り替え、2本ローラー支承は経過観察とし必要に応じ取替を検討することとした。取替える支承はBPB支承とし、支承まわりに土砂が堆積しないようにジョイントの改良を行うことにした。</p> <p>1本ローラー支承の取替 H15年度 支承取替(P5、A2) H16年度 支承取替(A1、P2) ジョイント排水装置取替 以降、2本ローラー支承は要点検調査とした。</p> <p>H17年度耐震対策検討を実施。落橋防止装置、変位制限装置の検討の中で経済性及び維持管理の容易さ等を比較した結果、残る2本ローラーを含む全支承もBPB支承に取替えることとした。 H17年度 支承取替(P1、P3、P4、P5)</p>		
補修・補強区	 <p>P5緊急措置</p> <p>P5暫定措置</p> <p>P5支承取替</p>		
周辺環境状況	港湾内		
構造物竣工年月	昭和53年2月		
補修・補強竣工年月	平成16年3月(損傷支承対策完了)		

事例 8

事例名	伸縮装置の取替え		
橋梁名	小池跨線橋	路線名	一般国道 259号
橋長	123.3m	幅員	7.5m
構造形式	単純PCT桁		
一般図			
劣化・損傷状況	<p>伸縮装置の沈下</p> <p>竣工後、41年が経過したPCT桁において、S60年代に取替えを行った伸縮装置の沈下が発見された。沈下が起きた場所は、橋脚上の伸縮装置であり、杵座回り、桁、端横桁に異常は発見されなかったことから、応急措置として、常温アスファルトにより段差を埋め、その後、伸縮装置の取替えを行った。</p>		
補修・補強工法	<p>伸縮装置の取替え</p> <p>①既設の伸縮装置は、橋面部がゴムであったことから、今後の耐久性を考えて鋼製の伸縮装置へ交換した。</p> <p>②沈下が起こった原因は、伸縮装置を固定用するアンカー鉄筋が桁へ埋め込まれていなかったと判明したことから、調整コンクリートをすべて撤去し、主桁への定着を確実にを行った。</p>		
補修・補強図			
周辺環境状況	市街地		
構造物竣工年月	昭和40年		
補修・補強竣工年月	平成19年12月		

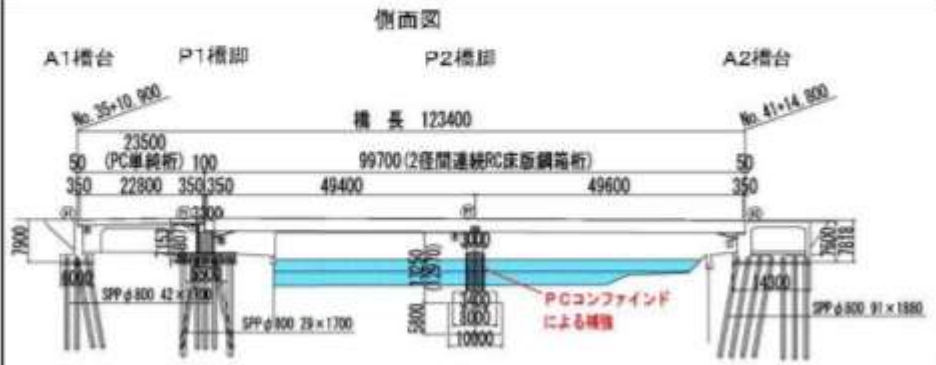


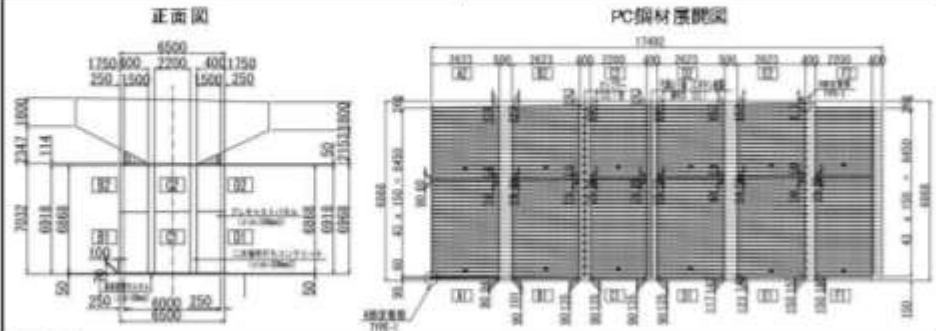
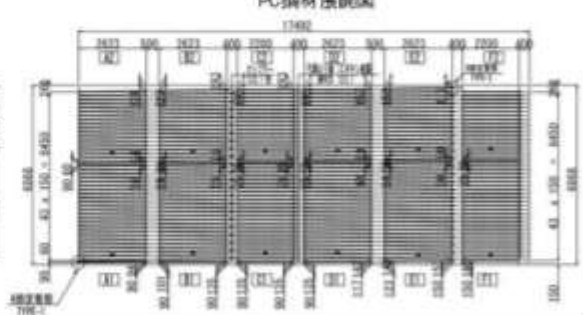
事例 9

事例名	橋台の根固め工		
橋梁名	鎌中橋	路線名	一般県道茶白山高原段々線
橋長	40m	幅員	7.0m
構造形式	鋼単純桁橋・RC床版(舗装厚:50mm)		
一般図			
劣化・損傷状況	<p>橋台前面の土砂崩れ</p> <p>橋台の前面の土砂(既設ブロック積み青面の要コン下)が流出し、橋台深礎杭の前面土砂がくずれている状況。A2橋台北西からの雨水が既設ブロック積み青面の要コン下に浸透し、土砂が流出したと推測される。</p>		
補修・補強工法	<p>土砂流出部の補修</p> <p>深礎杭前面地盤の幅を確保するため、土砂流出部を土砂相当品で埋め戻す。土砂相当品埋め戻し部は流下水に上り洗い流されないよう、表面保護を設ける。橋台前面部に流下水がこまないよう、表面保護に水路を設ける。</p>		
補修・補強図			
周辺環境状況	地方部		
構造物竣工年月	昭和56年7月		
補修・補強竣工年月	平成18年3月		

事例 10

事例名	橋脚及び橋台基礎部の耐震補強		
橋梁名	大府跨線橋	路線名	一般国道155号
橋長	231.5m	幅員	10.1m
構造形式	単純プレテンションT桁(一般部)単純ポストテンションT桁(跨線部)		
一般図			
劣化・損傷状況	<p>H14道示に対応した下部工耐震補強</p> <p>竣工後40年以上を経過している大府跨線橋について、現地再調査のうえ耐震性能の検討を実施したところ、梁・柱部だけではなく、基部についても補強する必要があるとの結果に至ったことから、平成15年度からこれらの補強工事に着手。</p>		
補修・補強工法	<p>増し杭、及び、基部、柱部、梁部のRC巻き立て補強</p> <p>レベル2地震動にも対応できる構造とするため、基部については、Φ800の場所打コンクリート杭を追加し、その後フーチングの増厚及びPCケーブルによる一体化を行うとともに、柱及び梁については、RC巻き立てによる補強を行い、必要となる耐力を確保している。また、これら補強と合わせて落橋防止システムの構築も合わせて行っている。</p>		
補修・補強図			
周辺環境状況	市街地		
構造物竣工年月	昭和41年6月		
補修・補強竣工年月	平成15年度～		

事例 12

事例名	港湾内橋脚の耐震補強工事		
橋梁名	汐留橋	路線名	一般国道 247 号
橋長	123.4m	幅員	29.05m
構造形式	単純 PC ポステン中空床版橋 + 2 径間連続非合成鋼箱桁		
一般図	<p style="text-align: center;">側面図</p> 		
劣化・損傷状況	<p>P 2 橋脚（単柱）の断耐力不足</p> <p>昭和 55 年度以前の道路橋示方書で設計された本橋の下部工を H14 道路橋示方書に準拠し、現況照査を行った結果、各橋台、橋脚ともレベル 1、レベル 2 地震時において、曲げ、せん断、支持力の耐力不足であった。港湾内橋脚である P 2 橋脚に関しては、柱基部における曲げ耐力不足であった。また、港湾内の土質は悪く、仮締切矢板を設置しドライアップでの施工は、困難な状況であった。</p>		
補修・補強工法	<p>水中 PC コンファインド工法</p> <p>じん性の向上のための、帯鉄筋の代わりに PC 鋼材を使用し、プレストレスを導入することにより、横拘束効果を期待する工法である。施工においては、水中施工となり、仮締切が不要である。</p> <ul style="list-style-type: none"> 橋脚の周囲にプレキャストパネルを建て込み、連続的に PC 鋼材を螺旋状配置し、プレストレスを導入する。 既設橋脚とのあいだ及びパネル間は水中不分離コンクリートを打設し一体化する。 		
補修・補強図	<p style="text-align: center;">正面図</p>  <p style="text-align: center;">PC 鋼材展開図</p> 		
周辺環境状況	都市内		
構造物竣工年月	昭和 48 年 3 月		
補修・補強竣工年月	平成 20 年 9 月		

事例 13

事例名	五六橋火災補修		
橋梁名	五六橋	路線名	一般県道浅井清洲線
橋長	L = 50.7 m	W = 10.3 m	
構造形式	2 径間連続非合成鈹桁		
一般図			
劣化・損傷状況	<p>火災による損傷</p> <p>五六橋は一級河川五条川に架橋する橋梁である。平成19年1月に火災被害を受けた。目視点検、塗膜の損傷より被災温度分布推定、変形量測定、鋼材硬度試験、コンクリート強度・中性化試験等より判明した被災状況は次のとおり。</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 塗装炭化 ② 主桁ウェブ面外変形 ③ 高力ボルト軸力低下 ④ グレーチング床版変形（床版コンクリート及び主桁等の鋼材強度は異常なし。） 		
補修・補強工法	<p>火災による損傷の補修</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 防錆機能を目的とし再塗装 ② 面外変形強制と座屈防止を目的とし、ウェブの両側からL型鋼で挟み込みH T Bで締め付ける。（摩擦接合） ③ 高力ボルト取替 ④ 構造部材でないことより防錆機能を目的とした再塗装 		
補修・補強図			
周辺環境状況	住宅街		
構造物竣工年月	昭和55年4月		
補修・補強竣工年月	平成20年2月		

