令和２年度

阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務

【第１編】設計説明書

令和４年３月

Total Consulting & Character
東京コンサルタンツ株式会社

目　次

Page

第１章 概 要……1- 1
1.1 概要……1- 1
1.1.1 業務の目的と着目点等 ……1- 1
1.1.2 業務の内容 ……1- 2
1.1.3 位置図……1- 2
1.1.4 事業の概要 ……1- 4
1.1.5 業務項目 ……1- 5
1.2 実施方針……1- 6
1.2.1 業務の効率化に向けた実施方針 ……1- 6
1.2.2 社内情報共有方法 ……1- 6
1.2.3 品質管理および業務遅延防止の方法 ……1- 6
1.2.4 使用するプログラム ……1- 7
1.2.5 借用資料 ……1- 8
1.2.6 業務のながれ ……1- 9
1.2.7 実施方法 ……1-10
1.3 業務工程……1-17
1.4 業務組織計画 ……1-18
1.5 打合せ計画……1-21
1.6 成果品の品質を確保するための計画 ……1-22
1.6.1 設計審査 ……1-22
1.6.2 照 査……1-23
1.7 成果品の内容および部数 ……1-24
1.7.1 仕 様……1-24
1.7.2 成果品の内訳 ……1-25
1.8 使用する主な図書および基準類 ……1-30
1.9 連絡体制（緊急時含む） ……1-33
1.9.1 安全管理 ……1-33
1.9.2 現地踏査 ……1-33
1.9.3 新型コロナウイルス感染に関する業務対応 ……1-36
1.9.4 放射線対策 ……1-37
1.9.5 現地踏査時連絡体制 ……1-39
1.9.6 緊急時の連絡体制 ……1-40
1.10 使用する主な機器 ……1-42
1.11 その他……1-42
1.11.1 個人情報の取扱い ……1-42
1.11.2 行政情報管理体制の確保 ……1-43
1.11.3 保険加入 ……1-46

1.11.4 テクリス ·····1-46
1.11.5 電子納品に関する事前協議チェックシート ·····1-47
1.11.6 再委託履行体制 ·····1-49

第 2 章 現況調査·····2- 1
2.1 地域の現況·····2- 1
2.1.1 地形・地質 ·····2- 1
2.1.2 活断層·····2- 5
2.1.3 地滑り·····2- 6
2.1.4 自然・気象 ·····2- 7
2.1.5 土地利用 ·····2- 9
2.1.6 法規制·····2-10
2.2 道路の現況·····2-11
2.2.1 道路網·····2-11
2.2.2 現況交通量 ·····2-12
2.2.3 道路の構造及び施設 ·····2-13
2.2.4 道路線形 ·····2-24
2.2.5 現況水路系統 ·····2-26
2.2.6 占用物件 ·····2-28
2.3 用 地····· 2-39
2.4 橋梁の現況·····2-40
2.4.1 車道橋·····2-40
2.4.2 歩道橋····· 2-41
2.4.3 橋梁添架物 ·····2-43
2.5 河川の現況·····2-44
2.5.1 全景·····2-44
2.5.2 官民境界および工作物 ·····2-45
2.5.3 管理基準横断図 ·····2-46
2.5.4 排水施設 ·····2-47
2.6 学 区·····2-51
2.7 将来像 ·····2-52
2.8 現地踏査の結果の総括 ·····2-53
2.9 既往設計成果の検証 ·····2-56
2.9.1 道路計画における問題点 ·····2-56

第 3 章 設計条件·····3- 1
3.1 地盤の条件·····3- 1
3.1.1 地質調査の内容 ·····3- 1
3.1.2 調査ボーリング結果の整理 ·····3- 3

3.1.3 支持層の設定 ·····3- 13
3.1.4 土質定数の設定 ····· 3- 17
3.2 道路の条件·····3- 53
3.2.1 一般県道母畑須賀川線 ·····3- 53
3.2.2 交差道路 ·····3- 60
3.2.3 河川管理用通路 ·····3- 61
3.2.4 あぶくまサイクリングロード ····· 3- 63
3.3 橋梁の条件····· 3- 64
3.4 河川条件·····3-102
3.4.1 基準および既往資料 ·····3-102
3.4.2 河川諸元 ·····3-103
3.4.3 橋梁計画上の規制 ·····3-106
3.4.4 施工計画上の規制 ····· 3-109
3.5 架設位置特有の条件 ····· 3-110

第 4 章 概略施工計画 ····· 4- 1

第 5 章 コントロールポイントの整理 ····· 5- 1
5.1 設計計画上の CP&留意事項····· 5- 1
5.2 施工計画上の CP&留意事項····· 5- 2

第 6 章 BIM／CIM 活用 ····· 6- 1

第 7 章 橋梁計画····· 7- 1
7.1 橋梁計画 ····· 7- 1
7.2 上部構造の計画 ·····7- 60
7.2.1 主桁本数 ·····7- 60
7.2.2 主桁間隔 ·····7- 63
7.2.3 桁 高·····7- 65
7.2.4 フランジ幅 ·····7- 67
7.2.5 ブロック割 ·····7- 68
7.2.6 径間長·····7- 69
7.2.7 主桁断面形状 ·····7- 70
7.2.8 床版 ····· 7- 77
7.3 上部構造端部構造 ····· 7- 78
7.3.1 上部構造端部の遊間 ·····7- 78
7.3.2 落橋防止システム ····· 7- 79
7.4 付属物の計画 ·····7- 86
7.4.1 支承の計画 ····· 7- 86
7.4.2 伸縮装置 ····· 7- 91

7.4.3 排水計画 ····· 7-104
7.4.4 防護柵 ····· 7-112
7.4.5 検査路 ····· 7-118
7.4.6 照明 ····· 7-122
7.5 基礎の計画 ····· 7-126

第8章 道路予備設計 ····· 8- 1
8.1 概　要 ····· 8- 1
8.1.1 目　的 ····· 8- 1
8.1.2 検討位置 ····· 8- 1
8.2 平面線形の修正 ····· 8- 2
8.2.1 平面線形検討の課題抽出 ····· 8- 2
8.2.2 検討の方向性 ····· 8- 2
8.3 縦断線形の比較検討 ····· 8- 6
8.3.1 縦断線形検討の課題抽出 ····· 8- 6
8.3.2 検討の方向性 ····· 8- 6
8.3.3 検討案の立案 ····· 8- 7
8.3.4 比較評価項目 ····· 8- 7
8.3.5 評価指標 ····· 8- 8
8.3.6 総合評価の優先順 ····· 8- 8
8.4 縦断線形の修正 ····· 8-17

第9章 道路詳細設計 ····· 9- 1
9.1 設計方針 ····· 9- 1
9.1.1 設計の方針 ····· 9- 1
9.1.2 幾何構造条件一覧表 ····· 9- 2
9.2 平面設計 ····· 9- 3
9.2.1 平面線形の幾何構造条件 ····· 9- 3
9.2.2 道路の平面線形 ····· 9- 7
9.2.3 座標計算 ····· 9- 8
9.2.4 交差点計画 ····· 9-10
9.3 縦断設計 ····· 9-20
9.3.1 縦断線形の幾何構造条件 ····· 9-20
9.3.2 道路の縦断線形 ····· 9-23
9.3.3 計画路面高 ····· 9-24
9.4 横断設計 ····· 9-26
9.4.1 標準横断勾配 ····· 9-26
9.4.2 片勾配およびすりつけ ····· 9-26
9.4.3 合成勾配 ····· 9-27
9.4.4 曲線拡幅 ····· 9-28

9.4.5 片勾配すりつけ ····· 9- 28
9.4.6 車道部の舗装 ····· 9- 29
9.4.7 歩道部の舗装 ····· 9- 36
9.4.8 法面形状 ····· 9- 37
9.4.9 標準横断図 ····· 9- 39
9.5 擁壁工設計·····9- 40
9.5.1 計画概要 ·····9- 40
9.5.2 設計条件 ·····9- 42
9.5.3 擁壁の形状 ·····9- 52
9.5.4 擁壁設計 ·····9- 53
9.5.5 設計計算 ·····9- 56
9.6 機能補償道路の設計 ·····9-212
9.6.1 目 的·····9-212
9.6.2 対象箇所 ·····9-212
9.6.3 設計方針 ·····9-213
9.6.4 設計条件 ·····9-214
9.6.5 機能補償道路の舗装構成 ·····9-216
9.6.6 市道 7122 号線の設計 ·····9-218
9.6.7 市道 7122 号線枝線の設計 ·····9-219
9.6.8 市道 7130 号線の設計 ·····9-220
9.6.9 市道 3232 号線の設計 ·····9-221
9.6.10 市道 3231 号線の設計 ·····9-222
9.7 道路付帯構造物設計 ·····9-223
9.7.1 河川管理用通路 ·····9-223
9.7.2 ブロック積擁壁 ·····9-226
9.7.3 乗入れ工 ·····9-229
9.7.4 防護柵·····9-233
9.7.5 路面標示 ·····9-236
9.8 用排水設計·····9-239
9.8.1 基本方針 ·····9-239
9.8.2 用排水設計の条件 ·····9-240
9.8.3 右岸側の現況水路 ·····9-246
9.8.4 左岸側の現況水路 ·····9-252
9.8.5 水路系統計画 ····· 9-254
9.8.6 流量計算 ····· 9-258
9.9 用地巾杭····· 9-273
9.9.1 巾杭設置基準 ····· 9-273
9.9.2 余裕幅····· 9-273
9.9.3 県道母畑須賀川線の幅杭 ····· 9-275
9.9.4 市道 7122 号線の幅杭 ····· 9-293

9.9.5 市道 7122 号枝線の幅杭 ····· 9-299
9.9.6 市道 7130 号線の幅杭 ····· 9-304
9.9.7 市道 3232 号線の幅杭 ····· 9-311
9.9.8 市道 3231 号線の幅杭 ····· 9-316
9.9.9 右岸堤防の幅杭 ····· 9-319
9.10 施工計画 ····· 9-347
9.10.1 施工条件 ····· 9-347
9.10.2 施工方法及び手順 ····· 9-348
9.10.3 迂回路 ····· 9-358
9.10.4 作業土工 ····· 9-360
9.10.5 建設副産物対策 ····· 9-361

第 10 章 施工計画 ····· 10- 1
10.1 現橋諸元・現況一般図・構造図 ····· 10- 1
10.2 環境保全対策の検討（騒音・振動対策） ····· 10- 7
10.3 車道橋上部工撤去工法の検討 ····· 10-22
10.3.1 上部工撤去工法の概要 ····· 10-22
10.3.2 橋面撤去工 ····· 10-23
10.3.3 床版撤去工法 ····· 10-24
10.3.4 主桁撤去工法 ····· 10-29
10.4 側道橋上部工撤去工法の検討 ····· 10-42
10.4.1 上部工撤去工法の概要 ····· 10-42
10.4.2 橋面撤去工 ····· 10-43
10.4.3 床版撤去工法 ····· 10-44
10.4.4 主桁撤去工法 ····· 10-49
10.5 下部工撤去工法の検討 ····· 10-62
10.6 施工計画 ····· 10-69
10.6.1 撤去手順 ····· 10-69
10.6.2 撤去要領 ····· 10-73
10.6.3 主要機械・機材一覧表 ····· 10-79
10.6.4 工程計画 ····· 10-80
10.7 旧橋撤去計画図 ····· 10-88

第 11 章 樋門計画 ····· 11- 1
11.1 樋門予備設計 ····· 11- 1
11.2 右岸側流域排水計画 ····· 11- 3
11.3 右岸側流域排水計画 ····· 11- 5

第 12 章 施工計画 ····· 12- 1
12.1 留意事項 ····· 12- 1

12.2 資材搬入出路・施工ヤード ・・12- 2
12.2.1 資材搬出入路 ・・・12- 2
12.2.2 施工ヤード ・・12- 3
12.3 全体工事工程 ・・12- 4
12.3.1 施工手順 ・・・12- 4
12.3.2 工事工程 ・・・12- 7
12.4 新設橋梁の施工計画 ・・12- 8
12.4.1 基 礎・・・12- 8
12.4.2 施工時水位 ・・・12-11
12.4.3 下部仮設 ・・12-18
12.4.4 躯体の施工 ・・・12-40
12.4.5 上部工架設 ・・・12-42
12.5 旧橋撤去の施工計画 ・・12-63
12.5.1 手順・・・12-63
12.5.2 撤去要領 ・・12-68
12.5.3 主要機械、機材一覧表 ・・・12-75

第1章 概　要

1.1 概要

1.1.1 業務の目的と着目点等

この業務は阿武隈川大規模災害関連事業の一環として，一級河川阿武隈川を渡河する**小作田橋**の**橋梁詳細設計**，小作田橋に取り付く**一般県道母畑須賀川線**の**道路予備設計**，**道路詳細設計**および**取付道路詳細設計**，**既設小作田橋撤去設計**，**樋門予備設計**である。

業務を進めるにあたっては，特記仕様書，設計図書，既存の関連資料，過年度設計で検討した設計条件をもとに，関係機関と調整したうえで，阿武隈川大規模災害関連事業計画や地域特性を踏まえた構造形式・施工方法等を検討し，工事発注に必要な図面・報告書を作成する。

橋梁設計における基本条件と着目点は，以下のとおりである。

■基本条件と着目点

①地形地質：河岸段丘，支持層（洪積砂質土［右岸］・凝灰岩［高水敷～左岸］），
地下水位≒河床

②一級河川阿武隈川
：計画高水流量 Q=2,400m^3/s，川幅 B≒167m，基準径間長 L=32m，
河積阻害率=5%，堤防天端幅=5m，築堤

③一般県道母畑須賀川線
：現況交通量=2,885 千台（H27 道路交通センサス），設計速度 V=40km/h，
幅員 W=10.5m（歩道=2.5m）

④小作田橋：福島県管理，P1 橋脚は低水路に設置，P2・P3 橋脚は高水敷に設置，
直接基礎，凍結防止剤散布
【施工】非出水期（11/1～5/31），A1・A2 橋台施工時は堤防を開削，
P1 橋脚・上部施工時は仮桟橋を設置

・令和元年 10 月 12 日の台風 19 号における阿武隈川大規模災害関連事業なので，**整備効果の早期発現**に寄与できるよう**工期短縮**を念頭において，地域特性，構造特性，施工，維持管理の低減を踏まえた橋梁の**コスト縮減**等を図る橋梁計画と施工計画を立案する。

1.1.2 業務の内容

(1) 業　務　名：阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務

(2) 業務委託料：［当　初］

￥49,181,000-（うち，取引きに係わる消費税額￥4,471,000-）

［第 1 回変更］

￥59,730,000-（うち，取引きに係わる消費税額￥5,430,000-）

［第 2 回変更］

￥59,917,000-（うち，取引きに係わる消費税額￥5,447,000-）

［第 3 回変更］

￥63,228,000-（うち，取引きに係わる消費税額￥5,748,000-）

［第 4 回変更］

￥68,288,000-（うち，取引きに係わる消費税額￥6,208,000-）

(3) 業 務 箇 所：(自)福島県須賀川市小作田梨子ノ木内(なしのきうち)

(至)福島県須賀川市和田川原(わだかわはら)

(4) 工　　期：［当　初］

令和 3 年 3 月 23 日（契約締結翌日）～同 3 年 12 月 20 日（273 日）

［第 3 回変更］

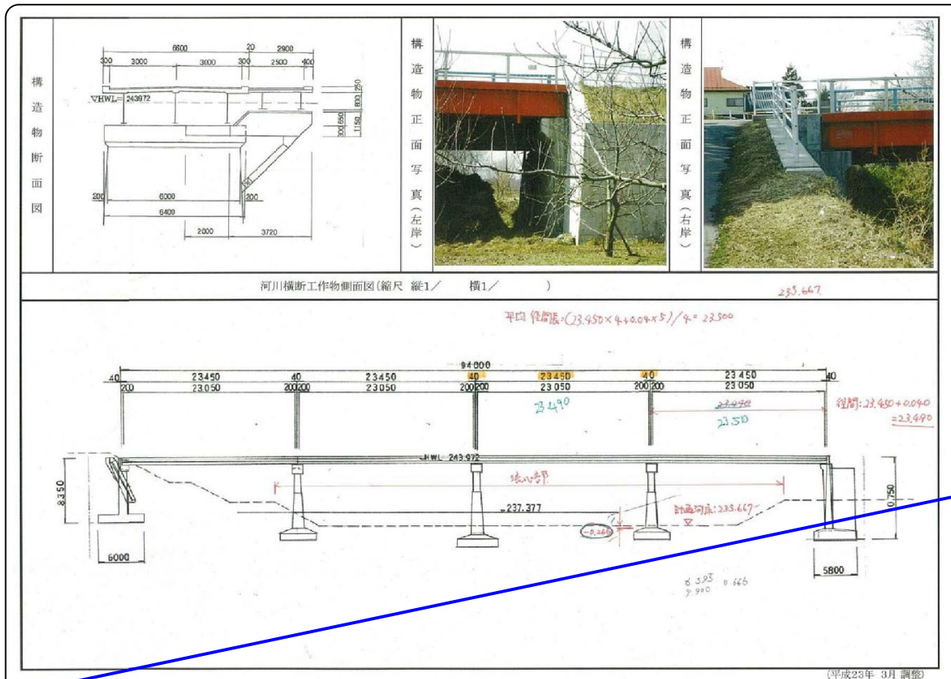
令和 3 年 3 月 23 日（契約締結翌日）～同 4 年 3 月 18 日（361 日）

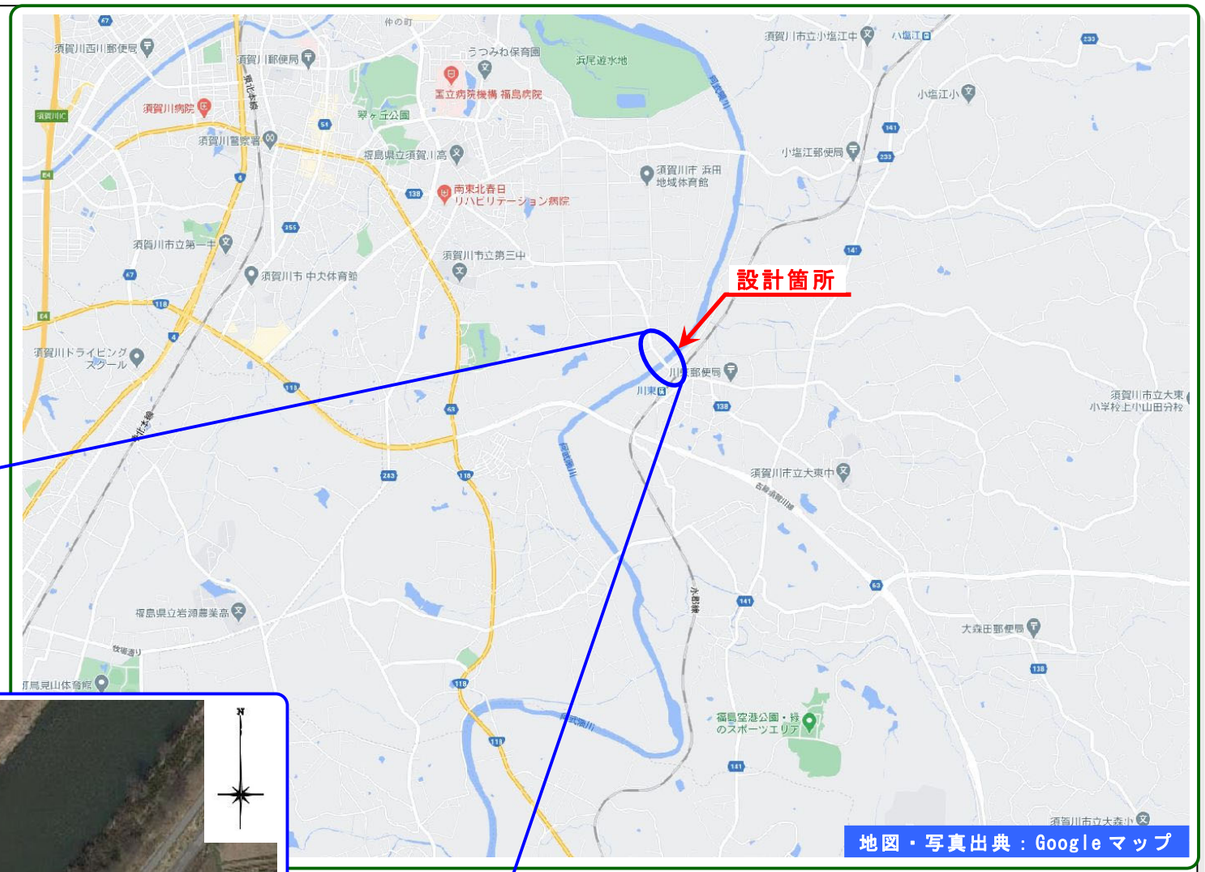
(5) 発　注　者：国土交通省 東北地方整備局 福島河川国道事務所

(6) 受　注　者：東京コンサルタンツ株式会社

1.1.3 位置図

設計箇所の位置は図 1.1.1 のとおりである。





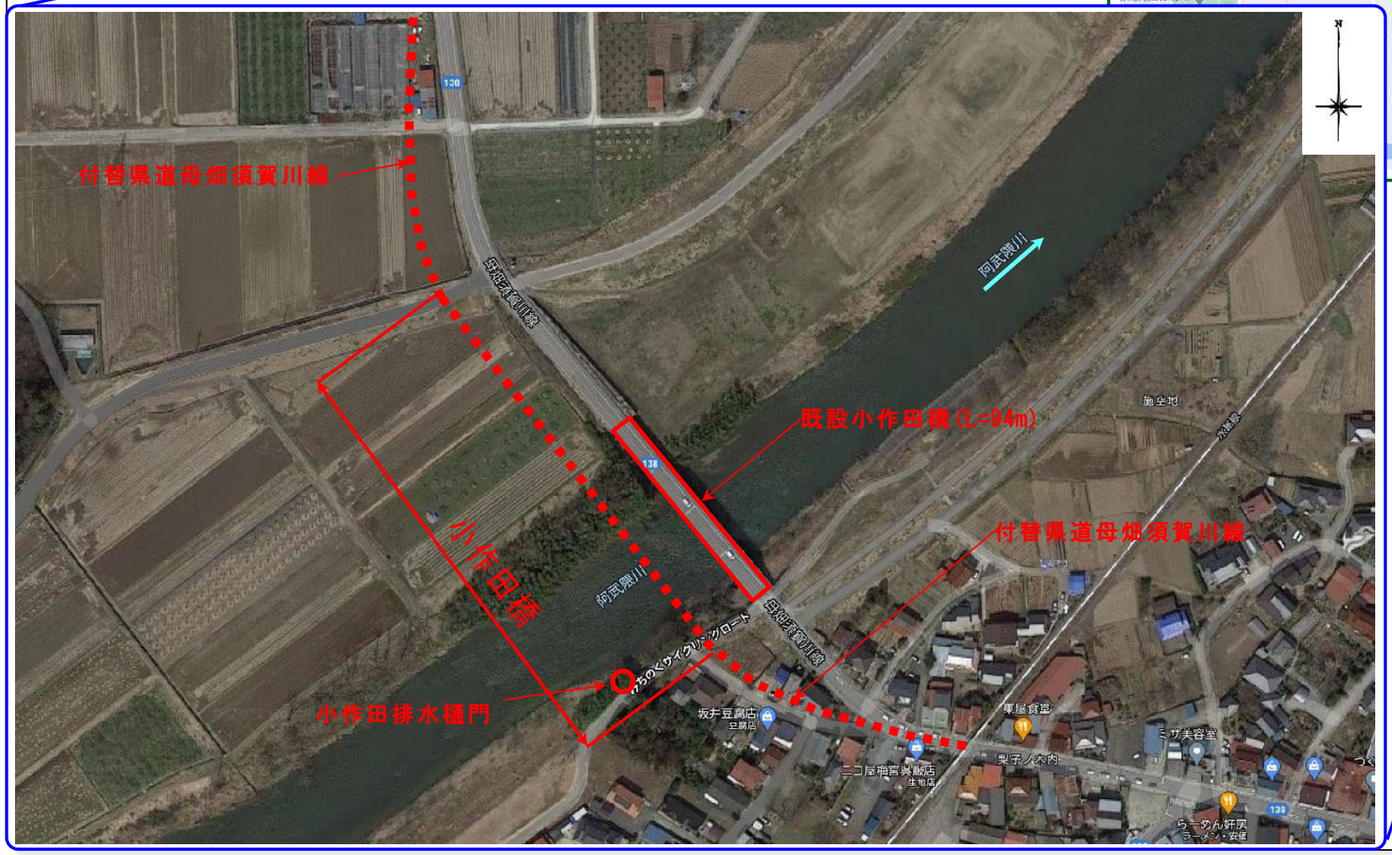


図1.1.1 設計箇所の位置

1.1.4 事業の概要

この業務に関連する既往成果（現時点で把握できる業務）は表 1.1.1 のとおりである。

表1.1.1 関連する既往成果（橋梁設計業務，地質調査業務，測量業務）

業種	年度	業務名および内容	工期	会社名（受注者）
橋梁設計	R2	**小作田橋予備設計業務** **業務【1】小作田橋橋梁予備設計（その 1）** **業務【2】小作田橋橋梁予備設計（その 2）** ・最適橋梁形式とその基本的な橋梁諸元の決定	R3.9	㈱東京建設ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ
道路設計	R2	**小作田橋予備設計業務 業務【5】** **道路予備設計（B）＋平面交差点設計** ・付替県道の予備設計（線形，幅杭，排水等）	R3.6	㈱東京建設ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ
地質調査	R2	**小作田橋予備設計業務 業務【6】地質調査** ・小作田橋に関する地質調査 ⇒ボーリング 3 本，標準貫入試験等	R3.3	㈱東京建設ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ
測量	R2	**阿武隈川上流郡山管内測量** ・県道母畑須賀川線の道路路線測量 ⇒基準点測量，地形測量，路線縦横断測量	R3.3	陸奥ﾃｯｸｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ㈱

1.1.5 業務項目

数量総括表に示されている業務項目は表 1.1.2 のとおりである。

表1.1.2 業務項目

業務名	阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務							業　種	設計業務
								項　目	河川構造物設計，道路設計，橋梁設計，共通
項目・工種・種別・種別	規　格	単位	数量（当初）	数量（第1回変更）	数量（第2回変更）	数量（第3回変更）	数量（第4回変更）	数量増減	摘　要
河川構造物設計		式	0	1	1	1	1	1	
樋門設計		式	0	1	1	1	1	1	
樋門予備設計		式	0	0	0	1	1	0	
樋門予備設計		式	(0)0	(0)0	(0)0	(1)1	(1)1	(0)0	設計計画，現地踏査，基本事項の検討，設計図，施工計画検討，概算工事費算出，照査，報告書作成
樋門詳細設計		式	0	1	1	0	0	0	
樋門詳細設計（柔構造形式RC構造）		(箇所)式	(0)0	(1)1	(1)1	(0)0	(0)0	(0)0	設計計画，現地踏査，基本事項の決定，景観設計，報告書作成
流域排水計画		式	0	0	0	0	1	1	
流域排水計画		式	0	0	0	0	1	1	設計計画，現地踏査，流域排水計画，設計計算，図面作成，数量計算，照査，報告書作成
道路設計		式	1	1	1	1	1	1	
道路設計		式	1	1	1	1	1	1	
道路予備設計		式	0	0	0	1	1	1	
道路予備設計(B)	縮尺1/1,000	(km)式	(0)0	(0)0	(0)0	(0.37)1	(0.36)1	(-0.01)1	設計計画，縦断設計，横断設計，設計図および協議資料作成，用地幅杭計画，報告書作成
道路詳細設計		式	1	1	1	1	1	1	
道路詳細設計(A)	縮尺1/1,000	(km)式	(0.3)1	(0.3)1	(0.3)1	(0.37)1	(0.36)1	(-0.01)1	設計計画および施工計画，現地踏査，平面・縦断設計，横断設計，道路付帯構造物・小構造物設計，仮設構造物設計・用排水設計，設計図，数量計算，照査，報告書作成
道路詳細設計(A)	縮尺1/1,000	(km)式	(0)0	(0)0	(0)0	(0.26)1	(0.30)1	(0.04)1	設計計画および施工計画，現地踏査，平面・縦断設計，横断設計，道路付帯構造物・小構造物設計，仮設構造物設計・用排水設計，設計図，数量計算，照査，報告書作成
道路設計関係その他設計		式	0	0	0	1	1	1	
道路設計関係その他設計		式	0	0	0	1	1	1	
取付道路設計		(m)式	(0)0	(0)0	(0)0	(159)1	(158)1	(-1)1	
平面交差点設計		式	1	1	1	0	0	0	
平面交差点詳細設計		式	1	1	1	0	0	0	
平面交差点詳細設計	縮尺1/500	箇所	2	2	2	0	0	0	平面・縦断設計，横断設計，小構造物設計，用排水設計，設計図，数量計算，照査，報告書作成
一般構造物設計		式	0	0	0	0	1	1	
一般構造物設計		式	0	0	0	0	1	1	
一般構造物設計		式	0	0	0	0	1	1	
補強土詳細設計	ﾃｰﾙｱﾙﾒ，多数ｱﾝｶｰ式擁壁等	箇所	0	0	0	0	1	1	設計計画，設計条件の確認，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
橋梁設計		式	1	1	1	1	1	1	
橋梁設計		式	1	1	1	1	1	1	
橋梁詳細設計（共通）		式	1	1	1	1	1	0	
橋梁詳細設計（共通）		(橋)式	(1)1	(1)1	(1)1	(1)1	(1)1	(0)0	座標計算，施工計画，動的照査，関係機関との協議資料作成，現地踏査
橋梁詳細設計（鋼橋上部工）		式	1	1	1	1	1	1	
鋼多径間連続鈑桁橋	4径間，169.6m 基本構造物	橋	1	1	1	0	0	0	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
鋼多径間連続鈑桁橋	3径間，169.6m 基本構造物	橋	0	0	0	1	0	-1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
鋼多径間連続鈑桁橋	3径間，170.6m 基本構造物	橋	0	0	0	0	1	1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
橋梁詳細設計（橋台工）		式	1	1	1	1	1	0	
逆T式橋台	基本構造物	基	1	1	1	1	1	0	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
逆T式橋台	類似構造物	基	1	1	1	1	1	0	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
橋梁詳細設計（橋脚工）		式	1	1	1	1	1	1	
張出式橋脚	基本構造物	基	1	1	1	1	0	-1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
張出式橋脚	類似構造物	基	1	1	2	1	0	-1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
壁式橋脚	基本構造物	基	0	0	0	0	1	1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
壁式橋脚	類似構造物	基	0	0	0	0	1	1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
橋梁詳細設計（橋台基礎工）		式	0	0	0	1	1	0	
場所打杭	基本構造物	基	0	0	0	1	1	0	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
橋梁詳細設計（架設計画）		式	1	1	1	1	1	0	
架設計画	架設工法Ⅲ	工法	1	1	1	1	1	0	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
橋梁撤去設計		式	0	1	1	1	1	0	
橋梁撤去設計		式	0	1	1	1	1	0	
橋梁撤去設計		式	0	1	1	1	1	0	
橋梁撤去設計		式	0	1	1	1	1	0	設計計画，一般図復元，上部工撤去設計，橋台撤去設計，橋脚撤去設計，報告書作成
仮設構造物設計		式	1	1	1	1	1	1	
仮設構造物設計		式	1	1	1	1	1	1	
仮設構造物詳細設計		式	1	1	1	1	1	1	
土留工詳細設計	種別：切梁式 ：基本構造物	基	1	1	1	3	0	-3	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
土留工詳細設計	種別：切梁式 ：類似構造物	基	9	9	9	3	0	-3	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
土留工詳細設計	種別：切梁式(1段) ：基本構造物	基	0	0	0	0	1	1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
土留工詳細設計	種別：切梁式(2段) ：基本構造物	基	0	0	0	0	1	1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
土留工詳細設計	種別：切梁式(2段) ：類似構造物	基	0	0	0	0	4	4	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
土留工詳細設計	種別：切梁式(3段) ：基本構造物	基	0	0	0	0	1	1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
土留工詳細設計	種別：切梁式(3段) ：類似構造物	基	0	0	0	0	1	1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
土留工詳細設計	種別：切梁式(4段) ：基本構造物	基	0	0	0	0	1	1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
仮橋・仮桟橋詳細設計	種別：工事用仮橋，仮桟橋	式	1	1	1	1	1	1	
仮橋・仮桟橋詳細設計	基本構造物	橋	1	2	2	2	1	-1	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
仮橋・仮桟橋詳細設計	類似構造物	橋	0	0	0	0	2	2	設計計画，設計計算，設計図，数量計算，照査，報告書作成
共通		式	1	1	1	1	1	1	
共通（設計業務）		式	1	1	1	1	1	1	
打合せ等		式	1	1	1	1	1	1	
打合せ	計8回	式	1	1	1	1	1	0	
関係機関打合せ協議		機関	1	10	10	5	8	3	
その他		式	1	1	1	1	1	0	
照査技術者による報告		回	1	1	1	1	1	0	
公開用成果品作成		式	1	1	1	1	1	0	
直接経費		式	1	1	1	1	1	1	
直接経費		式	1	1	1	1	1	1	
旅費交通費		式	1	1	1	1	1	1	
旅費交通費（率計上）	0.63%	式	1	1	1	1	1	1	
電子成果品作成費		式	1	1	1	1	1	0	
電子成果品作成費		式	1	1	1	1	1	0	
直接原価（その他原価除く）		式	1	1	1	1	1	1	
その他原価		式	1	1	1	1	1	1	
一般管理費等		式	1	1	1	1	1	1	
業務価格		式	1	1	1	1	1	1	
消費税相当額		式	1	1	1	1	1	1	
業務委託料		式	1	1	1	1	1	1	

1.2 実施方針

1.2.1 業務の効率化に向けた実施方針

1.2.2 社内情報共有方法

この業務に関する全てのデータを共有フォルダに整理し，常に，最新の情報が共有できるようにする。

共有フォルダは，この業務に関わる担当者のみがアクセス可能とする。

1.2.3 品質管理および業務遅延防止の方法

(1) 設計ミス防止対策

以下を実施して，設計ミスを防止する。

・業務の主要な段階で，橋梁・道路・河川担当技術者の他に，橋梁分野毎の専門技術者および道路・河川・地質・施工の専門技術者を交えた社内設計審査
・詳細設計照査要領（平成 29 年 3 月，東北地方整備局）を用いる照査
・弊社独自のチェックリストおよび類似実績を用いる照査
・全数赤黄チェック

(2) 関係機関協議の円滑化

関係機関と協議して業務を進めるので，設計条件，橋梁計画および施工計画の内容を速やかに理解させて，協議を円滑に進めることが，業務遅延を回避することになる。

福島県および河川協議に時間を要するので，業務着手後，速やかに協議スケジュール管理計画を作成し，交差規制・施工条件を早期に確定させる。河川占用に関わる河川協議書を事例等に基づき作成する。交差規制・施工条件の遵守，橋梁計画・施工計画が容易に理解できるよう CIM を駆使して資料作成し，協議時に CIM によるプレゼンテーションを実施する（橋梁および道路完成形をフォトモンタージュで作成)。

1.2.4 使用するプログラム

この業務で予定しているプログラムは表 1.2.1 のとおりである。

表1.2.1 使用するプログラム（予定）

			プログラム名	会社名
①上部構造	線　形		JIP-Liner	JIP テクノサイエンス
	鋼　橋	設　計	UC-BRIDGE Vre2 （部分係数法・H29 道示対応）	FORUM8
			任意形格子桁の計算 Vre.3 （部分係数法・H29 道示対応）	FORUM8
			RC 断面計算 Ver.3 （部分係数法・H29 道示対応）	FORUM8
②下部構造	線　形		V-Liner	川田テクノシステム
	橋　台 橋　脚	設　計	震度算出（支承設計）Ver.3 （部分係数法・H29 道示対応）	FORUM8
			橋台の設計・3D 配筋 Ver.3 （部分係数法・H29 道示対応）	FORUM8
			橋脚の設計・3D 配筋 Ver.3 （部分係数法・H29 道示対応）	FORUM8
③動的解析	解析・設計		JT-Kohka Ver.11.04	JIP テクノサイエンス
④仮設構造物	設　計		土留め工の設計・3DCAD Ver.15	FORUM8
⑤仮桟橋	設　計		仮設構台の設計・3DCAD Ver.10	FORUM8
⑥道路設計	設　計		APS-MarkⅣ （道路・鉄道計画システム）	エムティシー
			APS-ZE （現況高さ編集ソフト）	エムティシー
			APS-ODAN （道路横断図システム）	エムティシー
			APS-DIM （平面図作成支援システム）	エムティシー
			MTC-EPS （施工計画支援システム）	エムティシー
⑦平面交差点	設　計		APS-C （交差点設計図化システム）	エムティシー
			APS-λ （信号時間検討システム）	エムティシー
⑧その他	成　果		電納ヘルパーClub 設計 Suite Ver8.70-16	川田テクノシステム
			電子納品チェックシステム(土木) Ver14.0.3	国土交通省
	報告書		Microsoft Word 2016	Microsoft
			Microsoft Excel 2016	Microsoft
			Adobe Acrobat DC	Adobe
	図　面		Auto Cad LT 2019	autodesk

1.2.5 借用資料

「1.4 事業の概要」等より，借用する資料は表 1.2.2 のとおりである。

表1.2.2 必要な借用資料

項　目	必要な資料	借用する資料名
測量関係	■平面図 （道路：1/1,000） （橋梁：1/500） ■縦断図 ■横断図 □~~測量手簿~~ ■用地図	・「阿武隈川上流郡山管内測量」
道路関係	□~~都市計画図~~ ■管内図(1/50,000) ■関連道路計画資料 ■計画平面図 ■計画縦断図 ■計画横断図 ■道路測点座標 ■道路設計報告書 ■道路管理台帳	・「小作田橋予備設計業務 業務【5】道路予備設計（B）＋平面交差点設計」
河川関係	■現況平面図 ■現況縦断図 ■現況横断図 ■計画平面図 ■計画縦断図 ■計画横断図 ■河川定規断面図 ■計画河川座標 ■河川計画資料 ■水位観測資料	・河川に関する設計成果 「阿武隈川上流縦断測量」
構造物関係	■橋梁台帳 ■橋梁関連報告書 ■橋梁竣工図 □~~トンネル関連報告書~~	・「小作田橋予備設計業務 業務【1】小作田橋橋梁予備設計（その 1） 業務【2】小作田橋橋梁予備設計（その 2）」 ・既設小作田橋に関する資料
地盤関係	□~~土質調査資料~~ □~~地表踏査資料~~ ■地質調査報告書 □~~地盤解析資料~~	・「小作田橋予備設計業務 業務【6】地質調査」
その他	■関連資料	・環境に関する資料 ・地下埋設物に関する資料

注）═（字消し）は借用不要なもの

1.2.6 業務のながれ

この業務の履行にあたっては，委託契約書，特記仕様書，現場説明事項，打合せ協議事項および関係法規を遵守するとともに，調査職員と協議のうえ，業務を進める。

これらの業務のながれは図 1.2.1 のとおりである。

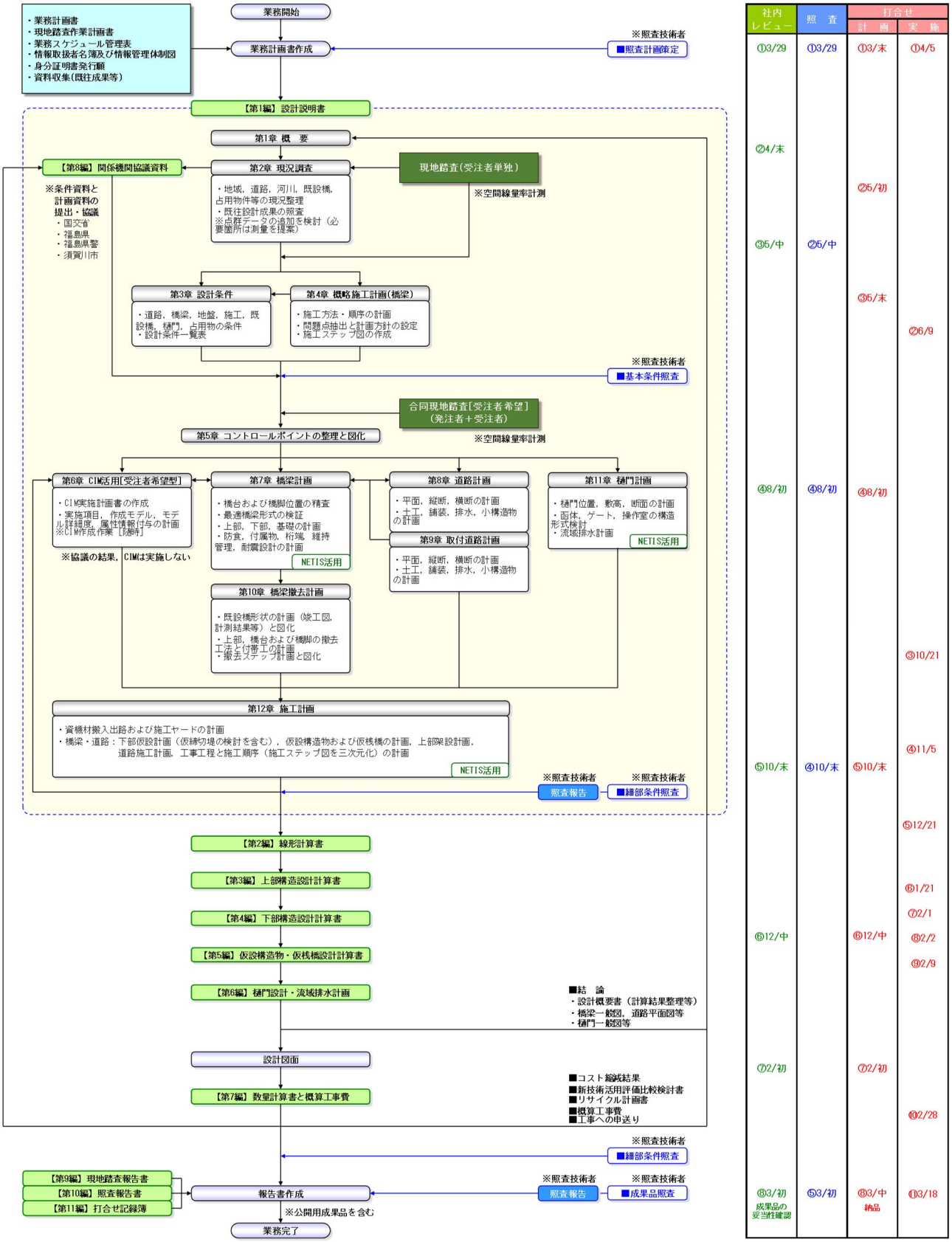


図1.2.1 業務フロー

1.2.7 実施方法

図 1.2.1 の項目に対する実施方法を以下に列記する。

■業務計画

契約図書に基づき，以下の事項を記載した業務計画書を作成する。

①業務概要，②実施方針，③業務工程，④業務組織計画，⑤打合せ計画，
⑥成果品の品質を確保するための計画，⑦成果物の内容・部数，⑧使用する主な図書および基準
⑨連絡体制（緊急時含む），⑩使用する主な機器，⑪その他

「個人情報の取扱いに関する特記事項」を履行できるようにする。

橋梁，道路，河川，地質調査，測量の既往成果および関連する資料を収集する。

■現地踏査と合同現地踏査 （第 9 編 現地踏査報告書）

設計範囲の地形，立地条件，交通状況および既設構造物等を目視により調査・確認し，周辺状況を把握する。

現地踏査結果は写真集に整理して提出する。

合同現地踏査を希望する場合は，調査職員と協議する。合同現地踏査で確認した事項等は打合せ記録簿に記録して，受発注者間で相互に確認する。

■第 1 編 設計説明書

第 1 章 概 要

1.1 業務の目的，内容を把握する。

1.2～1.9 業務のながれ，工程，報告書の体裁および設計で参考とする基準類（主要な設計段階で，最新版か確認）および連絡体制を整理する。

1.10 上部構造，下部構造，基礎および仮設構造物の計算結果を整理し，設計調書を作成する。

1.11 コスト縮減に関わる検討結果を整理する。

- 創意工夫によるコスト縮減
- 新技術・新工法等の採用によるコスト縮減

1.12 “新技術情報提供システム（NETIS)”の検討成果を整理する。これらを“新技術活用評価比較検討書”としてとりまとめる。

1.13 建設副産物の検討成果として，“リサイクル計画書”を作成する。

1.14 工事への申送り事項を整理する。申送り事項としては，以下が挙げられる。

- 関係機関協議
- 関連する設計への反映
- 施工時の注意事項

第 2 章 現況調査

2.1 地域の現況

(1)地形・地質：現地踏査および地質調査報告書から整理する。
(2)自然・気象：気温や降雨の状況等を整理する。
(3)土地利用：家屋および農耕地等の利用状況を整理する。
(4)法規制：指定および用途地域等を整理する。

2.2 道路の現況（一般県道母畑須賀川線）

(1)道路網：これら道路に関わる道路網を整理する。
(2)交通現況：交通量および大型車混入率等を整理する。
(3)道路施設：路面の状況，幅員および規制区間等を整理する。
(4)平面・縦断線形：図面等から平面線形および縦断勾配等を読み採って，整理する。
(5)占用物件：地下埋設物や架空線の状況を整理する。

2.3 河川の現況（一級河川阿武隈川）

既往資料および現地踏査等から整理する。
(1)流域・河道：流域面積，河道状況（水位，河床幅，河床高 etc）および河川施設等を整理する。
(2)河川断面：護岸形式および堤防の状態等を整理する。
(3)流量・水位：観測データをもとに，架橋位置における流量・水位を年月ごとに整理する。
(4)河川管理用通路：構造等を整理する。
(5)河川区域・保全区域：公図等から整理する。

2.4 既設橋の現況

(1)一般諸元：施工年度，橋長，荷重，設計水平震度および橋梁形式等を整理する。
(2)工事完成図：工事関係資料より，形状や配筋等を整理する。

2.5 地域の将来像

既往成果等から引用して整理する。
(1)年次事業計画：阿武隈川大規模災害関連事業の年度事業計画を整理する。
(2)対象橋梁に関する道路計画（平面，縦断，横断 etc）を整理する。

2.6 対外協議の経緯

既往成果等をもとに，関連する協議結果を整理する。

2.7 現況調査結果の整理

「2.1～2.5」で整理した内容を総括して図化する。

2.8 既往設計成果の精査

橋梁の設計・施工に関わる未決定事項を整理して，橋梁計画と施工計画における課題および対策方針をとりまとめる。

【補足検討】

・点群データ追加を検討し，必要箇所は無人航空機(UAV)測量を提案して，地形データ精度を高める。

第 3 章 設計条件

3.1 地盤の条件

(1)調査内容：既往地質調査報告書から調査項目，試験内容，調査ボーリング位置を整理する。
(2)調査ボーリング結果：土層ごとの平均Ｎ値（ボーリング孔毎または橋全体にするか判断）と土層縦横断分布を整理する。
(3)地下水位：地下水位，水量および被圧地下水等を整理する。
(4)支持層：「道示Ⅳ」および「杭基礎設計便覧」を踏まえて，基礎としての支持層を選定する。
(5)土質定数：土質定数を設定する。これらの設計には，以下の土質定数を用いる。

・静的定数

①単位体積重量（γ），②変形係数（αEo），③せん断抵抗角（φ），④粘着力（c），
⑤杭先端極限支持力度（qd），⑥圧密定数（Cc，pc，eo）

・動的定数（基礎のみが対象）

⑦せん断弾性波速度（Vs），⑧動的ポアソン比（νD），⑨動的せん断強度比（R）

(6)設計地盤面：「道示Ⅳ」および「道示Ⅴ」を踏まえて，設定する。
(7)耐震設計上の留意事項：「道示Ⅴ」をもとに，耐震設計上考慮すべき項目の数値を設定する。

①固有周期算出に必要な地盤定数
（地盤のせん断弾性波速度[VsD]，地盤の動的ポアソン比[νD]）
②地盤種別

(8)地震時に不安定となる地盤の判定：「道示Ⅴ」から設定する。

①ごく軟弱な粘性土層・シルト質土層の判定
②液状化の判定，③流動化の判定

3.2 道路の条件

(1)一般県道母畑須賀川線，(2)交差点
構造諸元，幾何構造および用地条件について検証する。

構造諸元

①道路の区分，②設計速度，③計画交通量，④大型車交通量，⑤幅員構成，⑥建築限界

幾何構造

「道路構造令」の出典ページと併せて，一覧表に整理する。

用地条件

構造物に対する用地幅杭の設定方法を整理する。

3.3 河川の条件

一級河川阿武隈川について整理する。
(1)計画諸元：計画高水流量，計画高水位，最深河床高および非出水期間等を整理する。
(2)橋梁計画と施工計画上の規制：「河川構造令」および「工作物設置基準」から整理する。

①橋台・橋脚の位置，②橋台の形状，③橋台の方向，④橋台・橋脚の根入れ，
⑤堤防管理用通路計画上の規制（建築限界，交差方法等），⑥施工時期
⑦仮桟橋の支間割りと構造形式

3.4 占用物件の条件

橋梁計画および施工計画に関わる規制条件を整理する。

3.5 環境の条件

生活環境の軽減対策等を踏まえて，以下を整理する。

現況調査：市街地の有無，土地利用，地形・地質，動植物，景観，資源等について整理

影響要素設定：大気汚染，水質汚濁，騒音，振動，地盤沈下等から影響する環境要素を抽出

考えられる対策：影響要素に対し，着目点と対策を整理

3.6 施工の条件

(1)留意事項：施工時の留意事項を整理する。

(2)搬入出路：現地踏査および既往報告書等をもとに，搬入出路を確認する。

(3)施工ヤード：(2)を踏まえて確認する。

(4)資機材搬入寸法：使用する施工機械や工事車両を設定する。

(5)工事用車両通行頻度：現場への出入頻度を推定する。

(6)近接施工：近接施工に関する文献をもとに，判定方法等を整理する。

(7)騒音・振動：騒音・振動に関する規制値等を整理する。

(8)下部仮設および上部架設の条件：下部構造仮設と上部構造架設時の荷重，使用材料および規格等の細部条件を整理する。

3.7 橋梁の条件

(1)一般条件：①自動車荷重，②幅員，③床版の種類，④床版の割増し係数，⑤重要度の区分，⑥舗装厚，⑦死荷重，⑧雪荷重，⑨風荷重，⑩温度変化による影響，⑪添架荷重

(2)上部構造：①材料，②支承，③落橋防止システム，④伸縮装置，⑤排水装置，⑥照明装置，⑦検査路，⑧防護柵，⑨飛雪等防止柵，⑩架設工法と細部構造

(3)下部構造：①材料，②裏込め材，③埋戻し土，④基礎砕石・均しコンクリート，⑤上載荷重，⑥設計水位，⑦踏掛版，⑧仮設工法と細部構造

(4)基　　礎：①支持地盤，②材料，③基礎の根入れ，④フーチング前面抵抗

【補足検討】

3.8 設計条件一覧表

・基本条件，交差規制条件および構造細目等を整理した設計条件一覧表を作成し，設計計算・図面作成時の単純ミスを防止する。

第 4 章 概略施工計画（橋梁）

関連する工事を含めて施工方法，工事順等を確認して，設計・施工上の問題点と課題を把握する。

4.1 計画上の留意事項

3.6 をもとに，計画にあたっての留意事項を整理する。

4.2 工事規模の把握

考えられる工種を抽出し，関連工事を含めた工事規模を把握する。

4.3 資機材搬入出路の設定

3.6 で抽出した搬入出ルートをもとに，最適な資機材搬入出路を検討し，構造諸元等を設定する。

4.4 施工ヤードの設定

3.6 で抽出したヤードを踏まえ，最適な施工ヤードを設定する。

4.5 下部構造仮設計画

(1)仮設方法の選定:地質,地下水位,河川の規制,県道交通および既設橋との近接施工等を踏まえて,オープン掘削または仮設土留めの必要性を検討する。

(2)細部計画：施工基面および近接施工等を検討する。

(3)現道：交通機能が確保できるよう計画する。

4.6 上部構造架設計画

(1)架設工法の選定：上部構造形式，地盤，河川の規制，県道交通および既設橋との近接施工等を踏まえて計画する。

(2)細部計画：クレーン機種・能力および架設設備等の規模を検討する。

(3)現道：交通機能が確保できるよう計画する。

4.7 施工順序

関連する工事を含めて，最適な施工順序を整理する（二次元施工ステップ図を作成して施工の実現性を確認）。

4.8 問題点・課題の抽出

4.2～4.7 から搬入出方法，施工ヤードおよび施工方法等の問題点と課題を抽出する。

・年度施工期間が限られるうえに，県道工事および現橋撤去工事が密接に関与するので，事業工程をもとに，施工順序と施工方法の確実性を概略計画で検証して，橋梁の施工条件を確定させる。

■第 8 編 関係機関協議用資料

既往協議の経緯や内容等を整理したうえで，以下の関係機関との条件および計画の確認資料を作成する。
①条件確認：一般条件，河川規制条件，施工条件 etc
②計画確認：橋台・橋脚位置，橋梁計画，施工計画 etc
・橋梁計画・施工計画の検討結果等が視覚的に分かりやすく理解できるよう CIM を活用して，資料を作成する。
・河川占用に関わる河川協議書を事例等に基づき作成する。

第 5 章 コントロールポイントの整理

第 2～4 章および関係機関協議結果をもとに，橋梁および道路に対する設計計画と施工計画上のコントロールポイントを整理して図化する。

■橋梁一般図の作成

既往成果をもとに，橋梁一般図を精査・作成する。設計計算結果等に合わせて随時修正する。

第 6 章 BIM/CIM 活用

6.1 実施方針の設定と BIM/CIM 実施計画書の作成

「CIM 導入ガイドライン(案) 第 1 編共通編，第 5 編橋梁編」令和 2 年 3 月をもとに，BIM/CIM の実施方針を設定し，発注者から提示される BIM/CIM 実際計画書(案)を参考に必要事項を記載して，BIM/CIM 実施計画書を作成する。

6.2 CIM の実施および活用内容

調査職員と協議し，実施内容を決定する。**→※協議の結果 CIM は実施しない。**
・橋梁および道路完成形はフォトモンタージュを作成する。
・搬入出路，施工ヤード，資材配置，施工機械・工事車両，関連工事を明示した CIM による詳細な三次元施工ステップ図作成して，施工方法を照査する。

第 7 章 橋梁計画

7.1 橋長および径間長の精査

「河川構造令」をもとに，橋台前面位置を検証し，橋台橋座幅を確定させて，橋長を決定する。

【補足検討】

・不定流解析で橋脚の設置方向を検討して，径間長を決定する。

【補足検討】

7.2 最適橋梁形式の検証

鋼少数鈑桁を再抽出し，二次選定レベルで比較検討して検証する。

7.3 耐震設計の整理，7.4 上部構造端部構造，7.5 落橋防止システム

「道示Ⅴ」をもとに，設計計算にあたっての耐震設計上の留意事項，上部構造端部構造（遊間），必要な落橋防止システムを整理する。

7.6 上部構造の計画

(1)主桁断面形状：主桁配置，主桁高，主桁の線形および床版から主桁断面形状を設定する。
(2)主桁の線形：経済性および構造性を踏まえて，線形を確定する。
(3)解析方法：構造性を踏まえて，妥当な解析方法を選定する。
(4)床　版：「道示Ⅱ」等をもとに，床版厚および細部構造を計画する。
(5)床　組：「道示Ⅱ」等をもとに，横桁厚および細部構造を計画する。
(6)防食方法：耐候性鋼材の採否を確認し，不可の場合は，重防食塗装と金属溶射（塗替えが不要）で比較検討する。

7.7 付属物の計画

(1)支　承：形式および細部構造を計画する。
(2)落橋防止システム：形式および細部構造を計画する。
(3)伸縮装置：遊間量，移動量，形式および細部構造を計画する。
(4)排　水：排水桝の位置および細部構造を計画する。
(5)防護柵：目地位置および細部構造を計画する。
(6)検査路：設置有無を検討したうえで，設置位置，形状，昇降方式，細部構造について計画する。
(7)添架物件：必要に応じて，設置位置，添架方法および細部構造について計画する。

【補足検討】

・Ⅰ種地盤で橋脚剛性が同じなので，免震支承を検討するが，支承費縮減から SPR-S 支承を加える。長寿命化・耐久性向上から，確実な水処理・桁端支点部の対策を計画する。維持管理の確実性・容易

さ，コストに配慮して，付属物および防食方法を計画する。

7.8 橋台・橋脚の計画

(1)橋台躯体の計画：フーチング，竪壁，パラペット，橋座，ウィングおよび踏掛版の形状と決定理由を整理する。

(2)橋脚躯体の計画：フーチング，柱，梁および橋座の形状と決定理由を整理する。

(3)構造細目・配筋要領：「道示Ⅳ」等をもとに，構造細目および配筋を整理する。

【補足検討】

・橋台は堤防地盤線，橋脚は最深河床高（上下流の 1 蛇行波長範囲内で設定）から根入れして，構造高を計画する。柱方向は流向に合わせ，支承縁端距離を確保して，柱形状を計画する。

【補足検討】

7.9 維持管理の計画

・福島県管理の橋なので，補修･補強が頻発しないようひび割れの損傷事例が多い床版，地覆および橋座のコンクリート表面への含浸材塗布を検討する。点検の方針･箇所･方法と交通規制等をとりまとめた維持管理要領(案)を作成して提示する。

第 8 章 道路予備設計

平面，縦断，横断計画について既往設計成果を検証する。

第 9 章 道路計画

平面，縦断，横断，土工，舗装，排水，小構造物について計画する。

・排水計画は現況と計画の対比図を作成して，排水処理方法等を照査する。現道との取付け形状は車両軌跡で照査する。

第 10 章 橋梁撤去計画

10.1 既設橋形状の計画と図化

竣工図および計測結果等から既設形状して図化する。

10.2 撤去工法の計画

経済性，施工性，周辺環境への影響を踏まえて，上部，橋台および橋脚の撤去工法を計画する。

流水部への搬入出および施工ヤードを計画する。

仮締切堤および仮堤防を設置できる範囲を設定し，「仮締切堤設置基準(案)」をもとに計画する。

堤体に影響がないよう護岸形式を検討して，復旧堤防断面を計画する。

10.3 撤去ステップの計画と図化

工事日数を詳細に算出し，撤去ステップおよび工事工程を計画する。撤去ステップは二次元で図化して，妥当か否か照査する。

第 11 章 樋門計画

11.1 樋門位置，敷高および断面の計画

(1)樋門位置：接続水路位置，現地状況および施工に配慮して計画する。

(2)樋門敷高：接続水路敷高以下とし，本川水位および河床高を考慮して設定する。

(3)樋門断面：接続する水路幅以上を確保し，計画排水量をもとに不等流計算を実施して計画する。ただし，内法幅は内法高の 2 倍以上とならないよう計画する。

11.2 函体，ゲート，操作室の構造形式検討

(1)函体形式：現場打ち RC 構造の他に，工期短縮に有利なプレキャスト弾性接合方式を加え，経済性，構造性および施工性等の観点から比較検討して計画する。

(2)ゲート形式：引上げ式ゲートの他に，門柱レスタイプ等の適用性を検討する，ゲート操作，維持管理，土地利用状況およびコスト低減を踏まえて計画する。

(3)操作室形式：開閉機や操作盤等から構造諸元を設定し，構造形式および主要寸法を計画する。上屋形式はユニット形式（樋門ハウス等），鉄骨構造および RC 構造で比較検討する。

第 12 章 施工計画

第 4 章を踏まえて，細部を計画する。

12.1 留意事項

計画にあたっての留意事項を再整理する。

12.2 資機材搬入出路・施工ヤード

資材搬入出経路および施工ヤードの細部を詳細に計画する。

12.3 橋梁および道路の施工計画

■下部構造仮設計画

仮締切堤および仮堤防を設置できる範囲を設定し，「仮締切堤設置基準(案)」をもとに計画する。
堤体に影響がないよう護岸形式を検討して，復旧堤防断面を計画する。
工種ごとの手順を整理し，仮設土留めおよび躯体構築（足場，支保，鉄筋組立，型枠，コンクリート打設等）の細部を詳細に計画する。

■上部構造架設計画

使用機材（クレーン規格や能力 etc），架設手順およびコンクリート打設順序等を詳細に計画する。

■仮設構造物および仮桟橋の計画

施工機械，施工設備，供用期間，施工性，コスト等を踏まえて，仮桟橋の位置，形式および形状を計画する。
仮設土留めおよび支持杭の打設工法および細部構造を計画する。

■道路施工の計画

現道交通が確保できるよう施工方法・順序等を計画する。

■工事工程および施工順序

関連する工事を含めて，工事日数を詳細に算出し，工事工程および工事手順を整理する（4.7 で作成した施工ステップ図を微修正し，三次元で図化)。

【補足検討】

・非出水期，施工時水位，堤防機能，地下水位，地盤，現道交通に留意する。
・仮桟橋範囲は詳細な施工機械・設備配置図を作成して計画する。
・仮設鋼矢板（岩打設工法を検討）を用いるが，P1 橋脚以外はオープン掘削をコストおよび施工性から検証する。
・堤防開削時は，川裏側に仮締切堤を設置して，堤防機能を確保する。堤防部の鋼矢板引抜きは，地盤の空隙や緩みを生じさせない引抜き同時充填工法を検討する。
・上部はベント＋自走クレーン架設工法とし，経済的なクレーン機種およびベント数等を計画する。
・RC 床版の品質が確保できるようコンクリート打設量・ブロック割り・順序を計画する。
・道路施工において，現道タッチ区間は，現道交通への影響が最小限に抑えられるよう計画する。
・流量を H-Q 曲線から算出し，不等流解析で施工時水位（鋼矢板・仮桟橋設置による堰上げ考慮）を設定する。
・従来の H 形鋼＋支持杭形式は，架設部材が多く，岩盤への総根入れ長が過大となるので，高価で，工期が長い形式となる。架設部材，岩盤への総根入れ長，現場作業が削減により，コスト縮減・工期短縮を図る工法を加えて比較検討する。①SqC ﾋﾟｱ工法，②LIBRA 工法

■第 2 編 線形計算書

第 3 章および第 9 章をもとに，線形要素を整理し，上部構造，下部構造および道路の線形を計算する。

■第 3 編 上部構造設計計算書

床版，主桁，床組み，支承，落橋防止システムおよび伸縮装置を計算して，詳細構造を決定する。

■第 4 編 下部構造設計計算書

仮定した構造寸法等に対して，以下の方法で計算して，詳細構造を決定する。

1. 設計水平震度の算出
2. 常時・レベル 1 地震動（静的解析）：①橋台・橋脚躯体，②支承
3. レベル 2 地震動（動的解析）：①橋脚躯体，②支承

■第 5 編 仮設構造物・仮桟橋設計計算書

仮設土留めおよび仮桟橋を計算して，詳細構造を決定する。

■第 6 編 樋門設計・流域排水計画

各施設および部材の計算をとりまとめる。
耐震設計は，治水上および利水上の重要度に応じて耐震性能(1～3)を設定して照査する。
耐震性能 1：地震によって樋門としての健全性を損なわない性能
耐震性能 2：地震後においても樋門としての機能を保持する性能
耐震性能 3：地震損傷が限定的なものにとどまり，樋門としての機能の回復が速やかに行い得る性能
レベル 1 地震動は耐震性能 1 を確保する。レベル 2 地震動は治水上または利水上重要な樋門については耐震性能 2，それ以外の樋門は耐震性能 3 を確保する。

■設計図面

上部構造，下部構造，仮設構造物，仮桟橋および付帯施設の図面を作成する。

■第 7 編 数量計算書と概算工事費

設計図面をもとに，工事に必要な数量を算出する。工種毎の単価を設定し，数量をもとに，橋梁工事費を算出してとりまとめる。

■第 10 編 照査報告書

「橋梁詳細設計照査要領」等に準じて照査した結果をとりまとめ，照査報告書として提出する。

■第 11 編 打合せ記録簿

押印されたものをとりまとめる。

■成果品のとりまとめ・作成

設計説明書，設計計算書，数量計算書，照査計算，第三者照査，照査報告書，現地踏査結果報告書および打合せ記録簿を「土木設計業務等の電子納品要領(案)」に示されたファイルフォーマットに基づいて作成する。作成した電子データを「電子納品チェックシステム」でチェックし，エラーがないことを確認したうえで，ウィルス対策を実施する。

■品質管理

業務の適切な段階で，管理技術者，照査技術者，技術担当者，橋梁分野毎の専門技術者と道路・地質・施工の専門技術者を交えて，社内のデザイン・レビュー（設計審査）を実施する。
技術担当者は設計の適切な段階において，設計内容を検証する。
納品前に技術責任者および技術担当者を交えて，成果品の妥当性確認を実施する。
・社内審査，詳細設計照査要領と弊社独自のチェックリスト･類似実績を用いる照査を実施して，設計ミスを防止する。

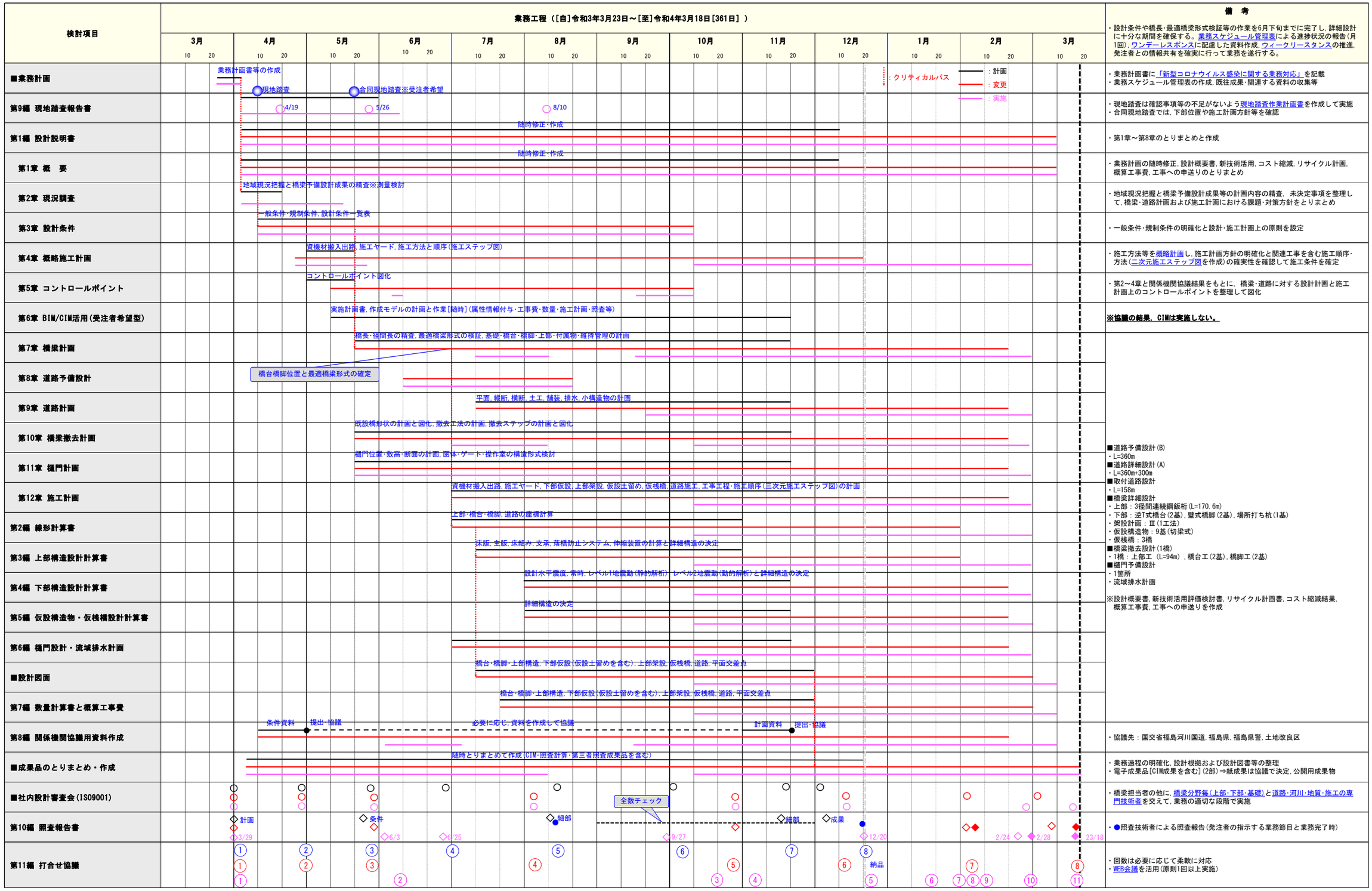
■検査および納品

成果について最終報告し，成果の様式等について確認する。最終打合せあるいは検査で修正が指示された場合は，至急修正して発注者の承認を得る。

1.3 業務工程

業務の工程を整理すると，表 1.3.1 のとおりである。

表1.3.1 業務工程



1.4 業務組織計画

この業務は表 1.4.1 の技術者で遂行する（青字はテクリス登録者)。

表1.4.1 業務遂行技術者

担　当	氏　名	保有資格および E-mail
管理技術者	[redacted]	技術士・建設部門：鋼構造及びコンクリート [redacted]
照査技術者	[redacted]	技術士・総合技術監理部門：鋼構造及びコンクリート 技術士・建設部門：鋼構造及びコンクリート 工学博士 [redacted]
担当技術者	[redacted]	技術士・建設部門：土質及び基礎 RCCM・鋼構造及びコンクリート [redacted]
	[redacted]	RCCM・鋼構造及びコンクリート [redacted]
	[redacted]	RCCM・鋼構造及びコンクリート [redacted]
	[redacted]	工学博士 [redacted]
	[redacted]	RCCM・鋼構造及びコンクリート [redacted]
	[redacted]	RCCM・道路 [redacted]
	[redacted]	RCCM・道路 [redacted]
	[redacted]	RCCM・河川，砂防及び海岸・海洋 [redacted]
	[redacted]	[redacted]
	[redacted]	[redacted]
情報管理者	[redacted]	[redacted]

体制は図 1.4.1 のとおりである。

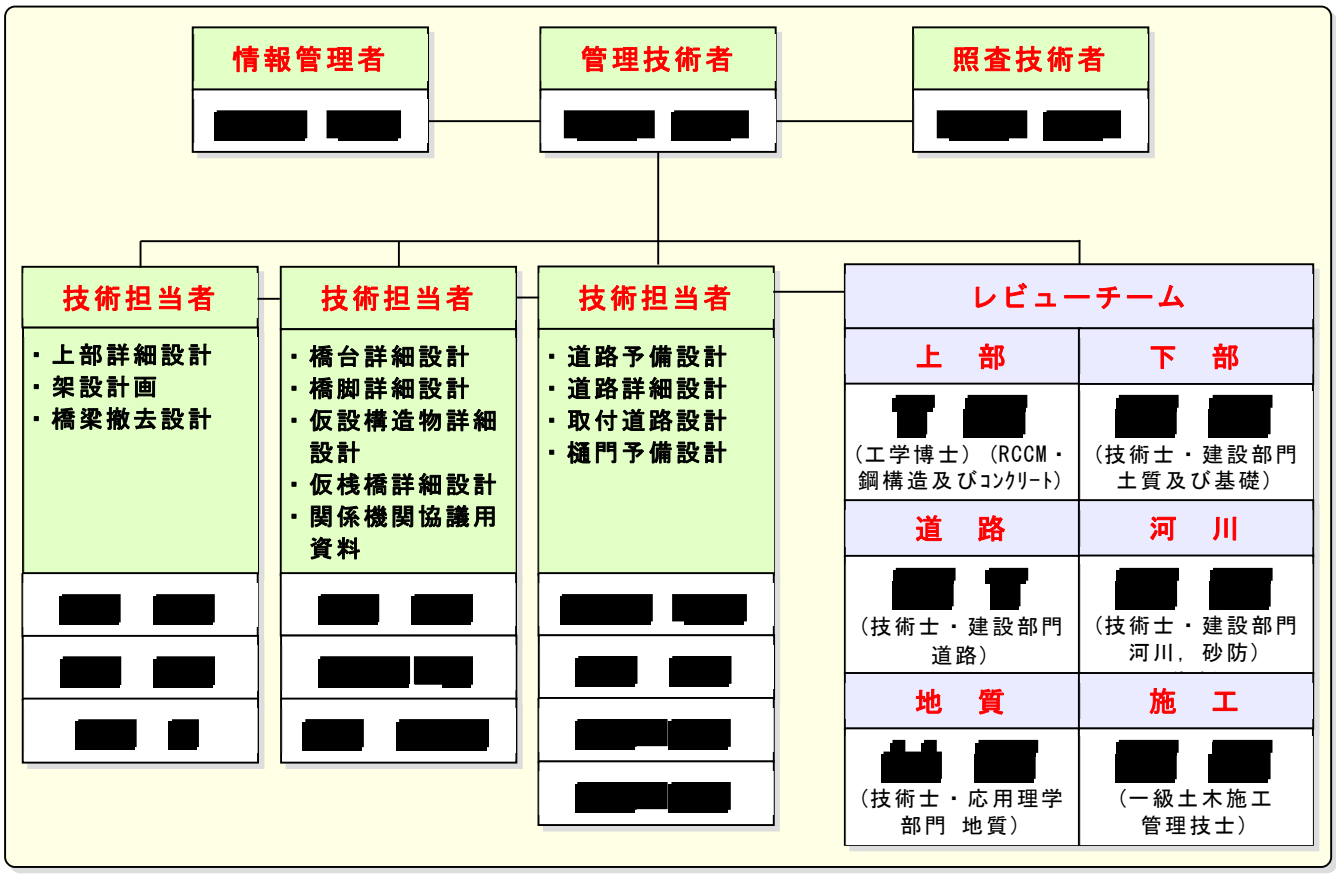


図1.4.1 体　制

月初めに業務の進捗および内容等を技術本部（本社）に報告する。

業務工程上，設計計算作業や設計図面作成等が繁忙期に集中する可能性がある。このような状況になる場合は，北陸支社構造部に支援を要請する。

連絡先は以下のとおりである。

■**連絡先**：東京コンサルタンツ株式会社

部　署	住　所	TEL	FAX
契約窓口 （[redacted]） ●契約責任者：[redacted] ●契約関係担当者：[redacted]	（東北支店） 〒980-0011 宮城県仙台市青葉区上杉 1-17-20	[redacted]	[redacted]
設計窓口 **（技術本部）** ●管理技術者：[redacted] ●照査技術者：[redacted] ●担当技術者：[redacted] ●担当技術者：[redacted]	（技術本部） 〒101-0063 東京都千代田区神田淡路町 2-8-5 プロステック淡路町	[redacted]	[redacted]
	（東北支店） 〒980-0011 宮城県仙台市青葉区上杉 1-17-20	[redacted]	[redacted]
	（関東支店） 〒101-0063 東京都千代田区神田淡路町 2-8-5 プロステック淡路町	[redacted]	[redacted]

※担当技術者の連絡担当

メールにおいては，下表の関係者に同時発信できる以下のアドレスを活用する。

[redacted]

配信先		氏名	アドレス	電話番号	備　考
管理技術者		[redacted]	[redacted]	[redacted]	
照査技術者		[redacted]	[redacted]	[redacted]	
担当技術者	橋梁	[redacted]	[redacted]	[redacted]	
		[redacted]	[redacted]	[redacted]	
		[redacted]	[redacted]	[redacted]	◎橋梁設計　メイン連絡先
		[redacted]	[redacted]	[redacted]	
		[redacted]	[redacted]	[redacted]	
		[redacted]	[redacted]	[redacted]	
	道路	[redacted]	[redacted]	[redacted]	
		[redacted]	[redacted]	[redacted]	◎道路設計　メイン連絡先
	樋門	[redacted]	[redacted]	[redacted]	◎樋門設計　メイン連絡先
契約関連		[redacted]	[redacted]	[redacted]	
		[redacted]	[redacted]	[redacted]	

1.5 打合せ計画

打合せ協議の予定は表 1.5.1 のとおりである。

ただし，中間協議においては，必要に応じてお願いする。

表1.5.1 打合せ計画（予定）

回数	日　程	内容と提出資料	決定事項
第１回	令和３年４月５日	・業務計画書（業務内容，スケジュール，実施方針，業務組織，品質確保方策等） ・業務スケジュール管理表 ・情報取扱者名簿及び情報管理体制図 ・照査報告書(計画) ・特記仕様書および技術提案書履行内容確認書 ・現地踏査作業計画書 ・身分証明書発行願・の確認 **【借用資料】** ・条件明示チェックシート(案) ・既往成果（橋梁予備設計，測量）とその他関連資料	・業務内容と進め方 ・業務スケジュール管理表 ・借用資料 ・現地踏査，合同現地踏査の内容と日程等 ・技術提案の履行項目
第２回	令和３年５月上	①現況調査 ②設計条件 ③関係機関協議用資料	・橋梁計画，道路計画，施工計画における課題と対策方針 ・一般条件と規制条件等 ・確認する条件等
第３回	令和３年５月下	・設計条件 ・コントロールポイント ・概略施工計画	・一般条件，規制条件，構造細目，設計条件一覧表等 ・施工条件と計画方針等
第４回	令和３年８月上	・橋梁計画 ・道路計画 ・橋梁撤去計画 ・樋門計画 ・施工計画	・橋台位置，橋脚位置と設置方向，最適橋梁形式の検証結果 ・平面・縦断線形 ・既設橋形状 ・樋門位置・敷高・断面 ・搬入出方法，施工ヤード，下部仮設工法，上部架設工法，道路施工，施工手順等
第５回	令和３年10月下	・橋梁計画 ・道路計画 ・橋梁撤去計画 ・樋門計画 ・施工計画 ・照査技術者による照査報告	・上部，下部，基礎および付属物の細部構造と形状等 ・平面・縦断・横断，交差点形状等 ・既設撤去工法 ・函体・ゲート・操作室の構造形式 ・下部仮設，上部架設，仮設土留め，仮桟橋，道路施工，施工手順等 ・照査結果
第６回	令和３年12月中	・橋梁計画 ・道路計画 ・橋梁撤去計画 ・樋門計画 ・施工計画	・上部，下部，基礎および付属物の細部構造と形状等 ・平面・縦断・横断，土工，排水，舗装，小構造物等 ・既設撤去工法と細部計画 ・函体・ゲート・操作室等の細目計画 ・下部仮設，上部架設，仮設土留め，仮桟橋，施工手順，工事工程等
第７回	令和４年２月上	・橋梁計画 ・道路計画 ・橋梁撤去計画 ・樋門計画 ・施工計画 ・設計計算結果，設計図面，数量 ・成果品の仕様	・上部，下部，基礎および付属物の細部構造と形状等 ・土工，排水，舗装，小構造物等 ・既設撤去工法と細部計画，撤去ステップ計画 ・下部仮設，上部架設，仮設土留め，仮桟橋，道路施工，工事工程等 ・計算および形状結果 ・成果品のとりまとめ方法等 ・コスト縮減結果書，新技術活用評価比較検討書，リサイクル計画書，概算工事費，工事への申送り事項の結果
第８回	令和３年３月中	・成果品 ・照査技術者による照査報告	・成果品の納品 ・完了検査に向けての確認事項 ・照査結果

1.6 成果品の品質を確保するための計画

弊社の品質システム（ISO）に基づき，業務の進捗に合わせ，主要な区切りで，管理技術者，照査技術者，技術担当者および他部門の専門家を交えた社内のデザイン・レビュー（設計審査）と照査を実施する。また，納品前に管理技術者，技術担当者および技術責任者を交えて，成果品の妥当性確認を実施する。

1.6.1 設計審査

設計審査の予定は表 1.6.1 のとおりである。

表1.6.1 設計審査（予定）

回　数	日　程	ステップ レビュー	内　容	参加者
第 1 回	令和 3 年 3 月 29 日	初期レビュー	・業務計画書（業務内容，スケジュール，実施方針，業務組織，品質確保方策等） ・スケジュールと実施方針 ・現地踏査 ・技術提案項目	K+T+C
第 2 回	令和 3 年 4 月末	中間レビュー	・現況調査 ・関係機関協議用資料	K+T+C+S
第 3 回	令和 3 年 5 月末		・設計条件 ・コントロールポイント ・概略施工計画	K+T+C+S
第 4 回	令和 3 年 8 月上		・橋梁計画 ・道路計画 ・橋梁撤去計画 ・樋門計画 ・施工計画 ・照査計算と第三者照査の計画	K+T+C+S
第 5 回	令和 3 年 10 月下		・橋梁計画 ・道路・交差点計画 ・橋梁撤去計画 ・樋門計画 ・施工計画	K+T+C+S
第 6 回	令和 3 年 12 月中		・橋梁計画 ・道路・交差点計画 ・橋梁撤去計画 ・樋門計画 ・施工計画 ・計算結果，設計図面	K+T+C+S
第 7 回	令和 4 年 2 月上		・橋梁計画 ・道路・交差点計画 ・橋梁撤去計画 ・樋門計画 ・施工計画 ・設計計算結果，設計図面，数量 ・コスト縮減結果書，新技術活用評価比較検討書，リサイクル計画書，概算工事費，工事への申送り事項 ・成果品の仕様	K+T+C+S
第 8 回	令和 4 年 3 月上	最終レビュー	・設計計算結果，設計図面，数量 ・コスト縮減結果書，新技術活用評価比較検討書，リサイクル計画書，概算工事費，工事への申送り事項 ・成果品	K+T+C

K：管理技術者[redacted]
T：技術担当者[redacted]
C：照査技術者[redacted]
S：他分野の専門家[redacted]

1.6.2 照　査

技術担当者は設計の適切な段階において，設計内容を検証する。また，照査技術者が「橋梁詳細設計照査要領」に準じて照査する。「橋梁詳細設計照査要領」の設計調書関係は照査報告書として提出する。

照査体制は主任検査員（＝照査技術者）および検査員からなり（図 1.6.1 参照），表 1.6.2 表 1.6.2 の照査計画に基づき，設計検証を実施する。当社の品質システム（ISO）による設計検証で指摘された事項は，「照査要領」に追記するとともに，当社の照査記録を別途作成する。

表1.6.2 照査計画（実施）

日　程		照査項目	照査内容	担当者
第 1 回	令和 3 年 3 月 29 日	照査計画	・照査日程 ・検査員の選定（図 1.6.1 参照） ・照査内容（照査報告書参照） ・業務計画 ・現地踏査 ・貸与資料	[redacted]
第 2 回	令和 3 年 6 月 3 日 令和 3 年 6 月 25 日	基本条件の照査	・地形，地質，現地および交差物件の状況等 ・設計条件（道路・交差点，河川，地盤，基礎，下部，上部，既設橋，施工） ・交差物件の規制条件	
第 3 回	令和 3 年 9 月 27 日 令和 3 年 12 月 20 日	細部条件の照査	・下部位置と最適橋梁形式 ・上部，下部および付属物の細部構造と形状 ・道路線形，交差点形状等 ・既設橋形状の計画と図化，撤去工法撤去ステップの計画と図化 ・樋門の位置・敷高・断面，函体・ゲート・操作室の構造形式	
第 4 回	令和 4 年 2 月 24 日	細部条件の照査	・上部，下部および付属物の細部構造と形状 ・道路土工，排水，舗装，小構造物等 ・撤去ステップの計画と図化 ・本体・遮水・翼壁・ゲート・ゲート操作室等の細部構造，景観計画 ・施工計画（搬入出路，施工ヤード，下部仮設，上部架設，道路施工，工事工程，施工順序等） ・設計計算結果，設計図面，数量	
第 5 回	令和 4 年 3 月 16 日	成果品の照査	・設計計算結果，設計図面，数量 ・コスト縮減，新技術，リサイクル計画書，申送り事項等 ・成果品全般	



図1.6.1 検査員の構成

1.7 成果品の内容および部数

1.7.1 仕　様

「特記仕様書」第１章，第 24 条より，以下のとおりである。

「特記仕様書」第１章，第 24 条（成果物の提出）

第２４条　成果物の提出
本業務は、電子納品対象業務とする。
電子納品とは、本業務の最終成果物を電子データで納品することをいう。
提出する成果物は以下のとおりとする。
・電子データ　２部（正・副）
なお、紙による報告書提出は、調査職員と協議のうえ決定する

「特記仕様書」第１章，第 25 条（公開用成果物の作成）

第２５条　公開用成果物の作成
本業務は、公開用成果物の作成対象業務とする。成果物の作成にあたって、個人情報等の公開すべきでない情報がある場合は、調査職員との協議に基づきマスキング等の措置を行い、公開用成果物を別途とりまとめる。

「特記仕様書」第１章，第 18 条（BIM/CIM 活用業務について）

（４）BIM/CIM モデルの納品
「BIM/CIM モデル電子納品の手引き」に基づき、BIM/CIM モデルを納品する。
(http://www.mlit.go.jp/tec/tec_tk_000037.html)

受注者（弊社）のウィルス対策は以下の要領で実施する。

受注者（弊社）のウィルス対策

1.ウィルスチェックソフトによるチェック（各 PC）
・ESET Endpoint Antivirus
2.セキュリティの確保（検索エンジン・パターンファイル等）に必要な情報のチェック
・ウィルス情報を常時更新可能な環境を構築
⇒インターネットを介して更新情報を１日１回チェック
・検索エンジン，パターンファイル等の更新に応じて対応
3.ウィルスチェックの頻度
・常時監視
・電子データ等の作成時

1.7.2 成果品の内訳

「共通仕様書」より，成果品の一覧は表 1.7.1～表 1.7.4 のとおりである。

表1.7.1 成果品の一覧（橋梁詳細設計）

設計種別	設計項目	成果品項目	縮　尺	摘　要
橋梁詳細設計	設計図	橋梁位置図	1:25,000 ～1:50,000	・市販地図等
		一般図	1:50～1:500	・橋種，設計条件，地質図，ボーリング位置等を記入
		線形図	適宜	・平面，縦断，座標
		構造一般図	1:50～1:500	
		上部工構造詳細図	1:20～1:100	・主桁，横桁，支承，伸縮装置，排水装置，防護柵，遮音壁，検査路等，PC 鋼材緊張順序等施工要領
		下部工構造詳細図	1:20～1:100	・橋台，橋脚等
		基礎工構造詳細図	1:20～1:100	・杭，深礎，ウェル，ケーソン等
		仮設工詳細図	適宜	・仮締切り，土留め，仮橋等
	数量計算	数量計算書	－	・材料表，塗装面積，溶接延長等
	報告書	設計概要書	－	
		設計計算書	－	
		線形計算書	－	
		施工計画書	－	・施工方法，特記事項等
		その他参考資料	－	・検討書

表1.7.2 成果品の一覧（道路詳細設計）

設計種別	設計項目	成果品項目	縮　尺	摘　要
道路詳細設計	平面設計	路線図	1:2,500 ～1:50,000	・市販地図等
		平面図	1:500 または 1:1,000	
	縦断設計	縦断図	V=1:200 H=1:1,000 または V=1:100 H=1:500	・地形条件等必要に応じて縮尺を変更可 V=1:100, H=1:1,000 等
	横断設計	標準横断図	1:50 または 1:100	
		横断図	1:100 または 1:200	
		土積図	縦断図 V=1:400 H=1:2,000 土積図 H=1:2,000=1cm を 10,000m^3 ま たは 20,000m^3	・適宜
	構造物設計	詳細図	適宜	
	仮設構造物設計	仮設工詳細図	適宜	
	用排水設計	用排水系統図	1:500 または 1:1,000	
		詳細図	適宜	・特殊形状
		流量計算書	―	
	舗装工設計	舗装工詳細図	適宜	
	数量計算	数量計算書	―	
	報告書	報告書	―	

表1.7.3 成果品の一覧（道路予備設計）

設計種別	設計項目	成果品項目	縮　尺	摘　要
道路予備設計	平面設計	路線図	1:2,500 ～1:50,000	・市販地図等
		平面図	1:1000	
	縦断設計	縦断図	V=1:100～1:200 H=1:1000	
	横断設計	標準横断図	1:50 または 1:100	
		横断図	1:100 または 1:200	
	構造物設計	一般図	1:200～1:500	
	用排水設計	用排水系統図	1:1000	
		流量計算書	―	
	用地幅杭計画	用地幅杭表	―	
	概算工事費	数量計算書	―	用地補償の数量含む
		概算工事費	―	
	報告書	報告書	―	

表1.7.4 成果品の一覧（樋門予備設計）

設計種別	設計項目	成果品項目	縮　尺	摘　要
樋門予備設計	設計図	位置図	1:2,500～1:50,000	
		平面図	1:500～1:1,000	
		縦断図	V=1:50～1:100 H=1:200～1:1000	
		横断図	1:100～1:500	
		本体工一般図	1:100～1:1000	
		付帯工一般図	1:100～1:1000	・取付護岸，階段， 魚道，管理橋等
		機電設備工一般図	1:100～1:1000	・ゲート・ポンプ等の 機電設備
		施工計画図	1:20～1:1000	・上屋構造，意匠図
	設計報告書	基本事項検討書	－	・基本緒元の検討， 構造形式の検討
		施工計画書	－	・施工法の検討， 仮締切計画の検討， 全体計画の検討
		概算工事費	－	・概算数量，概算工事費
		考察	－	・課題整理， 今後の調査事項

成果品目録は表 1.7.5 のとおりである。

表1.7.5 成果品目録

成果品目録	
【第 1 編】設計説明書	・業務課程の明確化，設計根拠および設計図書等の整理
【第 2 編】線形計算書	・主桁・フーチング（4 隅），橋座（支承含む） ・道路平面線形
【第 3 編】上部構造設計計算書	・3 径間連続鋼鈑桁（L=170.6m） ・ベント＋自走クレーン架設
【第 4 編】下部構造設計計算書	・逆 T 式橋台：2 基 ・壁式橋脚：2 基　　・場所打ち杭：1 基
【第 5 編】仮設構造物設計計算書 仮桟橋設計計算書	・仮設土留め（切梁式）：9 基 ・仮桟橋：3 橋
【第 6 編】樋門設計	・樋門予備設計：1 箇所 ・流域排水計画
【第 7 編】数量計算書と概算工事費	・橋梁：下部，上部，付帯施設と概算工事費 ・道路：土工，排水，付帯施設等
【第 8 編】関係機関協議用資料	・国交省，福島県，福島県警，須賀川市
【第 9 編】現地踏査報告書	・現地踏査写真，合同現地踏査結果
【第 10 編】照査報告書	・照査結果
【第 11 編】打合せ記録簿	・押印したもの
■設計図面縮小版	・A3 版（ドッチファイル）：1 部
■電子成果品	・設計成果品（DVD-R：3 部） ・公開用成果品（DVD-R：1 部）

1.8 使用する主な図書および基準類

設計にあたって，使用する基準および参考図書を表 1.8.1～表 1.8.4 に整理する。ただし，設計の主要な段階で最新版であるかを確認する。また，必要に応じて追記する。

表1.8.1 基準類（東北地方整備局発行図書）

■東北地方整備局発行				
No.	基準類	発行年月	発行先	以降の略称
1	設計業務等共通仕様書	令和 3 年 4 月	東北地方整備局	共通仕様書
2	土木工事数量算出要領(案)	令和 3 年 4 月	国土交通省	数量算出要領
3	設計施工マニュアル(案)〔道路橋編〕	平成 28 年 3 月	東北地方整備局	設計施工マニュアル橋梁編
4	設計施工マニュアル(案)〔河川編・道路編〕	平成 15 年 4 月	東北地方整備局	設計施工マニュアル 河川編・道路編
5			東北地方整備局	
6	詳細設計照査要領	平成 29 年 4 月	国土交通省	H29 詳細設計照査要領
7	土木工事標準設計図集	平成 15 年版	東北地方整備局	土木工事標準設計図集
8			東北地方整備局	
9			東北地方整備局	

表1.8.2 使用する基準及び参考図書（共通仕様書に記載あり）

■共通仕様書に記載あり

No.	基準類	発行年月	発行先	以降の略称
1	道路構造令の解説と運用	令和 3 年 3 月	(社)日本道路協会	道路構造令
2	河川事業関係例規集 令和 2 年度版	令和 2 年 10 月	(社)日本河川協会	
3	河川管理施設等構造令	平成 12 年 1 月	(社)日本河川協会	河川構造令
4	河川砂防技術基準(案)同解説【調査編】	平成 30 年 3 月	国土交通省	河川砂防技術基準【調査編】
5	河川砂防技術基準(案)同解説【計画編】	平成 16 年 3 月	国土交通省	河川砂防技術基準【計画編】
6	河川砂防技術基準(案)同解説【設計編】	平成 9 年 5 月	国土交通省	河川砂防技術基準【設計編】
7	河川砂防技術基準(案)同解説【維持管理編】	平成 27 年 3 月	国土交通省	河川砂防技術基準【維持管理編】
8	仮締切堤設置基準(案)	平成 26 年 12 月	国土交通省	仮締切堤設置基準
9	柔構造樋門設計の手引き	平成 10 年 11 月	(財)国土技術研究センター	柔構造樋門設計の手引き
10	河川土工マニュアル	平成 21 年 4 月	(財)国土技術研究センター	河川土工マニュアル
11	ダム・堰施設技術基準(案)同解説	平成 22 年 1 月	(社)ダム・堰施設技術協会	ダム・堰施設技術基準
12	ダム・堰施設技術基準(案)基準解説編・設備計画マニュアル編	平成 28 年 3 月	(社)ダム・堰施設技術協会	ダム・堰施設技術基準基準解説編・設備計画マニュアル編
13	水門・樋門ゲート設計要領(案)	平成 20 年 2 月	(社)ダム・堰施設技術協会	水門・樋門ゲート設計要領
14	土木構造物設計マニュアル(案) -土木構造物・樋門編-	平成 14 年 1 月	(社)全日本建設技術協会	土木構造物マニュアル 樋門編
15	道路橋示方書・同解説Ⅰ[共通編]	平成 29 年 11 月	(社)日本道路協会	道示Ⅰ
16	道路橋示方書・同解説Ⅱ[鋼橋・鋼部材編]	平成 29 年 11 月	(社)日本道路協会	道示Ⅱ
17	道路橋示方書・同解説Ⅲ[コンクリート橋・コンクリート部材編]	平成 29 年 11 月	(社)日本道路協会	道示Ⅲ
18	道路橋示方書・同解説Ⅳ[下部構造編]	平成 29 年 11 月	(社)日本道路協会	道示Ⅳ
19	道路橋示方書・同解説Ⅴ[耐震設計編]	平成 29 年 11 月	(社)日本道路協会	道示Ⅴ
20	鋼道路橋設計便覧	令和 2 年 9 月	(社)日本道路協会	鋼橋設計便覧
21	鋼道路橋施工便覧	令和 2 年 9 月	(社)日本道路協会	鋼橋施工便覧
22	鋼道路橋疲労設計便覧	令和 2 年 9 月	(社)日本道路協会	鋼橋疲労設計便覧
23	コンクリート道路橋設計便覧	令和 2 年 9 月	(社)日本道路協会	コンクリート橋設計便覧
24	コンクリート道路橋施工便覧	令和 2 年 9 月	(社)日本道路協会	コンクリート橋施工便覧
25	道路橋支承便覧(改訂版)	平成 31 年 2 月	(社)日本道路協会	支承便覧
26	杭基礎設計便覧	令和 2 年 9 月	(社)日本道路協会	杭設計便覧
27	杭基礎施工便覧	令和 2 年 9 月	(社)日本道路協会	杭施工便覧
28	防護柵の設置基準・同解説	令和 3 年 3 月	(社)日本道路協会	防護柵設置基準
29	車両用防護柵標準仕様・同解説	平成 16 年 3 月	(社)日本道路協会	防護柵標準仕様
30	道路橋床版防水便覧	平成 19 年 3 月	(社)日本道路協会	床版防水便覧
31	機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドライン	平成 28 年 7 月	機械式鉄筋継手工法技術検討会	機械式鉄筋定着工法のガイドライン
32	道路土工要綱	平成 21 年 6 月	(社)日本道路協会	土工要綱
33	道路土工 盛土工指針（平成 22 年度版）	平成 22 年 4 月	(社)日本道路協会	盛土工指針
34	道路土工 擁壁工指針（平成 24 年度版）	平成 24 年 7 月	(社)日本道路協会	擁壁工指針
35	道路土工 仮設構造物工指針	平成 11 年 3 月	(社)日本道路協会	仮設工指針
36	土木工事数量算出要領(案)	令和 3 年 4 月	国土交通省	数量算出要領
37	土木設計業務等の電子納品要領	令和 2 年 3 月	国土交通省	電子納品要領
38	電子納品運用ガイドライン【業務編】	令和 2 年 3 月	国土交通省	電子納品ガイドライン
39	CAD 製図基準	平成 29 年 3 月	国土交通省	CAD 製図基準
40	CAD 製図基準に関する運用ガイドライン	平成 29 年 3 月	国土交通省	CAD 製図基準ガイドライン
41	デジタル写真管理情報基準	平成 28 年 3 月	国土交通省	デジタル写真基準

表1.8.3 共通仕様書にない基準を補完する資料（共通仕様書に記載なし）

■共通仕様書に記載なし

No.	基準類	発行年月	発行先	以降の略称
1	BIM/CIM 活用ガイドライン（案） 第１編 共通編	令和３年３月	国土交通省	BIM/CIM 活用ガイドライン（案）第１編 共通編
2	BIM/CIM 活用ガイドライン（案） 第２編 河川編	令和３年３月	国土交通省	BIM/CIM 活用ガイドライン（案）第２編 河川編
3	BIM/CIM 活用ガイドライン（案） 第５編 道路編	令和３年３月	国土交通省	BIM/CIM 活用ガイドライン（案）第５編 道路編
4	BIM/CIM モデル等電子納品要領（案）及び同解説	令和３年３月	国土交通省	BIM/CIM モデル等電子納品要領
5	福島県土木設計マニュアル【道路編】	平成29年４月	福島県土木部	福島県土木設計マニュアル 道路編
6	福島県土木設計マニュアル【橋梁編】	平成29年４月	福島県土木部	福島県土木設計マニュアル 橋梁編
7	福島県土木設計マニュアル【河川編】	平成29年４月	福島県土木部	福島県土木設計マニュアル 河川編
8	福島県土木工事標準設計図集	令和２年３月	福島県土木部	福島県土土木工事標準設計図集

表1.8.4 参考図書（共通仕様書に記載なし）

■共通仕様書に記載なし

No.	基準類	発行年月	発行先	以降の略称
1	工作物設置許可基準	平成10年11月	(財)国土技術研究センター	工作物設置許可基準
2	内水処理計画策定の手引き	平成７年２月	(財)国土技術研究センター	内水処理計画策定の手引き
3	護岸の力学設計法 改訂	平成19年11月	(財)国土技術研究センター	護岸の力学設計法
4	令和３年度版 国土交通省土木工事積算基準	令和３年５月	(財)建設物価調査会	R3 土木工事積算基準
5	令和３年度 国土交通省土木工事標準積算基準書<共通編>	令和３年７月	(財)建設物価調査会	R3 土木工事標準積算基準<共通編>
6	令和３年度 国土交通省土木工事標準積算基準書<河川・道路編>	令和３年７月	(財)建設物価調査会	R3 土木工事標準積算基準書<河川・道路編>
7	土木工事積算基準マニュアル 令和３年度版	令和３年８月	(財)建設物価調査会	R3 土木工事積算基準マニュアル
8	設計要領 第二集 橋梁建設編	平成28年８月	㈱高速道路総合技術研究所	NEXCO 要領第二集
9	令和３年度版 橋梁架設工事の積算	令和３年５月	(社)日本建設機械施工協会	R3 橋梁架設工事の積算
10	2008 年度版 輸送マニュアル	平成20年７月	(社)日本橋梁建設協会	輸送マニュアル
11	移動式クレーン，杭打機等の支持地盤養生マニュアル	平成12年３月	(社) 日本建設機械施工協会	クレーン養生マニュアル
12	デザインデータブック	令和３年６月	(社)日本橋梁建設協会	デザインデータ
13	土木工事仮設計画ガイドブックⅠ 平成23年改訂版	平成23年３月	(社)全日本建設技術協会	仮設計画ガイドブックⅠ
14	土木工事仮設計画ガイドブックⅡ 平成23年改訂版	平成23年３月	(社)全日本建設技術協会	仮設計画ガイドブックⅡ
15	土木構造物設計ガイドライン	平成11年11月	(社)全日本建設技術協会	土木構造物ガイドライン
16	土木構造物設計マニュアル(案) -土木構造物・橋梁編-	平成11年11月	(社)全日本建設技術協会	土木構造物マニュアル 橋梁編
17	橋梁撤去技術マニュアル 第５回改訂版	平成29年９月	北陸橋梁撤去技術研究会	橋梁撤去技術マニュアル

1.9 連絡体制（緊急時含む）

1.9.1 安全管理

1.9.2 現地踏査

現地踏査にあたっては,安全管理に十分配慮するとともに,人身等の災害防止に努める。
実施にあたっての安全対策は以下のとおりであり，これらを徹底する。

1)乗り込み時安全教育
　現場へ新たに乗り込む者に対しては，安全教育を実施，現地調査時のＫＹ活動を通じて安全指導を行う。その結果を安全教育記録に記録する。

2)一般安全管理対策
○現地踏査実施前
・天候，道路状況，現地工事状況等の情報を収集し，工程計画を立てるとともに緊急時連絡体制（図 1.9.1）を明確にする。
・踏査は，事前に調査職員にスケジュールを連絡する。
・2 名以上で現場に赴き，現道に立ち入る場合は，１名が保安員として交通に支障がないようにする。

現地踏査時の班編成

項　目		氏　名	業務体制上の役割
踏査メンバー	責任者	[redacted]	管理技術者（テクリス）
	サブリーダー	[redacted]	担当技術者（テクリス）
	構成員	[redacted]	担当技術者（テクリス）
		[redacted]	担当技術者（テクリス）
		[redacted]	担当技術者（テクリス）
		[redacted]	担当技術者（テクリス）

※責任者またはサブリーダーのうち，いずれかは必ず同行する。
※責任者が同行出来ない場合は，サブリーダーのいずれかが班責任者を代行する。

○踏査作業実施時
・踏査開始前に「ＴＢＭ－ＫＹ」を行い,「健康状態」を確認する。作業内容の手順・どんな危険があるか，どのように対処するかを打合わせる。その結果は KY シートに記録する。
・服装やヘルメットは正しく着用する。安全チョッキを着用する。
・踏査時には，救急箱（三角巾，包帯，絆創膏，消毒液，抗ヒスタミン軟膏，冷却スプレー等）や非常食を携帯する。
・東北地方整備局福島河川国道事務所発行の身分証明書を必ず携帯する。
・踏査では，長袖上衣，ズボン，長靴および手袋を着用する。
・熱中症対策が必要な場合は，以下の対応をとる。
　熱中症対策応急キットを携帯する。
　昼の休憩以外に小休憩時間を設ける。
　（暑さ指数(WBGT)に応じて休息回数を増やす）
　　※暑さ指数は「環境省 熱中症予防情報サイト」を参考にする。
　休憩時には水分，塩分を補給するとともに互いに体調（顔色等）を確認する。
　症状が出た場合は，速やかに病院へ搬送する。
・ハチ対策(スズメ蜂)
【対策】白い帽子(ヘルメット)，白系の衣服を着る。
　身を低くする。
　蜂に遭遇したら，ゆっくり下がりながら逃げる。
　蜂の巣に近づかない。
　手で払わない。
　スズメ蜂の場合「カチカチ」音がしたら威嚇警報である。
【刺された時】
　毒を絞り出す(口で吸い出さず，指でつねって絞り出す)。
　良く水で洗い冷やす(毒の回りを遅くする)。
　抗ヒスタミン軟膏を塗布する。
　近隣の総合病院へ搬送もしくは救急(119)に連絡し搬送する。

・クマ対策
【対策】作業中はラジオを付け，人の存在を知らせる。
朝夕，雨天，霧の日は行動が活発なので特に注意する。
単独行動は避ける。
熊の爪跡やフンに注意する。
・イノシシ対策
【対策】大騒ぎしたり，イノシシを威嚇，攻撃したりせず，刺激を与えないようにその場を離れる。単独行動は避ける。
・サル対策
【対策】大騒ぎしたり，サルを威嚇，攻撃したりせず，刺激を与えないようにその場を離れる。単独行動は避ける。
・ヘビ対策
【対策】茂み等を歩く時には十分注意し，やたらとヘビを捕まえようとしたりしない。
【咬まれた時】
それがヘビかどうか，種類は何かなどをできるだけ確認し，その情報を医師等に伝える。
傷口を切って毒を吸い出したり，止血したり，冷やしたりせずに，安静にさせてすばやく病院に連れて行く。

害獣を発見した場合の連絡先
福島県生活環境部自然保護課　野生生物担当(Tel)024-521-7210

・天候の急変に備えて雨具等を携行する。
・転倒のしやすい箇所は足元に注意し，無理な体勢はしない。
・タバコの喫煙時には携帯灰皿を使用し，吸殻の投げ捨ては絶対にしない。
・踏査時に点検路の安全確認も行い，危険箇所はトラロープで通行できなくしたうえで，調査職員に連絡する。
・不安全行動は行わない。
足場が悪いところの通行⇒足場の不安定な箇所は浮石等を確認しながら通行する。
・災害発生時の行動を表 1.9.1 に整理する

表1.9.1 災害発生時の行動

災　害	緊急処置
事　　故 交通事故 労働災害	(重傷) ・けが人を安静にし，救急車を呼ぶ。 ・必要連絡先に一報をいれる。 ・現状の保持に努める。 (軽傷) ・応急処置を施す。 ・必要連絡先に一報をいれる。 ・現場連絡車で病院に行く。
火　災	・消防署に連絡する。 ・現場に居る人で消火に努める。 ・安全な場所に避難する。

○踏査一時中断および中止基準
・気象条件により，踏査が困難と判断した場合，現場技術者は自主判断により踏査を一時中断する。
・強度の降雨，強い地震により災害発生の恐れが高いと判断される場合は踏査を中止する。踏査を中止した場合は，調査職員に連絡し，踏査再開等その後の対応を協議する。
・踏査の一時中断，中止および踏査の再開基準は表 1.9.2 のように定める。

表1.9.2 踏査中止(または一時中断)及び再開基準表

異常気象	基準値	判断基準及び対応	作業再開基準
雨	時間雨量 10mm 程度の降雨 （雨中作業が困難なとき）	踏査一時中断 雨量情報の収集	雨が小降りになった場合 （踏査再開については現場技術者と管理技術者が協議して判断する）。
	時間雨量 30mm の降雨 規制区間にあっては規制基準雨量の 60%の連続雨量を観測した場合。（近傍テレメータによる）	踏査中止	－
風	風に向かって歩くことが困難な場合 （おおむね風速 15m/sec 程度）	踏査一時中断 安全な場所へ移動	風がやんだ場合 （踏査再開については現場技術者と管理技術者が協議して判断する）。
波浪	作業場所において波しぶきがかかる場合	踏査一時中断 安全な場所へ移動 波浪に関する情報の収集	波が収まった場合 （踏査再開については現場技術者と管理技術者が協議して判断する）。
	該当地域に，波浪に関する警報・注意報が発令された場合。	踏査中止	－
雷	稲妻・雷鳴を確認した場合。	踏査一時中断 安全な箇所へ移動。	稲妻・雷鳴が収まり 30 分経過した後 （踏査再開については現場技術者と管理技術者が協議して判断する）。
地震 津波	地震を感じた場合	踏査一時中断 海岸近くにいる場合は高台に移動する。 地震・津波情報の収集	当該出張所管内すべての基準地震観測所で震度 3 以下の場合 （踏査再開については現場技術者と管理技術者が協議して判断する）。
	管内で震度 4 以上の地震。	踏査中止	－
	福島県沿岸に津波に関する警報・注意報が発令された場合	踏査中止	－

○事故発生時

・事故が発生したときには，即座にその状況を調査職員に報告し，適切な処置をとる。

・事故発生時には，まず被災者を救出・応急手当し，必要に応じて救急車を手配する。

・二次災害を防ぐ措置をとる。

・事故発生時の報告は，整備局へ 30 分以内に報告できるように，調査職員へ 15 分以内に第一報を入れる。その後に詳細に確認し逐次報告する。

3)交通安全対策

・車両の点検・整備を行うとともに交通法規を厳守し，交通事故を防止する。
また，道幅の狭い箇所では地元車両を優先する。

・駐車して点検する場合は，駐車場所位置図，駐車場所一覧表に示す位置に駐車する。
バス停留所は利用しない。冬期は除雪基地を使用しない。路上駐車等は行わない。

・車は施錠し，ダッシュボードに作業中プレートを置く。

表1.9.3　周辺住民からの質問に対する対応例

＜質　問＞	＜対　応＞
何をしているのですか？	国土交通省（東北地方整備局福島河川国道事務所）から業務委託を請けて橋梁詳細設計に関する調査をしています。
何処の会社ですか？	東京コンサルタンツ株式会社の○○です。 （社員証，名刺，身分証明書等を提示）
調査はいつまでかかりますか。	今回の調査は本日から○○までこちらで立ち入らせて頂きます。 今後，必要に応じて何度かこちらに立ち入る予定です。
工事に関する内容の質問	私どもは調査を請け負っており，工事については分かりかねます。 工事等については，福島河川国道事務所にお尋ねください。
道路に関するクレーム	電話による相談：福島河川国道事務所（TEL)024-573-2191 ※伺った内容は，事務所に報告する。

1.9.3 新型コロナウイルス感染に関する業務対応

(1) 感染防止対応

・打合せ，関係機関協議および現場への出発前には，必ず検温する。

・移動中および執務中（屋外作業等を含む）は，マスクまたはフェースシールドを着用する。

・休憩時および店舗等への立ち寄りの際は，手洗い・消毒を徹底する。

・顧客協議に加え，執務室内でのマスク着用と，不要な会話や大声を慎む。

・ネット会議を活用するなどして，極力，移動を減らすよう工夫する。

・体温が 37 度以上，咳，倦怠感等がある場合は，打合せ，関係機関協議および現場作業には参加させない。

(2) 感染者または濃厚接触者発生時の対応

・管理技術者は感染者または濃厚接触者情報の報告を受けたら，直ちに業務の緊急時連絡網（図 1.9.1 参照）に従って，感染者または濃厚接触者が担当する業務の発注者（課長等)に業務関係者が感染した旨を報告する。なお，PCR 検査を受けることが判明した時点で発注者に報告する。

・報告する情報は下記とし，感染者の個人情報の扱いに十分留意すること。

1)業務名，2)会社名，3)発症日，4)性別，5）年代，6）人数，7)職務

＜報告記載例＞
受注者が新型コロナウイルスに感染（または濃厚接触）したことが判明したので報告します。
○○業務，○○（株)，○月○日発症，４０代男性１名，５０代男性２名，主担当者

・感染者，濃厚接触者および休業部署の社員の勤務は，以下のとおりとする。

①感染者および濃厚接触者が発生した事業所は，消毒作業が完了するまでは閉鎖し，自宅待機とする。

②感染者，濃厚接触者および閉鎖中の事業所の社員は在宅勤務を原則とするが，業務の内容および自宅の作業環境により在宅勤務が困難な場合は休暇とする。

③濃厚接触者は，感染者と最後に接触のあった翌日から 14 日目まで自宅待機して，健康観察を実施するものとし，自宅待機中は外出を自粛しなければならない。

④業務担当社員が休暇となる場合は，所属部長と管理技術者が協議して，業務の処理方法を協議する。

※濃厚接触者：感染者の感染可能期間（症状を呈した 2 日前から隔離開始まで）に接触した者のうち，次の範囲に該当する者（国立感染症研究所　R2.4.20）
・患者と同居あるいは長時間の接触（車内，航空機内等を含む）があった者
・適切な感染防護無しに患者を診察，看護若しくは介護していた者
・患者の気道分泌液もしくは体液等の汚染物質に直接触れた可能性が高い者
・手で触れることの出来る距離（目安として 1 メートル）で，必要な感染予防策なしで，感染者と 15 分以上の接触があった者

1.9.4 放射線対策

作業員の被ばく低減を第一に考え，「特定線量下業務に従事する労働者の放射線障害防止のためのガイドライン（H26.11 厚生労働省)」を参考に，以下のとおり対策を講じる。

(1) 平均空間線量率の測定・評価

・踏査箇所近傍の空間線量測定結果を確認する。

原子力規制委員会：https://radioactivity.nsr.go.jp/map/ja/area.html

福島県放射能測定マップ：http://fukushima-radioactivity.jp/pc/

・踏査作業開始前に予め空間線量率を測定し，2.5μSv/h 以下であることを確認する。

・空間線量率が 2.5μSv/h を超える場合は，原則，その場所での作業を避け，別の日に改めて踏査する。

・平均空間線量率は 3 箇所程度で，地上 1m の高さで測定する。

・空間線量率が 0.17μSv/h を大きく超える場合(1.0μSv/h 程度以上)，近傍に汚染土仮置きや局所的な汚染箇所の存在が考えられるので，その場所での作業を 1 時間以内に限定する。

(2) 線量の測定結果の記録

・空間線量の測定結果は，「被ばく線量記録表」に記載する。

被ばく線量記録表

業 務 名 ：
作業員名：

①測定日	②測定箇所	③天候	③測定時間	④外部線量	⑤判定
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			： ～ ： 時間	μSv/h	
			累積線量	μSv/h	

※空気線量の測定は、地上から1m位置で行う。

※空気線量のが2.5μSv/hを超える場合は、原則、その場所での作業は中止する。

(3) 服装および装備

・調査時の服装等は，汚染土壌の付着および内部被ばくを防止するため，以下のとおりとする。

長靴，長袖，長ズボン，手袋（軍手等），ヘルメット，マスク，線量計

・空間線量を測定し記録するために，線量計と被ばく線量記録表を持参する。

(4) 踏査時の注意点

①踏査前

・調査員は，お互いの服装を確認する。

・調査員は，線量計の作動が正常であることを確認し，初期値を記録する。

②踏査中

・雨水が集まりやすい箇所，雨水の排水溝（特に土砂等が堆積している排水孔），樹木の下で草等が繁殖している場所，落葉等が堆積していない場所等は放射性物質が集積しやすいので，必要がない場合は，極力，近づかない。

・作業中に水分を補給する場合は，事前にうがい，手洗いする。

③踏査後

・作業に伴う汚れが残っているところはよく洗う。

・内部被ばく防止のため，速やかに手洗い，うがい，洗顔を行う。また，やむを得ず体が汚れた場合は，シャワー，風呂等で汚れを洗い流す。

・作業に使用した衣類等は洗濯したうえで再使用する。

・マスクなど使い捨てのものは廃棄し，適切にゴミを処理する。

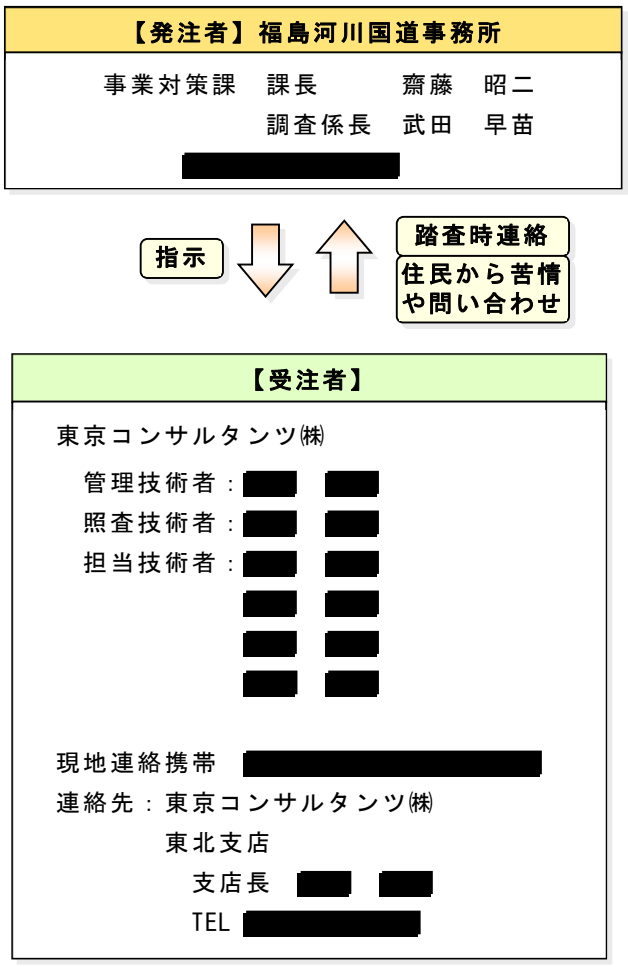
・用具類は，使用後によく洗う。

1.9.5 現地踏査時連絡体制

現地踏査時には，踏査開始時と踏査終了時に，現地踏査の主担当者が発注者に作業開始と作業完了を電話連絡する。また，現地踏査時に異常を発見した場合や住民から苦情や問い合わせ等があった場合に発注者に随時，報告する。

近接調査等において異常を発見した場合は，発注者に報告して，緊急調査等が生じた場合は，協議の上，早急に対応する。

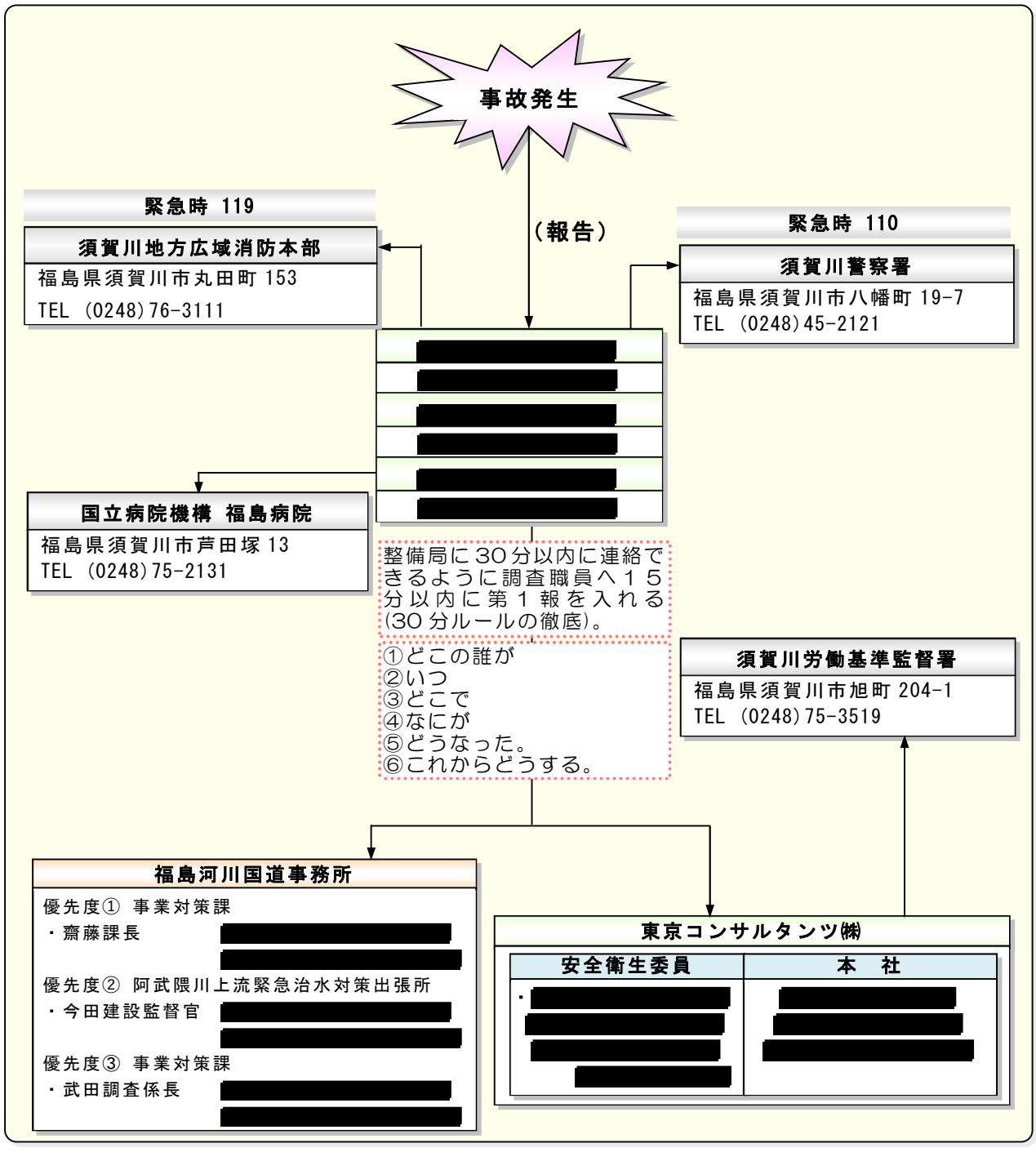
連絡体制は以下のとおりとする。



1.9.6 緊急時の連絡体制

現地踏査等を行うにあたっては，安全管理に十分配慮する。

連絡体制（緊急時含む）は図 1.9.1 のとおりである。なお，緊急事態発生後，即時に発注者に連絡し，**30 分以内**に局への連絡等をすべて完了するようにする。



※出張所への連絡は，緊急事態発生により国道の通行に支障が生じる場合に行う。

図1.9.1 連絡体制（緊急時含む）

これらの施設位置は図 1.9.2 のとおりである。

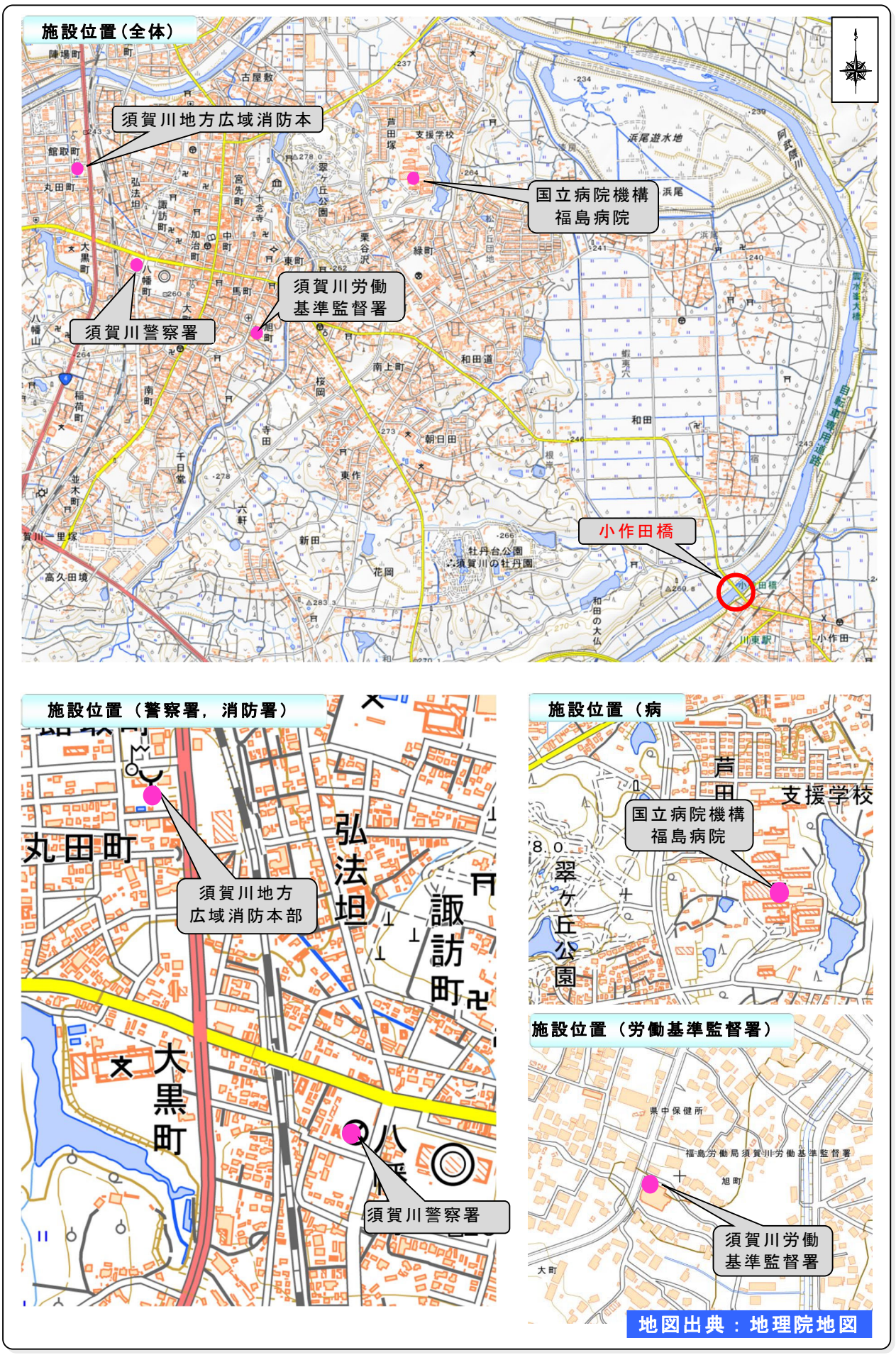

施設位置(全体)
須賀川地方広域消防本
国立病院機構
福島病院
須賀川労働
基準監督署
須賀川警察署
小作田橋
施設位置（警察署，消防署）
丸田町
弘法坦
諏訪町
大黒町
須賀川地方
広域消防本部
須賀川警察署
施設位置（病
芦田
支援学校
国立病院機構
福島病院
翠ケ丘公園
施設位置（労働基準監督署）
県中保健所
福島労働局須賀川労働基準監督署
旭町
須賀川労働
基準監督署
大町
地図出典：地理院地図

図1.9.2 施設位置

1.10 使用する主な機器

現地作業等で使用する機器はない。

1.11 その他

1.11.1 個人情報の取扱い

(1) 個人情報の管理体制

個人情報に関する管理者および会社保有情報の取扱いに関する同意書は表 1.11.1 のとおりである。担当する技術者の個人情報は当社規定（表 1.11.1 の誓約書）により同意を得ている。また，情報の利用に関しても通知している。必要な場合は，誓約書を提出する。

表1.11.1 個人情報に関する管理者および会社保有情報の取扱いに関する同意書

・会社全体の個人情報取扱い責任者	本社総務部長 [redacted]
・当該契約事務に関する責任者	東北支店支店長 [redacted]

【会社保有情報の取扱いに関する同意書】

誓 約 書

東京コンサルタンツ株式会社 御中

私は下記の事項を遵守・履行し，誠実に職務に精勤することを誓います。

1．社内規則およびその他諸規程命令（以下「規則等」という）を遵守し，会社の発展に全力を尽くすこと

2．会社の信用を毀損するような行為はしないこと

3．会社の許可を得ないで会社以外の業務に従事しないこと

4．先に提示した履歴書その他身上に関する書類ならびに採用の際の陳述に事実に相違する事項があった場合には全責任を負うこと

5．故意または重大な過失により会社に損害を及ぼしたときはその責任を負うこと

6．会社の機密は勿論その他重要事項に関しては下記のように一切他に漏洩しないこと

記

機密保持に関する誓約

私は以下の事項を遵守することを誓約いたします。

第１条（機密保持の誓約）

会社の規則等を遵守し，次に示される会社の業務上の情報（以下「機密情報」という）について，会社の許可無く，いかなる方法をもってしても，第三者へ開示，漏洩，もしくは使用しないことを約束します。

1．顧客に関する情報ならびに取引先に関する情報

2．会社決算および経営方針に関する情報

3．業務に関するすべての情報

4．受注および各種契約に関する情報

5．コンピュータシステムをはじめとする設備に関する情報

6．人事，労務，経理および出納に関する情報

7．給与および給与の計算方法に関する情報

8．その他上記に準ずる情報および知識

9．前各号に掲げるほか会社が特に機密保持対象として指定した情報

第２条（退職後の機密保持）

機密情報については会社を退職した後においても，第三者へ開示，漏洩もしくは使用しないことを約束いたします。

第３条（損害賠償）

前各条項に違反して，会社の機密情報を開示，漏洩もしくは使用した場合，法的な責任を負担するものであることを確認し，これにより会社が被った損害を賠償することを約束いたします。 以 上

平成 年 月 日

現住所

氏 名 ㊞

2010.07.12版

(2) 個人情報記録の取扱い

「4.業務組織計画」に記載する担当者をアクセス権限者として，情報を管理する。

発注者の指示または承諾により，個人情報が記録された資料等を複写する場合は，業務完了後，必ず破棄または消去する。

1.11.2 行政情報管理体制の確保

行政情報の取扱いにおいては，関係法令を遵守するとともに，「共通仕様書」第 1137 条および発注者の指示事項に従う。また，この業務を履行する際に取り扱う行政情報においては，発注者の許可なく，この業務の目的以外には使用しない。

(1) 社内教育

嘱託社員および有期契約社員を含む全社員に対し，定期的に行政情報の取扱いについて教育して，周知徹底を図る。また，社員退職後においても行政情報の流出防止を徹底する。

(2) 電子情報記録の取扱い

発注者の指示または承諾により電子データを複写する場合は，業務完了後，必ず破棄または消去する。

この業務関係者が使用するパソコン等のハードおよびソフトはセキリュティ対策を講じたうえで，情報管理責任者が許可したパソコン以外は使用しない。

パソコン内に保存された電子情報の外部電子媒体への複写に対し，情報管理責任者は制限を設定する。

(3) 事故発生時の措置

情報漏洩等の事故が発生した場合は，以下の手順で対応する。

①ただちに発注者へ報告して指示を仰ぎ，データ漏洩の場合は，漏洩経路を遮断する。

②事故原因を明らかにするとともに，事故による影響および被害を特定のうえ，再発を防止するための措置を策定・実施する。

(4) 情報管理体制

情報取扱者名簿および情報管理体制は以下のとおりである。

別紙３

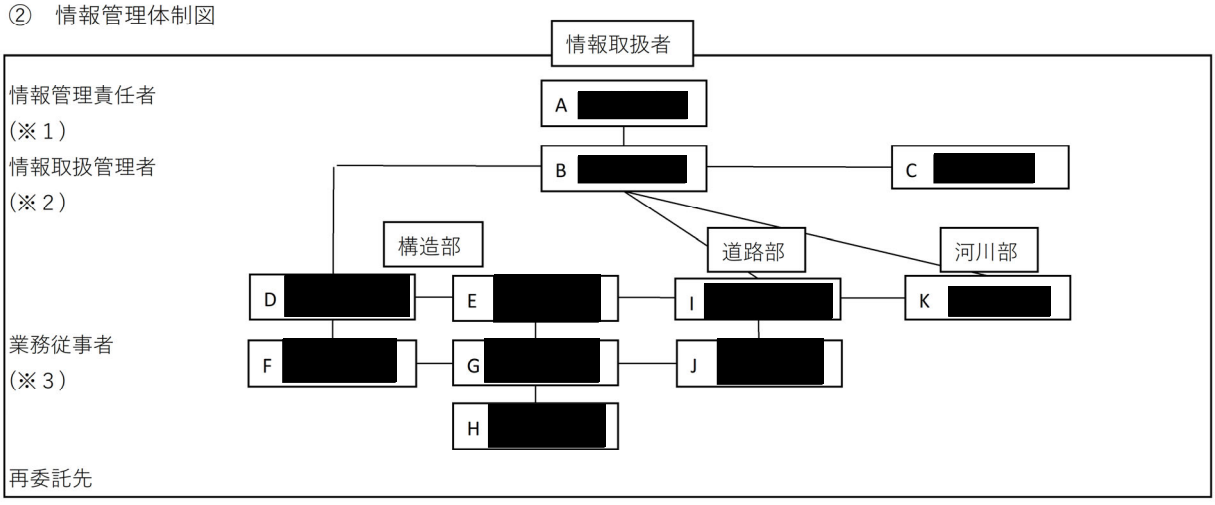
情報取扱者名簿及び情報管理体制図

①　情報取扱者名簿　※情報取扱者は本業務の遂行のために最低限必要な範囲の者とします。

		氏名	住所	生年月日	所属部署	役職
情報管理責任者（※１）	A	[redacted]				
情報取扱管理者（※２）	B					
	C					
業務従事者（※３）	D					
	E					
	F					
	G					
	H					
	I					
	J					
	K					
再委託先	L	該当なし				

（※１）　本業務における情報取扱のすべてに責任を有する者
（※２）　本業務の進捗状況などの管理を行う者で、本業務で知り得た保護すべき情報を取り扱う可能性のある者。
（※３）　本業務で知り得た保護すべき情報を取り扱う可能性のある者。

②　情報管理体制図



※本業務の遂行にあたって、保護すべき情報を取り扱うすべての者を記載します(再委託先も含む)。

③　その他

・情報管理規則等の内規を別途添付します。

(5) 個人情報保護方針

弊社の個人情報保護方針を以下に添付する。

個人情報保護方針

当社は企業の果たすべき重要な責務として，個人情報保護に関する法規制に基づき，次のとおり「個人情報保護方針」を策定し，当社の役員，従業員のすべてがこの「個人情報保護方針」を理解し，個人情報の一層の保護に対して継続的な改善に努めてまいります。

【個人情報の取扱いについて】

1）個人情報の収集，利用，破棄

個人情報保護の重要性を強く認識し，当社の事業目的の範囲内でのみ個人情報を収集，利用および破棄を行う。

2）個人情報への安全管理措置の実施

個人情報への不正なアクセス，個人情報の紛失，破壊，改ざんおよび漏洩などを防止するため，合理的な安全対策および是正，予防措置を講ずる。

3）個人情報に関する法令および規範などの遵守

個人情報に関する法令およびこれに基づく各種ガイドラインなどの規範を遵守し，かかる法令などを遵守する。

4）個人情報保護の継続的社員教育の実施

個人情報を正確に取扱い，適切に利用するため，またその保護を徹底するため，社員教育を定期的に（原則 1年に 1回）実施する。

令和2年12月4日　策定

東京コンサルタンツ株式会社
代表取締役社長　正和　博徳

1.11.3 保険加入

「特記仕様書」第 1 章，第 32 条に基づき，雇用者等を被保険者とする保険［社会保険（健康保険・厚生年金保険），労働保険（労災保険・雇用保険）］に加入している。

保険加入を証明する書類の提示を請求がある場合には提出する。

※出典：「特記仕様書」第 1 章，第 32 条（保険加入）

第３２条　保険加入

受注者は共通仕様書第 1139 条に示されている保険に加入している旨を業務計画書に明示すること。

ただし、調査職員（監督職員）からの請求があった場合は、保険加入を証明する書類を提示しなければならない。

1.11.4 テクリス

業務実績情報システム（TECRIS）に基づき，受注時は契約後，休日等を除き 15 日以内に，登録内容の変更時は変更があった日から休日等を除き 15 日以内に，完了時は完了後休日等を除き 15 日以内に「業務実績データ」を作成し，調査職員の確認を受けたうえ，（財）日本建設情報総合センターに公衆回線を通じてオンラインで提出する。

［契約時登録］令和 3 年 3 月 22 日契約⇒休日等を除き 15 日以内に登録する

※出典：「共通仕様書」第 1110 条

３．受注者は、契約時又は変更時において、契約金額が 100 万円以上の業務について、業務実績情報システム（以下「テクリス」という。）に基づき、受注・変更・完了・訂正時に業務実績情報として作成した「登録のための確認のお願い」をテクリスから調査職員にメール送信し、調査職員の確認を受けた上で、受注時は契約締結後、15 日（休日等を除く）以内に、登録内容の変更時は変更があった日から、15 日（休日等を除く）以内に、完了時は業務完了後、15 日（休日等を除く）以内に、訂正時は適宜、登録機関に登録申請しなければならない。なお、登録できる技術者は、業務計画書に示した技術者とする（担当技術者の登録は８名までとする）。

また、受注者は、契約時において、予定価格が1,000万円を超える競争入札により調達される建設コンサルタント業務において調査基準価格を下回る金額で落札した場合、テクリスに業務実績情報を登録する際は、「低価格入札である」にチェックをしたうえで、「登録のための確認のお願い」を作成し、調査職員の確認を受けること。

また、登録機関発行の「登録内容確認書」はテクリス登録時に調査職員にメール送信される。なお、変更時と完了時の間が、15日間（休日等を除く）に満たない場合は、変更時の登録申請を省略できるものとする。

また、本業務の完了後において訂正または削除する場合においても同様に、テクリスから発注者にメール送信し、速やかに発注者の確認を受けた上で、登録機関に登録申請しなければならない。

1.11.5 電子納品に関する事前協議チェックシート

電子納品の内容を以下のチェックシートで確認する。

事前協議チェックシート(調査設計業務用)

(1)協議参加者　　実施日　令和3年4月5日

業務名	阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務			
工期	令和3年3月23日 ～ 令和3年12月20日			
設計書コード	2020826543020002			
発注者	事務所名	国土交通省　東北地方整備局　福島河川国道事務所		
	役職名	事業対策課調査係長		
	参加者名	武田　早苗		
受注者	会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
	役職名	[redacted]		
	参加者名	[redacted]		

(2)適用要領・基準類 ※1

土木設計業務等の電子納品要領	□H16.06 □H20.05 ■H28.03	電子納品運用ガイドライン	□H17.08 □H21.06 ■H28.03
CAD製図基準	□H16.06 □H20.05 □H28.03 ■H29.3	CAD製図基準に関する運用ガイドライン	□H17.08 □H21.06 □H28.03 ■H29.3
デジタル写真管理情報基準	□H18.01 □H20.05 □H22.09 ■H28.03		
測量成果電子納品要領	□H16.06 □H20.12 □H28.03	電子納品運用ガイドライン【測量編】	□H18.09 □H21.06 □H28.03
地質・土質調査成果電子納品要領(案)	□H16.06 □H20.12	電子納品運用ガイドライン(案)【地質・土質調査編】	□H18.09 □H22.08
道路中心線形データ交換標準に関わる電子納品運用ガイドライン	□H20.03 □H28.03	備考	

※1　適用要領基準については、必要に応じ適宜加除を行い利用する。

(3)インターネットアクセス環境、利用ソフト等

発注者	最大回線速度	■1.5Mbps以上	□384Kbps以上	□128Kbps以上	□128Kbps未満
	電子メール添付ファイルの容量制限		■3Mbyte以上	□3Mbyte未満	□2Mbyte未満
受注者	最大回線速度	■1.5Mbps以上	□384Kbps以上	□128Kbps以上	□128Kbps未満
	電子メール添付ファイルの容量制限		■5Mbyte以上	□5Mbyte未満	□3Mbyte未満

基本ソフト	ソフト名またはファイル形式(拡張子)	発注者利用ソフト(バージョンを含めて記載)	受注者利用ソフト(バージョンを含めて記載)
文書作成等	一太郎(.jtd)	一太郎Goverment8	一太郎　Pro2
	Word(.docまたは.docx) ※2	Microsoft Word2010	Microsoft Word　365
	Excel(.xlsまたは.xlsx) ※2	Microsoft Excel2010	Microsoft EXCEL 365
	その他		
CAD図面	SXF形式(.P21またはP2Z)		AutoCAD LT2018
写真	JPEG(.jpg)またはTIFF形式(.tif)		
電子成果	チェックシステム		電子納品チェックシステムVer.14.0.3
その他	PDF	PDF	Adobe Acrobat　2017

※2　再利用等のため、ファイル間でリンクや階層を持った資料など、要領・基準によりがたい場合は、ファイルを圧縮して電子媒体に格納するなど、受発注者で対処方法を決定する。

電子的な交換・共有	■行う　□行わない
電子的な交換・共有方法	■電子メール　□ASP　□共有サーバ　□その他(　　)

(4)電子納品対象項目

■業務管理ファイル		
■(1)報告書フォルダ(REPORT)	□(4)測量フォルダ(SURVEY)	□(5)地質フォルダ(BORING)
■報告書管理ファイル	□測量情報管理ファイル	□地質情報管理ファイル
■報告書ファイル	□基準点測量	□ボーリング交換用データ
■報告書オリジナルファイル	□水準測量	□電子柱状図
□道路中心線形データ報告書ファイル	□地形測量及び写真測量	□電子簡略柱状図
□道路中心線形データオリジナルファイル	□路線測量	□地質平面図
■(2)図面フォルダ(DRAWING)	□河川測量	□地質断面図
■図面管理ファイル	□用地測量	□コア写真
■図面ファイル	□その他の応用測量	□土質試験及び地盤調査
■(3)写真フォルダ(PHOTO)	□ドキュメント	□その他の地質・土質調査成果
■写真情報管理ファイル		□(6)i-Construction(ICON)
■写真ファイル		□(7)その他
■参考図ファイル		(　　)

(5)成果品納品(検査対応を含む)

電子媒体	(　3　)　部				
印刷物	(　　)　部	⇒印刷対象	(　　)		
		⇒形式	□ファイル綴じ	□製本	□その他(　　)

(6)検査方法等

機器の準備	□発注者　(　　)			
	□受注者　(　　)			
検査方法等	□電子媒体を利用	⇒ □紙,電子媒体の併用	□紙	□スタイルシート
対象電子情報	⇒ □報告書	□図面	□写真	□その他(　　)

(7)電子化しない書類

(8)その他

CADデータ事前協議チェックシート（業務）

項目		協議結果		備考
共通情報	実施日	令和3年4月5日		
	業務名	阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務		
	事務所名	国土交通省 東北地方整備局 福島河川国道事務所		
	担当者名	発注者	国土交通省 東北地方整備局 福島河川国道事務所	
		受注者	東京コンサルタンツ株式会社	
	受発注者間連絡手段	■ 電子メールアドレス	発注者担当者 [redacted]	
			受注者担当者	
		□ 情報共有サーバ		[redacted]
		□ 記録媒体		
		□ その他		
CAD情報		【着手時に関する事項】		
	CAD協議担当者	発注者	武田早苗　事業対策課調査係長	
		受注者	[redacted]	
	適用要領基準　※	■ CAD製図基準 平成29年3月		
		□ CAD製図基準 平成28年3月		
		□ CAD製図基準(案) 平成20年5月		
	対象工種	■ 基準の34工種	構造編　橋梁設計　橋梁	
		□ その他追加工種	工種	
			略語	
	追加サブフォルダの利用	□ あり	追加サブフォルダ名	
			追加サブフォルダ概要	
		■ なし		
	発注者引渡し図面ファイル形式	■ SXF(P21)　□ SXF(P2Z)　■ 紙		
		□ その他		
	SXFのバージョン	□ SXF Ver.2.0		
		□ SXF Ver.3.0		
		■ SXF Ver.3.1		
		□ その他		
		【業務中に関する事項】		
	業務中の図面ファイル受渡し方法	■ 電子メールアドレス	発注者担当者 [redacted]	
			受注者担当者	
		□ 情報共有サーバ		[redacted]
		□ 記録媒体		
		□ その他		
	業務中の受渡し図面ファイル形式	■ SXF(P21)　□ SXF(P2Z)　■ PDF		
		□ その他		
	朱書きソフト	□ あり	ソフト名	※工事が対象
			Ver.	
		□ なし		
	設計変更の手順	□ 発議者が変更図面を作成し発注者の承認を受ける		※工事が対象
		□ その他		
	設計変更（変更図面の発行方法）	□ 発注者 ⇒（記録媒体）⇒ 受注者		※工事が対象
		□ その他		
	協議途中のCAD図面ファイル名の付け方	□ 発注図ファイルの場合、ファイル名の後に-00の形式で枝番をつけ送付ごとに番号を1増やす 例：　発注図ファイル　D0LC0010-01.P21 D0LC0010-02.P21		※工事が対象
		□ その他		
		【業務完了後に関する事項】		
	納品図面ファイル形式	■ SXF(P21)　□ SXF(P2Z)　■ 紙		
		□ その他		
	納品図面作成CADソフト	ソフト名	電納ヘルパー	
		Ver.	8.7	
		備考		

※　適用要領基準については、必要に応じ適宜加除を行い利用する。

1.11.6 再委託履行体制

技術提案した地質調査は再委託を予定する。「履行体制に関する書面」を添付する。

[redacted]

別紙

履行体制に関する書面

令和 3年 4月 26日

（受注者） 東京コンサルタンツ株式会社東北支店
住　　所 宮城県仙台市青葉区上杉1-17-20
氏　　名 [redacted]

請負契約金額	[redacted]	
再委託合計金額（予定）		
再委託先1	[redacted]	
再委託先2		
	住所： TEL：	
	代表者氏名：	
	担当業務範囲若しくは内容	
	契約金額（予定）	円(税込み)
再委託先3		
	住所： TEL：	
	代表者氏名：	
	担当業務範囲若しくは内容	
	契約金額（予定）	円(税込み)

（備考） 本様式は、適宜加除して差し支えないものであるが、次の項目は必須事項とする。

①再委託の相手方の氏名（若しくは代表者氏名）
②再委託の相手方の住所
③再委託を行う業務の範囲（若しくは内容）

以下の図書より，整理する。

「令和２年度　雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」

2.1 地域の現況

2.1.1 地形・地質

(1) 地　形

架橋位置は釈迦堂，阿武隈中流低地の谷底平地にあたる。低地内を流れる阿武隈川は，阿武隈山地西縁部を蛇行しながら北流し，下流側の雲水峯大橋より約 1km 北から北西方向に流れを転じている。

阿武隈山地最西端部は、東西に約 5km の幅をもって中起伏山地が帯状に分布し，宇津峰(676.9m)を中心とする地域とその南に広がる蝦夷嶽(671.1m)、東山(779.0m)を含む地域である。

いずれも、阿武隈隆起準平原Ⅱ面の上に一段と高まる残丘群の一例で、阿武隈山地西縁に近い位置条件のため開析が著しく，ほぼ 200m/km^2 を超える起伏量をもつに至っている。

架橋位置は，完新世に堆積した低地・低位段丘が阿武隈川沿い並びに釈迦堂川水系のうち比較的規模の大きな支流沿いに幅 1km 程度の低平な地形面として広がっている。

地形【出典：「国土地理院」】

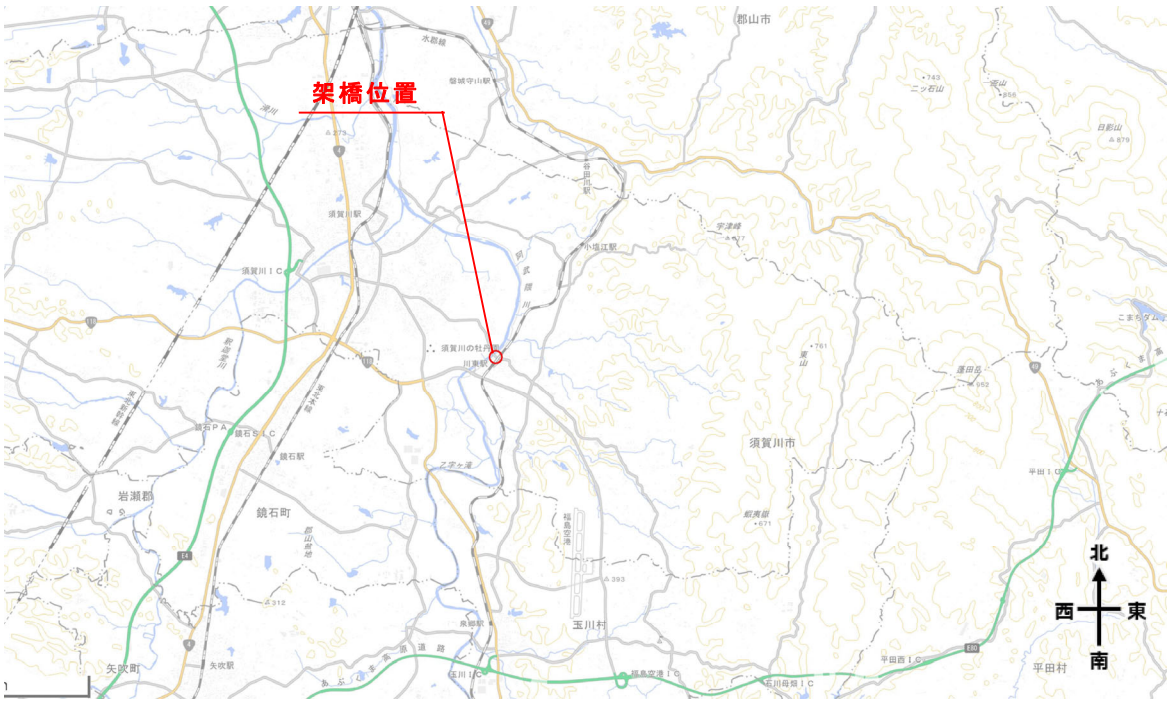


図2.1.1　地　形

(2) 地　質

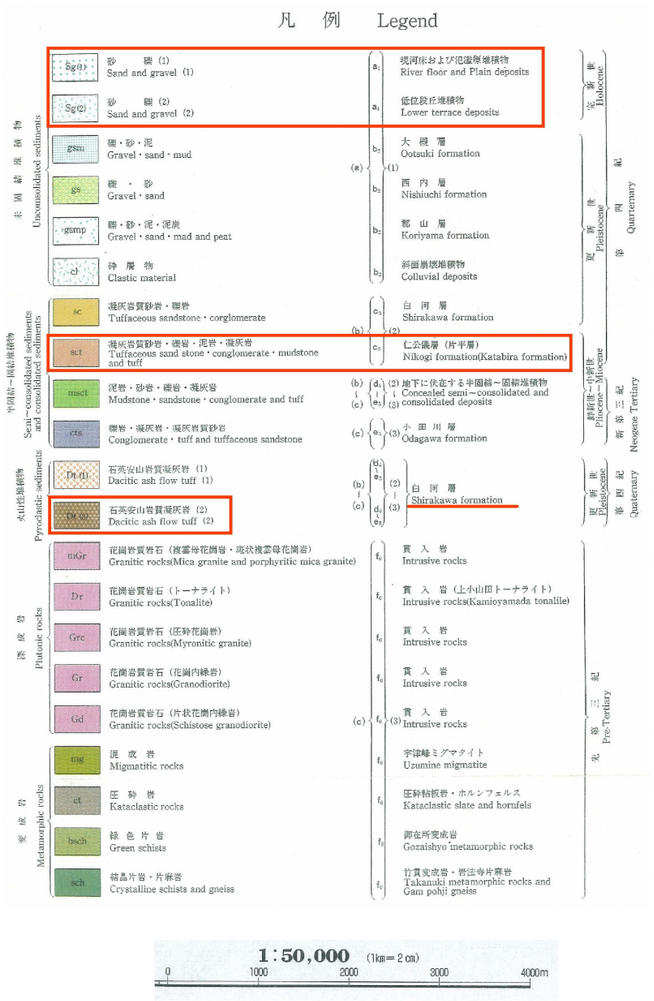
須賀川から矢吹にかけての地域では，阿武隈川と釈迦堂川沿いに４段の段丘を構成する未固結堆積物と河床や氾濫原堆積物からなる砂・砂礫を主体として数ｍ程度の厚さで分布している。また，河川沿いには最も低位の段丘を構成する砂礫が 5～10m の厚さで分布している。

基盤岩は第四紀更新世の白河層で構成され，凝灰岩類からなる。南側の小作田橋 Bor.3 地点では白河層の下位に新第三紀鮮新世片平層の泥岩および凝灰質砂岩が確認された。

図 2.1.2 に調査地周辺の地質図，表 2.1.1 に表層地質区分表を示す。

表層地質図【出典：「令和２年度　雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」】

図3.2.1
調査地付近地質図（縮尺 1：50,000）
「土地分類基本調査　須賀川」国土調査　福島県 1984　一部抜粋加筆



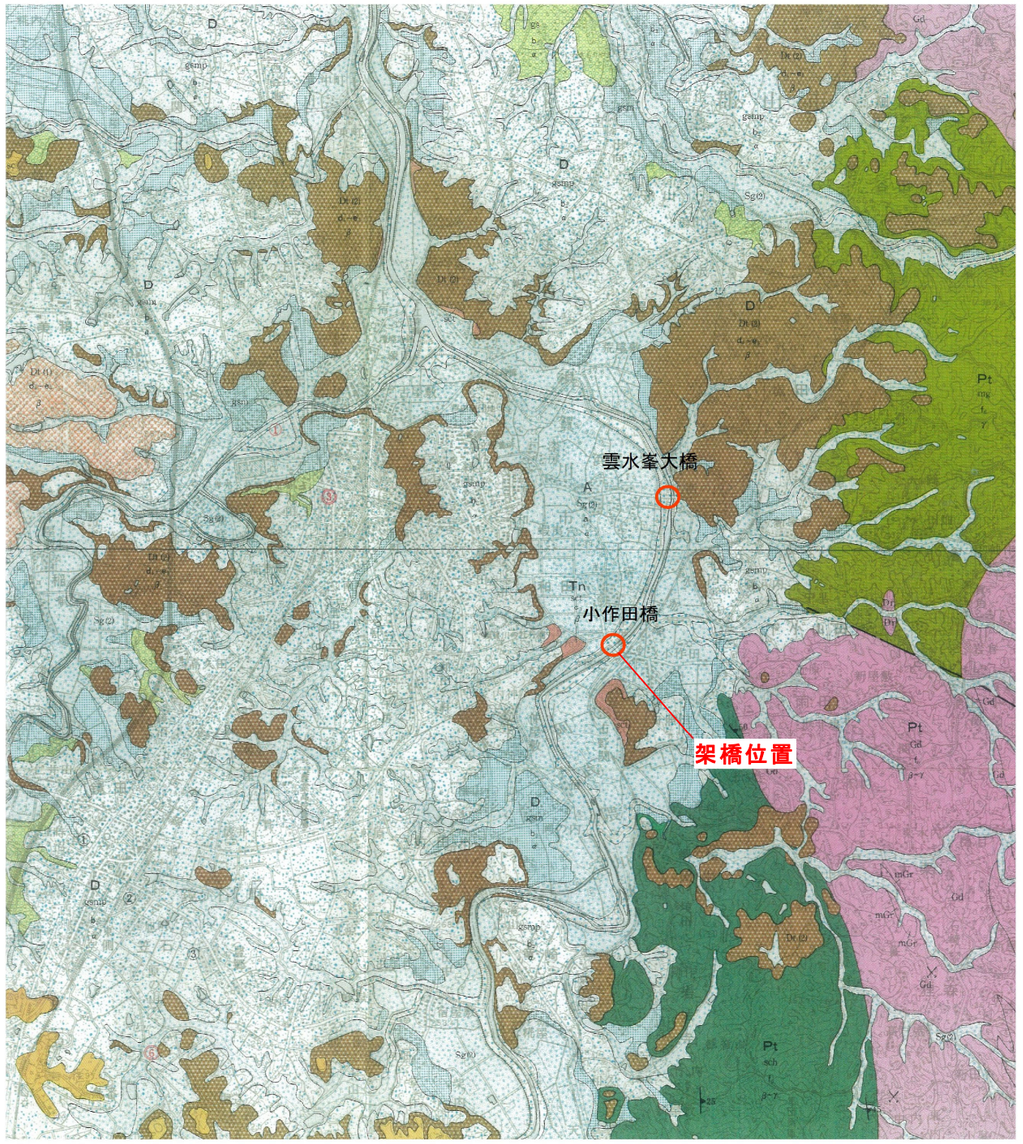


図2.1.2 地質図

表2.1.1　地層区分

大区分	小区分	記号	堆積物・地層	地質時代	
未固結堆積物	砂　礫 (1)	sg(1)	現河床および氾濫原堆積物	完新世（洪積世）	第四紀
	砂　礫 (2)	sg(2)	低位段丘堆積物		
	礫・砂・泥	sgm	大槻層	更新世（洪積世）	
	礫　砂	gs	西内層		
	礫・砂・泥・泥炭	gsmp	郡山層		
	砕屑物	cl	斜面崩壊堆積物		
半固結～固結堆積物	凝灰岩質砂岩・礫岩	sc	白河層	鮮新世～中新世	新第三紀
	凝灰岩質砂岩・礫岩・泥岩・凝灰岩	sct	片平層（または仁公儀層）		
	泥岩・砂岩・凝灰岩	msct	地下に伏在する固結堆積物		
	礫岩・凝灰岩・凝灰岩質砂岩	cts	小田川層		
火山性堆積物	石英安山岩質凝灰岩 (1)	Dt(1)	白河層	更新世（洪積世）	第四紀
	石英安山岩質凝灰岩 (2)	Dt(2)			
深成岩	花崗岩質岩石（複雲母花崗岩、斑状複雲母花崗岩）	mGr	貫入岩	先第三紀	
	花崗岩質岩石（トーナライト）	Dr	貫入岩（上小山田トーナライト）		
	花崗岩質岩石（圧砕花崗内緑岩）	Grc	貫入岩		
	花崗岩質岩石（花崗内緑岩）	Gr	貫入岩		
	花崗岩質岩石（片状花崗内緑岩）	Gd	貫入岩		
変成岩	混成岩	mg	宇津峰ミグマタイト（貫入岩）		
	圧砕岩	ct	圧砕粘板岩、ホルンフェルス		
	緑色片岩	bsch	御在所変成岩		
	結晶片岩・片麻岩	sch	竹貫変成岩、岩法寺片麻岩		

（福島県；土地分類基本調査，須賀川，５万分の１，1984 年）

(3) 土　質

調査ボーリングは，3 孔実施している。ボーリング位置および推定土層縦断は図 2.1.3 のとおりである。

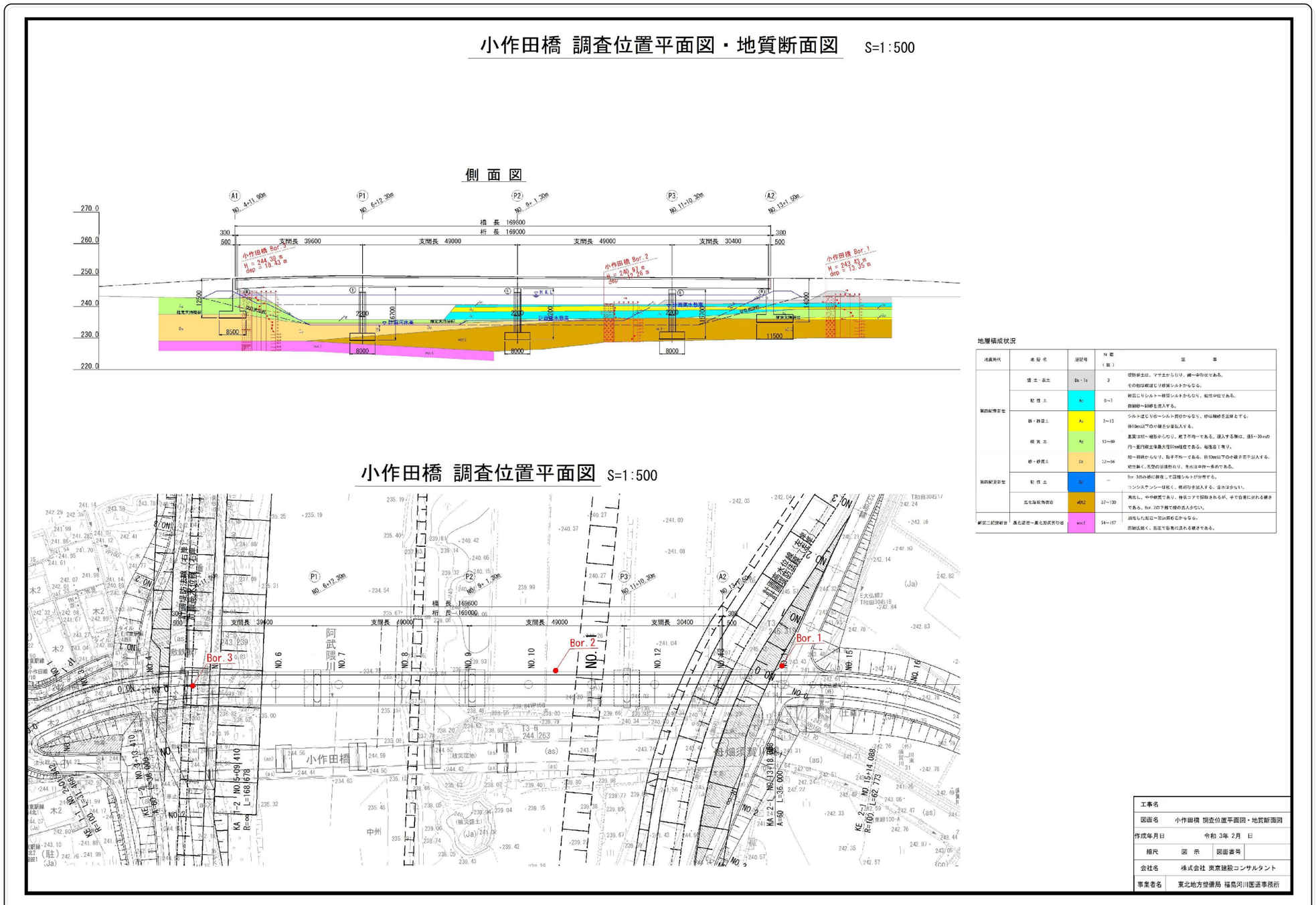


図2.1.3 ボーリング位置および土層縦断

2.1.2 活断層

「新編日本の活断層　分布図と資料」により，架橋位置周辺の活断層は

リニアメント(確実度Ⅲ)：距離：南約 10km

「江花―虫笠断層」，「那須湯本北東断層」(確実度Ⅱ)：距離：西～南西側約 20～30km

架橋位置から 10km 以上離れていることから，**断層変位が橋梁に与える可能性は低い**ものと判断される。

活断層図【出典：活断層の分布　(出典:活断層研究会「新編日本の活断層 分布図と資料」)】

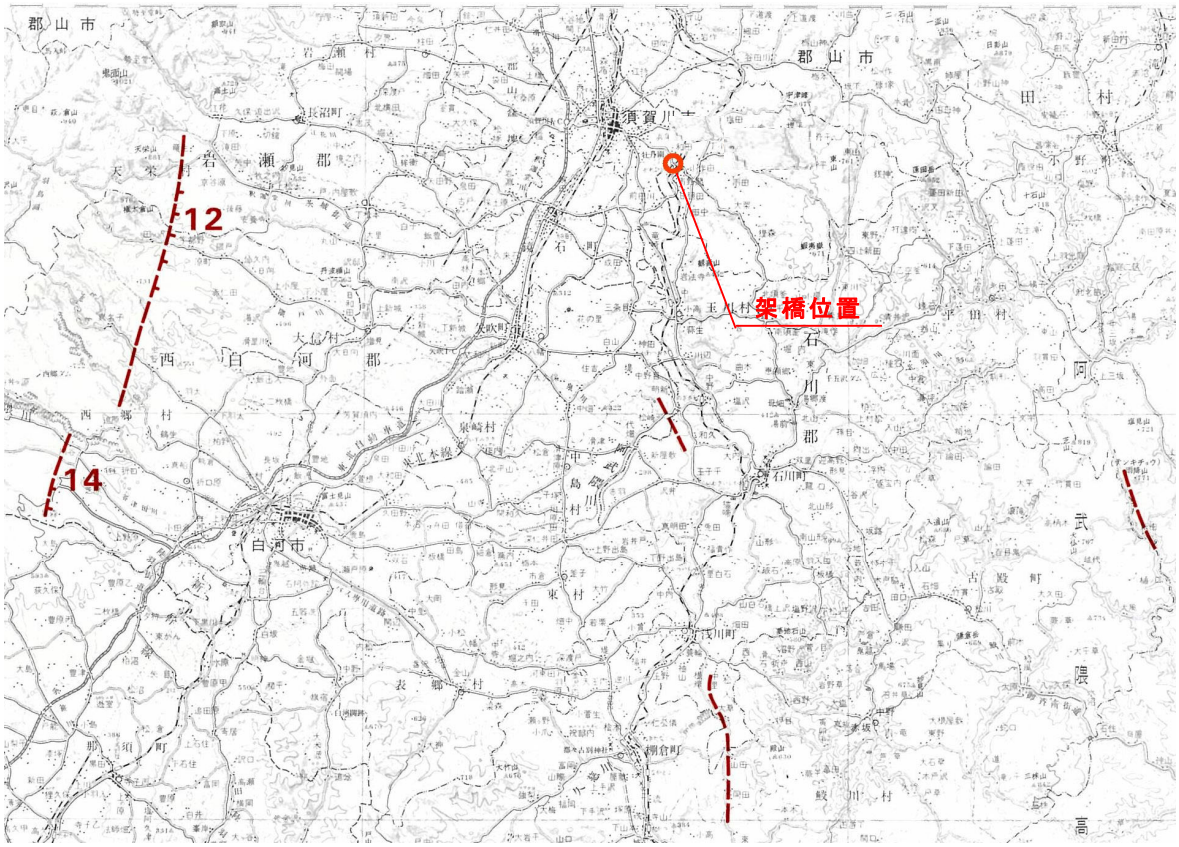


図2.1.4　活断層の分布

2.1.3 地滑り

「東北の地すべり・地すべり地形」より，架橋位置周辺の地滑り防止区域は図 2.1.5 のとおりであり，杭工や集水井工による対策工が実施されている。

「奥撫(K40)」：玉川村大字北須釜，距離約 8km

「草場(N30)」：平田村，距離約 12km

架橋位置付近は平野部であり，地すべり地形として判読されている箇所はないので，**地すべりによる影響は無い**と判断される。

地滑り分布【出典：地すべり学会東北支部「東北の地すべり・地すべり地形」】

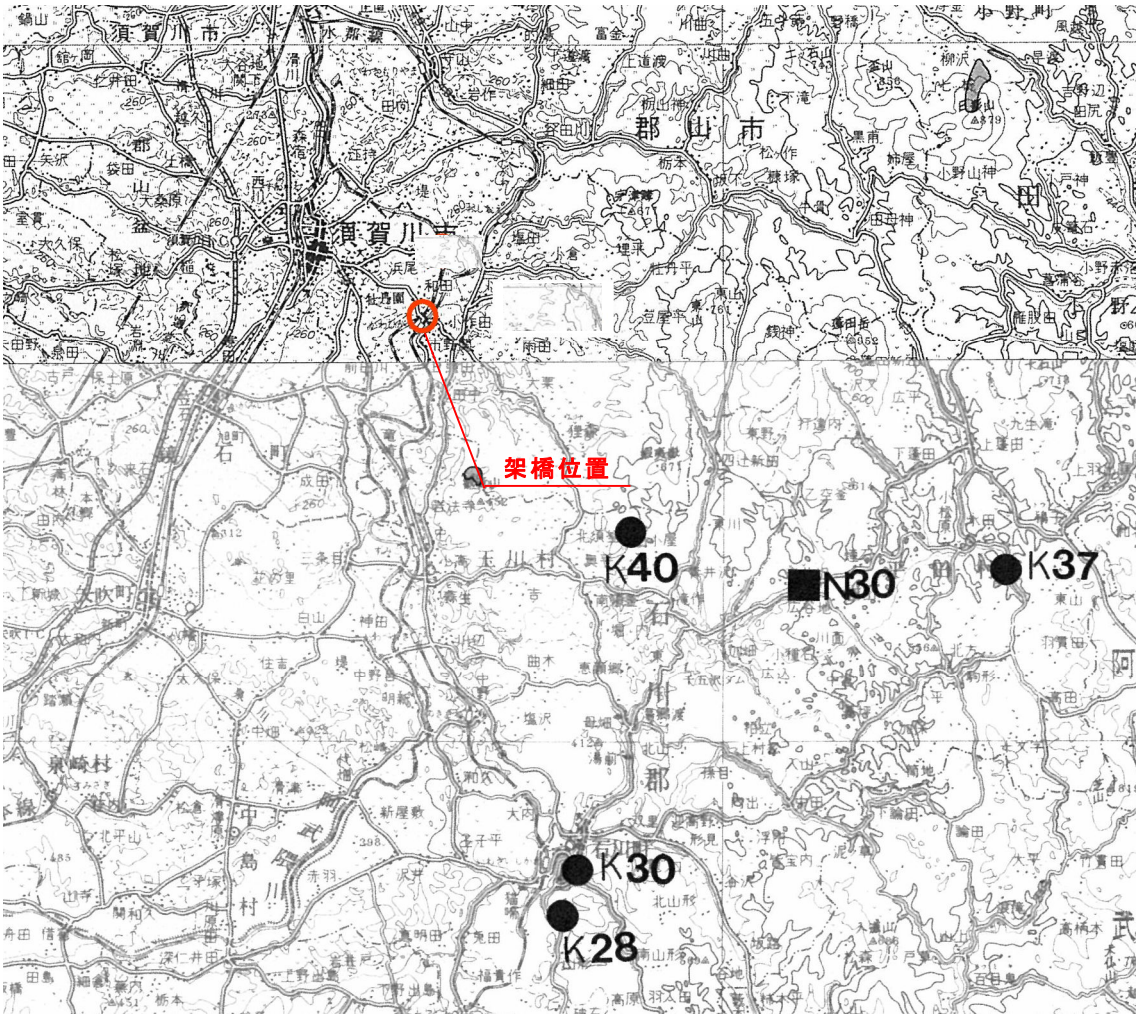
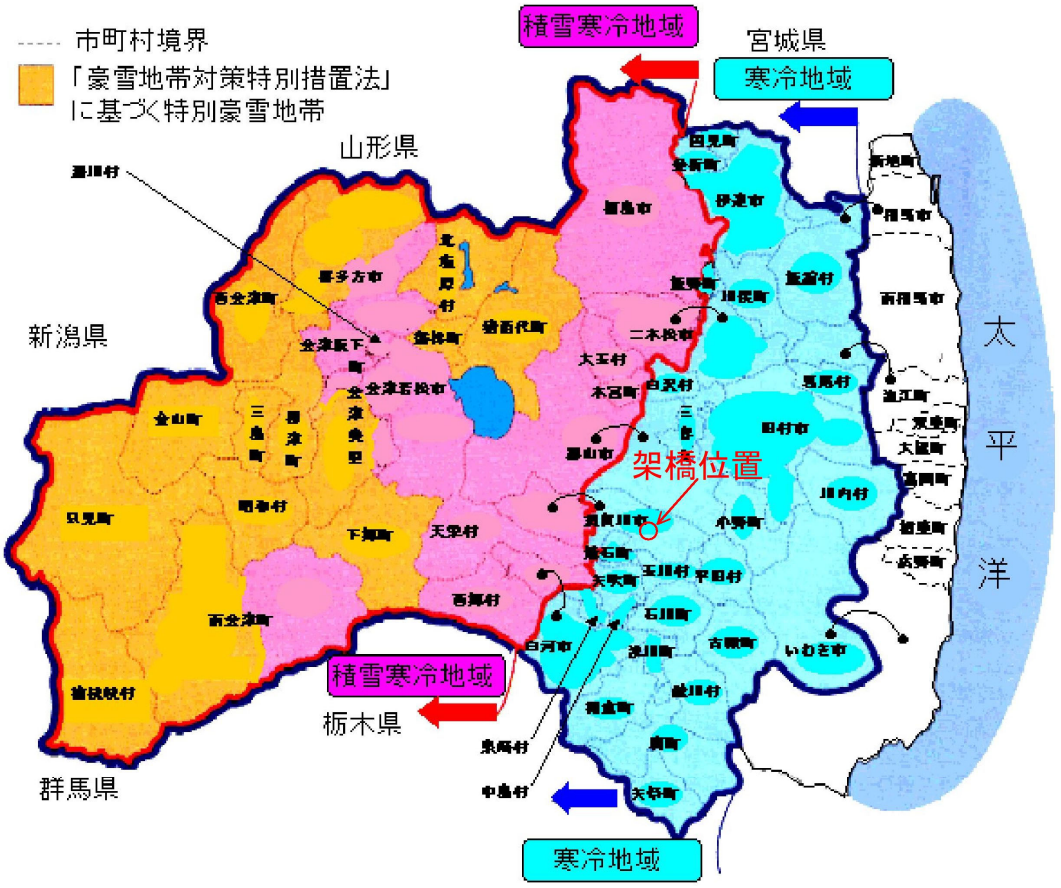


図2.1.5　地すべりの分布

2.1.4 自然・気象

(1) 積　雪

架橋位置は「**寒冷地域**」に属する。



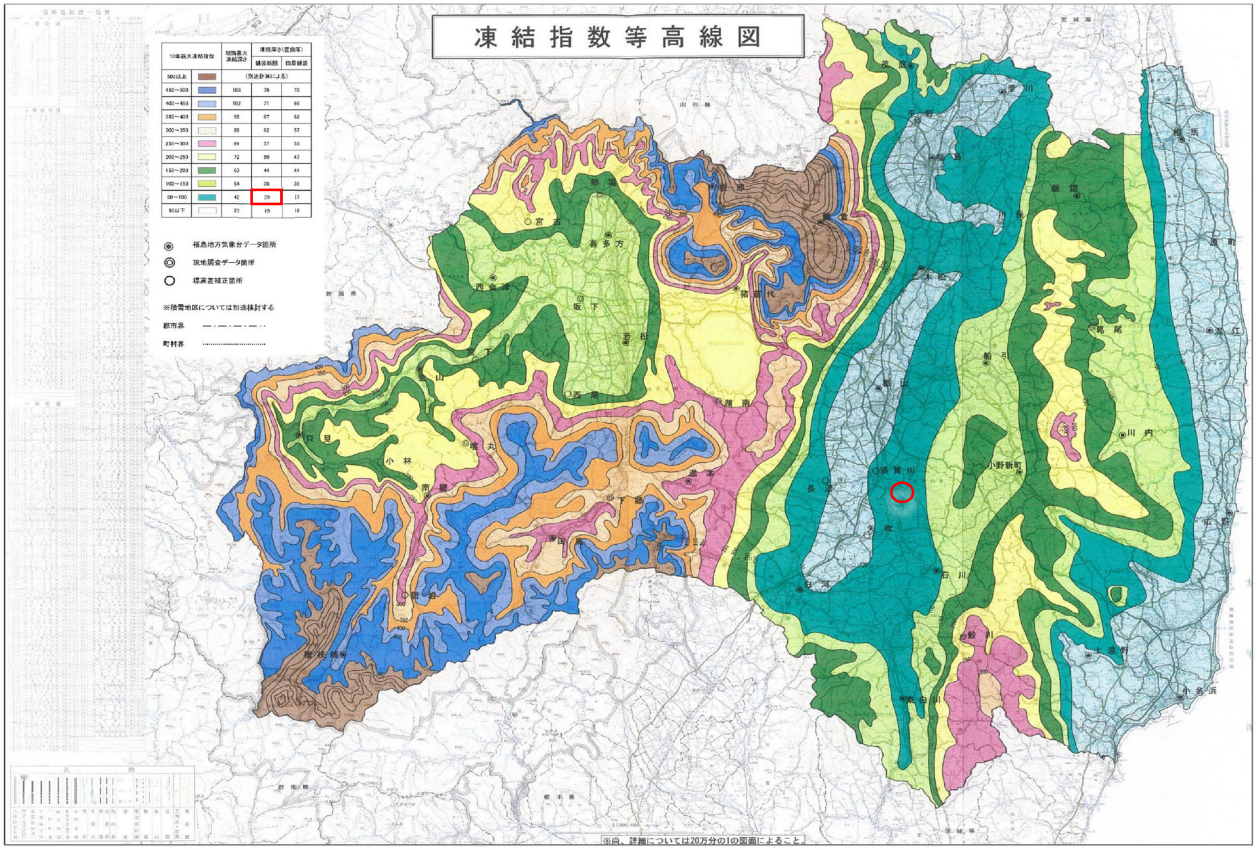
積雪地域・寒冷地域

地　域	定　義
積雪地域	２月の積雪の最大値の累年平均(最近５年以上の間における平均)が５０ｃｍ以上の地域
寒冷地域	１月の平均気温の累年平均が０℃以下の地域

出典：福島県 HP

図2.1.6 積雪寒冷地域の分布

架橋位置の凍結浸は「**29cm**」となる。



出典：土木設計マニュアル道路編 p6-24

図2.1.7　凍結深さ

2.1.5 土地利用

(1) 都市計画

図 2.1.8 より，架橋位置は都市計画および用途地域に**該当しない**。



出典：「須賀川市ホームページ　都市計画区域・用途地域」

図2.1.8　須賀川市の都市計画区域図

(2) 家　屋および店舗

架橋位置と家屋との離隔は，図 2.1.9 のとおりであり，最も近接する家屋までは約 50m である。

施工においては振動・騒音に対して問題がないよう計画する。

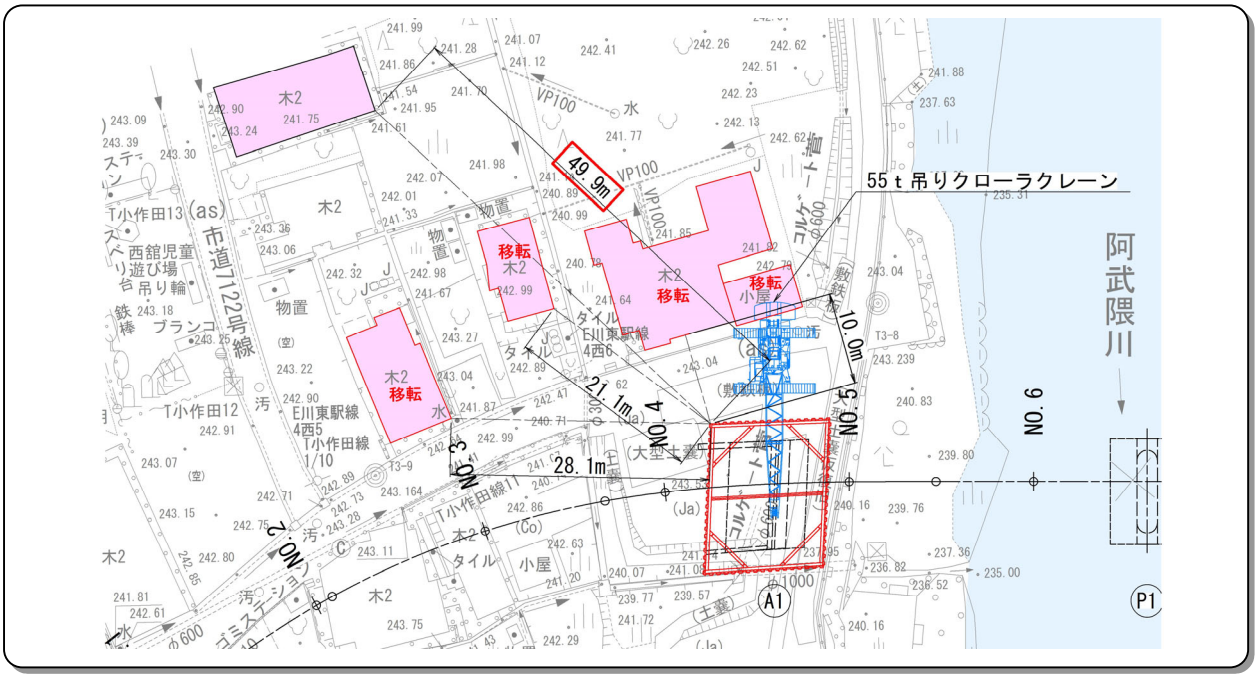
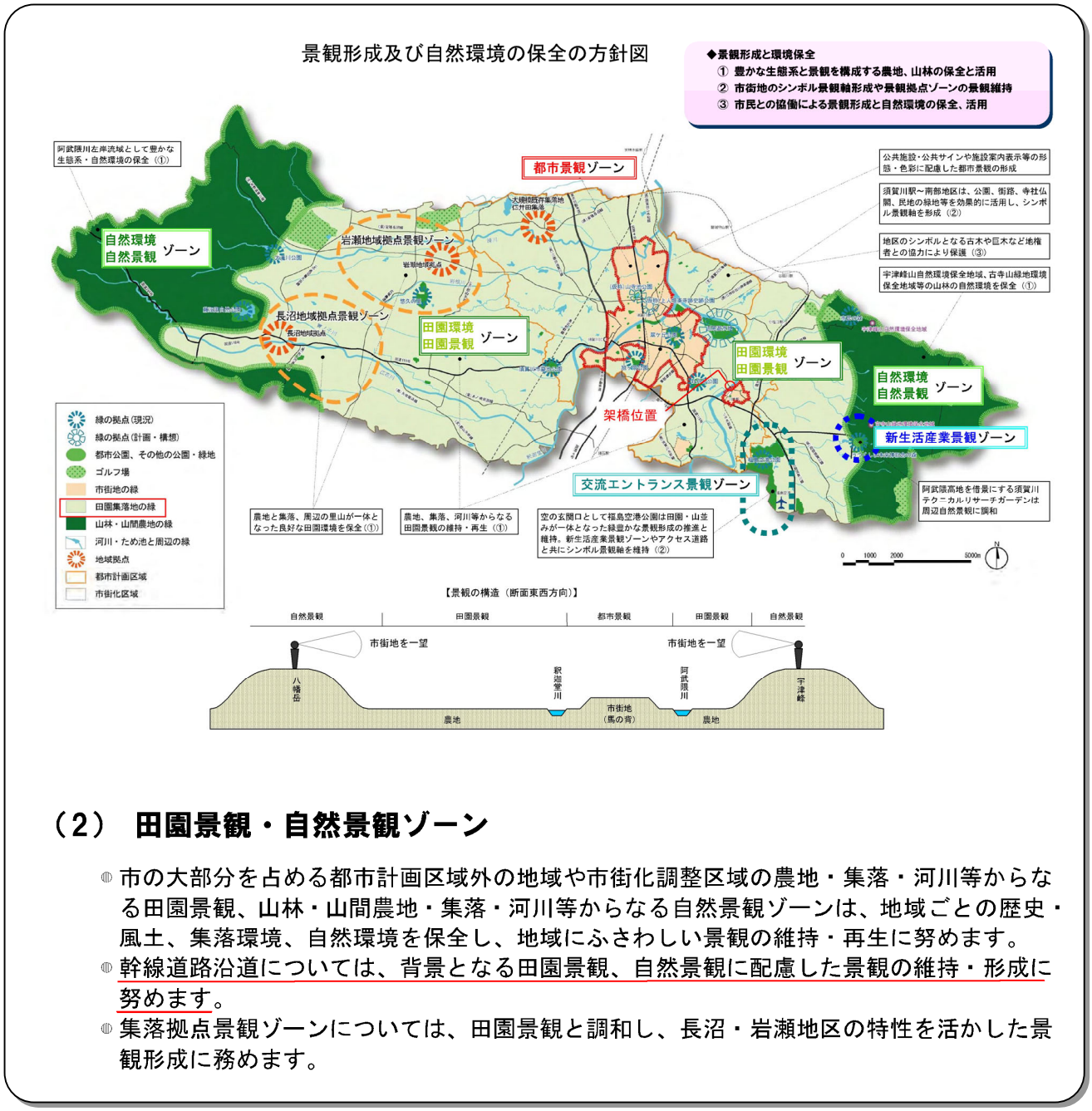


図2.1.9　家屋との離隔

2.1.6 法規制

(1) 須賀川市景観計画

架橋位置は「田園景観，田園環境」ゾーンに該当する(図 2.1.10 参照)。幹線道路沿道については，背景となる田園景観、自然景観に配慮した景観の維持・形成に努めることとしている。



（2） 田園景観・自然景観ゾーン

- 市の大部分を占める都市計画区域外の地域や市街化調整区域の農地・集落・河川等からなる田園景観、山林・山間農地・集落・河川等からなる自然景観ゾーンは、地域ごとの歴史・風土、集落環境、自然環境を保全し、地域にふさわしい景観の維持・再生に努めます。
- 幹線道路沿道については、背景となる田園景観、自然景観に配慮した景観の維持・形成に努めます。
- 集落拠点景観ゾーンについては、田園景観と調和し、長沼・岩瀬地区の特性を活かした景観形成に務めます。

出典：「福島県 HP」

図2.1.10　須賀川市景観計画区域

2.2 道路の現況

2.2.1 道路網

計画箇所周辺の道路網は，図 2.2.1 のとおりである。

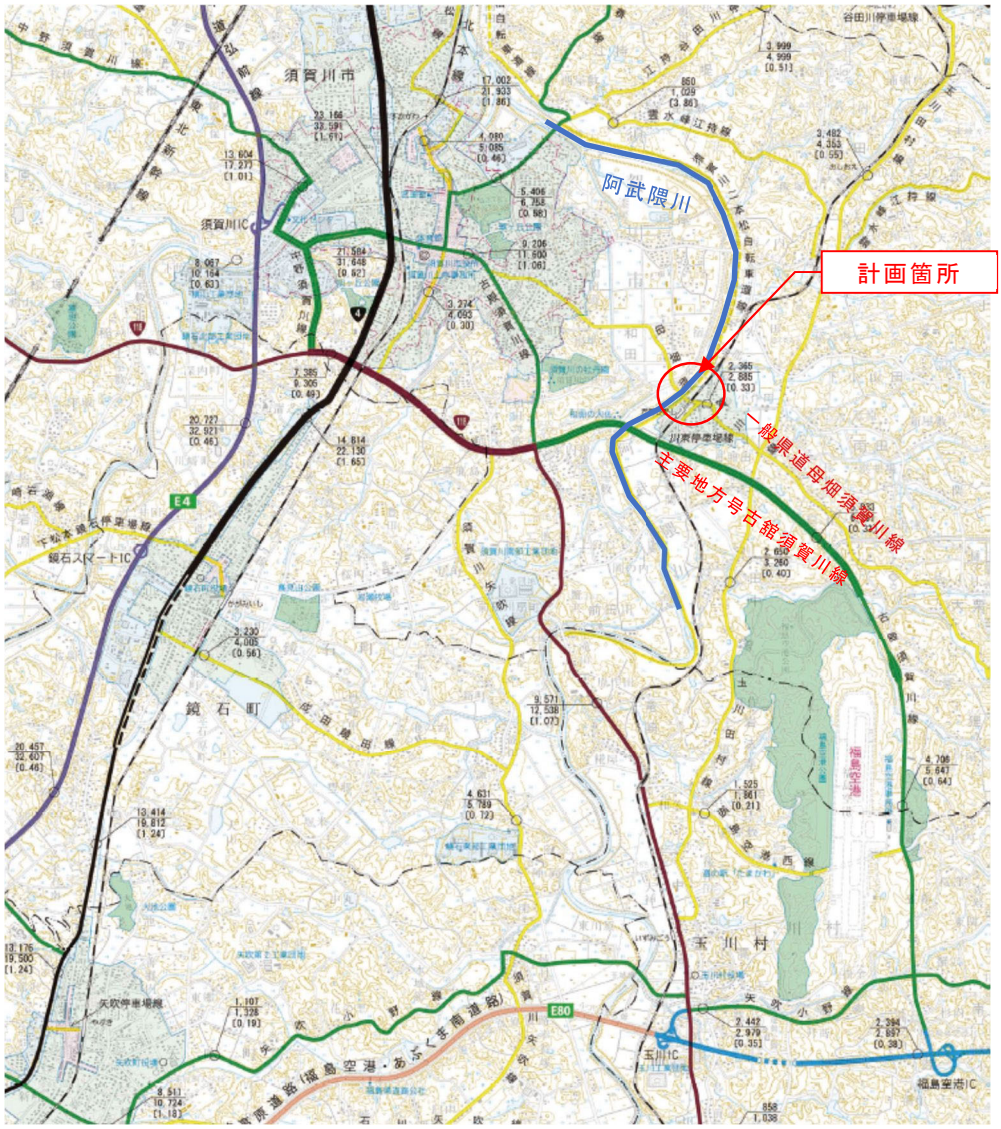


図2.2.1　周辺道路網

(1) 一般県道 138 号母畑須賀川線

一般県道 138 号母畑須賀川線は，福島県石川郡石川町から須賀川市に至る延長約 13.0km の福島県が管理する一般県道であり，南側約 0.7km にある主要地方道古殿須賀川線とともに阿武隈川を渡河するルートとして重要な役割を担う。また，小作田～雨田地区の市街地を形成する幹線道路として域内および地域間交通を担う路線である。

計画箇所における現況交通量は，2,885 台/日（H27 交通センサス）である。

(2) みちのくサイクリングロード（県道須賀川二本松自転車道線）

阿武隈川の右岸堤防天端は，須賀川市から郡山市に至る約 32.1km の自転車道「みちのくサイクリングロード」として利用されている。

2.2.2 現況交通量

一般県道母畑須賀川線の現況交通量は，平成 27 年度交通センサスより図 2.2.2 のとおりである。

表2.2.1　交通現況

都道府県支庁指定市			福島県		
観測地点			須賀川市 小作田字荒町台5		
交通調査基本区間番号			7601380040		
交通調査単位区間番号			60720		
1）区間延長		km	3.2		
2）12･24h観測の別			12hr		
			上り	下り	計
3）平日12h交通量	小型車	台	1,105	1,185	2,290
	大型車	台	44	31	75
	自動車類 計	台	1,149	1,216	2,365
4）平日24h交通量	小型車	台			2,692
	大型車	台			193
	自動車類 計	台			2,885
5）平日ﾋﾟｰｸ時間 自動車類交通量	小型車	台	177	169	346
	大型車	台	2	1	3
	自動車類 計	台	179	170	349
6）昼夜率			1.22		
7）大型車混入率　(24hr)		%	6.7		
8）ピーク比率		%	12.1		
9）重方向率		%	51.4		
10）指定最高速度		km/h	40		
11）バス路線延長率		%	100.0		