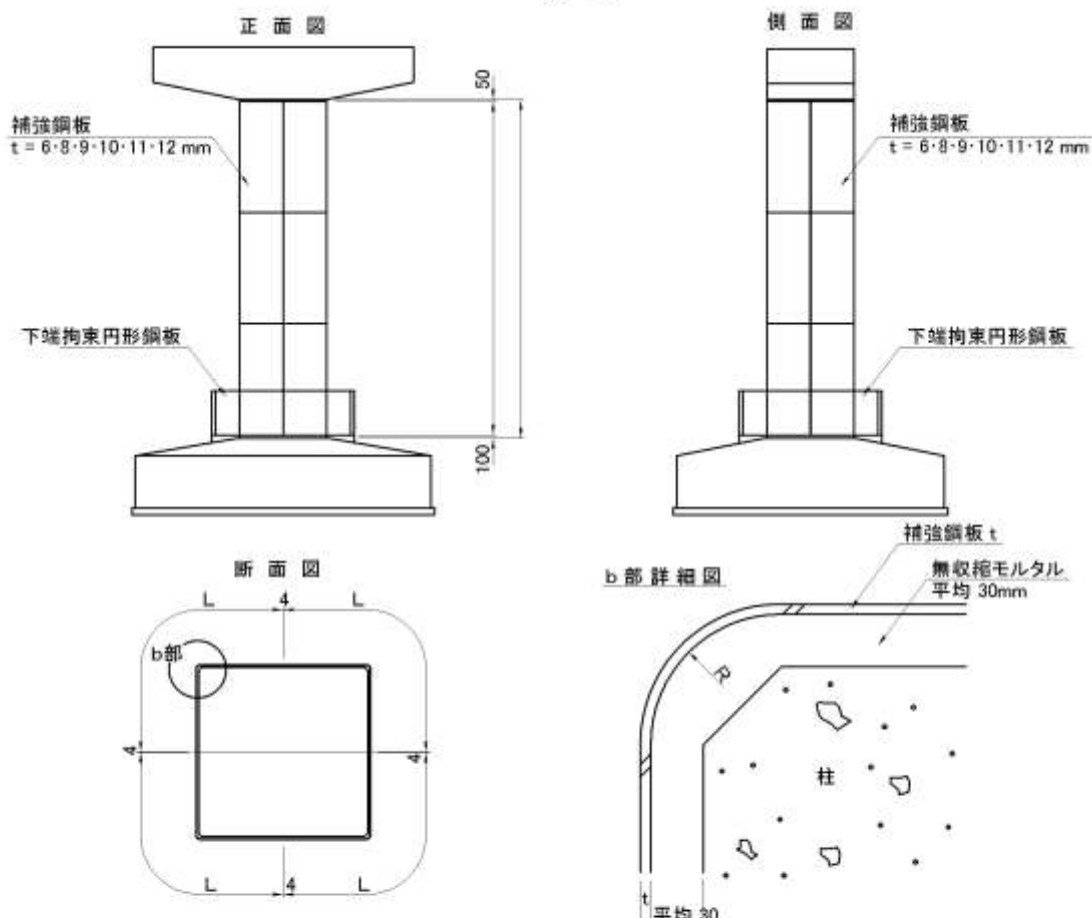
13. 補修・補強参考図

補修・補強設計の参考図を以下に示す。補修・補強工事に使用される材料工法等は日々進化しているため、施工性や設計時点における新技術・材料・経済性をふまえた上で、参考図として使用すること。

表 13.1.1 補修・補強工事参考図

図 番	名 称	備 考
図 13.1.1	鋼板巻き立て工法（円形断面柱）	
図 13.1.2	鋼板巻き立て工法（矩形断面柱）	
図 13.1.3	鋼板巻き立て工法（梁部）	
図 13.1.4	鋼板巻立て工法フーチング定着部(1)	下端拘束円形鋼板
図 13.1.5	鋼板巻立て工法フーチング定着部(2)	下端拘束 H 型鋼
図 13.1.6	鋼板巻立て工法各部詳細図(1)	
図 13.1.7	鋼板巻立て工法各部詳細図(2)	
図 13.1.8	RC 巻立て工法	
図 13.1.9	柱組立てアンカー工図	

一般図



鋼板加工図

(断面図の a 部を表示)

R 寸法表(参考)

鋼板厚 t	曲げ半径
6	45
8	55
9	65
10	72
11	82
12	85

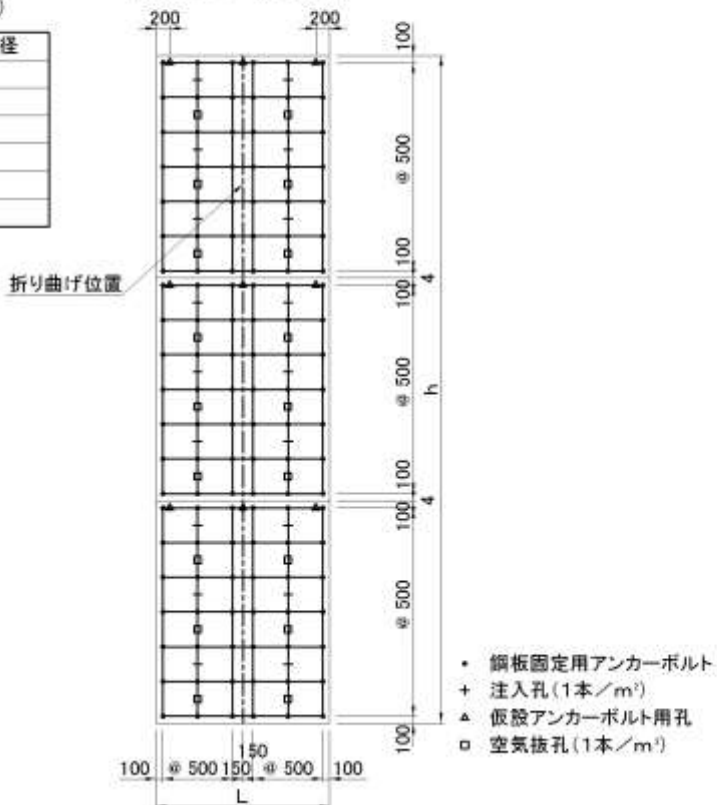


図 13.1.2 鋼板巻立て工法 (矩形断面柱)

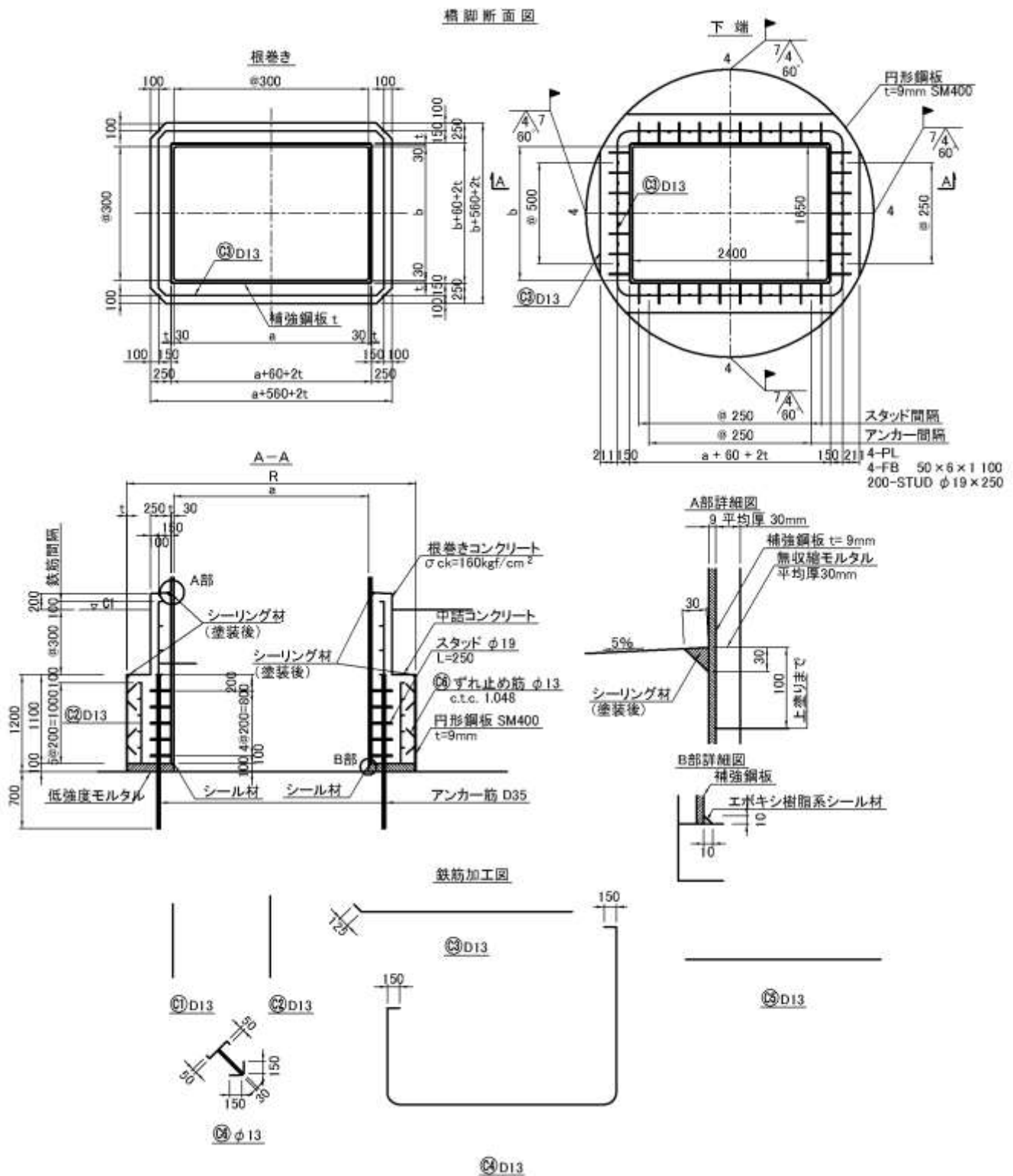


図 13.1.4 鋼板巻立て工法フーチング定着部 (1)

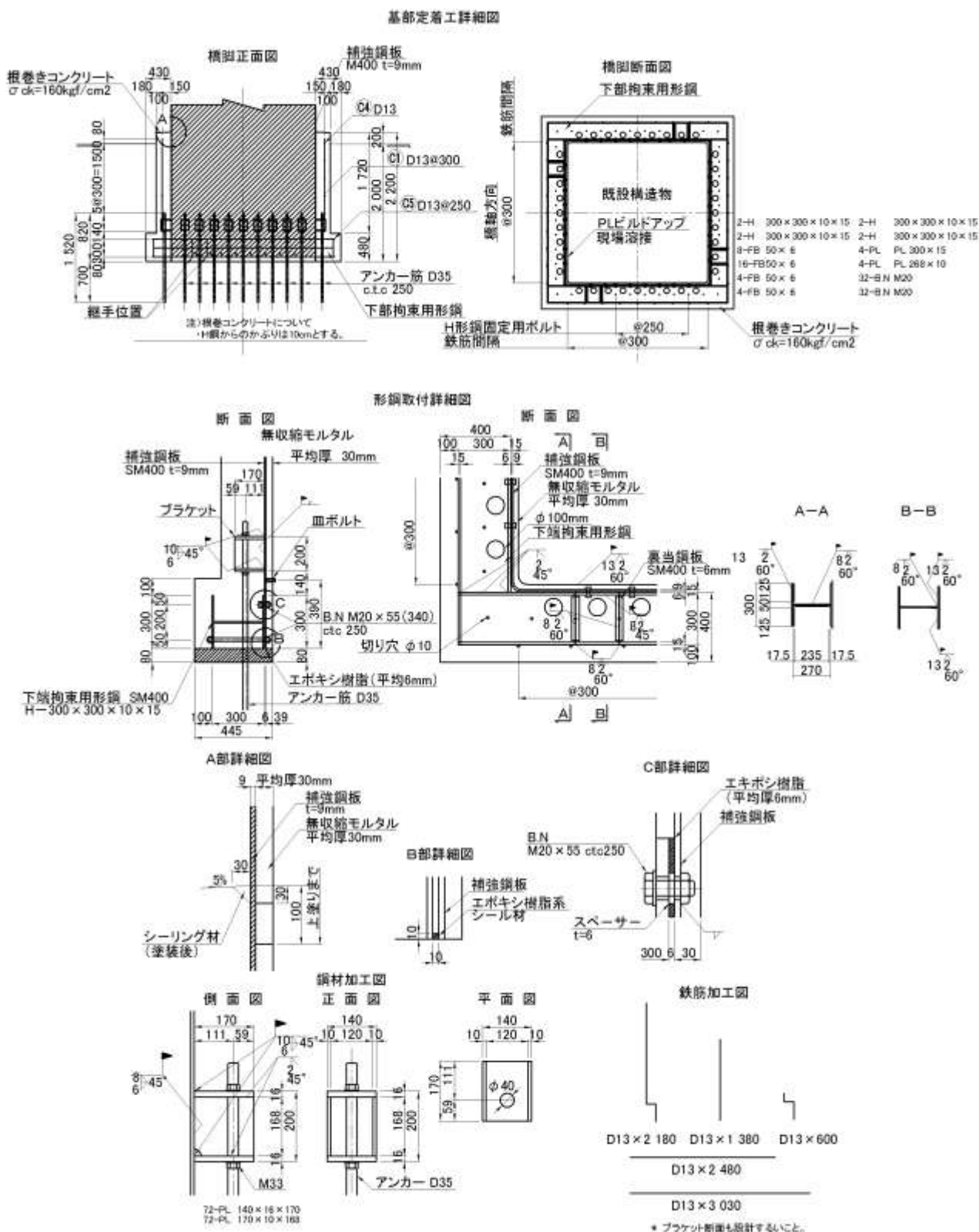


図 13.1.5 鋼板巻立て工法フーチング定着部 (2)