H27ｾﾝｻｽより



図2.2.2　H27 交通センサス交通量図

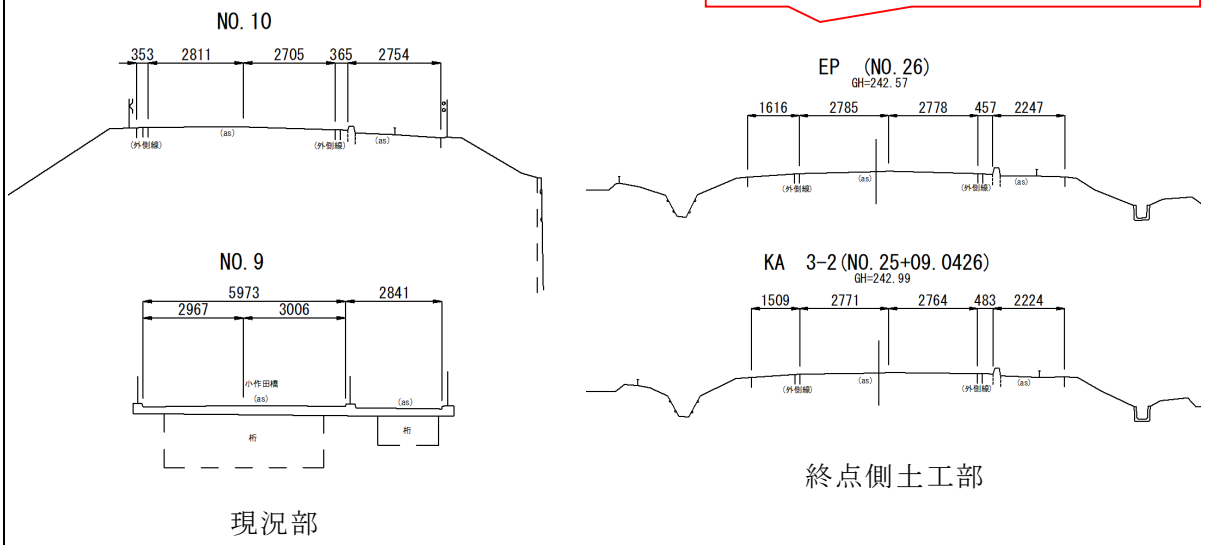
2.2.3 道路の構造及び施設

(1) 一般県道母畑須賀川線

現況の小作田橋前後の道路は盛土構造であり，路面はアスファルト舗装である。道路は2車線で運用され，上り線側[下流側]にフラット形式の片側歩道が設置されている。また，右岸側にはＪＲ水郡線が通っており，一般県道母畑須賀川線と平面交差しているため，踏切が設置されている。

バス路線（福島交通 石川線[母畑経由]）の経路であるが，計画区間にバス停はない。

表2.2.2　現道状況(左岸)

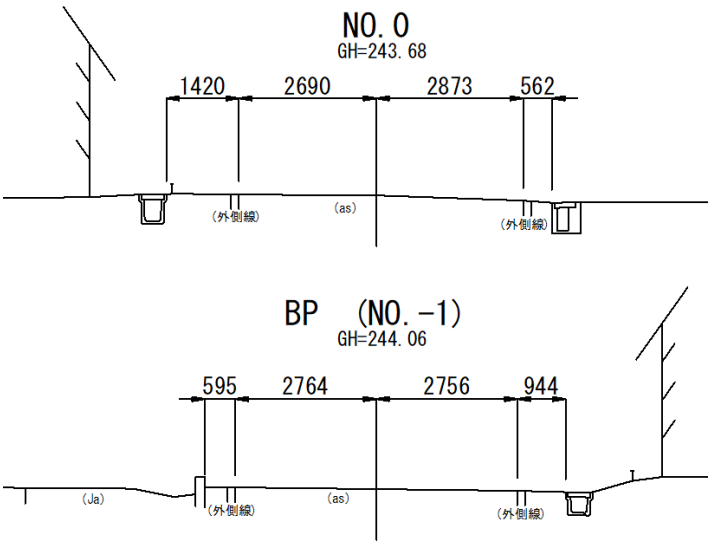
<table>
<tr><td>【左岸】　現橋側</td><td>【左岸】　須賀川側(終点側)</td></tr>
<tr><td> 
・現道はアスファルト舗装
・片側歩道あり(上り線側[下流側])
・NTT マンホールあり</td><td> 
・現道はアスファルト舗装
・片側歩道あり(上り線側[下流側])</td></tr>
<tr><td colspan="2">【道路幅員】
・1車線の幅は概ね 2.75m,
・歩道側の路肩幅 0.50m 程度
・歩道の無い側の路肩は 1.5m 程度
・歩道の有効幅員は 2.0m
 

現況部　　終点側土工部</td></tr>
</table>

表2.2.3　現道状況(右岸)

【右岸】　現橋側	【右岸】　母畑側(起点側)
	 
・現道はアスファルト舗装 ・片側歩道あり(上り線側[下流側]) ・右岸橋台付近に道路照明あり ・市街地は速度規制 30km/h あり	・現道はアスファルト舗装 ・片側歩道あり(上り線側[下流側]) ・横断歩道あり，踏切あり

【道路幅員】



起点側土工部

現地調査図(その1)

S=1:500



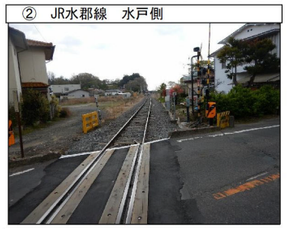


























図2.2.3 現地調査図(1)

現地調査図(その2)

S=1:500

⑮ 左岸側現況流末部(フラップゲート)



⑮ 管材はポリエチレン管(φ600)



⑯ 市道3232号線



⑰ 左岸堤防川裏坂路



⑱ 左岸側現況水路



⑲ 県道法尻側溝



⑳ 市街地側の最高速度30km/h



㉑ 近接家屋



㉒ 市道3231号線



㉓ 市道3231号線



㉔ 市道3230号線



㉕ 県道 下り線側路肩部



㉖ 県道 道路中央



㉗ 県道 上り線歩道部



㉘ 県道 法尻側溝部

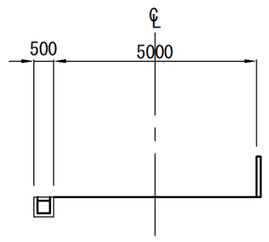
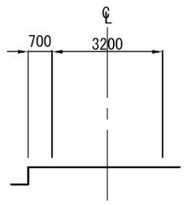
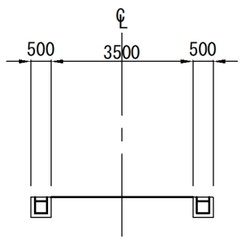


図2.2.4 現地調査図(2)

(2) 交差道路

一般県道母畑須賀川線と交差している道路は表 2.2.4 のとおりである。

表2.2.4　交差道路一覧(1)

位　置	【右岸】　A-A	【右岸】　B-B	【右岸】　C-C		
路線名	市道①-1	市道①-2	市道 7122 号線		
現況写真					
幅　員	W=5.0m 	W=3.2m 	W=4.5m 		
備　考	アスファルト舗装 道路名不明	アスファルト舗装 道路名不明	アスファルト舗装		

【平面位置図】

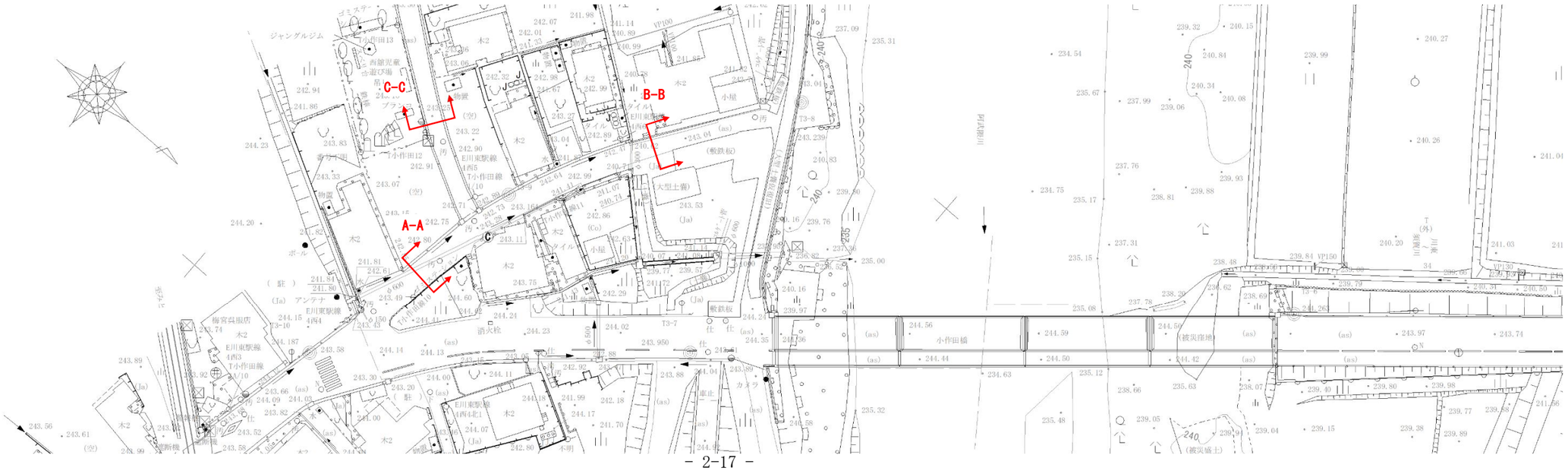
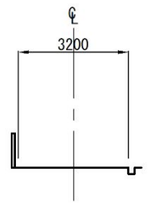
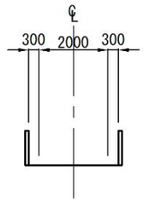
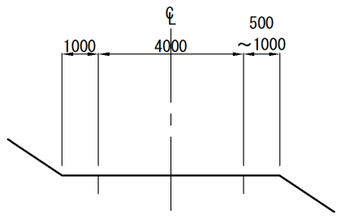
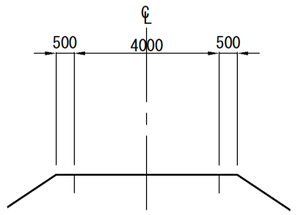
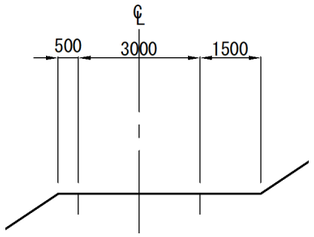


表2.2.5　交差道路一覧(2)

位　置	【右岸】　D-D	【右岸】　E-E	【右岸】　F-F	【右岸】　G-G	【右岸】　H-H
路線名	私道①	私道②	市道 7130 号線	右岸側河川管理用通路	あぶくまサイクリング道路
現況写真					
幅　員	W=3.2m 	W=2.0m 	W=4.0m 	W=4.0m 	W=3.0m 
備　考	アスファルト舗装 地目：宅地	アスファルト舗装 地目：宅地，雑種地	アスファルト舗装	アスファルト舗装	アスファルト舗装 下流側は途切れている

【平面位置図】

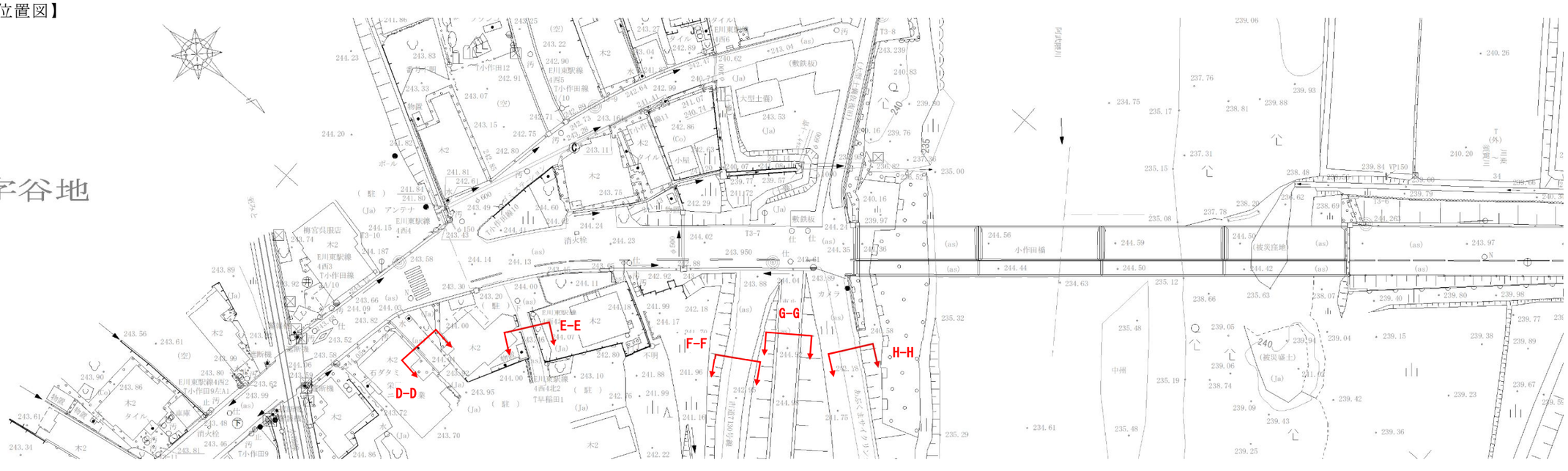
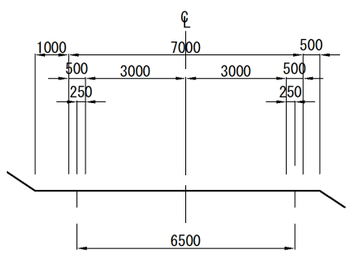
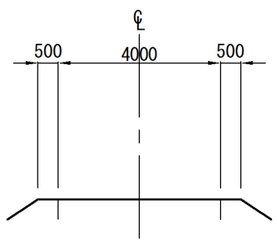
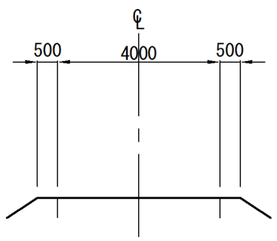
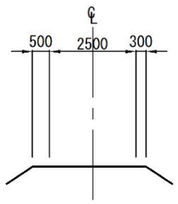
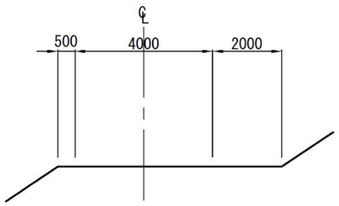
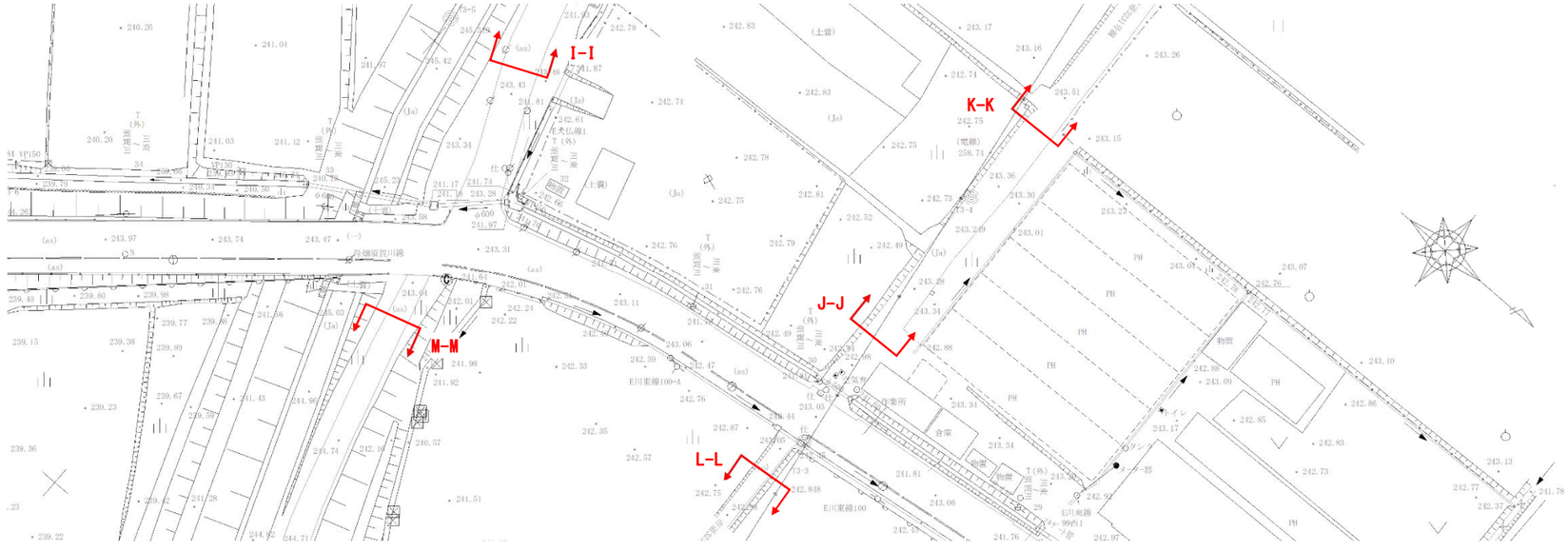


表2.2.6　交差道路一覧(3)

位　置	【左岸】　I-I	【左岸】　J-J	【左岸】　K-K	【左岸】　L-L	【左岸】　M-M
路線名	市道 3232 号線	市道 3231 号線-1	市道 3231 号線-2	市道 3230 号線	左岸側河川管理用通路(川裏坂路)
現況写真					
幅　員	W=7.0m=0.50+3.00+3.00+0.50 	W=4.0m 	W=4.0m 	W=2.5m 	W=4.0m 
備　考	アスファルト舗装 川側に築堤盛土あり	砂利舗装	砂利舗装	コンクリート舗装	アスファルト舗装

【平面位置図】



平　面　図

路線番号	7122
路線名称	7122
作　成	昭和 61 年 2 月 28 日　国際航業株式会社
補　正　1	平成 元 年 11 月 20 日　平成 15 年 3 月 25 日
補　正　2	平成 5 年 3 月 25 日　平成 19 年 3 月 26 日
補　正　3	平成 6 年 3 月 25 日　平成 21 年 3 月 27 日
縮　尺	1：1000
市町村名	須　賀　川　市

「この地図は、建設省国土地理院長の承認を得て、同院所管の測量標及び測量成果を使用して調製したものである。
（承認番号）59．東公第 569 号」

平 成 22 年 3 月 26 日

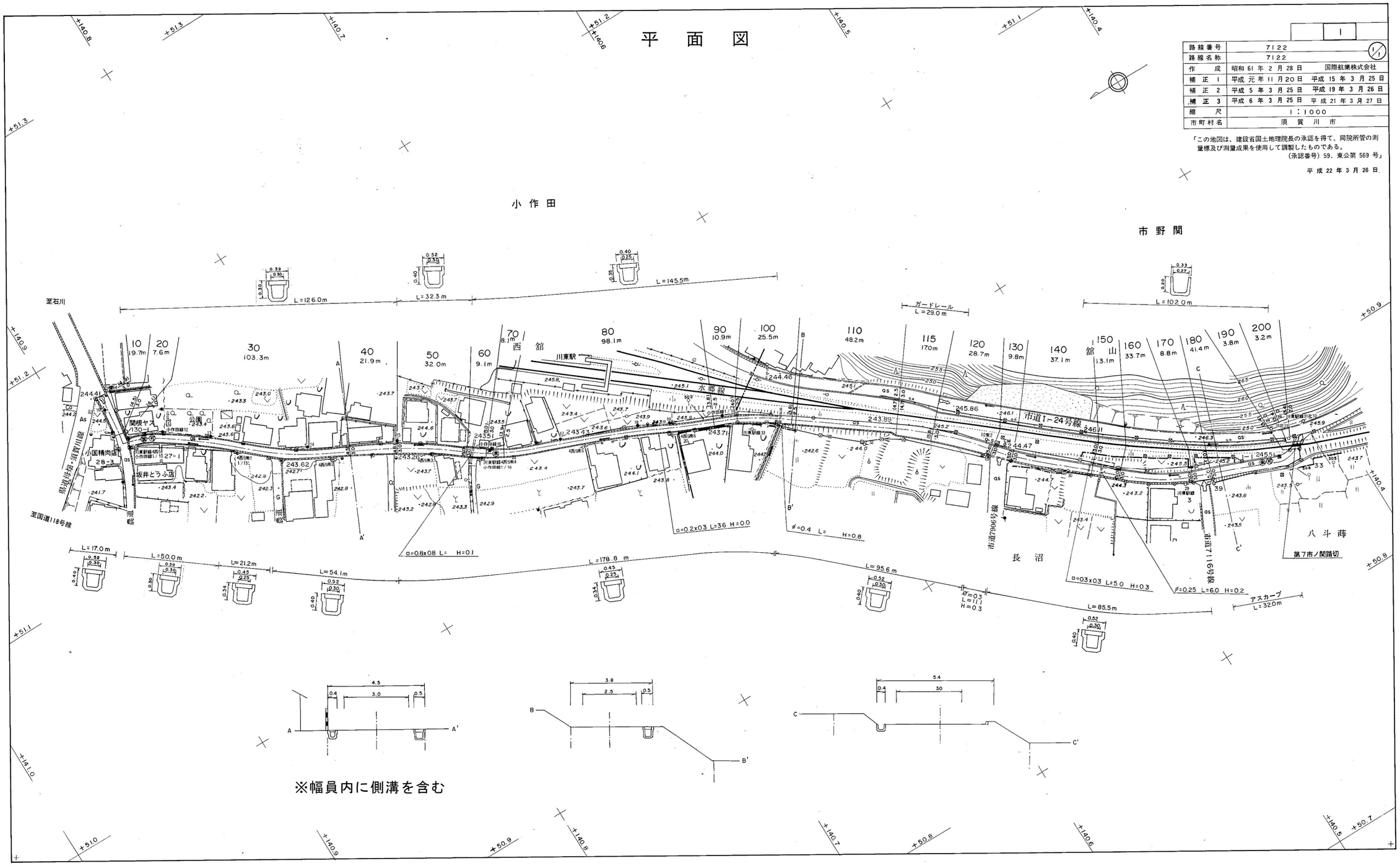
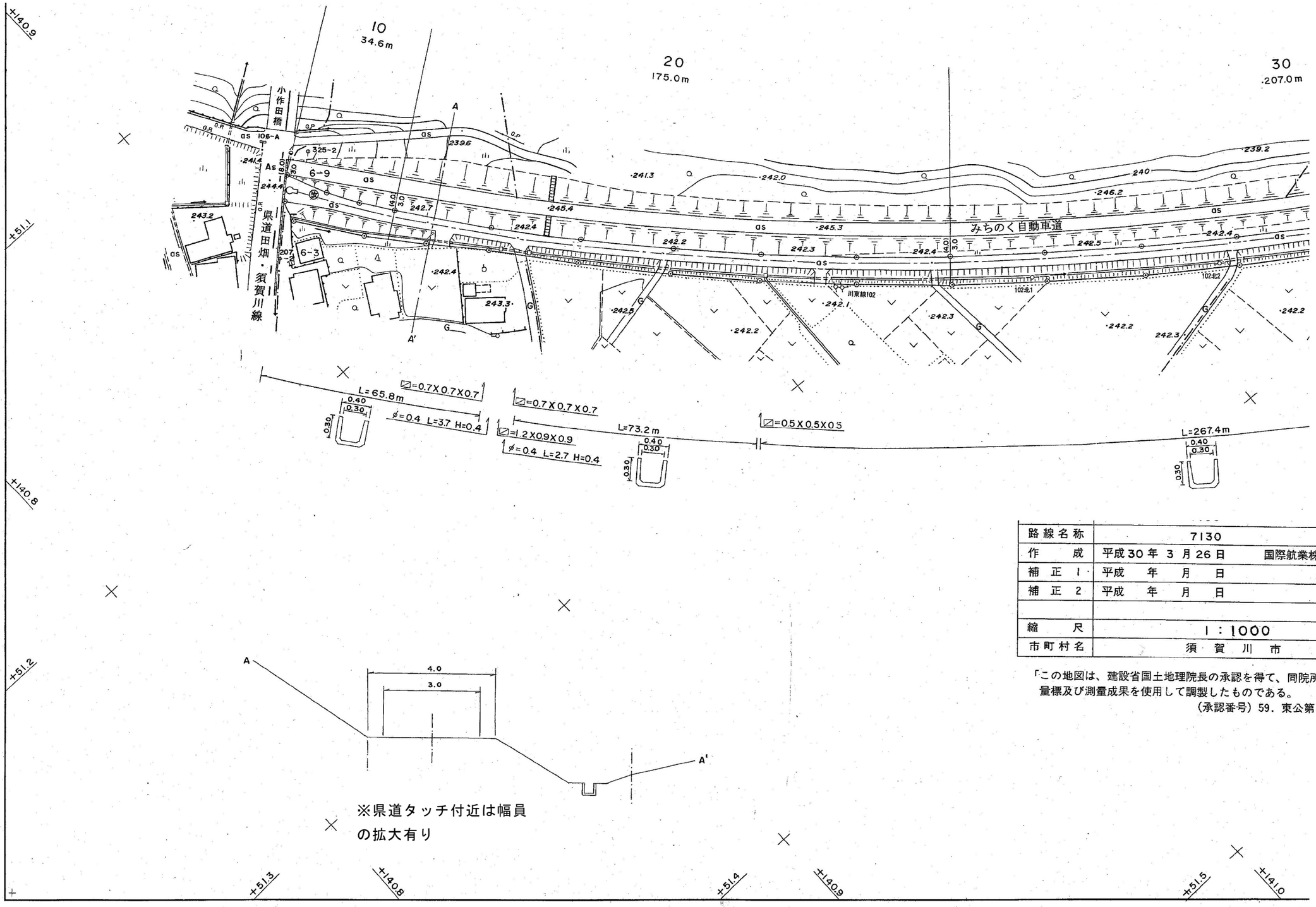


図2.2.5　道路台帳(市道 7122 号線)



路線名称	7130
作成	平成30年3月26日　国際航業株式会社
補正1	平成　年　月　日
補正2	平成　年　月　日
縮尺	1：1000
市町村名	須賀川市

「この地図は、建設省国土地理院長の承認を得て、同院所管の測量標及び測量成果を使用して調製したものである。
（承認番号）59．東公第 569 号」

図2.2.6　道路台帳（市道 7130 号線）

平　面　図

1	

路線番号	3232
路線名称	3232
作　成	昭和 61 年 2 月 28 日　国際航業株式会社
補　正　1	平成 元 年 11 月 20 日
補　正　2	平成 17 年 3 月 25 日
縮　尺	1：1 000
市町村名	須　賀　川　市

1/1

「この地図は、建設省国土地理院長の承認を得て、同院所管の測量標及び測量成果を使用して調製したものである。
（承認番号）59．東公第 569 号」

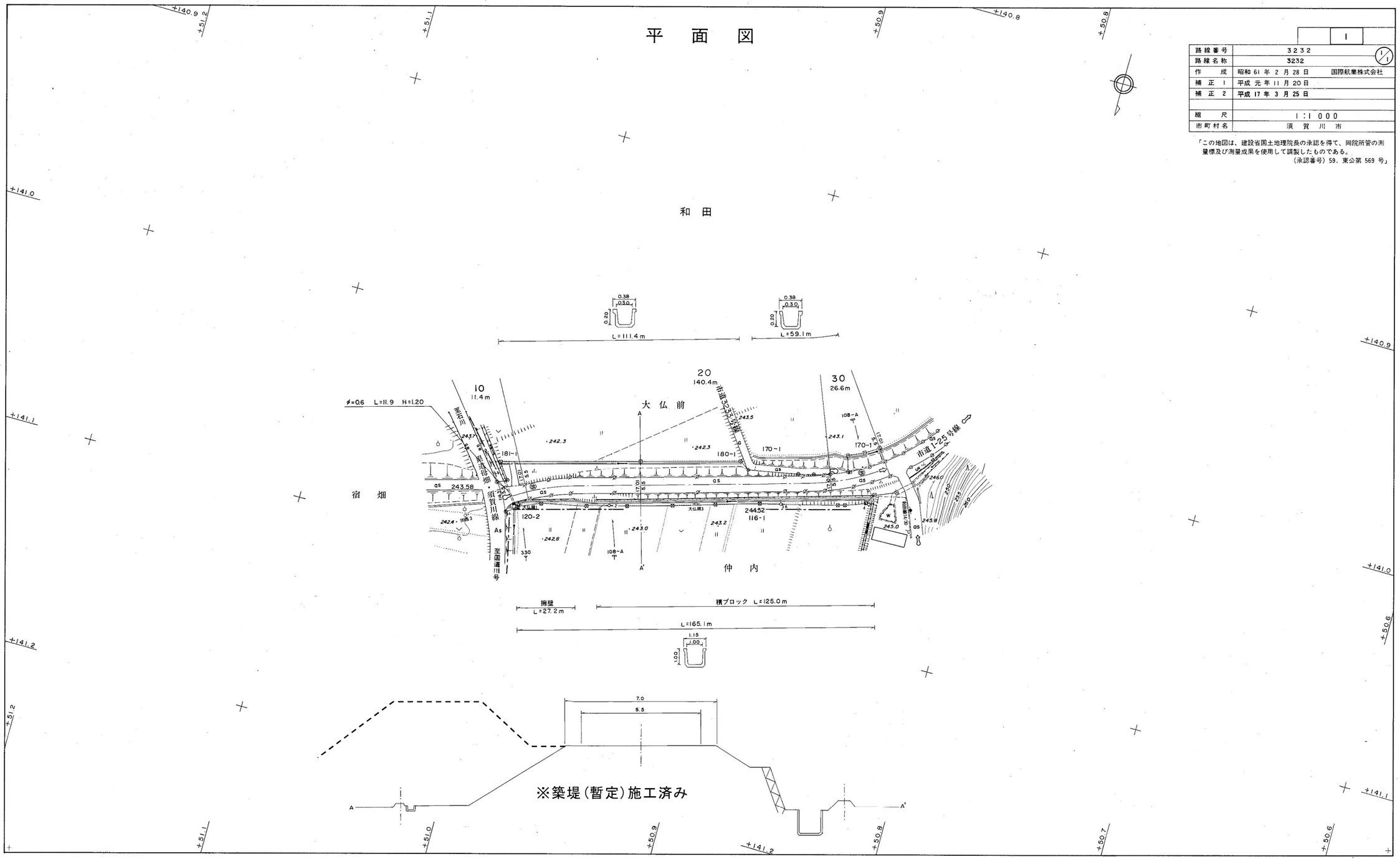


図2.2.7　道路台帳（市道 3232 号線）

平　面　図

	1
路線番号	3231
路線名称	3231
作　成	昭和 61 年 2 月 28 日　国際航業株式会社
補正 1	昭和　年　月　日
補正 2	昭和　年　月　日
縮　尺	1：1 000
市町村名	須賀川市

「この地図は、建設省国土地理院長の承認を得て、同院所管の測量標及び測量成果を使用して調製したものである。
（承認番号）59．東公第 569 号」

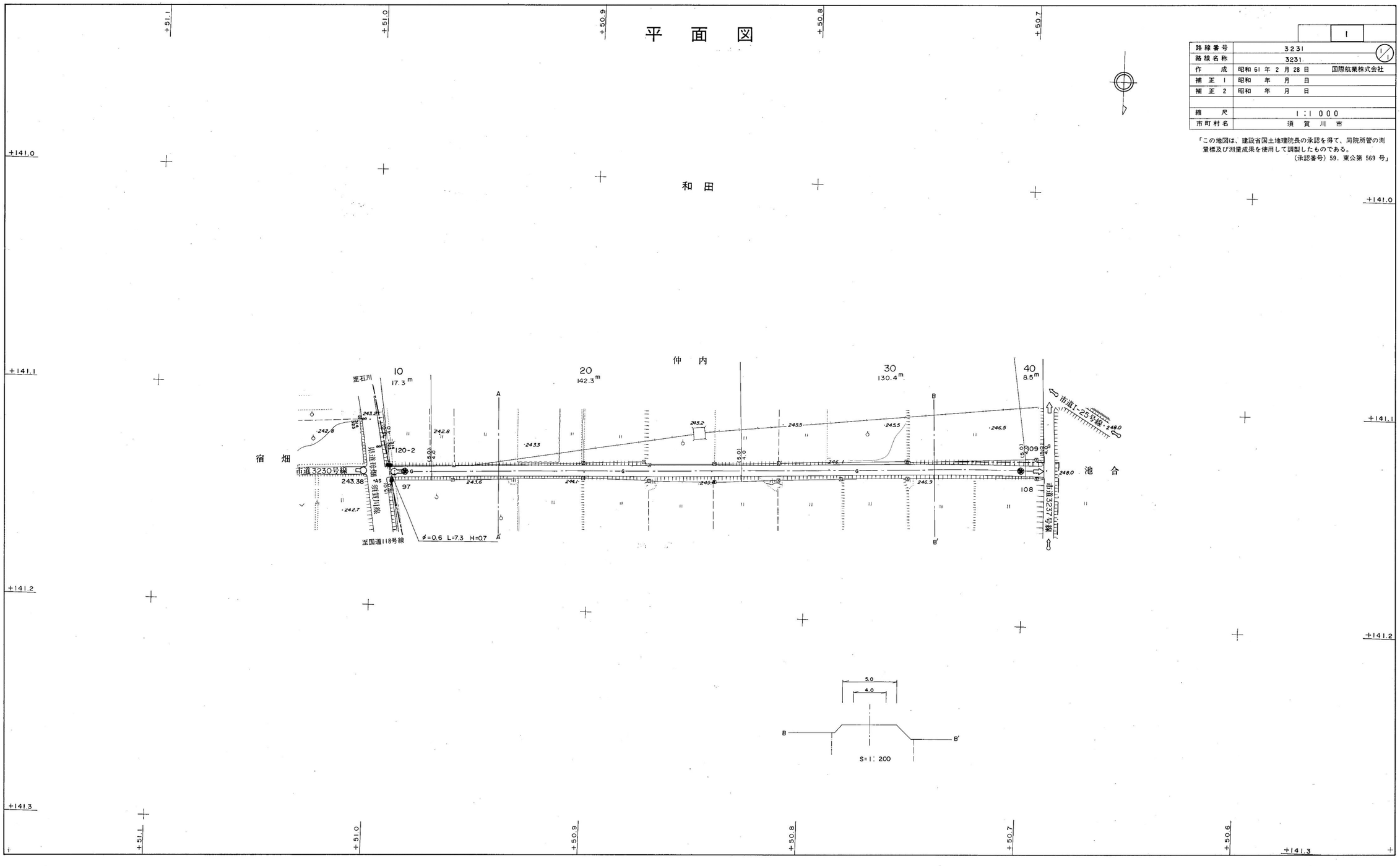


図2.2.8　道路台帳（市道 3231 号線）

2.2.4 道路線形

測量地形図および現地踏査より，現道の線形は図 2.2.9～図 2.2.10 のとおりである。


現況道路構造(その1)
S=1:500
現道の曲線半径
R=90m
字西舘
字谷地
字谷地
8564
R=90m
R=oom
R=oom
R=oom
0.220%
0.595%
0.206%
0.267%
0.631%
1.245%
0.829%
1.224%
1.224%
1.250%
0.858%
0.610%
0.436%
5.698%
0.034%
0.175%
0.366%
8.937%
6.262%
0.650%
0.065%
2.419%
4.09
6.26%
6.26%
6.26%

現況道路構造(その2)

S=1:500

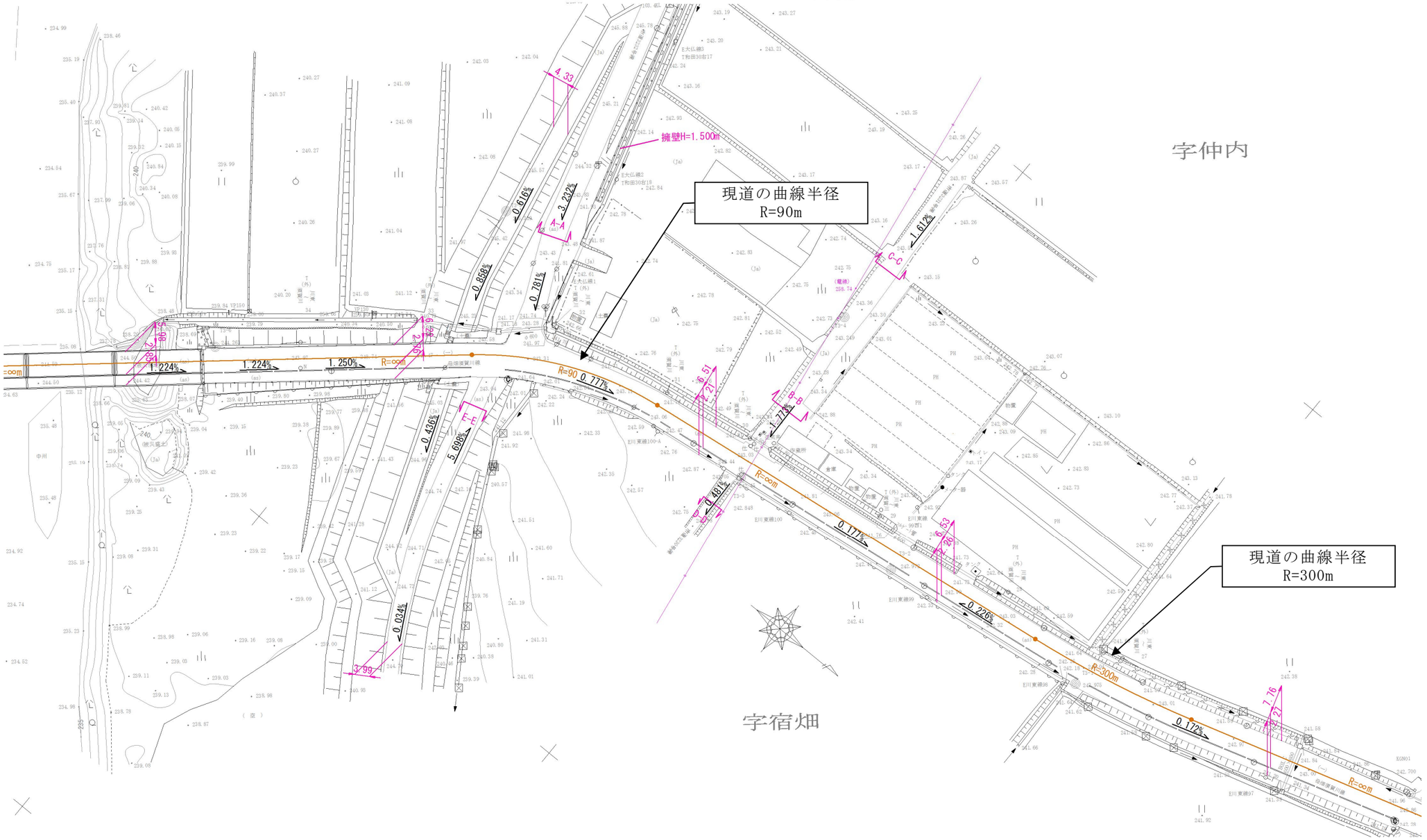


図2.2.10　現況道路構造(2)

2.2.5 現況水路系統

測量地形図および現地踏査より，現況水路系統は図 2.2.11～図 2.2.12 のとおりである。

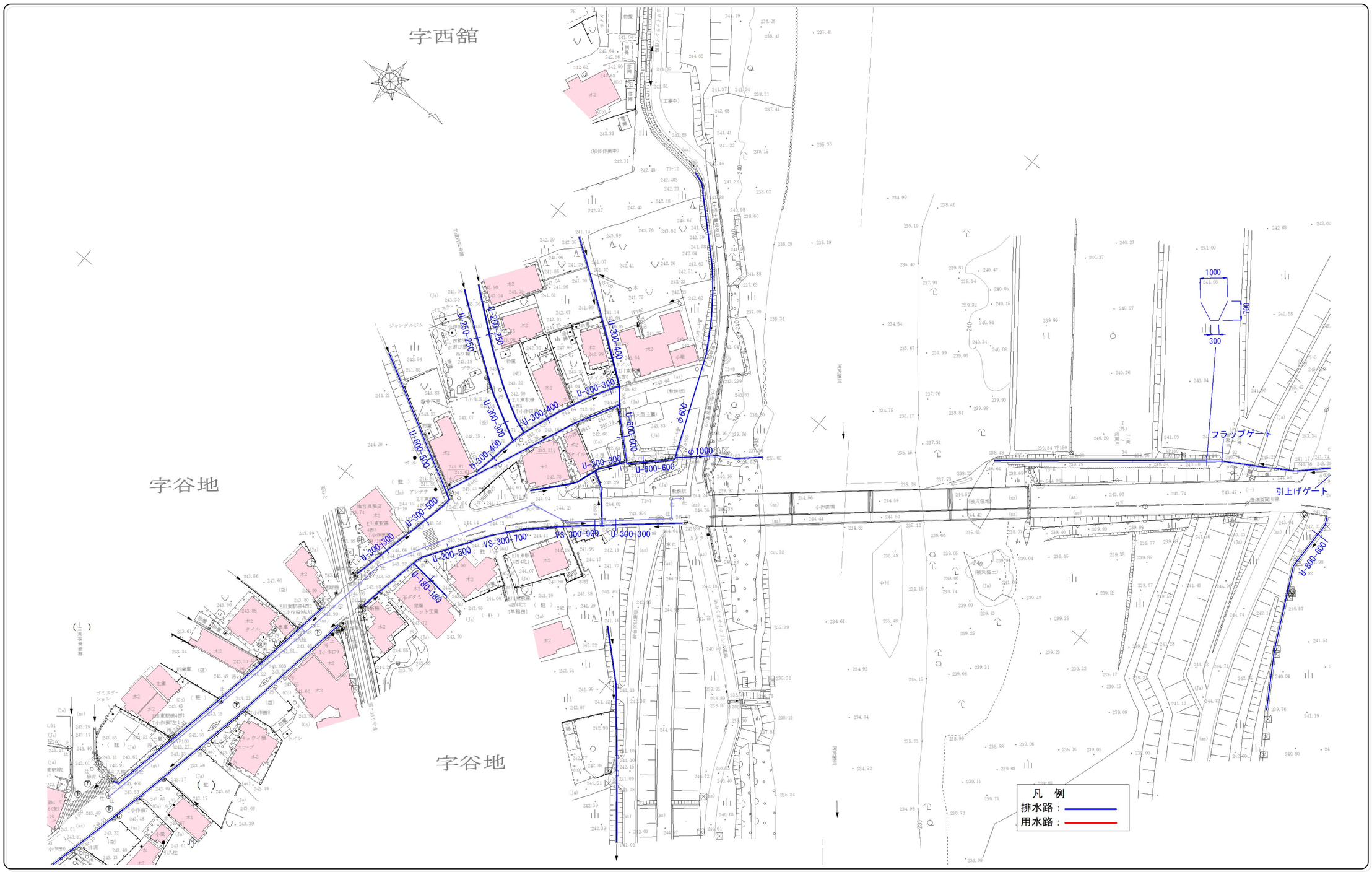


図2.2.11　現況水路系統(1)

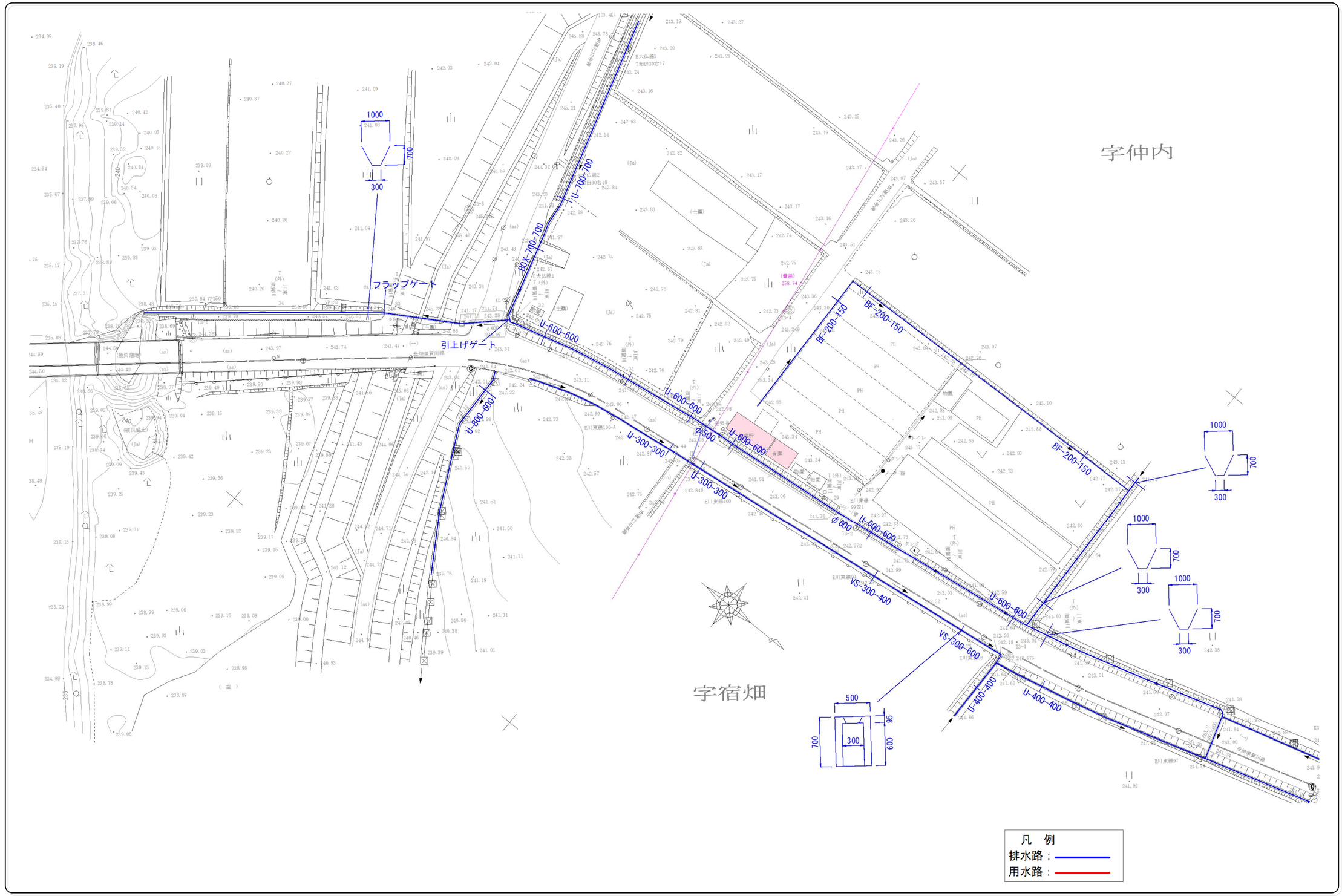


図2.2.12　現況水路系統(2)

2.2.6 占用物件

(1) 電柱・架空線

設計箇所周辺の電柱の一覧を表 2.2.7，表 2.2.8 に示す。また，電柱・架空線の状況を図 2.2.13，図 2.2.14 に示す。

表2.2.7　電柱一覧表（左岸）

No	電柱番号名称	用途	改築計画に伴う影響
1	大仏線 1 (外)川東～須賀川線 32	(共架) 電力,電話	
2	大仏線 2 和田 30 右 18	(共架) 電力,電話	
3	大仏線 3 和田 30 右 17	(共架) 電力,電話	
4	川東線 97	電力	
5	川東線 98	電力	
6	川東線 99	電力	
7	川東線 100	電力	
8	川東線 100-A	電力	
9	(外)川東～須賀川線 27	電話	
10	(外)川東～須賀川線 28	電話	
11	(外)川東～須賀川線 29	電話	
12	(外)川東～須賀川線 30	電話	
13	(外)川東～須賀川線 31	電話	
14	(外)川東～須賀川線 33	電話	
15	(外)川東～須賀川線 34	電話	

表2.2.8　電柱一覧表（右岸）

No.	電柱番号名称	用途	改築計画に伴う影響
1	川東駅線 4 西 1 小作田線 7 左 1	(共架) 電力,電話	
2	川東駅線 4 西 2 小作田線 9 左 A1	(共架) 電力,電話	
3	川東駅線 4 西 3 小作田線 1A/10	(共架) 電力,電話	
4	川東駅線 4 西 4	電力	
5	川東駅線 4 西 4 北 1	電力	
6	川東駅線 4 西 4 北 2 早稲田 1	(共架) 電力,電話	
7	川東駅線 4 西 5 小作田線 1/10	(共架) 電力,電話	
8	川東駅線 4 西 6	電力	
9	小作田線 8	電話	
10	小作田線 9	電話	
11	小作田線 10	電話	
12	小作田線 11	電話	
13	小作田線 12	電話	
14	小作田線 13	電話	

(2) 地下埋設物

設計箇所周辺の地下埋設物（上水道，下水道）の状況を図 2.2.19，図 2.2.20 に示す。

支障物(電柱，架空線)(その1)

S=1:500

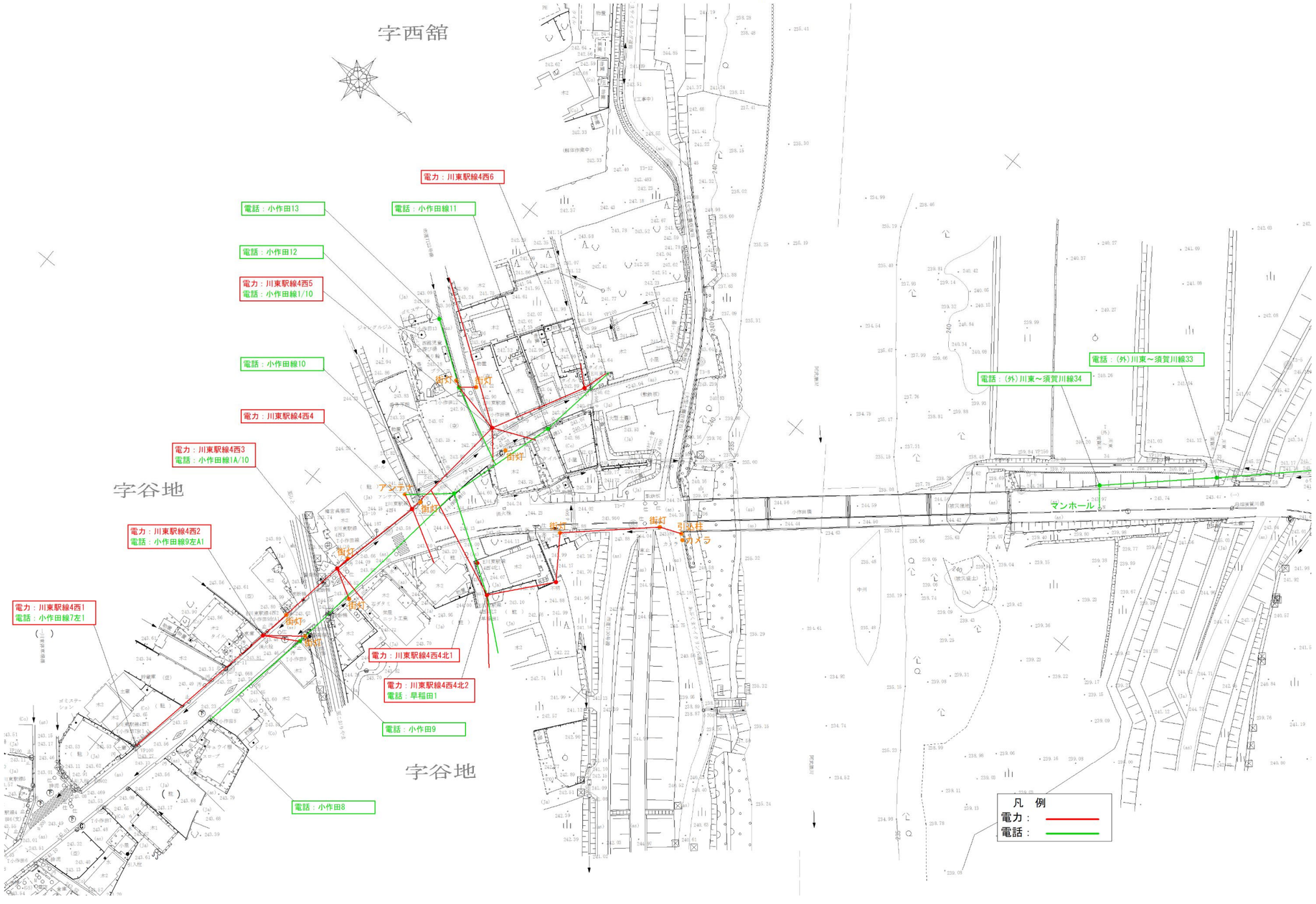


図2.2.13　電柱・架空線状況(1)

支障物(電柱，架空線)(その2)

S=1:500

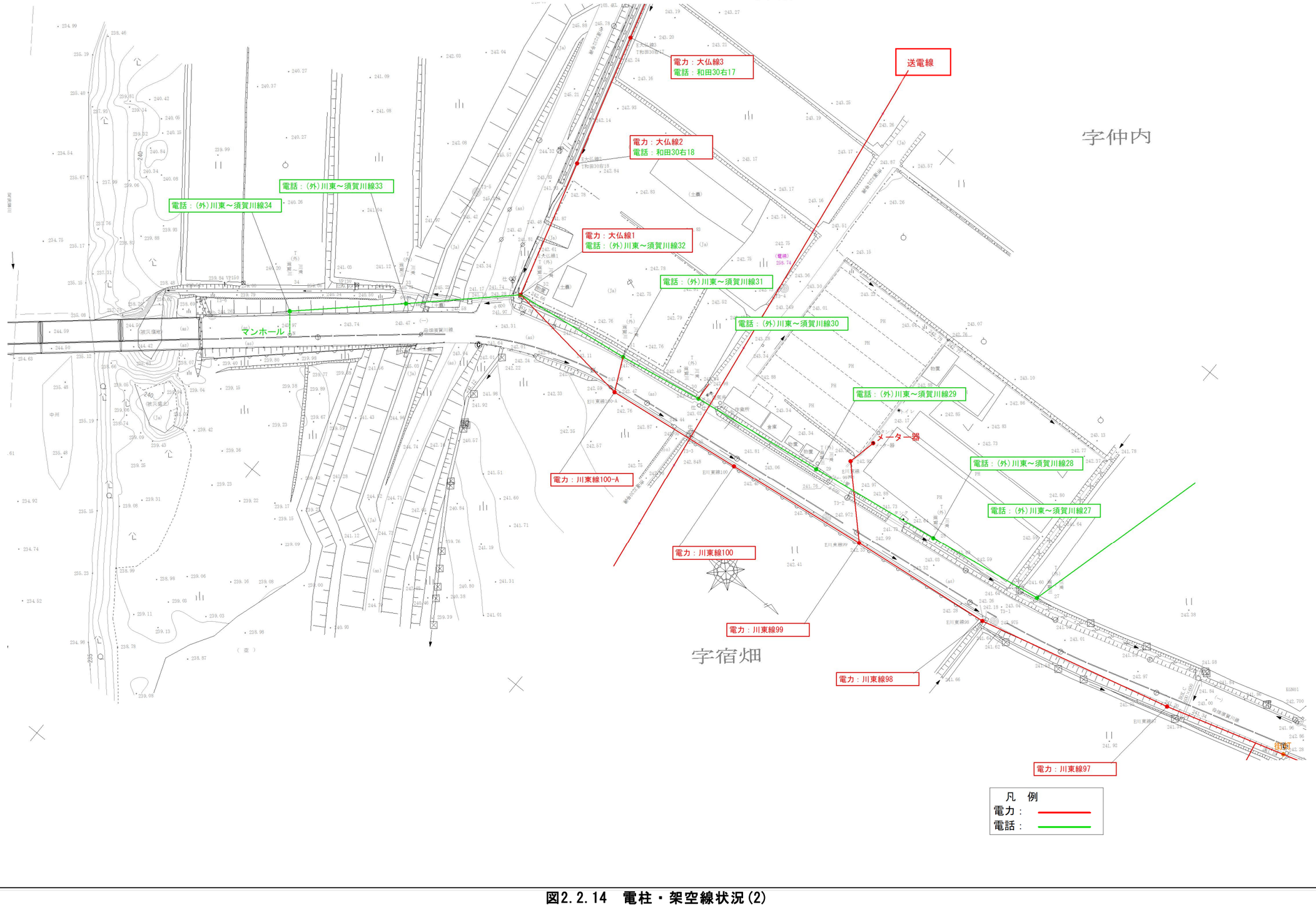


図2.2.14　電柱・架空線状況(2)

東北電力ネットワーク株式会社とのの協議（R3.5.21）により，交差部の高圧線の仕様は以下のとおりである。

・系統名称：南須賀川線
・電　　圧：66KV
・交差位置：鉄塔 No16～No17 区間（計画道路中心は No16 より，136m）
・電力線と地盤高との離隔：図 2.2.15 より，13.0m

【回答資料】（下流側鉄塔から 136m 離れたポイントでの地盤高との距離：13m）

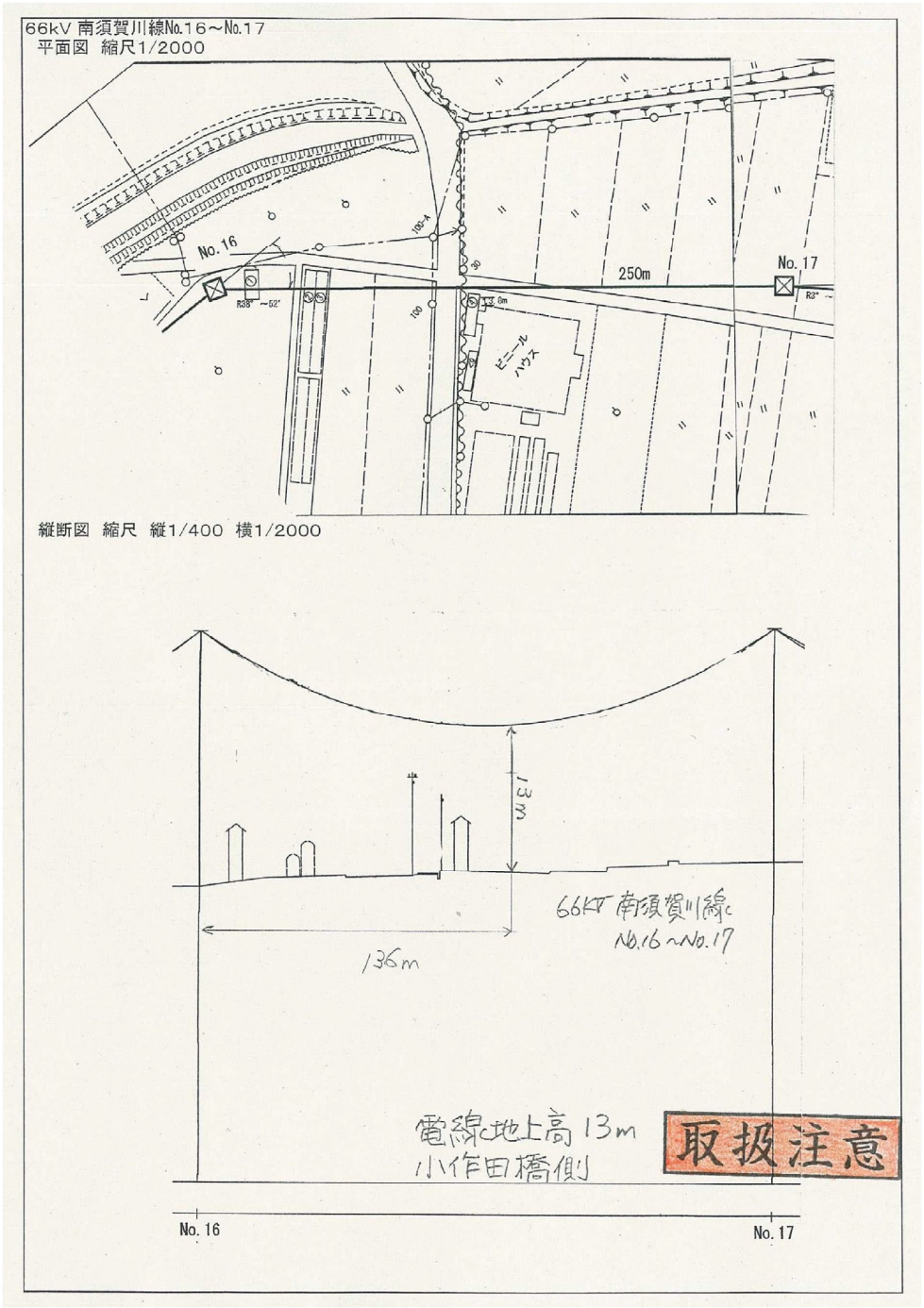


図2.2.15　地盤高と高圧線の離隔

表2.2.9 安全距離

安全距離		
	電圧	安全距離
配電線	6,600V	2m 以上
送電線	33,000V	3m 以上
	66,000V	4m 以上
	154,000V	5m 以上
	275,000V	7m 以上
	500,000V	11m 以上

※送電線には防護管は取付けることは出来ません。

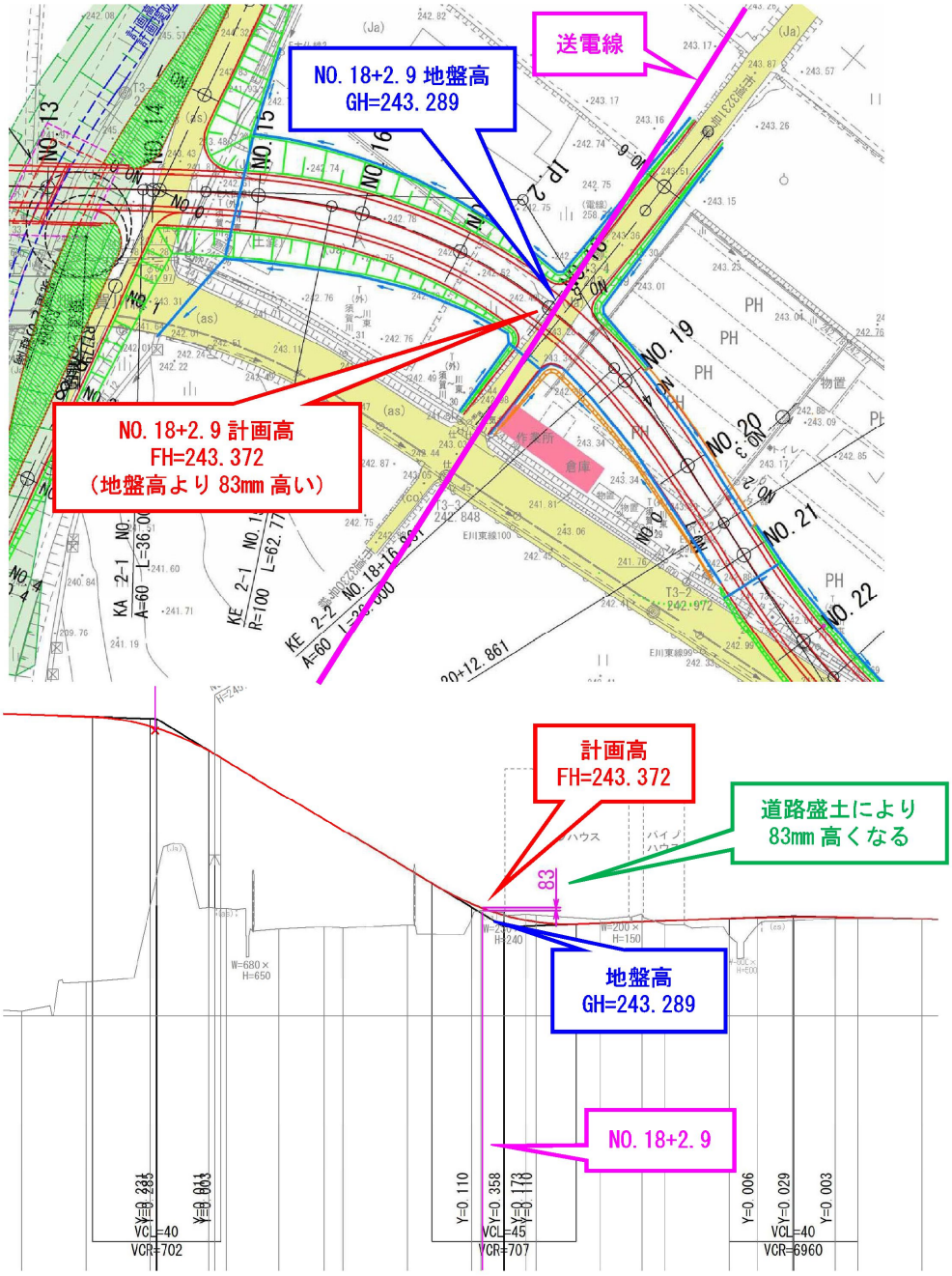
※東北電力 HP より引用

現道からの嵩上げ高は，交差位置で約 10cm 程度である。

したがって，計画道路との離隔高さは 13m-0.1m=12.9m≧10m となるので，高圧線は道路計画のＣＰとはならない。

付替道路の計画高は、架け替えとなる小作田橋の計画高をコントロールし、送電線交差付近で概ね現地盤となるように設定した。

この場合、橋梁からの縦断勾配を 6%として、送電線交差箇所（NO.18+2.9：GH=243.289）での計画高は、FH=243.372 となる。 ⇒<u>送電線交差付近で付替道路計画高は現地盤より 83mm 高くなる</u>



※協議資料より抜粋

図2.2.16　計画道路路面高との離隔

２０２１年　６月　３日

国土交通省　東北地方整備局
福島河川国道事務所
事業対策課長　殿
（事業対策課　武田様
℡024-573-2191）

[redacted]

雲水峯大橋及び小作田橋架け替えに伴う
高圧線のクリアランスに関する事前確認について（回答）

拝啓，時下ますますご清栄のこととおよろこび申しあげます。
弊社事業につきましては日ごろ格別のご理解をいただき厚く御礼申しあげます。
さて，標記について下記のとおり回答いたします。

記

１．対象区間
① 市道　Ⅰ―２２号線（雲水峯大橋）　６６ｋＶ南須賀川線№１０～№１１
② 県道　母畑須賀川線（小作田橋）　６６ｋＶ南須賀川線№１６～№１７

２．照会内容の回答他
（１）①，②ともに送電線の高さは，弊社その他道路目標値１０ｍ以上を確保しているため計画通りで問題ありません。
（２）建設時に感電事故を防止するため，関係工事会社へ当社と感電事故を防止するための安全打合せを実施していただくようご指導をお願いします。

以上

当社担当個所
[redacted]

図2.2.17　協議回答書

終点側で交差する高圧線(6B1A 系統)は図 2.2.18 より，66KV の送電線である。安全離隔は 4m以上である。

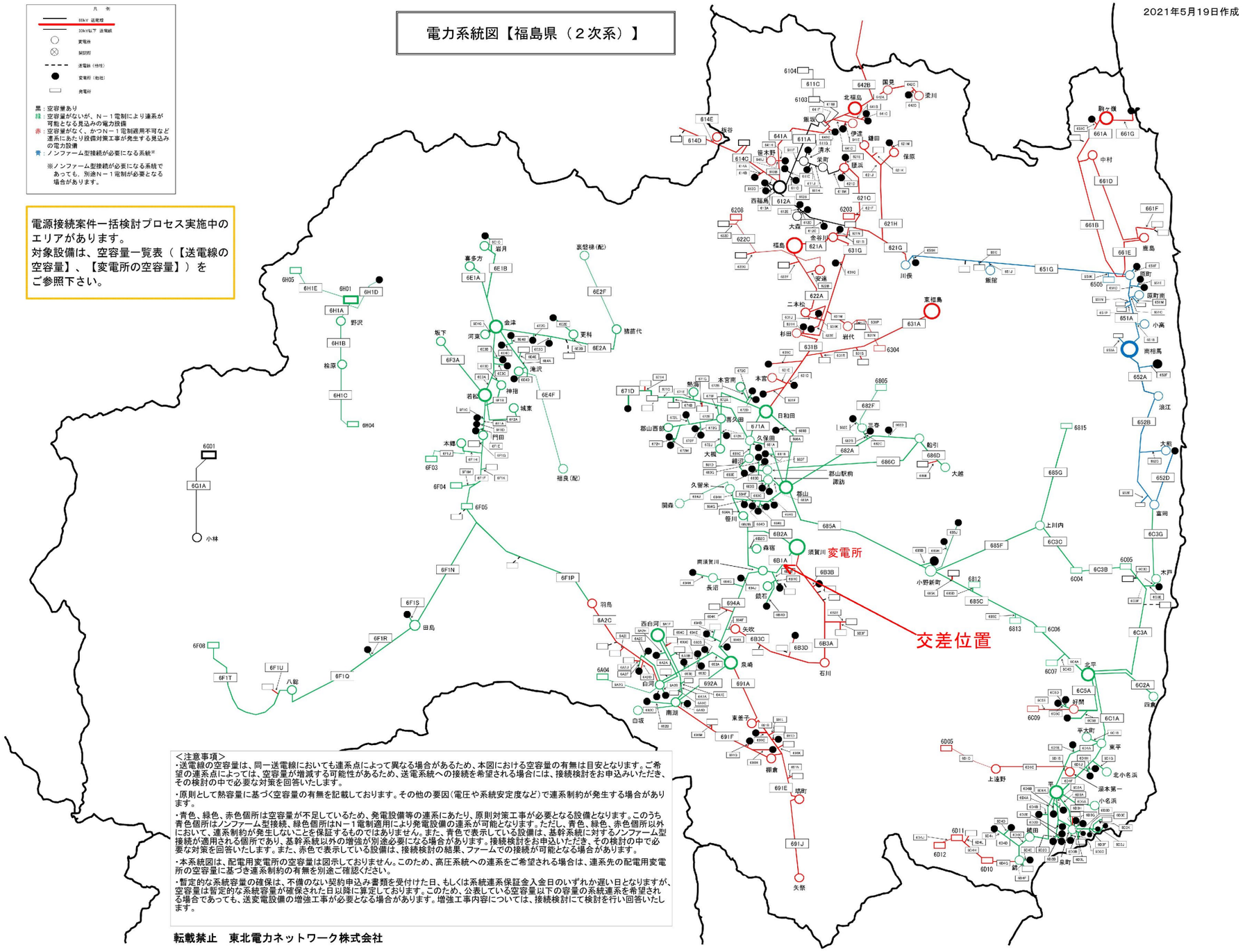


図2.2.18　高圧線の電力系統図

支障物(地下埋設物)(その1)

S=1:500

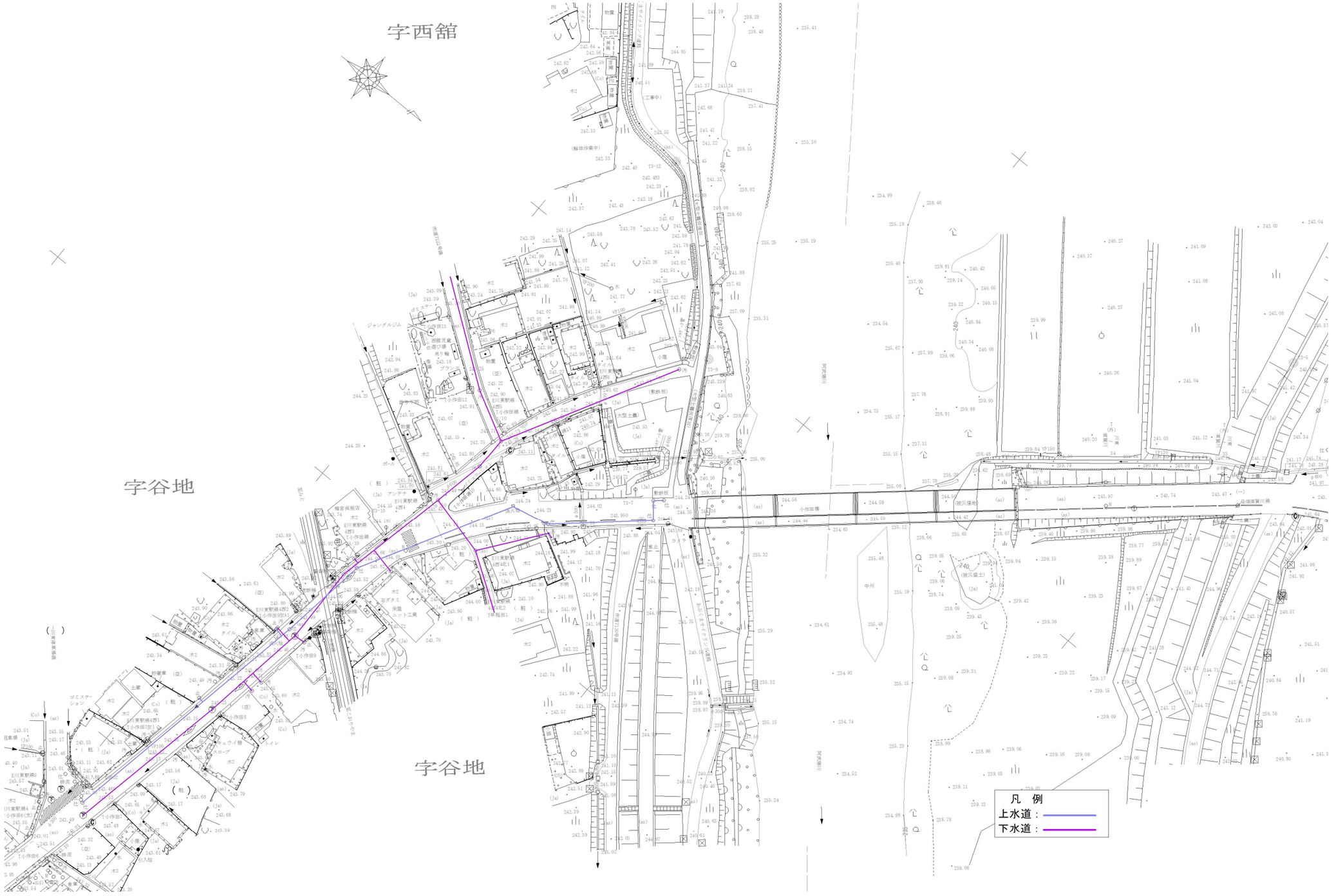


図2.2.19　地下埋設物状況(1)

支障物(地下埋設物)(その2)

S=1:500

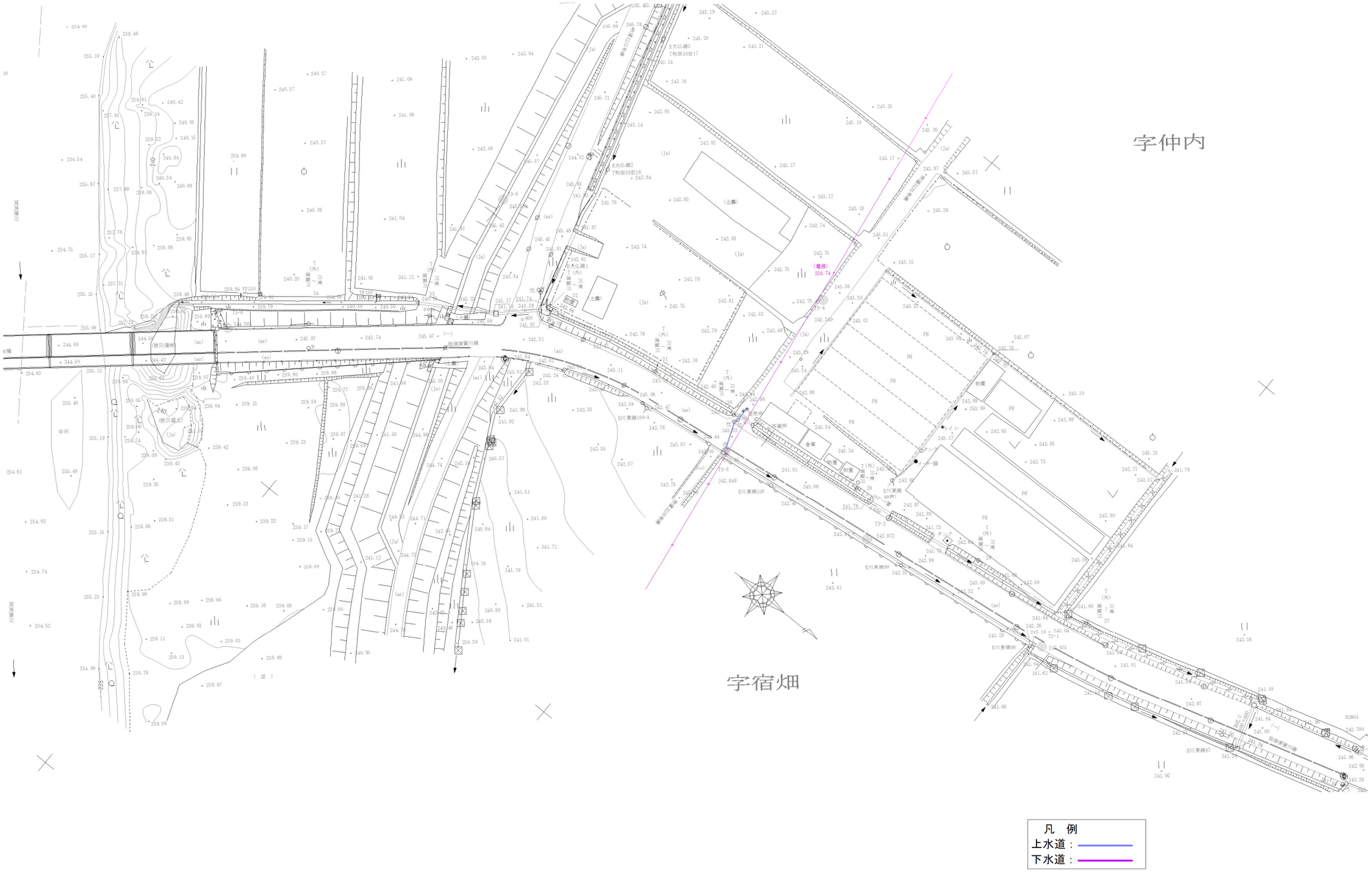


図2.2.20　地下埋設物状況(2)

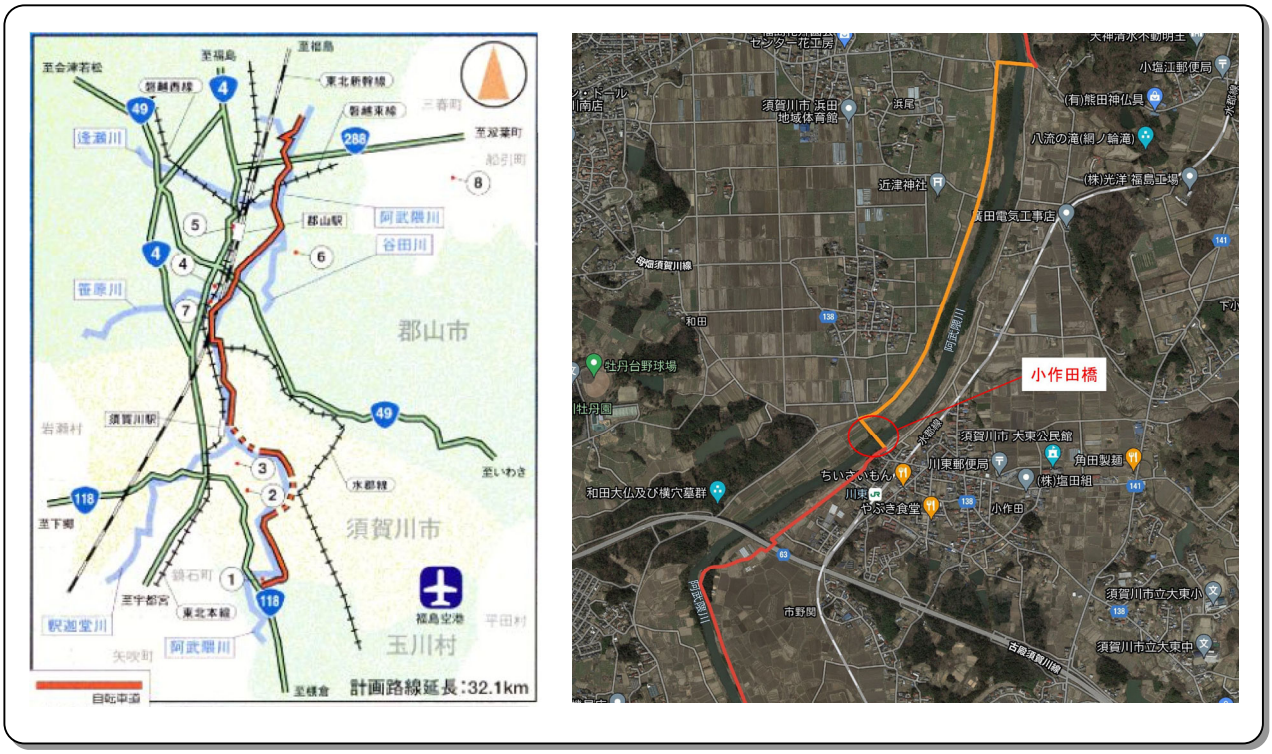
(3) みちのくサイクリングロード

みちのくサイクリングロード(県道：須賀川二本松自転車道線)は,福島県の中央を南北に流れる阿武隈川沿いを走り須賀川市から郡山市に至る 32.1km の自転車道である。

サイクリングロードのルートは阿武隈川の右岸を通るルートである。現在は，一時的に小作田橋を渡り，左岸を通る迂回ルートを設定（オレンジ区間）している。本来のルートは右岸側堤防を通るルートである。

① 路面の種類：アスファルト舗装

② 幅 員 構 成：2m～4m



出典：「福島県 HP」

図2.2.21 みちのくサイクリングロード

2.3 用　地

「令雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」より，用地境界は図 2.3.1 とおりである。

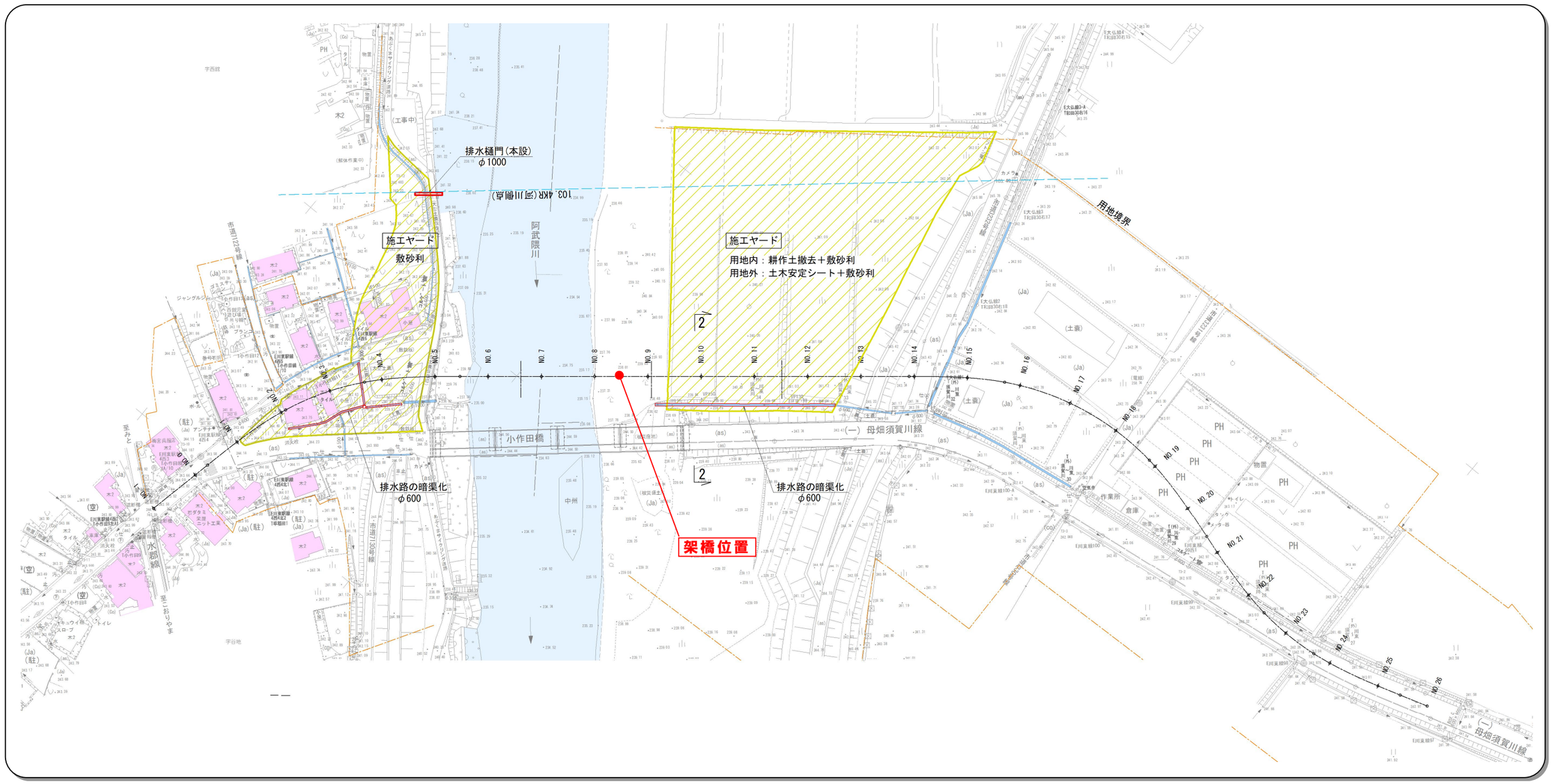
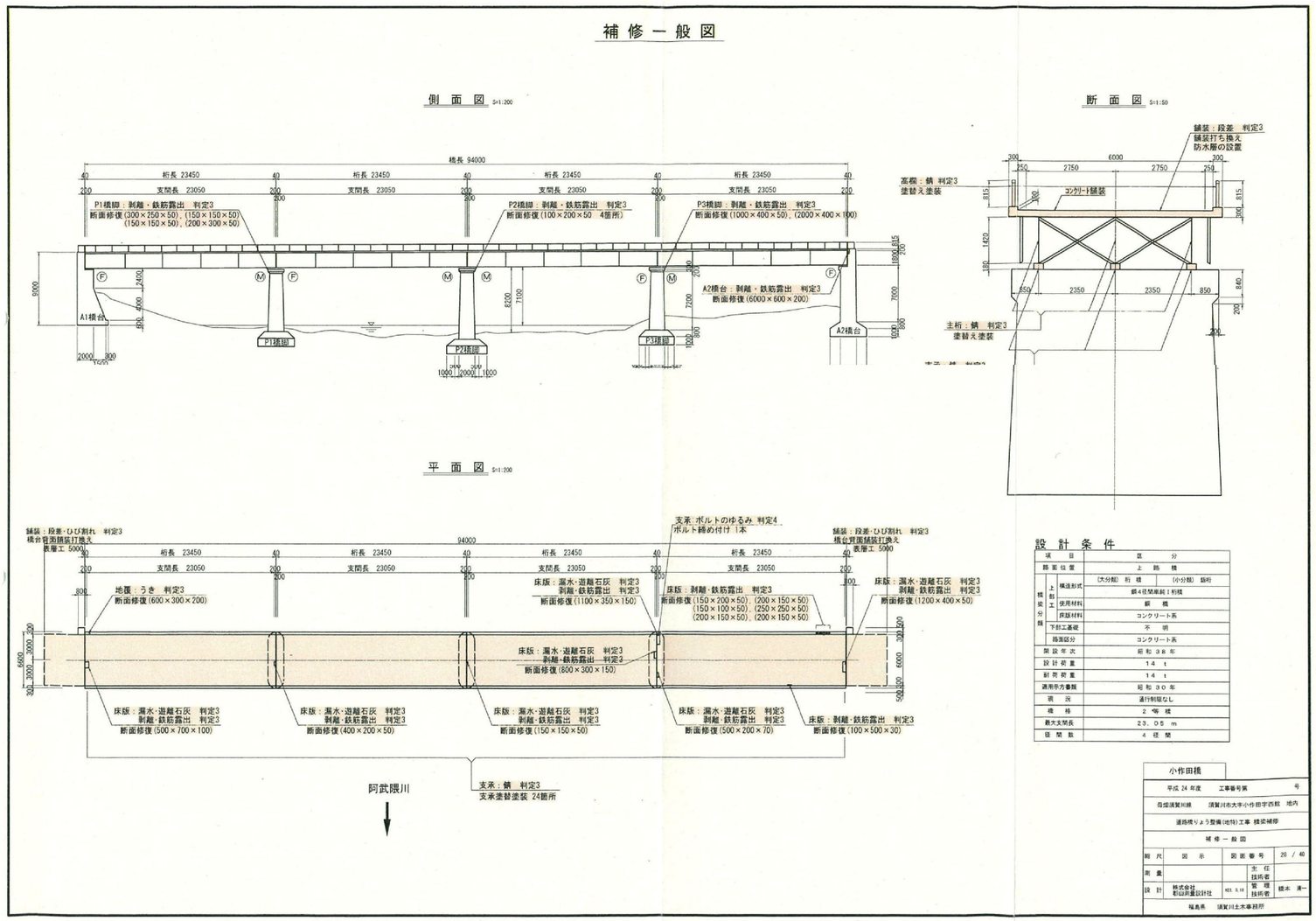


図2.3.1用地境界

2.4 橋梁の現況

2.4.1 車道橋

橋　　長：L=94.0m
上部構造：4 径間単純鋼鈑桁　H=1400mm
床　　板：RC 床板
下部構造：重力式橋台(A1)，小判型壁式橋脚(P1-P3)，逆 T 式橋台(A2)
基礎形式：直接基礎
橋格：2 等橋
設計荷重：TL-14
架設年度：昭和 38 年（橋歴 58 年）
適用示方書：1955 年(昭和 30 年)道示





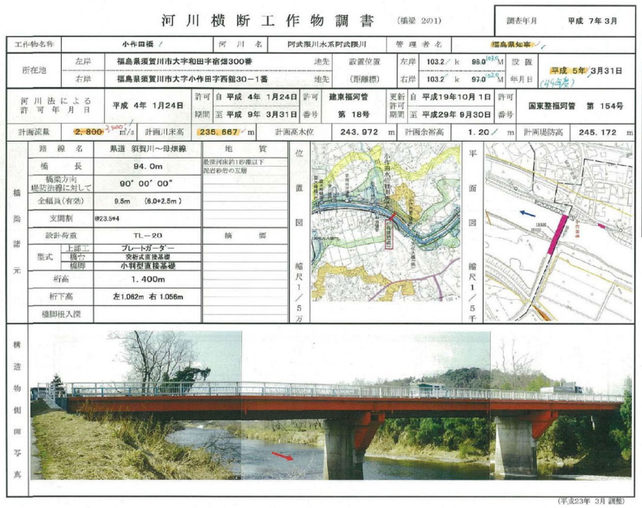


図2.4.1　小作田橋

2.4.2 歩道橋

橋　　長：L=94.0m

上部構造：4 径間単純 H 鋼桁　H=800mm

　床　　板：デッキプレート

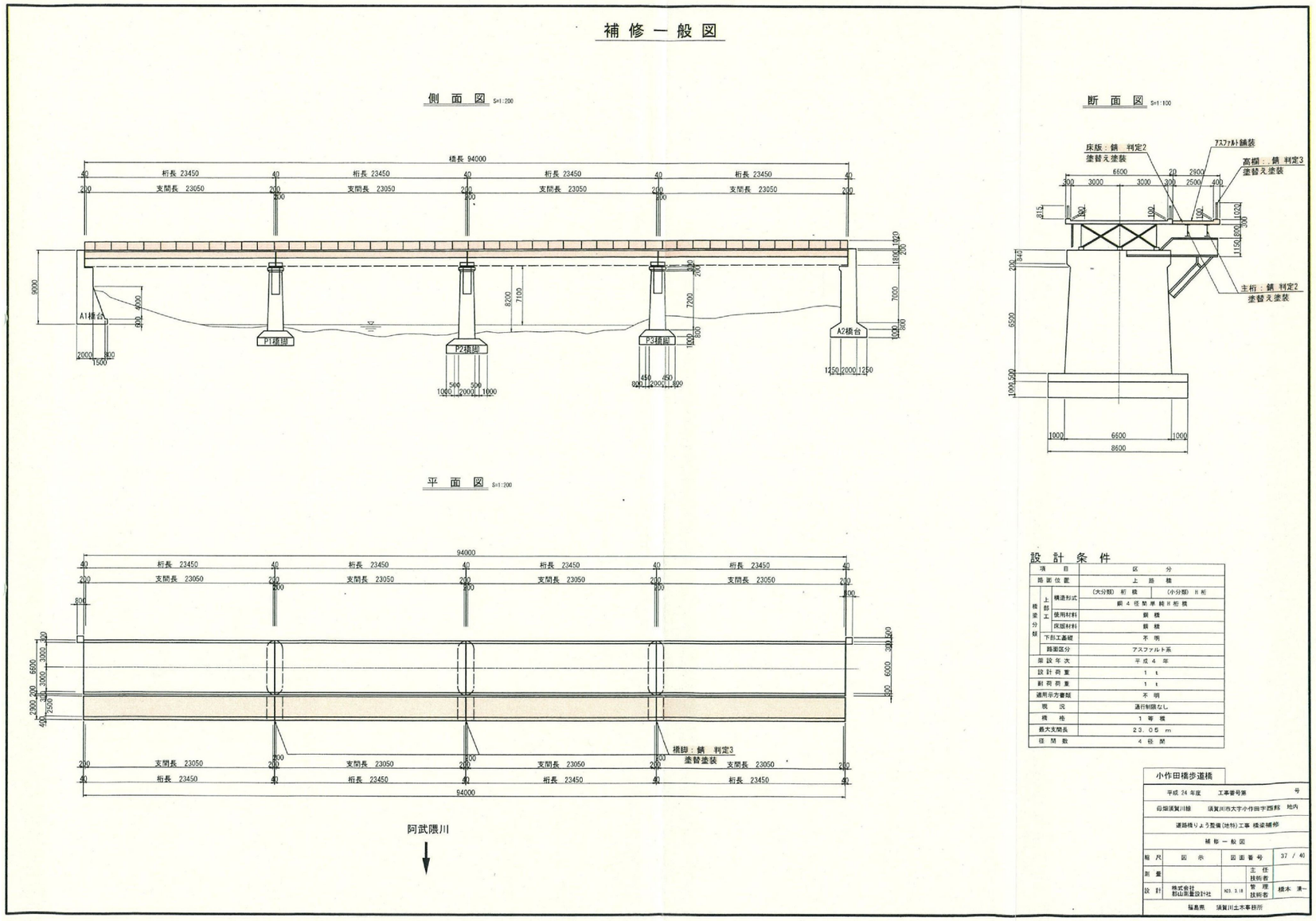
下部構造：A1,A2 橋台(車道橋からの拡幅)，P1-P3 橋脚(車道橋からの鋼材による支持)

　橋格：歩道橋

　設計荷重：群衆荷重

　架設年度：平成*年（橋歴*年）

　適用示方書：*年(昭和*年)道示



設計条件	
項目	区分
路面位置	上路橋
橋梁分類 上部工 構造形式	(大分類) 桁橋 (小分類) H桁
橋梁分類 上部工 使用材料	鋼 橋
橋梁分類 上部工 床版材料	鋼 橋
橋梁分類 下部工基礎	不明
橋梁分類 路面区分	アスファルト系
架設年次	平成4年
設計荷重	1 t
耐荷荷重	1 t
適用示方書類	不明
現況	通行制限なし
橋格	1等橋
最大支間長	23.05 m
径間数	4径間

図2.4.2　歩道橋

左岸側の取り付け部の道路構造は，盛土構造であるが，上流側は法尻にブロック積擁壁，下流側の拡幅側はプレキャストのＬ型擁壁による土留めとしている。
A2 橋台巻き込み部は，災害復旧でブロック積擁壁による土留めとしている。



図2.4.3　取り付け部歩道拡幅

2.4.3 橋梁添架物

(1) NTT・上水道

現在，橋梁にはNTT（３条）と上水道（1条）が添架されている。

NTT（３条）　　上水道１条





NTTの左岸側マンホール

2.5 河川の現況

2.5.1 全景

架橋位置の現況河川の全景は図 2.5.1 のとおりである。

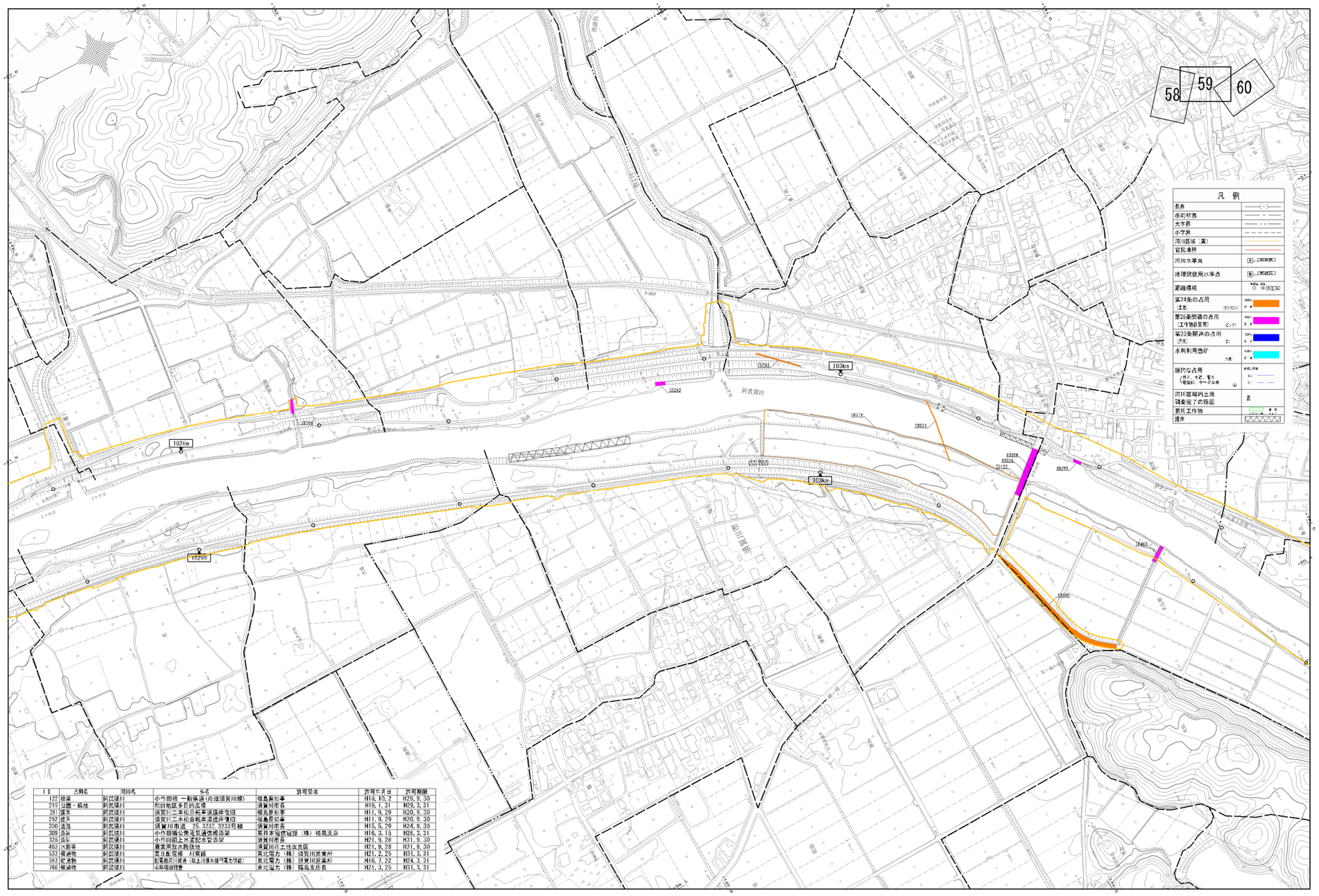


図2.5.1　河川の現況

2.5.2 官民境界および工作物

架橋位置周辺の官民境界，河川工作物は図 2.5.2 のとおりである。

阿武隈川本川須賀川地区



1 8	占用名	河川名	件名	許可受者	許可年月日	許可期限
122	堤塁	阿武隈川	小作田橋 一般県道（向畑須賀川線）	福島県知事	H18. 10. 2	H28. 9. 30
219	公園・緑地	阿武隈川	和田地区多目的広場	須賀川市長	H19. 1. 31	H29. 3. 31
291	護岸	阿武隈川	須賀川二本松自転車道護岸先団	福島県知事	H11. 9. 29	H20. 9. 30
292	護岸	阿武隈川	須賀川二本松自転車道護岸復旧	福島県知事	H11. 9. 29	H20. 9. 30
300	道路	阿武隈川	須賀川市道 25. 3232. 3233号線	須賀川市長	H15. 5. 29	H24. 9. 30
309	添架	阿武隈川	小作田橋公衆通気通信橋添架	東日本電信電話（株）福島支店	H16. 3. 15	H26. 3. 31
329	添架	阿武隈川	小作田低上水道配水管添架	須賀川市長	H21. 9. 28	H31. 9. 30
463	六新亜	阿武隈川	農業用取水路敷地	須賀川市土地改良区	H21. 9. 28	H31. 9. 30
533	簡易物	阿武隈川	高圧鉄塔線 川東線	東北電力（株）須賀川営業所	H21. 2. 25	H31. 3. 31
593	工作物	阿武隈川	配電用引込線（取上川排水機場電力供給）	東北電力（株）須賀川営業所	H16. 7. 22	H24. 3. 31
766	簡易物	阿武隈川	仮設用電線	東北電力（株）福島支店長	H21. 3. 25	H31. 3. 31

測量	位置 (kp)	作成時期	ファイル名	図番
	100. 900 ～ 103. 350	S46年度	阿武隈川河川区域内実測図 38 ～ 53	194 ～ 209
	103. 200 ～ 107. 500	S55年度	須賀川地区河川区域内土地調査測量 一筆測量平面図	210 ～ 230

1 : 2500

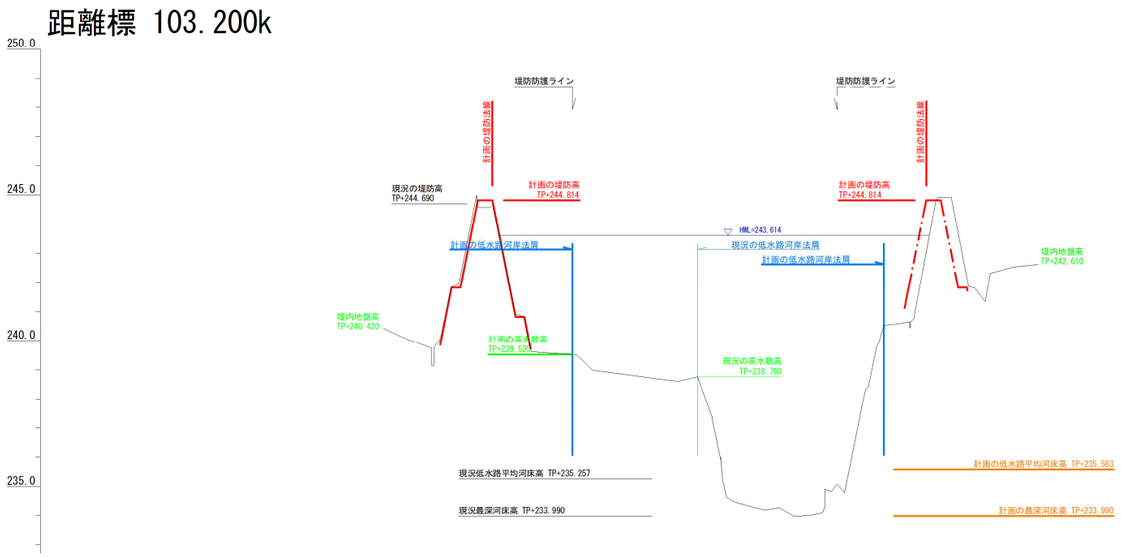
0 100 200 300 400 500m

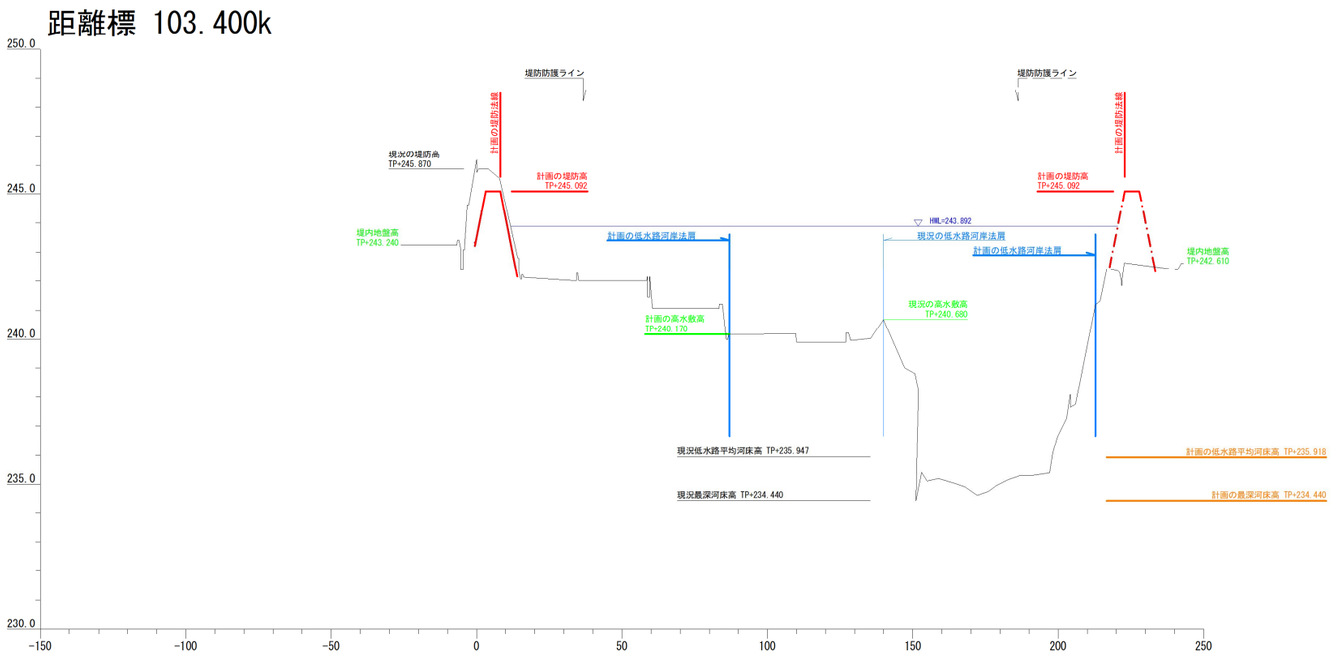
出来形	位置 (kp)	作成時期	ファイル名	図番
	100. 800 ～ 103. 300	S46年度	阿武隈川河川区域内実測図 38 ～ 51	196 ～ 209
	103. 300 ～ 105. 400	S55年度	須賀川地区河川区域内土地調査測量 平面図	210 ～ 219

図2.5.2　現況管理図

2.5.3 管理基準横断図

架橋位置の上下流の河川横断は図 2.5.3 のとおりである。





河川整備基本方針	――――
河川整備計画により 河川整備基本方針の目標達成	―・―・―・―
河川整備計画により 河川整備基本方針の目標未達成	― ― ― ― ―
――――	平成23年度測量成果　（世界測地系）

図2.5.3　河川横断

2.5.4 排水施設

(1) 右岸

・103.4ｋ+112m 付近の排水樋門　φ1000






・103.2k+191m 付近の排水樋門　　φ1000




図2.5.4　右岸排水施設

(2) 左岸

・103.2ｋ+113m 付近の排水樋門　φ600



・102.8k+50m 付近の排水樋門　□1000×1000



図2.5.5 左岸排水施設

台帳図番号	131	福島河川国道事務所　　郡山　　出張所

記　号	阿左　102.8 k＋ 50	阿武隈川水系　　阿武隈　川　　左岸		102.8 k＋ 50
名　　称		和田樋管		
管　理　者　名		東北地方整備局長　　許　可　受　者		
工　作　物　の　位　置		福島県　須賀川市和田		地内
許可等に関する事項		許可番号　第　　号　　許可年月日　　年　　月　　日 期　　限　　年　　月　　日 根拠条文		
設　置　年　月　日		H 13　年　　3 月　　30 日	工作物の施工	樋　管
目　　的		排　　水	受　益　面　積	
揚　排　水　量		最大　　m3/S　　（　　m3/d ）		
		常時　　m3/S　　（　　m3/d ）		
施設の概要 本体	構造形式寸法等	管体　1.00m × 1.00m × 33.049m　　鉄筋コンクリート造　1連		
		門扉　1.00m × 1.00m　　鋼製スライドゲート　1連		
	敷　高　等	呑　口　238.450 m　　吐　口　238.450 m		
	排水の方法	自　然		
	その他			
付属設備等	ポ　ン　プ			
	機　　場			
	管理橋等	鋼　製　　巾 ＝　　m　　長さ＝ 11.30 m		
保護工作物等		護岸（　　工 ）　　m　（ 上流　10.00 m以上　　下流　10.00 m以上 ） 覆土用大型連節ブロック		
背後地の状況		果樹園　　GL＝　　m　　HWL＝ 243.350 m		
現況その他附記事項				

呑口



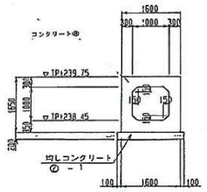
吐口



構　造　図

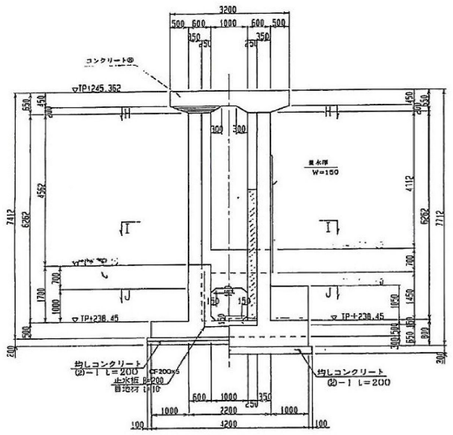
呑口

S=1:150

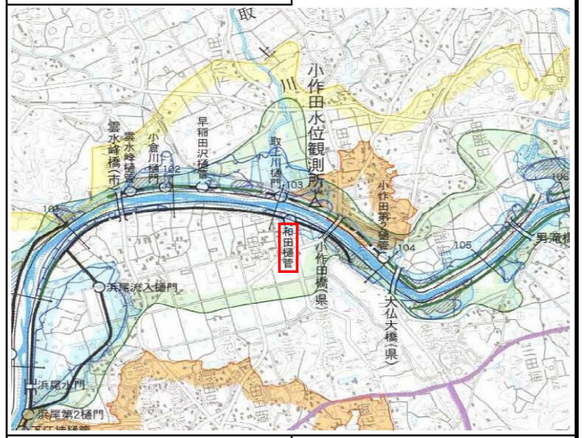


吐口

S=1:150



位置図　（ S＝1/50,000 ）



構造図　（ 縦断図 ）

（ 平成　17 年　1 月　12 日 調整 ）

図2.5.6 和田樋管

記　　号	阿左　102.8　k＋　50	台帳図番号	131	福島河川国道事務所　郡山　出張所



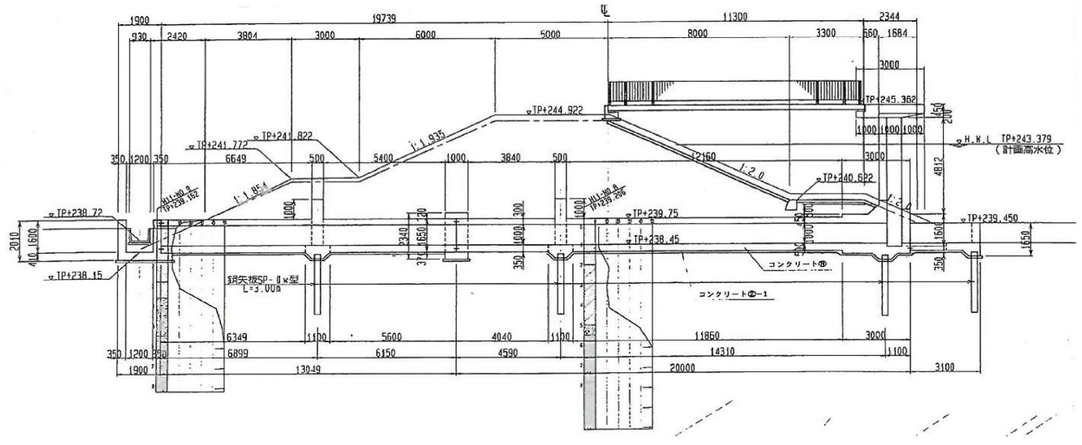


経歴等

補修歴
管内樋門上屋工事
H14 年度施工　　上屋［新設］

構　造　図

S=1:300



（平成　　年　　月　　日調整）

2.6 学　区

小中学校の校区は阿武隈川を挟んで，東西に分かれているため，橋梁区間は児童，生徒の通学路にはなっていない。（図 2.6.1 参照）

須賀川市内の高校は，市街地に散在しているため，西側地区の生徒の通学路として自転車で通学している可能性はある。（図 2.6.2 参照）





須賀川市立第三小学校



須賀川市立第三中学校



図2.6.1　小中学校の学区



図2.6.2　須賀市中心部の主な高校

2.7 将来像

福島県の都市計画区域マスタープランにおける高岡市計画区域の整備，開発および保全の方針は図 2.7.1 のとおりである。架橋位置は「その他の地域」に該当するので影響はない。

出典：「福島県ホームページ 都市計画区域マスタープラン」

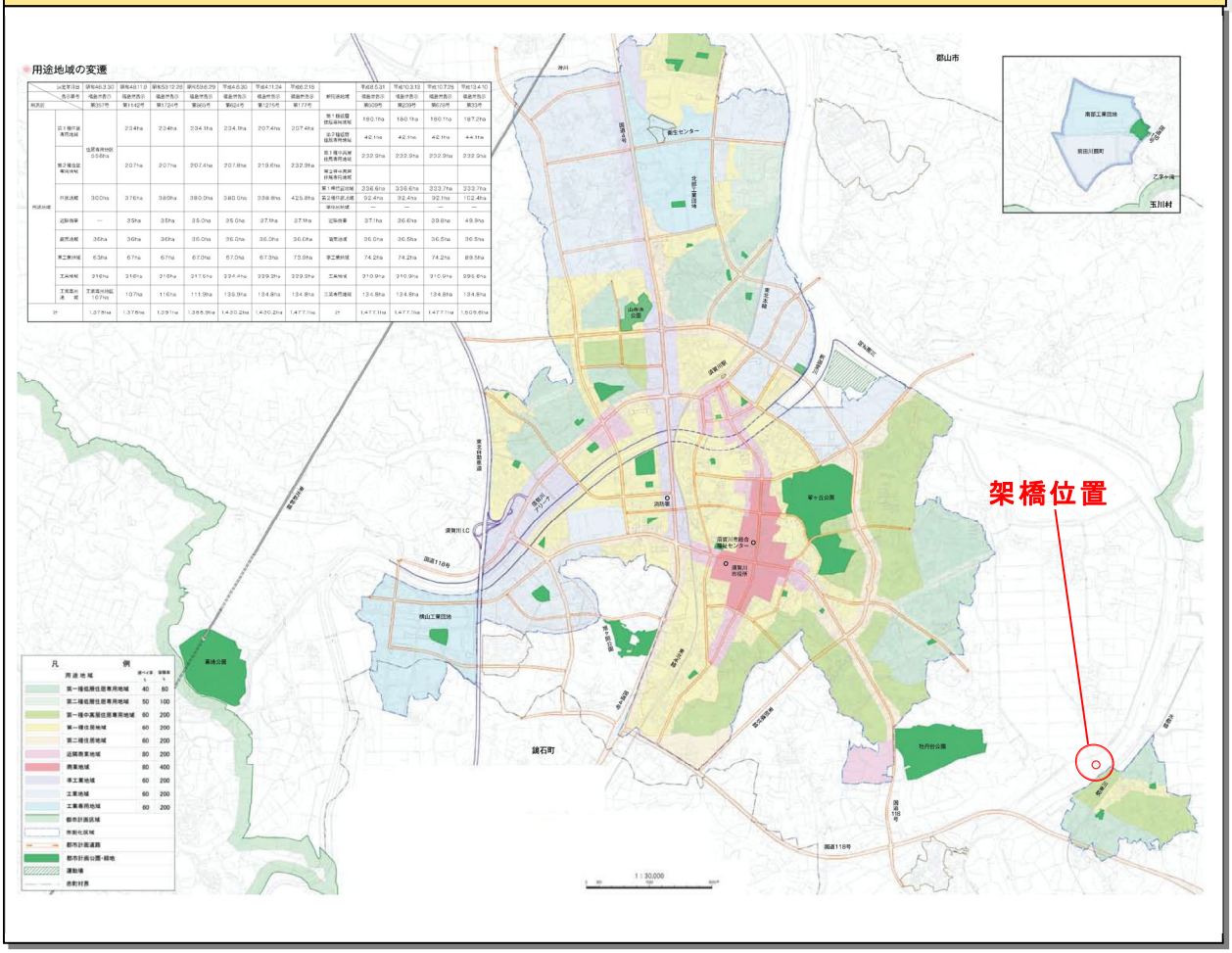


図2.7.1 都市計画区域マスタープラン

2.8 現地踏査の結果の総括

現況調査および現地踏査結果を図 2.8.1～図 2.8.3 に示す。

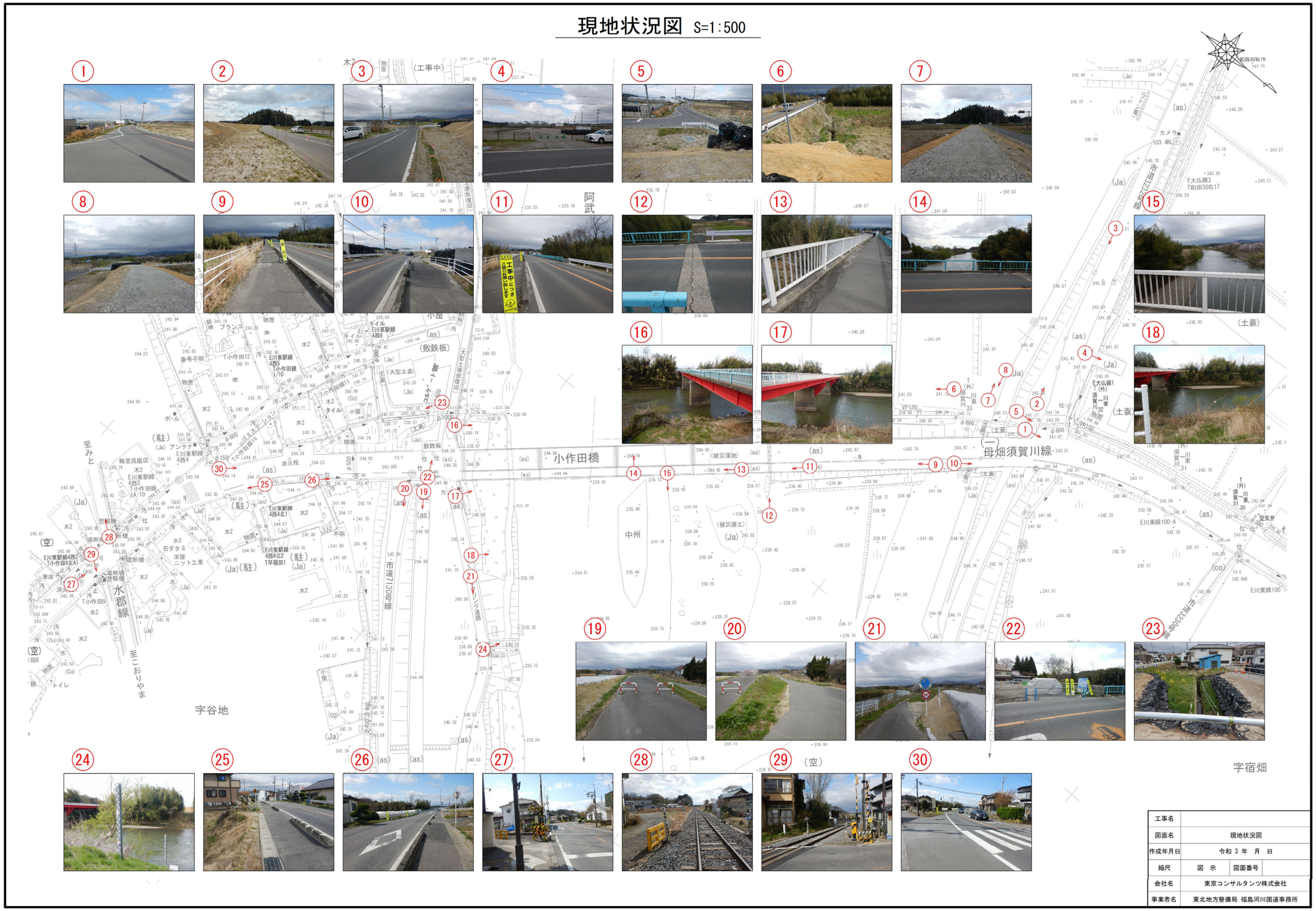


図2.8.1 現況状況図

現地調査図（その1）

S=1:500

字西舘

① 県道 踏切部（橋側）



② JR水郡線 水戸側



③ JR水郡線 郡山側



④ 県道 踏切部（市街地側）



⑧ 水路合流部



⑫ 右岸堤防状況（暫定土のう積）



⑨ 右岸側 現況流末水路



⑪ 右岸堤脚水路



⑩ 右岸側 流末水路（堤防横断部上流）



⑩ 堤防工事状況



⑪ 市街地の最高速度30km/h



⑦ 県道 上り線歩道部



⑥ 県道 道路中央



⑤ 県道 下り線路肩部



令和 年度			
施工箇所	地内		
工事名			
図名	現地調査図（その1）		
縮尺	1:500	全 葉の内	
作成年月	令和 3 年 月		
東北地方整備局 福島河川国道事務所			

図2.8.2 現地調査図(1)

現地調査図(その2)

S=1:500

⑮ 左岸側現況流末部(フラップゲート)



⑮ 管材はポリエチレン管(φ600)



⑯ 市道3232号線



⑰ 左岸堤防川裏坂路



⑱ 左岸側現況水路



⑲ 県道法尻側溝



⑳ 市街地側の最高速度30km/h



㉑ 近接家屋



㉒ 市道3231号線



㉓ 市道3231号線



㉔ 市道3230号線



㉕ 県道 下り線側路肩部



㉖ 県道 道路中央



㉗ 県道 上り線歩道部



㉘ 県道 法尻側溝部



令和　年度			
施工箇所			地内
工事名			
図名	現地調査図(その2)		
縮尺	1:500	全　葉の内	
作成年月	令和 3 年　月		
東北地方整備局　福島河川国道事務所			

図2.8.3 現地調査図(2)

2.9 既往設計成果の検証

2.9.1 道路計画における問題点

過年度成果について図　2.9.1 に示す問題が挙げられるため，本業務において予備設計の修正検討を実施し，表 2.9.1～表 2.9.5 に示す方針により設計する。

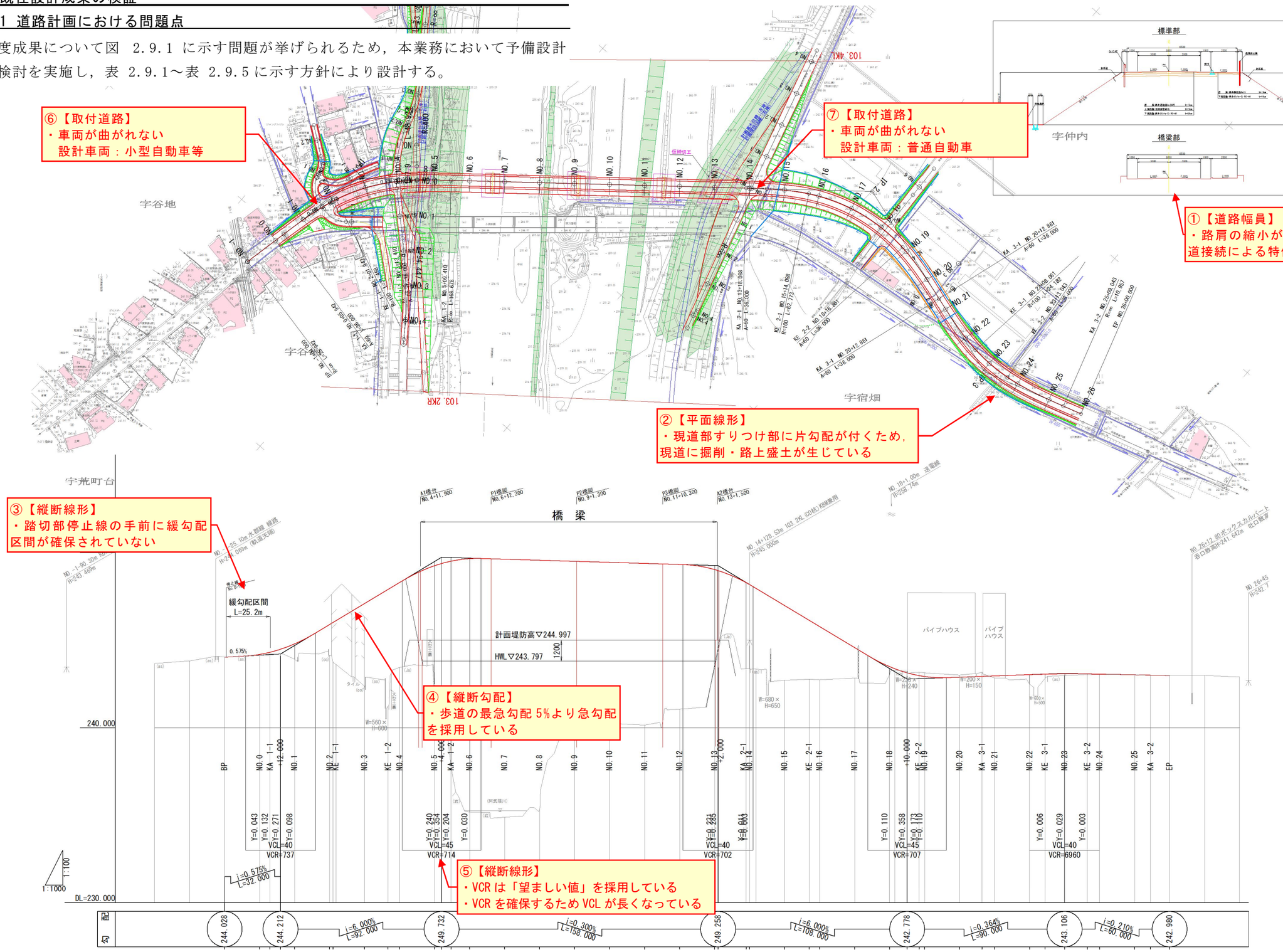
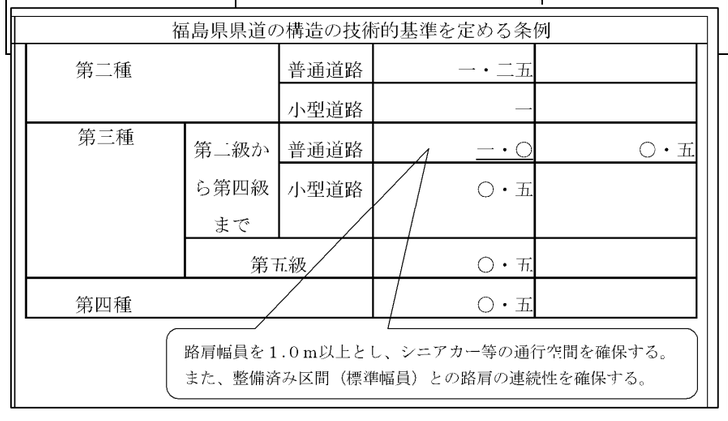


図 2.9.1 道路計画における問題点

表 2.9.1　(県)母畑須賀川線の道路条件

項目		道路予備設計		問題点	本業務の対応
計画交通量		2,885 台/日	・H27 交通センサスによる現況交通量を採用		・予備設計と同様 ・現道の機能補償であることから，現況交通量にもとづいて設計する。
道路の区分		第 3 種第 3 級	・道路構造令第 3 条第 1 項，第 2 項より設定(その他の道路，都道府県道，平地部，4,000 台/日未満)		・予備設計と同様
設計車両				記載なし	・普通自動車，小型自動車を対象として設計する(セミトレーラは考慮しない)
設計速度		V=40km/h	・道路構造令第 13 条にもとづき，現地の状況(規制速度 30km/h，40km/h)を勘案して設定		・予備設計と同様
幅員構成	車線	3.0m×2 車線	・道路構造令第 5 条第 4 項より設定		・予備設計と同様
	路肩	1.0m	・「福島県　県道の構造の技術基準を定める条例」より，土工部は 1.0m とする。橋梁部も 1.0m を採用 ・	①【道路幅員】 ・路肩の幅員は，長大橋及び歩道接続による特例値の適用が可能である。	・予備設計と同様 ・道路管理者(福島県)との協議(R2.11/20)を踏まえ，路肩幅員は県条例の 1.0m を適用する。長大橋および歩道接続等による縮小を行わない幅員構成(土工部，橋梁部)で決定されている。 (W=10.5m=1.0+3.0+3.0+1.0+2.5)
	歩道	2.5m (路上施設帯含む)	・現況と同様に片側(下流側)に歩道を設ける		・予備設計と同様 ・「R3 道路構造令の解説と運用 p.248，p256」にもとづき，道路構造令第 11 条第 2 項より歩道(W=2.5m)を設置する
取付道路交差部の右折車線		右折車線は設置しない	・設計交通量が極めて少ない		・予備設計と同様
大型車交通量		46 台/日・方向	大型車混入率 3.2%，重方向率 50%(推定)	・数値のとり違いあり。	・H27 交通センサス(箇所別基本表)より大型車交通量 193 台/日。H27 交通センサス(時間帯別交通量表)より重方向率 51.4% 193×0.514=99.2→100 台/日・方向
舗装構成		・交通量区分 N3 ・表層 5cm 上道路盤 15cm 下層路盤 20cm		・協議結果と異なる。	・道路管理者(福島県)との協議(R2.11/20)の結果に従う。 ・H27 交通センサスの大型車交通量(100 台/日・方向)より設定する ・舗装構成は福島県土木設計マニュアルに従う 交通量区分:N4，計画期間:10 年，CBR:3%(推定) 車道舗装：表　　層 5cm 上層路盤 15cm 下層路盤 35cm　(計 55cm)



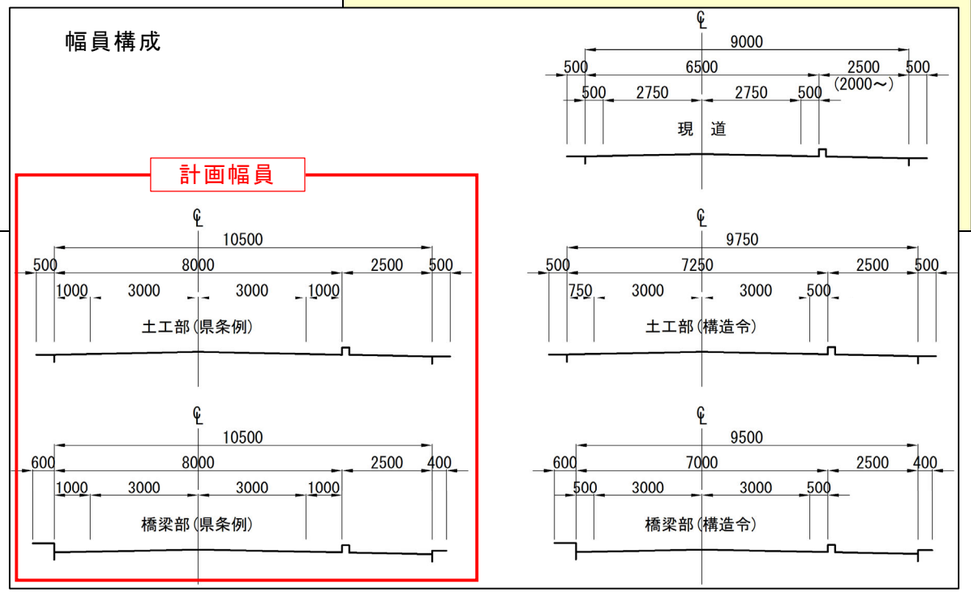


表 2.9.2 （県）母畑須賀川線の平面線形

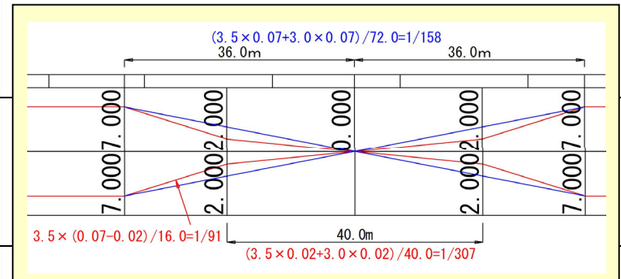
項目		道路予備設計		問題点	本業務の対応
■平面線形					
最小曲線半径	曲線半径	R=100m	「R3 道路構造令の解説と運用 p341，p349」より，最小曲線半径の望ましい値を採用 ・最小曲線半径 R=60m 以上 ・望ましい値 R=100m 以上	 青線でいい	・予備設計と同様 ・現道の曲線半径は約 90m である。現況より大きな曲線半径を採用しているので現況構造を確保している。
	ｸﾛｿｲﾄﾞ	A=60 L=36.0m	「R3 道路構造令の解説と運用 p384，p392」より，クロソイド A=50 以上とし，A=60 を採用 緩和区間長 L=35m 以上とし，L=36m 確保 ・R･L=A²より，L=60×60/100=36m		・予備設計と同様 ・「R3 道路構造令の解説と運用 p.392」にもとづいて遠心加速度の変化率 P=0.6（設計速度 60km/h 以下の一般国道，主要地方道に用いる値）を採用
	横滑り摩擦係数	f=0.06	「R3 道路構造令の解説と運用 p350」より，曲線半径の望ましい値の f=0.06 を採用		・予備設計と同様 ・設計速度 40km/h の横滑り摩擦係数 f=0.15 以下 ・f=V²/(127*R)-i＝40*40/(127*100)-0.07 =0.056
	片勾配	i=7.0%	「R3 道路構造令の解説と運用 p362」より，40km/h，R=100m の片勾配 7.0%を採用	・片勾配 7.0%と 6.0%の図面が存在する。（警察協議資料は 6.0%） ・IP.2～IP.3 の背向曲線部では規定値を下回る値となっている（すりつけ率 1/91）。	・道路構造令第 16 条より，第 3 種の道路で自転車道等を設けない場合は，車道部を通行する自転車の安全性に配慮し，片勾配は 6.0%以下とする。
片勾配のすりつけ		すりつけ率 1/184	「R3 道路構造令の解説と運用 p398」より，40km/h の 1/100 以下ですりつけ。 ・横断勾配-2.0～7.0%（勾配差 9.0%）を緩和区間 36m ですりつけ(すりつけ率 1/184)		・横断勾配-6.0～2.0%（勾配差 8.0%）を緩和区間 36m ですりつけ(1/150) すりつけ率 q=3.00×0.08/36=1/150
曲線拡幅		1 車線あたり 0.25m，2 車線道路のため 0.50m 拡幅	「R3 道路構造令の解説と運用 p374」より設定		・予備設計と同様
視　距		L=44.384m	・道路構造令第 19 条より L=40m 以上確保		・「R3 道路構造令の解説と運用 p.413」にもとづいて L=40m 以上確保する。 曲線区間内側車線について， D=√(8*98.25*2.75)=46.49m
現道すりつけ部の曲線半径	曲線半径	R=100m	「R3 道路構造令の解説と運用 p341，p348」より，最小曲線半径の望ましい値を採用 ・最小曲線半径 R=60m 以上 ・望ましい値 R=100m 以上	②【平面線形】 ・終点側現道部について，現道部に大きな片勾配を付するため改築規模が大きい	・現道の改築規模を極力軽減するため，現道の横断勾配 2.0%(舗装オーバーレイにより 2.0%片勾配とする)を考慮して平面線形を設定する。 ・片勾配 2.0%，横滑り摩擦係数 f=0.06 の場合，最小曲線半径は， Rmin=V²/(127*(f+i)) =40*40/(127*(0.06+0.02)) =157.5m→160m を採用 ・ｸﾛｿｲﾄﾞﾊﾟﾗﾒｰﾀは A=75(L=35.156m)を採用 【提案資料１】参照
	ｸﾛｿｲﾄﾞ	A=60 L=36.0m	「R3 道路構造令の解説と運用 p384，p392」より，クロソイド A=50 以上とし，A=60 を採用 緩和区間長 L=35m 以上とし，L=36m 確保 ・R･L=A²より，L=60×60/100=36m		
	横滑り摩擦係数	f=0.06	「R3 道路構造令の解説と運用 p350」より，曲線半径の望ましい値の f=0.06 を採用		
	片勾配	i=7.0%	「R3 道路構造令の解説と運用 p358」より，40km/h，R=100m の片勾配 7.0%	・片勾配 7.0%と 6.0%の図面が存在する。（警察協議資料は 6.0%）	現道すりつけ部の曲線半径の設定により，片勾配 2.0%を採用
現道との整合	起点			・現道中央(推定)と設計中心線が整合していない	・予備設計と同様 ・直近の緩和区間で現況すりつけ
	終点			・現道中央(推定)と設計中心線が整合していない	

表 2.9.3 (県)母畑須賀川線の縦断線形

項目		道路予備設計		問題点	本業務の対応
■縦断線形					
緩勾配区間	交差点	なし	「R3 道路構造令の解説と運用 p494」より，緩勾配区間を 35m 確保		・取付道路側の一時停止交差点とし，主道路となる(県)母畑須賀川線には停止線を設けない。したがって，緩勾配区間は不要である。
	踏切	L=25.2m		③【縦断線形】 ・JR 水郡線踏切部の緩勾配区間長(勾配 2.5%以下の区間長)が 25.2m であり，規定値(35m)が確保されていない。	・JR 水郡線踏切部の停止線の手前に緩勾配区間長(勾配 2.5%以下の区間長)を 35m 以上確保する ・停止線位置 No.0-19.0m とし，No.0+16.0 の区間の縦断勾配を 2.5%以下とする。 【提案資料２】参照
最急縦断勾配		i=6.0%	「R3 道路構造令の解説と運用 p424，p444」より，40km/h の規定値 7%以下とし，6%を採用	④【縦断勾配】 ・歩道の最急勾配 5%より急勾配を採用している ・歩行者に配慮する場合は 5.0%以下（やむを得ない場合は 8.0%）が採用される。	・縦断勾配案(4%，5%，6%，7%)について比較検討を行い，バリアフリーを考慮した縦断勾配(5.0%)を採用
縦断曲線長		VCL=40m	「R3 道路構造令の解説と運用 p453」より，40km/h の規定値 35m 以上とし，40m を採用	⑤【縦断線形】 ・縦断曲線長は，縦断曲線半径を確保するため，規定値より大きな値を採用している。	・橋梁構造や現道すりつけ部の構造に配慮し，道路構造令に示される最小規定値を採用する。 ・寒冷地に属することから，凸型縦断曲線部の冬期視距(45m)確保を考慮する。 最小の縦断曲線頂採用により決まる縦断曲線半径 凸 VCR=100×35/(5+0.3)=660m 凹 VCR=100×35/(5-0.5)=778m VCL=35m 以上 VCR=凸型 660m，凹型 778m
縦断曲線半径		凸型 VCR=877m 凹型 VCR=702m	「R3 道路構造令の解説と運用 p464」より，40km/h の望ましい値凸型 700m 以上，凹型 700m 以上を採用		
合成勾配		i=11.5%以下	積雪寒冷値に属するが，積雪寒冷の度がはなはだしい地域でない		本業務による合成勾配の最大値 $S=\sqrt{(5.0^2\times 6.0^2)}=7.81\%$

表 4－4 交差点取付け部の緩勾配区間長の最小値

道路の区分		最小区間長(m)
第３種	第４種	
第１級，第２級	第１級	40
第３級	第２級	35
第４級	第３級	15
第５級	—	10
—	第４級	6

設計速度 40km/h の制動停止視距は，一般地の場合は 40m であるが，積雪寒冷地において路面が氷結した場合の制動停止距離は 45m となる。平面的な視距と同様に縦断的な視距を確保する必要がある(道路構造令解説 p429)。

設計箇所は寒冷地域に属するため，冬季交通の安全性を考慮し表 8.3.4，表 8.3.5 に示す縦断曲線半径を確保する。

表 8.3.4 凸型曲線の縦断曲線半径

設計速度(km/hr)	冬季走行速度(km/hr)	衝撃緩和 $L_1=\frac{V^2}{360}\Delta$	視距確保 一般地 $L_2=\frac{D^2}{398}\Delta$ D(m)		視距確保 積雪寒冷地 $L_2=\frac{D^2}{398}\Delta$ D(m)		縦断曲線半径採用値 (LV*100/Δ) ※Lv は最大値
80	60	17.8Δ	110	30.2Δ	136.2	46.61Δ	4,661
60	50	10.0Δ	75	14.1Δ	100.4	25.33Δ	2,533
50	40	7.0Δ	55	7.6Δ	70	12.32Δ	1,232
40	30	4.4Δ	40	4.1Δ	45	5.09Δ	**509**
30	20	2.5Δ	30	2.3Δ	25	1.57Δ	250
20	20	1.1Δ	20	1.1Δ	25	1.57Δ	157

冬期視距確保の凸型縦断曲線半径

表 8.3.5 凹型曲線の縦断曲線半径

設計速度(km/hr)	冬季走行速度(km/hr)	衝撃緩和 $L_1=\frac{V^2}{360}\Delta$	視距確保 一般地 $L_2=\frac{D^2}{2692}\Delta$ D(m)		視距確保 積雪寒冷地 $L_2=\frac{D^2}{2692}\Delta$ D(m)		縦断曲線半径採用値 (LV*100/Δ) ※Lv は最大値
80	60	17.8Δ	110	4.5Δ	136.2	6.89Δ	2,000
60	50	10.0Δ	75	2.1Δ	100.4	3.74Δ	1,000
50	40	7.0Δ	55	1.1Δ	70	1.82Δ	700
40	30	4.4Δ	40	0.6Δ	45	0.76Δ	**450**
30	20	2.5Δ	30	0.3Δ	25	0.24Δ	250
20	20	1.1Δ	20	0.1Δ	25	0.15Δ	100(110)

※積雪寒冷地の視距は冬季走行速度(設計速度の１ランク下)を用いている。

表 2.9.4　平面交差点の計画

項目	道路予備設計		問題点	本業務の対応
■平面交差点 （右岸）	(県)母畑須賀川線～市道 7130 号線・市道 7122 号			
設計交通量(台/h)	なし			なし
右折車線の要否	・県道に右折車線無し	・須賀川警察署との協議(R3.3/2)により，交差道路は取付道路扱い。 ・ドット線で主従明示	・「R3 道路構造令の解説と運用 p499」より，県道は，(1)右折可，(2)第 3 種第 3 級，(3)343 台/h>200 台/h 以上のため右折車線の設置が必要。 ・朝夕ピーク時(7･8 時，17･18 時)に 200 台を超える	・現況機能補償のため不要。 ・須賀川警察署との協議(R3.3/2)の結果に従う。 ※右折車線設置の場合は，橋梁区間や踏切部にシフト区間が設けられるため幅員の拡幅が生じる。
交通制御方式	・従道路の一時停止制御	・須賀川警察署との協議より		・従道路の一時停止制御
設計車両	・小型自動車等	・現道隅切りより設定	⑥【取付道路】 ・小型自動車等(緊急車両)が曲がれない 【提案資料３】参照	・交差道路(市道取付道路)の設計車両は，小型自動車等(緊急車両)を考慮する。 ・小型自動車等の走行軌跡を考慮して取付道路の線形および交差点形状を設定する。
その他				
■平面交差点 （左岸）	(県)母畑須賀川線～市道 3232 号線			
設計交通量(台/h)	なし			なし
右折車線の要否	・県道に右折車線無し	・須賀川警察署との協議(R3.3/2)により了承。	・「R3 道路構造令の解説と運用 p499」より，県道は，(1)右折可，(2)第 3 種第 3 級，(3)346 台/h>200 台/h 以上のため右折車線の設置が必要。 ・朝夕ピーク時(7･8 時，17･18 時)に 200 台を超える	・現況機能補償のため不要。 ・須賀川警察署との協議(R3.3/2)の結果に従う。 ※右折車線設置の場合は，橋梁区間にシフト区間が設けられるため幅員の拡幅が生じる。
交通制御方式	・従道路の一時停止制御	・須賀川警察署との協議より		従道路の一時停止制御
設計車両	・小型自動車等 ・市道 3232 号線は普通自動車を考慮する	・現道隅切りより設定	⑦【取付道路】 ・巻込みが小さい（設計車両不明） 【提案資料３】参照	・普通自動車を対象に設計
その他	市道 3232 号線 W=6.0m(2 車線)		・市道 3232 号線の計画幅員が W=6.0m となっている。 第 3 種第 4 級とした場合，W=7.0m 必要(不足) W=7.0m =0.75+2.75+2.75+0.75	・道路改良区間は道路構造令に従って幅員を設定する。また，河川管理用通路と兼用する市道であることを考慮して設計ずる。

(1) 右折車線の設置

平面交差点には，次に掲げる場合を除き，原則として，右折車線を設けるものとする。

1. 右折を認めない場合
2. 第 3 種第 4 級，第 3 種第 5 級，第 4 種第 3 級，第 4 種第 4 級の道路にあって，当該道路および交差道路のピーク時の処理能力に十分余裕がある場合
3. 設計速度 40 km/h 以下の 2 車線道路において，設計交通量が極めて少ない場合

(県)母畑須賀川線
・道路の区分：第 3 種第 3 級
・設計速度：40km/h
・車線数：2 車線
・ピーク時間交通量：
朝夕ピーク時(7･8 時，17･18 時)に 200 台を超える

右折車線設置の要件から
本路線は必要である

■本事業の方針
機能補償のため現況と同様とする
（右折車線無し）

H27 交通センサス(時間帯別交通量表)

指定市都道府県コード	単位区間番号	道路種別	路線番号	平成27年度交通量観測・非観測の別	個別調査観測値活用の別	12・24時間観測の別	交通量観測年月日	天候	上り・下りの別	車種区分	時間帯別自動車類交通量（台/時） 7時台	8時台	9時台	10時台	11時台	12時台	13時台	14時台	15時台	16時台	17時台	18時台	昼間12時間自動車類交通量 (台)
7000	60720	6	138	1	0	1	20151014	1	1	1	177	122	55	64	75	64	64	60	84	100	135	105	1105
7000	60720	6	138	1	0	1	20151014	1	1	2	2	8	7	5	6	6	1	1	6	2	0	0	44
7000	60720	6	138	1	0	1	20151014	1	2	1	163	114	87	87	82	71	62	48	97	92	169	113	1185
7000	60720	6	138	1	0	1	20151014	1	2	2	1	5	3	5	3	3	1	3	3	3	1	0	31
										合計	343	249	152	161	166	144	128	112	190	197	305	218	2365

表 2.9.5　取付道路の計画

項目	道路予備設計		問題点	本業務の対応
■市道または農道				
道路の区分		成果なし		第 3 種第 5 級
設計速度				・V=20km/h および徐行
設計車両	小型自動車等	・消防活動や宅配便車両の進入を想定		・小型自動車，小型自動車等 ※住宅地は緊急自動車の通行を考慮
幅員構成	W=4.0m(0.5+3.0+0.5)			・第 3 種第 5 級の幅員(W=5.0m=0.5+4.0+0.5)および現道幅員の確保を基本とし，車両走行軌跡の検討により必要幅員を設定する。
平面線形			⑥【取付道路】 ・現計画では小型自動車等(緊急車両)が曲がれない	・車両走行軌跡による検討を行い，適切な曲線半径を設定する。
縦断線形				・一時停止する箇所には，緩勾配区間長 10m(第 3 種第 5 級)を確保する（または 6m：第 4 種第 4 級） ・縦断曲線長は VCL=20m は確保せず，衝撃緩和および視距確保のみ考慮した VCR=100m を確保するように設定する
■河川管理用通路				・堤防天端幅 W=5.0m の計画であり，天端工(舗装・路面勾配)を考慮した構造を設定する。
■ｻｲｸﾘﾝｸﾞﾛｰﾄﾞ	右岸下流川表に坂路設置		・下流側で途切れており機能していない	・本業務対象外

表 3.2.11　交差道路の条件(右岸)

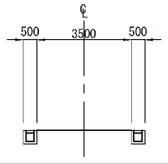
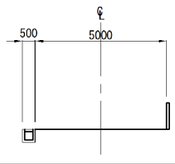
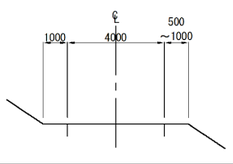
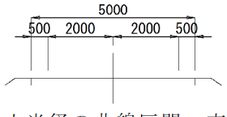
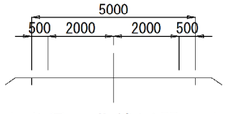
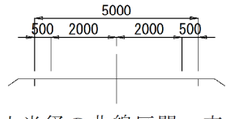
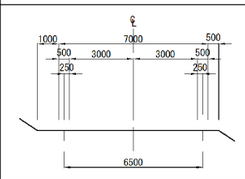
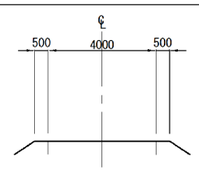
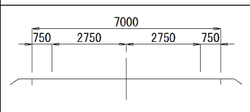
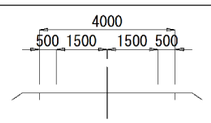
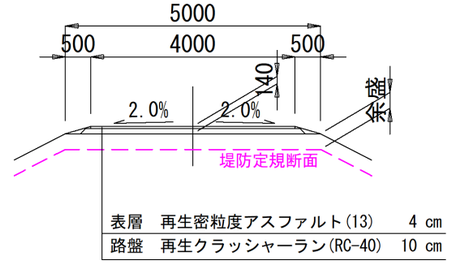
路線名	市道 7122 号線	市道 7122 号線の枝線	市道 7130 号線
計画交通量	500 台/日未満	500 台/日未満	500 台/日未満
道路の区分	第 3 種第 5 級	第 3 種第 5 級	第 3 種第 5 級
設計車両	小型自動車等	小型自動車等	小型自動車等
設計速度	徐行(20km/h 相当)	徐行(20km/h 相当)	徐行(20km/h 相当)
現況幅員			
計画幅員	 小半径の曲線区間，交差点部の小型自動車等の走行幅を確保するため車道 4.0m を確保	 小半径の曲線区間，交差点部の小型自動車等の走行幅を確保するため車道 4.0m を確保	 小半径の曲線区間，交差点部の小型自動車等の走行幅を確保するため車道 4.0m を確保

表 3.2.12　交差道路の条件(左岸)

路線名	市道 3232 号線	市道 3231 号線	
計画交通量	500～1500 台/日	500 台/日未満	
道路の区分	第 3 種第 4 級	第 3 種第 5 級	
設計車両	普通自動車	小型自動車	
設計速度	30km/h(交差点取付部)	徐行(20km/h 相当)	
現況幅員			
計画幅員	 道路構造令の規定幅員を設定	 農耕地の取付道路のため現道幅員に合わせて設定	

道路管理者（須賀川市）との協議を行って決定する

河川管理用通路の断面



打　合　せ　メ　モ

担当課	事業対策課

件名	小作田橋架け替え協議	第３回	
		前　回	令和２年９月８日
年月日	令和２年１１月２０日	場　所	福島県県中建設事務所
出席者	県中建設事務所：企画調査課　羽生企画調査課長 道路課　安齋道路課長、室井主任主査 福島河川国道事務所：事業対策課　新澤技官 阿武隈川上流緊急治水対策出張所　今田建設監督官 （東京建設コンサルタント：[redacted] （10:00～11:30）		
配布資料	協議用資料		
説明の主旨	小作田橋の架け替えにあたり、 道路管理者（福島県）と設計条件について打合せを行った。		
打合せ結果	協議用資料を用いて以下の内容を県に対して説明した。当該資料の内容について県内部で改めて確認し、確認結果について後日回答をもらうこととした。 1　道路予備設計 • 道路幅員は、福島県県道構造の条例より下記のとおりとする。 幅員 土工部（標準部）　W=10.5m（2.5+1.0+3.0+3.0+1.0） 橋梁部（100 m以上）W=10.5m（2.5+1.0+3.0+3.0+1.0） ※自転車通行帯（等）を設置しない路線であることから橋梁部の路肩縮小は考慮しない。 • ルート比較資料として、当初計画（CASE. 1）に対して、ブロークンバックカーブを解消した卵形案（CASE. 2）及び単カーブ案（CASE. 3）を提示した。卵形案（CASE. 2）を最適案として提示したが、道路管理者内部で確認する。 • 道路改良に伴う道路形状や取付道路形状についての確認事項を提示した。サイクリングロードの機能補償方法も含めて、道路管理者内部で確認する。 • 盛土法面勾配は、福島県の土木設計マニュアルに従い以下の通りとする。 盛土法勾配　1:1.5（盛土高5.0m以下） 盛土法勾配　1:1.8（盛土高5.0~10m）※全段1:1.8 • 盛土法肩には防草板の設置を検討すること（費用負担についても確認） 設置基準は道路管理者内部で確認する。　つづく		

打合せ結果等

• 歩道の形式は、現況と整合を図りフラット形式とし、歩車道境界ブロックの路面からの高さは15cmとする。また、横断勾配は2.0%（外側下がり）とし、保護路肩は0.5mを確保する。 歩道形式
• 排水施設設計については、福島県の土木設計マニュアルに従い以下のとおりとする。
排水施設断面の決定…流出量の20%増しを排水路の設計流量として計画する。
勾配…0.5%以上を確保することを原則とする。（Co側溝の場合0.2%程度まで緩くすることが可能）
側溝断面…(B)300×(H)300を最小断面とする。
管渠断面…管渠の最小径はΦ600を標準とする。（延長が短く維持管理に支障がない場合はΦ450以上とする）
集水桝…深さ0.2m程度の土砂だまりを設け、内高1.0m以上のものは昇降用金具（ステップ）を取り付ける。蓋は「縞鋼板」とする。
• 舗装設計は以下の条件で決定してよいか、道路管理者内部で確認する。 舗装構成
設計期間：10年
信頼性　：90%
交通区分：N4交通
設計CBR：3%（仮定）
凍結深さ：29cm（土木設計マニュアルによる）

舗装構成（車道）

表層	再生密粒度アスコン20F	5cm
上層路盤	粒度調整砕石	15cm
下層路盤	再生クラッシャーラン(RC-40)	35cm

舗装構成（歩道）

表層	再生細粒度アスコン13	3cm
路盤	再生クラッシャーラン(RC-40)	10cm

※現道の舗装構成に関する資料提供を依頼した。
• 用地幅杭は福島県の土木設計マニュアルの記載内容に則って適切に設定すること。

2　橋梁予備設計
（1）橋梁計画条件について
• 本橋は河川橋であり、橋台の斜角および位置、フーチングの根入れ、橋脚の形状およびフーチングの根入れ、河積阻害率、橋脚の位置および径間長等の河川に係わる事項は、河川管理施設等構造令および設計施工マニュアル（案）[道路橋編]（東北地方整備局）に準じ計画する。（※橋梁形式や細部構造等に係わる事項は、土木設計マニュアル[橋梁編]（福島県土木部）に準じる）

つづく

打合せ結果等	（２） 橋長の設定について １） 橋台の位置 • 本橋は川幅が50m以上の河川に架橋する橋梁のため、橋台は、流下断面（計画高水位と堤防の交点より堤内地側）に設けないこととする。 ２） 橋台の斜角 • 本橋は河川橋のため、橋台は堤防に平行に設置するものとする。左右岸設定計画高水位ラインと道路の交角を30'ラウンドとし、橋台の斜角は「A1橋台（右岸）：84° 00'」「A2橋台（左岸）：69° 00'」とする。 ３） 橋長の設定 • 上記１）２）の条件、橋座幅（仮定値）より、橋長は「L=184.40m」となる。なお、地形測量を実施中であり、測量結果を踏まえ再度橋長を設定する。 （３） 橋梁形式選定について 測量結果を踏まえ、本橋の橋長を再度設定する必要があるが、現段階では、橋梁形式選定結果等は以下のとおりである。 １） 径間割 • 本橋梁の径間割は、基準径間長、河積阻害率、橋脚位置の条件により、「４径間以下」とする ２） 橋梁形式一次選定 • 橋梁一次比較検討の特性比較別の配点は、経済性：60点、構造性：10点、施工性：10点、維持管理性：10点、走行性：5点、景観・環境：5点とする。 • 橋梁形式一次選定案は、構造形式と適用支間長一覧表（土木設計マニュアル[橋梁編]（福島県））より、下記の９案を選定する。なお、１径間案については、桁橋以外の特殊橋となり、一般的に工費が高いため選定から除外する。 第１案：２径間連続鋼床版箱桁橋 第２案：３径間連続細幅箱桁橋 第３案：３径間連続鋼床版箱桁橋 第４案：４径間連続鋼鈑桁橋（多主桁） 第５案：４径間連続鋼鈑桁橋（少主桁） 第６案：４径間連続鋼箱桁橋 第７案：４径間連続開断面箱桁橋 第８案：４径間連続鋼床版桁橋 第９案：４径間連続PC箱桁橋 • 橋梁形式一次選定検討結果より、総合順位上位３案は、「第２案　３径間連続細幅箱桁橋」「第４案　４径間連続鋼鈑桁橋（多主桁）」「第７案　４径間連続開断面箱桁橋」となる。 • 本橋の場合、PC橋案は、鋼橋案に比べ経済性で劣り、総合順位でも最下位となるが「第９案　４径間連続PC箱桁橋」を予備設計案として選定するかを道路管理者内部で確認する。 ３） 基礎工形式について • 地盤調査結果より、架橋位置の支持層は、砂層【Ds】または風化凝灰角礫岩層【wDt2】となり、支持層深度が比較的浅い位置に確認されることから、「直接基礎」とする。 つづく	打合せ結果等	３　アロケ（工事費用の配分）について • 本橋は河川管理施設構造令不適合（径間長不足、桁下高不足）橋梁であるため、橋梁架替により質的改良が行われることになる。 • 橋梁が質的改良される場合においては、橋梁の改築に要する費用は河川管理者及び道路管理者がそれぞれの２分の１を負担することとなっている。（参考：附帯工事と受託工事の実務[平成８年度改訂版]（東北地方建設局河川工事課）） 県）県内部で調整するため、以下の資料を提供されたい。 ① 径間長不足、桁下高不足の具体的数値 ② 河川管理施設構造令不適合の通知（H28以前） ③ 架設時の河道断面 ④ 現在の河道断面が定まった時期 ⑤ 費用負担割合を2分の1求めるとする根拠資料の提供 国）了解。 以上
		サイン	県中建設事務所　羽生　安齋　釜井 福島河川国道事務所　今田　新澤

■現道すりつけ部の線形修正

【目的】現道の改築規模を極力軽減する。

【対策】現道の横断勾配 2.0%を合わせられる曲線半径を採用して平面線形を設定する（舗装オーバーレイにより 2.0%片勾配とする）。

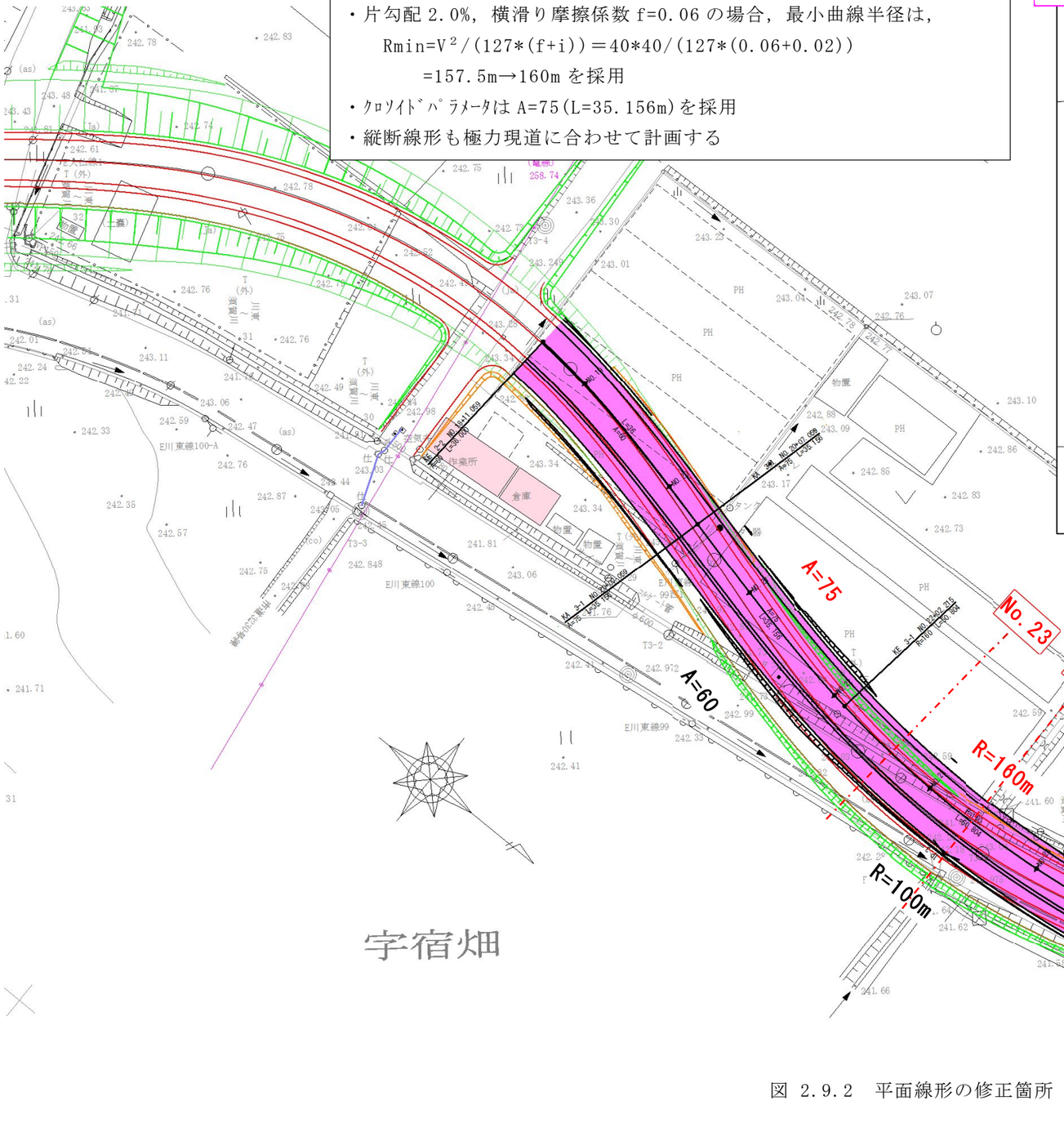
・片勾配 2.0%，横滑り摩擦係数 f=0.06 の場合，最小曲線半径は，

$R_{min}=V^2/(127*(f+i))=40*40/(127*(0.06+0.02))$

=157.5m→160m を採用

・ｸﾛｿｲﾄﾞﾊﾟﾗﾒｰﾀは A=75(L=35.156m)を採用

・縦断線形も極力現道に合わせて計画する



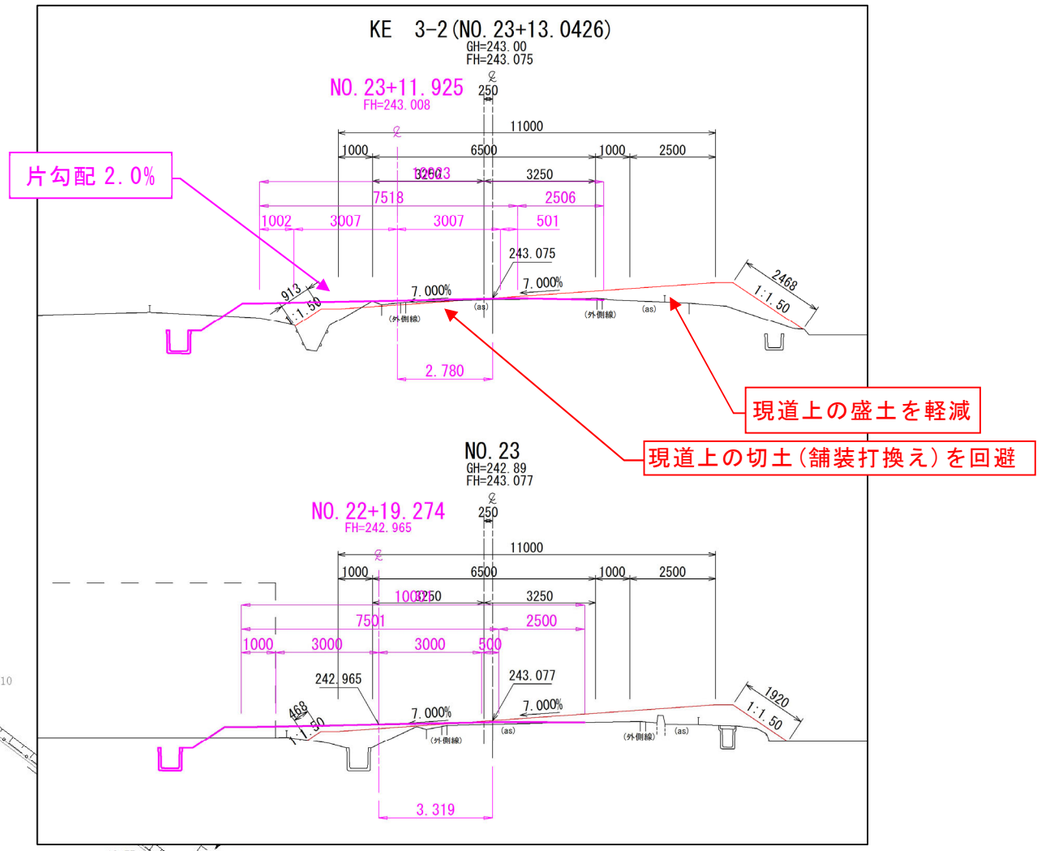
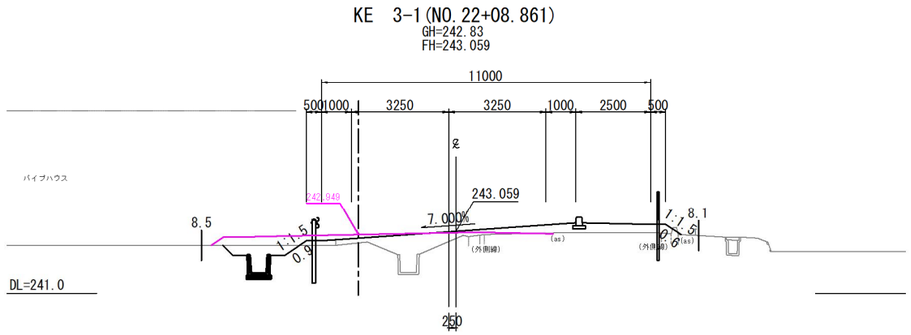
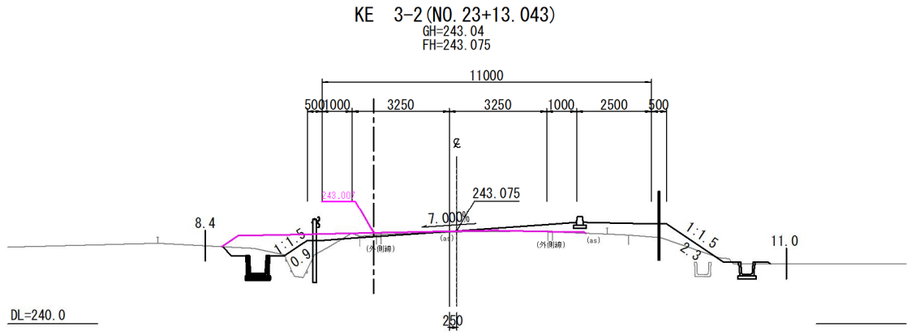
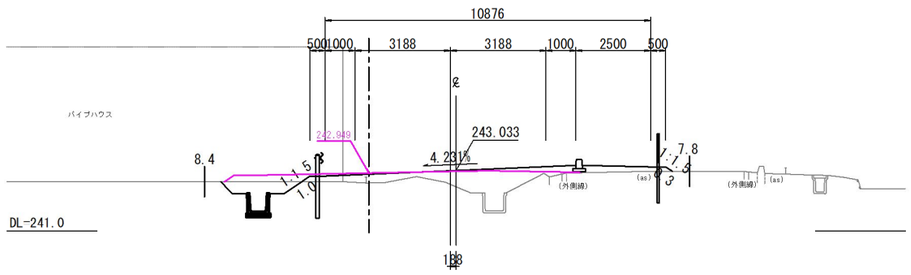
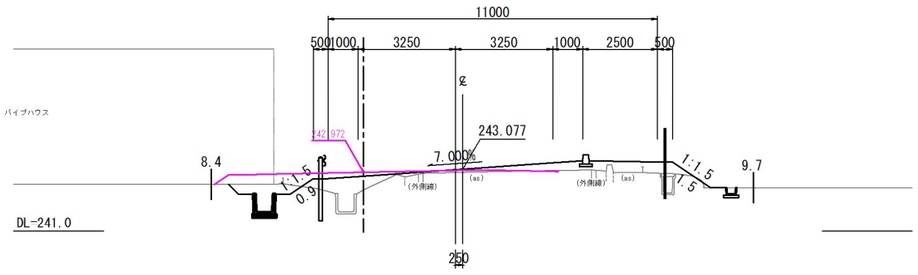


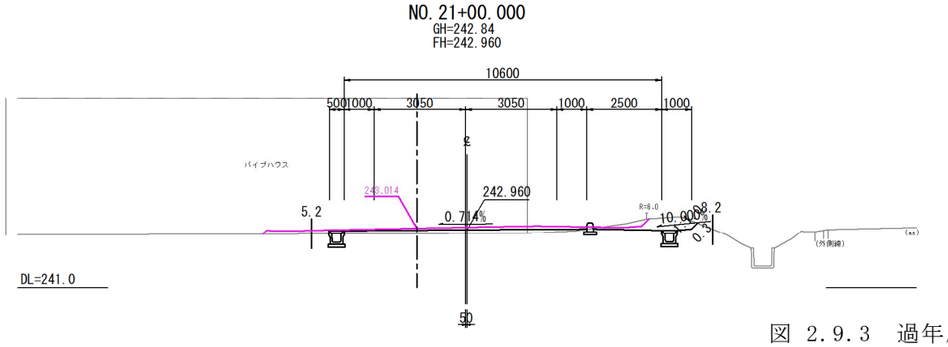
図 2.9.2　平面線形の修正箇所







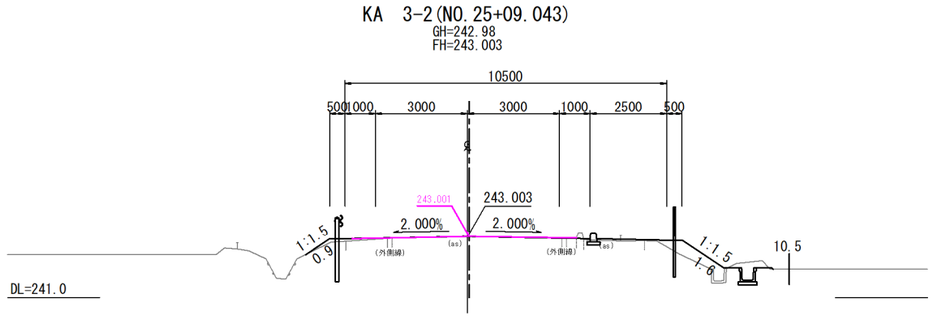


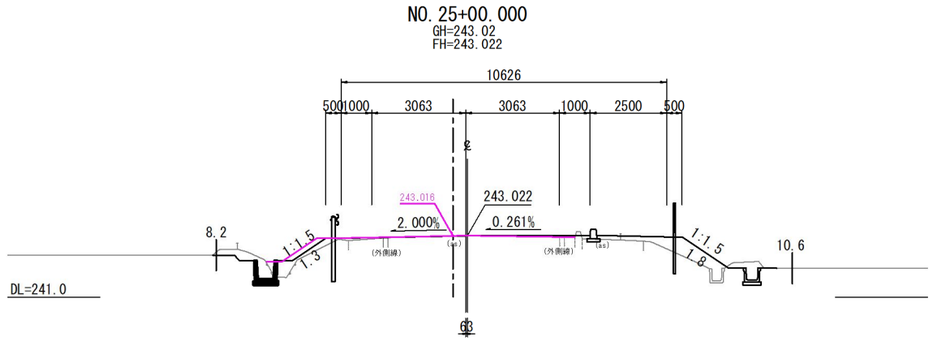


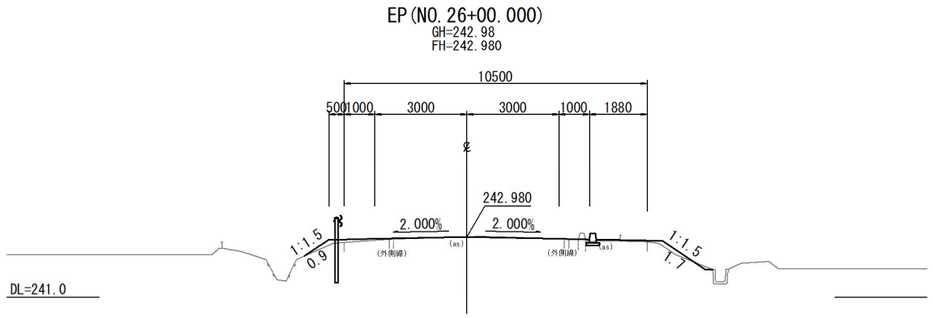
過年度設計の横断面
変更線形による横断面

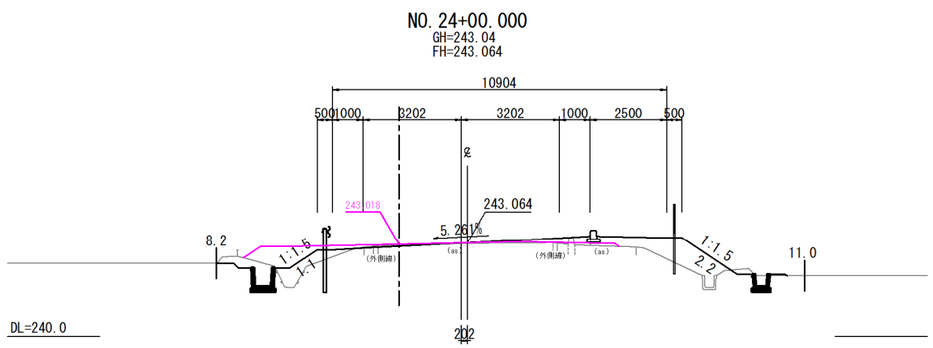
■平面線形の修正による横断面
各設計横断面について，現況路面に路面高や片勾配を極力合わせるように設定した。

図 2.9.3 過年度横断面と修正横断面の対比(1)









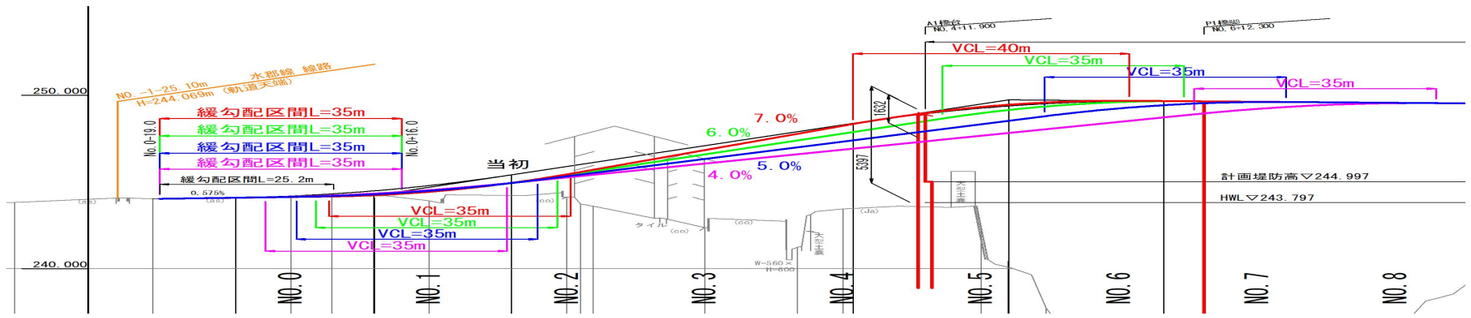
過年度設計の横断面
変更線形による横断面

■平面線形の修正による横断面
各設計横断面について，現況路面に路面高や片勾配を極力合わせるように設定した。

図 2.9.4 過年度横断面と修正横断面の対比(2)

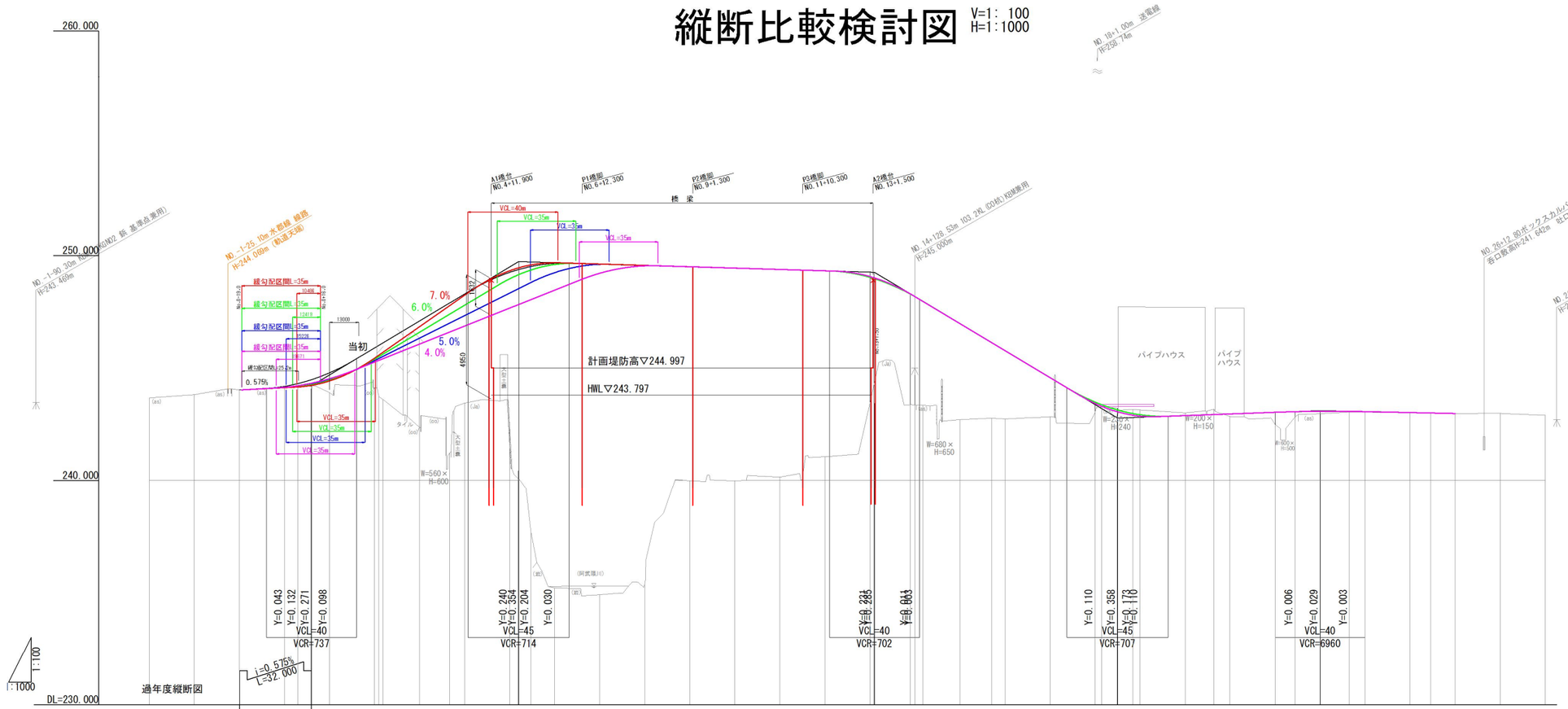
【提案資料２】

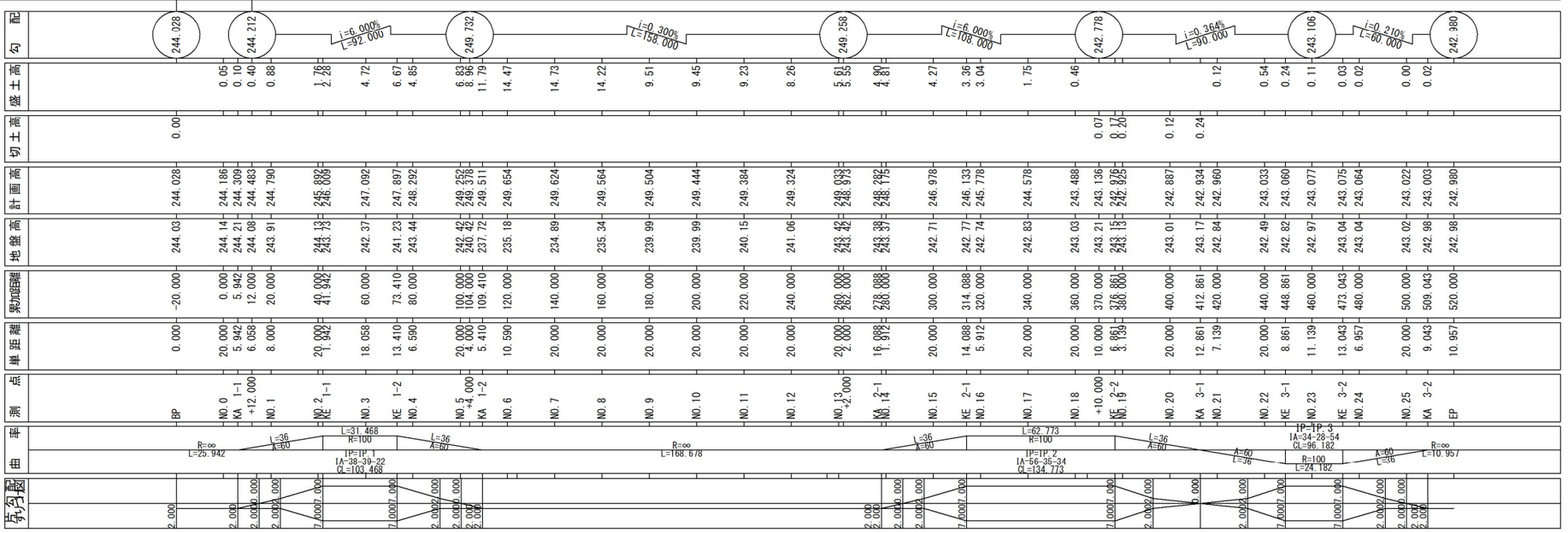
表 2.9.6　縦断線形比較表

		第１案　縦断勾配７%案	第２案　縦断勾配６%案	第３案　縦断勾配５%案	第４案　縦断勾配４%案
比較縦断図					
主旨		・設計速度 40km/h の最急縦断勾配 7%を採用する案 （道路構造令第 20 条）	・過年度設計の縦断勾配 6%を採用する案	・歩道及び自転車道の最急縦断勾配 5%を採用する案 （R3 道路構造令解説 p265，p444）	・大型自動車(満載)が凍結路面でも通行可能な縦断勾配４%を採用する案 （R3 道路構造令解説 p439）
道路	縦断線形	・縦断勾配　７% ・登坂区間長 L=78.1m(7.0%)　○ ・踏切部緩勾配区間 35m 確保 ・No.1 凹部:VCL=35m, VCR=545m　(>450m)　○ ・No.5 凸部:VCL=40m, VCR=548m　(>509m)	・縦断勾配　６% ・登坂区間長 L=90.8m(6.0%)　○ ・踏切部緩勾配区間 35m 確保 ・No.1 凹部:VCL=35m, VCR=645m　(>450m)　○ ・No.5 凸部:VCL=35m, VCR=556m　(>509m)	・縦断勾配　５% ・登坂区間長 L=108.4m(5.0%)　◎ ・踏切部緩勾配区間 35m 確保 ・No.1 凹部:VCL=35m, VCR=791m　(>450m)　○ ・No.5 凸部:VCL=35m, VCR=660m　(>509m)	・縦断勾配　４% ・登坂区間長 L=134.6m(4.0%)　◎ ・踏切部緩勾配区間 35m 確保 ・No.1 凹部:VCL=35m, VCR=1020m　(>700m)　◎ ・No.5 凸部:VCL=35m, VCR=814m　(>700m)
	自動車の走行性	・設計箇所は寒冷地に属するため，冬期交通の安全性に劣る　△	・冬期走行に配慮した縦断勾配のため，交通に支障はない　○	・縦断勾配が緩いため第 2 案より走行しやすい　◎	・冬期でも自動車の円滑な走行が可能　◎
	歩行者等の利便性	・歩道等の特例値 8%以下のため通行可　△	・歩道等の特例値 8%以下のため通行可　△	・問題ない （歩道等の最急縦断勾配の標準値）　○	・問題ない　◎
	周辺影響	・橋台付近は過年度設計と同等 ・取付道路部(No.1+13)は 0.47m 下がる ・盛土規模は最も大きい　△	・橋台付近は過年度設計より 0.42m 下がるが，盛土高が 5.0m を超える(法勾配 1:1.8)　△ ・取付道路部(No.1+13)は 0.47m 下がる	・橋台付近は過年度設計より 1.00m 下がり，盛土高 5.0m 以下となる(法勾配 1:1.5)　○ ・取付道路部(No.1+13)は 0.49m 下がる	・橋台付近は過年度設計より 1.60m 下がる ・取付道路部(No.1+13)は 0.49m 下がる ・盛土規模は最も小さい　◎
橋梁	構造	・大型車走行時の振動が最も小さく，歩行者の不快感は最も小さい ［側 径 間］(A1-P1)　44mm＜78mm(56%) ［中央径間］(P1-P2)　59mm＜98mm(60%)　◎ ［桁高］一般部 2.5m，桁端部 2.5m ・桁高変化が無い ・添架物配置に影響ない　◎	・大型車走行時の振動が小さく，歩行者の不快感も小さい ［側 径 間］(A1-P1)　53mm＜78mm(68%) ［中央径間］(P1-P2)　61mm＜98mm(62%)　◎ ［桁高］一般部 2.5m，桁端部 2.0m ・側径間(A1-P1)の桁高変化はあるが，添架物配置に影響はない　◎	・大型車走行時の振動が大きく，歩行者の不快感はわずかに大きくなる ［側 径 間］(A1-P1)　63mm＜78mm(81%) ［中央径間］(P1-P2)　62mm＜98mm(63%)　○ ［桁高］一般部 2.5m，桁端部 1.4m ・側径間(A1-P1)の桁高変化が大きいが添架物配置は可能　○	・大型車走行時の振動が最も大きく，歩行者の不快感は最も大きい ［側 径 間］(A1-P1)　75mm＜78mm(96%) ［中央径間］(P1-P2)　63mm＜98mm(64%)　△ ［桁高］一般部 2.5m，桁端部 0.8m ・側径間(A1-P1)の桁高が最も低く，部材の取合いが狭いため，添架物配置が困難　△
	施工性	・工場製作や現場地組作業に問題ない　◎	・桁高変化による異寸法部材が生じるため工場製作や現場地組作業が若干煩雑になるが影響はほとんどない　◎	・桁高変化による異寸法部材が生じるため工場製作や現場地組作業が若干煩雑になるが，問題はない　○	・異寸法部材が最も多く，工場製作や現場地組作業の煩雑度は大きい。　△
	維持管理性	・桁高 2.0m 以上あるため，上部工検査路設置に問題はなく，近接目視は容易である　◎	同左　◎	・A1 橋台付近の桁高が低いため歩行姿勢は悪くなるが，検査路からの近接目視は可能である　○	・A1 橋台付近は桁高が低く，上部工検査路が設置できないため近接目視が困難 （橋梁点検車が必要になり，地震後の緊急点検への対応が遅れる）　△
経済性(経費 60%含) ［比較範囲］ 道路:No0～No4+11.9 橋梁:A1～A2		道路土工 [redacted] 上部工 下部工 計　△	道路土工 [redacted] 上部工 下部工 計　○	道路土工 [redacted] 上部工 下部工 計　◎	道路土工 [redacted] 上部工 下部工 計　◎
評価		・橋梁構造に問題はないが，歩行者の利便性や冬期における自動車の走行性・安全性に劣る	・橋梁構造に問題はないが，歩行者の利便性に劣る	・自動車や歩行者等の利用に対する基準に合致し，橋梁の構造や維持管理性に問題ない	・自動車や歩行者等の利便性に対して問題はないが，橋梁構造や維持管理の面で不利である
総合評価				○	