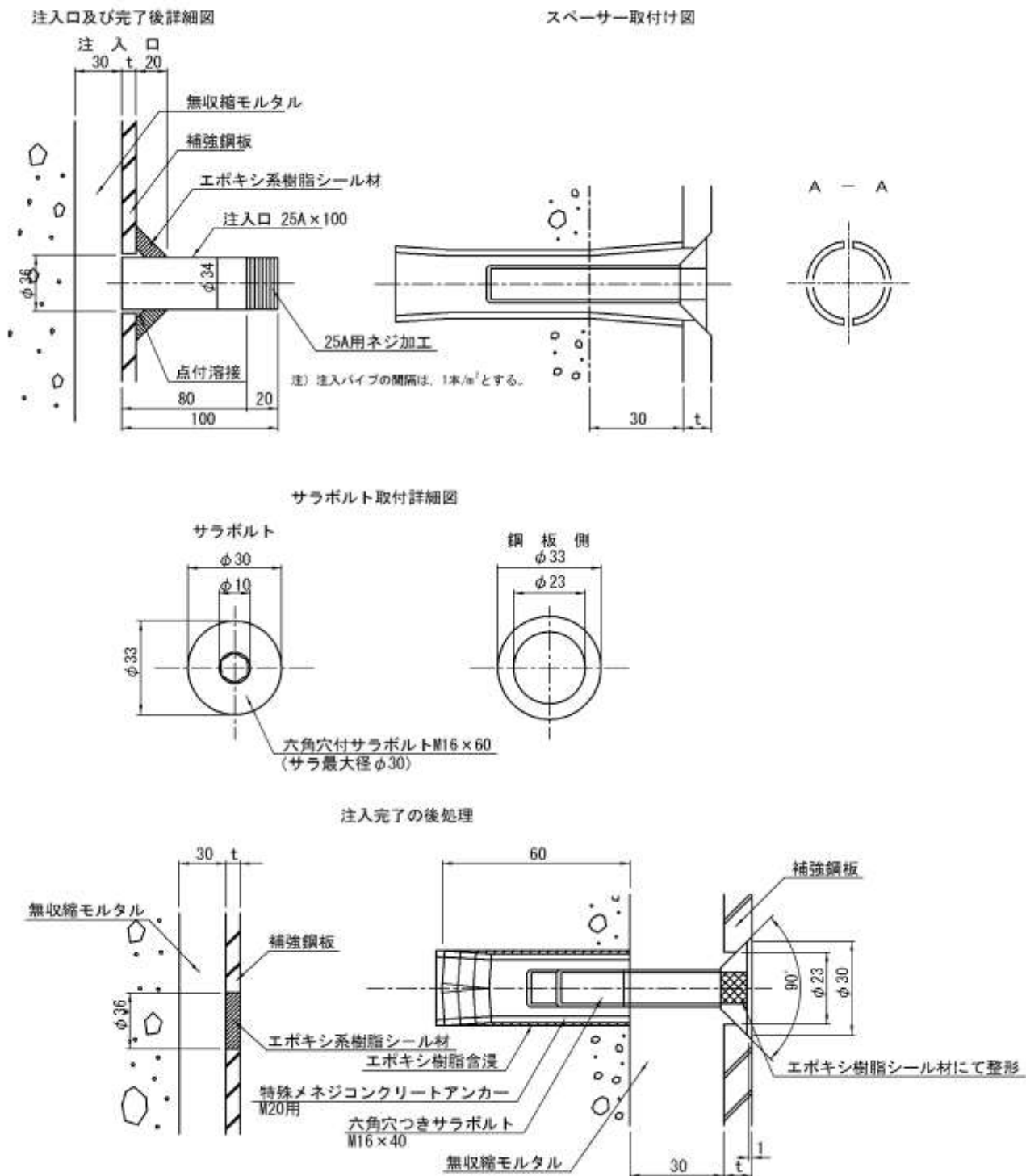


図 13.1.7 鋼板巻立て工法各部詳細図 (2)

14. RC 巻立て工法施工要領（愛知県建設部道路維持課）

14.1 概要

既設橋脚のRC巻立て工法における標準的な施工要領を示すものである。なお、本施工要領に記載のない事項については、土木工事標準仕様書（最新版 愛知県建設部）によるものとする。

RC巻立て工法は以下の施工手順より行う。

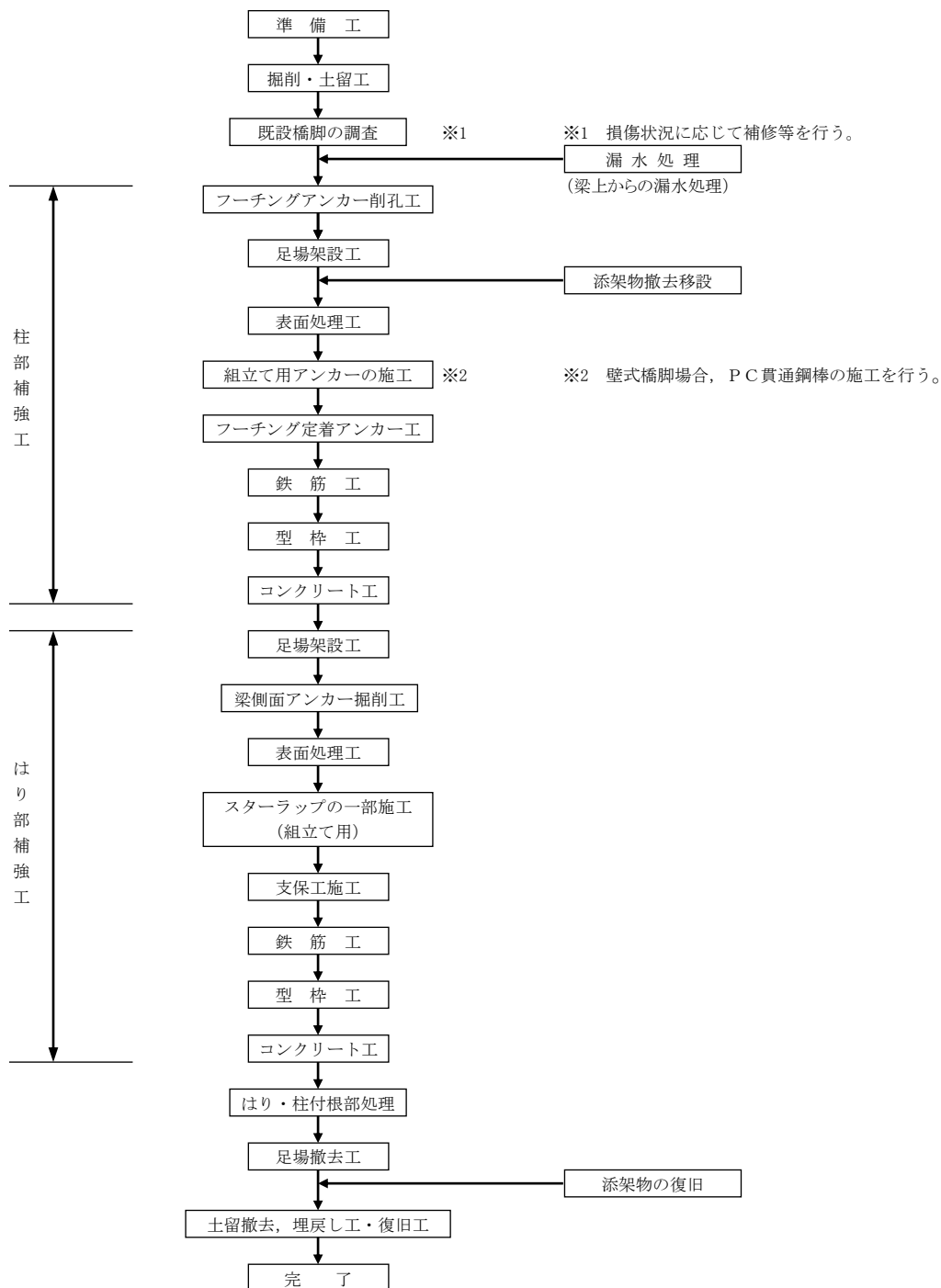


図 14.1.1 施工手順

14.2 橋脚・基礎の調査

施工に先立ち、以下の作業等を実施しなければならない。

- 1) 橋脚躯体の実寸法等を測定し、施工に反映させなければならない。
- 2) 工事の支障となる添架物又は障害物は、関係機関と協議し、撤去又は移設しなければならない。
- 3) 特に橋脚の排水管が支障となることが多いので、施工中の仮排水処理等を含め注意しなければならない。また、添架構造物の復旧位置を正確に計測しなければならない。
- 4) 既設橋脚にひびわれや、豆板等がある場合は期待する補強効果が得られないことがあるため、既設橋脚躯体の損傷状況を十分調査し、適用する工法ごとに必要に応じた工法を選定した上で、事前に補修しなければならない。
- 5) フーチングにアンカー定着を行う場合や中間貫通鋼材を追加する場合等、既設橋脚に削孔を行う場合は、削孔によって既設橋脚の鉄筋を切断しないよう事前に鉄筋位置を調査しなければならない。鉄筋の探査は電磁波法等による非破壊検査を原則とする。しかし、非破壊検査は誤差もあり、現場条件によりフーチング上面鉄筋をはつり出せる場合は、監督員との協議によりアンカー定着部のはつり出しを行ってもよい。

現地計測を実施する項目を表 14.2.1 示す。

表 14.2.1 現地計測

項目	細目	摘要
損傷状況	ひびわれ・遊離石灰 浮き・豆板・はく離	スケッチ,幅,深さ 範囲,深さ
寸法計測	橋脚の断面,高さ,長さ 基礎の深さ	補強を実施しようとする箇所の部材寸法及び鉄筋位置を計測し, 設計図と照合すること。
添架物の記録	脚外はしご 排水管 電気設備等	添架物の寸法と取り付けボルトの位置を記録する。
写真の記録	全景 添架物の状況 損傷箇所	橋脚の周辺状況,添架物形状,及び損傷状況について写真撮影を行う。

14.3 軸方向鉄筋の定着アンカー

1) 使用材料

a) アンカー鉄筋

アンカーに用いる鉄筋は、定着する鉄筋と同等以上の材質とする。

b) 充填剤

削孔が鉛直方向の場合の充填剤は、エポキシ樹脂を標準とする。

削孔が水平方向の場合の充填剤は、モルタルアンカーを標準とする。

2) 施工計画書

a) 施工計画書

定着アンカーの施工計画書には、以下の項目を記載しなければならない。

- ① 使用材料
- ② 施工手順
- ③ 削孔機械の諸元
- ④ 削孔箇所
- ⑤ 削孔径及び削孔長の確認方法
- ⑥ 削孔後の孔内清掃方法

- ⑦ 充填剤の充填方法
- ⑧ 施工時の気温
- ⑨ 養生方法
- ⑩ 品質管理試験
- ⑪ 安全衛生管理

b) 削孔

削孔に際しては、既設構造物の鉄筋に損傷を与えないよう、十分な注意を払わなければならない。

施工箇所が民家等が隣接し騒音や粉塵等の環境問題が予想される場合におけるフーチング及び梁の削孔を、ダイヤモンドコア削孔、防音シート養生等の環境対策の変更事項は「協議事項」とする。