縦断比較検討図

V=1：100
H=1：1000





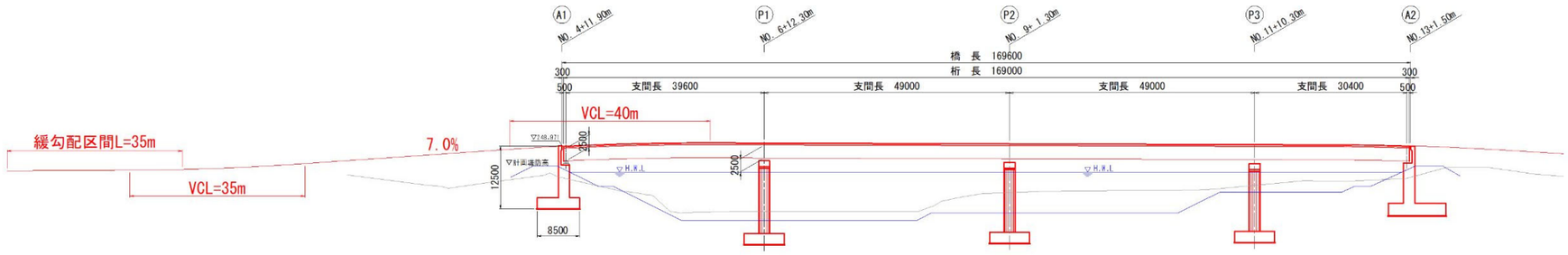
令和　年度	
施工箇所	地内
工事名	
図名	縦断比較検討図
縮尺	H=1:100 V=1:1,000　全　葉の内
作成年月	令和　年　月
東北地方整備局　福島河川国道事務所	

図 2.9.5 縦断比較検討図

橋梁構造検討図(i=7.0%案)

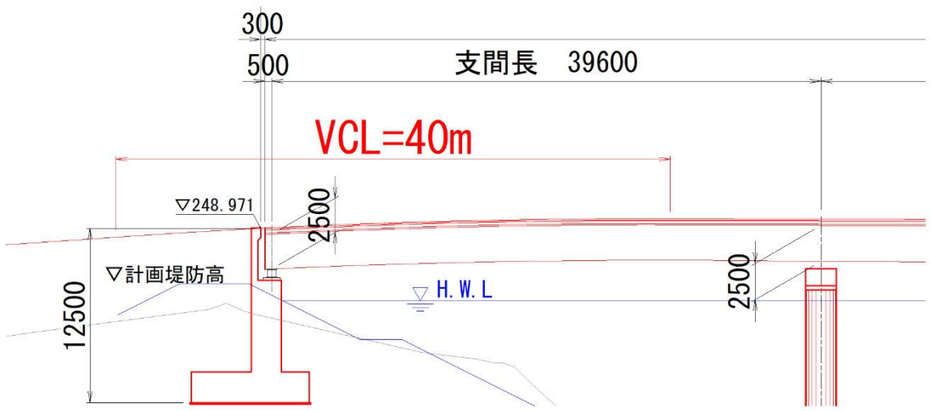
側　面　図

S=1:500



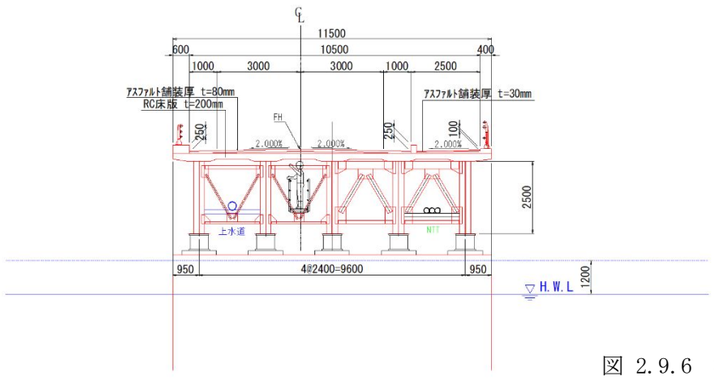
側径間部拡大(A1橋台～P1橋脚)

S=1:200



A1橋台付近　断面図

S=1:100



P1橋脚付近　断面図

S=1:100

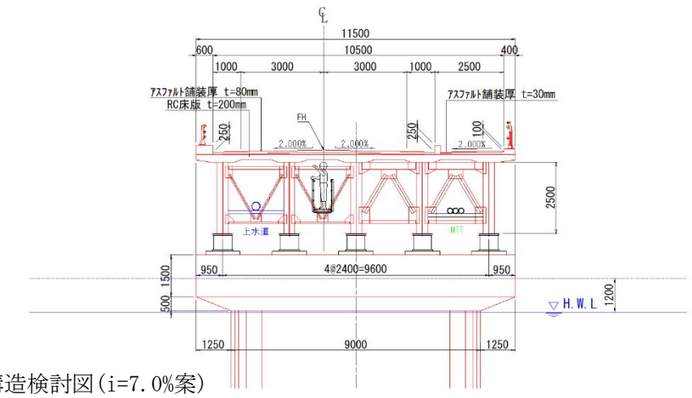


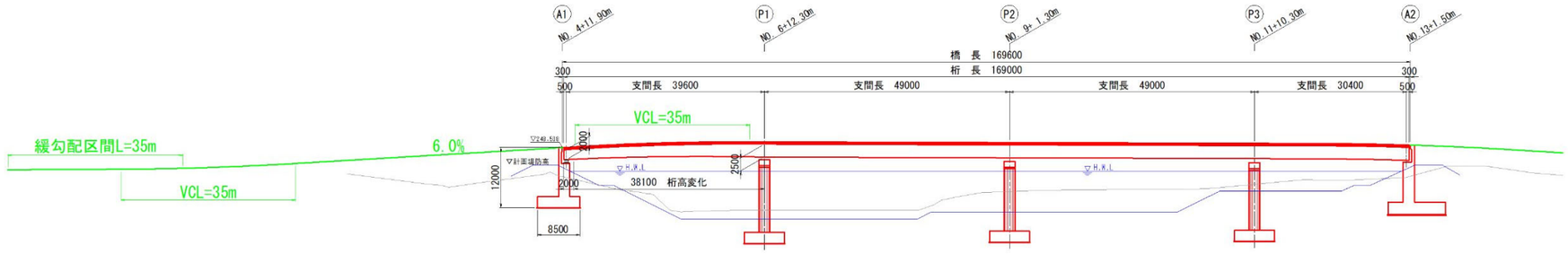
図 2.9.6　橋梁構造検討図(i=7.0%案)

令和　年度			
施工箇所		地内	
工事名			
図　名	橋梁構造検討図(i=7.0%案)		
縮　尺	図示	全　葉の内	
作成年月	令和　年　月		
東北地方整備局　福島河川国道事務所			

橋梁構造検討図(i=6.0%案)

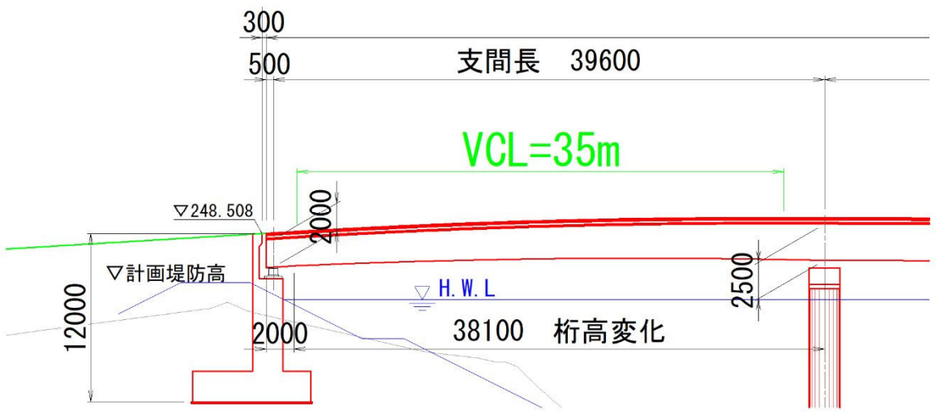
側　面　図

S=1:500



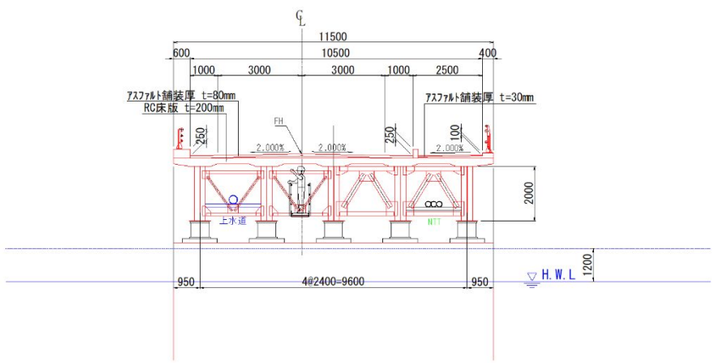
側径間部拡大(A1橋台～P1橋脚)

S=1:200



A1橋台付近　断面図

S=1:100



P1橋脚付近　断面図

S=1:100

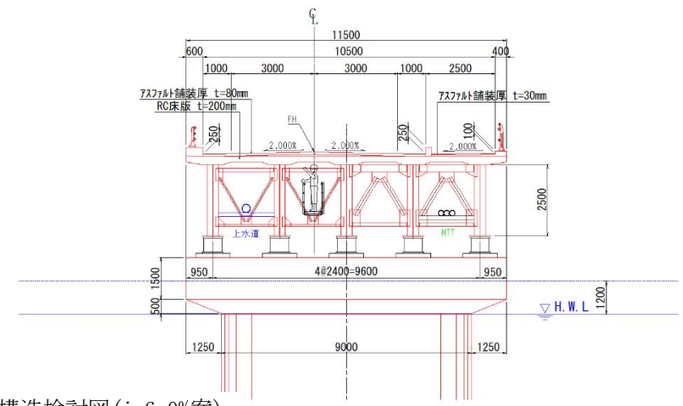


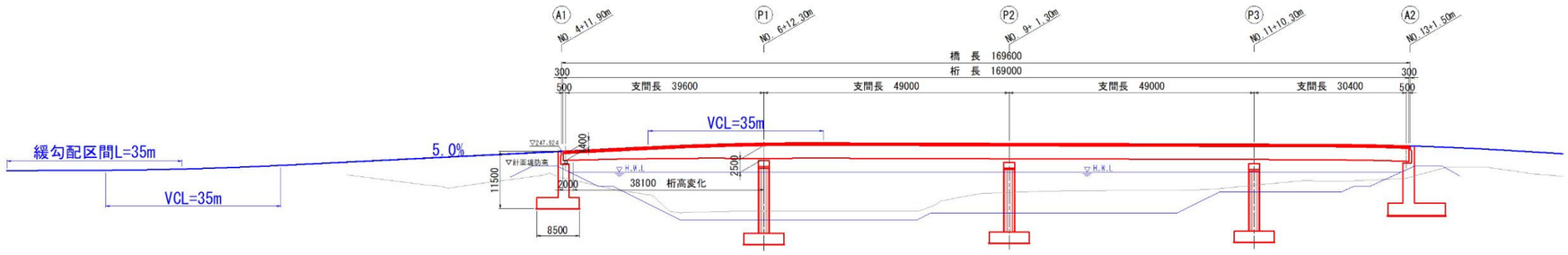
図 2.9.7　橋梁構造検討図(i=6.0%案)

令和　年度			
施工箇所		地内	
工事名			
図名	橋梁構造検討図(i=6.0%案)		
縮尺	図示	全　葉の内	
作成年月	令和　年　月		
東北地方整備局　福島河川国道事務所			

橋梁構造検討図(i=5.0%案)

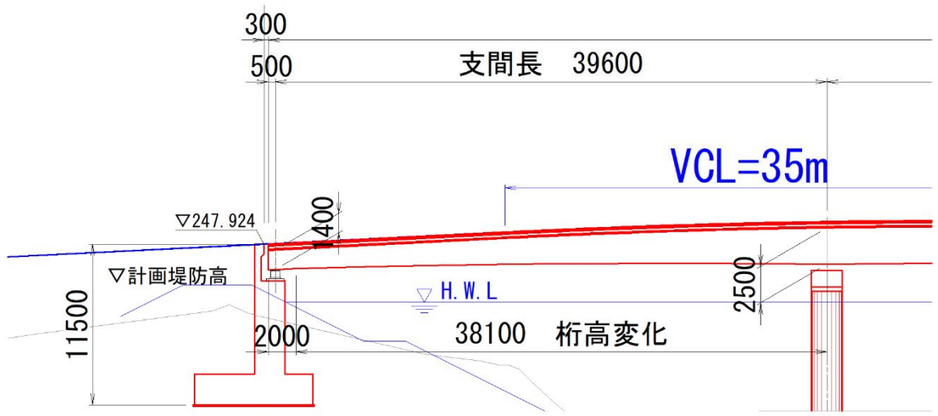
側　面　図

S=1:500



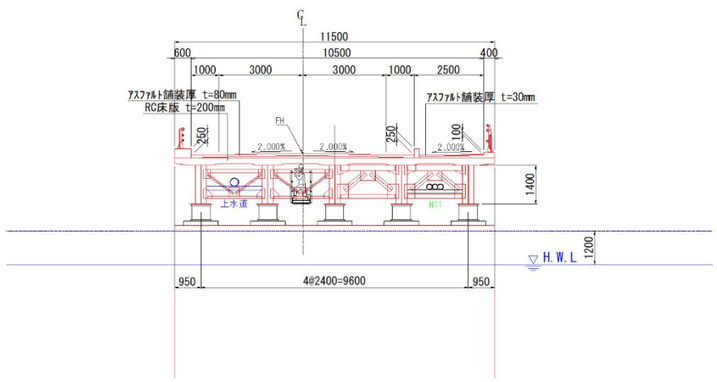
側径間部拡大(A1橋台～P1橋脚)

S=1:200



A1橋台付近　断面図

S=1:100



P1橋脚付近　断面図

S=1:100

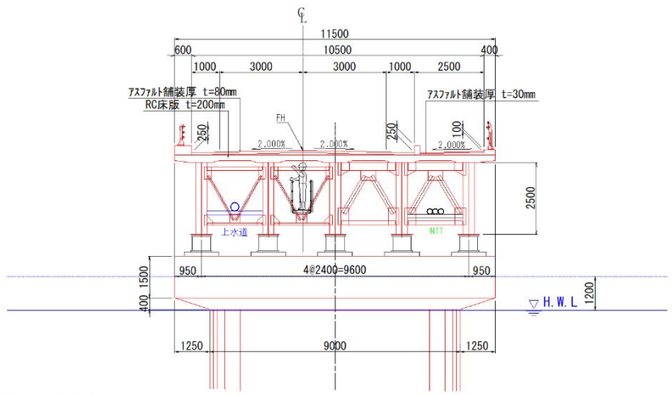


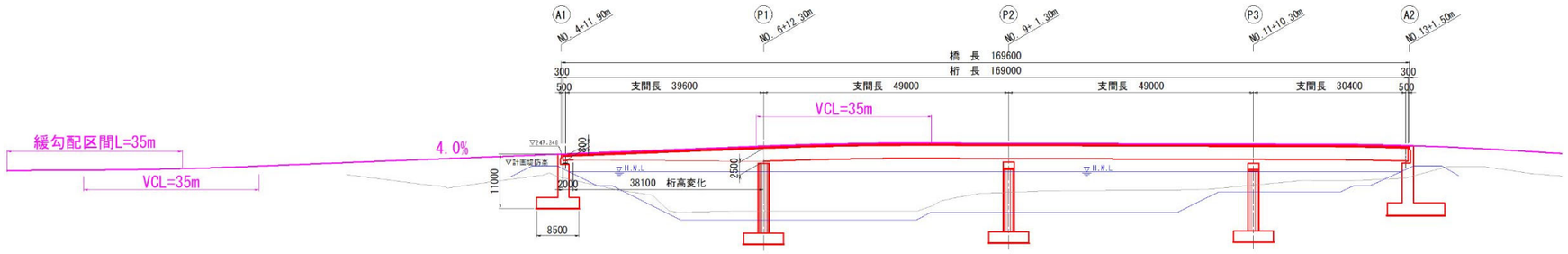
図 2.9.8　橋梁構造検討図(i=5.0%案)

令和　　年度			
施工箇所			地内
工 事 名			
図　　名	橋梁構造検討図(i=5.0%案)		
縮　　尺	図示	全	葉の内
作成年月	令和　　年　　月		
東北地方整備局　福島河川国道事務所			

橋梁構造検討図(i=4.0%案)

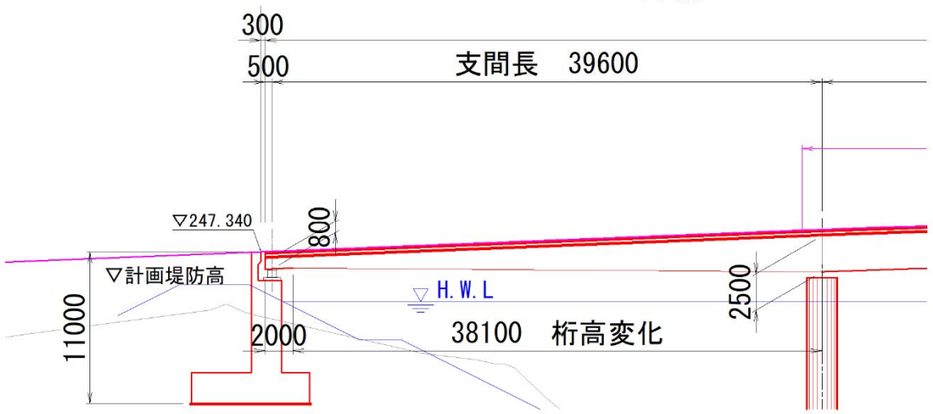
側　面　図

S=1:500



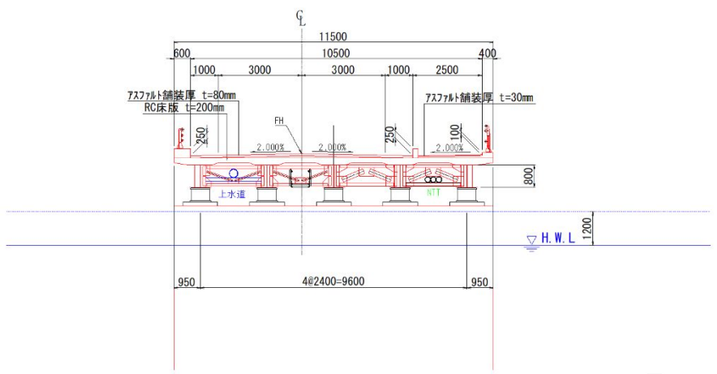
側径間部拡大(A1橋台～P1橋脚)

S=1:200



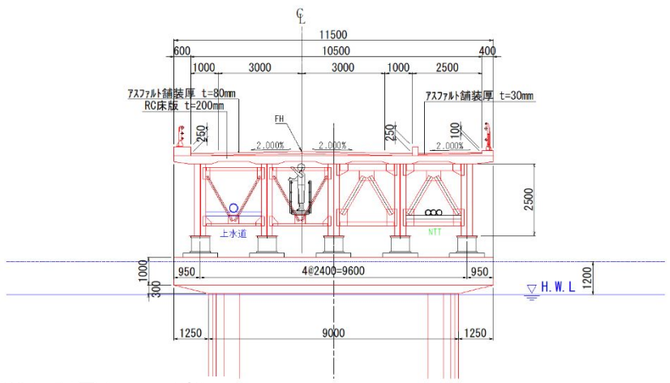
A1橋台付近　断面図

S=1:100



P1橋脚付近　断面図

S=1:100

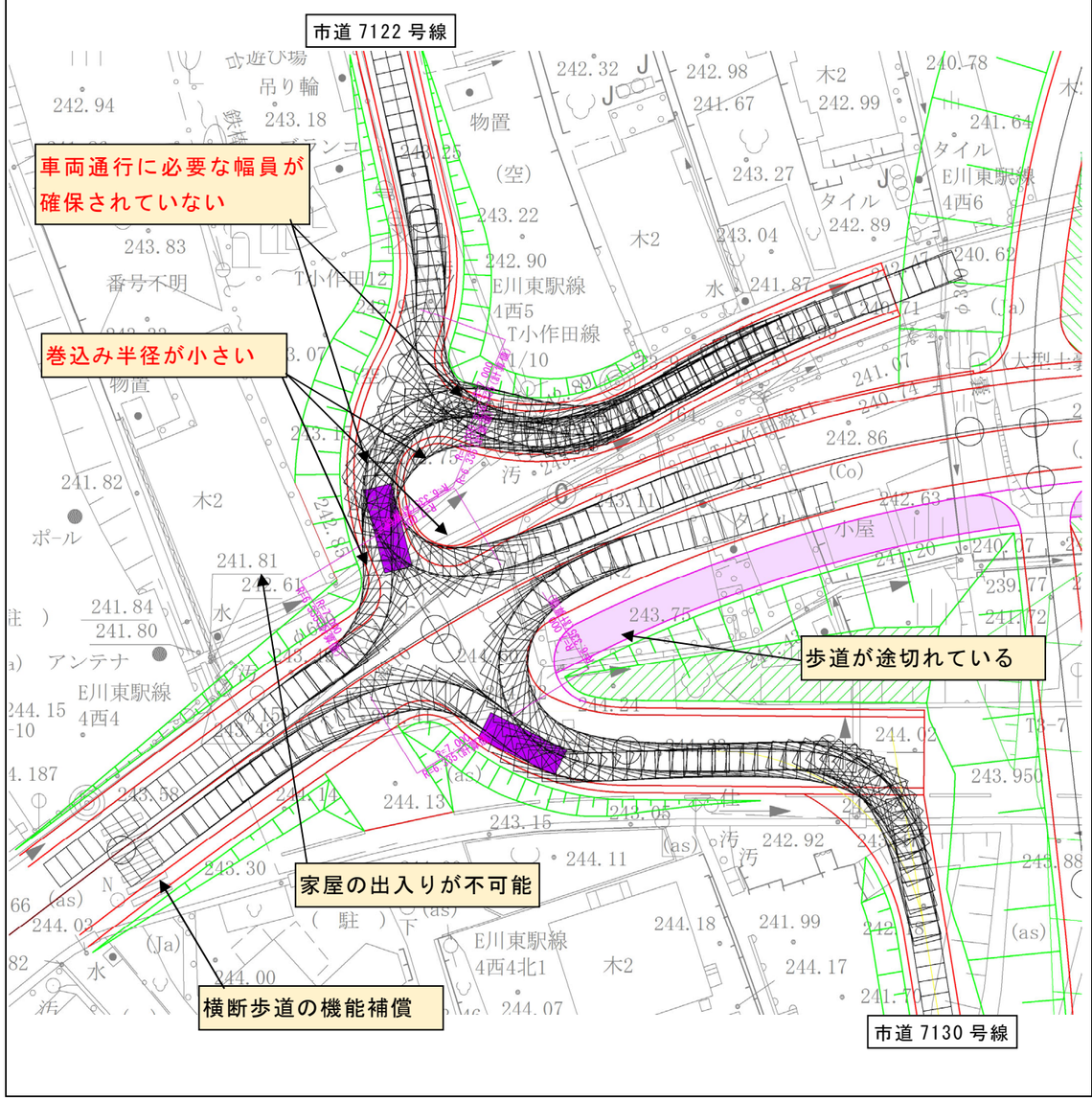
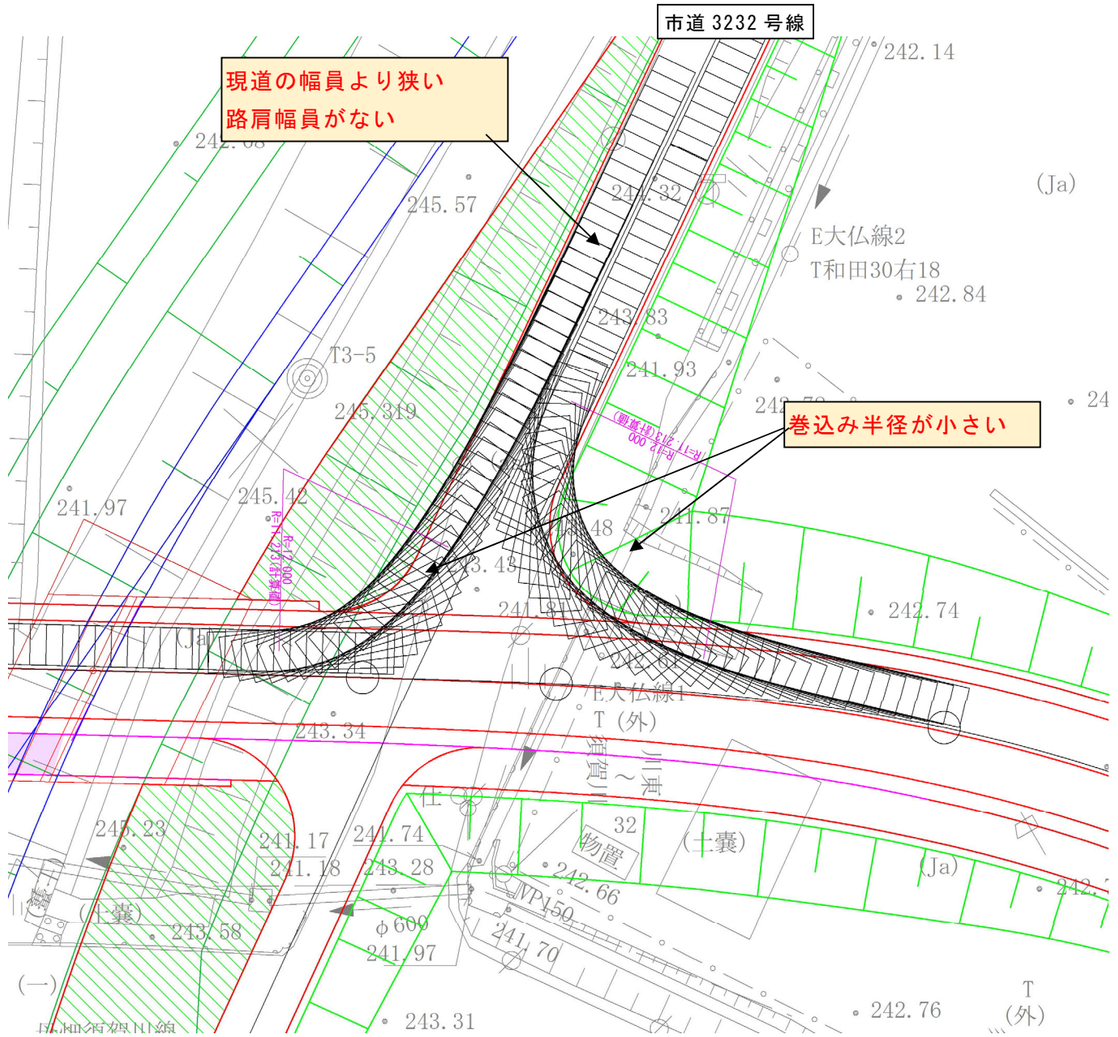


令和　　年度			
施工箇所		地内	
工事名			
図　　名	橋梁構造検討図(i=4.0%案)		
縮　　尺	図示	全　　葉の内	
作成年月	令和　　年　　月		
東北地方整備局　福島河川国道事務所			

図 2.9.9　橋梁構造検討図(i=4.0%案)

交差点の形状は，通行車両を設定のうえ道路管理者との協議を踏まえて設計する。

表 2.9.7　過年度成果の問題点

右岸側　市道交差部	左岸側　市道交差部
市道 7122 号線及び市道 7130 号線の県道取付部について，設計車両を小型自動車等(緊急車両)として車両走行軌跡により通行性を照査した。 予備設計の道路幅員，配置形状では走行困難なため再検討が必要である。	市道 3232 号の県道取付部について，普通自動車を設計車両として，機能補償道路の走行軌跡を照査した。 予備設計の道路幅員，巻込み形状では走行困難なため再検討が必要である。
	

第3章 設計条件

3.1 地盤の条件

以下の地質調査結果をもとに，地盤の条件を整理する。

①「R2 年度 雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」

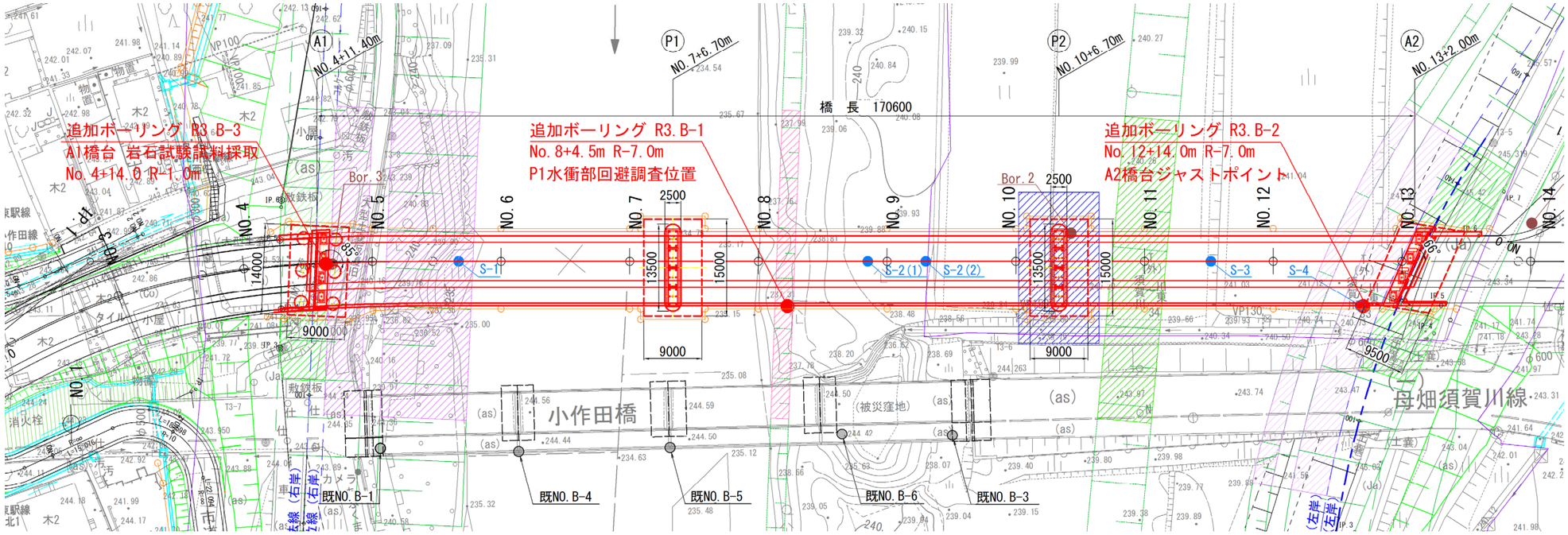
㈱東京建設コンサルタント

②「R2 年度 阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務」

東京コンサルタンツ㈱

3.1.1 地質調査の内容

図 3.1.1 にボーリング位置，原位置および室内試験の内容・数量を整理する。



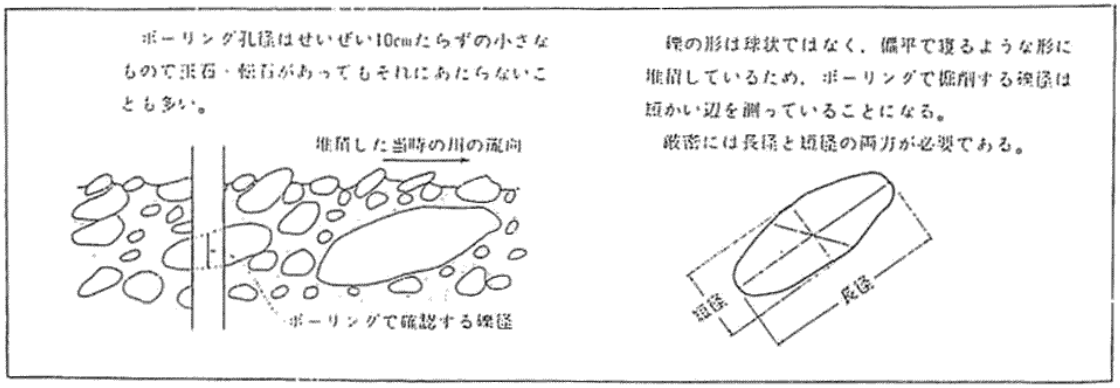
調査内容			単位	ボーリング孔					
				小作田橋					
				A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	A2橋台		
				小作田橋 Bor.3	R3 B-1	小作田橋 Bor.2	R3 B-2	小作田橋 Bor.1	R3 B-3
				橋梁予備使用	橋梁詳細	橋梁予備使用	橋梁詳細	橋梁予備使用	試験用
業務名			―	①	②	①	②	①	②
調査位置			―	NO.4+14.0m CL	No.8+4.5m R-7.0m	No.10+8.5m L-4.5m	No.12+14.0m R-7.0m	No.14 L-6.0m	No.4+14.4m R-1.0m
ボーリング	盛土・表土		m	1.55	―	0.30	0.50	2.20	―
	粘性土・シルト			―	2.10	2.80	―	1.35	―
	砂・砂質土			8.55	―	1.55	0.75	1.35	―
	礫混じり土砂			5.20	1.5	―	3.65	2.6	―
	軟岩			3.13	5.75	7.61	5.20	5.85	―
	合 計			18.43	9.35	12.26	10.10	13.35	―
原位置試験	標準貫入試験	盛土・表土	回	1	―	―	―	1	―
		粘性土・シルト		―	1	2	―	2	―
		砂・砂質土		5	―	2	―	1	―
		礫混じり土砂		8	2	―	4	3	―
		軟岩		4	6	8	6	6	―
		合 計		18	9	12	10	13	―
	孔内水平載荷試験		箇所	―	―	―	―	―	―
	現場透水試験			―	―	―	―	―	―
	弾性波探査		m	―	―	―	―	―	―
室内試験	物理試験	粒度試験	試料	―	―	―	―	―	―
		塑性限界試験		―	―	―	―	―	―
		密度試験		―	―	3	―	―	3
	力学試験	一軸圧縮試験		―	―	3	―	―	3
		三軸圧縮試験		―	―	―	―	―	―
		超音波伝播速度試験		―	―	―	―	―	―
		静ポアソン比試験		―	―	―	―	―	―

業務名：①「R2年度 雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」
②「R2年度 阿武隈川上流 小作田橋橋梁詳細設計業務」

図3.1.1 ボーリング位置，原位置および室内試験の数量

3.1.2 調査ボーリング結果の整理

一般に，ボーリングで確認される礫径は図 3.1.2 のように，礫の短径を確認している場合が多い。



※出典：「ボーリング野帳記入マニュアル」全国地質調査業協会連合会

図3.1.2 ボーリングで確認される最大礫径

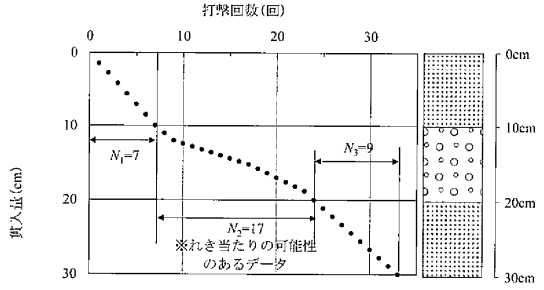
表土・崖錘堆積物において，ボーリングで確認した最大礫径はφ200mm 程度である。実際には，φ600mm 程度（一般には調査データの 3 倍程度）のものがあると考えられるので，礫当たりにより，N 値を過大に評価している可能性がある。ボーリング柱状図においては，以下を踏まえて修正する。

ボーリング柱状図の修正

【留意点①】 N 値が 50 以上の場合は，以下の式から換算 N 値を算出する。
換算 N 値=50×{(30cm/50 回打撃回数の貫入量)}
【留意点②】 平均 N 値は N 値総和（明らかに過大である特異な N 値は省く）を個数で除して設定する。
【留意点③】 砂礫層は礫当たりしていないか確認する。礫当たりの可能性がある場合は，10cm 毎の貫入量にばらつきがないかを検討したうえで，ばらつきが著しいときは，礫当たりの可能性があるデータを除外して N 値を評価する。

礫当たりの N 値評価（出典：「杭基礎設計便覧」p135）

なお，れき質土を含む場合は，標準貫入試験でれきをたたいて N 値が過大に出る傾向がある。このため，N 値の評価にあたっては，打撃回数と貫入量の関係を詳細に検討したうえで，N 値を補正するなどの留意が必要である。具体的には，図-Ⅱ.4.9 に示すように 10cm 毎の貫入量にばらつきがないかどうかを検討したうえで，ばらつきが著しい場合には，れき当たりの可能性のあるデータを除外して N 値を評価すること等が経験的に行われている。



$N'=(N_1+N_3)\times(30\text{cm}/20\text{cm})=24$

N'：れき当たりを踏まえて評価した N 値

図-Ⅱ.4.9 れき質土を含む場合における N 値の評価の例

橋梁設計では，N 値分布，土層の連続および支持層の確実性等を勘案して，層分けを微修正する。ボーリング柱状図を図 3.1.3～図 3.1.7，土層分布を表 3.1.1，N 値分布と平均 N 値を表 3.1.2 に整理する。図 3.1.8 は土層縦断である。

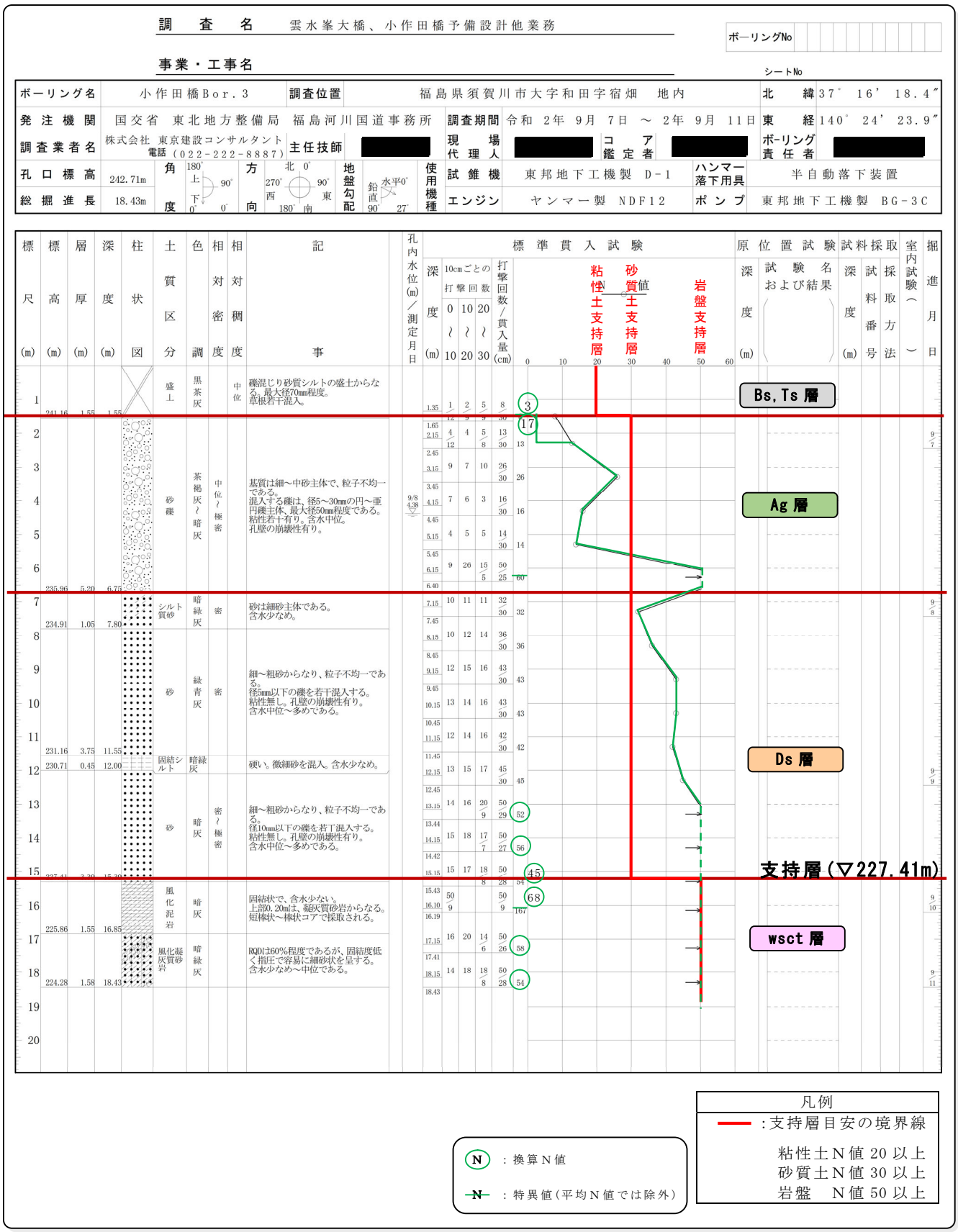


図3.1.3 ボーリング柱状図［小作田橋 Bor.3 孔］・A1 橋台

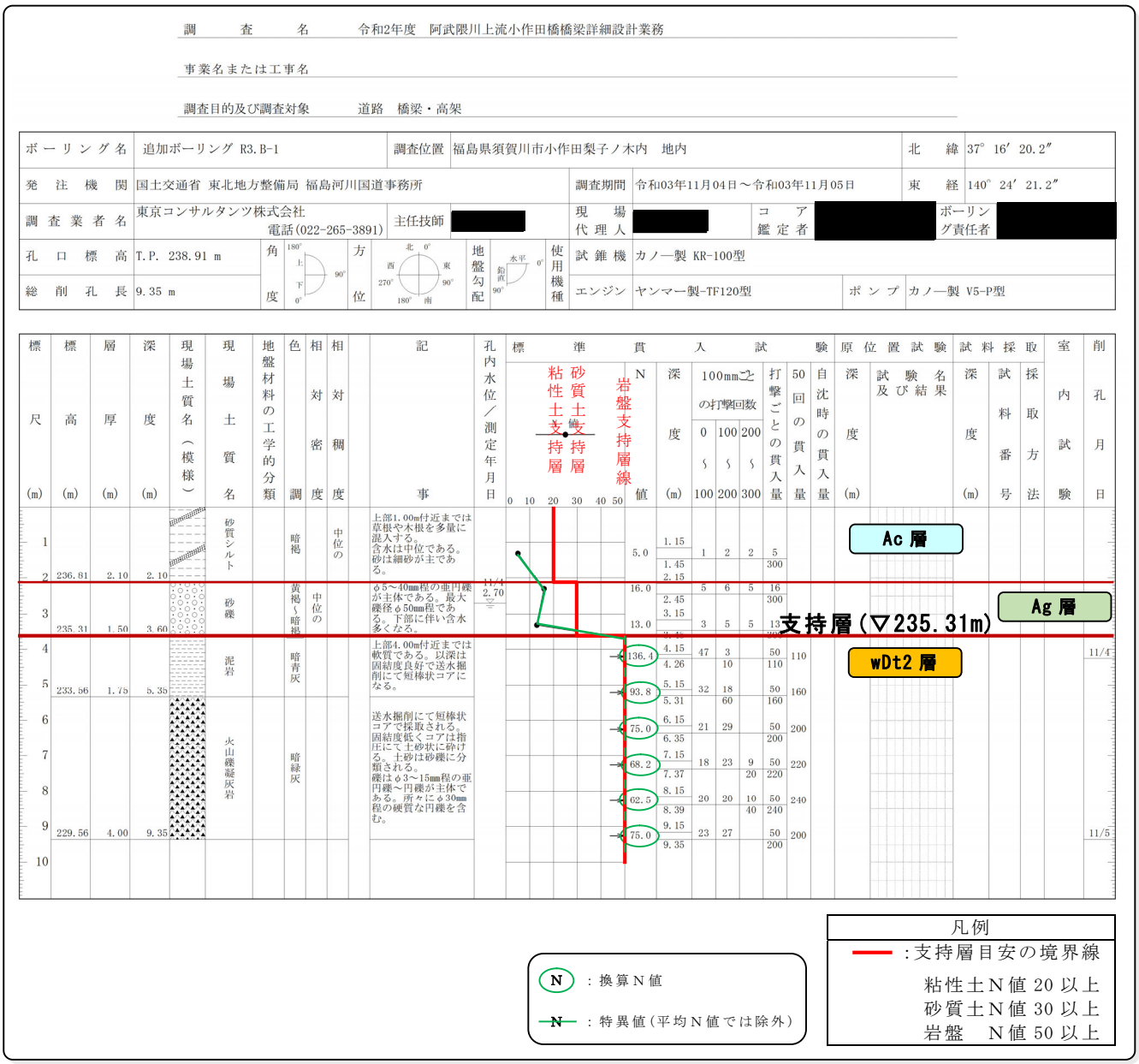


図3.1.4 ボーリング柱状図［R3 B-1 孔］

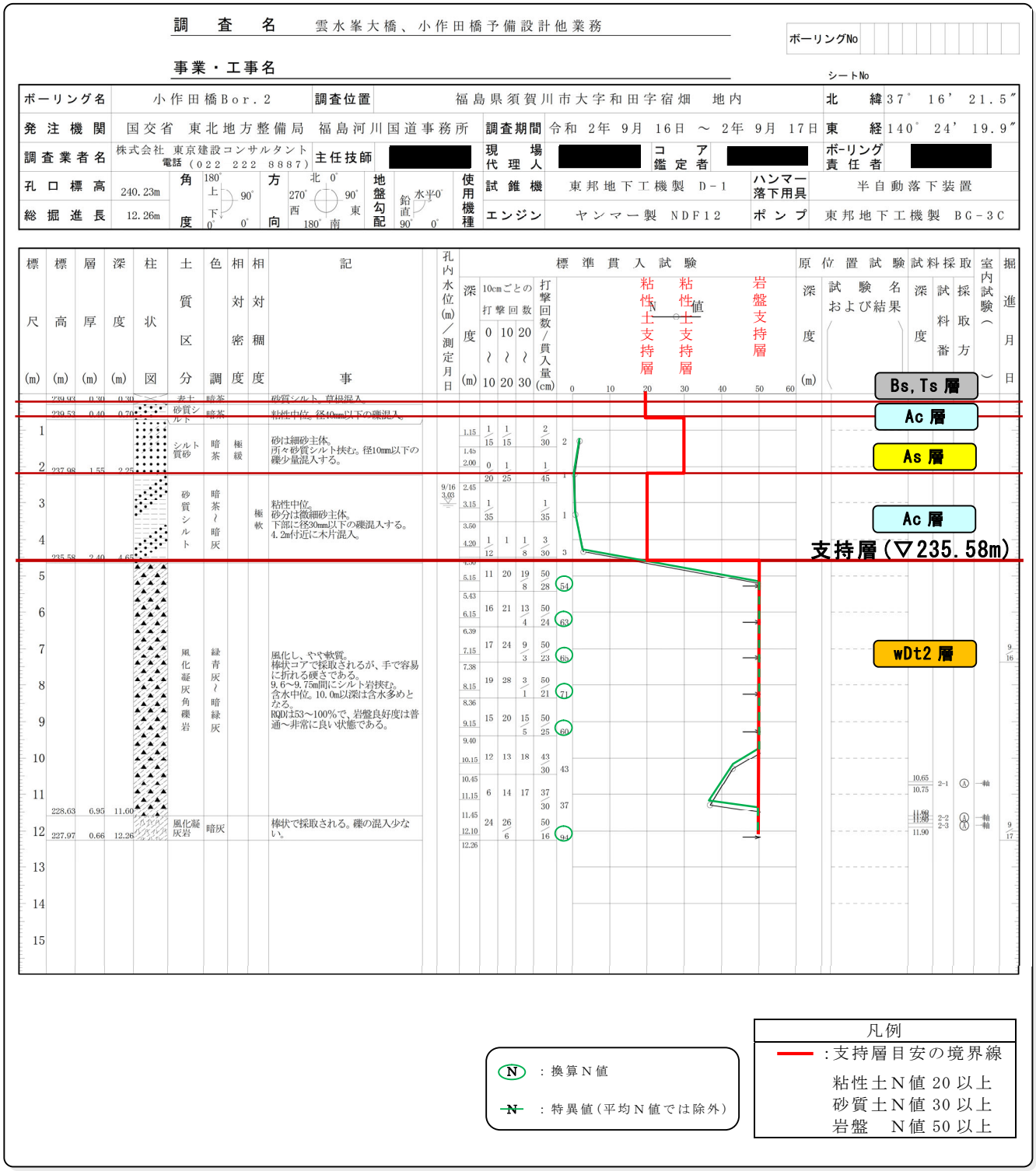


図3.1.5 ボーリング柱状図[小作田橋 Bor.2 孔]

調　　査　　名　　令和2年度　阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務

事業名または工事名

調査目的及び調査対象　　道路　橋梁・高架

ボーリング名	追加ボーリング　R3.B-2	調査位置	福島県須賀川市小作田梨子ノ木内　地内			北　緯	37° 16′ 22.6″
発注機関	国土交通省 東北地方整備局 福島河川国道事務所			調査期間	令和03年11月03日～令和03年11月03日	東　経	140° 24′ 19.0″
調査業者名	東京コンサルタンツ株式会社 電話(022-265-3891)	主任技師	[redacted]	現場代理人	[redacted]	コア鑑定者	[redacted]
						ボーリング責任者	[redacted]
孔口標高	T.P. 241.10 m	角度		方位		地盤勾配	使用機種	試錐機	カノー製 KR-100型
総削孔長	10.10 m						エンジン	ヤンマー製-TF120型	ポンプ	カノー製 V5-P型

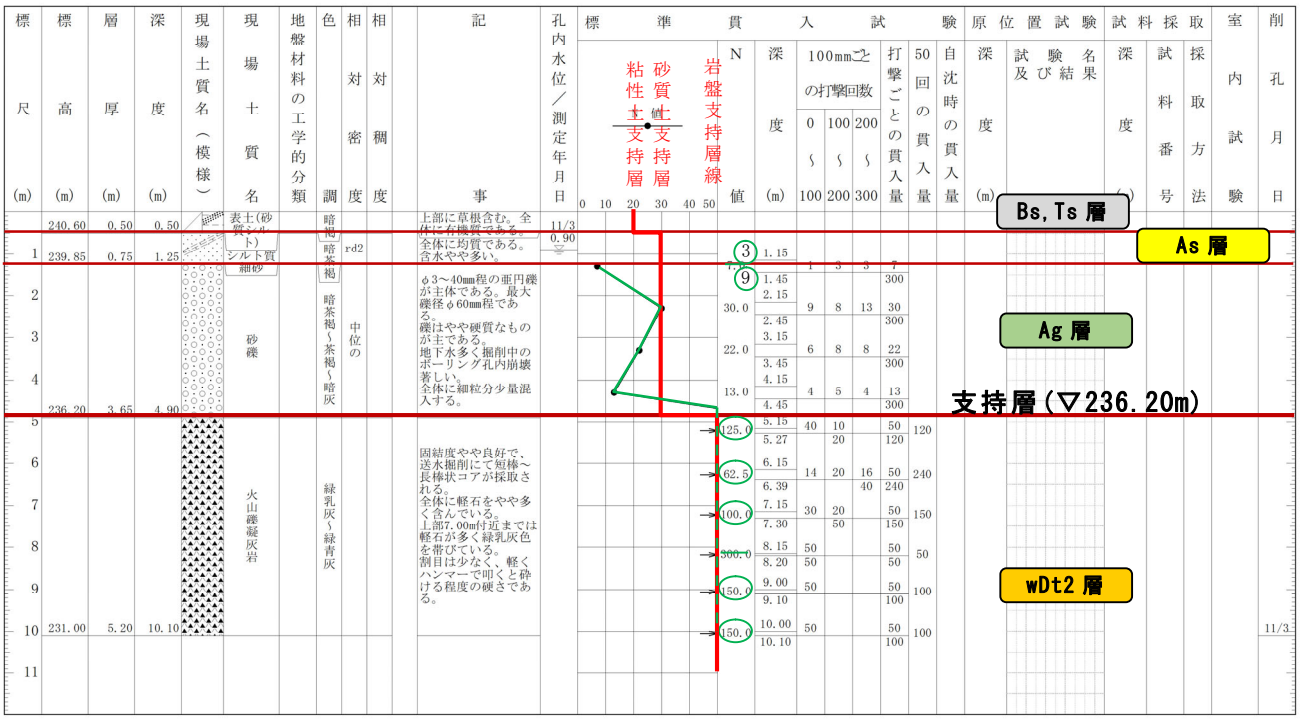
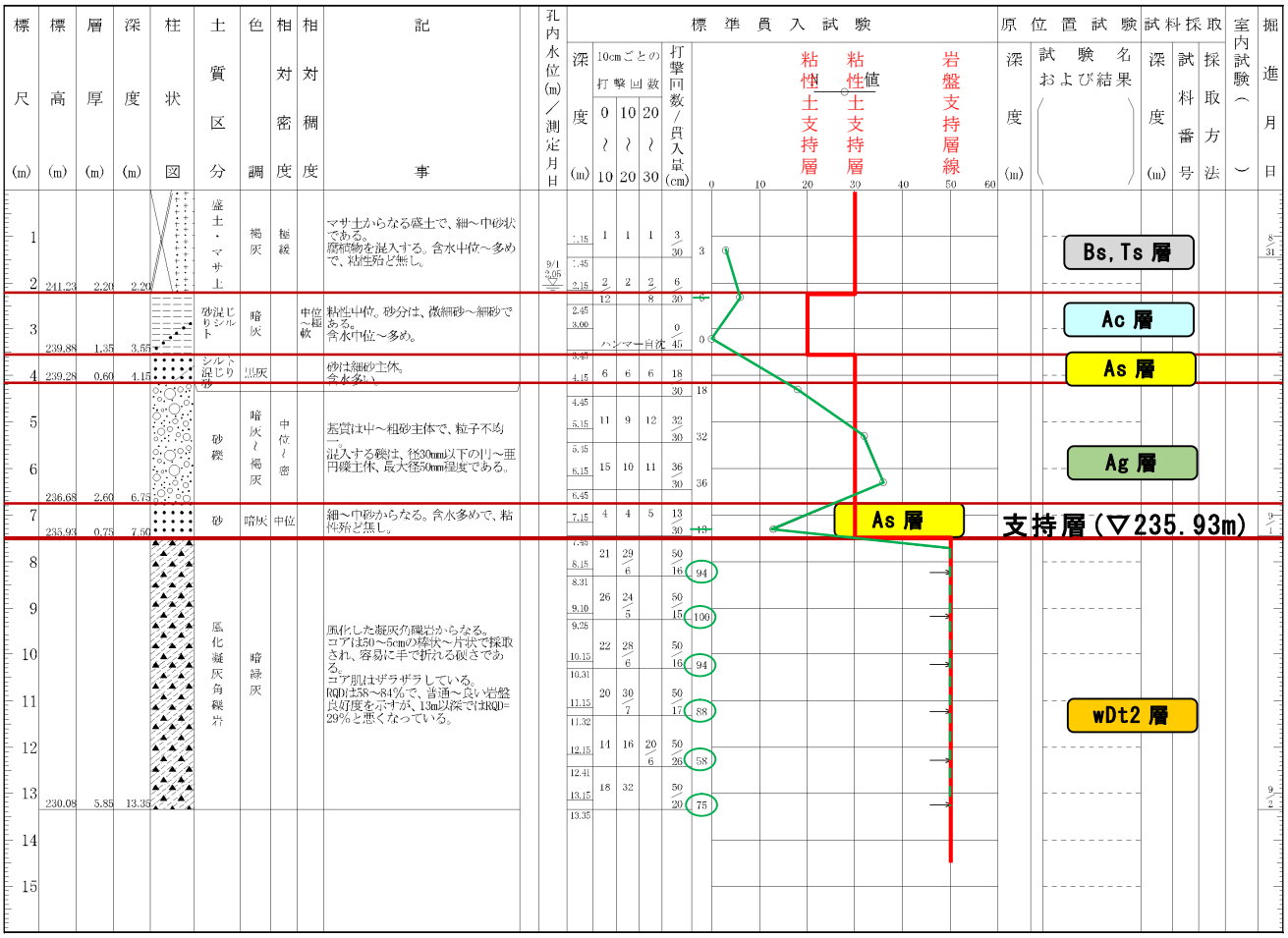


図3.1.6 ボーリング柱状図（R3 B-2 孔）

調査名	雲水峯大橋、小作田橋予備設計他業務	ボーリングNo	
事業・工事名		シートNo	

ボーリング名	小作田橋Bor.1	調査位置	福島県須賀川市大字和田字宿畑　地内			北緯	37° 16' 23.6"
発注機関	国交省　東北地方整備局　福島河川国道事務所			調査期間	令和 2年 8月 31日 ～ 2年 9月 2日	東経	140° 24' 18.7"
調査業者名	株式会社 東京建設コンサルタント 電話（022-222-8887）	主任技師	[redacted]	現場代理人	[redacted]	コア鑑定者	[redacted]	ボーリング責任者	[redacted]
孔口標高	243.43m	角度	180° 上 90° 下 0° 0°	方向	北 0° 西 270° 90° 東 180° 南	地盤勾配	鉛直 90° 0° 水平 0°	使用機種	
総掘進長	13.35m								

試錐機	東邦地下工機製　D-1	ハンマー落下用具	半自動落下装置
エンジン	ヤンマー製　NDF12	ポンプ	東邦地下工機製　BG-3C



凡例
：支持層目安の境界線
粘性土Ｎ値 20 以上
砂質土Ｎ値 30 以上
岩盤　Ｎ値 50 以上

Ⓝ：換算Ｎ値

Ⓝ：特異値（平均Ｎ値では除外）

図3.1.7 ボーリング柱状図[小作田橋 Bor.1]

表3.1.1 土層分布

下部No.			小作田橋				
			A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	A2橋台	
ボーリングNo.			小作田Bor.3	R3 B-1	小作田Bor.2	R3 B-2	小作田Bor.1
業務名			①	②	①	②	①
調査位置			No.4+14.0 CL	No.8+4.5m R-7.0m	No.10+8.5m L-4.5m	No.12+14.0m R-7.0m	No.14 L-6.0m
盛土・表土 (Bs,Ts)	層厚 (m)	標高	242.71 ～ 241.16		240.23 ～ 239.93	241.10 ～ 240.60	243.43 ～ 241.23
		深度	0.00 ～ 1.55		0.00 ～ 0.30	0.00 ～ 0.50	0.00 ～ 2.20
		層厚	1.55		0.30	0.50	2.20
粘性土 (Ac)	層厚 (m)	標高			239.93 ～ 239.53		241.23 ～ 239.88
		深度			0.30 ～ 0.70		2.20 ～ 3.55
		層厚			0.40		1.35
砂・砂質土 (As)	層厚 (m)	標高			239.53 ～ 237.98	240.60 ～ 239.85	239.88 ～ 239.28
		深度			0.70 ～ 2.25	0.50 ～ 1.25	3.55 ～ 4.15
		層厚			1.55	0.75	0.60
粘性土 (Ac)	層厚 (m)	標高		238.91 ～ 236.81	237.98 ～ 235.58		
		深度		0.00 ～ 2.10	2.25 ～ 4.65		
		層厚		2.10	2.40		
礫質土 (Ag)	層厚 (m)	標高	241.16 ～ 235.96	236.81 ～ 235.31		239.85 ～ 236.20	239.28 ～ 236.68
		深度	1.55 ～ 6.75	2.10 ～ 3.60		1.25 ～ 4.90	4.15 ～ 6.75
		層厚	5.20	1.50		3.65	2.60
砂・砂質土 (As)	層厚 (m)	標高					236.68 ～ 235.93
		深度					6.75 ～ 7.50
		層厚					0.75
砂・砂質土 (Ds)	層厚 (m)	標高	235.96 ～ 227.41				
		深度	6.75 ～ 15.30				
		層厚	8.55				
風化凝灰角礫岩 (wDt2)	層厚 (m)	標高		235.31 ～ 229.56	235.58 ～ 227.97	236.20 ～ 231.00	235.93 ～ 230.08
		深度		3.60 ～ 9.35	4.65 ～ 12.26	4.90 ～ 10.10	7.50 ～ 13.35
		層厚		5.75	7.61	5.20	5.85
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 (wsct)	層厚 (m)	標高	227.41 ～ 224.28				
		深度	15.30 ～ 18.43				
		層厚	3.13				

注1） 赤線以深は支持層である。

注2） 業務名：①「R2年度 雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」
②「R2年度 阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務」

表3.1.2 Ｎ値分布と平均Ｎ値

下部No.		小作田橋									
		A1橋台		P1橋脚		P2橋脚		A2橋台			
ボーリングNo.		小作田橋 Bor.3		R3 B-1		小作田橋 Bor.2		R3 B-2		小作田橋 Bor.1	
業務名		①		②		①		②		①	
調査位置		No.4+14.0m 道路CL		No.8+4.5m R-7.0m		No.10+8.5m L-4.5m		No.12+14.0 R-7.0m		NO.14 L-6.0m	
	盛土・表土(Bs,Ts)	3				—		—		3	
	平均Ｎ値	3				—		—		3	
		3.0									
	粘性土(Ac)			5		1	1			7	0
						3					
	平均Ｎ値			5		1				0	
		2.0									
	砂・砂質土(As)					2		3		13	
	平均Ｎ値					2		3		—	
		2.5									
	礫質土(Ag)	17	13	16	13			9	30	18	32
		26	16					22	13	36	
		14	60								
	平均Ｎ値	17		14				18		28	
		19.6									
	砂・砂質土(Ds)	32	36								
		43	43								
		42	45								
		52	56								
		45									
	平均Ｎ値	43									
		43.7									
	風化凝灰角礫岩 (wDt2)			136	93	54	63	125	62.5	94	100
				75	68	65	71	100	300	94	88
				62	75	60	43	150	150	58	75
						37	94				
	平均Ｎ値			84		60		117		84	
		83.7									
	風化泥岩～ 風化凝灰質砂岩(wsct)	68	167								
		58	54								
	平均Ｎ値	60									
		60.0									

（Ｎ値順序）

1	2
3	4
5	6
7	8
9	10
・	・
・	・

注1） Ｎ値（青文字）を省いて平均Ｎ値を設定する。

注2） 赤文字はＮ値50以上を表す。

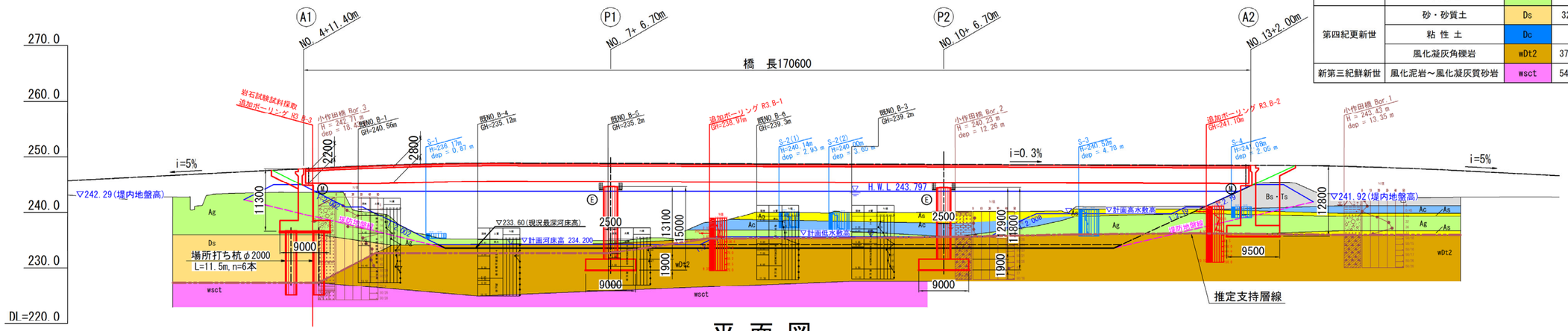
注3） 赤線以深は支持層である。

注4） 業務名：①「R2年度 雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」
②「R2年度 阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務」

地層構成状況

地質時代	地 層 名	層記号	N 値（回）
第四紀完新世	盛 土・表土	Bs・Ts	3
	粘 性 土	Ac	0～7
	砂・砂質土	As	2～13
	礫 質 土	Ag	9～60
第四紀更新世	砂・砂質土	Ds	32～56
	粘 性 土	Dc	―
	風化凝灰角礫岩	wDt2	37～300
新第三紀鮮新世	風化泥岩～風化凝灰質砂岩	wsct	54～167

側 面 図



平 面 図

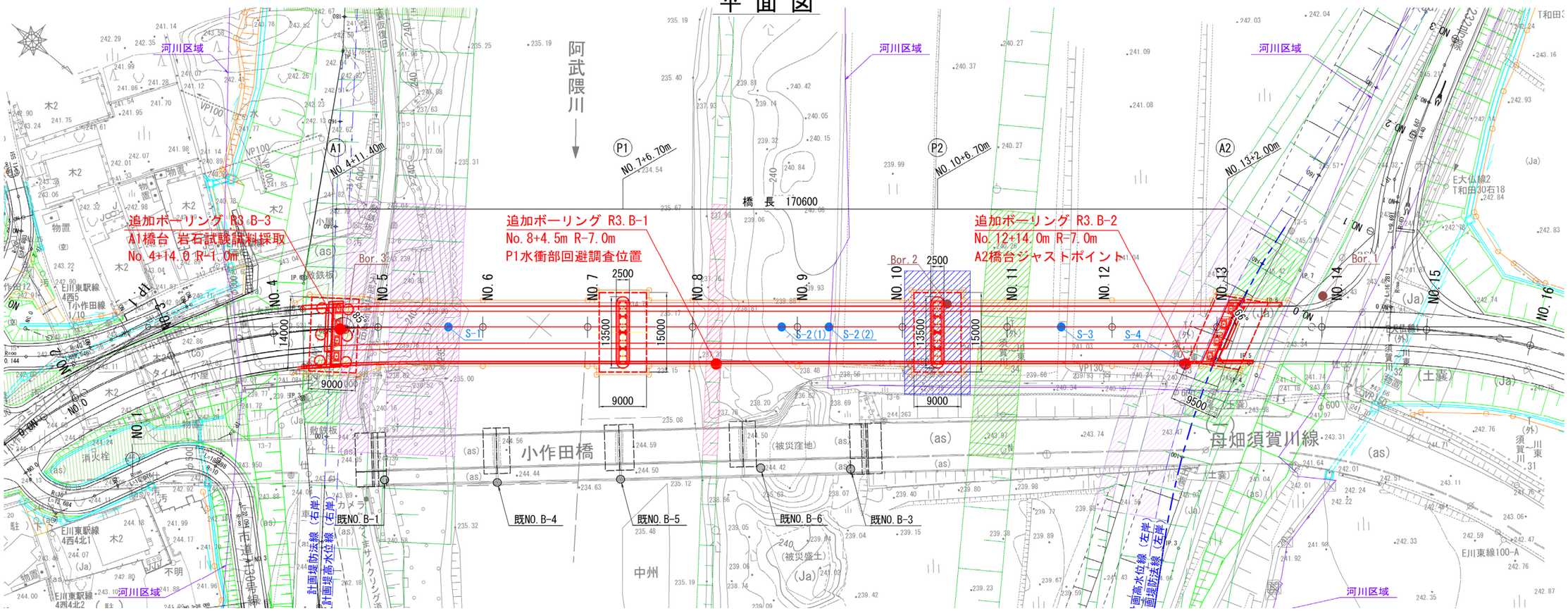


図3.1.8 土層縦断

■地下水位について

ボーリングで測定した孔内水位は，表 3.1.3 のとおりである。

表3.1.3 孔内水位

下部構造	ボーリング孔	孔内水位［GL-・(標高)］	孔内水位土層
A1 橋台	小作田橋 Bor.3	・GL-4.38m	Ag 層
P1 橋脚	R3 B-1	・GL-2.70m	Ag 層
P2 橋脚	小作田橋 Bor.2	・GL-3.03m	Ac 層
A2 橋台	R3 B-2	・GL-0.90m	As 層
	小作田橋 Bor.1	・GL-2.05m	Ac 層

■設計計算上の水位について

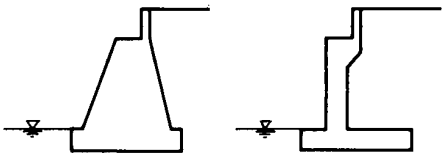
一般に，「標準設計・橋台および橋脚」より，以下のとおりとしている。

設計計算上の水位（出典：「標準設計・橋台および橋脚」）

(3) 浮　力

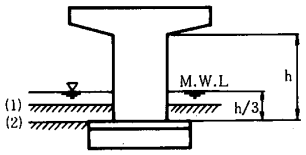
浮力を考慮する場合の水位は次のとおりとする。

a）橋台の場合



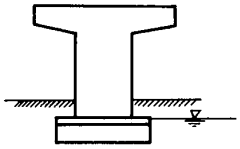
◎動水圧は考慮しない。
◎常時，地震時とも浮力考慮。

b）水中橋脚を対象とする場合



◎ H.W.L の考慮と地震時の検討を同時に行うことはないので，H.W.L は考慮しない。
◎地盤線(1)は浮力無視の場合。
◎地盤線(2)は浮力考慮の場合。
◎浮力，動水圧は M.W.L に対して考慮。

c）陸上橋脚を対象とする場合



◎浮力を考慮する場合の水位はフーチング上面を考える。

地下水位がフーチング下に存在する場合でも地下水変動に配慮し，安全をみて，フーチング上面まで考慮している。

3.1.3 支持層の設定

(1) 支持層の目安

「道示Ⅳ」p175～p178 では，以下のとおりとしている。岩盤の場合，「杭基礎設計便覧」p156 の考えに準拠する。

・粘性土層：N 値 20 程度以上（一軸圧縮強度 qu=0.4N/mm^2 程度以上）
・砂質土層：N 値 30 程度以上

支持層の目安（出典：「道示Ⅳ」p175～p178）

8.3 支持層の選定

(1) 支持層は，1)及び2)の条件を満足するように選定しなければならない。
1) 長期的に安定して存在すること。
2) 基礎を支持するための十分な地盤抵抗が得られること。
(2) (1)1)における長期的に安定して存在する地層とは，少なくとも1)から4)の影響を受けないとみなせる地層とする。
1) 斜面崩壊等
2) 洗掘・侵食
3) 液状化
4) 圧密沈下
(3) 1)及び2)を満足する場合には，(1)2)を満足するとみなしてよい。
1) 基礎を支持するために十分な強度及び剛性を有していること。
2) 施工による乱れにより1)が失われないこと。

(3)1) 支持層は，基礎を支持できるだけの十分な強度及び剛性を有する層を選定する必要がある。このため，深度の浅い沖積層は一般に支持層とはなりえない。

一般的な支持層の目安について，以下に示す。

i) 粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず，沈下量も大きい場合が多いため支持層とする際には十分な検討が必要であるが，N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度 q_u が 0.4N/mm^2 程度以上）あれば支持層と考えてよい。

ii) 砂層，砂れき層は N 値が 30 程度以上あれば支持層と考えてよい。ただし，砂れき層ではれきをたたいて N 値が過大に出る傾向があるので，支持層の決定には十分な注意が必要である。

iii) 岩盤のうち，スレーキングが生じる岩盤や膨張性の岩盤では，施工時の岩掘削等に伴う応力開放及び浸水により，細粒化や膨張等が生じ，急激な強度の低下による支持力の低下が生じるおそれがある。また，著しく風化した岩盤（風化花崗岩等）や亀裂が著しい岩盤では，相対的に変形しやすく，支持力発現までに大きな変形が生じる場合がある。この様な条件では，各種調査や載荷試験により基礎施工後の強度・変形特性を評価したうえで，支持層としての適性を判断する必要がある。

また，地層構成が複雑な場合，例えば風化岩上部の強風化層の厚さや風化程度が様々な場合あるいは互層の場合には，支持層深度等の設定に十分注意することが求められる。この様な条件では，調査位置や点数を増やして支持層深度等を適切に定める必要がある。地層の複雑度が高く支持力の評価等が難しい場合には，載荷試験を実施して支持層深度の設定や支持力の評価を行うのがよい。

iv) N 値から判断して支持層と考えられる層でも，その層厚が薄くその下に相対的に弱い層又は圧密層がある場合には剛性が不足して沈下が生じる場合があるため，支持層として適切かどうか支持力と沈下についてその影響を検討する必要がある。この支持層としての必要な層厚は荷重の規模によっても異なるが基礎幅に比例して大きな層厚が必要となる。一般に基礎底面から基礎幅の 3 倍の間に相対的に弱い層又は圧密層がある場合には，影響が生じる可能性があるため注意が必要である。ここでいう基礎幅は，鉛直方向地盤反力係数 k_v を求める際に用いる換算載荷幅 B' としてよい。なお，中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）や鋼管ソイルセメント杭工法，プレボーリング杭工法のように根固部等を施工する杭工法の場合には，根固部等の影響も考慮して支持層厚を評価する必要がある。

「杭基礎設計便覧」p156 では，以下のとおりとしている。

岩盤を支持層とする目安（出典：「杭基礎設計便覧」p156）

(3) 岩盤を支持層とする場合，一般には C_L 級以上の岩盤に支持させるのがよい。岩盤分類がＤ級の岩盤で，岩種や風化の程度によっては過大な沈下等が生じるおそれがあるため，慎重に判断する必要がある。なお，これまで収集した載荷試験における地盤調査結果[2)]を踏まえると，*N* 値 50 以上の地層が深度方向に安定して連続するＤ級の岩盤では，支持層とみなすことができると考えられる。地層として深度方向に連続することを現地で確認するボーリング掘進長さの目安としては，表-Ⅱ.1.5 に示す値を参考に設定する。

岩盤に亀裂や層理等の不連続面が存在する場合にはコアの強度試験結果だけを参照するのではなく，不連続面を含む岩盤全体としての強度評価（例えば，低減の必要性等）について検討が必要である。

また，岩盤の状態によっては，強度・変形特性が支持層としての設定条件を満足しない場合もある。風化や亀裂の程度によっては変形しやすいために支持力発現まで大きな変形が生じる，膨張性の程度によっては掘削時の応力解放が生じる，浸水等による膨張に伴う強度低下が生じるなどがこれにあたる。スレーキングが生じる岩盤やスメクタイト系の粘土鉱物を含む膨張性岩盤では，掘削時の応力解放と粘土鉱物の吸水膨張反応等によって孔閉塞や強度低下等の問題を生じる場合があり注意が必要である。また，風化花崗岩は他の岩種に比べて圧縮性が高く過大な沈下等が生じる可能性があるため，支持層の選定や支持力の評価には注意が必要である[2)]。これらのような，強度低下や過大な変形等が生じるおそれがある場合には，他の層を支持層とする等の対応が必要である。

上記を踏まえ，支持層とする目安は以下のとおりとする。

・粘性土層でＮ値 20 程度以上，砂質土層でＮ値 30 程度以上

・Ｎ値 50 以上が安定して連続し，十分な層厚を有する岩盤

深度方向に安定して連続する層厚の目安は，「杭基礎設計便覧」pp60 より，表 3.1.4 のとおりである。

表3.1.4 予備調査における支持層確認後の掘進長の目安

支持層が確認された深さ	支持層確認後の掘進長(m)		
	土砂	岩盤	
		軟岩（CL 級またはＤ級でＮ値 50 以上）	硬岩（CM 級以上）
地表から 5m 未満	10	10	5
地表から 5m 以深	5	5	3

支持層確認後におけるボーリング掘進長の目安（出典：「杭基礎設計便覧」p59～p60）

調査を実施する深さは，地盤の支持力やすべり，基礎の沈下や水平変位等に影響する深さまでとするのがよい。特に，支持力に影響する深さは基礎の形式や寸法等によって異なることから，調査を実施する深さについては個々の条件に応じて適切に設定する必要がある。ただし，基礎形式等が決まっていない予備調査の段階では，ボーリングの掘進長を過不足なく設定することは困難な場合が多い。そこで，予備調査において支持層の確認を目的として行うボーリングについて，支持層確認後の掘進長の目安を例として表-Ⅱ.1.5 に示す。これは，近年の道路橋基礎の設計実績に照らし，多くのケースにおいて支持層評価に十分となる深さを示したものである。この表に示す岩盤の区分は，ボーリングの掘進中に，室内試験によることなく掘進の終了判断を行うための目安として示したものであり，設計上の岩盤の区分とは必ずしも一致しない点に注意を要する。硬岩の場合の掘進長の目安を短くしているのは，硬岩の場合，この目安程度の長さの掘進において風化層等が確認されなければ，一般にはさらなる下方に風化層が存在しないと考えられるためである。

ただし，表-Ⅱ.1.5 はあくまでも予備調査の計画段階における目安であるため，状況に応じて掘進長を適宜修正することが必要となる。例えば，調査地点周辺の設計実績から基礎の形式や概略寸法等がすでに想定されている場合は，表-Ⅱ.1.5 の目安によらず，想定される基礎諸元等に基づき掘進長を設定するのがよい。表-Ⅱ.1.5 に示す目安は支持層の下に圧密沈下が生じる地層等の弱層が存在しない場合を想定したものであるため，既存資料等から支持層の下に弱層の存在が確認されている場合や，支持層の掘進中に弱層が確認された場合は，掘進長の延長について検討する必要がある。また，予備調査以降の設計段階では，掘進長も含めて，支持層の評価に必要な情報の不足の有無について，改めて確認することが必要となる。

なお，耐震設計上の基盤面の確認を目的とする場合は，掘進長をさらに長く設定することが必要となる場合もある。

表-Ⅱ.1.5　予備調査における支持層確認後の掘進長の目安[14)]

支持層が確認された深さ	支持層確認後の掘進長(m)		
	土砂	岩盤	
		軟岩 (C_L 級又は D 級(N 値 50 以上))	硬岩 (C_M 級以上)
地表から 5m 未満	10	10	5
地表から 5m 以深	5	5	3

注）本表は予備調査段階における掘進長の目安を示したものであり，その後の設計段階で改めて不足の有無を確認する必要がある。

(2) 支持層の設定

N値を目安（N値 50 以上）に，ボーリング孔ごとの支持層は表 3.1.5 のとおりとする。

表3.1.5 ボーリング孔ごとの支持層

下部構造	ボーリング孔	支持層 [GL-・(標高 TP)]	理　由
A1 橋台	小作田橋 Bor.3	wsct 層 15.30m(227.41m)	・N値が 50 以上と高く，十分な厚さを有する。 ・上層に N 値 30 を満たす砂・砂質土層(Ds)があるが，砂地盤を支持層とする直接基礎では，安定が確保できないため，風化泥岩～風化凝灰質砂岩層(wsct)を支持層とする。
P1 橋脚	R3 B-1	wDt2 層 3.60m(235.31m)	・N値が 50 以上と高く，十分な厚さを有する。
P2 橋脚	小作田橋 Bor.2	wDt2 層 4.65m(235.58m)	・N値が 50 以上と高く，十分な厚さを有する。
A2 橋台	R3 B-2	wDt2 層 4.90m(236.20m)	・N値が 50 以上と高く，十分な厚さを有する。
	小作田橋 Bor.1	wDt2 層 7.50(235.93m)	・N値が 50 以上と高く，十分な厚さを有する。

3.1.4 土質定数の設定

(1) 設定方針

【方針①】橋梁の設計に用いる土質定数は，以下のとおりである。

- **橋台背面の土圧力算出に用いる裏込め土定数**
- **橋台前フーチングおよび橋脚深礎天端の上載土定数**
- **基礎設計および仮設構造物に用いる土質定数**

【方針②】「道示Ⅳ」p60～p61 では，当該地盤の平均的な値と考えられるものを求めることを原則としているので，**土層ごとに設定**する。

出典：「道示Ⅳ」p. 60-61

4.2　地盤定数の特性値

地盤定数の特性値は，地盤の調査の結果から各種試験法等の適用性，精度，試験結果の信頼性，地盤特性の空間的なばらつき等を考慮したうえで，設計計算において平均的な挙動が得られるような値をもって設定することを基本とする。

ここでいう地盤定数とは，土層や岩盤そのものの諸性質を示す数値であり，直接基礎における基礎底面と地盤との間の付着力や摩擦角，杭の最大周面摩擦力度等については，9章から14章の各基礎形式に関する章で各々言及する。

基礎の設計に用いる地盤定数は，概ね次のように分類できる。

土の物理的性質：粒度，間隙比，単位体積重量，コンシステンシー等

土の力学的性質：強度定数（粘着力，せん断抵抗角），変形係数，圧縮指数，圧密係数，圧密降伏応力，弾性波速度等

これらの諸定数には，単位体積重量や圧縮指数のように土質試験等から直接的に得られるものもあれば，標準貫入試験の N 値から力学定数を求めるように，地盤調査結果を指標として既往の調査実績から明らかにされた相関関係を利用して間接的に得られるものもある。

地盤は複雑で大きなばらつきを有するが，設計に用いる地盤定数の特性値は，基礎に作用する荷重に対して，その地盤条件下で最も高い確率で起こり得る基礎の挙動を推定するものである。したがって，地盤定数の特性値は，計算式の精度や特性を考慮したうえで，当該地盤の平均的な値と考えられるものを求めることが基本となる。ただし，複数の試験法又は推定法によって求めた結果で地盤定数に差異が生じることも多いため，得られた値を単純に平均するのではなく，個々の試験法等の精度や土質ごとの適用性，試験状況，各種誤差の混入要因等を吟味しつつ，適切な地盤定数を特性値として設定することが求められる。

地盤定数の特性値を決定する際には，基礎周辺における地盤調査記録や工事記録，既存構造物の状態等も参考にするのがよい。

また，1.7の解説に示されるように，地盤定数の特性値の設定根拠，一連の設定過程を設計図等に明らかにしておく必要がある。

【方針③】平均Ｎ値は明らかに過大である特異なＮ値は省いて設定し，土層ごとに**単純平均した値**とする。岩盤では，換算Ｎ値による推定式で力学定数を設定する場合は，300を超える換算Ｎ値を省いて平均換算Ｎ値を設定する（換算Ｎ値による推定式は300以下が対象）。

(2) 裏込め土の土質定数

(2)-1 設計に必要な土質定数

橋台背面の土圧力算出には，以下の土質定数を用いる。

①単位体積重量（γ）

②せん断抵抗角（φ）

③粘着力（ｃ）

土質定数の使用目的，照査項目および設定に用いる試験値等を整理すると，表 3.1.6 のとおりである。

表3.1.6 土圧算出に用いる土質定数

土質定数	使用目的	照査項目	設定に用いる試験値等
単位体積重量（γ）	・土圧力算出	・安定照査 ・部材断面照査	・締固めおよびせん断試験 ・既往資料（「道示」等）
せん断定数（ｃ，φ）			

(2)-2 採用値

現時点で埋戻し土の採取位置が確定できないので，「設計施工マニュアル(案)」p6-8 の値を採用する。

単位堆積重量：γ=20kN/m³

粘着力　　：ｃ=0

せん断抵抗角：φ=30 度

出典：「設計施工マニュアル(案)」p6-8

1) 橋台裏込土の単位重量(γ)と、せん断抵抗角(φ)は、土質の状況によってさまざまに変化するが、一般的には、φ＝30°～35°、γ＝18kN/m³～20kN/m³ の範囲にある。したがって、裏込土の産出箇所を設計段階で特定できない場合については、経済性にも大きく影響を与えることなく、安全性の高い設計となる表 6-11 に示す値を用いる。

表 6-11　橋台裏込土の諸定数

裏込土の種類	単位重量 kN/m³	せん断抵抗角（度）
砂質土および砂、砂礫	20	30

2) 橋台裏込めには原則として、粘性土は用いない。

「道示Ⅰ」p118 より，土圧作用面の壁面摩擦角は表 3.1.7 のとおりとする。

表3.1.7 土圧作用面の壁面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角δ	
			永続作用支配状況 変動作用支配状況 （右以外）	変動作用支配状況 偶発作用支配状況 （地震時土圧を算出する場合）
逆T式橋台 控え壁式橋台	安定計算	土と土	φ	φ/2
	壁の断面計算	土とコンクリート	φ/3	0

(3) 埋戻し土の土質定数

埋戻し材料は確定していないが，発生土（粘性土）を用いると仮定し，「道示Ⅰ」p119の概略設計で用いる土の単位体積重量の例（表 3.1.8 参照）より，単位体積重量は以下の値とする。

単位体積重量：γ=18kN/m^3

ただし，原則として，フーチングの前面抵抗は無視するので（埋戻し土の締固め管理精度，材料および地盤の乱れによる強度の回復が現時点で把握できない），単位体積重量のみを設定する。

表3.1.8 概略設計で用いる土の単位体積重量の例

種　類		単位体積重量(kN/m^3)	
		緩いもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛　土	砂および砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

(注)(1)地下水位以下にある土の単位体積重量は，それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。
(2)砕石は砂利と同じ値とする。また，ずり，岩塊等の場合は種類，形状，大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
(3)砂利まじり砂質土，又は砂利まじり粘性土については，混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
(4)地下水位は施工後における平均値を考える。

(4) 基礎設計に用いる土質定数

(4)-1 基礎形式

以下のとおりである。

A1 橋台：場所打ち杭基礎（オールケーシング）

P1 橋脚：直接基礎

P2 橋脚：直接基礎

A2 橋台：直接基礎

(4)-2 土質定数の項目

基礎形式より，以下の土質定数を用いる。

静的定数：**①単位体積重量［γ］**

②粘着力［c］

③せん断抵抗角［φ］

④変形係数［αEo］

動的定数：**⑤せん断弾性波速度［Vs］**

⑥動的ポアソン比［νD］

⑦動的せん断強度比［R］

「道示Ⅳ」p200，p441 より，直接基礎および深礎基礎の照査概要は以下のとおりである。

直接基礎の照査概要（出典：「道示Ⅳ」p.200）

表-解 9.2.1 直接基礎の安定照査の概要

照査※1			作用力等			
			鉛直荷重	水平荷重	転倒モーメント	上部構造から決まる変位※4
永続作用支配状況における変位の制限		照査に用いる工学的指標	基礎底面の鉛直地盤反力度	基礎底面地盤のせん断力※5	偏心した鉛直力の作用位置	適切な位置における変位
		照査意図	沈下の抑制	水平変位の抑制	不同沈下の抑制等	上部構造に影響を与える変位の抑制
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における耐荷性能	限界状態1	照査に用いる工学的指標	基礎底面地盤の支持力（降伏支持力）等	—※2	偏心した鉛直力の作用位置	—
		照査意図	鉛直地盤抵抗の塑性化の抑制 基礎の応答の可逆性の確保）等	水平地盤抵抗の塑性化の抑制（基礎の応答の可逆性の確保）等	地盤抵抗の塑性化の抑制（基礎の応答の可逆性の確保）等	—
	限界状態3	照査に用いる工学的指標	—※3	基礎底面地盤のせん断力※5	—※3	—
		照査意図	地盤の支持力の喪失防止等	地盤の水平抵抗力の喪失防止等	転倒防止	—

＊1：部材照査（耐荷性能の照査，耐久性能の照査等）は別途実施。
＊2：限界状態3の照査で担保。
＊3：限界状態1の照査で担保。
＊4：上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合に実施。
＊5：根入れ部分の地盤抵抗を考慮する場合には，その水平抵抗力も指標となる。

杭基礎の照査概要（出典：「道示Ⅳ」p.231-232）

表-解 10.2.1　杭基礎の照査の概要

(a) 耐荷性能等の照査

ⅰ）永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定照査

照査			作用力等		
			軸方向押込み力及び引抜き力	水平荷重	上部構造から決まる変位 *2
永続作用支配状況における変位の制限		照査に用いる工学的指標	地盤から決まる杭の支持力及び引抜き抵抗力	設計上の地盤面又はフーチング下面における水平変位	適切な位置における変位
		照査意図	沈下及び引抜きの抑制	水平変位の抑制	上部構造に影響を与える変位の抑制
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における耐荷性能	限界状態1	照査に用いる工学的指標	地盤から決まる杭の支持力及び引抜き抵抗力（降伏支持力及び降伏引抜き抵抗力）	設計上の地盤面又はフーチング下面における水平変位（地盤から決まる杭の降伏水平変位）	—
		照査意図	鉛直地盤抵抗（押込み・引抜き）の塑性化の抑制（基礎の応答の可逆性の確保）等	水平地盤抵抗の塑性化の抑制（基礎の応答の可逆性の確保）等	—
	限界状態3	照査に用いる工学的指標	—*1	—*1	—
		照査意図	地盤の支持力，抵抗力の喪失防止等	地盤の水平抵抗力の喪失防止等	—

＊1：限界状態1の照査で担保。

＊2：上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合に実施。

ⅱ）永続作用支配状況及び変動作用支配状況における部材照査（杭体）

照査			作用力 *1							
			軸力及び曲げモーメント				せん断力			
			鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭	SC杭	場所打ち杭	PHC杭	鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭	SC杭	場所打ち杭	PHC杭
永続作用支配状況における耐荷性能の前提		照査に用いる工学的指標	鋼材の圧縮・引張応力度		—	—	鋼材のせん断応力度		コンクリートのせん断応力度	
		照査意図	耐荷性能の前提となる構造の確保		—	—	耐荷性能の前提となる構造の確保		耐荷性能の前提となる構造の確保	
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における耐荷性能	限界状態1	照査に用いる工学的指標	鋼材の応力度（降伏強度）		曲げモーメント（降伏曲げモーメント）	コンクリートの圧縮・引張応力度	—*2	—*2	—*2	コンクリートの斜引張応力度
		照査意図	部材抵抗の可逆性の確保							
	限界状態3	照査に用いる工学的指標	—*3	—*3	曲げモーメント（破壊抵抗曲げモーメント）		鋼材のせん断応力度		せん断力	
		照査意図	部材抵抗の喪失防止							

＊1：場合によっては，これら以外の作用に対しても照査を実施（ねじりモーメントなど）。

＊2：限界状態3の照査で担保。

＊3：限界状態1の照査で担保。

杭基礎の照査概要（出典：「道示Ⅳ」p.231-232）

iii)　レベル２地震動を考慮する設計状況における照査

照査				基礎全体系の照査 *1
レベル２地震動を考慮する設計状況における耐荷性能	限界状態１	杭基礎に塑性化を考慮しない	照査に用いる工学的指標	上部構造の慣性力作用位置における水平変位（基礎の降伏変位）
			照査意図	基礎全体系の挙動の可逆性の確保
	限界状態２	杭基礎に塑性化を考慮する	照査に用いる工学的指標	基礎の塑性率及びフーチング底面位置の回転角 *2
			照査意図	基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まる等
	限界状態３		照査に用いる工学的指標	-- *3
			照査意図	基礎の抵抗力の喪失防止

＊１：杭体のせん断等の部材照査を別途実施。
＊２：目安として提示。
＊３：限界状態１又は限界状態２の照査で担保。

(b)　耐久性能の照査

照査		作用力							
		軸力及び曲げモーメント				せん断力			
		鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭	SC 杭	場所打ち杭	PHC 杭	鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭	SC 杭	場所打ち杭	PHC 杭
Ⅲ編 6.3.2 (2)に規定する作用の組合せに対する耐久性能 *	照査に用いる工学的指標	－	コンクリートの圧縮応力度	コンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力度	コンクリートの圧縮応力度及び引張応力度並びに PC 鋼材の引張応力度	－		鉄筋の引張応力度	斜引張応力度
	照査意図	疲労損傷の防止等							

＊：疲労のほか，鋼材の腐食に対しても設計。

土質定数の使用目的，照査項目および設定に用いる試験値を整理すると，表 3.1.9 のとおりである。

表3.1.9 基礎設計に用いる土質定数

土質定数		使用目的	照査項目	土質定数設定に用いる試験等
静的定数	①単位体積重量 [γ]	■杭基礎 ・許容支持力 ■直接基礎 ・許容支持力	■杭基礎 ・基礎底面の鉛直地盤反力度（降伏鉛直地盤反力度を含む） ■直接基礎 ・基礎底面の鉛直地盤反力度（降伏鉛直地盤反力度を含む）	・密度試験 ・既往資料
	②粘着力 [c] ③せん断抵抗角 [φ]	■杭基礎 ・許容支持力 ・周面摩擦力度 ・抵抗特性 ■直接基礎 ・許容支持力	■杭基礎 ・基礎底面の鉛直地盤反力度（降伏鉛直地盤反力度を含む） ・設計地盤面位置での水平変位（降伏水平変位を含む） ・上部構造から決まる変位 ・杭本体の耐力 ■直接基礎 ・基礎底面の鉛直地盤反力度（降伏鉛直地盤反力度を含む） ・基礎底面のせん断力 ・偏心した鉛直力の作用位置	【粘着力[c]】 ・一軸圧縮試験 ・~~三軸圧縮試験~~ ・標準貫入試験（N値） ・~~多段階三軸圧縮試験~~ ・~~静ポアソン比試験~~ ⇒一軸圧縮強度を算出 【せん断抵抗角[φ]】 ・~~三軸圧縮試験~~ ・~~圧裂引張試験~~ ・~~多段階三軸圧縮試験~~ ・標準貫入試験（N値）
	④変形係数 [αEo]	■杭基礎 ・地盤バネ ・抵抗特性 ■直接基礎 ・抵抗特性	■杭基礎 ・設計地盤面位置での水平変位（降伏水平変位を含む） ・上部構造から決まる変位 ・杭本体の耐力 ■直接基礎 ・フーチング剛体	・~~孔内水平載荷試験~~ ・標準貫入試験（N値） ・一軸圧縮試験 ・~~静ポアソン比試験~~
動的定数	⑤せん断弾性波速度 [Vs]	■杭・直接基礎 ・固有周期 ・地盤種別	－	・~~速度検層または弾性波探査~~ ・標準貫入試験（N値）
	⑥動的ポアソン比 [νD]	■杭・直接基礎 ・固有周期	－	・~~速度検層または弾性波探査~~ ・既往資料（「道示」）
	⑦動的せん断強度比 [R]	■杭・直接基礎 ・液状化判定	－	・粒度試験 ・標準貫入試験 ・~~液状化強度試験~~

※~~字消し~~は，試験結果のないものを示す。

(4)-3 設定方針

■対象土層

・**土砂**：盛土[Bs],完新世 粘性土[Ac],完新世 砂・砂質土[As],完新世 礫質土[Ag],
更新世 砂・砂質土[Ds],更新世 粘性土[Ac]

・**岩盤**：風化凝灰角礫岩[wDt2],風化泥岩～風化凝灰質砂岩[wsct]

■設定Ｎ値［Ｎ］

・土層ごとにＮ値のばらつきを考慮し，各層のＮ値の平均値より(標準偏差÷2)を引いた値を設定する。明らかに過大である値は除外する。

■単位体積重量［γ］

＜土砂＞

・密度試験がある層では，平均値を算出し（小数点第１位以下四捨五入），【①資料】（「道示Ⅰ」p119，「NEXCO 設計要領第一集」p1-52）による推定値と対比する。粘土および砂質の占める割合や相対密度等を勘案して設定する。

・密度試験がない層では，【①資料】（「道示Ⅰ」p119，「NEXCO 設計要領第一集」p1-52）により設定する。粘土および砂質の占める割合や相対密度等を勘案して設定する。

＜岩盤＞

・密度試験がある層では，平均値を算出し（小数点第１位以下四捨五入），【②資料】（「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」p215）の換算Ｎ値による推定値と対比する（平均換算Ｎ値は 300 以下）。

・密度試験がない層では，【②資料】（「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」p215）の換算Ｎ値による推定値から設定する（平均換算Ｎ値は 300 以下）。

■せん断定数（粘着力［ｃ］，せん断抵抗角［φ］）

＜土砂＞

・道路橋示方書(H8 年度版)では，Ｎ値が 4 以下の軟弱な粘性土については，一軸圧縮強度から qu を求め，「c=qu/2」の関係式により粘着力を推定してもよいとされている【資料③】。

また，一軸圧縮試験を実施していない場合は，【資料③】(道路橋示方書 H8 年度旧版)に示される c=6～10Ｎ(kＮ/m^2)から粘着力を推定する。

・盛土，砂および砂礫の層については，安全側に c=0(kＮ/m^2)を提案する。

・砂質土のせん断抵抗角は【③資料】(道示Ⅳ)Ｎ値をもとに，求める。

・粘性土のせん断抵抗角は安全側にφ=0 度を提案する。

＜岩盤＞

・一軸および三軸圧縮試験から算出する場合，岩盤の亀裂程度が評価されないことから亀裂係数（地山の縦波弾性波速度と供試体の超音波伝播速度から設定）を乗じて設定することになる。多段階三軸圧縮試験は供試体を用いて，岩盤の亀裂程度を評価した値が算出できる。

・岩盤の亀裂程度を評価できる試験は実施されていないので,試験結果がない土層とし，【④資料】（「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」p216）の換算Ｎ値による推定値から設定する（平均換算Ｎ値は 300 以下）。

■変形係数［αEo］

＜土砂＞

・孔内水平載荷試験結果を優先するが，試験値の妥当性を確認して，採用の可否を決定する。

・試験結果を用いない場合は，【⑤資料】（「道示Ⅳ」p188）のＮ値による推定値から設定する（Ｎ値５以上）。

＜岩盤＞

・孔内水平載荷試験結果を優先するが，試験値の妥当性を確認して，採用の可否を決定する。

・試験結果を用いない場合は，【⑥資料】（「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」p221）の換算Ｎ値による推定値から設定する（平均換算Ｎ値は 300 以下）。

■動的定数

・「道示Ⅴ」に準拠して設定する（【⑦資料】，【⑧資料】を参照）。

【①資料】単位体積重量（土砂）
出典：「道示Ⅰ」「NEXCO 設計要領第一集」

表-解 8.7.2 概略設計で用いる土の単位体積重量（kN/m³）の例

地盤	土質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂れき	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂及び砂れき	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

(注) (1) 地下水位以下にある土の単位体積重量は，それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。
(2) 砕石は砂利と同じ値とする。また，ずり，岩塊等の場合は種類，形状，大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
(3) 砂利まじり砂質土，又は砂利まじり粘性土については，混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
(4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

表1－17 土質定数

種類	状態		単位体積重量 (kN/m³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m²)	地盤工学会基準[1][2]
盛土	礫および礫まじり砂	締固めたもの	20	40	0	[G]
	砂	締固めたもの 粒径幅の広いもの	20	35	0	[S]
		締固めたもの 分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締固めたもの	19	25	30以下	[SF]
	粘性土	締固めたもの	18	15	50以下	[M]，[C]
	関東ローム	締固めたもの	14	20	10以下	[V]
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	[G]
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	[G]
		密実でないもの	19	35	O	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	[S]
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0	
	砂質土	密実なもの	19	30	30以下	[SF]
		密実でないもの	17	25	0	
	粘性土	固いもの(指で強く押し多少へこむ)[3][1]	18	25	50以下	[M]，[C]
		やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入)[3][1]	17	20	30以下	
		軟らかいもの(指が容易に貫入)[3][1]	16	15	15以下	
	粘土およびシルト	固いもの(指で強く押し多少へこむ)[3][1]	17	20	50以下	[M]，[C]
		やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入)[3][1]	16	15	30以下	
		軟らかいもの(指が容易に貫入)[3][1]	14	10	15以下	
	関東ローム		14	5(q_u)	30以下	[V]

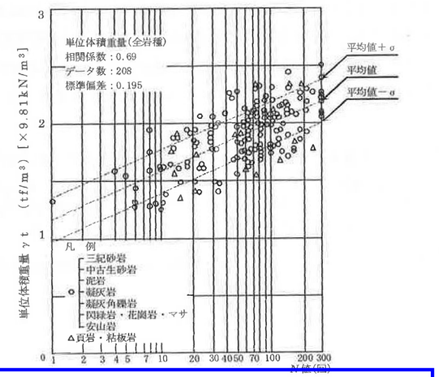
注1) N値の目安は次のとおりである。
固いもの（N=8～15），やや軟らかいもの（N=4～8），軟らかいもの（N=2～4）
注2) 地盤工学会基準の記号は，およその目安である。

【②資料】単位体積重量（岩盤）
出典：「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」

岩盤の単位体積重量は，岩石試験結果に基づいて定めることができる。

岩石試験が行われていない場合は，類似の岩盤での試験結果等も参考にして総合的に判断して決めることが考えられる。図-参.5.1では，参考として単位体積重量の測定例をN値（換算N値）との関係図として示している。なお，換算N値は次式により求められる。ただし，データの範囲から換算N値は300が上限となる[1]。

換算N値＝50回×300(mm)÷(50回打撃時の貫入量(mm))



単位体積重量 γ_t（平均値）＝1.173＋0.4Log$N$ (tf/m³) [×9.807kN/m³]
※Logの底は10

図-参.5.1 岩盤の単位体積重量の測定例[1]

【③資料】粘着力およびせん断抵抗角（土砂）
出典：「道示Ⅳ H8 p.236」「道示Ⅳ H29 p.536～537」

1）粘性土の粘着力 c

粘性土の場合，標準貫入試験のN値と粘着力cとの相関はよくないので，乱さない試料による三軸圧縮試験からcを求めなければならない。軟らかい粘性土においては，乱さない試料による一軸圧縮試験からq_uを求め，$q_u/2$を粘着力としてよい。やむを得ない場合は，$c=(0.6\sim1.0)\,N$ (tf/m²)で推定してもよい。

標準貫入試験のN値から有効上載圧の影響を考慮して砂のせん断抵抗角ϕを推定する場合の参考式を式（参1.1）に示す。

$$\phi = 4.8\log N_1 + 21 \quad (N > 5) \qquad \text{(参1.1)}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \qquad \text{(参1.2)}$$

ここに，
ϕ ：砂のせん断抵抗角（°）
σ'_v ：有効上載圧（kN/m²）で，標準貫入試験を実施した時点の値
N_1 ：有効上載圧100kN/m²相当に換算したN値。ただし，原位置のσ'_vがσ'_v＜50 kN/m²である場合には，σ'_v＝50 kN/m²として算出する。
N ：標準貫入試験から得られるN値

式（参1.1）において，logは自然対数である。また，式中に示すようにN＞5の範囲で適用する。これは，緩い砂地盤の実例データが少ないこと，また，緩い砂地盤ではN値のばらつきが大きいことによる。N_1が20以下の場合には，N_1の変化に対するϕの変化が大きいので，N値が20以下の地盤では標準貫入試験の計画及び評価を慎重に行う必要があり，試験には人為的誤差が入りにくい自動落下装置を用いるのがよい。なお，N値が5以下の緩い砂地盤の場合には，砂のせん断抵抗角ϕの代わりに安息角を用いる方法もある。

式（参1.1）は，図－参1.1に示すように，原地盤よりサンプリングした試料から求めた三軸圧縮試験結果と原位置で計測したN値から算出したN_1との相関関係に基づいて，その統計的なばらつきを考慮して設定したものである。σ'_vが50kN/m²より小さい場合の実測データが少ないことから，適用上のσ'_vの下限値を設定している。なお，σ'_vが200kN/m²を超える位置ではデータも少ないため，この領域における式（参1.1），（参1.2）の適用性は確認されていないが，N値を有効上載圧に応じて補正してϕを求めることがよいと考えておのがよい。

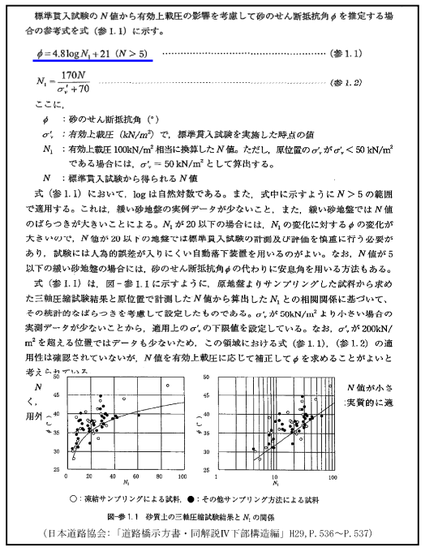


図-参1.1 砂質土の三軸圧縮試験結果とN_1の関係

（日本道路協会：「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」H29, P. 536～P. 537）

【④資料】粘着力およびせん断抵抗角（岩盤）
出典：「深礎基礎設計施工便覧」「設計要領第二集」

同方法を適用できる範囲は，データの範囲から標準貫入試験の換算N値が300以下（すなわち，50回打撃時の貫入量が50mm以上）である。

亀裂を含む試料による室内試験結果より，岩種による強度特性の差やそれに起因する基礎寸法への影響の程度の差に着目して，岩種を大きく3つに分類して得られた換算N値と強度定数（c, ϕ）の関係を表-参.6.1に示す。

表-参.6.1 換算N値と強度定数（c, ϕ）の関係（N：換算N値）[1]

せん断力＼岩の種類	砂岩，礫岩，深成岩類	安山岩	泥岩，凝灰岩，凝灰角礫岩	備考
粘着力 c (kN/m²)	$15.2N^{0.327}$	$25.3N^{0.334}$	$16.2N^{0.606}$	
せん断抵抗角 ϕ (°)	5.10Log$N$ + 29.3	6.82Log$N$ + 21.5	0.888Log$N$ + 19.3	Logの底は10

【⑤資料】変形係数（土砂）
出典：「道示Ⅳ」

表-解 9.5.1 変形係数E_0とα

変形係数E_0の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数α	
	常時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値よりE_0=2,800Nで推定した変形係数	1	2

注）暴風時は，常時の値を用いるものとする。

(3) 地盤反力係数を原位置において施工された基礎に対する載荷試験から求める場合，又は，式（8.5.2）から求める場合には，(2)を満足するとみなしてよいことが規定されている。

載荷試験から求める場合には，設計との関係を考慮して定めた適切な位置における変位と荷重の関係から逆算して求める。

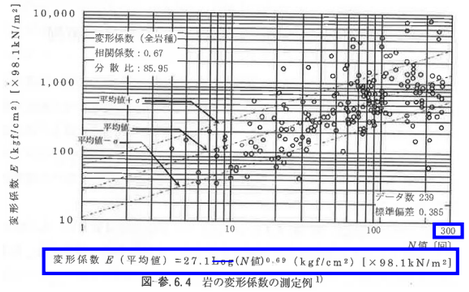
式（8.5.2）は，地盤抵抗を線形として取り扱う場合の地盤反力係数の算定式であり，基準変位に対して算出される。ここで，基準変位は，従来の設計法と同様に基礎幅の1％としている。式（8.5.2）は，変形係数を地盤反力係数に換算する過程と，変形係数から換算した地盤反力係数を実構造物に適用するために補正する過程の2つから成り立っている。前者の過程はk_0を求める過程，後者の過程はk_0に対して載荷幅の依存性などを考慮する過程である。

k_0を算出するにあたっては，地盤の変形係数を推定する必要がある。設計においては，いくつかの調査法から得られた変形係数を単に平均して用いるのではなく，変形係数を求めた調査法の特性と設計する基礎の地盤に対する相対的特性を考慮して，最も妥当なデータを選ぶようにするのがよい。

N値が5未満である場合には，標準貫入試験から得られたN値と基礎の静的載荷試験結果から得られる地盤反力係数の関係は土質に関わらずばらつきが著しいため，N値から変形係数や地盤反力係数を推定することは適切ではない。したがって，このような場合には乱れの少ない試料による室内試験や原位置での孔内水平載荷試験，平板載荷試験などの結果から変形係数を求めるのがよい。

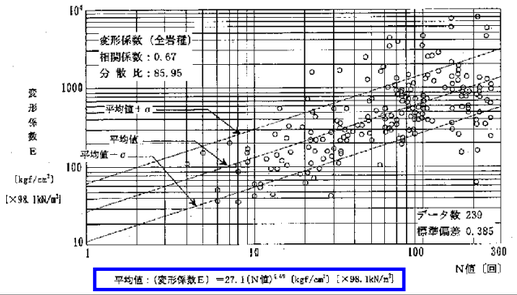
【⑥資料】変形係数（岩盤）
出典：「深礎基礎設計施工便覧」「設計要領第二集」

図-参.6.4に示すN値と変形係数（孔内水平載荷試験）の関係を用いて，設計のための変形係数を設定することもできる。適用範囲及び設計用N値の設定については，参考資料5と同様である。なお，同図の関係を用いた場合，地盤反力係数の補正係数αの値は，常時4，地震時8である。



変形係数 E（平均値）＝27.1~~Log~~(N値)$^{0.69}$ (kgf/cm²) [×98.1kN/m²]

図-参.6.4 岩の変形係数の測定例[1]



平均値：(変形係数E) ＝27.1(N値)$^{0.69}$ (kgf/cm²) [×98.1kN/m²]

【⑦資料】せん断弾性波速度
出典：「道示Ⅴ」

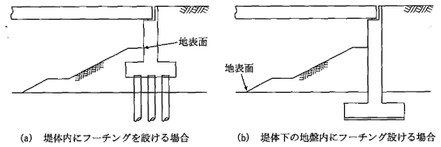
粘性土層の場合
$$V_{si} = 100\,N_i^{1/3} \quad (1 \leqq N_i \leqq 25)$$
砂質土層の場合
$$V_{si} = 80\,N_i^{1/3} \quad (1 \leqq N_i \leqq 50) \qquad \text{(解4.5.1)}$$
ここに，
N_i：標準貫入試験によるi番目の地層の平均N値

式（解4.5.1）は，粘性土層についてはN=1～25の範囲，砂質土層についてはN=1～50の範囲での実験値から導いた推定式である。なお，N値が0の場合はV_{si}=50m/sとしてよい。

また，耐震設計上の基盤面とは，対象地点に共通する広がりを持ち，耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面を想定している。ここで，十分堅固な地盤とは，せん断弾性波速度300m/s程度（式（解4.5.1）より，粘性土層ではN値25，砂質土層ではN値50）以上の値を有している剛性の高い地層と考えてよい。

堤体や盛土等，地表面が平坦でなく，図-解4.5.1（a）に示すように堤体内にフーチングを設ける場合には，下部構造の振動が堤体の振動に影響されるため，堤体の天端を地表面と見なして式（解4.5.1）により地盤の特性値を求めるものとする。図-解4.5.1（b）に示すようにフーチングを堤体下の地盤内に設ける場合には周辺の平均的な地表を地表面とみなして地盤の特性値を求める。

数多くの地盤を対象とした計算結果によれば，T_Dと沖積層厚H_A及び洪積層厚H_Dには相関があり，図-解4.5.2により近似的に地盤種別を区分できる。したがって，相当深く標準貫入試験を行っても耐震設計上の基盤面が現われない場合等T_Gを式（解4.5.1）で求めがたい場合には，図-解4.5.2により地盤種別の分類を行ってもよい。



(a) 堤体内にフーチングを設ける場合　(b) 堤体下の地盤内にフーチング設ける場合

図-解4.5.1 堤体や盛土における地表面のとり方

【⑧資料】ポアソン比
出典：「道示Ⅴ」

ここに，
k_{H0}：水平方向地盤反力係数の基準値（kN/m³）
k_{V0}：鉛直方向地盤反力係数の基準値（kN/m³）
E_D：地盤の動的変形係数（kN/m²）
ν_D：地盤の動的ポアソン比
G_D：地盤の動的せん断変形係数（kN/m²）
γ_t：地盤の単位体積重量（kN/m³）
g：重力加速度（＝9.8）（m/s²）
V_{SD}：地盤のせん断弾性波速度（m/s）

ここで，V_{SD}は，式（解4.5.1）により求められるV_{si}に準拠してi番目の地層について式（解6.2.5）により求めてよい。

$$V_{SDi} = c_V V_{si}$$
$$c_V = \begin{cases} 0.8 & (V_{si} < 300\text{m/s}) \\ 1.0 & (V_{si} \geqq 300\text{m/s}) \end{cases} \qquad \text{(解6.2.5)}$$

ここに，
V_{SDi}：基礎の抵抗を表わすバネ定数の算出に用いるi番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）
V_{si}：式（解4.5.1）に規定するi番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）
c_V：地盤ひずみの大きさに基づく補正係数

ただし，建設地点で実測されたせん断弾性波速度V_{si}がある場合には，式（解4.5.1）のV_{si}のかわりに実測値を用いるのがよい。地盤の動的ポアソン比は，一般の沖積及び洪積地盤では，地下水位以浅では0.45，地下水位以深では0.5とし，軟岩では0.4，硬岩では0.3としてよい。

また，固有周期の算出に際しては，8.2に規定するように耐震設計上ごく軟弱な粘性土層又は橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層がある場合には，土質定数の低減を見込まないものとする。これは，地盤の不安定化が起こる過渡的な振動特性のメカニズムについては，まだ，未解明な点が多いためである。地震時の地盤の不安定化に伴って土質定数を低減させて固有周期を求めると設計地震力を小さめに評価する可能性があるので安全側の設計地震力を求めることに配慮したものである。

3) 地震時水平力分散構造に用いる積層ゴム支承のように変形によって剛性がほとんど変わらない支承では，その剛性を用いる。免震支承のように等価剛性が変形によって変化する支承では，9.3.3に規定する有効設計変位に相当する等価剛性を用いるものとする。

（2） 設計振動単位が1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には，1自由度系の振動理論を用いて式（6.2.1）により固有周期を求めてもよいものとする。

(4)-5 使用する土質定数の一覧

設定方針を踏まえて検討した結果，使用する土質定数を整理すると，表 3.1.10 のとおりである。

表3.1.10 土質定数の一覧

	設定 N値	単位体積 重量 (kN/m³)	粘着力 (kN/m²)	せん断 抵抗角 (度)	変形係数 [常時] (kN/m²)	地盤種別
盛土・表土 [Bs,Ts]	3	18	0	30	8,400	【A1 橋台】 Ⅱ種地盤 【P1 橋脚】 Ⅰ種地盤 【P2 橋脚】 Ⅰ種地盤 【A2 橋台】 Ⅰ種地盤
粘性土 [Ac]	1	16	6	0	2,800	
砂・砂質土 [As]	2	18	0	25	5,600	
礫質土 [Ag]	15	20	0	35	42,000	
砂・砂質土 [Ds]	40	20	0	35	110,000	
風化凝灰角礫岩 [wDt2]	68	18	208	21	200,000	
風化泥岩～ 風化凝灰質砂岩 [wsct]	56	18	185	21	170,000	

(4)-6 設定Ｎ値

ばらつきを考慮し，Ｎ値の平均値より(標準偏差÷2)を引いた値を設定する。表 3.1.11 に値をまとめる。

表3.1.11設定Ｎ値

	データ数	最大	最小	平均Ｎ値	標準偏差	設計Ｎ値
盛土・表土 [Bs,Ts]	2	3	3	3.0	0	**3**
粘性土 [Ac]	5	5	0	2.0	2	**1**
砂質土 [As]	2	3	2	2.5	0.7	**2**
礫質土 [Ag]	14	36	9	19.6	8.4	**15**
砂，砂質土 [Ds]	8	56	32	43.7	7.3	**40**
風化凝灰角礫岩 [wDt2]	25	150	37	83.7	30.6	**68**
風化泥岩～ 風化凝灰質砂岩 [wsct]	3	68	54	60.0	7.2	**56**

(4)-7 単位体積重量［γ］

①土　砂
・密度試験がある層では，平均値を算出し（小数点第１位以下四捨五入），【①資料】（「道示Ⅰ」p119，「NEXCO 設計要領第一集」p1-52）による推定値と対比する。粘土および砂質の占める割合や相対密度等を勘案して設定する。
・密度試験がない層では，【①資料】（「道示Ⅰ」p119，「NEXCO 設計要領第一集」p1-52）により設定する。粘土および砂質の占める割合や相対密度等を勘案して設定する。
②岩　盤
・密度試験がある層では，平均値を算出し（小数点第 1 位以下四捨五入），【②資料】（「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」p215）の換算Ｎ値による推定値と対比する（平均換算Ｎ値は 300 以下）。
・密度試験がない層では，【②資料】（「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」p215）の換算Ｎ値による推定値から設定する（平均換算Ｎ値は 300 以下）。

①土　砂

密度試験がないので，既往資料（表 3.1.12，表 3.1.13）から設定する。

対象土層は以下のようになる。

①盛土・表土 ・盛土は砂を主体とするが，道路盛土のように締め固められていないことから，「自然地盤，砂：密実でないもの」の値であるγt=18(kN/m3)を採用する。 ・表土は軟質な砂質シルトからなるため，下位の粘性土(Ac)と同等と判断し， γt=(16kN/m3)を採用する。
②完新世 粘性土 ・設計Ｎ値＝1 であり，軟らかいコンシステンシーを呈していることから，「自然地盤，粘性土：軟らかいもの」の値であるγt=16(kN/m3)を採用する。
③完新世 砂・砂質土 ・設計Ｎ値＝2 であり，相対密度が緩いものであると予想されることから，「自然地盤，砂：密実でないもの」の値であるγt=18(kN/m3)を採用する。
④完新世 礫質土 ・設計Ｎ値＝15 であり，相対密度が中位の状態であると予想されることから，「自然地盤，礫混じり砂：密実なものと密実でないもの」の中間値である γt=20(kN/m3)を採用する。
⑤更新世 砂・砂質土 ・設計Ｎ値＝40 であり，相対密度が密なものであると予想されることから「自然地盤，砂：密実なもの」の値であるγt=20(kN/m3)を採用する。

表3.1.12 概略設計で用いる土の単位体積重量の例

種　類		単位体積重量(kN/m³)	
		緩いもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛　土	砂および砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

(注)(1)地下水位以下にある土の単位体積重量は，それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。
(2)砕石は砂利と同じ値とする。また，ずり，岩塊等の場合は種類，形状，大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
(3)砂利まじり砂質土，又は砂利まじり粘性土については，混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
(4)地下水位は施工後における平均値を考える。

表3.1.13 土質定数

種　類		状　態		単位体積重量 (kN/m³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m²)	地盤工学会基準 注2
盛土	砂および礫混じり砂	締固めたもの		20	40	0	{G}
	砂	締固めたもの	粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
			分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締固めたもの		19	25	30 以下	{SF}
	粘性土	締固めたもの		18	15	50 以下	{M}{C}
	関東ローム	締固めたもの		14	20	10 以下	{V}
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	35	0	
	礫混じり砂	密実なもの		21	40	0	{G}
		密実でないもの		19	35	0	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの		20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの		18	30	0	
	砂質土	密実なもの		19	30	30 以下	{SF}
		密実でないもの		17	25	0	
	粘性土	固いもの(指で強く押し多少へこむ)注1		18	25	50 以下	{M}{C}
		やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入)注1		17	20	30 以下	
		軟らかいもの(指が容易に貫入)注1		16	15	15 以下	
	粘土およびシルト	固いもの(指で強く押し多少へこむ)注1		17	20	50 以下	{M}{C}
		やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入)注1		16	15	30 以下	
		軟らかいもの(指が容易に貫入)注1		14	10	15 以下	
	関東ローム			14	5(φu)	30 以下	{V}

注 1) N 値の目安は次のとおりである。
固いもの（N=8～15），やや軟らかいもの（N=4～8），軟らかいもの（N=2～4）
注 2) 地盤工学会基準の記号は，およその目安である。

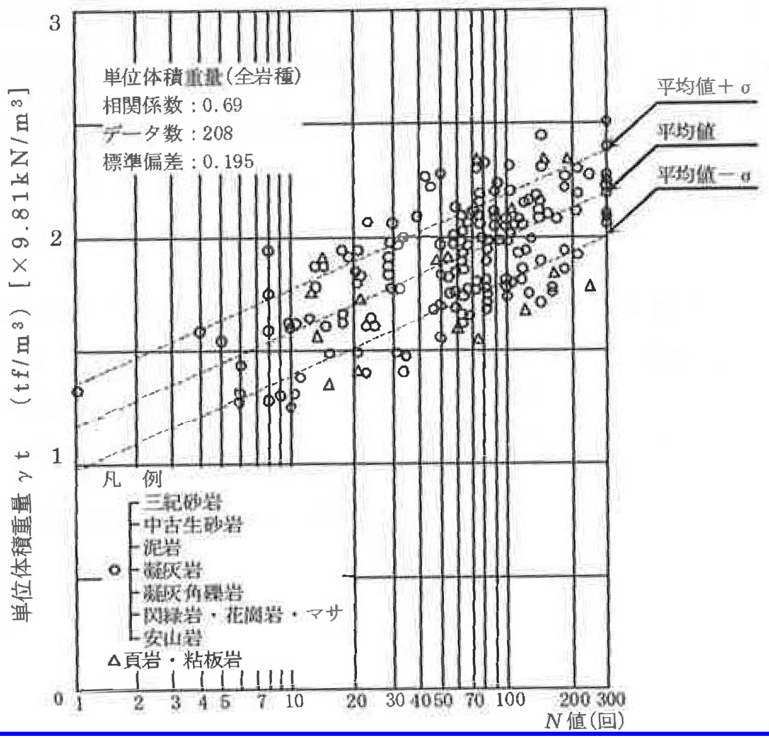
②岩　盤

密度試験結果は表 3.1.14 のとおりである。

表3.1.14 密度試験結果

ボーリング No.	土　層	深度（m）	単位体積重量（kN/m³）	
			試験値	平均値
小作田橋 Bor.2	風化凝灰角礫岩 [wDt2]	10.65～10.75	14.6	17.6⇒18
		11.60～11.70	18.9	
		11.80～11.90	19.5	
R3 B-3	風化泥岩～風化凝灰質砂岩 [wsct]	17.50～17.60	17.8	16.6⇒17
		17.70～17.80	16.4	
		19.85～19.95	15.7	

換算Ｎ値による推定値は以下の式から設定する。



単位体積重量 γ_t（平均値）$=1.173+0.4\mathrm{Log}N$（tf/m³）［×9.807kN/m³］
※Logの底は10

図-参.5.1　岩盤の単位体積重量の測定例 [1)]

土層ごとの単位体積重量は表 3.1.15 のとおりとする。

表3.1.15 土層ごとの単位体積重量

土　層	単位	単位体積重量			平均N値	採用値の理由
		試験値	推定値	採用値		
盛土・表土 [Bs,Ts]	kN/m^3	－	18	18	3	・試験値がないので，推定値を採用する。
粘性土 [Ac]		－	16	16	1	・試験値がないので，推定値を採用する。
砂質土 [As]		－	18	18	2	・試験値がないので，推定値を採用する。
礫質土 [Ag]		－	20	20	15	・試験値がないので，推定値を採用する。
砂質土 [Ds]		－	20	20	40	・試験値がないので，推定値を採用する。
風化凝灰角礫岩 [wDt2]		18	19	18	68	・安全をみて，試験値を採用する。
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 [wsct]		17	18	18	56	・一軸圧縮試験資料で測定した谷体積重量は，設計N値より低い値の資料で実施しているため，推定値を採用する。

(4)-8 せん断定数（粘着力[c]，せん断抵抗角[φ]）

①土　砂
粘着力[c]
・道路橋示方書(H8 年度版)では，Ｎ値が 4 以下の軟弱な粘性土については，一軸圧縮強度から qu を求め「c=qu/2」の関係式により粘着力を推定してもよいとされている。また，一軸圧縮試験を実施していない場合は，日本道路協会道路橋示方書(H8 年度版)に示される c =6～10Ｎ(kN/m^2)から粘着力を推定することが可能である。【資料③】

c=6～10Ｎ(ｋＮ/m^2)：係数は安全側である 6 を採用する。
出典：日本道路協会「道路橋示方書Ⅳ下部構造編，平成 8 年度旧版」

・盛土(Bs)，砂および砂礫については，安全側に c=0(ｋＮ/m^2)を提案する。

せん断抵抗角[φ]
・日本道路協会「道路橋示方書Ⅳ下部構造編，H29」の参考式により求める。【資料③】
・粘性土のせん断抵抗角は安全側にφ=0 度を提案する。

①土　砂

粘着力[c]

粘着力を「道路橋示方書Ⅳ下部構造編，平成 8 年度版」より算出した。結果は以下の表 3.1.16 のとおりとする。【資料③】

表3.1.16 使用するせん断定数(土砂)

地層名	粘着力（kN/m^2）	設計Ｎ値	備考
完新世 粘性土 (Ac)	6	1	－

せん断抵抗角[φ]

せん断抵抗角は，「日本道路協会 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に示される参考式をもとに算出する【資料③】。結果を以下の表 3.1.17 のとおりとする。

粘性土のせん断抵抗角は安全側にφ=0 度を提案する。

表3.1.17 せん断抵抗角の計算

BorNo.	土　層	孔内水位 hw(GL-m)	層厚	深　度	実測N値	層厚 h(m)	単位重量 γ(kN/m³)	層厚 h(m)	単位重量 γ(kN/m³)	層厚 h(m)	単位重量 γ(kN/m³)	有効上載圧 σ'v(kN/m²)	N1	せん断抵抗角 φ（度）
小作田橋 Bor.3	Bs	4.38	1.500	(0.000 ～ 1.500)	8	1.500	18					50.0	11.33	**32**
	Ag		0.800	(1.500 ～ 2.300)	13	0.050	18	0.75	20			50.0	18.42	**34**
	Ag		1.000	(2.300 ～ 3.300)	26	1.000	20					62.9	33.26	**37**
	Ag		1.000	(3.300 ～ 4.300)	16	1.000	20					82.9	17.79	**34**
	Ag		1.000	(4.300 ～ 5.300)	14	0.080	20	0.92	11			94.6	14.46	**33**
	Ag		0.975	(5.300 ～ 6.275)	50	0.975	11					105.3	48.48	**39**
	Ds		1.025	(6.275 ～ 7.300)	32	0.475	11	0.55	11			116.6	29.15	**37**
	Ds		1.000	(7.300 ～ 8.300)	36	1.000	11					127.6	30.97	**37**
	Ds		1.000	(8.300 ～ 9.300)	43	1.000	11					138.6	35.04	**38**
	Ds		1.000	(9.300 ～ 10.300)	43	1.000	11					149.6	33.28	**37**
	Ds		1.000	(10.300 ～ 11.300)	42	1.000	11					160.6	30.96	**37**
	Ds		1.000	(11.300 ～ 12.300)	45	0.250	11	0.45	11	0.3	11	171.6	31.66	**37**
	Ds		0.995	(12.300 ～ 13.295)	50	0.995	11					182.6	33.65	**37**
	Ds		0.990	(13.295 ～ 14.285)	50	0.990	11					193.5	32.26	**37**
	Ds		1.005	(14.285 ～ 15.290)	45	1.005	11					204.5	27.87	**36**
R3 B-1	Ac	2.70	1.300	(0.000 ～ 1.300)	5	1.300	16					50.0	7.08	**－**
	Ag		1.000	(1.300 ～ 2.300)	16	0.800	16	0.2	20			50.0	22.67	**35**
	Ag		1.000	(2.300 ～ 3.300)	13	0.400	20	0.6	0.6			50.0	18.42	**34**
小作田橋 Bor.2	As	3.03	1.300	(0.000 ～ 1.300)	2	0.700	17	0.6	18			50.0	2.83	**25**
	As		0.950	(1.300 ～ 2.250)	1	0.950	18					50.0	1.42	**22**
	Ac		1.075	(2.250 ～ 3.325)	1	0.780	16	0.295	7			54.3	1.37	**－**
	Ac		1.025	(3.325 ～ 4.350)	3	1.025	7					61.5	3.88	**－**
R3 B-2	As	0.90	1.200	(0.000 ～ 1.200)	3	0.500	17	0.4	18	0.3	9	50.0	4.25	**27**
	Ag		0.150	(1.200 ～ 1.350)	9	0.050	9	0.1	11			50.0	12.75	**33**
	Ag		0.950	(1.350 ～ 2.300)	30	0.950	11					50.0	42.50	**38**
	Ag		1.000	(2.300 ～ 3.300)	22	1.000	11					50.0	31.17	**37**
	Ag		1.000	(3.300 ～ 4.300)	13	1.000	11					52.4	18.06	**34**
小作田橋　Bor.1	Bs	2.05	1.300	(0.000 ～ 1.300)	3	1.300	18					50.0	4.25	**27**
	Ac		1.000	(1.300 ～ 2.300)	6	0.750	18	0.15	9	0.1	7	50.0	8.50	**－**
	Ac		0.925	(2.300 ～ 3.225)	1	0.925	7					50.0	1.42	**－**
	Ag		1.075	(3.225 ～ 4.300)	18	0.325	7	0.6	9	0.15	11	54.8	24.53	**36**
	Ag		1.000	(4.300 ～ 5.300)	32	1.000	11					65.8	40.07	**38**
	Ag		1.000	(5.300 ～ 6.300)	36	1.000	11					76.8	41.70	**38**
	As		1.000	(6.300 ～ 7.300)	13	0.450	11	0.55	9			86.7	14.11	**33**

：粘性土のため内部摩擦角は計算しない

：実測Ｎ値≧50の場合，Ｎ=50として内部摩擦角を計算する

・盛土(Bs)は，φ=30°を採用する。

盛土(Bs) せん断抵抗角 の算出値	32	27
せん断抵抗角の平均値	30度	
せん断抵抗角の提案値	30度	

・完新世 砂質土(As)は，φ=25°を採用する。

砂・砂質土(As) せん断抵抗角 の算出値	25	22
	27	33
せん断抵抗角の平均値	27度	
せん断抵抗角の提案値	25度	

・完新世 礫質土(Ag)は，φ=35°を採用する。

礫質土(Ag) せん断抵抗角 の算出値	34	37	34	33	39
	35	34	33	38	37
	34	36	38	38	
せん断抵抗角の平均値	36度				
せん断抵抗角の提案値	35度				

・更新世 砂質土(Ds)は，φ=35°を採用する。

砂質土(Ds) せん断抵抗角 の算出値	37	37	38
	37	37	37
	37	37	36
せん断抵抗角の平均値	37度		
せん断抵抗角の提案値	35度		

②岩　盤
粘着力[c]，せん断抵抗角[φ]
・一軸および三軸圧縮試験から算出する場合，岩盤の亀裂程度が評価されないことから亀裂係数（地山の縦波弾性波速度と供試体の超音波伝播速度から設定）を乗じて設定することになる。多段階三軸圧縮試験は供試体を用いて，岩盤の亀裂程度を評価した値が算出できる。
・岩盤の亀裂程度を評価できる試験は実施されていないので，試験結果がない土層とし，【④資料】（「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」p216）の換算Ｎ値による推定値から設定する（平均換算Ｎ値は300 以下）。

②岩　盤

表 3.1.18（「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」p216）より算出した結果，表 3.1.19 のとおりとする。

表3.1.18 換算Ｎ値と強度定数（ｃ，φ）の関係

岩の種類 / せん断力	砂岩，礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩，凝灰岩 凝灰角礫岩	備　考
粘着力 c（kN/mm2）	$15.2N^{0.327}$	$25.3N^{0.334}$	$16.2N^{0.606}$	
せん断抵抗角 φ（度）	5.10LogＮ+29.3	6.82LogＮ+21.5	0.888LogＮ+19.3	Log の底は10
適用土層	―	―	[wDt2]風化凝灰角礫岩 [wsct]風化泥岩～風化凝灰質砂岩	

表3.1.19 使用するせん断定数(岩盤)

土　層	換算Ｎ値	粘着力（kN/m²）	せん断抵抗角（度）
風化凝灰角礫岩[wDt2]	68	208	21
風化泥岩～風化凝灰質砂岩[wsct]	56	185	21

(4)-9 変形係数 [αEo]

①土　砂
・孔内水平載荷試験結果を優先するが，試験値の妥当性を確認して，採用の可否を決定する。
・試験結果を用いない場合は，【⑤資料】（「道示Ⅳ」p188）のＮ値による推定値から設定する（Ｎ値 5 以上）。
②岩　盤
・孔内水平載荷試験結果を優先するが，試験値の妥当性を確認して，採用の可否を決定する。
・試験結果を用いない場合は，【⑥資料】（「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」p221）の換算Ｎ値による推定値から設定する（平均換算Ｎ値は 300 以下）。

①土　砂

孔内水平載荷試験結果がないので，Ｎ値による推定値から設定し，以下の値（有効数字 2 桁で丸める）とする。

・盛土(礫混じり砂)

αEo[常　時]=1×2,800×3=8,400kN/m^2⇒**8,400kN/m^2**

αEo[地震時]=2×2,800×3=16,800kN/m^2⇒**17,000kN/m^2**

・完新世 粘性土

αEo[常　時]=1×2,800×1=2,800kN/m^2⇒**2,800kN/m^2**

αEo[地震時]=2×2,800×1=5,600kN/m^2⇒**5,600kN/m^2**

・完新世 砂・砂質土

αEo[常　時]=1×2,800×2=5,600kN/m^2⇒**5,600kN/m^2**

αEo[地震時]=2×2,800×2=11,200kN/m^2⇒**11,000kN/m^2**

・完新世 礫質土

αEo[常　時]=1×2,800×15=42,000kN/m^2⇒**42,000kN/m^2**

αEo[地震時]=2×2,800×15=84,000kN/m^2⇒**84,000kN/m^2**

・更新世 砂・砂質土

αEo[常　時]=1×2,800×40=112,000kN/m^2⇒**110,000kN/m^2**

αEo[地震時]=2×2,800×40=224,000kN/m^2⇒**220,000kN/m^2**

②岩　盤

孔内水平載荷試験結果がないので，Ｎ値による推定値から設定する（有効数字２桁で丸める）。

土層ごとの変形係数は，表 3.1.20 のとおりとする。

表3.1.20 土層ごとの変形係数（常時の値）

土　層	単位	変形係数αEo（kN/m²）：常時の値					
		孔内水平載荷試験値	換算Ｎ値からの推定値				採用値
			平均Ｎ値	推定式	係数（常時）	推定値	
完新世 盛土・表土 [Bs,Ts]	kN/m²	－	3	Ｎ値より推定	1	8,400	8,400
完新世 粘性土 [Ac]		－	2			2,800	2,800
完新世 砂・砂質土 [As]		－	2			5,600	5,600
完新世 礫質土 [Ag]		－	19			42,000	42,000
更新世 砂・砂質土 [Ds]		－	43			110,000	110,000
風化凝灰角礫岩 [wDt2]		－	68	注１参照	4	200,000	200,000
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 [wsct]		－	56			170,000	170,000

注１）$27.1 \times N^{0.69}$(kgf/cm²) ×98.1[kN/m²]

注２）換算Ｎ値からの推定値は有効数字２桁で丸める。

(4)-10 岩盤の動的変形係数［ED］

Ｎ値 50 以上の岩盤の固有周期を算出するための地盤のバネ定数は，「道示Ⅴ」p88，p89 に準拠できない。

一般に，岩盤（風化軟岩）の動的せん断変形係数は，剛体載荷板を用いた平板載荷試験から求めるとしているが，設計段階では，平板載荷試験の実施が難しいので，ここでは，「軟岩－調査・設計・施工の基本と事例－」（土木学会）を参考にする。

動的せん断変形係数を求める方法としては，平板載荷試験以外に孔内水平載荷試験，標準貫入試験および一軸圧縮試験がある。これらの試験値は静的せん断変形係数の推定に用いるが，「軟岩－調査・設計・施工の基本と事例－」では，「道示」に示す変形係数に乗じる係数（α）値が過大としたうえで，風化が著しくない岩盤では，動的せん断変形係数を静的せん断変形係数と同じ値として差し支えないとしている。

したがって，静的せん断変形係数と同じ値として設定する。

(4)-11 地盤種別（せん断弾性波速度）

・試験値がないので，【⑦資料】（「道示Ⅴ」p69）によるＮ値からの推定値で設定する。
粘性土層：$Vs=100\times N^{1/3}$（1≦Ｎ≦25）［m/s］
砂質土層：$Vs=80\times N^{1/3}$（1≦Ｎ≦50）［m/s］

「道示Ⅴ」p70 より，耐震設計上の基盤面は十分堅固な地盤の上面となる。

■十分堅固な地盤

・耐震設計上の基盤面として，概ねＮ値 50 以上の風化岩盤上面に設定し，地盤特性値 T_G を計算した。

「道示Ⅴ」p68～p70 に準拠して，ボーリング孔ごとに地盤種別を算出した結果（表 3.1.21 参照），A1 橋脚のみが**Ⅱ種地盤**となり，その他は全て**Ⅰ種地盤**となる。

A1橋台の設計　　：Ⅱ種地盤
P1，P2 橋脚，A2 橋台の設計　：Ⅰ種地盤

表3.1.21 地盤種別

土層		項目	小作田橋				
			A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	A2橋台	
			小作田橋 Bor.3	R3 B-1	小作田橋 Bor.2	R3 B-2	小作田橋 Bor.1
			①	②	①	②	①
			No.4+14.0m 道路CL	No.8+4.5m R-7.0m	No.10+8.5m L-4.5m	No.12+14.0m R-7.0m	No.14 L-6.0m
盛土・表土 (Bs,Ts)	砂質土	平均N値	3		2	—	3
		Vsi(m/s)	115		100	50	115
		Hi(m)	1.55		0.30	0.50	2.20
		Hi/Vsi	0.013		0.003	0.01	0.019
完新世 粘性土 (ac)	粘性土	平均N値			2		3
		Vsi(m/s)			125		144
		Hi(m)			0.40		1.35
		Hi/Vsi			0.003		0.009
完新世 砂・砂質土 (As)	砂質土	平均N値			2	—	28
		Vsi(m/s)			100	50	242
		Hi(m)			1.55	0.75	0.60
		Hi/Vsi			0.016	0.015	0.002
完新世 粘性土 (Ac)	粘性土	平均N値		5	2		
		Vsi(m/s)		170	125		
		Hi(m)		2.10	2.40		
		Hi/Vsi		0.012	0.019		
完新世 礫質土 (Ag)	砂質土	平均N値	17	14		18	28
		Vsi(m/s)	205	192		209	242
		Hi(m)	5.20	1.50		3.65	2.60
		Hi/Vsi	0.025	0.008		0.017	0.011
完新世 砂・砂質土 (As)	砂質土	平均N値					13
		Vsi(m/s)					188
		Hi(m)					0.75
		Hi/Vsi					0.004
更新世 砂・砂質土 (Ds)	砂質土	平均N値	43				
		Vsi(m/s)	280				
		Hi(m)	8.55				
		Hi/Vsi	0.031				
風化凝灰角礫岩 (wDt2)	—	平均N値					
		Vsi(m/s)					
		Hi(m)					
		Hi/Vsi					
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 (wsct)	—	平均N値					
		Vsi(m/s)					
		Hi(m)					
		Hi/Vsi					
TG			0.276	0.080	0.164	0.168	0.180
地盤種別			0.2≦TG＜0.6 Ⅱ種地盤	TG<0.2 Ⅰ種地盤	TG<0.2 Ⅰ種地盤	TG<0.2 Ⅰ種地盤	TG<0.2 Ⅰ種地盤

注1）赤線は基盤面（換算N値50以上）を表す。
注2）業務名：①「R2年度 雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」
②「R2年度 阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務」

耐震設計上の地盤種別（出典：「道示Ⅴ」p68-70）

3.6　耐震設計上の地盤種別

3.6.1　一　　般

耐震設計上の地盤種別は，3.7に規定する耐震設計上の基盤面から地表面までの範囲の地盤の基本固有周期 T_G に応じ，表-3.6.1により区別する。ただし，地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合には，耐震設計上の地盤種別をⅠ種とする。

表-3.6.1　耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の基本固有周期 T_G (s)
Ⅰ種	$T_G < 0.20$
Ⅱ種	$0.20 \leqq T_G < 0.60$
Ⅲ種	$0.60 \leqq T_G$

3.6.2　地盤の基本固有周期

(1)　地盤の基本固有周期 T_G は，地盤調査等に基づき，適切に算出しなければならない。

(2)　地盤の基本固有周期 T_G を，式（3.6.1）により算出する場合には，(1)を満足するとみなしてよい。

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} \quad \cdots\cdots (3.6.1)$$

ここに，

T_G：地盤の基本固有周期（s）

H_i：i 番目の地層の厚さ（m）

V_{si}：i 番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）

i：当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分される場合の地表面から i 番目の地層の番号

(3)　式（3.6.1）で用いる平均せん断弾性波速度 V_{si} は，橋の建設地点における地層のせん断弾性波速度を適切な方法で測定又は推定して求めなければならない。

(4)　平均せん断弾性波速度 V_{si} を，弾性波探査，PS検層等の適切な手法で直接計測して求める場合又は式（3.6.2）により推定する場合には，(3)を満足するとみなしてよい。

粘性土層の場合

$$V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leqq N_i \leqq 25)$$

砂質土層の場合

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leqq N_i \leqq 50) \quad \cdots\cdots (3.6.2)$$

ここに，

N_i：標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

(4)　地層の平均せん断弾性波速度 V_{si} は，弾性波探査やPS検層によって測定するのが望ましい。しかし，地層の平均せん断弾性波速度 V_{si} を式（3.6.2）により N 値から推定したとしても，地盤を表-3.6.1により基本固有周期で3種に区別するうえで十分な精度を確保できることから，式（3.6.2）により地層の平均せん断弾性波速度 V_{si} を求めた場合には(3)を満足するとみなしてもよいことが規定されている。この場合，N 値は各層の平均的な N 値で代表させればよく，各層内の N 値のばらつきを考慮するために地層をむやみに細分化するなど，いたずらに計算を繁雑にする必要はない。ここで，式(3.6.2)は，粘性土層については $N=1 \sim 25$ の範囲，砂質土層については $N=1 \sim 50$ の範囲での実験値から導かれた推定式である。なお，N 値が0の場合は $V_{si}=50$m/s としてよい。

(5) 耐震設計上の地盤面

「道示Ⅴ」p66 より，判定基準は以下のとおりである。

耐震設計上の地盤面（出典：「道示Ⅴ」p66）

3.5　耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面は，地震時に水平抵抗を期待できる地盤の上面とし，以下の 1)から 3)のうちいずれか深い地盤面で設定する。

1)　Ⅳ編 8.5.2 に規定する設計上の地盤面

2)　フーチングを有する基礎においてはフーチング下面

3)　地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合には，その土層の下面。ただし，地震時に地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合には，層厚が 3m 以上の地盤反力が期待できる最も浅い土層の上面。ここで，地震時に地盤反力が期待できない土層とは，地盤反力係数，地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度（以下これらを「耐震設計上の土質定数」という。）を零とする土層であり，以下のⅰ）又はⅱ）に該当する土層とする。

ⅰ）7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層のうち，7.3 の規定により耐震設計上の土質定数を零とする土層

ⅱ）地表面から 3m 以内の深さにある粘性土層で，一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20kN/m^2 以下の土層（以下「耐震設計上ごく軟弱な土層」という。）

耐震設計上の地盤面は，慣性力が橋に及ぼす影響を考慮するための地震動の入力位置であり，一般的には水平抵抗が期待できる土層よりも上方の構造部分の振動が橋の地震時挙動に影響を及ぼすと考えることができることから，Ⅳ編 8.5.2 に規定される設計上の地盤面を耐震設計上の地盤面とすることが規定されている。ただし，フーチングを有する基礎形式の場合には，フーチングの重量が橋の地震時挙動に及ぼす影響が大きいことから，慣性力が橋に及ぼす影響を考慮するための地震動の入力位置は，フーチングの慣性力を考慮できるように設定する必要がある。そのため，地震動の入力位置として必要な水平抵抗が期待できる地盤の上面は，耐震設計上の地盤面をフーチング下面とする必要がある。なお，慣性力による断面力や応力等，応答値の算出にあたって地盤抵抗を考慮する範囲は，5.1 の規定による。

本規定に基づき耐震設計上の地盤面を設定した場合の例を図-解 3.5.1から図-解 3.5.3 に示す。地表面より深さ 10m 程度までの地盤の良否が基礎の水平抵抗に大きく影響すること，また，地震時の地盤と構造物の動的相互作用等今後解明すべき点がまだ多く残されており，安全側に設計する必要があることから，このように規定されている。

なお，地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合は，現在のところ，地盤反力が期待できない土層がそれ以浅の地盤反力が期待できる土層に及ぼす影響を定量的に評価することはできないため，既往の震災事例等を踏まえて設定されている。

判定の結果，耐震設計上の地盤面は常時同様，**フーチング下面とする。**

■1)「道示Ⅳ」8.5.2 に規定する設計上の地盤面

「道示Ⅳ」p184 より，設計上の地盤面は以下のとおりである。

設計上の地盤面（出典：「道示Ⅳ」p184）

8.5.2　設計上の地盤面

(1)　設計上の地盤面は，長期にわたり安定して存在し，かつ，水平抵抗が期待できることを考慮して設定しなければならない。

(2)　設計上の地盤面は，(1)を満足するため，少なくとも1)から5)の影響を考慮して設定する。

1)　斜面崩壊等 ⇨ 崩壊斜面ではない

2)　洗掘・侵食 ⇨ 河川内

3)　圧密沈下 ⇨ 圧密地盤はない

4)　施工による地盤の乱れ ⇨ フーチング下面を乱すことはない

5)　凍結融解 ⇨ フーチング下面以深まで影響しない

■2)フーチングを有する基礎においてはフーチング下面

埋戻し土の締固め管理精度，材料および地盤の乱れによる強度の回復が設計時点では把握できないので，フーチング下面より上にはできない。

■3)地震時に地盤反力が期待できない

①液状化により，耐震設計上の土質定数を零とする土層

⇒あり（「(6) 橋に影響を与える液状化の判定」で後述）

②耐震設計上ごく軟弱な土層

⇒なし

(6) 橋に影響を与える液状化の判定

(6)-1 判定する土層

「道示Ⅴ」p161～p166 より，液状化の判定が必要である土層は以下のとおりである。

液状化の判定基準（出典：「道示Ⅴ」p161～p166）

①液状化の判定項目

7.2　橋に影響を与える液状化の判定

(1)　橋に影響を与える液状化の判定は，(2)に該当する土層を対象として，(3)により行う。

(2)　沖積層の土層で以下の 1)から 3)の条件全てに該当する場合には，地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため，液状化の判定を行わなければならない。

1)　地下水位が地表面から 10m 以内にあり，かつ，地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層

2)　細粒分含有率 FC が 35%以下の土層又は FC が 35%を超えても塑性指数 I_P が 15 以下の土層

3)　50%粒径 D_{50} が 10mm 以下で，かつ，10%粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

②土層の条文規定

1)　橋に影響を与える液状化が生じる可能性がある土層の深さについては，従来の経験及び構造物に与える影響の度合い等を勘案して，地表面から 20m までとされている。なお，当該地点の地形，地質の状況や既存資料等により，地表面から 20m 以浅に液状化が生じる土層が存在しないことが明らかである場合，液状化の判定のみを目的として標準貫入試験を 20m まで実施する必要はない。なお，ここでいう地表面とは，完成時における地表面のことである。また，橋台や橋台基礎に対する液状化の影響を検討する際には，一般には橋台基礎の前面側における地盤抵抗の低下に着目することになるため，橋台前面側における完成後の地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層を対象に，液状化の判定を行う必要性を検討する必要がある。

2)　液状化の判定を行う必要がある土層の粒度の下限値については，これまでの研究成果を踏まえ，条文のように規定されている。既往の事例によれば，液状化が確認された地盤の大部分は FC が 35%以下の土層であるが，FC が 35%を超えても塑性指数の低い土層，例えば，低塑性シルト質砂等では液状化が生じた事例もある。すなわち，細粒分の多い土の液状化特性に対しては，粒径のみならず細粒分の性質も重要な影響要因であることから，細粒分含有率 FC が 35% を超える場合は，Ⅳ編 2.4.3 に規定される土質試験のうち，液性限界試験及び塑性限界試験を行う必要がある。

3)　液状化の判定を行う必要がある土層の粒度の上限値については，兵庫県南部地震を含む既往の地震において 50%粒径が 2 mm を超えるれき質土で液状化が確認されたことを踏まえ，条文のように規定されている。ただし，ここに示す粒径には，標準貫入試験により得られる試料を粒度分析して求めた値を用いる。標準貫入試験の試料は，粒子破砕等の影響により，原位置に比べて粒度が細かくなる。この程度は粒子の硬さや粗さにより必ずしも一定の関係があるわけではないが，標準貫入試験の試料の 50%粒径 10 mm は概ね原位置の 50%粒径 20 mm 程度又はそれ以上に相当する。

また，10%粒径 D_{10} が 1mm 以下とされているのは，粗粒で均等係数の低いれき質土では透水性が高く液状化しにくいことが考慮されたためである。

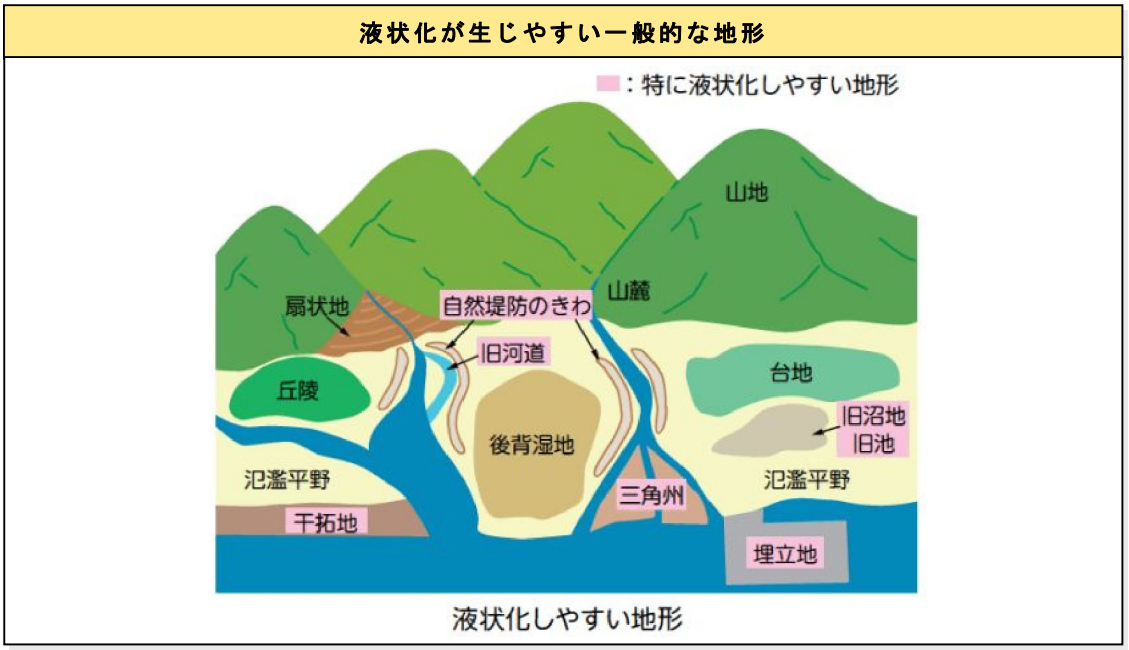
なお，洪積層は，東北地方太平洋沖地震や兵庫県南部地震を含む既往の地震においても液状化したという事例は確認されていない。洪積層は一般に N 値が高く，続成作用により液状化に対する抵抗が高いこと，さらに，地震による繰返しせん断に対して著しい剛性低下を生じにくいことから，橋に影響を与える液状化が発生する可能性は低い。このため，洪積層は液状化の判定の対象とはされていない。なお，ここでいう洪積層とは，第四紀のうち古い地質時代（更新世）における堆積物による土層に概ね対応すると考えることができる。

(6)-2 判定有無

一般に，液状化が生じる地形は，降雨・河川により浸食・運搬されて堆積した土砂が分布する低地および平野部が対象となる（ゆるく堆積した砂地で，地下水が高い地盤）。

具体的には，埋立地，干拓地，旧河道・沼地・池，堤防・砂丘・三角州等の河川周辺および沿岸部が対象となる。

液状化が生じやすい一般的な地形



今回調査を実施した，ボーリングについて液状化判定を実施する。計算は，第四紀完新世(沖積層)の砂・砂質土層(As)，礫質土(Ag)までとする。

また，小作田橋 Bor.2 で地下水位深には粘性土しかなく，液状化が生じる可能性が低いため，液状化計算は実施しない。

(6)-3 液状化の判定方法

液状化判定は，「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編　H29 年」に準じて行う。

液状化の判定基準（出典：「道示Ⅴ」p161～p166）

(3)　液状化に対する抵抗率 F_L をレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のそれぞれに対して式（7.2.1）により算出し，この値が 1.0 以下の土層については橋に影響を与える液状化が生じると判定する。

$$F_L = R/L \quad \cdots\cdots (7.2.1)$$

ここに，

F_L：液状化に対する抵抗率

R：動的せん断強度比で，(4)により算出する。

L：地震時せん断応力比で，(5)により算出する。

(4)　動的せん断強度比 R は，レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のそれぞれに対して式（7.2.2）によることを標準とする。

$$R = c_W R_L \quad \cdots\cdots (7.2.2)$$

（レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動（タイプⅠ）の場合）

$c_W = 1.0$

（レベル 2 地震動（タイプⅡ）の場合）

$$c_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leqq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leqq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad \cdots (7.2.3)$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6\times10^{-6}\cdot(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leqq N_a) \end{cases} \quad \cdots (7.2.4)$$

$$N_a = \begin{cases} c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 & (D_{50} < 2\text{mm}) \\ \{1 - 0.36\log_{10}(D_{50}/2)\}N_1 & (D_{50} \geqq 2\text{mm}) \end{cases} \quad \cdots\cdots (7.2.5)$$

$$N_1 = 170N/(\sigma_{vb}' + 70) \quad \cdots\cdots (7.2.6)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leqq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leqq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leqq FC) \end{cases} \quad \cdots\cdots (7.2.7)$$

ここに，

c_W：地震動特性による補正係数

R_L：繰返し三軸強度比

N：標準貫入試験から得られる N 値

N_1：有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値

N_a：粒度の影響を考慮した補正 N 値

σ_{vb}'：標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧（kN/m^2）

c_{FC}：細粒分含有率による N 値の補正係数

FC：細粒分含有率（%）（粒径 75μm 以下の土粒子の通過質量百分率）

D_{50}：50%粒径（mm）

液状化の判定基準（出典：「道示Ⅴ」p161～p166）

(5) 地震時せん断応力比 L は，レベル１地震動及びレベル２地震動のそれぞれに対して式（7.2.8）によることを標準とする。

$$L = r_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma_v' \quad \cdots\cdots (7.2.8)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad \cdots\cdots (7.2.9)$$

$$k_{hgL} = c_z k_{hgL0} \quad \cdots\cdots (7.2.10)$$

ここに，

r_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hgL}：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度（四捨五入により小数点以下２桁とする）

c_z：地域別補正係数で，レベル１地震動に対しては3.4に規定するレベル１地震動の地域別補正係数 c_z とする。レベル２地震動（タイプⅠ）に対しては3.4に規定する c_{Iz}，また，レベル２地震動（タイプⅡ）に対しては3.4に規定する c_{IIz} とする。

k_{hgL0}：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値で，表-7.2.1の値とする。

σ_v：地表面からの深さ x における全上載圧（kN/m^2）

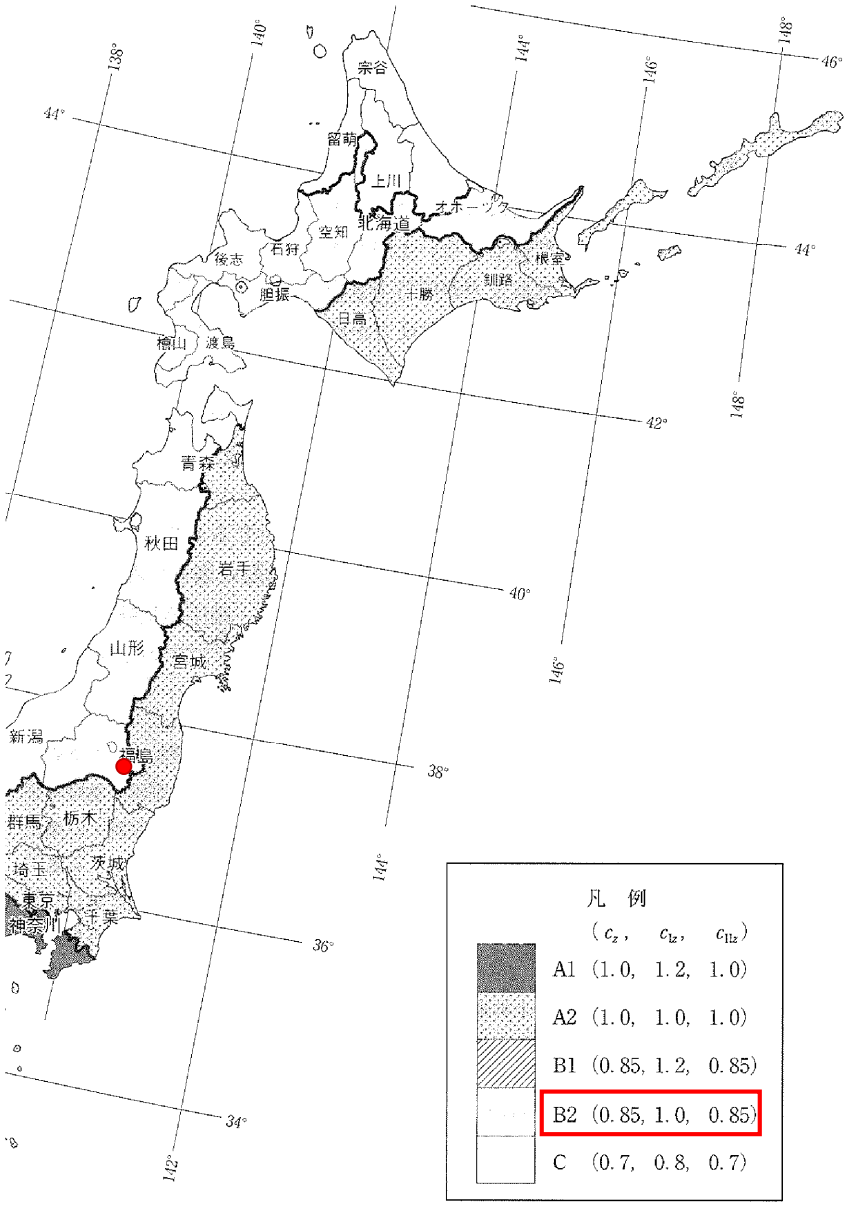
σ_v'：地表面からの深さ x における有効上載圧（kN/m^2）

x：地表面からの深さ（m）

表-7.2.1　液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値 k_{hgL0}

地盤種別	レベル１地震動	レベル２地震動	
		タイプⅠ	タイプⅡ
Ⅰ種地盤	0.12	0.50	0.80
Ⅱ種地盤	0.15	0.45	0.70
Ⅲ種地盤	0.18	0.40	0.60

地域別補正係数（出典：「道示Ⅴ」p55, p65）



地域別補正係数の地域区分

対象地域は「福島県　須賀川市」

B2	0.85	1.0	0.85	北海道のうち札幌市，函館市，小樽市，室蘭市，北見市，夕張市，岩見沢市，網走市，苫小牧市，美唄市，芦別市，江別市，赤平市，三笠市，千歳市，滝川市，砂川市，歌志内市，深川市，富良野市，登別市，恵庭市，伊達市，北広島市，石狩市，北斗市，石狩郡，松前郡，上磯郡，亀田郡，茅部郡，二海郡，山越郡，檜山郡，爾志郡，奥尻郡，瀬棚郡，久遠郡，島牧郡，寿都郡，磯谷郡，虻田郡，岩内郡，古宇郡，積丹郡，古平郡，余市郡，空知郡，夕張郡，樺戸郡，雨竜郡，上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町，上川町，東川町及び美瑛町，勇払郡，網走郡，斜里郡，常呂郡，有珠郡，白老郡 青森県のうち青森市，弘前市，黒石市，五所川原市，むつ市，つがる市，平川市，東津軽郡，西津軽郡，中津軽郡，南津軽郡，北津軽郡，下北郡 秋田県，山形県 福島県のうち会津若松市，郡山市，白河市，須賀川市，喜多方市，岩瀬郡，南会津郡，耶麻郡，河沼郡，大沼郡，西白河郡 新潟県

低減係数（出典：「道示Ⅴ」p169, p170）

7.3　耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその取扱い

7.2の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層における耐震設計上の土質定数は，レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して算出した液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて，表-7.3.1に示す低減係数 D_E を乗じることで低減させた値とする。

表-7.3.1　耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E

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

液状化した土層においては，土の強度及び支持力が低下する。したがって，7.2により液状化すると判定された土層については，その土質定数に式（7.2.1）で算出した液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じた表-7.3.1の係数 D_E を乗じて，耐震設計上土質定数を低減させることが規定されている。ここで，D_E を乗じて低減させる耐震設計上の土質定数は，3.5に規定されるとおり，地盤反力係数，地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度とする。なお，土質定数を低減させる土層であっても，その重量を低減してはならない。また，土質定数を低減させる土層における地震時土圧及び地震時動水圧は，考慮する必要はない。ただし，橋に影響を与える流動化が生じる可能性があると判定された場合の取扱いは4.4の規定による。

F_L が1.0以下である場合にも，0.9と0.5ではその意味するところは異なる。そこで，設計計算にあたって液状化が生じると判定される地盤上にある基礎の抵抗特性を適切に再現することを意図しつつ，平成7年（1995年）兵庫県南部地震の被災事例の解析，兵庫県南部地震以降の地震による被害の実態，設計上の影響等を総合的に勘案して，土質定数に乗じる係数 D_E の値が F_L 及び動的せん断強度比 R の値に応じて定められている。なお，D_E は，標準貫入試験が実施された深度において得られた F_L を土層ごとに平均した値を用いて，表-7.3.1により求める。

R の値に応じて D_E の値を変化させているのは，F_L の値が同じであっても R が大きければ，小さい場合と比べて地盤反力の低下の程度が小さくなるためである。また，深くなるほど地盤の振動が減少すること，10mより深い位置にある土層で完全に液状化した事例が少ないことを考慮して，深さ10mを境界として異なる係数 D_E の値が設定されている。

(6)-4 地盤条件

・各種物性値

地層ごとの物性値は，単位体積重量，平均粒径および細粒分含有率がある。

小作田橋の地質調査では粒度試験が行われていない。雲水峯大橋 Bor.1 で実施された粒度試験による平均粒径および細粒分含有率を同一層へ引用する。

単位体積重量は設計地盤定数の設定で提案した値を採用する。N値は，試験対象深度の実測値とする。

孔番号		雲水峯大橋Bor.1				
試料番号		P1-1	P1-2	P1-3	P2-1	P2-2
土　　質		砂	砂	礫質土	礫質土	礫質土
地層区分		As	As	Ag	Ag	Ag
採取深度(GL-m)		5.30～5.45	6.15～6.40	7.15～7.45	8.15～8.45	9.15～9.30
粒度特性	礫分(%)	0.0	0.7	49.9	32.3	50.4
	砂分(%)	77.8	87.6	44.4	61.6	35.3
	シルト分(%)	22.2	11.7	5.7	6.1	14.3
	粘土分(%)					
	最大粒径(mm)	2.0	4.75	26.5	26.5	37.5
	均等係数Uc	*	*	23.60	7.12	*
	50%粒径D_{50}(mm)	0.1724	0.2764	1.9884	0.9118	2.0856
	10%粒径D_{10}(mm)	(0.0010)	(0.0400)	0.2013	0.1848	(0.010)
地盤材料の分類名		細粒分質砂	細粒土混り砂	細粒分混り砂質礫	細粒土混り礫質砂	細粒分混り砂質礫
分類記号		(SF)	(S-F)	(GS-F)	(SG-F)	(GS-F)

※（　）の数値は粒径加積曲線を推定してD_{50}を求めた。

【粒度試験結果】雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務　㈱東京建設コンサルタントより引用

(6)-5 判定結果

液状化判定を実施した結果は，表 3.1.22 に示すとおりである。

レベル 1 地震動ではすべての地点で液状化抵抗率 F_L＞1.0 となり，液状化は発生しない地盤であると判定された。

レベル 2 地震動ではすべての地点でタイプⅠ，タイプⅡともに FL≦1.0 となり，液状化危険度が高いと判断される。

液状化危険度が高い Ag 層はフーチングより上位に堆積している層であり，基礎設計には影響しない。

表3.1.22液状化判定結果

地点			レベル１地震動		レベル２地震動 タイプⅠ			レベル２地震動 タイプⅡ		
ボーリング名	地層	深度 (m)	液状化抵抗率 F_L	土質低減係数 D_E	液状化抵抗率 F_L	F_L平均	土質低減係数 D_E	液状化抵抗率 F_L	F_L平均	土質低減係数 D_E
小作田橋 Bor.3	Ag	5.3	1.976	—	0.571	43.563	—	0.656	65.790	—
	Ag	6.275	299.613	—	86.555		—	130.923		—
R3 B-1	Ag	3.3	2.751	—	0.550	0.550	1/3	0.656	0.656	2/3
R3 B-2	Ag	2.3	133.823	—	26.765	9.711	—	39.360	14.244	—
	Ag	3.3	9.892	—	1.978		—	2.909		—
	Ag	4.3	1.946	—	0.389		—	0.464		—
小作田橋 Bor.1	Ag	4.3	3.112	—	0.622	4.967	—	0.909	7.302	—
	Ag	5.3	31.611	—	6.322		—	9.297		—
	Ag	6.3	39.781	—	7.956		—	11.700		—
	As	7.3	2.088	—	0.418	0.418	1/3	0.497	0.497	2/3

：は液状化抵抗率F_Lが1以下となり，液状化すると判定される層

(7) 橋に影響を与える流動化の判定

「道示Ⅴ」p108～p109 より，判定基準は以下のとおりである。

流動化の判定が必要である地盤⇒臨海部（出典：「道示Ⅴ」p108～p109）

4.4.2　橋に影響を与える流動化が生じる地盤の判定

以下の 1)及び 2)のいずれにも該当する地盤は，橋に影響を与える流動化が生じる地盤と判定する。

1)　臨海部において，背後地盤と前面の水底との高低差が 5m 以上ある護岸によって形成された水際線から 100m 以内の範囲にある地盤

2)　7.2 の規定により液状化すると判定される層厚 5m 以上の土層があり，かつ，当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤

⇩

該当しない

流動化の判定が必要である地盤⇒河川部（出典：「道示Ⅴ」p109）

臨海部以外でも，昭和 39 年（1964 年）新潟地震の際には新潟市の信濃川沿岸において液状化やそれに伴う流動化により橋が被災したと考えられる事例があり，その経験を踏まえ，耐震設計に液状化の影響が考慮されるようになった。その後，流動化により橋が大きな影響を受けたのは，兵庫県南部地震の際の臨海部における事例が初めてである。河川部における流動化のメカニズムや構造物に与える影響は，臨海部で生じた現象とは異なることが考えられるが，河川部についても，偏土圧の影響が大きいと考えられる直立式の低水護岸の背後の高水敷及び直立式の特殊堤の堤内地盤において，条文に規定する条件 1)及び 2)の両方に該当する場合には，臨海部に準じて，流動化の影響を考慮するのが望ましい。

⇩

該当しない

■判　定

架橋位置は**臨海部および定義上の河川部ではない**ので，対象にはならない。

3.2 道路の条件

3.2.1 一般県道母畑須賀川線

一般県道母畑須賀川線の道路条件は，以下のとおりである。

路　線　名：一般県道 138 号母畑須賀川線
現況交通量：2,885 台/日　　(H27 道路交通ｾﾝｻｽ　)
計画交通量：2,885 台/日
　　(大型車交通量　100 台/日･方向)
道路の区分：第 3 種　第 3 級　普通道路
設計車両　：普通自動車
設計速度　：V=40km/hr
幅員構成　：W=10.5m　=1.00+3.00+3.00+1.00+2.50

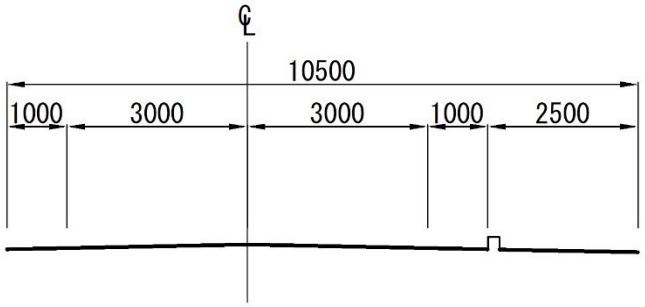


図 3.2.1　幅員構成(土工部 一般部)

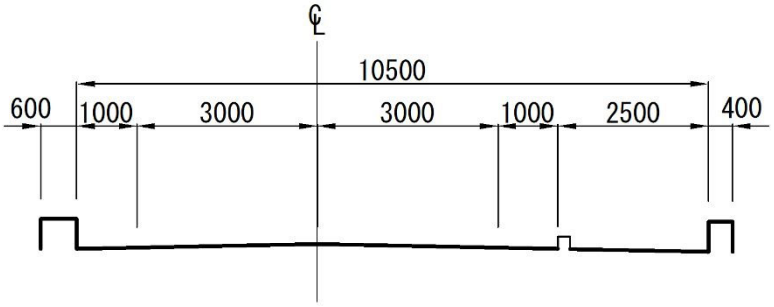


図 3.2.2　幅員構成(橋梁部)

(1) 計画交通量：2,885 台/日

［解　説］H27 交通センサスより，現況交通量は 2,885 台/日である。堤防改築に伴う道路の機能補償であることから，計画交通量は現況交通量と同様と考えるものとする。

また，舗装等の設計に用いる大型車交通量は，以下のとおりとする。

大型車 193 台/日×重方向率 51.4%＝99.2　→100 台/日・方向

(2) 道路の区分：第 3 種第 3 級　普通道路

［解　説］地方部に存する都道府県道（その他の道路）であることから第 3 種であり，計画交通量 4,000 台/日未満の平地部に存するため第 3 級である。

表 3.2.1 道路の区分(種)

高速自動車国道および自動車専用道路またはその他の道路の別	道路の存する地域	
	地方部	都市部
高速自動車国道および自動車専用道路	第 1 種	第 2 種
その他の道路	**第 3 種**	第 4 種

出典：「R3 道路構造令解説」p133

表 3.2.2 道路の区分(級)

道路の種類	道路の存する地形	計画交通量（単位：1 日につき台）				
		20,000 以上	4,000 以上 20,000 未満	**1,500 以上 4,000 未満**	500 以上 1,500 未満	500 未満
一般国道	平地部	第 1 級	第 2 級	第 3 級		
	山地部	第 2 級	第 3 級	第 4 級		
都道府県道	**平地部**	第 2 級		**第 3 級**		
	山地部	第 3 級		第 4 級		
市町村道	平地部	第 2 級		第 3 級	第 4 級	第 5 級
	山地部	第 3 級		第 4 級		第 5 級

出典：「R3 道路構造令解説」p134

また，設計車両を小型自動車等に限定せず，道路構造令第 4 条に規定される自動車の通行機能，アクセス機能など一般的な機能を有する普通道路である。

表 3.2.3　普通道路・小型道路の区分及び設計車両

普通道路・小型道路の区分 ＼ 道路の種級区分	**普通道路**	小型道路
第 1 種，第 2 種，第 3 種第 1 級，第 4 種第 1 級，重要物流道路	小型自動車，セミトレーラ連結車	小型自動車等
その他(上記以外)	**小型自動車，普通自動車**	

出典：「R3道路構造令解説」p135,p173

(3) 設計車両：小型自動車，普通自動車

［解　説］道路の設計車両は，表 3.2.3 より小型自動車および普通自動車である。道路設計の基礎とする自動車の種類ごとの諸元は，表 3.2.4 に示すとおりである。

表 3.2.4　設計車両の諸元

諸元(ﾒｰﾄﾙ) / 設計車両	長さ	幅	高さ	前端 ｵｰﾊﾞﾊﾝｸﾞ	軸距	後端 ｵｰﾊﾞﾊﾝｸﾞ	最小回転半径
小型自動車	4.7	1.7	2.0	0.8	2.7	1.2	6.0
小型自動車等	6.0	2.0	2.8	1.0	3.7	1.3	7.0
普通自動車	12.0	2.5	3.8	1.5	6.5	4.0	12.0
セミトレーラ連結車	16.5	2.5	3.8 (重要物流道路である普通道路にあっては4.1)	1.3	前軸距 4.0 後軸距 9.0	2.2	12.0

この表において，次の各号に掲げる用語の意義は，それぞれ当該各号に定めるところによる。
一　前端オーバハング　車体の前面から前輪の車軸の中心までの距離をいう。
二　軸距　前輪の車軸の中心から後輪の車軸の中心までの距離をいう。
三　後端オーバハング
　後輪の車軸の中心から車体の後面までの距離をいう。　　出典：「R3 道路構造令解説」p173

普通道路の設計車両

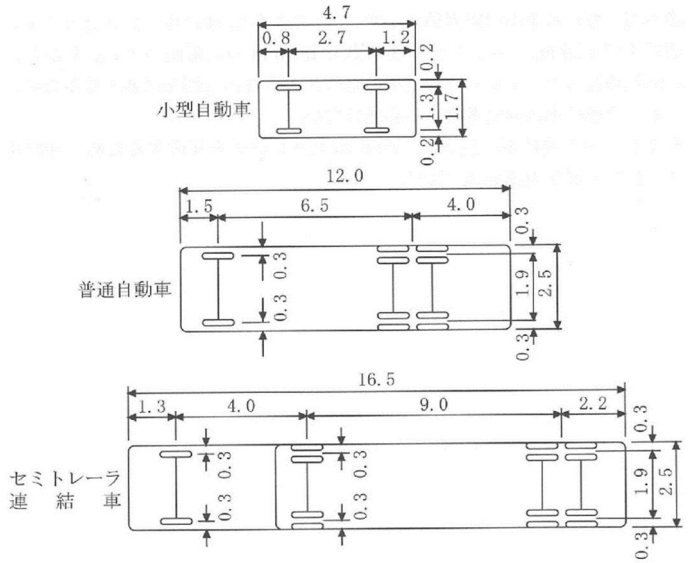


図 1－15　普通道路の設計車両の諸元（単位：m）

小型道路の設計車両

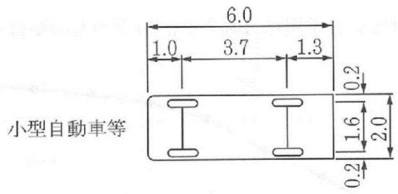


図 1－16　小型道路の設計車両の諸元（単位：m）

(4) 設計速度：40km/h

［解　説］「道路構造令の解説と運用」p161（表 3.2.5 参照）より，第 3 種 3 級の道路の設計速度は 60,50 または 40 および特例値 30 が採用される。

計画道路の設計速度は,現況機能補償の考えにより現道の規制速度 40km/hr を採用する。

表 3.2.5　設計速度

区　分		設計速度（km/hr）	
		標準値	特例値
第 3 種	第 1 級	80	60
	第 2 級	60	50 又は 40
	第 3 級	**60,50 又は 40**	30
	第 4 級	50,40 又は 30	20
	第 5 級	40,30 又は 20	
第 4 種	第 1 級	60	50 又は 40
	第 2 級	60,50 又は 40	30
	第 3 級	50,40 又は 30	20

出典：「R3 道路構造令解説」p161

(5) 幅員構成

1) 車線数：2 車線

［解　説］計画道路の計画交通量（1,500～4,000 台/日未満）は，表 3.2.6 に示す設計基準交通量未満のため，現道と同様に 2 車線を基本とする。

表 3.2.6　設計基準交通量(2 車線道路)

区分		地形	設計基準交通量 (単位 1 日につき台)
第 3 種	第 2 級	平地部	9,000
	第 3 級	**平地部**	**8,000**
		山地部	6,000
	第 4 級	平地部	8,000
		山地部	6,000
第 4 種	第 1 級		12,000
	第 2 級		10,000
	第 3 級		9,000

交差点の多い第 4 種の道路については，この表の設計基準交通量に 0.8 を乗じた値を設計基準交通量とする。

出典：「R3 道路構造令解説」p196

2) 車線幅員：W=3.00m

［解　説］表 3.2.7 より，第 3 種第 3 級の道路の 1 車線あたりの幅員は 3.00m である。

表 3.2.7 車線幅員

区　分			車線の幅員(m)
第 3 種	第 1 級	普通道路	3.50
		小型道路	3.00
	第 2 級	普通道路	3.25
		小型道路	2.75
	第 3 級	**普通道路**	**3.00**
		小型道路	2.75
	第 4 級		2.75
第 4 種	第 1 級	普通道路	3.25
		小型道路	2.75
	第 2 級 及び第 3 級	普通道路	3.00
		小型道路	2.75

出典「R3 道路構造令解説」p198

3) 路肩幅員：W=1.0m　（福島県条例を参照）

［解　説］車線の左側に設ける路肩の幅員は，表 3.2.8 より標準値は 0.75m である。また，長さ 50m 以上の橋や歩道等を設ける場合には特例値 0.50m の採用が可能である。

表 3.2.8 路肩幅員

区　分			左側路肩幅員（m）	
			規定値	特例値
第 3 種	第 1 級	普通道路	1.25	0.75
		小型道路	0.75	
	第 2 級 ～第 4 級	**普通道路**	0.75	0.50
		小型道路	0.5	
	第 5 級		0.5	
第 4 種			0.5	

ただし，付加追越車線，登坂車線若しくは変速車線を設ける箇所，長さ 50 メートル以上の橋若しくは高架の道路または地形の状況その他の特別の理由によりやむを得ない箇所については，右欄に揚げる値まで縮小することができる。

出典「R3 道路構造令解説」p228

路肩幅員の設定に際しては，福島県との協議結果を踏まえ「福島県県道の構造の技術的基準を定める条例」に従う。

福島県県道の構造の技術的基準を定める条例（抜粋）

（路肩）

第六条　道路には、車道に接続して、路肩を設けるものとする。ただし、中央帯又は停車帯を設ける場合においては、この限りでない。

2　車道の左側に設ける路肩の幅員は、道路の区分に応じ、次の表の車道の左側に設ける路肩の幅員の欄の左欄に掲げる値以上とするものとする。ただし、付加追越車線、登坂車線若しくは変速車線を設ける箇所、長さ五十メートル以上の橋若しくは高架の道路又は地形の状況その他の特別の理由によりやむを得ない箇所については、同表の車道の左側に設ける路肩の幅員の欄の右欄に掲げる値まで縮小することができる。

区分			車道の左側に設ける路肩の幅員（単位　メートル）	
第一種	第二級	普通道路	二・五	一・七五
		小型道路	一・二五	
	第三級及び第四級	普通道路	一・七五	一・二五
		小型道路	一	
第二種		普通道路	一・二五	
		小型道路	一	
第三種	第二級から第四級まで	普通道路	一・〇	〇・五
		小型道路	〇・五	
	第五級		〇・五	
第四種			〇・五	

路肩幅員を１.０ｍ以上とし、シニアカー等の通行空間を確保する。
また、整備済み区間（標準幅員）との路肩の連続性を確保する。

7　歩道、自転車道又は自転車歩行者道を設ける道路にあっては、道路の主要構造部を保護し、又は車道の効用を保つために支障がない場合においては、車道に接続する路肩を設けず、又はその幅員を縮小することができる。

4) 自転車通行帯及び歩道等

［解　説］自転車および歩行者の通行帯は，「R3 道路構造令解説 p248, p256」（表 3.2.9 参照）に従って設定する。

表 3.2.9　自転車通行帯，自転車道，自転車歩行者道及び歩道の設置

道路の区分		交通量			自転車通行帯(m)		自転車道(m)		歩道等(m)		組み合わせ			
		自動車	自転車	歩行者	・車道60km/h未満	安全かつ円滑な交通を確保 ・車道40km/h超 ・通勤・通学路	・車道60km/h以上	安全かつ円滑な交通を確保 ・車道60km/h以上 ・通勤・通学路	自歩道	歩　道	自転車通行帯 +歩道	自転車道 +歩道	自歩道	歩　道
第3種	第1級 第2級 第3級(山地部)	多 4000台	多 500台	多	○1.5(1.0)		○2.0(1.5)			○3.5	1.5(1.0)+3.5	2.0(1.5)+3.5		
				少	○1.5(1.0)		○2.0(1.5)			○2.0	1.5(1.0)+2.0	2.0(1.5)+2.0		
			少	多		△1.5(1.0)		△2.0(1.5)	○4.0	△3.5	1.5(1.0)+3.5	2.0(1.5)+3.5	4.0	
				少					○3.0				3.0	
	第3級(平地部) 第4級 第5級	少	多 500台	多		△1.5(1.0)		△2.0(1.5)		○3.5	1.5(1.0)+3.5	2.0(1.5)+3.5		3.5
				少		△1.5(1.0)		△2.0(1.5)		△2.0	1.5(1.0)+2.0	2.0(1.5)+2.0		2.0
			少	多						○3.5				3.5
				少						△2.0				2.0
第4種	第1級 第2級(都道府県道) 第2級(市町村道)	多 4000台	多 500台	多	○1.5(1.0)		○2.0(1.5)			○3.5	1.5(1.0)+3.5	2.0(1.5)+3.5		
				少	○1.5(1.0)		○2.0(1.5)			○2.0	1.5(1.0)+2.0	2.0(1.5)+2.0		
			少	多		△1.5(1.0)		△2.0(1.5)	○4.0	○3.5	1.5(1.0)+3.5	2.0(1.5)+3.5	4.0	
				少					○3.0				3.0	
	第2級(一般国道) 第3級 第4級	少	多 500台	多		△1.5(1.0)		△2.0(1.5)		○3.5	1.5(1.0)+3.5	2.0(1.5)+3.5		3.5
				少		△1.5(1.0)		△2.0(1.5)		○2.0	1.5(1.0)+2.0	2.0(1.5)+2.0		2.0
			少	多						○3.5				3.5
				少						○2.0				2.0

△は，安全かつ円滑な交通を確保する必要がある場合の幅員
（ ）は，特例値

道路構造令第9条の2第1項，第3項
道路構造令第9条の2第2項，第3項
道路構造令第10条第1項，第3項
道路構造令第10条第2項，第3項
道路構造令第10条の2第1項，第2項
道路構造令第11条第1項，第3項
道路構造令第11条第2項，第3項

路上施設を設ける場合に追加する幅員	種類	幅員(m)
	横断歩道橋	3.0
	ベンチの上屋	2.0
	並木(植樹帯)	1.5
	ベンチ	1.0
	その他	0.5

表 3.2.10　計画道路の自転車および歩行者の通行帯の要否

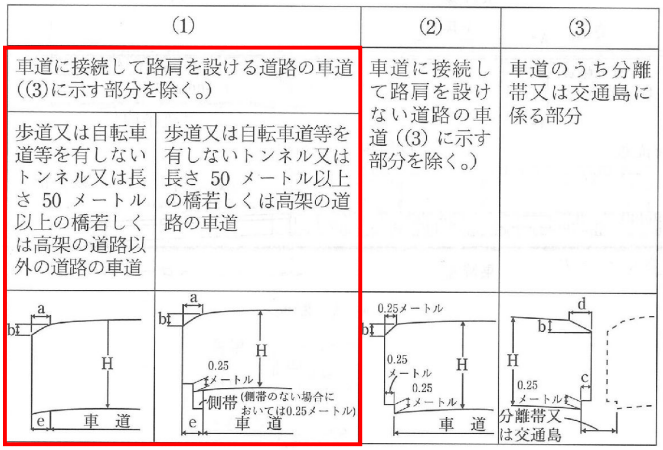
項目		設計条件	自転車通行帯	自転車道	自歩道・歩道
道路の区分		第 3 種第 3 級（平地部）	設置しない	設置しない	歩道 2.0m を設置
車道の設計速度		40km/h 以下			
交通量	自動車	少（4000 台未満）			
	自転車	少（500 台未満）			
	歩行者	少（500 人未満）			

よって，歩道 2.0m を設置する。また，現況が片側歩道（上り線側）のため計画道路も現況と同様に片側のみに歩道を設置する。

(6) 建築限界：参照

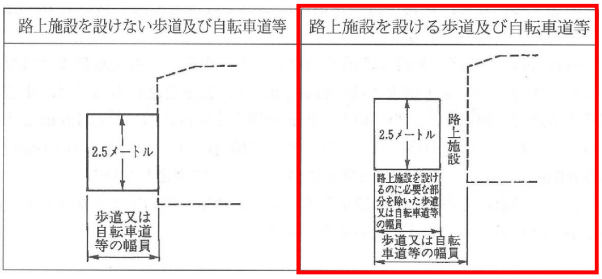
［解　説］当該路線は，重要物流道路の指定の無いその他の普通道路に分類されることから，建築限界は以下のとおりである。

項　目	設定値	摘　要
建築限界高　H	4.7m	規定値 4.5m に余裕高 0.2m を加え 4.7m とする
a	1.00m，0.50m	路肩の幅員とする
b	0.90m	Hから 3.8m を減じた値とする
c	0.25m	第 3 種
d	0.50m	第 3 種
e	1.00m，0.50m	路肩の幅員とする



出典：「R3 道路構造令解説」p309

図 3.2.3　車道部の建築限界



出典：「R3 道路構造令解説」p310

図 3.2.4　歩道部の建築限界

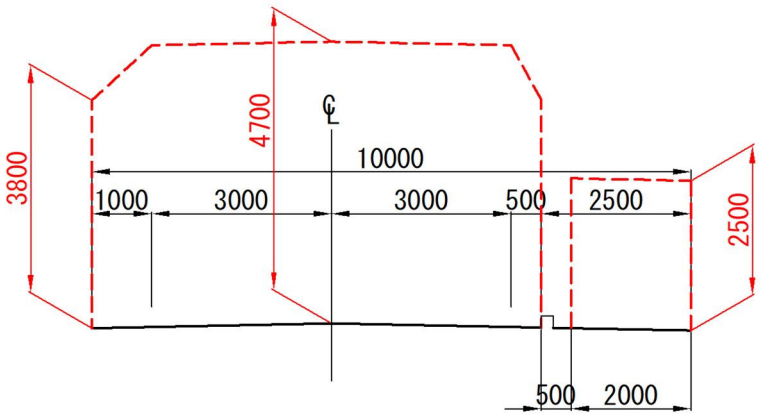


図 3.2.5　計画道路の建築限界

・建築限界の上限線は路面と平行にとる。
・鉛直線は横断勾配が拝み勾配 2%以下の場合は鉛直とし，片勾配の場合は路面に直角にする。

3.2.2 交差道路

交差道路の条件は，現地の状況及び機能より以下のとおりとする。また，交差道路の構造及び線形は，緊急車両（小型自動車等）が通行できるよう配慮して設計する。

表 3.2.11　交差道路の条件(右岸)

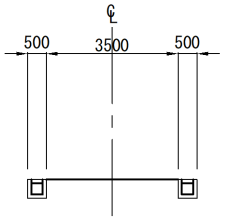
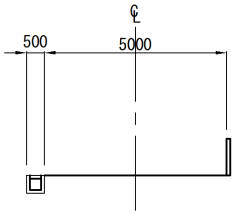
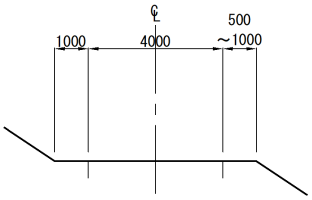
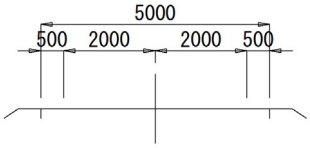
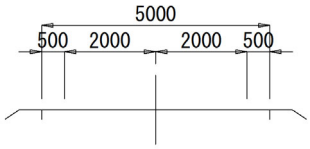
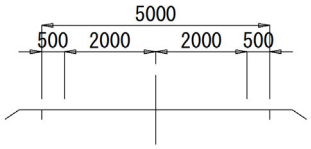
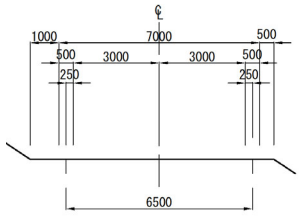
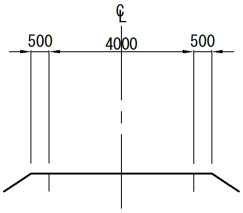
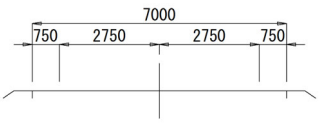
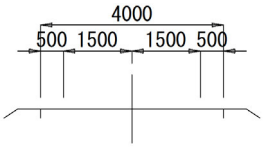
路線名	市道 7122 号線	市道 7122 号線の枝線	市道 7130 号線
計画交通量	500 台/日未満	500 台/日未満	500 台/日未満
道路の区分	第 3 種第 5 級	第 3 種第 5 級	第 3 種第 5 級
設計車両	小型自動車等	小型自動車等	小型自動車等
設計速度	徐行(20km/h 相当)	徐行(20km/h 相当)	徐行(20km/h 相当)
現況幅員			
計画幅員	 小半径の曲線区間，交差点部の小型自動車等の走行幅を確保するため車道 4.0m を確保	 小半径の曲線区間，交差点部の小型自動車等の走行幅を確保するため車道 4.0m を確保	 小半径の曲線区間，交差点部の小型自動車等の走行幅を確保するため車道 4.0m を確保

表 3.2.12　交差道路の条件(左岸)

路線名	市道 3232 号線	市道 3231 号線	
計画交通量	500～1500 台/日	500 台/日未満	
道路の区分	第 3 種第 4 級	第 3 種第 5 級	
設計車両	普通自動車	小型自動車	
設計速度	30km/h(交差点取付部)	徐行(20km/h 相当)	
現況幅員			
計画幅員	 道路構造令の規定幅員を設定	 農耕地の取付道路のため現道幅員に合わせて設定	

3.2.3 河川管理用通路

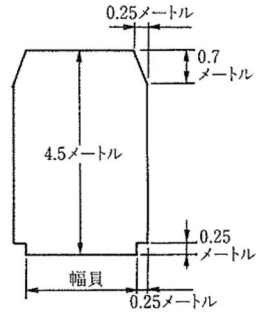
河川管理用通路の条件は以下のとおりである。

(1) 河川管理用通路の幅員

河川管理用通路の幅員は，「河川管理施設構造令」に示される建築限界を確保する様に設定し，河川管理車両が通行する堤防天端および坂路等に適用する。

一　幅員は，３メートル以上で堤防の天端幅以下の適切な値とすること．

二　建築限界は，次の図に示すところによること．



出典：河川管理施設構造令 p.151

図 3.2.6　河川管理用通路の建築限界

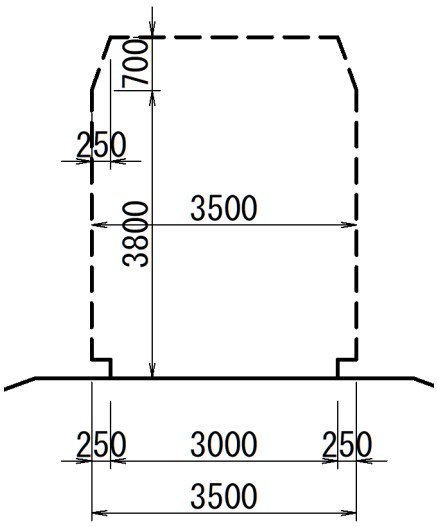
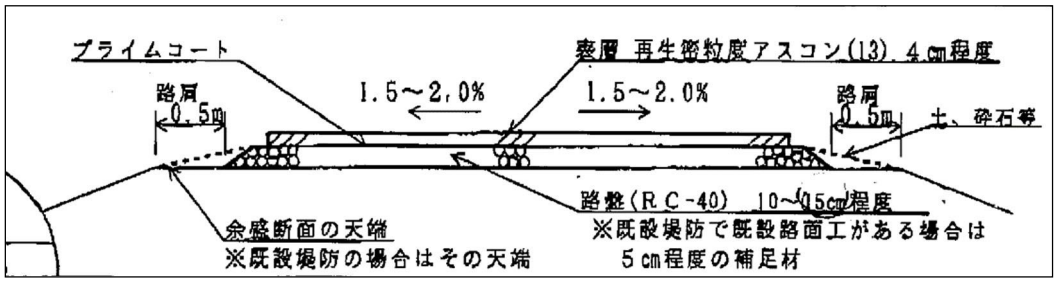


図 3.2.7　河川管理用通路の幅員

(2) 堤防天端

堤防天端は，雨水の堤体への浸透抑制や河川巡視の効率化，河川利用の促進等の観点から下記に従ってアスファルト舗装を行う。



「堤防天端の舗装について/H12.3 月」 通達より

舗装の範囲は，車両占用幅(W=3.5m)以上とし，堤防天端の雨水浸透防止を考慮して設定する。設計箇所では，保護路肩 50cm を両側に確保し W=4.0m とする。

横断勾配は，排水性を考慮して 2.0%(拝み勾配)とする。

舗装構成は図 3.2.8 とおりとする。

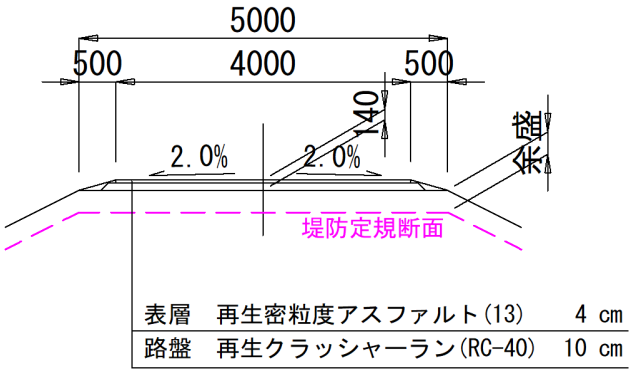


図 3.2.8　天端工の構造・舗装構成

(3) 堤防天端と兼用する道路の幅員

現況の市道 3232 号線は，左岸上流の堤防天端を兼用している。堤防改築後においても堤防天端を兼用する配置となることから，工作物設置許可基準に準拠した構造としなければならない。

市道 3232 号線は，交通量が 6,000 台/日未満の道路のため，工作物設置基準(p.76)より道路と河川管理用通路を兼ねることができる。したがって，河川管理用通路(W=3.0m)を別途設ける必要はない。

道路は 2 車線を有し，道路交通の支障とならずに日常の河川巡視における管理車両の停車および水防活動を行うことが可能と判断されることから，路肩幅員の拡幅は行わない。

工作物設置許可基準 p76

（設置の基準）

第二十六

一　共通事項

①　河川管理用通路の機能の確保を優先するものとすること.