3) 基準試験

a) 一般

使用する材料及び施工方法により、アンカーが所定の品質を満足するかを確認する基準試験を実施しなければならない。

b) 実施時期及び頻度

基準試験の実施時期は、本施工（削孔等）開始前とする。

また、試験頻度は、同一材料、同種の施工条件について1回とする。

c) 試験方法及び判定

1回につき3本以上について引張試験（アンカーの引抜き試験）を行う。

試験結果の判定は、試験数量全てが、

$$(\text{アンカーの引抜き耐力}) \geq (\sigma_{ST} \times \text{公称面積})$$

の場合に合格とする。

なお、 σ_{ST} は原則として以下のとおりとする。

設計上アンカー鉄筋の降伏強度以上を期待している場合

$$\sigma_{ST} : \text{アンカー鉄筋の降伏強度の公称値}$$

その他の場合

$$\sigma_{ST} : \text{アンカー鉄筋の許容応力度}$$

d) 試験箇所

試験は施工対象構造物において実施するものとし、本施工に影響のない箇所で行うことを標準とする。

e) 判定に合格しない場合の処置

c) の判定に適合しない場合は、使用材料・施工方法の変更等の対策を講じ、再度基準試験を実施し、合格しなければならない。

4) 定期管理試験

a) 一般

施工されたアンカーが所定の品質を満足するかを確認するために、定期的に抜き取り実施する。

b) 試験頻度

試験頻度は、同一材料、同種の施工条件について、あと施工アンカー300本につき1回以上とする。なお、施工数量が300本に満たない場合でも1回以上実施する。

c) 試験方法及び判定

基準試験に準ずる。

d) 試験対象

施工されたアンカーのうち、監督員の指示するもの。

e) 判定の合格しない場合の処置

c) の判定に適合しない場合は、監督員の指示により、同様な条件により施工されたと考えられるアンカーについて引張試験を実施する。

引張試験の結果、判定に適合しないアンカーについては、原則として再施行とする。

また、以後の施工に際しては、使用材料・施工方法を検討の上、基準試験を再度実施するものとする。

5) 日常管理試験

a) 一般

施工されたアンカーが所定の品質を満足するかを確認するために、アンカーの施工日毎に全数について実施する。

b) 確認項目

- ① 施工条件及び施工方法が、施工計画書及び基準試験と合致していること
- ② 削孔径及び削孔長が設計図書どおりであること
- ③ 削孔後の孔内清掃が十分であること
- ④ 充填剤の充填が十分であること
- ⑤ ハンマー等で打検を行い、アンカーが十分定着されていること
- ⑥ その他監督員の指示する事項

6) 報告等

アンカーの基準試験、定期管理試験、日常試験は定められた方法、時期に実施し、定められた様式で提出しなければならない。

施工管理試験等の報告の様式等については、表 14.3.1 による。

表 14.3.1 あと施工アンカーの施工管理試験等

種別	項目	頻 度	時期	対象本数	規定値	監督員の立会を要するもの	報告書の様式	報告時期	備考
基準試験	引張試験	使用材料・施工条件が異なる毎に 1 回	本施工開始前	3 本以上	アンカーの引抜き耐力	○	発注者の仕様による	本施工開始前	
追加管理試験	引張試験	300 本につき 1 回 (施工数量が 300 本に満たない場合でも 1 回以上)	適宜	3 本以上	アンカーの引抜き耐力	○	発注者の仕様による	試験実施後速やかに	
日常管理試験	外観目視・打検等	全数	施工日毎	全数	—	—	発注者の仕様による	施工後速やかに	—

14.4 既設橋脚躯体の表面処理

橋脚補強にあたっては、既設橋脚との一体化を図るために、表面処理を行わなければならない。

表面処理の方法は、品質確保の観点から、均一に下地処理できるウォータージェット工法を標準とする。

表面処理を行う場合の、打ち継ぎ目の付着強度は $1\text{N}/\text{mm}^2$ を目安として試験施工等を行い確認しなければならない。

付着強度は事前に試験施工を行い確認するものとする。

付着性試験

既設橋脚と増厚コンクリートの付着強度（接着力）の測定は、JIS A 6909 に準拠して試験を行うものとする。付着強度は、 $Fa=1\text{N}/\text{mm}^2$ 程度とする。

試験方法

- ① 表面処理面の目視確認完了後、型枠を組んで厚さ 10cm の増厚コンクリートを打設する。その際、各区分を一度に打設して養生等の条件を同一にする。
- ② 打設後 5 日以上養生期間を経たのち型枠を取外し、材令 6 日で各区分に 3 箇所、コアカッター（ $\phi 100$ ）により切込みを入れる。コアの切れ込み深さは既設コンクリート表面より 0.5cm～1cm 程度奥に切込むものとする。
- ③ 試験面及びアタッチメントの接着面の汚れをアセトン又はシンナーにより入念に洗浄した後、試験面に接着剤を塗布する。
- ④ アタッチメントを試験面に接合して、24 時間養生する。
- ⑤ 養生後、油圧式引張試験器をアタッチメントに装着して付着性試験を実施し付着強度を確認する。付着強度は、区分毎に 3 箇所の試験値の平均とする。

付着強度 $1\text{N}/\text{mm}^2$ 程度の数値が得られたときにコンクリート表面処理が正常に施工されたと判断する。

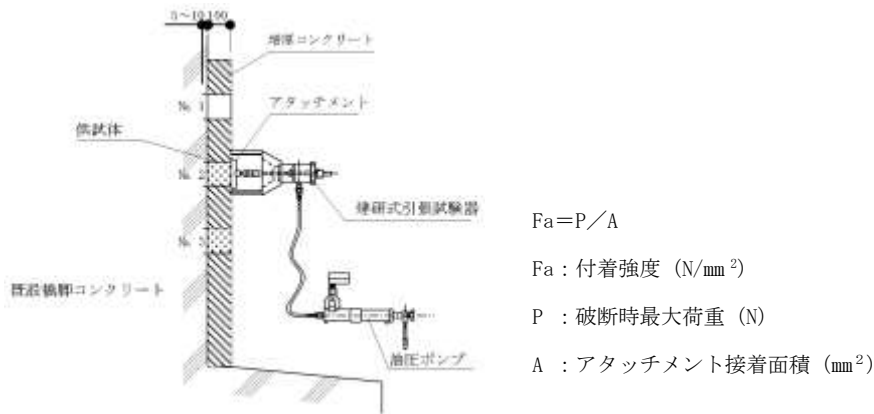


図 14.4.1 付着性試験要領図

14.5 組立用アンカーの施工

1) 軸方向鉄筋を固定するための組立用アンカーは、既設橋脚との離隔及び軸方向鉄筋の剛性等を確保できるように 1 本/ m^2 程度配置するものとする。

2) 組立用アンカーは、施工中に脱落しないよう十分な付着を確保しなければならない。

3) 組立用アンカーの施工に際しては、削孔時に既設橋脚の鉄筋に損傷を与えないようにするとともに、できるだけ既設橋脚表面を傷つけないように留意しなければならない。

14.6 鉄筋フレア溶接継手

1) 適用

本項は、耐震補強工事における D13～D22（一般的には）の帯鉄筋（SD345）における溶接継手の施工に適用する。

2) 材料

溶接棒は、JIS D 5016（低水素系）棒径 $\phi 3.2\text{mm}$ 又は 4.0mm のものを使用する。

3) 施工

a) 溶接環境

- ① 降雨、降雪及び強風時には溶接作業を行ってはならない。ただし、完全な作業ができるように遮蔽した場合にはこの限りではない。
- ② 気温が 0° 以下の場合は、施工を中止するか、予熱処理を行い施工を行うものとする。

b) 溶接一般

- ① 継手構造は表 14.6.1 のとおりとし、まわし溶接は行わない。

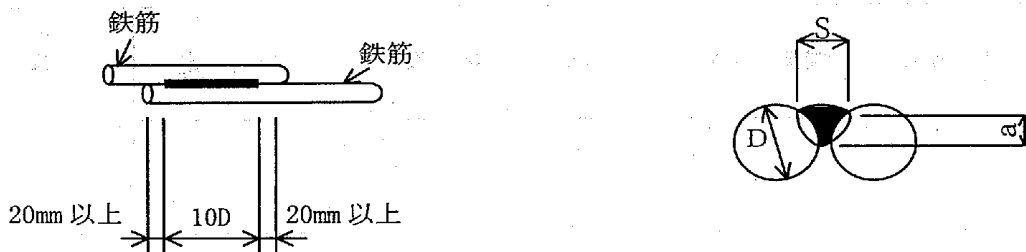


図 14.6.1 継手構造

表 14.6.1 フレア溶接の形状寸法 (mm)
(JIS Z 3001-1)

D	S	a
13	6.5	2.1
16	8.0	3.2
19	9.5	4.4
22	11.0	5.6

[設計長]

鉄筋径（呼び径）D

溶接 $L=10D$

溶接ビード幅 $S=0.5D$

のど厚 $a=0.39D-3$ ($10\text{mm}<D\leq 22\text{mm}$ の場合)

D25 の場合も準用してよいが、施工管理に十分留意する事が必要である。

- ② 溶接作業に先立ち、ごみ、浮き錆、油、セメント、水滴等の付着物はワイヤーブラシ、火炎等で取り除く。
- ③ 鉄筋は結束線により、緊結しておかなければならない。
- ④ 溶接中及び冷却中は、鉄筋に衝撃や振動を与えてはならない。また、溶接箇所を雨水等で急冷してはならない。

4) 溶接作業

- a) 溶接作業員は、JIS Z 3801 と同等以上の有資格者でなければならない。
- b) 溶接作業は、上向きで行ってはならない。
- c) 溶接は原則として多層盛とし、第 1 層目は溶接棒 $\phi 3.2\text{mm}$ を使用することを原則とするが、第 2 層目からは $\phi 4.0\text{mm}$ を使用しても良い。
- d) 第 1 層目の溶接は、ストレート溶接を基本とし、過度なウィービングを行ってはならない。
- e) 次層の溶接を行う前に、ビード面のスラグやスパッタ等を取り除き、清掃しなければならない。

5) 溶接施工基準試験

溶接施工基準試験は、溶接作業着手前に作業手順及び品質の確認を目的として、監督員の立会のもと実施する。

a) 試験頻度

- ① 試験片は、1 施工単位あたり（溶接作業員 1 人あたり、帯鉄筋の径ごと）3 本とする。
- ② 試験頻度は 1 施工単位あたり、外観及び形状寸法試験については全数（3 本）行うものとし、その後、引張試験は 2 本、断面マクロ試験は 1 本行う。

b) 外観及び形状寸法試験

- ① 目視により、ブローホール、ピット、アンダーカット等の欠陥がないことを確認する。
- ② スケール等を用いて、溶接長（L）及びビード幅（S）が設計長以上、確保されていることを確認する。

c) 引張試験

- ① 引張試験は、JIS Z 2241（金属材料引張試験方法）により行うものとする。
- ② 引張強さは、JIS G 3112（鉄筋コンクリート用棒鋼）に規定する母材の引張強さ以上であり、断面位置は溶接箇所以外でなければならない。

d) 断面マクロ試験

- ① 断面マクロ試験は、JIS G 0553（鋼のマクロ組織試験方法）に準じて行うものとする。
- ② 判定は、b) 同様に、目視によりブローホール、ピット、アンダーカット等の欠陥がないことを確認する。
- ③ スケール等を用いて、ビード幅（S）及びのど厚（a）が設計長以上、確保されていることを確認する。

e) 報告

試験結果は、表 14.6.2 により監督員に報告するものとする。

表 14.6.2 溶接施工基準試験の試験数及び判定基準

試験項目	試験片の数	試験方法	判定基準
外観・形状寸法	3 本	目視、スケール等	欠陥の有無、設計長の確保
引張試験	2 本	JIS Z 2241	母材の引張強度以上、母材切れ
断面マクロ試験	1 本	JIS G 0553 に準じる	欠陥の有無、設計長の確保