【解　説】

第二十六　一　①について

「堤防には,建設省令で定めるところにより,河川の管理のための通路(以下「管理用通路」という.)を設けるものとする.」(構造令第 27 条)とされている．管理用通路は日常の河川巡視又は水防活動等のために必要であり，一般には堤防天端に設けられる．したがって，堤防を道路と兼用する場合であっても，堤防天端の本来的な機能である河川管理用通路としての機能を優先させることとしたものである.

堤防を道路と兼用する場合において，管理用通路は以下のように取り扱うものとする.

計画交通量が 1 日につき 6,000 台以上の道路の場合は，川側の位置に幅員 3 m 以上の管理用通路を設けるものとする．ただし，次の各号のすべてに該当する場合はこの限りでない（図 12.1）.

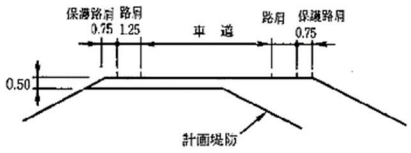


図 12.1　兼用道路区間における管理用通路

イ　計画交通量が 1 日につき 6,000 台以上で 10,000 台未満の道路で，かつ，車線数が 2 車線以下の道路の場合.

ロ　川側の路肩の幅員が 1.25 m 以上の場合.

ハ　前記の川側の路肩に河川管理用車両が駐停車可能な場合.

また，計画交通量が 1 日につき 6,000 台未満の道路の場合は，管理用通路と兼ねることができるものとする.

3.2.4 あぶくまサイクリングロード

あぶくまサイクリングロードの計画については，河川堤防の機能や利用に関係するため，本業務では取り扱わない。

3.3 橋梁の条件

設計計画，設計計算および図面作成において，基準類に対する適用間違いや単純ミス等をなくすために，以下の項目における基本的な条件を一覧表にして整理する。

3.1 荷重の種類と作用の組合せ

3.2 使用材料

3.3 耐久性

3.4 コンクリート系床版を有する鋼桁

3.5 上部構造（鋼鈑桁橋）

3.6 付属物（支承，伸縮装置，落橋防止システム等）

3.7 下部構造（逆Ｔ式橋台，張出し式橋脚）

3.8 基　礎（直接基礎）

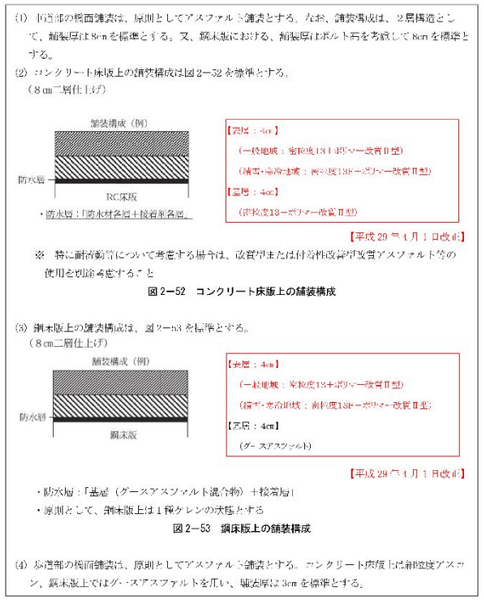
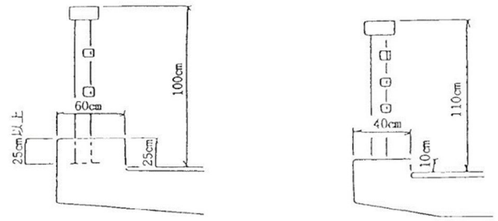
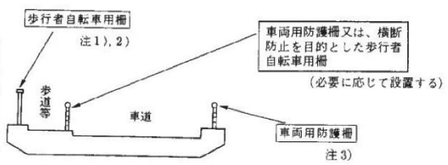
3.9 耐　震

3.1 荷重の種類と作用の組合せ（その 1）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
①作用の種類		・以下のとおりである。 3.1　作用の種類 (1)　設計で考慮する状況を設定するための作用として，以下に示す荷重又は影響を考慮する。 1)　死荷重（D） 2)　活荷重（L） 3)　衝撃の影響（I） 4)　プレストレス力（PS） 5)　コンクリートのクリープの影響（CR） 6)　コンクリートの乾燥収縮の影響（SH） 7)　土　圧（E） 8)　水　圧（HP） 9)　浮力又は揚圧力（U） 10)　温度変化の影響（TH） 11)　温度差の影響（TF） 12)　雪荷重（SW） 13)　地盤変動の影響（GD） 14)　支点移動の影響（SD） 15)　遠心荷重（CF） 16)　制動荷重（BK） 17)　橋桁に作用する風荷重（WS） 18)　活荷重に対する風荷重（WL） 19)　波　圧（WP） 20)　地震の影響（EQ） 21)　衝突荷重（CO） 22)　その他 (2)　作用の特性値を，８章の規定に従い設定する。 (3)　施工の過程に対して，橋の完成時に所要の性能が得られるよう(1)及び(2)に関わらず以下に従い，施工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重又は影響により考慮しなければならない。 1)　橋の施工時の安全性を確保するため，施工方法，施工途中の各段階における構造等の条件を適切に考慮して，自重，施工に用いる資機材，風，地震の影響等に対して必要な検討を行い，施工時荷重（ER）を設定する。 2)　施工時荷重（ER）の特性値は，施工期間等に応じて適切に設定する。 3)　橋の完成時に所要の性能が得られるための設計における前提条件を満足するため，施工方法や施工途中の各段階における構造等の条件を適切に考慮して，施工時荷重（ER）を設定しなければならない。あわせて，施工方法や施工途中の各段階における構造等の条件を完成系の設計にて適切に考慮する。	・「道示Ⅰ」p41
②死荷重	単位体積重量	・以下のとおりである。 8.1　死 荷 重 (1)　死荷重は，材料の単位体積重量を適切に評価して定めなければならない。 (2)　表-8.1.1 に示す単位体積重量を用いて死荷重を算出した場合には(1)を満足するとみなしてよい。 表-8.1.1　材料の単位体積重量　(kN/m³) (3)　材料の単位体積重量を(2)によらず定める場合には，(4)から(6)に従わなければならない。 (4)　材料の単位体積重量のばらつきを適切に評価する。 (5)　JIS 等の公的規格に従って材料の単位体積重量や部材寸法等の変動の上限値や下限値が制御された材料を用いる場合には，規格を満足するもののみを母集団とする場合のばらつきで評価する。 (6)　材料の単位体積重量の特性値は，その母集団を正規分布としたときの非超過確率 50%に相当する値とすることを標準とする。	・「道示Ⅰ」p92

材　料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレスを導入するコンクリート（設計基準強度 60N/mm² 以下）	24.5
プレストレスを導入するコンクリート（設計基準強度 60N/mm² を超え 80N/mm² まで）	25.0
コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材（防水用）	11.0
アスファルト舗装	22.5

3.1 荷重の種類と作用の組合せ（その 2）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
②死荷重	舗　装	・舗装厚：t=80mm（表層 40mm+レベリング層 40mm）　架橋位置は寒冷地域なので，表層は積雪・寒冷地域の舗装構成とする  (1) 橋道部の橋面舗装は、原則としてアスファルト舗装とする。なお、舗装構成は、2層構造として、舗装厚は8cmを標準とする。又、鋼床版における、舗装厚はボルト芯を考慮して8cmを標準とする。 (2) コンクリート床版上の舗装構成は図2−52を標準とする。 （8cm二層仕上げ） 舗装構成（例） 防水層 RC床版 【表層：4cm】 （一般地域：密粒度13＋ポリマー改質Ⅱ型） （積雪・寒冷地域：密粒度13F＋ポリマー改質Ⅱ型） 【基層：4cm】 （密粒度13＋ポリマー改質Ⅱ型） ・防水層：「防水材各層＋接着剤各層」 【平成29年4月1日改訂】 ※　特に耐流動等について考慮する場合は、改質アスファルトの使用を別途考慮すること 図2−52　コンクリート床版上の舗装構成 (3) 鋼床版上の舗装構成は、図2−53を標準とする。 （8cm二層仕上げ） 舗装構成（例） 防水層 鋼床版 【表層：4cm】 （一般地域：密粒度13＋ポリマー改質Ⅱ型） （積雪・寒冷地域：密粒度13F＋ポリマー改質Ⅱ型） 【基層：4cm】 （グースアスファルト） 【平成29年4月1日改訂】 ・防水層：「基層（グースアスファルト混合物）＋接着層」 ・原則として、鋼床版上は1種ケレンの状態とする 図2−53　鋼床版上の舗装構成 (4) 歩道部の橋面舗装は、原則としてアスファルト舗装とする。コンクリート床版上は密粒度アスファルト、鋼床版上ではグースアスファルトを用い、舗装厚は3cmを標準とする。 表層：密粒度１３Ｆ＋ポリマー改質Ⅱ型　　t=4cm 基層：密粒度１３　＋ポリマー改質Ⅱ型　　t=4cm	・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-63
	防護柵	車道端（上流側）　　歩道端（下流側） a）高い防護柵を用いる形式 ① 車道部橋梁用車両防護柵  ・設計速度：V=40km/h ・車道端：ブロックアウト型の橋梁用車両用防護柵(C種) H=1.1m ・歩道端：歩行者自転車用柵兼用車両防護柵 H=1.1m ・歩車道境界：横断防止柵の必要性確認⇒無 表−2・5　種別の適用 （注1）車両の橋梁外への逸脱を防止する必要がある区間で，歩車道境界に車両用防護柵を設置することが困難である場合には，転落防止機能を有する歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵を設置するものとする。  （注2）歩車道境界に車両用防護柵がない橋梁，高架区間の路側に種別SPのアルミニウム合金製歩行者自転車用柵を設置する場合は，ハイテンション型のアルミニウム合金製歩行者自転車用柵を用いるものとする。 （注3）歩行者等が混入するおそれのある場合には，必要に応じて転落防止機能を有する歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵を設置するものとする。	・「土木設計マニュアル橋梁編」 p2-52, 2-54 ・「防護柵の設置基準・同解説」 p36 歩道が無い上流側の路肩を自転車が走行する可能性を想定し，転落防止目的として高さ1.1mとする。

道路の区分	設計速度	一般区間	重大な被害が発生するおそれのある区間	新幹線などと交差または近接する区間
高速自動車国道	80 km/h 以上	A，Am	SB，SBm	SS
自動車専用道路	60 km/h 以下		SC，SCm	SA
その他の道路	60 km/h 以上	B，Bm，Bp	A，Am，Ap	SB，SBp
	50 km/h 以下	C，Cm，Cp	B，Bm，Bp注）	

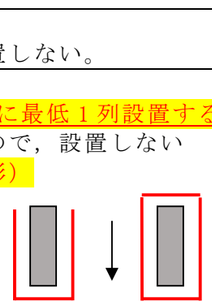
注）設計速度40 km/h以下での道路では，C，Cm，Cpを使用することができる。

ここで，重大な被害が発生するおそれのある区間とは，大都市近郊鉄道・地方幹線鉄道との交差近接区間，高速自動車国道・自動車専用道路などとの交差近接区間，分離帯に防護柵を設置する区間で走行速度が特に高くかつ交通量が多い区間，その他重大な二次被害の発生するおそれのある区間，または，乗員の人的被害の防止上，路外の危険度が極めて高い区間をいう。

なお，走行速度や線形条件などにより特に衝撃度が高くなりやすい区間においては表−2・5に定める種別の一段階上またはそれ以上の種別を適用することができる。

3.1 荷重の種類と作用の組合せ（その 3）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
②死荷重	**遮音壁**	・架橋区間は遮音壁の設置計画はなく，将来設置の可能性が無いので，荷重は考慮しない。 ⇒河川との交差なので設置しない。	・「NEXCO 設計要領第二集」 p2-1 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-93
	落下物防止柵	・設置しないので，荷重は考慮しない。 ⇒河川との交差なので設置しない。	・「土木設計マニュアル橋梁編」P2-93
	検査路	・設置基準は以下のとおりである。 ・上部：鋼鈑桁で桁高 1.6m 以上なので，桁間に最低 1 列設置する ・下部：橋台は地上からの保守点検が可能なので，設置しない 橋脚は HWL 以上に設置する（ロの字形） ・荷重は 1.0KN/m/列とする。 ※橋脚検査路：現橋には設置されていない。	・「土木設計マニュアル橋梁編」P2-90
	添架物	・添架物は設置する。添架位置は歩道または車道の桁間設置を基本とし，検査路位置，占用物の維持管理・離隔を考慮して添架位置を調整する。 ・それぞれ占用企業の指定荷重を考慮する。支持金具は未定なので以下のとおり荷重を見込む。 上流側　上水道：φ150-1 条　W=100kg/m と仮定 下流側　NTT　：φ75-3 条　W=100kg/m と仮定	―
	照　明	・局部照明を設置する。 ・設置する場合は，照明配置，配線等を計画する（照明受台は歩道地覆外に張り出す構造）。 ・荷重は考慮しない。 ⇒1m 当たりの換算荷重が非常に小さく，一般に荷重は考慮していない。	・「道路照明施設設置基準・同解説」
	標　識	・荷重は考慮しない。 ⇒標識計画はない。 橋梁に影響を及ぼす標識を設置する道路線形ではない。	―



(1)　歩廊桁の設計に用いる設計活荷重は 3.5kN/m² とする。
(2)　手すりの設計荷重は、上段の手すり位置に鉛直方向 0.59kN/m、水平方向 0.39kN/m とする。
(3)　検査路に用いる材料、応力照査、構造細目及び防錆防食は、「道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編 Ⅱ鋼橋編」を準用する。

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

表 2−31　検査路の設置

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

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

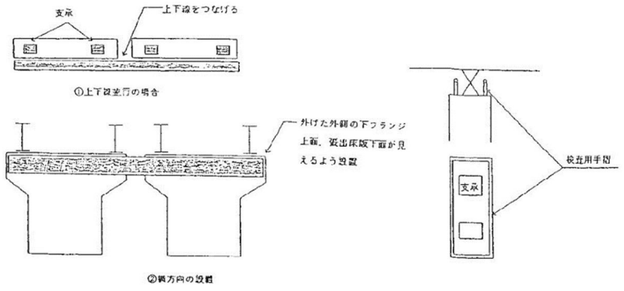
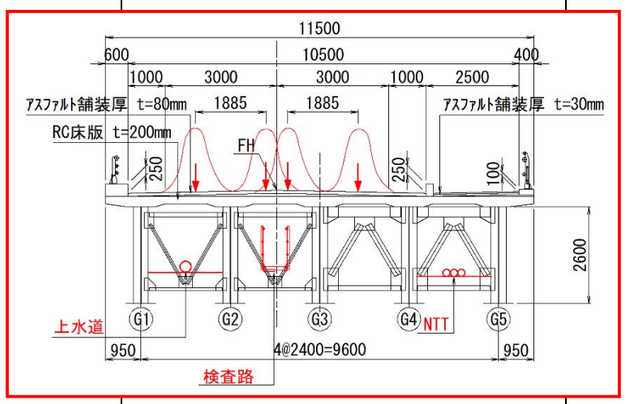


図 2−81　(1) 設置範囲　　(2) 支承高が 80cm 程度以上の場合



<table>
<tr><th colspan="3">3.1 荷重の種類と作用の組合せ（その 4）</th></tr>
<tr><th>項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td>③活荷重</td><td>・B 活荷重+群衆荷重：小作田橋
・A 活荷重+群衆荷重：雲水峯大橋

8.2　活 荷 重
(1)　活荷重は，自動車荷重（T 荷重，L 荷重），群集荷重及び軌道の車両荷重とし，大型の自動車の交通の状況に応じて A 活荷重及び B 活荷重に区分しなければならない。
(2)　活荷重は，着目する部材等の応答が最も不利となる方法で路面部分に載荷しなければならない。
(3)　高速自動車国道，一般国道，都道府県道及びこれらの道路と基幹的な道路網を形成する市町村道の橋の設計にあたっては B 活荷重を適用しなければならない。その他の市町村道の橋の設計にあたっては，大型の自動車の交通の状況に応じて A 活荷重又は B 活荷重を適用しなければならない。</td><td>・「道示Ⅰ」p93</td></tr>
<tr><td>④衝撃の影響</td><td>・以下の係数を活荷重に乗じる。

表-8.3.2　衝撃の影響の標準
<table><tr><th>橋　種</th><th>衝撃係数 i</th><th>備 考</th></tr><tr><td>鋼　橋</td><td>$i=\frac{20}{50+L}$</td><td>T 荷重，L 荷重の使用の別に関わらない</td></tr><tr><td rowspan="2">鉄筋コンクリート橋</td><td>$i=\frac{20}{50+L}$</td><td>T 荷重を使用する場合</td></tr><tr><td>$i=\frac{7}{20+L}$</td><td>L 荷重を使用する場合</td></tr><tr><td rowspan="2">プレストレスト
コンクリート橋</td><td>$i=\frac{20}{50+L}$</td><td>T 荷重を使用する場合</td></tr><tr><td>$i=\frac{10}{25+L}$</td><td>L 荷重を使用する場合</td></tr></table></td><td>・「道示Ⅰ」p104</td></tr>
</table>

3.1 荷重の種類と作用の組合せ（その 5）

<table>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td rowspan="4">⑤土　圧</td><td>作用面
※逆Ｔ式橋台</td><td>・壁の断面計算：躯体コンクリート背面
・安定計算：後フーチング縁端での鉛直な仮想背面</td><td>・「道示Ⅰ」p116</td></tr>
<tr><td>裏込め土</td><td>・現時点で埋戻し土の採取位置が確定できないので，「設計マニュアル橋梁編」の標準値を採用する。
単位堆積重量：γ=20kN/m^3
粘着力　　：c=0
せん断抵抗角：φ=30 度
表 6－12　橋台裏込土の諸定数
<table><tr><th>裏込土の種類</th><th>単位体積重量
kN/m^3</th><th>せん断抵抗角
(度)</th></tr><tr><td>砂質土および砂、砂礫</td><td>20</td><td>30</td></tr></table>
1）橋台裏込土の単位体積重量（γ）と、せん断抵抗角（φ）は、土質の状況によってさまざまに変化するが、一般的には、φ＝30°～35°、γ＝18kN/m^3～20kN/m^{3}の範囲にある。
したがって、土質試験をおこなわない場合には、経済性にも大きく影響を与えることなく、安全性の高い設計となる表 6－12 に示す値を用いるものとする。ただし、橋台高さが高く（H＝12m 以上を目安とする）土圧が支配的になるもの又は供用上重要性が高い場合等については、土質試験を行い適切な定数を用いることを原則とする。</td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-7</td></tr>
<tr><td>フーチング
上載土</td><td>・埋戻し材料は確定していないが，「設計マニュアル橋梁編」の定数とする。
単位体積重量：γ=18kN/m^3，せん断抵抗角φ=30°，砂質土
・ただし，原則として，フーチングの前面抵抗は無視する（埋戻し土の締固め管理精度，材料および地盤の乱れによる強度の回復が現時点で把握できない）。
表 6－13　中詰土・埋戻し土の諸定数
<table><tr><th>土の種類</th><th>単位体積重量
γkN/m^3</th><th>せん断抵抗角
(度)</th><th>備考</th></tr><tr><td>中詰土</td><td>18　「15」</td><td>30</td><td>「」内は滑動照査時</td></tr><tr><td>埋戻し土</td><td>18</td><td>30</td><td></td></tr></table>
表 6－14　土の諸性質
<table><tr><th colspan="2">土　質</th><th colspan="2">形　態</th><th>単位体積重量
γkN/m^3</th></tr><tr><td rowspan="5">盛土</td><td>砂利まじり砂</td><td colspan="2">締固めたもの</td><td>20</td></tr><tr><td rowspan="2">砂</td><td rowspan="2">〃</td><td>粒度の良いもの</td><td>20</td></tr><tr><td>粒度の悪いもの</td><td>19</td></tr><tr><td>砂　質　土</td><td colspan="2">〃</td><td>19</td></tr><tr><td>粘　性　土</td><td colspan="2">〃</td><td>18</td></tr><tr><td rowspan="6">自然地盤</td><td rowspan="2">砂および砂礫</td><td colspan="2">密なもの</td><td>20</td></tr><tr><td colspan="2">ゆるいもの</td><td>18</td></tr><tr><td rowspan="2">砂　質　土</td><td colspan="2">密なもの</td><td>19</td></tr><tr><td colspan="2">ゆるいもの</td><td>17</td></tr><tr><td rowspan="2">粘　性　土</td><td colspan="2">固いもの　　(N＝8～15)</td><td>18</td></tr><tr><td colspan="2">やや固いもの (N＝4～8)</td><td>17</td></tr></table></td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-8</td></tr>
<tr><td>地表面載荷重</td><td>・常　時：q=10kN/m^2
・地震時：q=0（ただし，D[死荷重]+TH[温度変化の影響]+EQ[地震の影響]の組合せは，SW[雪荷重 1kN/m^2]を考慮）</td><td>・「道示Ⅰ」p120</td></tr>
</table>

3.1 荷重の種類と作用の組合せ（その 6）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
⑥水　圧		・流水圧（常時），動水圧（地震時）は，考慮する。	・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-14
⑦浮　力		・浮力は下部工の安定に不利となるように考えるものとするが，通常転倒や滑動の計算には考慮し，基礎地盤の鉛直反力の計算には無視してもよい。 ・橋台に浮力を考慮する場合の水位は，河川区域内では常時で H.W.L（高水位），地震時でフーチング天端、又は L.W.L（低水位）の高い方とする。また，陸上部においては，地下水位もしくはフーチング上面のいずれか高い方とする。L.W.L の水位観測データーが無い場合は、観測時の水位としてよい。 ・橋脚の浮力および動水圧は地震時のみ考慮するものとし，その水位は W.H.L ×1/2 とする。また，陸上部においては地下水位もしくはフーチング上面のいずれか高い方とする。 8.9　浮力又は揚圧力 (1)　浮力又は揚圧力は，間げき水や水位の変動を考慮して適切に定めなければならない。 (2)　浮力又は揚圧力は，鉛直方向に作用するものとし，構造物に最も不利になるように載荷する。 (1)　ここでいう浮力とは地盤中又は地盤と構造物の間に間隙水が存在する構造物の底面に作用する上向きの静水圧によって生じる力をいい，揚圧力とは構造物の前後の水位差や波浪等による一時的な構造物位置での水位の上昇によって生じる上向きの力をいう。 (2)　浮力又は揚圧力の作用が明らかな場合の例を図-解 8.9.1 に，明らかでない場合の例を図-解 8.9.2 に示す。 浮力又は揚圧力の作用が明らかな場合にはこれを考慮する必要があるが，その作用が明らかでない場合も，経年的な水の浸透又は構造物の接地状態によってこれらの力が作用することが予測される。したがって，設計では安全側になるようにその作用を考えるのがよい。例えば，安定計算のうち転倒や滑動等の場合には考慮し，支持の場合には無視する方法が考えられる。	・「道示Ⅰ」p125 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-13，p6-14
⑧温度変化の影響	設計に用いる温度変化	・鋼構造全体の一様な温度変化を考慮する場合の温度変化の範囲は-30℃から+50℃までとする（寒冷な地方）。	・「道示Ⅰ」p126 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-12
	支承および伸縮装置	・鋼橋（上路橋）：-20℃～+40℃（寒冷な地方）	・「道示Ⅰ」p126 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-12
⑨温度差の影響		・鋼構の部材間または部材各部における相対的な温度差：15℃ ・コンクリート床板を有する鋼桁橋：の相対的な温度差：10℃	・「道示Ⅰ」p128
⑩雪荷重		・架橋位置は積雪地域でないので，雪荷重は考慮しない。伸縮装置の誘導板（スノープラウ）は設ける。 ・十分圧縮された雪の上を自由に車両が通行する場合 ⇒1kN/m2（圧縮雪約 150mm 厚）・設計計算上は橋の全面に載荷 ・変動作用支配状況における D+TH+EQ の組合せのみ，雪荷重による地震の影響を考慮する。 ・偶発作用支配状況におけるレベル 2 地震動との組合せには，雪荷重による地震の影響は考慮しない。 (1) 雪荷重は、一般に 1kN/m²を見込むものとする。 (2) 地震時には原則として雪荷重は考慮しないものとする。 (3) 積雪量の特に多い地域で冬期に除雪しないことが予測される区域にある橋梁または未供用期間の橋梁にあっては、活荷重を載荷せず雪荷重のみ載荷した状態について検討するものとする。この場合、地震時における雪荷重の影響は鉛直力のみ考慮し、水平力は考慮しないものとする。 ＜道路橋示方書(H24.3)Ⅰ共通編　2.2.12＞ 4）積雪地帯（雪荷重を考慮すべき地域）について 積雪地域は下図のとおりとする。積雪地域における橋梁の設計は、雪荷重を考慮するものとする。 図 2-7 は積雪地域を明らかにするため、旧市町村名で記載している。 道路管理者に確認。  図 2-7　積雪地域	・「道示Ⅰ」p130 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-13
⑪地盤変動の影響		・以下に該当しないので，考慮しない。 8.13　地盤変動の影響 下部構造完成後，地盤の圧密沈下等による地盤変動が予想されるところではこの影響を適切に考慮しなければならない。 地盤変動の例としては次のようなものがあげられる。 1)　基礎周辺地盤の圧密沈下 2)　背面盛土による軟弱地盤の側方移動 3)　河川の流れ，波浪による洗掘，河床低下 これらが構造物の完成後予測されるところでは設計にこれを適切に考慮しなければならない。	・「道示Ⅰ」p131
⑫支点移動の影響		・圧密沈下等の影響はないので，考慮しない。 8.14　支点移動の影響 (1)　不静定構造物において，地盤の圧密沈下等のために長期にわたり生じる支点の移動及び回転の影響が想定される場合には，この影響を適切に考慮しなければならない。 (2)　(3)による場合には(1)を満足するとみなしてよい。 (3)　支点移動の影響による断面力の算出にあたっては，コンクリート橋については弾性計算で求めた最終移動量の推定値による断面力の 50%を設計計算に用いるものとし，鋼橋については弾性計算で求めた最終移動量の推定値による断面力をそのまま設計計算に用いる。 (4)　本編による以外の地震の支点移動の影響については，Ⅴ編の規定による。 (1)　連続桁やラーメン構造の橋脚のような不静定構造物においては，地盤沈下等のために生じる基礎構造物の沈下，水平移動，回転等によって生じる支点移動によって部材応力度の増加する箇所が生じるので適切にこの影響を考慮しなければならない。	・「道示Ⅰ」p131～p132

<table>
<tr><th colspan="3">3.1 荷重の種類と作用の組合せ（その 7）</th></tr>
<tr><th>項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td>⑬遠心荷重と制動荷重</td><td>・考慮しない。

8.15　遠心荷重
(1)　遠心荷重は，自動車及び軌道車両の通行，橋の構造形式を適切に考慮して設定しなければならない。
(2)　(3)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。
(3)　遠心荷重は，曲線軌道のある場合に限り軌道の車両荷重の 8%をレール面上 1.8m の高さにおいて横方向に作用させる。極端に軽い橋等特別な場合には自動車に対しても遠心荷重を考慮する。

(3)　遠心荷重は曲線軌道がある場合に考える。厳密にいえば曲線部分の橋や，自動車が蛇行する場合には遠心荷重が生じるが，その値はきわめて小さいから通常考える必要はない。曲線軌道がある場合では車両荷重の 8%が遠心荷重として作用するものとしている。鉄道橋設計標準では，曲率半径 1,000m 以下の場合は 12%，1,000～2,000m で 8%と規定していること等を考慮して，8%を適当な値と認めたものである。
遠心荷重の作用高さを決めるにあたっては，車両高さを考慮し，多少の安全を見込み 1.8m としている。

8.16　制動荷重
(1)　制動荷重は，自動車及び軌道車両の通行，橋の構造形式を適切に考慮して設定しなければならない。
(2)　(3)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。
(3)　制動荷重は，軌道のある場合に限り軌道車両の輪荷重総和の 10%をレール面上 1.8m の高さにおいて車両の進行方向に作用させる。極端に軽い橋等特別な場合には自動車の制動荷重は 25kN とし，橋面上 1.8m の高さにおいて自動車の進行方向に作用させる。

(1)　制動荷重は一般の道路橋ではほとんど考える必要がない荷重であるが，自重が極端に軽い上部構造やトレッスル橋脚の設計等，特別な場合には考慮する必要があることも予想され，また軌道がある場合には相当大きな荷重となる場合も考えられることから検討する必要がある。</td><td>・「道示Ⅰ」p132～p133</td></tr>
<tr><td>⑭風荷重</td><td>・鋼橋（鈑桁）なので，考慮する。</td><td>・「道示Ⅰ」p133～p136</td></tr>
<tr><td>⑮波　圧</td><td>・考慮しない。
⇒波圧を受ける箇所に架橋しない。</td><td></td></tr>
<tr><td>⑯地震荷重</td><td>・「道示Ⅴ」に準拠して，適切に考慮する。</td><td></td></tr>
<tr><td>⑰衝突荷重</td><td>・防護柵，片持ち床版の設計で考慮する。

8.20　衝突荷重
(1)　橋に自動車，流木又は船舶等が衝突するおそれのある場合には，これらの衝突の影響を適切に設定しなければならない。
2)　(3)から(5)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。
3)　自動車の衝突
自動車の衝突のおそれのある躯体には，コンクリート壁等の十分な防護施設を設ける。これらの防護施設が設けられない場合には，次の衝突荷重のいずれかが路面から 1.8m の高さに水平に働くものとして設計を行う。
車道方向について 1,000kN，車道と直角方向について 500kN
(4)　流木等の衝突
流木その他の流送物の衝突のおそれがある場合には，式 (8.20.1) により算出される衝突力を水面位置に作用させる。
$P=0.1\cdot W\cdot v$ ……(8.20.1)
ここに，P ：衝突力（kN）
W ：流送物の重量（kN）
v ：表面流速（m/s）
(5)　船舶の衝突
橋に船舶の衝突のおそれがある場合には，この衝突時荷重を往来する船舶の規模や衝突時における船舶の速度等を適切に考慮して設定する。</td><td>・「道示Ⅰ」p146</td></tr>
<tr><td>⑱施工時荷重</td><td>・施工時荷重を受ける橋梁形式ではないので，考慮しない。

8.21　施工時荷重
橋の施工時の安全性及び完成後の橋の性能を確保するため，また，3.1 (3)を満足するように，施工方法，施工中の構造を適切に考慮して，自重，施工機材，風，地震の影響等に対して必要な検討を行い，施工時荷重を設定しなければならない。

施工時荷重とは橋の施工時に作用する荷重である。これによる応力は施工方法によっては施工後の状態とはまったく異質なものであったり，施工後の応力よりも大きな値を示すことがあり，例えば，上部構造では橋桁の座屈，落橋といった事態にもなり得る。また，下部構造では，ケーソン基礎本体のほかにも，張出架設中の上部構造を支持している橋脚や頭部ヒンジ固定のフレキシブルピア等においては，施工時の安定及び断面照査から躯体及び基礎の寸法諸元が決定されることも多い。したがって，橋の設計時には施工方法と施工中の構造とを考慮して，自重，施工機材，風，地震，温度変化等に対して検討するように規定している。</td><td>・「道示Ⅰ」p147</td></tr>
</table>

3.1 荷重の種類と作用の組合せ（その 8）

項　目	設計条件	適用基準および既往資料等
⑲作用の組合せ	・以下のとおりである。	・「道示Ⅰ」p43，p47～p48

3.3　作用の組合せ

(1)　2.1 に規定する設計状況は，3.1 に規定する作用を(2)から(5)のとおり組み合わせて代表させた場合には，3.2 (1)の規定を満足するとみなしてよい。

(2)　少なくとも，1) から 3) の作用の組合せを考慮する。このとき，各組合せにおいて，括弧書きの作用については橋にとって最も不利な状況になる条件を考慮して組み合わせなければならない。

1)　永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）

① D +PS+CR+SH+E+HP+(U) +(TF) +GD+SD +WP +(ER)

2)　変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）

② D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U) +(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK) +WP +(ER)

③ D +PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF) +GD+SD +WP +(ER)

④ D +PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF) +GD+SD +WS +WP +(ER)

⑤ D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK) +WP +(ER)

⑥ D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U) +(TF) +GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP +(ER)

⑦ D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF) +GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP +(ER)

⑧ D +PS+CR+SH+E+HP+(U) +(TF) +GD+SD +WS +WP +(ER)

⑨ D +PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD +WP+EQ +(ER)

⑩ D +PS+CR+SH+E+HP+(U) +(TF) +GD+SD +WP+EQ +(ER)

3)　偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）

⑪ D +PS+CR+SH+E+HP+(U) +GD+SD +EQ

⑫ D +PS+CR+SH+E+HP+(U) +GD+SD +CO

表-解 3.1.1　作用特性の分類

	永続作用	変動作用	偶発作用
1) 死荷重（D）	○		
2) 活荷重（L）		○	
3) 衝撃の影響（I）		○	
4) プレストレス力（PS）	○		
5) コンクリートのクリープの影響（CR）	○		
6) コンクリートの乾燥収縮の影響（SH）	○		
7) 土　圧（E）	○	○	
8) 水　圧（HP）	(○)※	○	
9) 浮力又は揚圧力（U）	(○)※	○	
10) 温度変化の 影響（TH）		○	
11) 温度差の影響（TF）		○	
12) 雪荷重（SW）		○	
13) 地盤変動の影響（GD）	○		
14) 支点移動の影響（SD）	○		
15) 遠心荷重（CF）		○	
16) 制動荷重（BK）		○	
17) 風荷重（WS，WL）		○	
18) 波　圧（WP）		○	
19) 地震の影響（EQ）		○	○
20) 衝突荷重（CO）			○

※設計供用期間中の水位の変動幅や橋への荷重効果としての変動幅によっては，永続作用として扱うこともあり得る。

⑳荷重組合せ係数および荷重係数	・以下のとおりである。	・「道示Ⅰ」p49

表-3.3.1　作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重係数

作用の組合せ		設計状況の区分	荷重組合せ係数 γ_p と荷重係数 γ_q の値																									
			D		L		PS, CR, SH		E, HP, U		TH		TF		SW		GD SD		CF BK		WS		WL		WP		EQ		CO	
			γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q
①	D	永続作用支配状況	1.00	1.05	–	–	1.00	1.05	1.00	1.05	–	–	1.00	1.00	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–
②	D+L	変動作用支配状況	1.00	1.05	1.00	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	–	–	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–
③	D+TH		1.00	1.05	–	–	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–
④	D+TH +WS		1.00	1.05	–	–	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	–	–	1.00	1.00	–	–	0.75	1.25	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–
⑤	D+L+TH		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	–	–	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–
⑥	D+L+WS +WL		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	–	–	1.00	1.00	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.25	0.50	1.25	1.00	1.00	–	–	–	–
⑦	D+L+TH +WS+WL		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.25	0.50	1.25	1.00	1.00	–	–	–	–
⑧	D+WS		1.00	1.05	–	–	1.00	1.05	1.00	1.05	–	–	1.00	1.00	–	–	1.00	1.00	–	–	1.00	1.25	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–
⑨	D+TH +EQ		1.00	1.05	–	–	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	–	–	–	–	–	–	1.00	1.00	0.50	1.00	–	–
⑩	D+EQ		1.00	1.05	–	–	1.00	1.05	1.00	1.05	–	–	1.00	1.00	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–	–	–	1.00	1.00	1.00	1.00	–	–
⑪	D+EQ	偶発作用支配状況	1.00	1.05	–	–	1.00	1.05	1.00	1.05	–	–	–	–	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–	–	–	–	–	1.00	1.00	–	–
⑫	D+CO		1.00	1.05	–	–	1.00	1.05	1.00	1.05	–	–	–	–	–	–	1.00	1.00	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	1.00	1.00

3.2 使用材料（その 1）

<table>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td rowspan="2">① コンクリート</td><td>上部</td><td>
・床　版：σck=27N/mm² 以上（合成作用考慮・プレストレス無し）→　σck=30N/mm² とする（東北地整ﾚﾐｺﾝ標準仕様基準より）
・地　覆：σck=24N/mm²
(1)　床版を設計する場合のコンクリートおよび鉄筋の許容応力度は、次のとおりとする。
1)　コンクリート
主げたと合成作用を考えない床版　σca=8N/mm²　(σck=24N/mm²)
主げたと合成作用を考える床版　プレストレスを与える場合
σca=8.5N/mm²　(σck=30N/mm²)
プレストレスを与えない場合
σca=7.7N/mm²　(σck=27N/mm²)
2)　鉄　筋
SD345　σta=140N/mm²
＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2.7～9、12.2.1＞
(2)　地覆及び合成防護柵を設計する場合のコンクリート及び鉄筋の許容応力度は、次のとおりとする。
1)　コンクリート　σca=8N/mm²　(σck=24N/mm²)
2)　鉄　筋　σca=140N/mm²　(SD345)
(1)　床版のコンクリートの設計基準強度は，所要の強度が確保できるようにするほか，床版の耐久性を考慮して定めなければならない。
(2)　床版のコンクリートの設計基準強度の決定にあたっては，試験練り又は実績等により，施工時に有害なひび割れが生じないことを確認する。
(3)　(4)から(6)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。
(4)　床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は，24N/mm² 以上とする。ただし，床版にプレストレスを導入する場合はⅠ編 9.2.3 の規定による。
(5)　床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮して設計する床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は，床版にプレストレスを導入しない場合に 27N/mm² 以上，プレストレスを導入する場合に 30N/mm² 以上とする。
(6)　鋼コンクリート合成床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は，床版のコンクリートと鋼桁との合成作用の考慮の有無に関わらず 30N/mm² 以上とする。
</td><td>
・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-14
・「道示Ⅱ」p384
・東北地整ﾚﾃﾞｨｰﾐｸｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ標準仕様基準
</td></tr>
<tr><td>下部</td><td>
・躯　体：σck=24N/mm²
・踏掛版：σck=24N/mm²
表 6−1　コンクリートの設計基準強度と使用区分
<table>
<tr><th>設計基準強度</th><th>使　用　区　分</th></tr>
<tr><td>σck=18N/mm²</td><td>重力式橋台、半重力式橋台、均しコンクリート</td></tr>
<tr><td>σck=24N/mm²</td><td>橋台、橋脚、場所打ち杭、深礎杭</td></tr>
<tr><td>σck=30N/mm²</td><td>・軸方向鉄筋、杭頭接合部の補強鉄筋に D390 又は SD490 の鉄筋を使用する場合
・塩害の影響が懸念される地域において、コンクリートの耐久性向上を図る場合</td></tr>
</table>
</td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-1</td></tr>
<tr><td colspan="2">②鉄筋（上部・下部）</td><td>
・SD345 を標準とし，高強度鉄筋は極力使用しない。ただし，河積阻害率等の制限からやむをえない場合は高強度鉄筋を使用する。
・また，SD345 では，所定の耐震性能の確保が困難な場合や過密配筋となることが避けられない場合は，高強度鉄筋（SD390・SD490）の採用を検討する。　※過密配筋の定義：(東北地整マニ p6-66　D35@125-2 段を超える場合)
＜上部工＞
2−4 配筋
(1)　鉄筋は、原則として SD345 とし、その直径は D16mm、D19mm とする。
(2)　鉄筋のかぶりは、原則として 3cm とする。
(3)　鉄筋の中心間隔は、引張鉄筋については 10cm、12.5cm、15cm とし、圧縮鉄筋は引張側の 2 倍とする。
なお、折曲鉄筋は、分割することを基本とする。
(4)　鉄筋の定尺は 12m とする。
(5)　主鉄筋の配置は、原則として斜角が 70° 以上のときは、斜角方向、斜角が 70° 未満のときは、上げた直角方向とする。
(6)　連続げたの中間支点付近で負の曲げモーメントが発生する区間の床版には、橋軸方向の引張りに対する鉄筋を補強するものとする。
＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2.6＞、＜鋼道路橋設計便覧(S55.8)付属資料＞
＜下部工＞
(1)　鉄筋の材質は原則として SD345 とし、鉄筋径は下記に示す通りとする。
13mm、16mm、19mm、22mm、25mm、29mm、32mm、35mm、38mm、41mm、51mm
ただし、場所打ち杭には、35mm 以下の径の使用を標準とする。
(2)　鉄筋の最大定尺長は原則として 12m とする。
(4)　鉄筋の強度は、SD345 を標準とする。ただし、SD345 では過密配筋となることが避けられない場合は、軸方向鉄筋を対象に高強度鉄筋（SD390、SD490）の採用について検討する。ただし、SD345 で検討した際の断面寸法は、いたずらに縮小させないことを原則とする。なお、ここでいう過密配筋とは、D35 @ 125-2 段程度を超える場合とする。
</td><td>
・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-11
・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-4
</td></tr>
</table>

3.2 使用材料（その 2）

<table>
<tr><th>項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td>② 鋼 材</td><td>
・JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の使用を基本とするものとし，耐候性鋼材の使用が困難な場合には，普通鋼材である JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材および JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材を使用する。

(1)　主鋼の部材として使用する板厚は、原則として 9～50㎜ とする。ただし、部材の厚板化が必要な場合には 100㎜ まで使用できるものとする。
(2)　板厚が 40㎜ を超える場合は、原則として降伏点または耐力が変化しない鋼材（降伏点一定鋼）を使用するものとする。
(3)　鋼床版において閉断面縦リブを使用する場合、大型自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下においては、デッキプレートの板厚は 16㎜ 以上とすることを標準とする。
(4)　形鋼については、市場性を考慮の上、採用するものとする。
(5)　箱桁内面の補剛材は一般鋼材とし、D－5 塗装系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）による塗装を施すものとする。
＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　1.6、9.4.5＞

小作田橋は耐候性鋼材を使用する
（予備設計時に確認済）。

1－2－5 無塗装耐候性鋼材
(1)　無塗装耐候性鋼材の適用地域は「第 1 編　第 4 章　4-3　形式の選定(5)」解説に示した地域とする。
(2)　無塗装耐候性鋼材を採用した橋梁では、保護性さびが発生し易い構造とする。
(3)　無塗装耐候性鋼材の桁端部及び伸縮装置は、重防食塗装 D－5 系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）を採用する。

(3) 桁の端部及び伸縮装置は非常に腐食し易い環境にあるため、さびの安定化は図れない。したがって、今後の維持管理軽減を考慮して重防食塗装 D－5 系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）を採用する。
</td><td>・「道示Ⅰ」p153～p154
・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-4</td></tr>
<tr><td>④その他の鋼材</td><td>
・以下のとおりである。
表-9.1.1　鋼材（JIS）
<table>
<tr><th>鋼材の種類</th><th colspan="2">規　　格</th><th>鋼材記号</th></tr>
<tr><td rowspan="4">1) 構造用鋼材</td><td>JIS G 3101</td><td>一般構造用圧延鋼材</td><td>SS400</td></tr>
<tr><td>JIS G 3106</td><td>溶接構造用圧延鋼材</td><td>SM400, SM490, SM490Y
SM520, SM570</td></tr>
<tr><td>JIS G 3114</td><td>溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材</td><td>SMA400W, SMA490W
SMA570W</td></tr>
<tr><td>JIS G 3140</td><td>橋梁用高降伏点鋼板</td><td>SBHS400, SBHS400W
SBHS500, SBHS500W</td></tr>
<tr><td rowspan="3">2) 鋼　　管</td><td>JIS G 3444</td><td>一般構造用炭素鋼鋼管</td><td>STK400, STK490</td></tr>
<tr><td>JIS A 5525</td><td>鋼管ぐい</td><td>SKK400, SKK490</td></tr>
<tr><td>JIS A 5530</td><td>鋼管矢板</td><td>SKY400, SKY490</td></tr>
<tr><td rowspan="3">3) 接合用鋼材</td><td>JIS B 1186</td><td>摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット</td><td>F8T, F10T</td></tr>
<tr><td>JIS B 1180</td><td>六角ボルト</td><td>強度区分 4.6, 8.8, 10.9</td></tr>
<tr><td>JIS B 1181</td><td>六角ナット</td><td>強度区分 5, 8, 10</td></tr>
<tr><td rowspan="8">4) 溶接材料</td><td>JIS Z 3211</td><td>軟鋼，高張力鋼及び低温用鋼用被覆アーク溶接棒</td><td></td></tr>
<tr><td>JIS Z 3214</td><td>耐候性鋼用被覆アーク溶接棒</td><td></td></tr>
<tr><td>JIS Z 3312</td><td>軟鋼，高張力鋼及び低温用鋼用のマグ溶接及びミグ溶接ソリッドワイヤ</td><td></td></tr>
<tr><td>JIS Z 3313</td><td>軟鋼，高張力鋼及び低温用鋼用アーク溶接フラックス入りワイヤ</td><td></td></tr>
<tr><td>JIS Z 3315</td><td>耐候性鋼用のマグ溶接及びミグ溶接用ソリッドワイヤ</td><td></td></tr>
<tr><td>JIS Z 3320</td><td>耐候性鋼用アーク溶接フラックス入りワイヤ</td><td></td></tr>
<tr><td>JIS Z 3351</td><td>炭素鋼及び低合金鋼用サブマージアーク溶接ソリッドワイヤ</td><td></td></tr>
<tr><td>JIS Z 3352</td><td>サブマージアーク溶接及びエレクトロスラグ溶接用フラックス</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="6">5) 鋳鍛造品</td><td>JIS G 3201</td><td>炭素鋼鍛鋼品</td><td>SF490A, SF540A</td></tr>
<tr><td>JIS G 5101</td><td>炭素鋼鋳鋼品</td><td>SC450</td></tr>
<tr><td>JIS G 5102</td><td>溶接構造用鋳鋼品</td><td>SCW410, SCW480</td></tr>
<tr><td>JIS G 5111</td><td>構造用高張力炭素鋼及び低合金鋼鋳鋼品</td><td>SCMn1A, SCMn2A</td></tr>
<tr><td>JIS G 4051</td><td>機械構造用炭素鋼鋼材</td><td>S35CN, S45CN</td></tr>
<tr><td>JIS G 5501</td><td>ねずみ鋳鉄品</td><td>FC250</td></tr>
<tr><td>JIS G 5502</td><td>球状黒鉛鋳鉄品</td><td>FCD400, FCD450</td></tr>
<tr><td rowspan="4">6) 線　　材
橋材二次製品</td><td>JIS G 3502</td><td>ピアノ線材</td><td>SWRS</td></tr>
<tr><td>JIS G 3506</td><td>硬鋼線材</td><td>SWRH</td></tr>
<tr><td>JIS G 3536</td><td>PC 鋼線及び PC 鋼より線</td><td>SWPR1, SWPD1, SWPR2
SWPD3, SWPR7, SWPR19</td></tr>
<tr><td>JIS G 3549</td><td>構造用ワイヤロープ</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">7) 棒　　鋼</td><td>JIS G 3112</td><td>鉄筋コンクリート用棒鋼</td><td>SR235, SD295A, SD295B
SD345, SD390, SD490</td></tr>
<tr><td>JIS G 3109</td><td>PC 鋼棒</td><td>SBPR785/1030
SBPR930/1080
SBPR930/1180</td></tr>
<tr><td>8) そ の 他</td><td>JIS B 1198</td><td>頭付きスタッド</td><td>呼び名 19, 22</td></tr>
</table>
</td><td>・「道示Ⅰ」p148～p149</td></tr>
<tr><td>⑤塗装仕様</td><td>
・外面塗装は塗装の寿命を長期化することを目的とし，普通鋼材を使用する場合は，C－5 塗装系を採用することを原則とする。

1－2－4 塗装仕様
(1)　外面塗装は C－5 塗装系を原則とする。
(2)　箱桁の内面塗装は D－5 塗装系（変性エポキシ樹脂塗料内面用）を原則とする。
＜鋼道路橋防食便覧(H26.4)　第Ⅱ編 2.2.4＞
</td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-5</td></tr>
</table>

3.2 使用材料（その 3）

項　目	設計条件	適用基準および既往資料等
⑥機械式鉄筋定着工法	・積極的に機械式鉄筋定着工法を使用する。橋台のパラペット，橋座，竪壁，底版，橋脚の梁，橋座，柱，フーチングに使用 ※配力筋やウイング組立筋等には用いない	・「機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドライン」
⑦機械式鉄筋継手工法	・以下を参考に，D38mm 以上の鉄筋に用いる。　重ね接手：D13～D25，ガス圧接：D29～D35，機械式継手：D38～D51	・「道示Ⅳ」p607（平成 24 年）

事　務　連　絡
平成 28 年 7 月 12 日

北海道開発局 事業振興部 技術管理課長補佐 殿
各地方整備局 企画部 技術管理課長 殿
沖縄総合事務局 開発建設部 技術管理課長 殿

大臣官房　技術調査課
建設システム管理企画室長

機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドラインの策定について

今後、我が国において生産年齢人口が減少することが予想されるなか、建設分野において、生産性向上は避けられない課題である。

国土交通省においては、建設現場における生産性を向上させ、魅力ある建設現場を目指す新しい取り組みである i-Construction を進めることとしており、この i-Construction を進めることによって、建設現場における一人一人の生産性を向上させ、企業の経営環境を改善し、建設現場に携わる人の賃金水準の向上を図るとともに、安全性の確保を推進していくものである。

今般、i-Construction のトップランナー施策である「全体最適の導入（コンクリート工の規格の標準化等）」を進める中で、これを後押しする要素技術の一般化に向けて、鉄筋の組立て作業の効率化に資する「機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドライン」（別紙１）を策定したので、RC 構造物の設計・施工にあたって採用されたい。

具体的には、別紙２の特記仕様書記載例を参考に今後の土木設計業務において、積極的に機械式鉄筋定着工法を採用するものとする。

また、既発注工事においても当該ガイドラインに基づき、機械式鉄筋定着工法を積極的に採用するものとし、その際は適切に設計変更を実施することとする。

【問い合わせ先】
大臣官房 技術調査課 堤　（μ22-333）
上平（μ22-356）

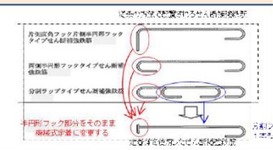
機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドライン

背景と目的

・鉄筋コンクリート構造物の配筋施工が困難
　高密度配筋のケースなど，鉄筋加工組立が生産性向上を阻む場合有り
　熟練工の不足，鉄筋組立時の負担解消の必要性

・機械式鉄筋定着工法導入による施工効率の向上
　端部フックを機械式定着体とすることにより，鉄筋組立を容易にできる。

機械式定着鉄筋工法適切に活用するためのガイドラインを整備し，一般に広く普及できるようにすべき



・機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドライン（案）策定

ガイドラインの骨子

1. 適用範囲の明確化
　・使用頻度が高いと思われる，せん断補強鉄筋・横拘束筋を対象
　・建設技術審査証明等により，公的に性能が確認された工法を対象

2. 用途の明確な区分（下記の2種）
　・せん断破壊防止のために用いるせん断補強鉄筋用途
　・耐震性能向上のために用いる横拘束筋用途

3. 用途に応じた適用性の判断方法を提示
　■せん断破壊防止のために用いるせん断補強鉄筋用途の場合
　　・機械式定着鉄筋の引張強度，引抜き強度，せん断強度の確認*）
　　・機械式定着鉄筋の径，種類の確認
　■耐震性能向上のために用いる横拘束筋用途の場合
　　・上記に加え，じん性の確認

注＊）審査証明書の記載で確認可

【配筋図への注記例】

1）機械式鉄筋定着工法は、建設技術審査証明を取得している定着工法を採用すること。
（図面表記は一例であり工法を指定するものではない）
2）採用した機械式鉄筋定着工法によってかぶりが変わるため、規定のかぶりが確保できていることを確認すること。
また、鉄筋長は使用する工法の定着体に合わせて算出すること。
3）定着体の設置方向は、施工条件に応じて定着体と半円形フックの設置方向を変更しても良い。
4）施工者は、使用製品の性能と施工方法、管理方法の承認を得て工事を実施すること。

3．鉄筋の継手の選定に関する参考資料

表-参 3.1 に，実態調査の結果を踏まえて整理した一般的な施工条件における鉄筋径別の継手を示す。D29 以上の鉄筋では，施工性等の理由から一般に重ね継手は用いられず，ガス圧接継手や機械式継手が用いられている。また，D38 以上の鉄筋の場合には，施工品質の確保の容易さなどの理由により機械式継手が採用される傾向にある。

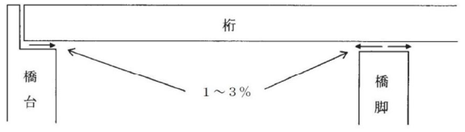
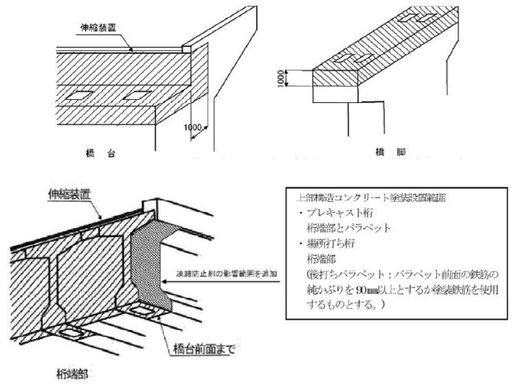
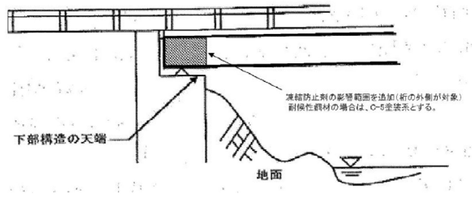
なお，7.8 に規定しているように，継手方法を選定する際には，鉄筋径だけでなく鉄筋の種類，応力状態，継手位置，施工性，継手機構の明確さ，環境条件が品質に及ぼす影響等を考慮する必要がある。

表-参 3.1　一般的な施工条件における鉄筋の継手

	～D16	D19～D25	D29～D35	D38～D51
重ね継手	◎	◎		
ガス圧接継手		○	◎	○
機械式継手		○	◎	◎

（◎：比較的多用されている継手，○：用いられている継手）

3.3 耐久性

項　目	設計条件	適用基準および既往資料等
①塩　害	・塩害の影響地域：該当しない  本路線は凍結抑制剤の散布がある。地山近接や交差道路はない。 (1)地山近接・交差道路の凍結抑制剤対策 ・コンクリート橋では純かぶりを適切に設定（塩害対策区分Ⅰが望ましい） ・鋼橋では鋼材に応じて防錆防食仕様を設定 (2)本線の凍結抑制剤対策は，地覆や剛性防護柵の水セメント比を規定する。 （高炉セメントで 55%以下、普通セメントで 50%以下） **表 2－23　耐候性鋼材を無塗装で使用する場合の適用地域** 地域区分：日本海沿岸部／海岸線から 20km を越える地域 太平洋沿岸部／海岸線から 2km を越える地域 (1)　適用範囲 凍結抑制剤散布による影響を受ける橋梁の地覆・剛性防護柵、地山に近接する橋、並列橋、交差道路に凍結抑制剤が散布されるこ道橋本体に適用するものとする。 (2)　地覆・剛性防護柵 地覆・剛性防護柵のコンクリートは、高炉セメントを用いる場合は水セメント比を 55%以下、普通セメントを用いる場合は 50%以下とする。 (3)　鋼橋 地山に近接する橋、並列橋、交差道路に凍結抑制剤が散布されるこ道橋として建設される鋼橋における凍結抑制剤散布に対する対策は、鋼材の種類に応じた防せい防食方法とするものとする。 普通鋼材　：塗装、金属被覆（亜鉛溶射、アルミ溶射等） 耐候性鋼材：ニッケル系高耐候性鋼材（耐候性鋼材を無塗装で使用しない） (4)　コンクリート橋 地山に近接する橋、並列橋、交差道路に凍結抑制剤が散布されるこ道橋として建設されるコンクリート橋については、周辺の既設上部構造の損傷状況等を十分に把握し、適切な対策区分（道路橋示方書・コンクリート橋編表－5.2.1）を想定して必要な最小純かぶりを確保するものとする。	・「道示Ⅲ」 p183～p184 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-98～p2-100
②桁端部	・以下のとおりである。 桁端部に位置する下部構造頂部にはコンクリート塗装を施す。 また耐候性鋼材裸仕様の桁についても、下部構造の天端まで塗装を施す。 10－5 耐久性向上のための構造細目 (1)　適用範囲 全橋に適用する。 (2)　下部構造頂部の排水処理として、橋台、橋脚の桁座面は、水が溜まらないように勾配をつけるものとする。 (3)　コンクリート橋の桁端および桁端部に位置する下部構造頂部（全橋）は、コンクリート塗装により保護するものとする。 なお、PC 部材には塗装仕様 CC－A を、RC 部材には塗装仕様 CC－B を適用するものとする。 (2) 下部構造頂部は、伸縮装置からの漏水の他、支承部廻りは一般に風通しが悪く、塵芥や結露水が溜まるなど腐食・劣化しやすい環境にある。このため、橋軸直角方向に水平な場合は、水が溜まらないよう橋軸方向に下図のような 1～3%程度の勾配をつけるものとする。  図 2－86　下部構造頂部の縦断方向の勾配 (3) コンクリート橋桁端および桁端部に位置する下部構造頂部は、伸縮装置からの漏水などによりコンクリートが凍結融解作用などを受けて劣化しやすいため、図 2－87 に示す範囲にコンクリート塗装を施すものとする。また、伸縮装置においては、地覆立ち上がり部から漏水しない構造とするものとする。   (1) 桁端部の塗装について 1）パラペット先行施工の場合は、パラペットはコンクリート塗装とし、端横桁に塗装鉄筋を使用するものとする。 2）端横桁先行施工の場合は、パラペット前面鉄筋を塗装鉄筋とし、端横桁にコンクリート塗装を施すものとする。 (2) 下部構造頂部の塗装について 1）橋台については、橋座部全面にコンクリート塗装を施すものとする。 2）橋脚については、伸縮継手が有る場合は橋座部全面にコンクリート塗装を施すものとし、伸縮継手が無い場合はコンクリート塗装は行わないものとする。 3）側面の１ｍの範囲は、凍害による劣化防止として施工するものであり、橋座面に雪や雨水が溜まらず凍結しないと判断される場合は不要とする。 図 2－87　コンクリート塗装設置範囲	・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-100～p2-101

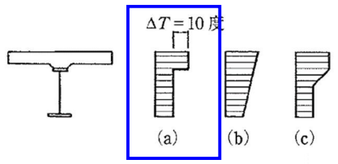
3.4 コンクリート系床版を有する鋼桁（その 1）

項　目	設計条件	適用基準および既往資料等
①適用基準	・「道路橋示方書・同解説　Ⅱ鋼橋・鋼部材編　14 章コンクリート系床版を有する鋼桁」に準拠する。 ・床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を適切に考慮した，合成桁として設計する。 ・なお片側交互通行で床版打ち換え可能な非合成桁の照査も行う（非合成の設計で鋼桁の板厚を決定して，合成桁の照査する）。 全止めさける（福島県要望） 14.1　一　　般 14.1.1　適用の範囲 この章は，コンクリート系床版を有する鋼桁の設計に適用する。なお，この章に規定しない鋼桁部分の設計は 13 章，床版部分の設計については 11 章の規定による。 非合成桁は「H29 道示」の適用範囲外になっている。 コンクリート系床版を有する鋼桁の設計について規定している。コンクリート系床版を有する鋼桁には，床版のコンクリートと鋼桁とが桁の全長にわたって，両者が一体となって働くように結合し，コンクリート系床版を鋼桁と一体に桁断面として考慮する設計を行う場合のほか，コンクリート系床版を桁の耐荷力設計上の有効断面として全く考慮しない設計や，鋼桁との合成作用を完全には考慮しない設計も行われてきた。この示方書の規定は，このような設計を行う場合についても適用できるものの，コンクリート系床版と鋼桁が全長にわたって適切に結合され，両者が一体となった合成断面として扱う設計を行う場合以外については，合成効果を不完全な形で考慮できる結合方法を含め具体的な照査方法や構造細目などの規定を普遍的に示すことが困難であるために規定されていない。 そのため，コンクリート系床版と鋼桁の合成効果を完全には見込まない設計を行う場合や，この示方書に規定される以外のずれ止めを用いるなどの場合には，実際に生じるコンクリート系床版と鋼桁の合成作用の影響も適切に考慮して，床版及び鋼桁の双方が確実に所要の性能を発揮できるように照査方法から慎重に検討する必要がある。 合成作用を完全合成として考慮する桁構造である合成桁には，単純合成桁のほかにプレストレスを導入する連続合成桁及びプレストレスしない連続合成桁が含まれる。 連続合成桁は，負の曲げモーメントによって床版のコンクリートに生じる引張応力への対応のために，支点の上昇降下，PC 鋼棒の緊張等によるプレストレスの導入が必要であり，設計及び施工が煩雑となる。このような煩雑さが緩和される方法としてプレストレスしない連続合成桁もあり，これについても本章の規定の多くは適用可能である。 一方で，コンクリート系床版と鋼桁の合成作用を鋼桁全長にわたって完全な形では設計上考慮しない桁形式として，弾性合成桁，断続合成桁，部分合成桁などの実績があるが，これらについては上記のように，設計方法などやずれ止めの形式や配置の方法によっても，その性能は大きく異なり，この示方書ではこれらについて具体的な照査方法などは規定していない。 このほか，トラス上弦材にコンクリート系床版を合成させた合成トラス，軽量骨材コンクリートを用いた合成桁，プレキャスト床版を用いた合成桁の実例もあり，これらについても，この章の多くの規定は準用できるものの，多様な構造条件に対して要求性能を満足できる普遍的な照査基準は確立しておらず，構造条件に応じて本章の規定によらず所要の性能が満足されるよう設計を行う必要がある。 プレストレスを導入する連続合成桁の場合，応力調整を伴う現場の施工管理に十分注意する必要がある。また，プレストレスしない連続合成桁の場合，床版のコンクリートに生じるひび割れに対する処置等，設計及び施工には慎重な配慮が必要である。更に，斜橋や曲線橋に合成桁を用いる場合は，斜橋では端部回転軸の違いやたわみ差による床版のねじり，曲線橋では桁ねじり等により，床版に大きな付加的な力が作用することがあるので慎重な配慮が必要である。	・「道示Ⅱ」p373
②床版の合成作用の取り扱い	・以下のとおり。 14.1.2　床版の合成作用の取り扱い (1)　コンクリート系床版を有する鋼桁の設計にあたっては，床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を適切に考慮しなければならない。 (2)　コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては，桁の変形，断面力及び不静定力を適切に評価するとともに，引張応力が生じる部分のコンクリートの断面を適切に評価して桁断面の応力を算出しなければならない。 (3)　(4)及び(5)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。 (4)　桁断面の応力を算出する場合，コンクリート系床版と鋼桁との合成作用の取扱いは，表-14.1.1 に示すとおりとする。 (5)　桁断面の弾性変形及び不静定力を算出する場合は，表-14.1.1 によらず，コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮する。 表-14.1.1　合成作用の取扱い 曲げモーメントの種類 / 合成作用の取扱い / 摘要 正：コンクリート系床版を桁の断面に算入する 負：引張応力が生じる床版において，コンクリートの断面を有効とする設計を行う場合：コンクリート系床版を桁の断面に算入する 負：引張応力が生じる床版において，コンクリートの断面を無視する設計を行う場合：コンクリート系床版の橋軸方向鉄筋のみ桁の断面に算入する	・「道示Ⅱ」p374～p376

3.4 コンクリート系床版を有する鋼桁（その 2）

項　目	設計条件	適用基準および既往資料等
③床版のコンクリートの設計基準強度	・床　版：σck=27N/mm²以上（合成作用考慮・プレストレス無し）→　σck=30N/mm²とする (1) 床版のコンクリートの設計基準強度は，所要の強度が確保できるようにするほか，床版の耐久性を考慮して定めなければならない。 (2) 床版のコンクリートの設計基準強度の決定にあたっては，試験練り又は実績等により，施工時に有害なひび割れが生じないことを確認する。 (3) (4)から(6)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。 (4) 床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は，24N/mm² 以上とする。ただし，床版にプレストレスを導入する場合はⅠ編 9.2.3 の規定による。 (5) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮して設計する床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は，床版にプレストレスを導入しない場合に 27N/mm² 以上，プレストレスを導入する場合に 30N/mm² 以上とする。 (6) 鋼コンクリート合成床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は，床版のコンクリートと鋼桁との合成作用の考慮の有無に関わらず 30N/mm² 以上とする。 レディーミクストコンクリート標準仕様基準 （無筋及び鉄筋別／区別番号／コンクリート種類別／呼び強度(N/mm2)／スランプ(cm)／粗骨材最大寸法(mm)／最小セメント使用量(kg/m3)／水セメント比(%)／セメントの種類（参考）／構造物の種類／備考） 無筋コンクリート ② 普通 18 8 40 － 60以下 高炉セメント(B種) 均しコンクリート、基礎コンクリート、側溝(U、L型)、管渠巻立、練木積、石積(径ｲﾝﾄﾛｯｸ積(張)の裏込･裏込、ガードケーブル基礎(端末支柱)、トンネル覆工(インバート)、擁壁、水路、重力式構造物(橋台)、護岸(法留、平張)、根固ブロック ③ 18 8 40 － 55以下 高炉セメント(B種) 海岸堤造物、消波ブロック ④－1 18 15 40 270 60以下 高炉セメント(B種) トンネル覆工(NATM、小断面、矢板工法アーチ、側壁) ⑤ 18 5 40 － 60以下 高炉セメント(B種) 砂利敷程(張体、側壁、水叩) ⑥ 21 5 40 － 60以下 高炉セメント(B種) 同　上(壁冠部) ⑦ 設計基準強度18 3 25 265 60以下 高炉セメント(B種) コンクリート張 鉄筋コンクリート ⑧ 21 8 40 － 55以下 高炉セメント(B種) 側溝蓋、井筒、導面、堰、水門、ポンプ場 ⑧－2 21 12 40 － 55以下 高炉セメント(B種) ⑨ 21 8 25 － 55以下 高炉セメント(B種) 同　上 ⑨－2 21 12 25 － 55以下 高炉セメント(B種) ⑩ 21 8 40 300 45以下 高炉セメント(B特) 同　上(海水の影響を受ける構造物) ⑩－2 21 12 40 300 45以下 高炉セメント(B種) ⑪ 21 8 25 330 45以下 高炉セメント(B種) 同　上(同　上) ⑪－2 21 12 25 330 45以下 高炉セメント(B種) ⑫ 24 8 25 － 55以下 高炉セメント(B種)又は普通ポルトランドセメント ラーメン構造物(σck=30kg/cm²)、RCスラブ、RCT桁、RCホロースラブ、地覆、橋梁下部、耐性防護柵、胸壁、函渠、翼門(管) 給水下部、胸壁、函渠、翼門(管)については必要がない場合に限り(B特)を採用する。 ⑫－2 24 12 25 － 55以下 高炉セメント(B種)又は普通ポルトランドセメント ⑬ 24 8 40 － 55以下 高炉セメント(B種) 張硬 ⑬－2 24 12 40 － 55以下 高炉セメント(B種) ⑭ 24 8 25 300 55以下 普通ポルトランドセメント 非合成桁床版 ⑭－2 24 12 25 300 55以下 普通ポルトランドセメント ⑮－1 30 18 40 350 55以下 高炉セメント(B特) リバース杭、ベノト杭 ⑮－2 30 18 25 350 55以下 高炉セメント(B種) 同　上 ⑯ 30 8 25 － 55以下 普通ポルトランドセメント又は早強ポルトランドセメント PC橋(横桁、床版)、合成桁床版、プレテン桁中詰、PCホロースラブ中詰 ⑯－2 30 12 25 － 55以下 普通ポルトランドセメント又は早強ポルトランドセメント	・「道示Ⅱ」p384 ・東北地整ﾚﾃﾞｨｰﾐｸｽﾄｺﾝｸﾘｰﾄ標準仕様基準
④床版のコンクリートと鋼材とのヤング係数比	・床版のコンクリートと鋼材のヤング係数比は n=7 とする。 (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては，桁の弾性変形，断面力及び不静定力等の算出に用いる鋼材と床版のコンクリートとのヤング係数比を適切に設定する。 (2) 床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} が 27N/mm² から 35N/mm² までの範囲において，床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する設計を行う場合には，桁の弾性変形，断面力及び不静定力等の算出に用いる床版のコンクリートと鋼材とのヤング係数比 n は，7 を標準としてよい。	・「道示Ⅱ」p377

3.4 コンクリート系床版を有する鋼桁（その 3）

項　目	設計条件	適用基準および既往資料等
⑤床版のコンクリートのクリープ	・合成断面としての床版のコンクリートに持続荷重による応力が作用する場合，床版のコンクリートのクリープによる応力度の算出に用いるクリープ係数は，$\phi 1=2.0$ とする。 (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたって，床版のコンクリートに持続荷重による応力が作用する場合には，床版のコンクリートのクリープによる応力度の算出において，その影響を適切に評価しなければならない。 (2) 合成断面としての床版のコンクリートに持続荷重による応力が作用する場合，床版のコンクリートのクリープによる応力度の算出に用いるクリープ係数 φ_1 は 2.0 を標準としてよい。 クリープ係数はコンクリートの養生，湿潤等の状態や品質に関係し，材齢の若い時期から死荷重やプレストレス力等のように継続的に作用する荷重（持続荷重）を作用させるほど大きくなる。一般に，道路橋の置かれる気象状態及び 14.3.8 に示される合成作用の始まる時期を考慮すると，クリープ係数は $\varphi_1=2.0$ としてよいと考えられる。ただし，早期に荷重を与えることが予想される場合はクリープ係数の割増しを考慮する必要がある。	・「道示Ⅱ」p378
⑥床版のコンクリートと鋼桁との温度差	・床版のコンクリートと鋼桁との温度差は 10 度（一様分布）とする。 (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては，床版のコンクリートと鋼桁との温度差の影響を適切に考慮しなければならない。 (2) (3)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮して設計する場合において，著しい温度差が生じる場合以外は，床版のコンクリートと鋼桁との温度差として 10 度を考慮し，温度分布は床版のコンクリート及び鋼桁においてそれぞれ一様とすることを標準とする。  図-解 14.2.3　温度差の分布状態	・「道示Ⅱ」p381
⑦床版のコンクリートの乾燥収縮	・最終収縮度 $\varepsilon_s=20\times10^{-5}$ とする。　クリープ係数 $\phi 2=2\phi 1=4.0$ とする。 (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては，床版のコンクリートの乾燥収縮による影響を適切に考慮しなければならない。 (2) (3)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。 (3) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮して設計する場合に，床版のコンクリートの乾燥収縮による応力の算出に用いる最終収縮度 ε_s は 20×10^{-5} を，クリープ係数 φ_2 は $\varphi_2=2\varphi_1=4.0$ をそれぞれ標準とする。 (3) 床版のコンクリートの自由な収縮が鋼桁により拘束されるので，コンクリートに引張応力が生じるが，これが持続応力として働くためにクリープが生じ，その結果，収縮による応力度変化は緩和される。収縮が生じるときのコンクリートの材齢は非常に若く，また収縮の大部分は早期に終了するので，クリープ係数 φ_2 としては，材齢による補正係数を 2 にとり，$\varphi_2=2\varphi_1=4.0$ としている。	・「道示Ⅱ」p382

<table>
<tr><th colspan="3">3.5 上部構造（鋼鈑桁：その 1）</th></tr>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td colspan="2">① 設計の基本</td><td>・格子構造解析
(1)　設計にあたっては、上部構造形式の特性を十分に考慮するものとする。
(2)　構造の簡素化・統一化を図るものとし、運搬、架設、維持管理、景観などを考慮した設計を行なうものとする。
(3)　設計にはライフサイクルコストを考慮する。
(4)　計算理論は、原則として任意形格子理論によるものとする。
(5)　仮定鋼重と仮定剛度は、実際値との照査を行なうものとする。
(6)　床版は RC 床版、PC 床版、合成床版などその橋梁に適したものを採用する。</td><td>・「道示Ⅲ」 p307
・「土木設計マニュアル橋梁編」 p4-1</td></tr>
<tr><td rowspan="2">②弾性係数</td><td>床版コンクリート</td><td>・Ec=2.80×10⁴(N/mm²)
表-4.2.3　コンクリートのヤング係数　(N/mm²)<table><tr><td>設計基準強度</td><td>21</td><td>24</td><td>27</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td><td>80</td></tr><tr><td>ヤング係数</td><td>2.35×10⁴</td><td>2.50×10⁴</td><td>2.65×10⁴</td><td>2.80×10⁴</td><td>3.10×10⁴</td><td>3.30×10⁴</td><td>3.50×10⁴</td><td>3.70×10⁴</td><td>3.80×10⁴</td></tr></table></td><td>・「道示Ⅲ」 p46</td></tr>
<tr><td>鉄　筋</td><td>・鉄　筋：Ep=2.00×10⁵(N/mm²)
表-4.2.1　鋼材に関する定数<table><tr><th>鋼　種</th><th>定数</th></tr><tr><td>鋼及び鋳鋼のヤング係数</td><td>2.00×10⁵N/mm²</td></tr><tr><td>PC 鋼線のヤング係数</td><td>2.00×10⁵N/mm²</td></tr><tr><td>PC 鋼より線のヤング係数</td><td>1.95×10⁵N/mm²</td></tr><tr><td>PC 鋼棒のヤング係数</td><td>2.00×10⁵N/mm²</td></tr><tr><td>鋳鉄のヤング係数</td><td>1.00×10⁵N/mm²</td></tr><tr><td>鋼のせん断弾性係数</td><td>7.70×10⁴N/mm²</td></tr><tr><td>鋼及び鋳鋼のポアソン比</td><td>0.30</td></tr><tr><td>鋳鉄のポアソン比</td><td>0.25</td></tr></table></td><td>・「道示Ⅲ」 p45</td></tr>
<tr><td>③主桁の応力度特性値</td><td>鋼　材</td><td>・以下のとおりである。
表-4.1.1　構造用鋼材の強度の特性値 (N/mm²)<table><tr><td></td><td>鋼種 / 鋼材の板厚(mm)</td><td>SS400
SM400
SMA400W</td><td>SM490</td><td>SM490Y
SM520
SMA490W</td><td>SBHS400
SBHS400W</td><td>SM570
SMA570W</td><td>SBHS500
SBHS500W</td></tr><tr><td rowspan="3">引張降伏
圧縮降伏</td><td>40 以下</td><td>235</td><td>315</td><td>355</td><td rowspan="3">400</td><td>450</td><td rowspan="3">500</td></tr><tr><td>40 を超え 75 以下</td><td rowspan="2">215</td><td rowspan="2">295</td><td>335</td><td>430</td></tr><tr><td>75 を超え 100 以下</td><td>325</td><td>420</td></tr><tr><td>引張強度</td><td>—</td><td>400</td><td>490</td><td>490 (520)¹⁾</td><td>490</td><td>570</td><td>570</td></tr><tr><td rowspan="3">せん断降伏</td><td>40 以下</td><td>135</td><td>180</td><td>205</td><td rowspan="3">230</td><td>260</td><td rowspan="3">285</td></tr><tr><td>40 を超え 75 以下</td><td rowspan="2">125</td><td rowspan="2">170</td><td>195</td><td>250</td></tr><tr><td>75 を超え 100 以下</td><td>185</td><td>240</td></tr><tr><td rowspan="6">支圧</td><td rowspan="3">鋼同士の支圧強度²⁾
鋼板と鋼板との</td><td>40 以下</td><td>235</td><td>315</td><td>355</td><td rowspan="3">400</td><td>450</td><td rowspan="3">500</td></tr><tr><td>40 を超え 75 以下</td><td rowspan="2">215</td><td rowspan="2">295</td><td>335</td><td>430</td></tr><tr><td>75 を超え 100 以下</td><td>325</td><td>420</td></tr><tr><td rowspan="3">その場合の支圧強度はヘルツ公式で算出する</td><td>40 以下</td><td rowspan="3">1,250</td><td rowspan="3">1,450</td><td rowspan="3">—</td><td rowspan="3">—</td><td rowspan="3">—</td><td rowspan="3">—</td></tr><tr><td>40 を超え 75 以下</td></tr><tr><td>75 を超え 100 以下</td></tr></table>注：1)　(　) は SM520 材の引張強度の特性値を示す。
2)　曲面接触において，図-4.1.1 に示す r_1 と r_2 との比 r_2/r_1 が，円柱面と円柱面は 1.02 未満，球面と球面は 1.01 未満となる場合は，平面接触として取り扱う。この場合の支圧強度は，投影面積について算出した強度に対する値である。</td><td>・「道示Ⅱ」 p46</td></tr>
</table>

3.5 上部構造（鋼鈑桁：その 2）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
④床版の応力度制限値	コンクリート（床板）	・以下のとおりである。 表-6.3.1 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合の鉄筋の引張応力度の制限値（N/mm²） 部材の種類＼鉄筋の種類：SD345 ／ SD390 ／ SD490 一般の部材：180 床版を兼用するフランジ：120 表-6.3.2 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリートの圧縮応力度の制限値（N/mm²） 応力度の種類＼コンクリート設計基準強度：21 ／ 24 ／ 27 ／ 30 1) 曲げ圧縮応力度の制限値：7.0 ／ 8.0 ／ 9.0 ／ 10.0 2) 軸圧縮応力度の制限値：5.5 ／ 6.5 ／ 7.5 ／ 8.5 表-6.3.3 耐久性に配慮した場合のコンクリート押抜きせん断応力度の制限値（N/mm²） 応力度の種類＼コンクリート設計基準強度：21 ／ 24 ／ 27 ／ 30 ／ 40 ／ 50 ／ 60 ／ 70 ／ 80 押抜きせん断応力度：0.85 ／ 0.90 ／ 0.95 ／ 1.00 ／ 1.20 ／ 1.40 ／ 1.50 ／ 1.50 ／ 1.50	・「道示Ⅲ」p168
	鉄　筋	・以下のとおりである。 項目 ／ 単位 ／ 制限値 鉄筋材質 ／ － ／ SD345 降伏点応力度 ／ N/mm² ／ 345 引張応力度 耐久性（疲労） ／ N/mm² ／ 180 引張応力度 上記以外 ／ N/mm² ／ 210	・「道示Ⅲ」p188
⑤床版	最大支間	・主げた，縦けたの配置に準拠し，床板の損傷を考慮し，3.0m 程度以下とする。 3－1 主げたの配置 (1) 主げたまたはトラス橋などの縦げたは、大型車両の車輪の軌跡が床版に与える影響を考慮してその配置を定めるものとする。 (2) 主げた、または縦げたの間隔は、原則として 3.0m 程度以下とする。 (3) 主げたの配置は、床版の耐久性を重視して設定するのがよい。 床版の厚さは、大型車両の交通量、支持桁剛性の特性などを考慮した次式によるものとする。 $d=k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$ ここに、d ＝床版の厚さ（cm）（仕様等1/2を基本とする。ただし d_0 を下回らないこと） d_0 ＝道示Ⅱ6.2.5に規定される床版の最小厚（cm）（小数第2位を四捨五入し小数第1位まで求める。ただし 16cm を下回らないこと） k_1 ＝大型車両の交通量による係数で、表4－2による。 k_2 ＝支持げたの剛性の特性によって生じる床版のモーメント係数で、 $k2=0.9\sqrt{(0/30)} \geq 1.0$ として与えられる。 表 4－2 大型車両の交通量による係数（k_1） 1方向あたりの大型車両の計画交通量（台／日） ／ 係　数（k1） 500 未満 ／ 1.10 500 以上 1,000 未満 ／ 1.15 1,000 以上 2,000 未満 ／ 1.20 2,000 以上 ／ 1.25 <道路構示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編 9.2.5>	・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-9～p4-18
	床板厚	・193 台/日÷2=97 台/日/方向　（H27 交通センサス）より，500 台/日/方向未満 ・大型車両の交通量による係数 K1＝1.1	
	配筋	・鉄筋の中心間隔は，引張鉄筋については 10cm，12.5cm，15cm とし，圧縮鉄筋は引張側の 2 倍とする。	
	ハンチ	・ハンチは上フランジ上面から立ち上げるものとする。 ・桁高は上フランジ条件から腹板下端までの「下にげ」とする。 ・ハンチ形状は、フランジ幅が一定であるため，ハンチ高と床版の横断こう配が一定の場合は全長を一定とする。 ・ハンチ高または床版の横断こう配が変化する場合は，最大のハンチ高で 1：3 より緩やかな傾斜としてハンチの上幅を決定し，この上幅を一定にしてハンチの傾斜を変化させる。 20 (a) I げた ハンチ高と床版の横断こう配が一定の場合 図 4－12　ハンチ形状	
	桁端床版	・斜角が 70° 未満で主鉄筋を主げた直角方向に配置する場合，および支承線が法線方向と異なる曲線橋の支承部付近は，斜角の影響を受けるので，支承線方向に鉄筋を配置するものとする。 θ p p：鉄筋間隔は橋軸方向とする。 図 4－6　主鉄筋の配置方向（斜角 90° ＞θ≧70° の場合）	
	床版コンクリート打設	・床版を支持する構造に局部的な変形を与えたり，許容応力度をこえないようにする。 ・左右対称に打設するようブロック割を計画し，死荷重応力と変形のバランスを図る。 ・打継目は、欠陥を生じやすいのでその数をできるだけ少なくする。 ・後から打設されるコンクリートによるけたの変形により、先に打設されたコンクリートに引張り応力を生じさせないよう、施工段階ごとに計算を行い，安全性を検討する。 ② ③ ① ③ ① ③ ② (c)　4 径間連続げた橋	

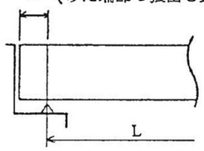
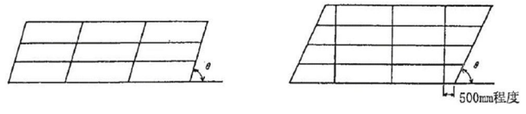
<table>
<tr><th colspan="3">3.5 上部構造（鋼鈑桁：その 3）</th></tr>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td rowspan="2">⑥I 桁</td><td>断面構成
桁端張出し長</td><td>・以下を踏まえて計画する。 ※
(1)　フランジの最大幅は、腹板高の 1/3 程度とする。
(2)　フランジの最小幅は 200㎜ で、かつ腹板高の 1/6 程度とする。
(3)　カバープレートは、原則として使用しないものとする。
ℓ （けた端部の張出し長）
 

表 4−6　けた端部の張り出し長
支間長 L（m）｜張出し長 1（mm）
L≦20｜200～250
20＜L≦30｜250～300
30＜L｜300～500</td><td>・「道示Ⅱ」p373
・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-35</td></tr>
<tr><td>横桁・横構の配置</td><td>・以下のとおりである。
(1) 斜角 70° 以上の場合は、横げたは斜め配置でよいが、70° 未満では直角配置とする。
 

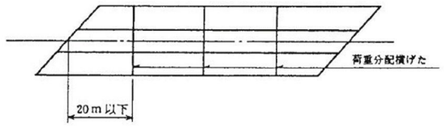
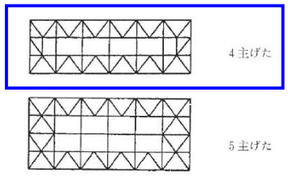
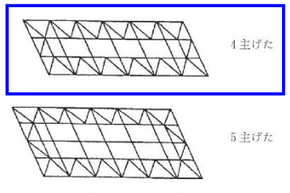
(a)　斜め配置（斜角 θ≧70°）　(b)　直角配置（斜角 θ＜70°）
図 4−20　横げたの配置
(2) 荷重分配横げたの間隔は、20m 以下とする。
 

図 4−21　荷重分配横げたの配置
 

a) 直橋の場合
 

b) 斜橋で斜角が 70° 以上の場合</td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-27, p4-36</td></tr>
</table>

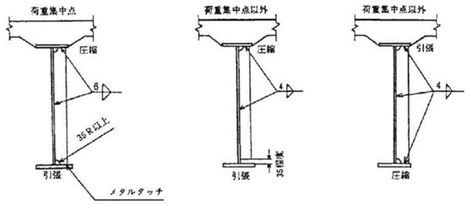
<table>
<tr><th colspan="3">3.5 上部構造（鋼鈑桁：その 4）</th></tr>
<tr><th>項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td>⑦垂直補鋼材</td><td>・以下のとおりである。
(1)　垂直補剛材の間隔は、道示Ⅱ11.4.3の規定を満足するとともに、横げた、対傾構、横溝の取り付け位置などを考慮し、決定するものとする。
(2)　支点部の垂直補剛材は、原則として腹板の両側に対称に設け、フランジの両縁に達するまで伸ばすものとし、垂直補剛材とフランジとは溶接するものとする。
(3)　支点部以外の垂直補剛材の取り付け方は、次のとおりとする。
1)　垂直補剛材と圧縮フランジとは溶接するものとする。
2)　荷重集中点の垂直補剛材と引張フランジとは、原則として溶接せず密着させるものとする。
3)　荷重集中点以外の垂直補剛材と引張フランジは、適当な間隔をあけて取り付けるものとする。
4)　床版に接する引張フランジと垂直補剛材とは溶接するものとする。
(4)　支点部の垂直補剛材と腹板との連結は、垂直補剛材が全集中荷重をうけるものとして設計するものとする。　＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　11.4.3、11.5.2＞
(5)　鋼げた支承部では、支承縁端直上の腹板に垂直補剛材を設けることを基本とする。　＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　11.4.5＞
 

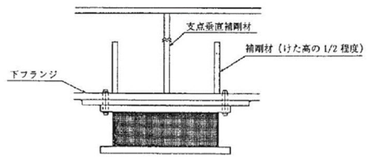
図 4－37　支点部以外の垂直補剛材の取り付け方
 

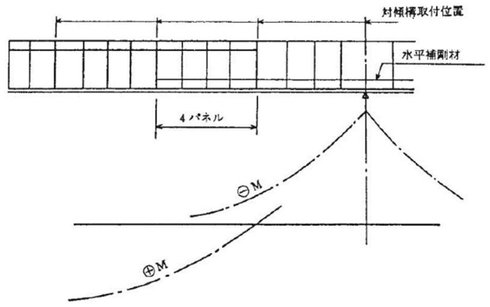
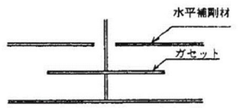
図 4－39　垂直補剛材による支承上の腹板の補強例</td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-37</td></tr>
<tr><td>⑧水平補鋼材</td><td>・以下のとおりである。
(1)　水平補剛材は、原則として垂直補剛材と同一面に設置するものとする。
(2)　連続げたで交番応力となる部分の水平補剛材は、1対傾構間隔程度の範囲において上下の水平補剛材をラップさせるものとする。
 

図 4－43　交番応力区間の水平補剛材
 

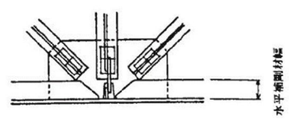
 

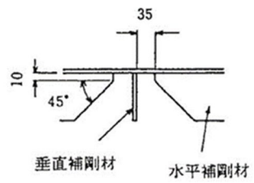
図 4－45　水平剛材と横構部材との取り合い
 

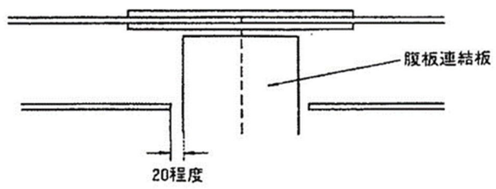
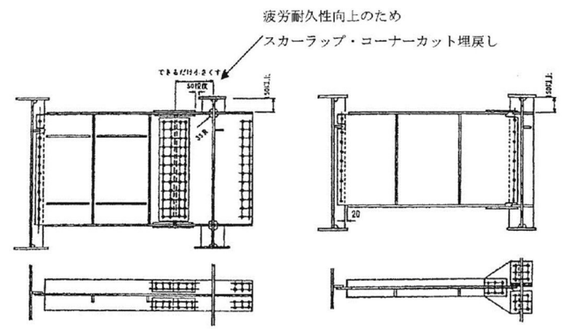
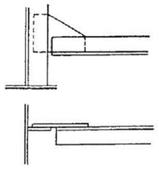
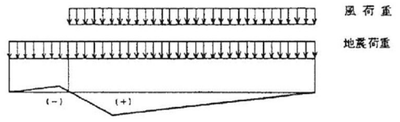
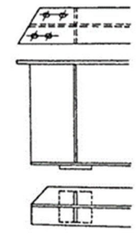
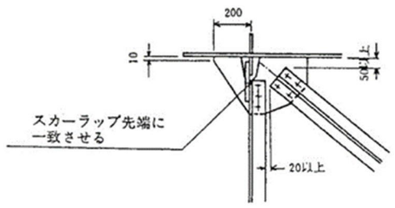
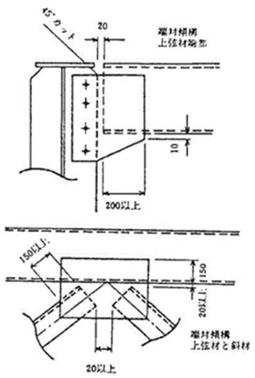
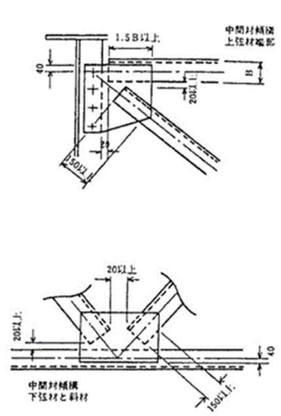
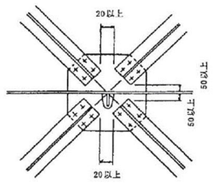
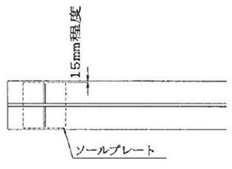
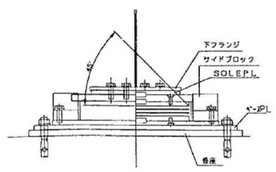
図 4－44　水平補剛材と垂直補剛材の離れ
 