日常管理試験

日常管理試験は、溶接作業完了後に品質の確認を目的として、監督員の立会のもと実施する。

a) 外観及び形状寸法試験

- ① 外観試験は、表 14.6.3 に従い、全数実施するものとする。
- ② 溶接長（L）及びビード幅（S）については、表 14.6.3 に従い、溶接箇所 30 箇所ごとに 1 箇所、実施するものとする。

b) 引張試験

- ① 引張試験は、5) c) に従い実施するものとする。
- ② 試験片は、監督員の指示に従い、1 橋脚に 1 箇所、溶接箇所を抜き取るものとする。
- ③ 試験片を抜き取った箇所は、新たに同径の帯鉄筋を継ぎ足して再溶接を行うものとする。

c) 円形断面の橋脚等で、試験片の形状等から引張試験が困難な場合は、5) d) に従い断面マクロ試験に変更してよい。

① 断面寸法試験

② 断面寸法試験は、b)引張試験実施後の試験片を用いて行うものとする。

溶接箇所をカッター等を用いて切断し、スケール等を用いて、ビード幅（S）及びのど厚（a）が設計長以上、確保されていることを確認する。

d) 不合格箇所の処置

① 外観及び形状寸法試験の結果、不合格と判定された箇所については、補修溶接を行うか、継ぎ手部を切断し、新たに帯鉄筋を継ぎ足して再溶接を行う。なお補修溶接を行う場合には、50° C 程度の予熱処理を行い、急冷しないようにする。

② 引張試験及び断面寸法試験により、いずれか一方が不合格と判定された場合には、再度、1 橋脚につき 3 箇所の抜き取り試験を実施する。再試験の結果、全数が合格しない場合には、再び 3 箇所ずつ抜き取り試験（再々試験）を実施するものとする。再々試験を実施しても合格しない場合には、監督員の指示に従い溶接条件変更等、対策を講じて再施行を行うものとする。

e) 報告

試験結果は、表 14.6.3 により監督員に報告するものとする。

表 14.6.3 日常管理試験の試験頻度及び判定基準

試験項目	試験頻度	試験方法	判定基準
外観試験	全数	目視	欠陥の有無
形状寸法試験	30 箇所に 1 箇所	スケール等	設計長の確保
引張試験	1 橋脚に 1 箇所	JIS Z 2241	母材の引張強度以上、母材切れ
断面寸法試験	1 橋脚に 1 箇所	スケール等	設計長の確保

注) 断面寸法試験は、引張試験後の試験片を用いて行う。

14.7 コンクリート工

RC 巻立て工法に用いるコンクリートは、巻き立て厚、配筋、施工時期などを考慮するものとし、発注者との協議のうえ決定すること。

RC 巻立て工法に用いるコンクリートは、橋脚の新設工事に使用する材料を基本とするが、巻き立て厚が薄く過密な配筋の RC 巻き立て工法においては、乾燥収縮によるひび割れなどが発生しやすく、品質の確保が難しい場合が多いことから、以下のように定める。

1) 使用材料

鉄筋コンクリート巻立て工法に使用するコンクリートは、部材厚が薄く、乾燥収縮に伴うひび割れの発生が懸念されることから、膨張材の添加を標準とし、その添加量は 30kg/m³を超えないものとする。

また、部材厚が薄く鉄筋が密に配置されることから、高性能 AE 減水剤を使用、または現地にて流動化剤を添加するものとし、品質は表 14.7.1 によるものとする。

なお、品質管理方法については、ベースコンクリートの現場着時点でスランプおよび空気量を測定し、ベースコンクリートとしての品質を満足していることを確認した後に、流動化剤を添加する場合は、現場にて流動化剤を添加し、再度スランプ及び空気量の確認を行い、所定の品質を確保しなければならない。

表 14.7.1 コンクリートの品質（鉄筋コンクリート巻立て工法）

材令 28 日における圧縮強度 (N/mm ²)	目標スランプ (cm)	空気量 (%)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種別	混和剤の種別

24	現場にて流動化剤を添加するもの	ベース コンクリート	8±2.5	4.5± 1.5	20, 25	高炉セメント B種	膨張材
		流動化 コンクリート	15±2.5				
	高性能 AE 減水剤を 使用するもの		15±2.5				

鉄筋は、SD345 とする。

2) 施工

コンクリートの打込みにあたっては、施工性を十分に考慮し、計画するものとし、打込み高さが高くなる場合は、材料分離に注意して施工しなければならない。さらに、巻立てコンクリートの場合は、型枠に適切に開口部を設け、打込み面が到達すれば開口部を順次塞いで連続的に打込む方法などにより、打継ぎ目を設けないことが望ましい。やむを得ない理由で打継ぎ目を設ける場合は、打継ぎ目を適切に処理することとする。コンクリートは型枠パイプレーター等を使用し、十分に締固めを行うこととする。

なお、流動化コンクリートの施工にあたっては、コンクリート標準示方書施工編によらなければならない。

3) 膨張コンクリート

a) 一般

膨張コンクリートは、膨張材をセメント、水、細骨材、粗骨材及びその他の混和材料とともに練り混ぜたもので、硬化後も体積膨張を起こすコンクリートの総称である。

膨張コンクリートを膨張力の大きさから分類すると、収縮補償用コンクリートとケミカルプレストレスト用コンクリートに大別される。

表 14.7.2 膨張コンクリートの分類

名 称	膨張率 (標準)	適 用
収縮補償用コンクリート	$150 \times 10^{-6} \leq 250 \times 10^{-6}$	耐震補強工事
ケミカルプレストレス用コンクリート	$200 \times 10^{-6} \leq 700 \times 10^{-6}$	
ケミカルプレストレス用コンクリート	$200 \times 10^{-6} \leq 1000 \times 10^{-6}$	工場製品

膨張率は、材齢 7 日における試験値を基準とし、試験は JIS A 6202 の参考 1 に規定する A 法による

b) 材料

膨張材は原則として JIS A 6202 に適合したものとする。また、膨張材の貯蔵期間は、一ヶ月以内を原則とする。

c) コンクリートの製造

ベースコンクリートは、土木工事標準仕様書 (最新版 愛知県建設部) の関連項目に従い配合設計し、膨張材の添加量は 30kg/m^3 を超えない範囲で試験により定める。

水セメント比 (W/C) は W : 単位水量, C : 単位結合材量 (単位セメント量 + 単位膨張材量) とし決定する。

製造にあたって、膨張材は他の材料と同時にミキサに投入しなければならない。

d) コンクリートの養生

膨張コンクリートは初期に十分な湿潤養生ができなければ、所定の膨張量が得られないので、コンクリートの露出面は打設後 5 日間以上、十分に湿潤な状態に保たなければならない。

e) 施工管理

コンクリートの品質管理は強度の他、膨張率についても行うものとし、頻度は以下のようにする。

- ①試験練り時に 1 回行う。
- ②コンクリート打設 500m³に 1 回行う。

※膨張材は比較的施工管理が容易な高性能な材料である。試験頻度を増やす事は材料の経済性に影響を及ぼし、その採用を妨げる可能性があるため、常識的と思われる最低限の回数とする。ただし、施工においては混和した数量を空き袋等により管理する事が必要である。

膨張率の管理は材齢 7 日における試験値を基準とするが、1 回の試験値は、同一バッチから採取した 3 回以上の供試体による試験値の平均値とする。

14.8 梁および柱の軸方向鉄筋の継手等

1) 継手構造の選定

柱の軸方向鉄筋は、継手を設けずに施工することが望ましい。

しかし、ラーメン橋脚や張出梁等の直下で上空制限がある箇所等で、フーチングに定着する鉄筋は 1 本物での施工が難しいので設計時において継手構造とする。

継手構造は「確実な継手構造とする」必要があるため、ガス圧接継手もしくは機械継手によることを標準とする。

a) 継手を設けないことが望ましい理由は、「道示 V 耐震設計編, H24. 3」で「塑性化を考慮する領域においては、軸方向鉄筋の継手を設けることはできるだけ避けるのがよい。」と示されていること、また上記区間以外で継ぐ場合、一般的な橋脚では橋脚柱の梁付け根付近でしか継手を設けられないからである。

b) 継手構造は「確実な継手構造とする」必要があるため、ガス圧接継手もしくは機械継手によることを標準とする。ガス圧接の施工および管理は、土木工事標準仕様書（最新版 愛知県建設部）による。

2) 継手の位置

継手を設ける位置は、耐震設計において塑性ヒンジが形成される箇所は避けることを標準とする。

3) 鉄筋の定着長について

鉄筋の定着長は施工時において現場状況に応じ協議するものとする。

15. 足場・支保工参考図

足場・支保工の参考図を以下に示す。

15.1 上部構造

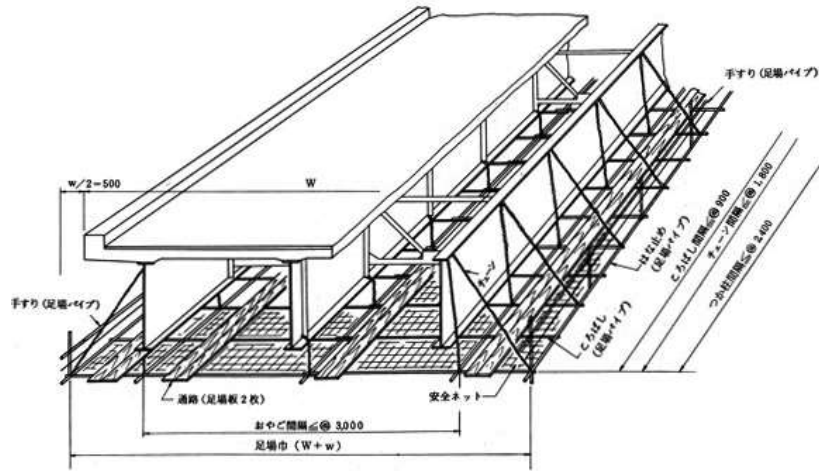
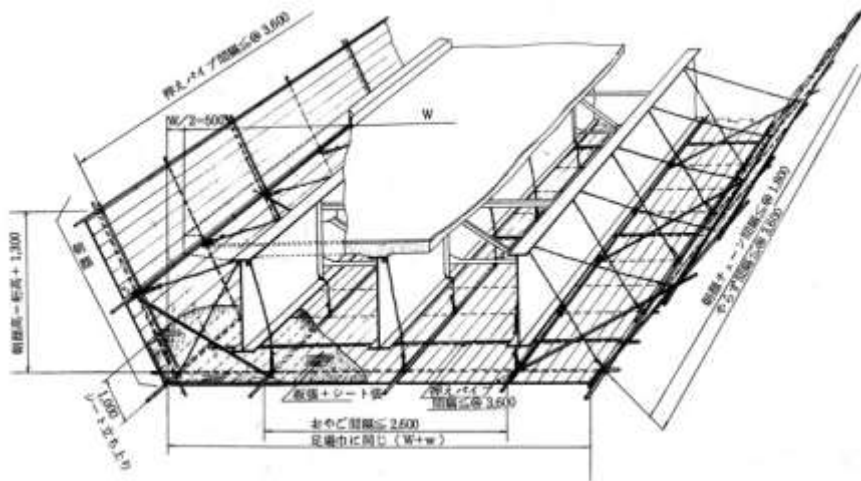


図 15.1.1 パイプ吊り足場(例:プレートガーダー橋)



注) おやご間隔が 2,600 を超えるときはころばしは 2 本組とする。

図 15.1.2 防護工(例:プレートガーダー橋)

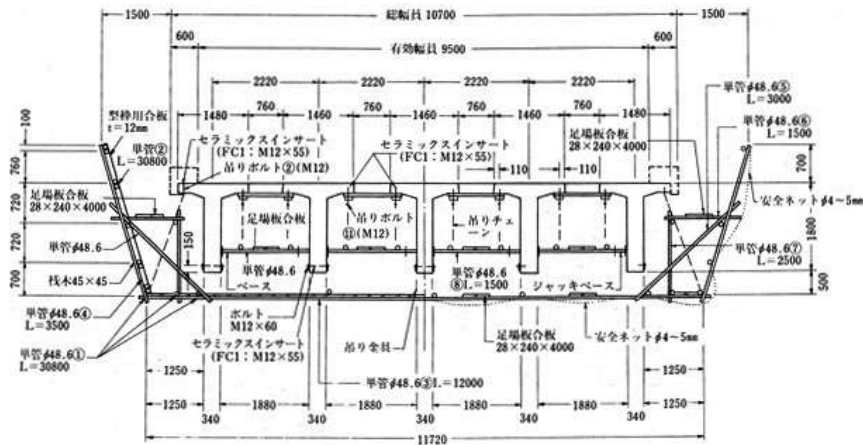
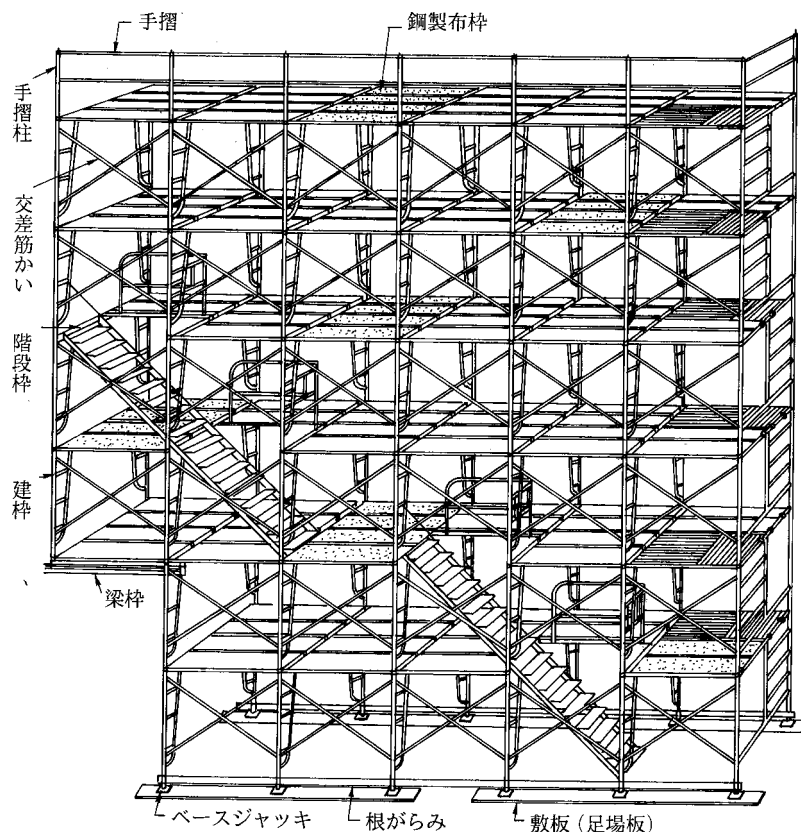


図 15.1.3 全面防護足場工(例:PCT桁)

15.2 下部構造



注) 平成 21 年 6 月労働安全衛生規則(足場等関係)が改正され、作業床からの物体落下防止措置として、高さ 10cm 以上の幅木、メッシュシート又は防網(同等の措置を含む。)を新たに設けることとされたので注意すること。

図 15.2.1 枠組足場

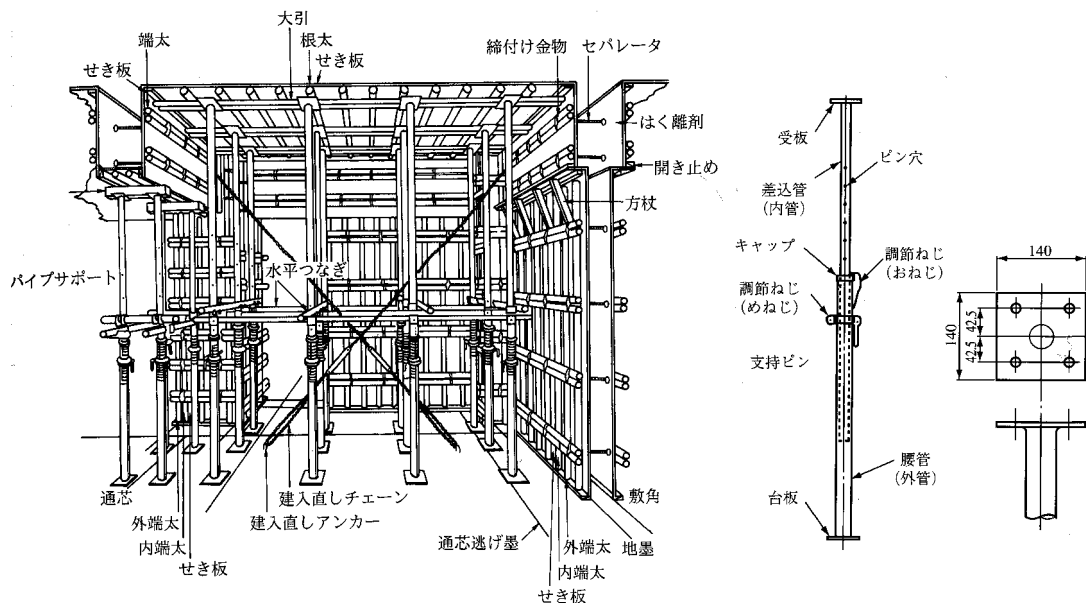


図 15.2.2 パイプサポート支保工

16. 鋼桁塗替え用足場防護工参考図

素地調整により発生するさびやケレンダストや塗料を飛散させないように防護設備を設置し、防護設備上に落下したケレンダストや塗料は迅速に回収するものとする。

- (1) 板張り防護工 : ブラスト工法により素地調整を行う場合には、研削材の飛散、落下を防止するため板を用いて防護する。三面防護とし主体足場・朝顔に板材を追加する。
- (2) シート張り防護工 : ブラスト工法以外により素地調整を行う場合には、素地調整により生じるさびやケレンダストの飛散、及び塗料の飛散や落下を防止するためシートを用いて防護する。三面防護とし主体足場・朝顔にシートを追加する。

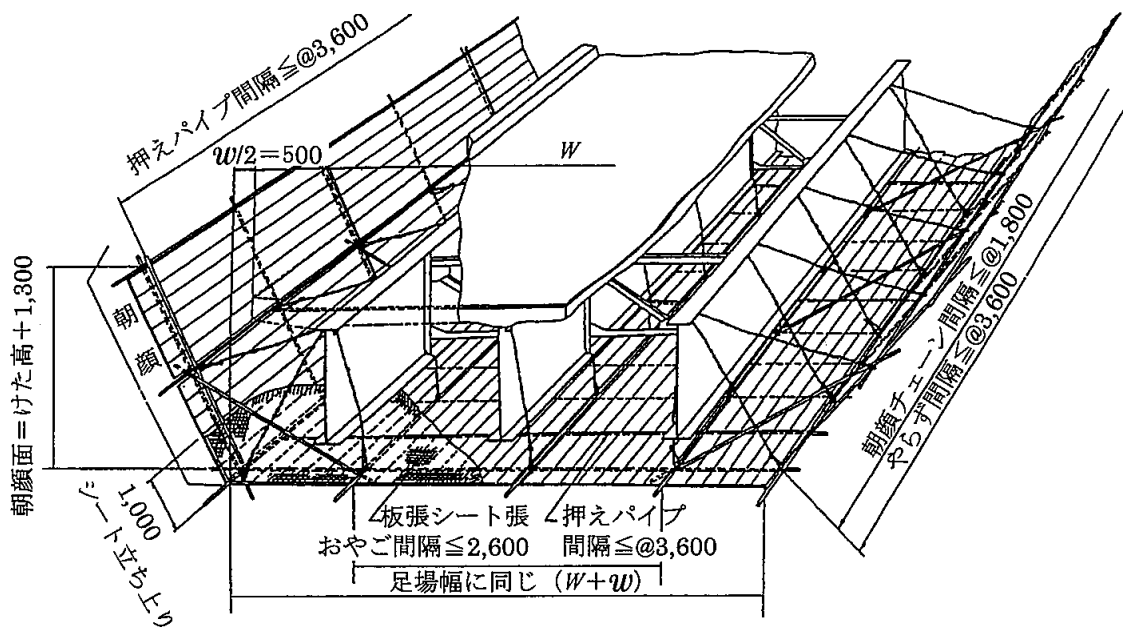


図 16.1.1 足場・防護工の設置断面図

(鋼道路橋塗装・防食便覧, H26. 5, 日本道路協会)

17. 仮防護柵参考図

施工時の仮防護柵の例を示す。

17.1 ガードレール（床版取付タイプ）

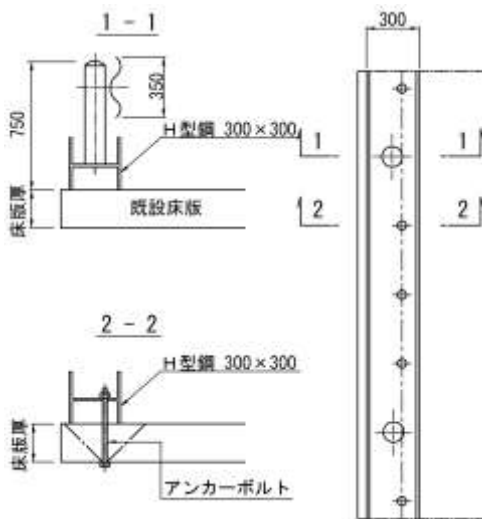


図 17.1.1 床版取付タイプ

17.2 ガードレール（コンクリート連続基礎タイプ）

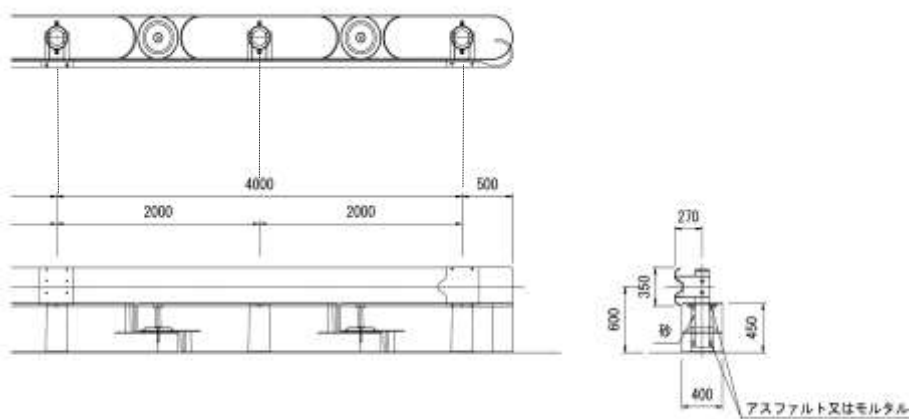


図 17.2.1 コンクリート連続基礎タイプ

17.3 フェンスタイプ

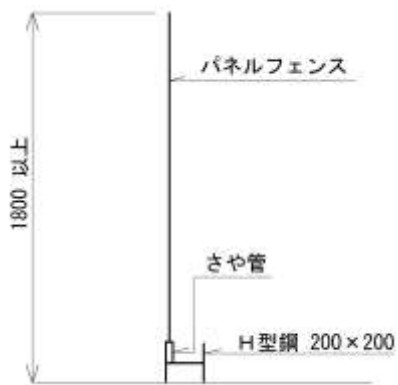


図 17.3.1 フェンスタイプ

18. 近接施工影響評価

既設構造物に近接して新設構造物を計画するときは、新設構造物の施工中に既設構造物へ与える影響について検討し、対策工の実施および施工中の変状の観測等適切な措置を講ずるものとする。

参考として、現在各発注機関で定められている近接施工判定基準記載の文献を以下に示す。

- ①「土木研究所資料・近接基礎設計施工要領(案),S58.6,建設省 土木研究所」
- ②「都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル,H19.1,(財)鉄道総合技術研究所」
- ③「道路設計要領,H12.4,国土交通省 中部地方建設局」
- ④「設計要領 第二集 橋梁建設編,H28.8,中日本高速道路株式会社」

ただし、近接対象となる鉄道、上下水道、電気、ガス等の施設は、独自の近接施工に関する技術基準を保有している場合があるため、適用基準の選択には留意すること。

以下に、資料②、③についての「近接程度の判定区分」および「判定方法」の内容の抜粋を示す。詳細内容については、各文献を参照のこと。

「都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル,H19.1, (財)鉄道総合技術研究所」

1.5 近接程度の判定

1.5.1 近接程度の区分

近接程度は、次の3つの場合に区分する。

- ① 無条件範囲 (Ⅰ)
- ② 要注意範囲 (Ⅱ)
- ③ 制限範囲 (Ⅲ)

なお、新設構造物が補助工法の場合には、制限範囲 (Ⅲ) は設けずに、要注意範囲 (Ⅱ) を要注意範囲 (Ⅱ-1) と要注意範囲 (Ⅱ-2) の2つに区分する。

近接施工は、その近接程度にしたがって必要となる設計施工上の注意、対策を考慮して計画する。

【解説】

新設構造物 (補助工法を含む) の施工による変位や変形等を定量的に予測することは困難な場合が多いので、一般に近接程度を区分する。近接施工の計画が決まると、事前調査を実施し、その後の対策の度合いを決めるためこの区分をもとに近接施工の判定を行う。通常、近接程度は無条件範囲 (Ⅰ)、要注意範囲 (Ⅱ)、制限範囲 (Ⅲ) に区分される。

無条件範囲 (Ⅰ) は、新設構造物の施工により既設構造物に対し、変位や変形等の影響が及ばないと考えられ、特別な対策を必要としない範囲である。要注意範囲 (Ⅱ) は、新設構造物の施工により既設構造物に対し、通常は変位や変形等の有害な影響はないが、まれに影響があると考えられ、原則として新設構造物側の対策を実施し、状況に応じて既設構造物側の対策を実施する範囲である。また、工事を安全に進めるため、対象となる既設構造物および周辺地盤や新設構造物の挙動を必要に応じて計測管理する。制限範囲 (Ⅲ) は、新設構造物の施工により既設構造物に対し、変位や変形等の有害な影響が及ぶと考えられ、新設構造物側の対策を必ず実施し、既設構造物の変位・変形量を推定し許容変位量との比較を行う等影響度を検討した上で、原則として既設構造物側の対策を実施する範囲である。また、工事を安全に進めるため、対象となる既設構造物および周辺地盤や新設構造物を計測管理する必要がある。

新設構造物と影響の主要因の関係と近接程度の区分の定義を解説表 1.5.1、解説表 1.5.2 に示す。この表にも示すように補助工法の場合には要注意範囲 (Ⅱ) を別の区分にしているのが特徴として挙げられる。ここで、薬液注入工法や深層攪拌混合工法のような新設構造物が補助工法の場合は、既設構造物の防護上施工せざるを得ないという事情から、制限範囲 (Ⅲ) は設定せず、要注意範囲 (Ⅱ-1) と要注意範囲 (Ⅱ-2) の2つに区分することとした。

解説表 1.5.1 新設構造物の影響主要因別分類

影響主要因		新設構造物等
1	鉛直荷重による地盤応力増加に伴う変位・変形による影響	・盛土
2	既設構造物の荷重を支持する地盤除去、応力解放による影響	・切土 ・仮土留めを用いた掘削 ・杭（打込み杭、埋込み杭、場所打ち杭、深礎杭） ・地下連続壁 ・ケーソン（オープンケーソン、PC ウェル、ニューマチックケーソン） ・トンネル（シールドトンネル、推進管、都市部山岳工法トンネル）
3	地盤中への強制的な物体の押し入れ等による地盤応力の増加に伴う変位・変形による影響	・打込み杭 ・地盤改良工法（薬液注入工法、機械式攪拌混合工法、高圧噴射攪拌混合工法）

解説表 1.5.2 近接程度の区分と対策の内容

近接程度の区分			対策および計測管理内容
区分	内容		
一般の新設構造物の区分	無条件範囲 (I)	新設構造物の施工により既設構造物に対し、変位や変形等の影響が及ばないと考えられる範囲。	一般に特別の対策を必要としない。
	要注意範囲 (II)	新設構造物の施工により既設構造物に対し、通常は変位や変形等の有害な影響はないとして良いが、まれに影響があると考えられる範囲。	新設構造物側の対策を原則として実施するとともに、既設構造物の変位・変形量を推定 ¹⁾ し許容変位量との比較を行う等影響度を検討した上で、状況に応じて既設構造物側の対策を実施する。また、工事を安全に進めるため、対象となる既設構造物および周辺地盤や新設構造物の挙動を必要に応じて計測管理する。
	制限範囲 (III)	新設構造物の施工により既設構造物に対し、変位や変形等の有害な影響が及ぶと考えられる範囲。	新設構造物側の対策は必ず実施するとともに、既設構造物の変位・変形量を推定し許容変位量との比較を行う等影響度を検討した上で、原則として既設構造物側の対策を実施する。また、工事を安全に進めるため、対象となる既設構造物および周辺地盤や新設構造物の挙動を計測する。
制限範囲を設けない新設構造物の区分	要注意範囲 (II-1)	新設構造物が補助工法の場合で、その施工により既設構造物に対し、通常は変位や変形等の有害な影響はないとして良いが、まれに影響があると考えられる範囲。	補助工法の施工条件、施工法等の検討を原則として実施する。また、補助工法を安全に進めるため、対象となる既設構造物および周辺地盤や新設構造物の挙動を計測して管理する。
	要注意範囲 (II-2)	新設構造物が補助工法の場合で、その施工により既設構造物に対し、通常の施工によれば変位や変形等の影響が及ぶと考えられる範囲。	要注意範囲（II-1）に加え十分な検討を加えた施工法、綿密な施工管理および注意深い計測のもとで施工する。

注 1) 要注意範囲（II）における変位、変形の推定および計測は、簡易な方法でもよい。

3.3.2 近接程度の判定

仮土留め工を用いた掘削を既設構造物に近接して施工する場合の影響範囲は、仮土留め工を用いた掘削の施工法等の特徴を理解し、適切に判定するものとする。

(1) 既設構造物が直接基礎（盛土・素地含む）・杭基礎・ケーソン基礎の場合

D_n ：地表面から既設構造物の底面までの深さあるいは根入れを示し、各構造物の底面の深さ、根入れ深さは以下の通りとする。

直接基礎（盛土・素地） フーチング底面の深さ

杭基礎 フーチング底面の深さに杭長の 1/3 を加えた深さ

ケーソン基礎 く体の根入れ長さの 2/3 の深さ

D_n ：掘削底面までの深さ

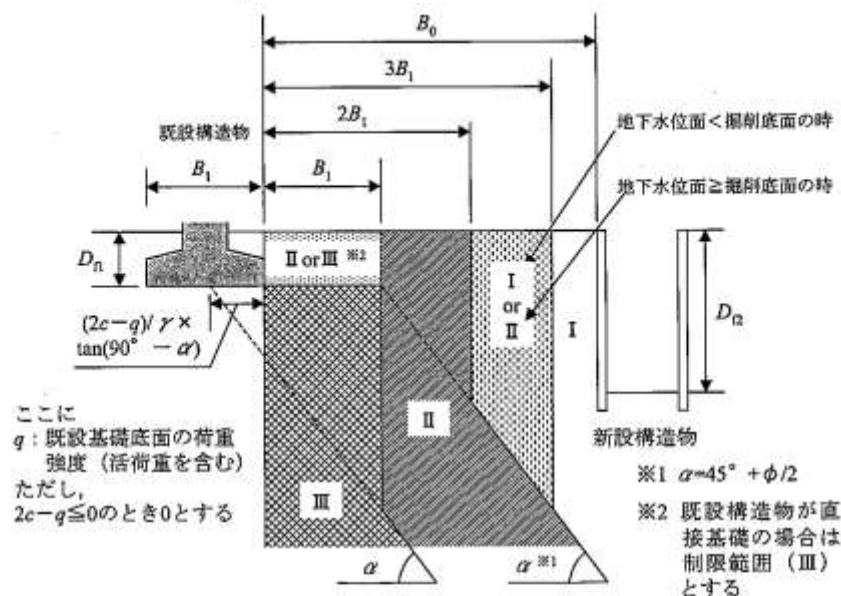


図3.3.1 仮土留め工を用いた掘削の近接程度の区分（図中の記号は1.5.2による）

無条件範囲：図中に示す「Ⅰ」の範囲（①または②で決まる範囲）

① $B_0 > 2B_1$ （地下水位面 < 掘削底面の時）

$B_0 > 3B_1$ （地下水位面 \geq 掘削底面の時）

② $D_n > D_1$ の場合で、 $B_0 > (D_n - D_1) \cdot \tan(90^\circ - \alpha) + B_1$

ただし、Ⅰの範囲であっても地下水位低下工法を併用する場合にはⅡ、Ⅲとなることもある。

要注意範囲：図中に示す「Ⅱ」の範囲

（Ⅰ、Ⅲの条件のどちらにも該当しない範囲）

制限範囲：図中に示す「Ⅲ」の範囲（③または④または⑤で決まる範囲）

③ $B_0 \leq B_1$ （直接基礎の場合）

④ $D_n \geq D_1$ の場合で、 $B_0 \leq B_1$ （杭基礎・ケーソン基礎の場合）

⑤ $D_n \geq D_1$ の場合で、 $B_0 \leq (D_n - D_1) \cdot \tan(90^\circ - \alpha) - \{(2c - q) / \gamma\} \cdot \tan(90^\circ - \alpha)$

ただし、上式における $\{(2c - q) / \gamma\} \cdot \tan(90^\circ - \alpha)$ は、直接基礎の場合のみ考慮する。

第 3 章 近接程度の判定

3. 1 近接程度の判定方法

(1) 近接程度は、既設構造物が新設構造物の形式や施工法と地盤条件から決まる次の 3 つの範囲のいずれかに属するかによって判定する。

- ① 影響外範囲 ㊶
- ② 要注意範囲 ㊷
- ③ 影響範囲 ㊸

(2) 近接程度の判定は、新設構造物の施工方法を考慮し、最も危険と考えられる段階ごとに行うものとする。

〔解 説〕

(i) 近接程度の判定は、条文にあるように既設構造物が影響外範囲㊶、要注意範囲㊷、影響範囲㊸のいずれかに属するかによって行う。この 3 つの範囲は、主として新設構造物の形式や施工法と地盤条件から決まるものであり、それぞれの範囲の意味は 1. 2 節で定義したとおりである。

また、既設構造物が 2 つの範囲にまたがって存在する場合は、地盤条件や基礎本体の剛性を考慮して、総合的に判断しなければならないが、一般的には次のように判断してよい。

① 影響外範囲㊶と要注意範囲㊷にまたがる場合

要注意範囲㊷とする。

② 影響範囲㊸にまたがる場合

○既設構造物が直接基礎又はケーソン基礎の場合

影響範囲㊸と他の領域を区分する境界線が既設基礎底面を通る場合は影響範囲㊸とする。その他の場合は要注意範囲㊷とする。

○既設構造物が杭基礎の場合

影響範囲㊸と他の領域を区分する境界線が基礎底面を通る場合、又は影響範囲㊸にかかる領域が基礎全体の $1/3$ 以上になる場合は影響範囲㊸とする。ただし、この時の既設構造物の根入れ長 D_1 は次のように考える。

ア 直接基礎（木杭基礎を含む）及びケーソン基礎の場合

フーチング又はケーソン本体の底面までの深さとする。

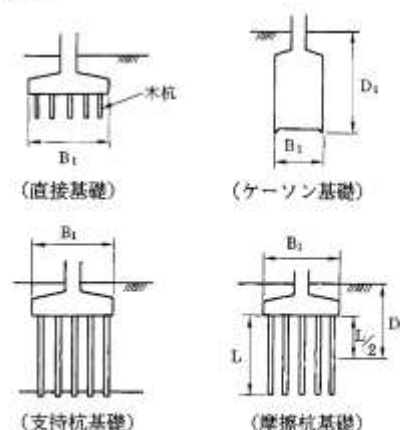
イ 支持杭基礎の場合

杭の根入れ長とする。

ウ 摩擦杭基礎の場合

地表面から杭の根入れ長の $1/2$ の点までの深さとする。

(ii) 各範囲の設定方法は新設側の施工方法、すなわち開削工法、ケーソン沈設及び杭打設等によって異なる。したがって、例えば杭を打設してから開削を行う場合のように複数の施工段階となるときは、その施工段階ごとに近接程度を調べなければならない。



参图-51 既設基礎の根入れ長の考え方

3. 2 近接程度の判定

(1) 新設基礎が開削工法の場合の影響範囲

新設基礎が開削工法の場合は、①山留壁のたわみ変形に起因する影響範囲、②ヒーピングに対する影響範囲についてそれぞれ検討を行う。

① 山留壁のたわみ変形に起因する影響範囲

① 砂質地盤の場合

影響範囲Ⅱ…山留壁に、計算上有意なたわみ変形が生じる深さを D_2 とし、 D_2 に関してすべり線を対数らせんと仮定することによって得られる領域。この対数らせんは、 D_2 に関して得られる任意の対数らせんのうち、対数らせんと土留壁で囲まれた土塊の自重と既設構造物に作用する荷重、対数らせんに沿った粘着力、及び土留壁の反力によるモーメントのつり合いから、土留壁の反力を最大にする対数らせんである。

影響外範囲①…上記以外の範囲

ただし、上記の判定において、影響範囲Ⅱが既設構造物にかからない場合は、参図-53に示すように要注意範囲Ⅲを設定する。

② 粘性地盤の場合

影響範囲Ⅱ…参図-54に示される領域

影響外範囲①…上記以外の領域

ここで、 D_2 は計算上土留壁に有意なたわみ変形が生じる長さとする。

② ヒーピングに対する影響範囲

ヒーピングに対する影響範囲は、式 8-1 に満たす場合には考慮する必要はない。

$$N_s = \frac{\gamma H}{C} = < 3.14 \quad \text{…… 式 8-1}$$

ここに N_s : 安定係数

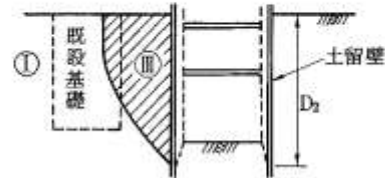
γ : 土の単位重量 (kN/m^3 (tf/m^3))

H : 掘削深さ (m)

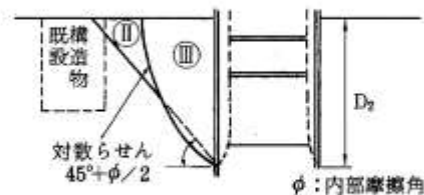
C : 掘削底面以下の地盤の粘着力 (kN/m^2 (tf/m^2))

式 8-1 を満たさない場合は、次に示すように影響範囲Ⅱ、要注意範囲Ⅲを設定する。

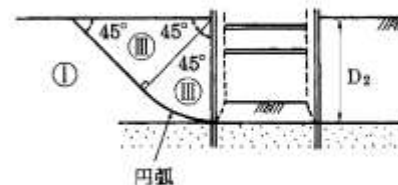
影響範囲Ⅱ…参図-55で示される範囲



参図-52 山留壁のたわみ変形に起因する影響範囲 (砂質土)

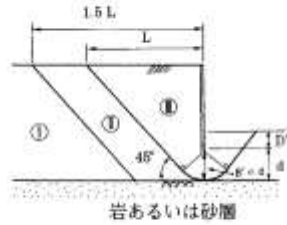


参図-53 山留壁のたわみ変形に起因する影響範囲 (砂質土で、影響範囲Ⅱが既設構造にかからない場合)

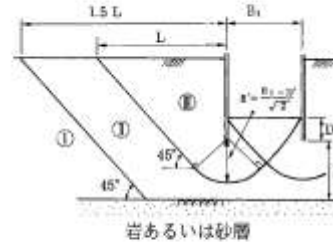


参図-54 土留壁のたわみ変形に起因する影響範囲 (粘性地盤)

要注意範囲①…参図-55で示される範囲
 影響外範囲②…上記以外の領域



(1) $\frac{B_1 - D^*}{\sqrt{2}} > d$ の場合



(2) $\frac{B_1 - D^*}{\sqrt{2}} \leq d$ の場合

参図-55 ヒーピングに対する影響範囲

(2) 新設基礎がケーソン基礎の場合の影響範囲

① 通常のニューマチックケーソン工法の場合

影響範囲㊸…ケーソン底面端から水平面に対し $45^\circ + \phi / 2$ の角度をなす直線より内側の領域
 影響外範囲㊹…上記以外の領域

② ニューマチックケーソン工法で、かつ施工中の周辺地盤への影響に対して特別の配慮がなされている場合

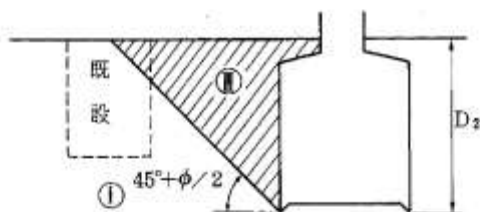
ニューマチックケーソン工法で、次に掲げる項目に対して特別に配慮する場合は、通常のニューマチックケーソンの場合の影響範囲㊸を要注意範囲㊺とする。

イ、フリクションカッターを設けない。

ロ、ジェットリング等、ケーソン周辺地盤をゆるめるような摩擦低減工法を行わない。

ハ、エアブローが絶対に起こらない。

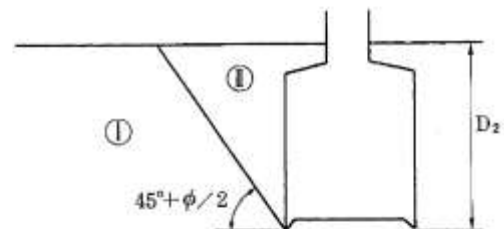
ニ、余掘りを行わない。



影響範囲㊸ ケーソン底面端からの水平面に対し $45^\circ + \phi / 2$ の角度をなす直線より内側の領域

影響外範囲㊹ 上記以外の領域

参図-56 ケーソン基礎の場合の影響範囲
(通常のニューマチックケーソンの場合)



要注意範囲㊺ ケーソン底面端から水平面に対し $45^\circ + \phi / 2$ の角度をなす直線より内側の領域

影響外範囲㊹ 上記以外の領域

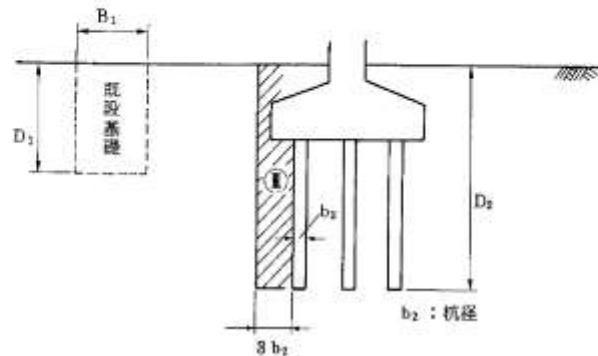
参図-57 ケーソン基礎の場合の影響範囲
(特別に配慮されたニューマチックケーソンの場合)

③ オープンケーソンの場合

オープンケーソンの場合には、(1)～(2)開削工法の場合のヒービングに対する影響領域及び(2)～(1)の通常ニューマチックケーソン工法の場合の影響領域の検討を行うものとする。ただし、

オープンケーソンの場合の底スラブコンクリートの打設は、水中コンクリートを原則として影響範囲を考慮しているため、排水により底スラブを打設する場合は別途検討する。

(3) 新設基礎が場所打ち杭の場合の影響範囲



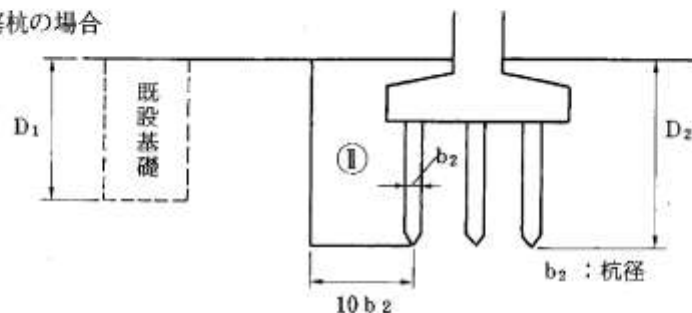
参図-58 場所打ち杭基礎の場合の影響範囲

影響範囲②…場所打ち杭の根入れ深さを D_2 とし、深さ D_2 幅 $3b_2$ の領域。ここで、 b_2 は、場所打ち杭の杭径である。

影響外範囲①…上記以外の領域

(4) 新設基礎既製杭打込み工法の場合の影響範囲

① 先端閉塞杭の場合



参図-59 既製杭打込み工法の場合の影響範囲（閉端杭の場合）

先端閉塞杭又は、開端PC杭のように実断面の大きい先端開放杭の場合の影響範囲は以下のとおりとする。

影響範囲②…深さ D_2 、及び杭本体からの距離が $10b_2$ 以内の領域

影響外範囲①…上記以外の領域

② 鋼管開端杭の場合

影響範囲を特に設けない。ただし、既設基礎が杭基礎で、杭中心間距離が $2.5b$ 以内のときは、群杭としての検討を行う。

ここで、 b (b_1 、 b_2 の大きい方) b_1 : 既設基礎の杭径 b_2 : 新設基礎の杭径