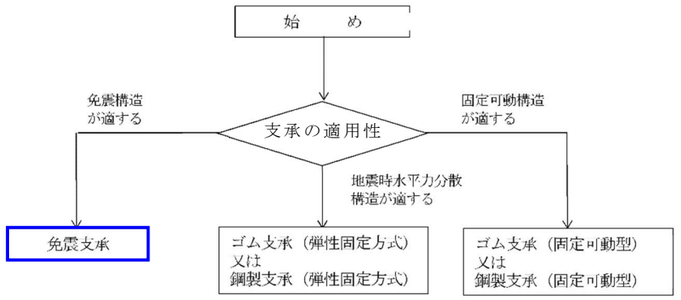
図 4－44－1　水平補剛材と連結板の離れ</td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-39</td></tr>
<tr><td>⑨荷重分配横桁</td><td>・以下のとおりである。
(1)　床版が3本以上のけたで支持され、かつけたの支間が10mをこえる場合は、これらのけたの間に剛な荷重分配横げたを設けるものとする。
(2)　荷重分配横げたの間隔は20mをこえないものとする。
(3)　主げたとの連結構造は、応力の伝達を考慮するものとする。
 

(a)　フランジボルトが8本を越える場合　　(b)　一般橋梁の場合
図 4－46　主げたと荷重分配横げたの連結構造</td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-41</td></tr>
</table>

3.5 上部構造（鋼鈑桁：その 5）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
⑩対傾構		・以下のとおりとする。 (1)　支点上には、必ず対傾構を設けるものとする。 (2)　中間対傾構は 6m 以内で、かつフランジ幅の 30 倍をこえない間隔で設けるものとする。 ＜道路橋示方書 (H24. 3) Ⅱ鋼橋編　11. 6. 2＞  図 4－47　端対傾構のガセットの取り付け	・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-42
⑪横構		・以下のとおりとする。 (1)　支間が 25m をこえる場合には、下横構を設けるものとする。 (2)　下横構には、風荷重と地震荷重が等分布で作用するものとし、風荷重に対してはその部材に最も不利なように、地震荷重に対しては均等に載荷するものとする。 (3)　下横構に作用する横荷重は全横荷重の 1/2 とする。 (4)　下横構の標準的な配置は「4－3 横桁・横構の配置」によるものとする。 ＜道路橋示方書 (H24. 3) Ⅱ鋼橋編　11. 6. 3＞  風荷重に対してはまたは A(min) または A(max)、地震荷重に対しては ΣA とする。 図 4－48　下横構に作用する荷重	・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-43
⑫細部構造	細部構造	・以下のとおりとする。 (1)　斜橋の主げた端部のフランジは、伸縮継手の取り合いなど施工性に配慮するものとする。 (2)　対傾構および横構部材の取り合いは、部材の取り付けおよび塗装作業などに配慮するものとする。 (3)　支点上のドフランジ幅は、沓のソールプレート幅に配慮するものとする。  図 4－49　斜橋の主げた端部フランジの形状  図 4－52　下横構端部  図 4－50　端対傾構  図 4－51　中間端傾構 図 4－53　分配横桁位置の横構ガセット  図 4－54　内桁における横構交差部のガセット  (a) ソールプレート幅が下フランジ幅より狭い場合　(b) ソールプレート幅が下フランジ幅より広い場合 図 4－55　ソールプレートと下フランジの取合い  (注) ゴム上面から 45° の範囲以上のソールプレート幅が必要となる。 図 4－56　ゴム沓とソールプレートの取合い	・「土木設計マニュアル橋梁編」p4-44

3.6 付属物（支承，伸縮装置，落橋防止システム等：その 1）

項　目	設計条件	適用基準および既往資料等
① 支承形式	・以下のとおりとする。 支承部は、以下に示す構造とするものとする。 (1)　上部構造の自重、およびこれに作用する荷重を、確実に下部構造（橋台および橋脚）に伝えるとともに、地震などによるけたの移動、落下を支承部あるいは落橋防止システムと共同して確実に防止できること。 (2)　上部構造の温度変化、乾燥収縮、クリープ、および地震時の移動などによる伸縮を妨げないこと。 (3)　荷重載荷によるけたの変形（けたのたわみ角）により、けたまたは下部構造に有害な影響を与えないこと。 (4)　支承部の耐震設計は道示Ⅴ耐震設計編及び本マニュアル第 3 編耐震設計編の規定による。 **＜道路橋示方書(H24.3)Ⅰ共通編　4.1、Ⅴ耐震設計編　15.1＞** (1) 支承の種類は、ゴム支承を標準とする。 (2) 支承の選定にあたっては、以下に示す事項に配慮する。 1）反力の大きさ、移動量と回転量、移動方向と回転方向との関係、支承の特性、上部構造形式とその構造特性、地盤条件も含めた下部構造の特性および経済性などを考慮し、要求される機能を十分に発揮できるものとする。 2）同一支承線上における支承の種類は、1 種類を基本とする。 **＜道路橋示方書(H24.3)Ⅴ耐震設計編　15.1＞** ・NETIS（新技術情報提供システム）を活用して，比較検討する支承形式を抽出する。 ・免震支承（LRB,HDR-S,SPR-S）含めた比較  **図 2－10　支承部選定の一般的な考え方** **表 2－10　支承の種類** 	材料分類	支承形式	支承の種類
ゴム支承	固定可動支承	パッド型ゴム支承
		帯状ゴム支承
		積層ゴム支承
		すべりゴム支承
	地震時水平力分散型ゴム支承	積層ゴム支承
	免震支承	鉛プラグ入り積層ゴム支承
		高減衰積層ゴム支承
鋼製支承	固定可動支承	密閉ゴム支承板支承
		ピン支承※
		ピボット支承※
		ローラー支承※
コンクリートヒンジ	固定支承	メナーゼヒンジ	 注）※の使用については、地震力に対する十分なじん性の確保や地震時に支承が破損した場合でも、ローラーが支承部から逸脱しにくい構造とするなどの配慮をおこなうものとする。 鋼製支承の固定可動支承には多点固定（反力分散構造）を含む。	・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-15～P2-35 ・「道路橋支承便覧」p25，p45～p48
②伸縮装置形式	・遊間および伸縮量等をもとに，NETIS（新技術情報提供システム）を活用して，比較検討する伸縮装置形式を抽出する。 ・市街地および将来市街地化が予想される箇所ではないので，埋設型ジョイントは対象にしない。 ・鋼橋なので，原則として鋼フィンガージョイント（2 次製品含）を用いる。 ※鋼フィンガージョイント形式の他に，二次製品の形式を加えて比較検討する。 伸縮装置のスノープラウは設ける。 **表 2－23　伸縮装置特性比較表** 		鋼製ジョイント	ゴム系ジョイント
構造性	フィンガージョイントは適用伸縮量の範囲が大。 斜橋にも使い易い。	一般に適用伸縮量が小さい。 斜橋では伸縮量に注意を要す。
耐久性	適正に設計、施工されたものは耐久性に富む。	一般には、鋼製に比べて劣る。
平たん性	製作、据え付け、補修の careful に十分な考慮が必要。	特に後付形式ではたん厚を出し易く柔軟性がよい。
排水性 水密性	従来の排水処方では性能管理が困難。 水密性を必要とする場合は非排水タイプとする。	一般的に水密性に富み、防水、防音性にすぐれている。
施工性	施工時に細心の注意が必要。	軽量であり、一般に構成に応じ施工し易い。
補修性	施行内容にもよるが、一般的には補修がやりにくい。	鋼製に比べて一般に補修し易い。
経済性	ゴム系に比し新設時の工費は高い。	一般に鋼製よりは安価。		・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-78～p2-89

項　目	設計条件	適用基準および既往資料等
③落橋防止システム	・必要桁かかり長，落橋防止構造および横変位拘束構造を検討して設計する。	・「道示Ⅴ」p275～p296

13.3.2　橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

(1)　橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は，(2)の桁かかり長を確保するとともに，(3)の落橋防止構造を設けることにより行う。
(2)　橋軸方向に対する桁かかり長は，以下の 1)から 3)を満足するように確保する。
1)　必要桁かかり長は，一連の上部構造の端支点部において確保する。ただし，図-13.3.1 に示す下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない場合は，当該支点部でも確保する。
2)　必要桁かかり長は，一連の上部構造端部から橋軸方向に確保する。
3)　必要桁かかり長は，13.3.5(1)の規定により算出する。
(3)　落橋防止構造は，13.3.6 に規定する構造を，以下の 1)から 3)により設置する。
1)　落橋防止構造は，一連の上部構造を支持する支点部のうち，必要桁かかり長を確保した支点部に設置する。
2)　落橋防止構造は，上部構造がこれを支持する下部構造から橋軸方向に対する桁かかり長を超えて逸脱することのない範囲で機能するように設置する。
3)　落橋防止構造を橋軸方向に対する桁かかり長の 0.75 倍以下の範囲で機能するように設置する場合には，2)を満足するとみなしてよい。
(4)　橋軸方向に対して，両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋で，以下の 1)から 3)を満足する場合には，(3)によらず，パラペットと橋台背面土が協働して落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなしてよい。
1)　Ⅳ編 7.4.4 に規定するパラペットを有し，かつ，橋台背面土圧に対して抵抗するように設計された橋台であること。ただし，橋脚と同様の振動特性を有する橋台は除く。
2)　上部構造が，一方の上部構造端部における橋軸方向に変位したと仮定したときに，他端部に位置する橋台パラペットで拘束される状態になること。
3)　2)の状態となるときに，上部構造端部が下部構造上に留まっていること。

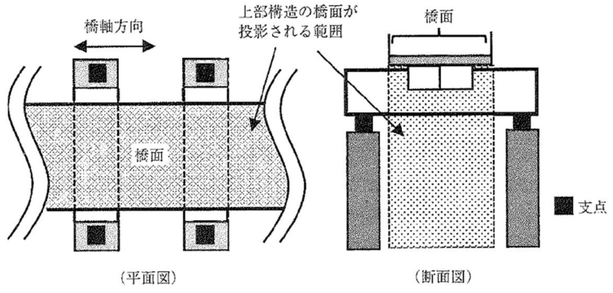


図-13.3.1　下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない構造の例

13.3.3　橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

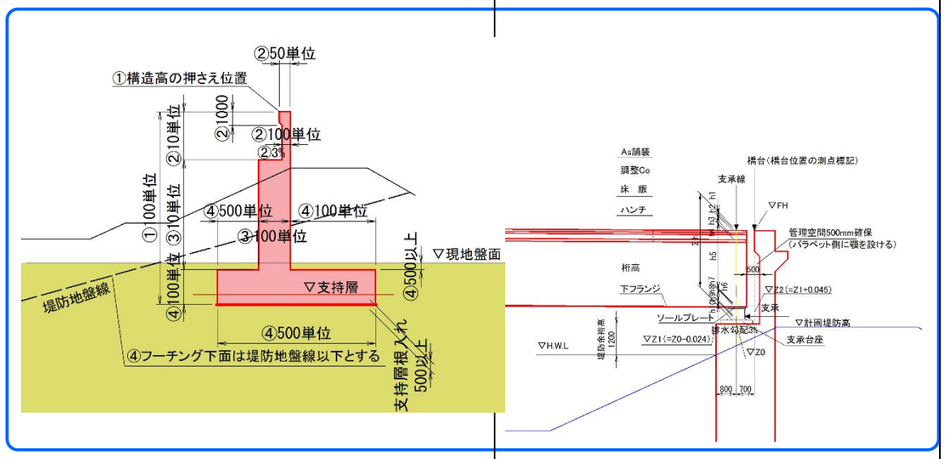
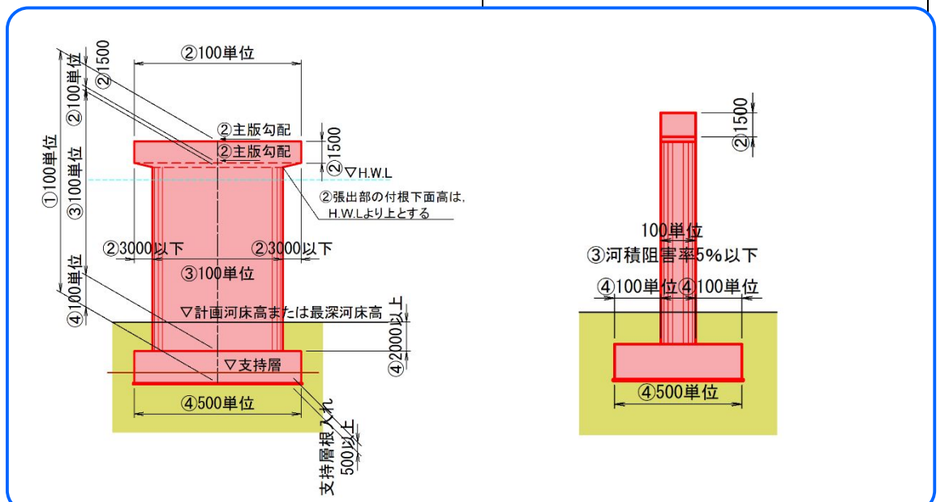
(1)　橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は，(2)の桁かかり長を確保することにより行う。
(2)　橋軸直角方向に対する桁かかり長は，以下の 1)から 3)を満足するように確保する。
1)　必要桁かかり長は，一連の上部構造の全ての支点部において確保する。
2)　必要桁かかり長は，橋軸直角方向に確保する。
3)　必要桁かかり長は，上部構造が下部構造に対して相対的に橋軸直角方向に 13.3.5(1)の規定により算出した長さ分だけ移動した場合に，安定して下部構造上に留まることのできる長さとする。ただし，13.3.5(1)の規定により算出した必要桁かかり長が一連の上部構造の両端部で異なる場合は，いずれか長い方を用いる。

13.3.4　回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

(1)　回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は，一連の上部構造の水平面内での回転挙動を想定した場合に，これに隣接する上部構造，橋脚の段違い部又は橋台パラペットで挙動が拘束されないときに行う。
(2)　回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は，(3)の桁かかり長を確保するとともに，(4)の横変位拘束構造を設けることにより行う。
(3)　回転方向に対する桁かかり長は，以下の 1)から 3)を満足するように確保する。
1)　必要桁かかり長は，一連の上部構造の端支点部において確保する。
2)　必要桁かかり長は，一連の上部構造端部から当該端支点部の支承線に直角な方向に確保する。
3)　必要桁かかり長は，13.3.5(2)の規定により算出する。
(4)　横変位拘束構造は，13.3.7 の規定による構造を，以下の 1)及び 2)により設置する。
1)　横変位拘束構造は，上部構造の回転を拘束する位置に設置する。
2)　横変位拘束構造は，上部構造がこれを支持する下部構造から回転方向に対する桁かかり長を超えて逸脱することのない範囲で機能するように設置する。

④その他	・排水装置，伸縮，検査路，防護柵については，「土木設計マニュアル橋梁編」（第 2 編　橋梁一般）に準拠して計画する。	・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-1～p2-94

3.7 下部構造（逆Ｔ式橋台，張出し式橋脚：その 1）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
①基本寸法	橋　台 直接基礎	・以下の寸法で丸めて設定する。 ①躯体高 ・道路中心線上のパラペット前面（顎前面）でまるめる。 ・躯体全高は 100mm ラウンドで設定する。 ②パラペット ・遊間を 50mm ラウンドで丸めるので，パラペット天端の幅は 50mm ラウンドで設定する。 ・顎を含まないパラペット厚さは 100mm ラウンドで設定する。維持管理空間 500mm 確保。 ・パラペット高さは 10mm ラウンドで丸める。 ③竪　壁 ・橋軸方向幅はパラペット付け根厚＋橋座幅とする。 ・橋座面には竪壁前面に向かって 3%の排水勾配を設ける。 ・橋座面の橋軸直角方向勾配は主桁配置勾配に合わせる。 ④フーチング ・前フーチング長は 500mm ラウンド，後フーチングは 100mm ラウンドで設定する。 ・フーチング全幅は 500mm ラウンドで設定する。 ・フーチング厚さは 100mm ラウンドで設定する。 ・フーチング上面の土被りは現地盤面から 500mm 以上とする。フーチング下面は，堤防地盤線以下とする。 ・フーチング下面の支持層への根入れは 500mm 以上とする。	
	橋　脚 直接基礎	・以下の寸法で丸めて設定する。 ①躯体高 ・構造中心線上でまるめる。 ・躯体全高は 100mm ラウンドで設定する。 ②　梁 ・天端面の橋軸直角方向勾配は主桁配置勾配に合わせる。梁前面に向かって 3%の排水勾配(拝み勾配)を設ける。 ・張出部の付根下面高は，原則として H.W.L より上とする。 ・梁先端高は 1500mm を基本とする。 ・梁下面勾配は 1:2 程度を基本とし，梁下面高は同じとする（柱高を一定）。 ・梁張出し長は最大 3000mm とする。 ・橋軸方向柱幅は 100mm ラウンドで設定する。 ③柱 ・河川橋のため，橋脚は小判型を基本とする。 ・橋脚の方向は，流心方向に平行とする。 ・河積阻害率は，原則として 5%以下とする。 ・橋軸方向幅および橋軸直角方向長ともに，100mm ラウンドで設定する。 ④フーチング ・フーチング張出し長は 100mm ラウンドで設定する。 ・フーチング全幅は 500mm ラウンドで設定する。フーチング厚さは 100mm ラウンドで設定する。 ・低水路部のフーチング上面の根入れは，計画河床高または最深河床高から 2m 以上確保する。 ・高水敷部のフーチング上面の根入れは，計画高水敷または現況高水敷から 1m 以上確保する。 ・フーチング下面の支持層への根入れは 500mm 以上とする。	
②作用力と作用位置の丸め		・以下の単位で丸めて設定する。 ①躯体設計用（1 基当たり） ・死荷重および活荷重：100kN ラウンド UP ・地震時分担重量　　：100kN ラウンド UP（死荷重の生値をもとに算出） ・設計地震力　　：生値（例 H=Wu×kh=17,300×0.25=4,325kN） ・不静定水平力　　：100kN ラウンド UP ②梁設計用（1 基当たり） ・死荷重および活荷重：50kN ラウンド UP ・地震時分担重量　　：50kN ラウンド UP（死荷重の生値をもとに算出） ・設計地震力　　：生値（例 H=Wu×kh=850×0.25=213kN） ③作用位置　　・100mm ラウンド（切上げ）	－

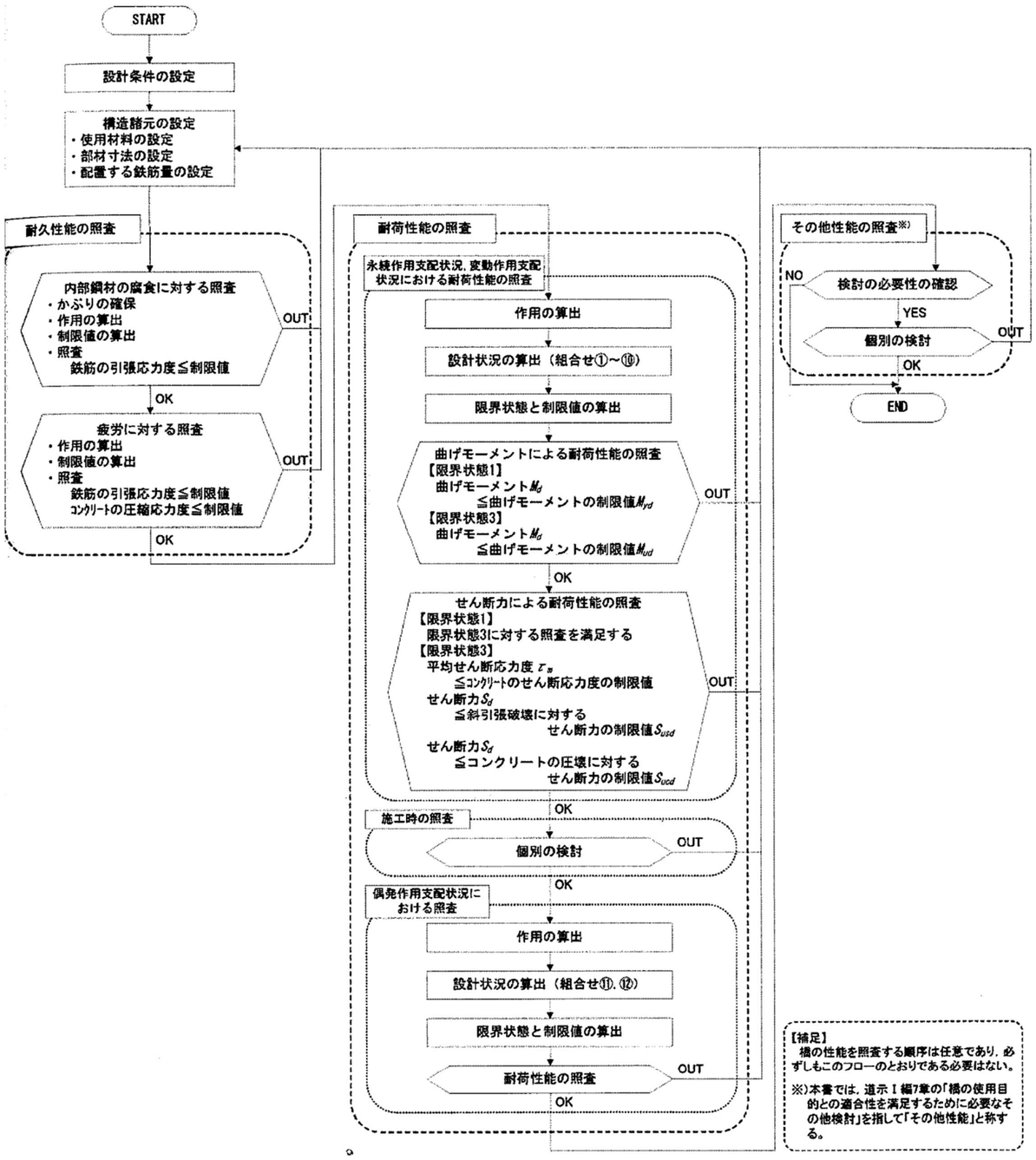
3.7 下部構造（逆Ｔ式橋台，張出し式橋脚：その 2）			
項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
③設計のながれ	逆Ｔ式橋台	・以下のとおりである。  	・「平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」 p328

図- 2.1.1　逆Ｔ式橋台の各部材の設計の流れ

3.7 下部構造（逆 T 式橋台，張出し式橋脚：その 3）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
③設計のながれ	張出式橋脚	・以下のとおりである。	・「平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」p409

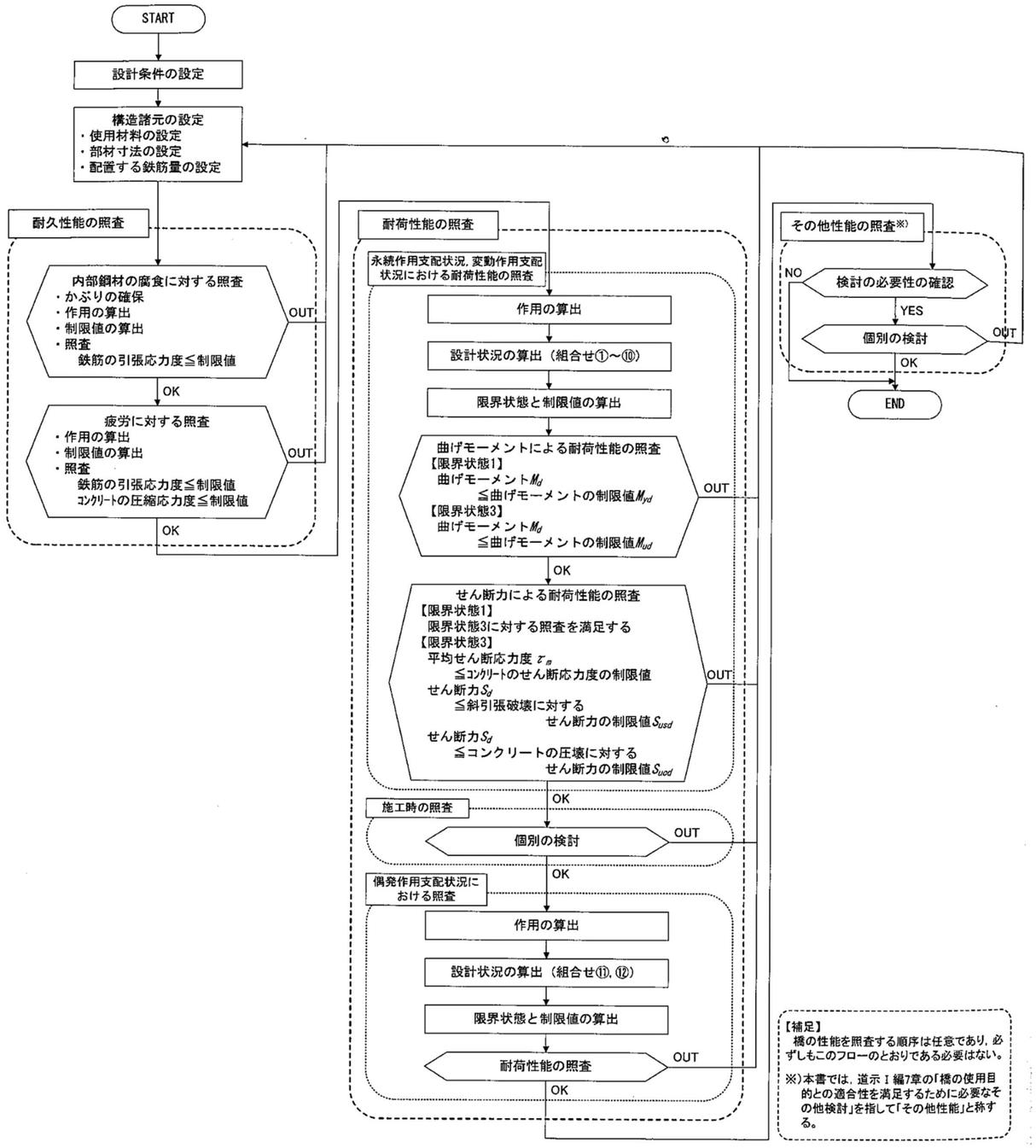


図- 2.1.1　T 形橋脚の各部の設計の流れ

<table>
<tr><th colspan="3">3.7 下部構造（逆Ｔ式橋台，張出し式橋脚：その 4）</th></tr>
<tr><th>項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td rowspan="2">④支承部構造</td><td colspan="2">・以下のとおりである。

(1)　支承下面と下部構造との間の沓座モルタルの厚さは、原則として下部構造天端から 30 ㎜程度とする。
(2)　沓座モルタルが厚くなる場合は台座コンクリートとし、補強鉄筋を配置するものとする。
＜道路橋支承便覧(H16.4)　5.2.2＞

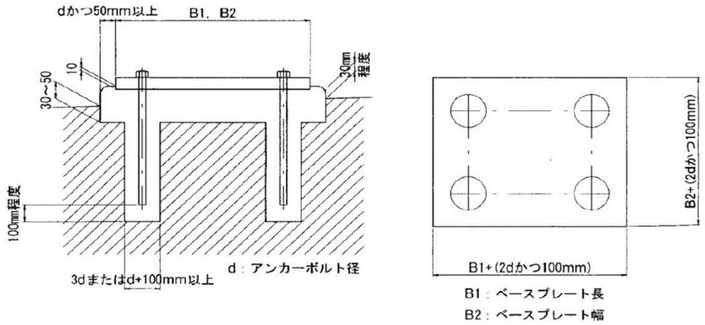
 

図 2－17　支承下面の標準構造寸法

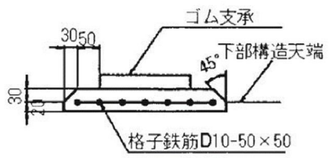
 

図 2－17－1　沓座モルタル標準寸法

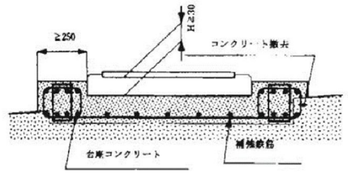
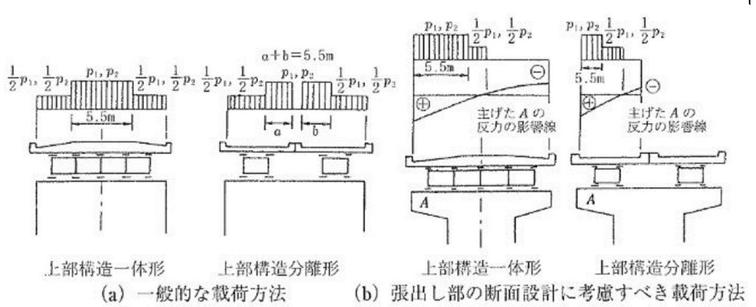
 

図 2－17－2　台座コンクリート（例）</td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p2-33</td></tr>
<tr><td>⑤作用力と作用位置</td><td>活荷重</td><td>・Ｌ荷重を用いる。
・梁設計に用いる活荷重は衝撃を考慮する。

5)　活荷重の載荷方法
下部構造の設計に用いる活荷重は，一般に上部構造の主桁の設計に適用するＬ荷重を用いる。その場合，上部構造の設計支点反力の値をそのまま用いると，主載荷荷重の載荷幅（5.5 m）は幅員に関係なく一定であるため，過大になる場合がある。活荷重は下部構造躯体の形状に従って，考えている部材断面に最大応力を生じさせるように幅員方向に載荷する必要がある（図-解 3.5.5 参照）。また，橋軸方向については等分布荷重p_1は１橋につき１組を考えればよい。なお，支間長が短い（通常 15 m以下）場合には，Ｔ荷重の影響の方が大きいことがあるので注意を要する。この場合，Ｂ活荷重を適用する橋においてはⅠ編 8.2 に示すとおり，Ｔ荷重によって算出された支点反力にⅠ編 8.2 の表-8.2.1 に示す係数を乗じる必要がある。

(a) 一般的な載荷方法　(b) 張出し部の断面設計に考慮すべき載荷方法
図-解 3.5.5　活荷重の載荷方法（幅員方向）</td><td>・「道示Ⅳ」 p53～p54</td></tr>
</table>

3.7 下部構造（逆Ｔ式橋台，張出し式橋脚：その 5）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
⑤作用力と作用位置	フーチング底面に作用する作用力	・以下のとおりである。	・「道示Ⅳ」 p50～p53

橋　台

① 永続作用支配状況及び変動作用支配状況（地震の影響を含まない作用の組合せ）

$$P_{A1}=K_A qh$$

$$P_{A2}=\frac{1}{2}K_A\gamma h^2$$

$$V=\sum_{i=1}^{4}V_i+\sum_{i=1}^{2}P_{Ai}\sin\delta$$

$$H=\sum_{i=1}^{2}P_{Ai}\cos\delta$$

$$M=Ve$$

ここに，

K_A ：主働土圧係数（Ⅰ編 8.7）

q ：地表載荷荷重（kN/m²）（Ⅰ編 8.7）

γ ：土の単位体積重量（kN/m³）

δ ：仮想背面と土との間の壁面摩擦角の特性値（°）（Ⅰ編 8.7 表-解 8.7.1）

h ：橋台の高さ（m）

e ：荷重の偏心量（m）

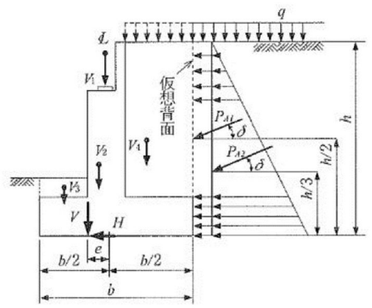


図-解 3.5.3　橋台基礎の永続作用支配状況及び変動作用支配状況（地震の影響を含まない作用の組合せ）の安定照査における荷重状態の例

② 変動作用支配状況（地震の影響を含む作用の組合せ）

$$P_{EA}=\frac{1}{2}K_{EA}\gamma h^2$$

$$V'=\sum_{i=1}^{4}V_i'+P_{EA}\sin\delta_E$$

$$H'=\sum_{i=1}^{3}H_i'+P_{EA}\cos\delta_E$$

$$M'=V'e$$

ここに，

P_{EA} ：地震時主働土圧

K_{EA} ：地震時主働土圧係数（Ⅴ編 4.2）

δ_E ：地震時土圧を算出する場合の壁面摩擦角の特性値（°）（Ⅰ編 8.7 表-解 8.7.1）

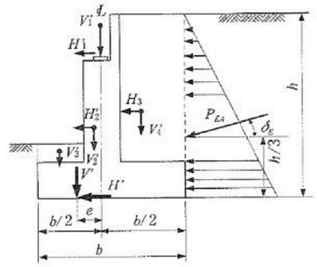
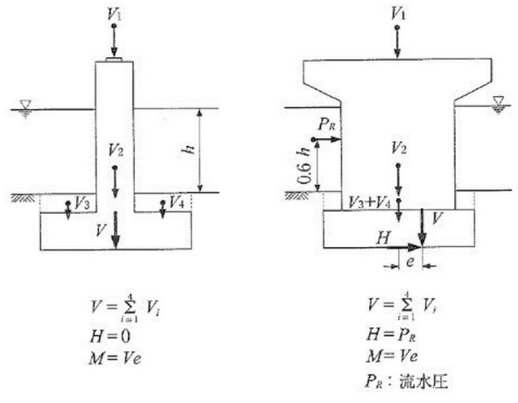


図-解 3.5.4　橋台基礎の変動作用支配状況（地震の影響を含む作用の組合せ）の安定照査における荷重状態の例

橋　脚

① 永続作用支配状況及び変動作用支配状況（地震の影響を含まない作用の組合せ）

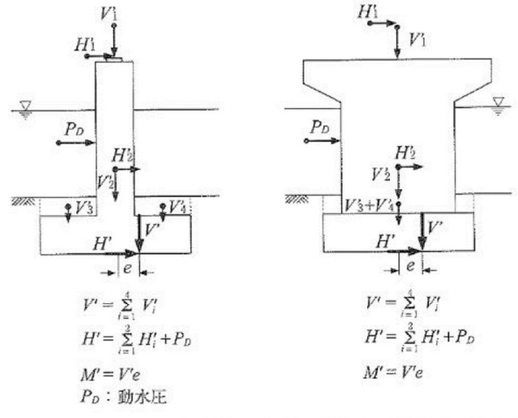


$V=\sum_{i=1}^{4}V_i$
$H=0$
$M=Ve$

$V=\sum_{i=1}^{4}V_i$
$H=P_R$
$M=Ve$
P_R：流水圧

図-解 3.5.1　橋脚基礎の永続作用支配状況及び変動作用支配状況（地震の影響を含まない作用の組合せ）の安定照査における荷重状態の例

② 変動作用支配状況（地震の影響を含む作用の組合せ）

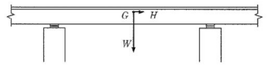
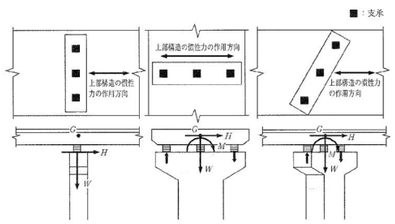
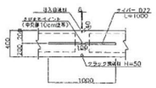
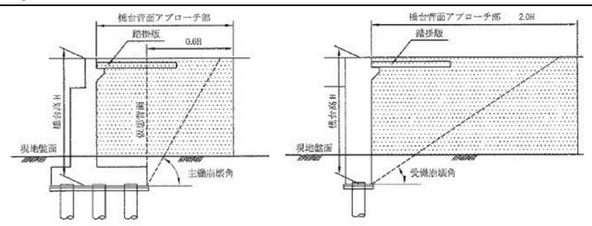
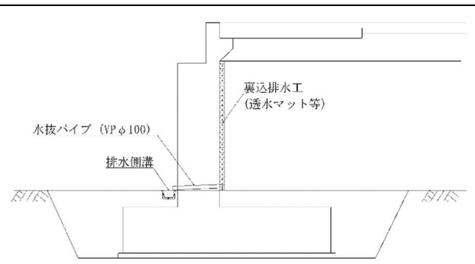


$V'=\sum_{i=1}^{4}V_i'$
$H'=\sum_{i=1}^{2}H_i'+P_D$
$M'=V'e$
P_D：動水圧

$V'=\sum_{i=1}^{4}V_i'$
$H'=\sum_{i=1}^{2}H_i'+P_D$
$M'=V'e$

図-解 3.5.2　橋脚基礎の変動作用支配状況（地震の影響を含む作用の組合せ）の安定照査における荷重状態の例

3.7 下部構造（逆Ｔ式橋台，張出し式橋脚：その 6）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
⑤作用力と作用位置	地震時慣性力	・橋脚は直線区間の斜角 90°，橋台は直線または緩和曲線区間で，斜角が 88°（A1），66°（A2）である。 ・地震時慣性力の作用位置は，以下のとおりとする。 橋脚：上部構造の重心位置（橋軸方向），上部構造の重心位置（橋軸直角方向） 橋台：上部構造の重心位置（橋軸方向），上部構造の重心位置（橋軸直角方向） 上部構造における慣性力の作用位置は，図 解 4.1.5 に示すようにその重心位置とするが，下部構造の設計における上部構造の慣性力の作用位置は，慣性力の伝達機構を考慮して，図-解 4.1.6 に示すように適切に設定する必要がある。 なお，直橋の橋軸方向に対して，支承部が桁の回転を許す場合には，支承部において曲げモーメントが伝達されないため，下部構造の設計における上部構造の慣性力の作用位置は支承部の回転中心位置となるが，橋の下部構造の耐震設計においては，支承の高さの影響は比較的小さいため，設計の便宜上，支承の底面としてもよい。一方，橋軸直角方向を設計の対象とする場合のように，慣性力の作用方向の直角方向と支承線の方向が一致しない場合には，水平力 H，鉛直力 W のほかにモーメント M が下部構造の頂部に作用することになることから，上部構造の慣性力の作用位置は上部構造の重心位置となる。斜角を有する橋脚の橋軸方向もこの条件に該当する。  G：上部構造の重心 図-解 4.1.5　上部構造における慣性力の作用位置  (a) 直橋の橋軸方向　(b) 橋軸直角方向　(c) 斜角を有する橋脚の橋軸方向 図-解 4.1.6　下部構造の耐震設計における上部構造の慣性力の作用位置と下部構造の頂部に作用する荷重	・「道示Ⅴ」 p82～p83 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p3-30 「土木設計マニュアル［橋梁編］」p3-30/福島県 2）斜橋の場合、上部構造の慣性力作用位置は、橋軸方向および橋軸直角方向ともに上部構造の重心位置とする。ただし、斜橋においても支承部条件によっては、橋軸方向の慣性力作用位置を支承底面としてよい。 斜橋の場合において、斜角が 60°以上ですべての支承の回転軸が同一で支承線の方向と一致する場合には、モーメントが支承を介して下部構造に伝達されないため、上部構造の慣性力作用位置を支承底面とすることができる。 なお、支承部とは支承、落橋防止構造、および横変位拘束構造等を指し、これらを含めて回転拘束が生じない状態を想定している。したがって、当該条項を適用できるのは、ゴム支承を用いた橋台・橋脚上で、既述のような支承の回転拘束が生じていない場合に限られる。 第３編　３ ― 30
⑥橋　台	踏掛版	・長　　さ：L=6m ・平面形状：パラペット方向に平行に設置（斜橋の場合等は平行四辺形） ・設 置 幅：車道側は路肩端まで，歩道側は歩車道境界ブロック端までとする ・設置位置：交通量 N4 以下(250 台/日/方向未満)より，上面を路面から 5cm 下に設ける 表 6－19　踏掛版の長さ （地盤の種類／裏込材の種類） 普通地盤：切込砂利、硬岩などの場合 ／ 左記以外の材料 軟弱地盤：全ての材料 橋台高さ 4m 未満：設置しない ／ 6 ／ 6 〃 4m 以上：6 ／ 6 ／ 6  (a) 一般の橋台　(b) ラーメン、箱形式の橋台 図 6－35　踏掛版の設置位置  ※タイバーの支持方法は任意とする。（スペーサー、上部版筋より吊る等）（ただしスペーサーを使用する場合はコンクリート製あるいはモルタル製で本体コンクリートと同等以上の品質を有するものを使用しなければならない。） 図 6－37　縦目地 ・設計方法は「道示Ⅳ」に準拠する。	・「道示Ⅳ」 p545～p546 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-30～p6-31
	背面アプローチ部	・本線盛土に先行して施工することを原則とする。 ・アプローチ部の範囲は，橋台高×0.6 と踏掛版長のいずれか長い方とする。 ・設計方法は「道示Ⅳ」に準拠する。  (a) 一般の橋台の場合　(b) 背面受働抵抗を考慮する橋台の場合 図-解 7.9.1　橋台背面アプローチ部の範囲  図 9.130　橋台背面アプローチ部の排水工の構造例	・「道示Ⅳ」 p156～p162，p542～p543

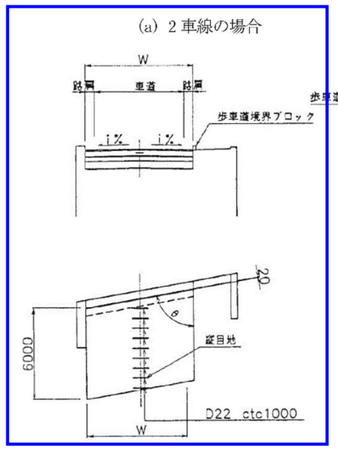


図 6－36　踏掛版の設置幅と形状

<table>
<tr><th colspan="3">3.7 下部構造（逆Ｔ式橋台，張出し式橋脚：その 7）</th></tr>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td rowspan="2">⑥橋　台</td><td rowspan="2">幅広い躯体</td><td>・躯体幅が 15m 程度以上の場合，躯体表面にＶ型の切り目を持つ継手やひび割れを誘発する目地を設ける

7.2.2　幅の大きい躯体の設計

幅の大きい躯体の設計にあたっては，温度変化，乾燥収縮，上部構造の死荷重等による鉛直亀裂，横方向における不同沈下等を考慮しなければならない。

通常，橋台の場合は，擁壁と同様に壁の背面と前面では温度変化や乾燥収縮量に差があり，鉛直方向のひび割れ発生の原因となることから，躯体の表面近くに鉄筋を配置してこれを防止する必要がある。また，躯体幅が 15m 程度以上になる場合には，躯体表面の鉛直方向に継目やひび割れを誘発する目地を設けるのがよい。この場合，この継目では鉄筋を切ってはならない。また，橋脚においても幅の大きい場合については同様の配慮が必要である。なお，躯体幅が 15m 程度以上でない場合でも，構造条件や施工時期などの関係から温度変化や乾燥収縮によるひび割れが発生するおそれが高いと判断される場合には，躯体表面の鉛直方向の継目やひび割れを誘発する目地を打設時期や打設高さに応じて適切な間隔で設置する，コンクリートの配合や養生方法に配慮するなど適切な対策を講じるのがよい。

頂部と比べて基部の断面を絞った逆台形型橋脚や壁式橋脚，小判形橋脚等のうち幅に比べて支承数が少なく，上部構造の死荷重が比較的大きなものについては，橋脚の天端中央付近等に鉛直荷重に起因する鉛直方向のひび割れを生じることがある。したがって，このような橋脚については，鉛直方向のひび割れに配慮して配筋するのがよい。例えば，張出部の設計で上側に引張鉄筋を配置する場合には，その鉄筋を全幅を通して配置するのが望ましい。

橋脚，橋台の基礎の橋軸直角方向の不同沈下や，温度変化等による地上部分と地表面以下の部分との収縮の差により，躯体の天端にひび割れを生じることがあるため，躯体天端付近に鉄筋を配置してこれに対処するのがよい。

また，ラーメン橋脚や多点固定の連続橋のような構造の場合には，温度変化，乾燥収縮による応力を十分考慮して設計する必要がある。

9－5－5－3　幅の広い躯体の設計

（1）幅の大きい躯体では、温度変化、乾燥収縮及び鉛直荷重による鉛直亀裂、横方向における不同沈下等を考慮して設計するものとする。
（2）４車線以上の橋梁で上部工を上下線分離構造とする場合は、下部工も分離構造とする。

（1）通常橋台では、壁の前背面で温度変化および乾燥収縮量に差があって鉛直方向のひび割れを生じやすいため、躯体幅が 15m程度上となる場合には、躯体表面にＶ型の切れ目を持つ継手やひび割れを誘発する目地を設けるものとする。この設置間隔は 10m程度とし、ここでは鉄筋を切断しないようにするとともに、鉄筋の充分な防錆処理を行う。なお、橋脚においても幅の大きな躯体については同様の配慮を行うものとする。

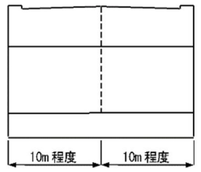
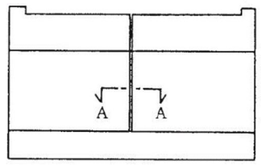
 

図 9.135　橋台のひび割れ誘発目地

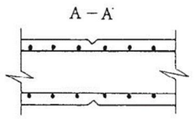
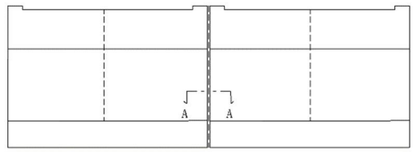
 

図 6－99　橋台のＶカット

（2）上部工を分離構造とする場合は、躯体立ち上がり部に伸縮目地・止水板を設置し分離するものとする。なお、底版についてはこの場合分離構造を標準とするが、斜角・杭配置等の関係で一体構造が望ましい場合は一体構造としてよい。

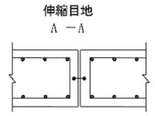
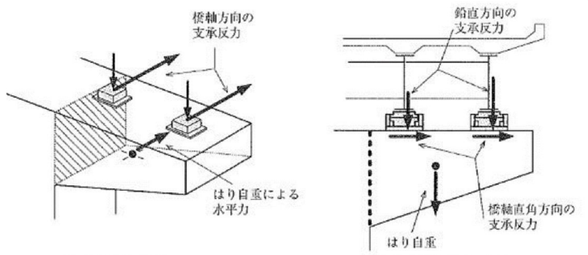
 

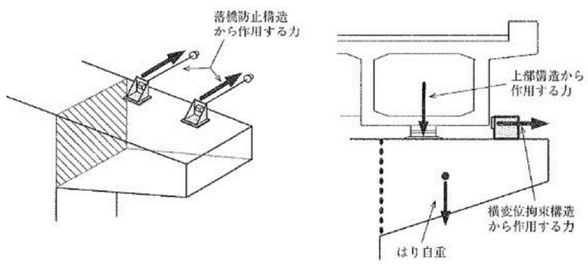
図 9.136 橋台の伸縮目地</td><td>・「道示Ⅳ」 p91～p92
・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-73

・幅 15m以下であれば設けない</td></tr>
<tr><td colspan="2">⑦橋脚梁の地震時
照査方法</td><td>・梁付け根断面の照査は，地震の影響を考慮する設計状況において，固定支承または弾性支承では支承水平反力，可動支承では摩擦によって生じる水平力の他，上部構造の水平方向の慣性力により生じる鉛直方向の支承反力を考慮する。

また，張出し梁に落橋防止構造や横変位拘束構造が取り付く場合には，これらの構造から作用する荷重も考慮する。

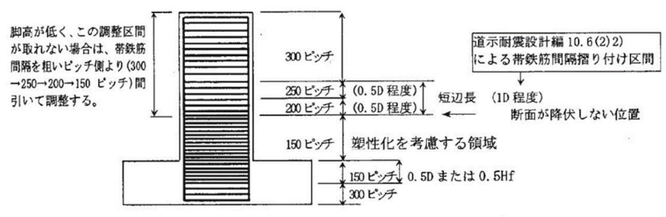
(a) 橋軸方向　(b) 橋軸直角方向
(1) 地震の影響を考慮する設計状況

(a) 橋軸方向　(b) 橋軸直角方向
(2) 落橋防止構造，横変位拘束構造からの作用を受ける場合

図-解 7.3.1　橋脚の張出ばりに作用する荷重の例</td><td>・「道示Ⅳ」 p93～p94</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th colspan="4">3.7 下部構造（逆Ｔ式橋台，張出し式橋脚：その 8）</th></tr>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td rowspan="2">⑧構造細目</td><td>主鉄筋</td><td>・鉄筋径：D16mm 以上（D32mm 以下が望ましいが，やむを得ない場合は D51mm まで）
・鉄筋段数：2 段以下（橋台竪壁は 1 段）
・ピッチ：@250mm を基本（応力度に支障がある場合は@125mm）
・鉄筋長：重ね継手長や定着長で調整できる鉄筋は，原則として定尺鉄筋（3.5m～50cm ラウンドから 2.0m）を使用
・鉄筋加工長：1mm 単位を切り上げて 10mm ラウンドで丸める

5.2.4　軸方向鉄筋の配置
(1)　軸方向鉄筋は，軸力及び曲げモーメントに対して有効に機能するように適切に配置しなければならない。
(2)　1)及び2)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。
1)　軸方向鉄筋の直径は，16mm 以上かつ 51mm 以下を標準とする。
2)　軸方向鉄筋は，2 段以下に配置することを標準とする。
(1)　下部構造の軸方向鉄筋の配置については，Ⅲ編 5.2.8 によらずこの節の規定による。なお，軸方向鉄筋は段落しを行わないことが基本となるが，段落しを行う場合は打継目から 1ｍ程度以上離すことが望ましい。
(2)　下部構造の鉄筋コンクリート部材に用いる鉄筋の最大径は 51 mm 以下とされている。下部構造においては，地震の影響を考慮する設計状況における耐荷性能の確保等の観点から，上部構造と比べて太径の鉄筋を必要とする場合が多いが，施工性に配慮したうえでできるだけ細い径の鉄筋を用いるのが望ましい。また，軸方向鉄筋を数段に配置すると，コンクリートの打込みや締固めが困難となるため，2 段以下に配置するのが望ましい。
直径 35mm 以上の軸方向鉄筋において重ね継手を用いる場合，継手部には横方向鉄筋として D16 を 150mm 間隔，又はこれと同等以上の量の鉄筋を配置するとよい。なお，この部分に配置された帯鉄筋等は，横方向鉄筋とみなしてよい。</td><td>・「道示Ⅳ」 p73～p74
・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-54～p6-61</td></tr>
<tr><td>帯鉄筋</td><td>・鉄筋径：D13mm 以上（軸方向鉄筋径より小さくする）
・配　置：塑性化を考慮する領域では，鉄筋径に応じて下表の値以下かつ断面高さ（矩形断面は短辺）の 0.2 倍以下とする。ただし，弾性域に留まることが確実な領域では 300mm とし，徐々に間隔を変化させる。
表-8.9.1　帯鉄筋間隔の上限値（mm）
<table><tr><td>帯鉄筋の直径 ϕ_h（mm）</td><td>$13 \leqq \phi_h < 20$</td><td>$20 \leqq \phi_h < 25$</td><td>$25 \leqq \phi_h < 30$</td><td>$\phi_h \geqq 30$</td></tr><tr><td>帯鉄筋間隔の上限値（mm）</td><td>150</td><td>200</td><td>250</td><td>300</td></tr></table>
 
(b) はりが無い柱及び壁式橋脚の場合
図 6－76－1　帯鉄筋摺り付け例　橋脚柱正面図</td><td>・「道示Ⅴ」 p210
・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-62</td></tr>
</table>

3.7 下部構造（逆Ｔ式橋台，張出し式橋脚：その 9）

項　目		設計条件	適用基準および既往資料等
⑧構造細目	中間帯鉄筋	（下記参照）	・「道示Ｖ」p207～p218 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-70
	継手方法	（下記参照）	・「道示Ⅲ」p84～p87 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-60

⑧構造細目 ― 中間帯鉄筋

・中間帯鉄筋は帯鉄筋と同径，同材質とする。
・中間帯鉄筋は、水平方向 1m 以内，鉛直方向は部材の有効高の 1/2 以内で配置する。
・矩形断面においては，中間帯鉄筋は主鉄筋に隣接させ，最も外側に配置される帯鉄筋に引っかけものとする。
・帯鉄筋が配置される全ての断面で配筋する。
・原則として，断面周長方向に配置される帯鉄筋にフックを掛ける。軸方向鉄筋が 2 段の場合には，最も外側に配置される帯鉄筋にフックをかける。
・中間帯鉄筋のようにコンクリートコアの内部に配置する鉄筋においては継ぎ手位置をずらす必要はない。柱幅が 2m 以下の場合には「コンクリートコアの内部」に該当しないため、中間帯鉄筋を柱中間部でラップさせない方法により行う。

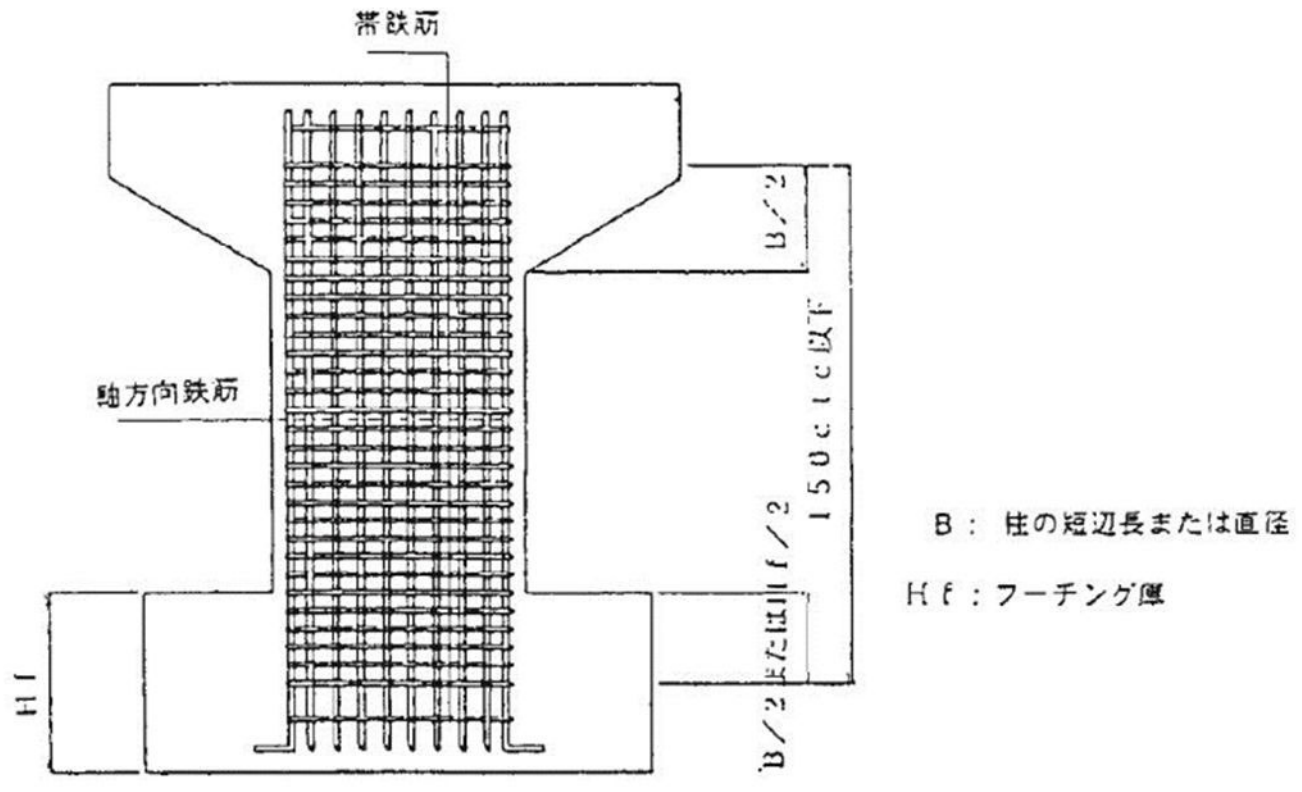
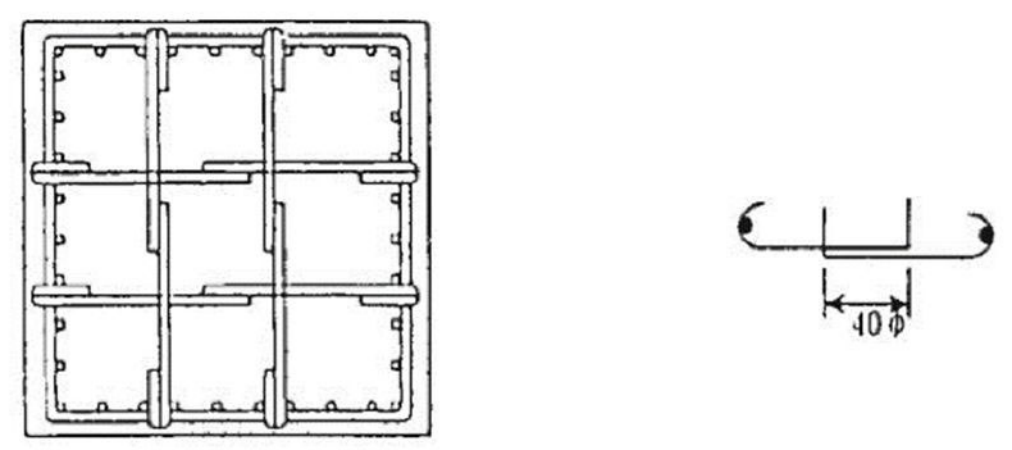


図 6−94　橋脚柱の帯鉄筋の配置区間



片側半円形フック、片側直角フック

図 6−95　橋脚柱における中間帯鉄筋の形状の例

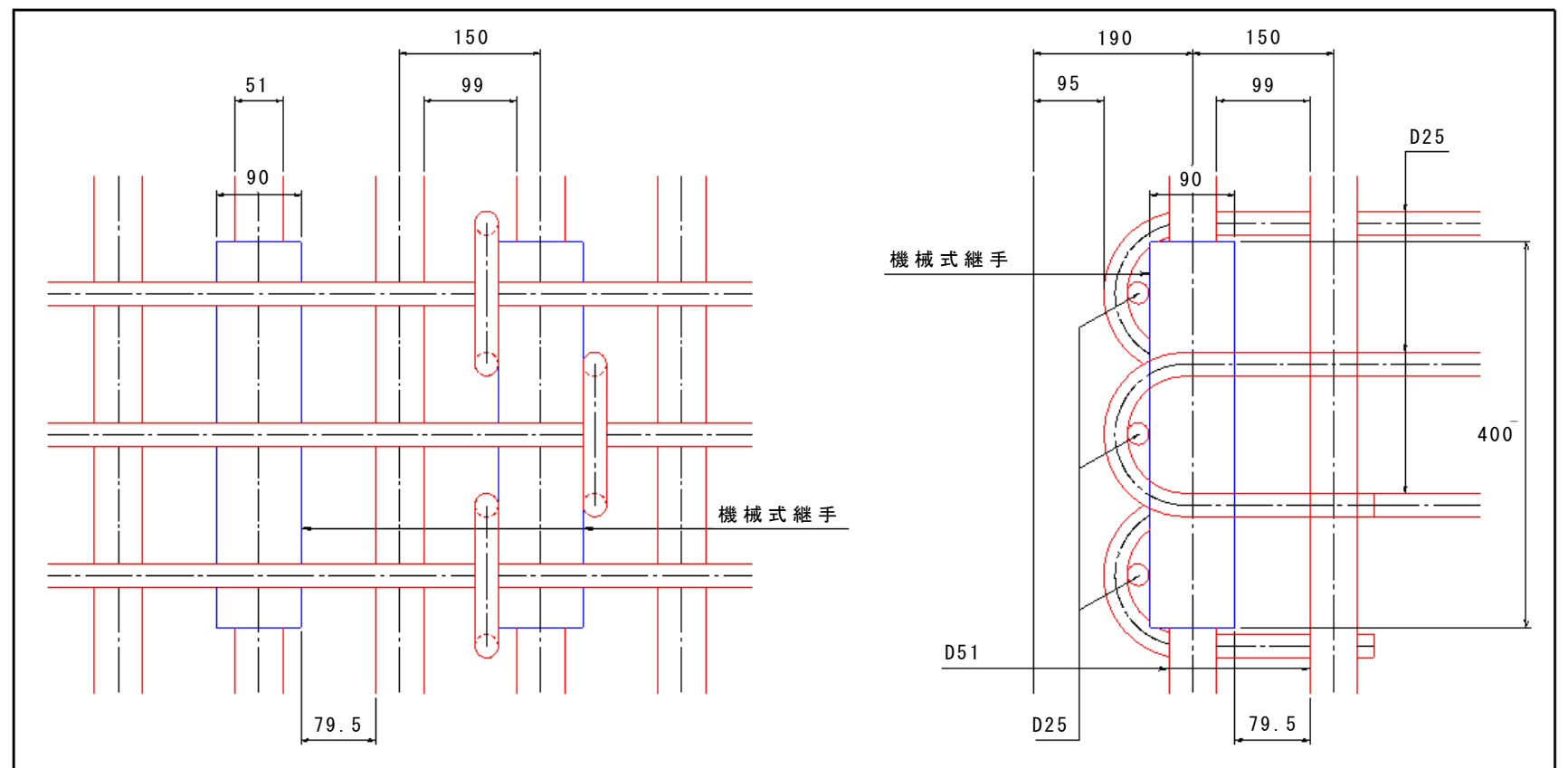
機械式継手一覧表

継手方式	工法名称	協会・企業	D51+D51継手 カプラー外径(mm)	D51+D51継手 カプラー延長(mm)	D41+D41継手 カプラー外径(mm)	D41+D41継手 カプラー延長(mm)	D38+D38継手 カプラー外径(mm)	D38+D38継手 カプラー延長(mm)
モルタル充填	スリムスリーブ	日本スプライススリーブ(株)	92	710	76	550	71	490
	FDグリップ Mタイプ	富士ボルト(株)	89.1	630	75	480	68.9	440
ねじふし鉄筋	ナットレス・ジョイント	(株)伊藤製鐵所	82.6	270	67	240	62	225
	有機グラウト継手		82.6	255	67	233	62	218
	無機グラウト継手		82.6	255	67	233	62	218
	ネジデーバー継手（グラウト式）	新日本製鐵(株)	90.1	320	73.9	287	68.1	252
	ネジエーコンリンクジョイント	朝日工業(株)	95.8	268	78.5	243	71.6	233
	エースジョイント	東京鉄鋼(株)	84	320	67.3	280	62	275
	エポックジョイント		84	240	67.3	220	62	215
	フリージョイント		84	520	67.3	400	62	380
	リレージョイント		88.9	240	72.7	245	67	240
	タフネジバー エポキシグラウト継手	共英製鋼	91.2	210	73.9	192	65.8	192
スリーブ圧着ネジ	FDグリップ A・B・H・Sタイプ	富士ボルト(株)	79	360	64	318	59	309
	CSジョイント工法	岡部(株)	83	486	65	390	61	374
摩擦圧接ネジ	EGジョイント	合同製鐵(株)	83.1	139	67	114	62.4	105
	平　均　値		86.1	348	69.9	295	64.5	278
採用値	採　用　値		90	400	75	350	70	350

⑧構造細目 ― 継手方法

・継手方法：重ね継手　　（D13mm～D25mm）
　　　　　　ガス圧接継手（D29mm～D35mm）
　　　　　　機械式継手　（D38mm～D51mm）
　　　　　　※機械式継手の径は鉄筋径の 2 倍とし，機械式継手における鉄筋のあきは継手部を含めて確保する

■機械式継手の配筋例



かぶり：鉄筋のかぶりは，最小かぶり 90mm を確保する（設計マニュアル橋梁編）。
　　　⇒最小かぶり 90mm＋中間帯鉄筋 25mm＋帯鉄筋 25mm＋機械式継手 90/2mm=185mm→190mm
あ　き：鉄筋径の 1.5 倍または粗骨材最大寸法の 4/3 倍のうち，いずれか大きい値を確保する（道示Ⅳ）。
　　　⇒D51mm×1.5=76.5mm，40×4/3=53.3mm→76.5mm 以上確保（150mm に設定）
機械式継手：継手方式は継手の外径が鉄筋径の 2 倍以下のものを選定し，かぶり厚さが必要以上に厚くならないようにする。

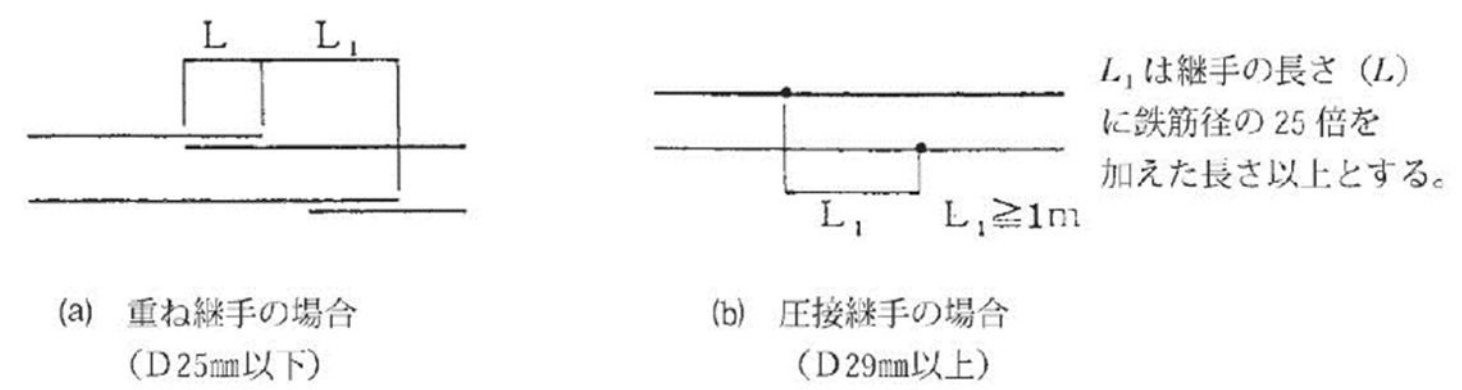


図 6−76　鉄筋の継手位置

表 6−26　鉄筋の継手

		重ね継手長（L）mm										
		D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D41	D51
σ_{ck}=24N/mm²	35φ	460	560	670	770	880	1020	1120	1230	1330	1440	1790

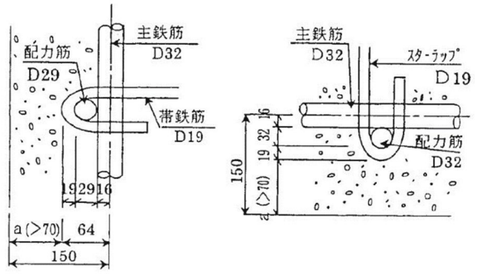
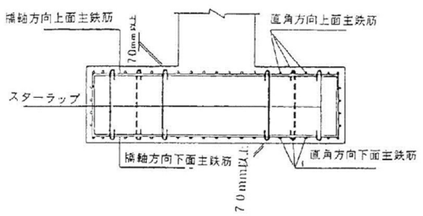
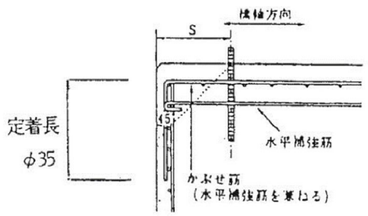
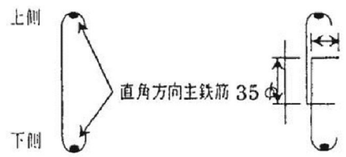
φ：鉄筋径

la　：付着応力度により算出する重ね継手長（mm）
σsa：鉄筋の引張応力度の基本値（N/mm²）
τoa：コンクリート付着応力度の基本値（N/mm²）
φ　：鉄筋の直径（mm）

・継手位置：1 断面に集中させないよう原則として，鉄筋径の 25 倍以上ずらす
　　　　　　応力が大きい位置では，鉄筋の継手を極力，設けないようにする
・重ね継手：引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は，以下の式で算出する重ね継手長 La 以上かつ鉄筋直径の 20 倍以上重ね合わせる

$$la=(\sigma sa/4\tau oa)\times\phi$$

　　　　　　重ね継手部には，継ぐ鉄筋 1 本の断面積 1/3 以上の断面積を持つ横方向鉄筋を配置して補強する
　　　　　　圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は，重ね継手長 la の 80%以上，鉄筋直径の 20 倍以上重ね合わせる
　　　　　　異形鉄筋の継手は，継ぐ位置において必要となる鉄筋直径をもとに，継手長を算出する

<table>
<tr><th colspan="3">3.7 下部構造（逆Ｔ式橋台，張出し式橋脚：その 10）</th></tr>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td rowspan="2">⑧構造細目</td><td>せん断補強鉄筋</td><td>・鉄筋径：D13mm
・はりのせん断補強鉄筋は引張鉄筋を取り囲み，フックを設けて圧縮部のコンクリートに定着する。また，圧縮鉄筋がある場合は，引張鉄筋および圧縮鉄筋を取り囲み，フックを設けて圧縮部のコンクリートに定着する。配置間隔は梁有効高の 1/2 以下かつ 300mm 以下とする（設計計算上不要でも有効高間隔以下で配置）。
・フーチングのせん断補強は，下面および上面に配置される水平方向鉄筋にフックまたは定着体をかけて定着する。配置間隔は，フーチング有効高の 1/2 以下とする（設計計算上不要でも有効高間隔以下で配置）。
・橋脚柱部材の帯鉄筋は，間隔 300mm 以下とし，軸方向鉄筋を取り囲み，端部はフックを設けてコンクリート内部に定着させる。帯鉄筋を継いで配置する場合は，高さ方向に千鳥とする。帯鉄筋間隔を変化させる場合は，徐々に変化させる。軸方向鉄筋の段落としをする場合は，その位置より上下に橋脚柱短辺長もしくは直径の 1.5 倍範囲を 150mm 間隔以下とする。
・中間帯鉄筋は，帯鉄筋と同材質・同径とし，設計計算上必要な区間に加えて，その区間の両端にそれぞれ部材断面有効高に等しい長さを加えた区間に配置する。梁やフーチング内部にこれが入る場合，中間帯鉄筋は配置しない。配置間隔は鉛直方向に有効高の 1/2 以内，水平方向に 1m 以内とし，最外縁の帯鉄筋にフックまたは定着体を設けて定着する。</td><td>・「道示Ⅳ」 p74～p78</td></tr>
<tr><td>かぶり</td><td>・以下のとおりとする。
表 6－22　主鉄筋のかぶり
<table><tr><th colspan="2"></th><th>主鉄筋のかぶり (mm)</th><th>備　　考</th></tr><tr><td rowspan="4">橋台</td><td>パラペット</td><td>150</td><td></td></tr><tr><td>た　て　壁</td><td>150</td><td></td></tr><tr><td>フーチング</td><td>150 (250)</td><td>（ ）内は杭基礎でフーチング下面の場合</td></tr><tr><td>ウ ィ ン グ</td><td>150</td><td></td></tr><tr><td rowspan="3">橋脚</td><td>は　　り</td><td>150</td><td></td></tr><tr><td>柱</td><td>150</td><td></td></tr><tr><td>フーチング</td><td>150 (250)</td><td>（ ）内は杭基礎でフーチング下面の場合</td></tr></table> 
図 6－71　鉄筋のかぶり</td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-55</td></tr>
<tr><td>⑨参考配筋図</td><td colspan="2">・「設計マニュアル橋梁編」に添付されている参考配筋図のポイントは以下のとおりである。
 
図 6－96　橋脚フーチングの断面
 
図 6－98　補強例
 
図 6－97(1)　図 6－97(2)</td><td>・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-63～p6-72</td></tr>
</table>

3.8 基　礎（直接基礎：その 1）

項　目	設計条件	適用基準および既往資料等
① 設計一般 地盤反力度の上限値 設計計算フロー 岩盤の地盤反力度の上限値 河川橋の有効根入れ深さ	・以下のとおりである。	・「道示Ⅳ」p227，p230～p232 ・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-80～p6-83

(1)　常時、暴風時及びレベル１地震時に対する直接基礎の照査は、地盤の支持力、転倒および滑動に対しておこなうものとする。この場合、基礎根入れ部前面の抵抗土圧は、原則として無視するものとする。
(2)　レベル２地震時に対する直接基礎の照査は、フーチングを塑性化させないようにおこなうものとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅳ下部構造編　10章＞

表 6－35　常時における最大地盤反力度の上限値

地盤の種類	最大地盤反力度（kN/m²）
砂れき地盤	700
砂　地　盤	400
粘性土地盤	200

表 6－36　岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度（kN/m²）		目安とする値	
		常　時	レベル１地震時	一軸圧縮強度（kN/m²）	孔内水平載荷試験による変形係数（kN/m²）
硬岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10,000 以上	500,000 以上
	亀裂が多い	1,000	1,500		500,000 未満
軟岩・土丹		600	900	1,000 以上	

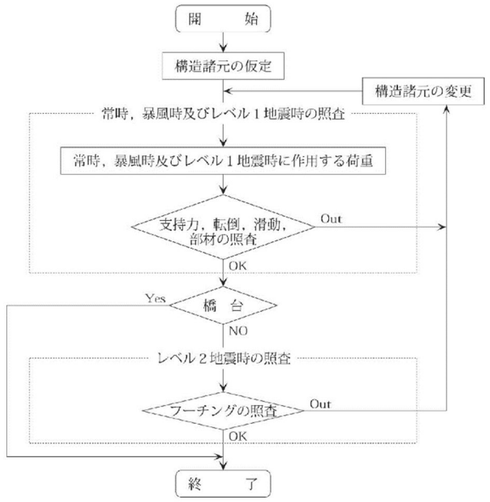


図 6－101　直接基礎の設計計算フロー

・基礎の有効根入れ深さ Df は，基礎地盤のすべり破壊をおさえる上載荷重の算定に大きく影響する。
・河川橋における基礎の有効根入れ深さ Df は，すべり線影響範囲を踏まえ，図のように考える。

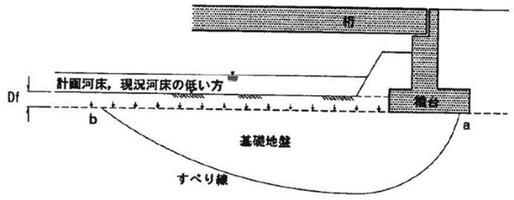
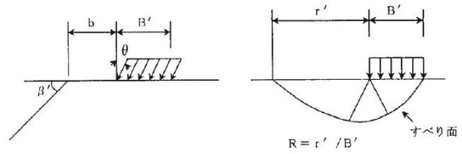


図 6－101－1　河川橋における基礎の有効根入れ深さ



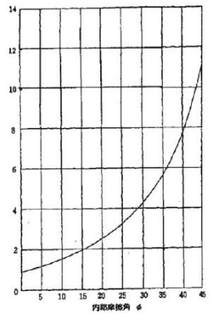


図 6－111－1　R の値を求めるグラフ

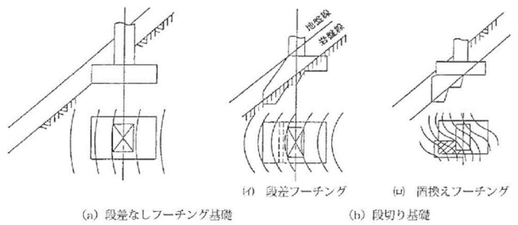
<table>
<tr><th colspan="3">3.8 基　礎（直接基礎：その 2）</th></tr>
<tr><th>項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td>② 斜面上の直接基礎
天端余裕幅
段差フーチング
置換え基礎</td><td>・以下のとおりである。
(1)　斜面上の直接基礎は、事前に斜面や支持地盤をよく把握し、岩盤の節理、亀裂などを十分調査のうえ設計をおこなうものとする。
(2)　斜面上の直接基礎は、段差なしフーチングが望ましいが、地山の掘削土量が多くなる場合は段切り基礎を用いるものとする。
(3)　段切り基礎の場合は、原則として段差フーチングとするが、やむを得ない場合は、置換え基礎を用いてもよい。
(4)　置換え基礎を用いる場合は、全体の安全性について十分検討するものとする。
(5)　斜面上の支持地盤が良質な砂質や粘性土地盤の場合の支持度は、荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮して算定するものとする。
 

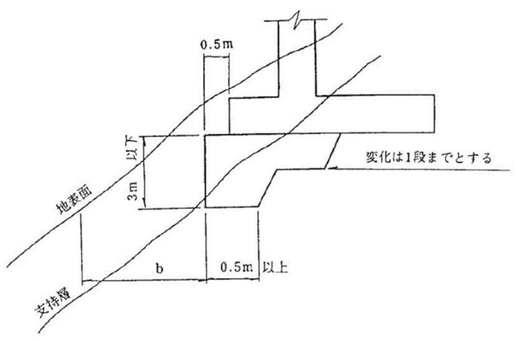
図 6－103　斜面上の直接基礎
・置換え基礎の全高は 3.0m 以下，段差は 1 段までとする。
・置換え基礎の範囲は一方向の場合：1／3（置換え面積と基礎面積の比）以下，二方向の場合：1／4 以下とする。
・置換え基礎のコンクリート強度は，良質な基礎地盤と同程度とするのが望ましい。
・置換え基礎とフーチング間には滑動しないよう差し筋を設ける。鉄筋量は置換コンクリートと岩盤との摩擦力を下回らないせん断耐力を確保する。置換コンクリートが地表面に出る場合は、ひびわれ防止鉄筋（D13 ctc 250mm）を設ける。
・置換基礎の最下段部での支持力度および滑動の照査は図のようにおこなう。ただし、最下段部での許容支持力度を求める際の有効載荷幅は置換え幅（Bs）とする。
 

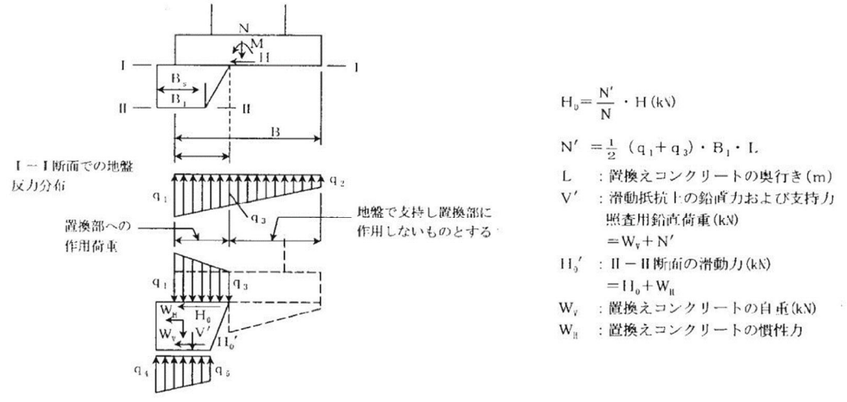
図 6－110　置換え基礎
 

図 6－111　置換え基礎の安定照査</td><td>・「道示Ⅳ」 p223，p289
・「土木設計マニュアル橋梁編」p6-84～p6-90</td></tr>
</table>

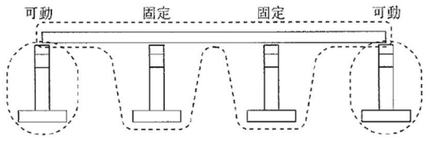
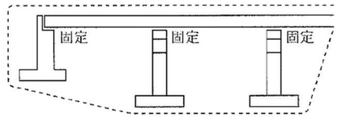
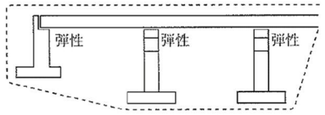
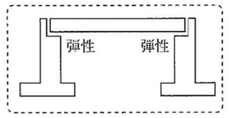
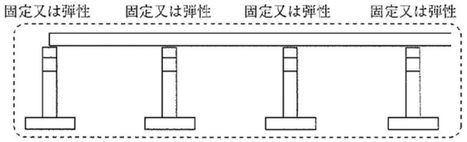
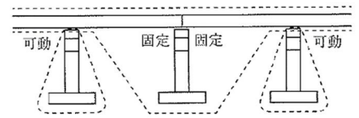
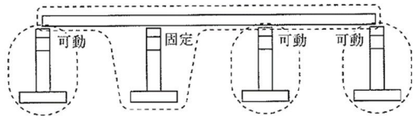
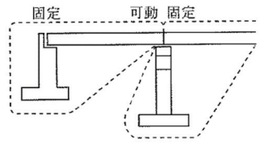
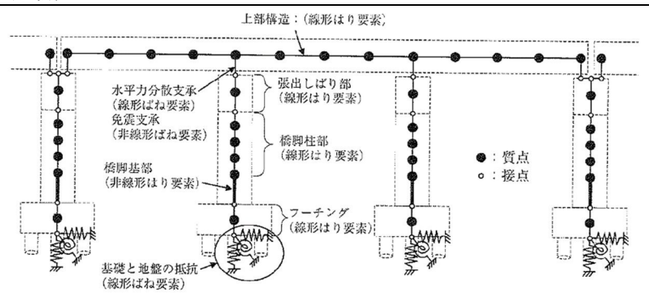
<table>
<tr><th colspan="3">3.9 耐　震（その 1）</th></tr>
<tr><th>項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td>①橋の重要度区分</td><td>・B 種の橋　小作田橋
表-2.1.1　耐震設計上の橋の重要度の区分
<table><tr><th>耐震設計上の
橋の重要度の区分</th><th>対象となる橋</th></tr><tr><td>A種の橋</td><td>下記以外の橋</td></tr><tr><td>B種の橋</td><td>・高速自動車国道，都市高速道路，指定都市高速道路，本州四国連絡道路，一般国道の橋
・都道府県道のうち，複断面，跨線橋，跨道橋又は地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋
・市町村道のうち，複断面，跨線橋，跨道橋又は地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋</td></tr></table></td><td>・「道示Ⅴ」p11</td></tr>
<tr><td>②地域別補正係数</td><td>・地域区分：B2 地域（福島県須賀川市）
・地域別補正係数：Cz　=0.85（レベル 1 地震動）
CIz =1.0　（レベル 2 地震動・タイプⅠ）
CⅡz=0.85（レベル 2 地震動・タイプⅡ）</td><td>・「道示Ⅴ」p55～p65</td></tr>
<tr><td>③地盤種別</td><td>・Ⅱ種地盤（A1 橋台）
・Ⅰ種地盤（P1 橋脚，P2 橋脚，A2 橋台）</td><td>・「道示Ⅴ」p68～p70</td></tr>
<tr><td>④耐震設計上の地盤面</td><td>・A1 橋台：風化凝灰質砂岩(wsct)
・P1 橋脚～A2 橋台：風化凝灰角礫岩 wDt2</td><td>・「道示Ⅴ」p70</td></tr>
<tr><td>⑤地震の影響</td><td>・以下を考慮する。
①構造物重量に起因する慣性力：静的解析は荷重で評価し，動的解析はモデルの節点重量として考慮する。
②地震時土圧：修正物部・岡部式で主働土圧係数を算出し，その影響を土圧として考慮する。
③地盤の液状化：基礎周辺地盤が地震時に不安定となる場合に，その影響を考慮する。
④地震時地盤変位：必要桁かかり長の設計において考慮する。
・以下は考慮しない
⑤地震時動水圧：影響がある場合，動的解析において，モデルに付加質量を与える。
⇒水中部には設けない
⑥地盤の流動化：基礎周辺地盤が地震時に不安定となる場合に，その影響を考慮する。
⇒臨海部および定義上の河川部ではない</td><td>・「道示Ⅴ」p71～p113，p161～p170</td></tr>
<tr><td>⑥設計
地震動</td><td>レベル 1・2
地震動</td><td>・特性値は以下に準拠して算出する。
3.2　レベル 1 地震動の特性値
レベル 1 地震動の特性値は，3.5 に規定する耐震設計上の地盤面において，耐震設計上の地盤種別を 3.6 の規定により区別したうえで，式（3.2.1）による加速度応答スペクトルに基づいて算出する。
$S = c_z S_0$ ……（3.2.1）
ここに，
S：レベル 1 地震動の加速度応答スペクトル（m/s²）（四捨五入により小数点以下 2 桁とする）
c_z：3.4 に規定するレベル 1 地震動の地域別補正係数
S_0：レベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトル（m/s²）で，3.6 に規定する耐震設計上の地盤種別及び固有周期 T（s）に応じて表-3.2.1 に規定する減衰定数 0.05 の加速度応答スペクトルの値とする。
表 3.2.1　レベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトル S_0
<table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T（s）に対する S_0（m/s²）</th></tr><tr><td>Ⅰ種</td><td>$T < 0.10$
$S_0 = 4.31\,T^{1/3}$
ただし，$S_0 \geq 1.60$</td><td>$0.10 \leq T \leq 1.10$
$S_0 = 2.00$</td><td>$1.10 < T$
$S_0 = 2.20/T$</td></tr><tr><td>Ⅱ種</td><td>$T < 0.20$
$S_0 = 4.27\,T^{1/3}$
ただし，$S_0 \geq 2.00$</td><td>$0.20 \leq T \leq 1.30$
$S_0 = 2.50$</td><td>$1.30 < T$
$S_0 = 3.25/T$</td></tr><tr><td>Ⅲ種</td><td>$T < 0.34$
$S_0 = 4.30\,T^{1/3}$
ただし，$S_0 \geq 2.40$</td><td>$0.34 \leq T \leq 1.50$
$S_0 = 3.00$</td><td>$1.50 < T$
$S_0 = 4.50/T$</td></tr></table>
3.3　レベル 2 地震動の特性値
(1)　レベル 2 地震動の特性値は，プレート境界型の大規模な地震を想定した地震動（以下「レベル 2 地震動（タイプⅠ）」という。）と，内陸直下型地震を想定した地震動（以下「レベル 2 地震動（タイプⅡ）」という。）の 2 種類を考慮する。
(2)　レベル 2 地震動（タイプⅠ）及びレベル 2 地震動（タイプⅡ）の特性値は，3.5 に規定する耐震設計上の地盤面において，耐震設計上の地盤種別を 3.6 の規定により区別したうえで，それぞれ，式（3.3.1）及び式（3.3.2）による加速度応答スペクトルに基づいて算出する。
$S_I = c_{Iz} S_{I0}$ ……（3.3.1）
$S_{II} = c_{IIz} S_{II0}$ ……（3.3.2）
ここに，
S_I：レベル 2 地震動（タイプⅠ）の加速度応答スペクトル（m/s²）（四捨五入により小数点以下 2 桁とする）
S_{II}：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の加速度応答スペクトル（m/s²）（四捨五入により小数点以下 2 桁とする）
c_{Iz}：3.4 に規定するレベル 2 地震動（タイプⅠ）の地域別補正係数
c_{IIz}：3.4 に規定するレベル 2 地震動（タイプⅡ）の地域別補正係数
S_{I0}：レベル 2 地震動（タイプⅠ）の標準加速度応答スペクトル（m/s²）で，3.6 に規定する耐震設計上の地盤種別及び固有周期 T（s）に応じて表-3.3.1 に規定する減衰定数 0.05 の加速度応答スペクトルの値とする。
S_{II0}：レベル 2 地震動（タイプⅡ）の標準加速度応答スペクトル（m/s²）で，3.6 に規定する耐震設計上の地盤種別及び固有周期 T（s）に応じて表-3.3.2 に規定する減衰定数 0.05 の加速度応答スペクトルの値とする。
表-3.3.1　レベル 2 地震動（タイプⅠ）の標準加速度応答スペクトル S_{I0}
<table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T（s）に対する S_{I0}（m/s²）</th></tr><tr><td>Ⅰ種</td><td>$T < 0.16$
$S_{I0} = 25.79\,T^{1/3}$</td><td>$0.16 \leq T \leq 0.60$
$S_{I0} = 14.00$</td><td>$0.60 < T$
$S_{I0} = 8.40/T$</td></tr><tr><td>Ⅱ種</td><td>$T < 0.22$
$S_{I0} = 21.53\,T^{1/3}$</td><td>$0.22 \leq T \leq 0.90$
$S_{I0} = 13.00$</td><td>$0.90 < T$
$S_{I0} = 11.70/T$</td></tr><tr><td>Ⅲ種</td><td>$T < 0.34$
$S_{I0} = 17.19\,T^{1/3}$</td><td>$0.34 \leq T \leq 1.40$
$S_{I0} = 12.00$</td><td>$1.40 < T$
$S_{I0} = 16.80/T$</td></tr></table>
表-3.3.2　レベル 2 地震動（タイプⅡ）の標準加速度応答スペクトル S_{II0}
<table><tr><th>地盤種別</th><th colspan="3">固有周期 T（s）に対する S_{II0}（m/s²）</th></tr><tr><td>Ⅰ種</td><td>$T < 0.30$
$S_{II0} = 44.63\,T^{2/3}$</td><td>$0.30 \leq T \leq 0.70$
$S_{II0} = 20.00$</td><td>$0.70 < T$
$S_{II0} = 11.04/T^{5/3}$</td></tr><tr><td>Ⅱ種</td><td>$T < 0.40$
$S_{II0} = 32.24\,T^{2/3}$</td><td>$0.40 \leq T \leq 1.20$
$S_{II0} = 17.50$</td><td>$1.20 < T$
$S_{II0} = 23.71/T^{5/3}$</td></tr><tr><td>Ⅲ種</td><td>$T < 0.50$
$S_{II0} = 23.81\,T^{2/3}$</td><td>$0.50 \leq T \leq 1.50$
$S_{II0} = 15.00$</td><td>$1.50 < T$
$S_{II0} = 29.18/T^{5/2}$</td></tr></table></td><td>・「道示Ⅴ」p48～p54</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th colspan="4">3.9 耐　震（その 2）</th></tr>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td rowspan="2">⑥設計
地震動</td><td>構造解析
手法</td><td>・動的解析による照査を標準とし，地震時の挙動が複雑でない橋に対しては，静的解析による照査を用いる。
・静的解析が適用できない具体例は以下のとおりである。

上記の基本的な考え方に基づき，静的解析が適用できない橋梁条件に関する具体例を示すと次のとおりである。
① 塑性化やエネルギー吸収を複数箇所に期待するため，静的解析を適用できない構造の橋
・ラーメン橋（面内方向）
・免震橋
② 1次の固有振動モードが卓越していない又はエネルギー一定則の適用性が十分検証されていないため，静的解析を適用できない構造の橋
・橋脚高さが高い橋（一般に，30m 程度以上）
・鋼製橋脚に支持される橋
・固有周期の長い橋（一般に，固有周期 1.5 秒程度以上）
・弾性支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋
③ 塑性ヒンジが形成される箇所が明確ではない又は複雑な地震時挙動をするため，静的解析を適用できない構造の橋
・斜張橋，吊橋等のケーブル系の橋
・アーチ橋
・トラス橋
・曲線橋</td><td>・「道示Ⅴ」 p114～p115</td></tr>
<tr><td>作用方向</td><td>・地震動の作用方向は橋軸方向および橋軸直角方向の 2 方向を基本とする。
・曲線橋の場合，起終点を結んだ方向を橋軸方向，法線方向を橋軸直角方向とする。
・動的解析において，レベル 1 地震動は 1 波形，レベル 2 地震動は 3 波形（位相特性が異なる振幅調整した加速度波形）を用いる。

(4) 振幅調整しようとする強震記録を選定するにあたっては，以下の 1)及び 2)を考慮しなければならない。また，レベル 2 地震動を考慮する設計状況においては，位相特性が異なる振幅調整した加速度波形を少なくとも 3 波形用いるものとし，レベル 1 地震動を考慮する設計状況においては，1 波形を用いる。
1) 振幅調整しようとする強震記録の加速度応答スペクトルが目標とする加速度応答スペクトルと類似した特性を有すること。
2) 部材の塑性化を期待する場合は，以下のⅰ)及びⅱ)の特性を有すること。
ⅰ）レベル 2 地震動（タイプⅠ）については，継続時間が長く，地震動の繰返しが橋の非線形応答に与える影響が大きい位相特性
ⅱ）レベル 2 地震動（タイプⅡ）については，継続時間は短いが振幅の大きな地震動が橋の非線形応答に与える影響が大きい位相特性

表-解 4.1.1 標準加速度波形を求める際に振幅調整のもととなった強震記録
(a) レベル 1 地震動
<table><tr><th>呼び名</th><th>地盤種別</th><th>振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分</th><th></th></tr><tr><td>1-Ⅰ</td><td>Ⅰ種地盤</td><td>昭和 53 年宮城県沖地震</td><td>開北橋周辺地盤上 LG 成分</td></tr><tr><td>1-Ⅱ</td><td>Ⅱ種地盤</td><td>昭和 43 年日向灘地震</td><td>板島橋周辺地盤上 LG 成分</td></tr><tr><td>1-Ⅲ</td><td>Ⅲ種地盤</td><td>昭和 58 年日本海中部地震</td><td>津軽大橋周辺地盤上 TR 成分</td></tr></table>(b) レベル 2 地震動（タイプⅠ）
<table><tr><th>呼び名</th><th>地盤種別</th><th>振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分</th><th></th></tr><tr><td>2-Ⅰ-Ⅰ-1</td><td rowspan="3">Ⅰ種地盤</td><td>平成 15 年十勝沖地震</td><td>清水道路維持出張所構内地盤上 EW 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅰ-Ⅰ-2</td><td rowspan="2">平成 23 年東北地方太平洋沖地震</td><td>開北橋周辺地盤上 EW 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅰ-Ⅰ-3</td><td>新晩翠橋周辺地盤上 NS 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅰ-Ⅱ-1</td><td rowspan="3">Ⅱ種地盤</td><td>平成 15 年十勝沖地震</td><td>直別観測点地盤上 EW 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅰ-Ⅱ-2</td><td rowspan="2">平成 23 年東北地方太平洋沖地震</td><td>仙台河川国道事務所構内地盤上 EW 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅰ-Ⅱ-3</td><td>阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅰ-Ⅲ-1</td><td rowspan="3">Ⅲ種地盤</td><td>平成 15 年十勝沖地震</td><td>大樹町生花観測点地盤上 EW 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅰ-Ⅲ-2</td><td rowspan="2">平成 23 年東北地方太平洋沖地震</td><td>山崎震動観測所地盤上 NS 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅰ-Ⅲ-3</td><td>土浦出張所構内地盤上 EW 成分</td></tr></table>(c) レベル 2 地震動（タイプⅡ）
<table><tr><th>呼び名</th><th>地盤種別</th><th>振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分</th><th></th></tr><tr><td>2-Ⅱ-Ⅰ-1</td><td rowspan="3">Ⅰ種地盤</td><td rowspan="9">平成 7 年兵庫県南部地震</td><td>神戸海洋気象台地盤上 NS 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅱ-Ⅰ-2</td><td>神戸海洋気象台地盤上 EW 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅱ-Ⅰ-3</td><td>猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅱ-Ⅱ-1</td><td rowspan="3">Ⅱ種地盤</td><td>JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅱ-Ⅱ-2</td><td>JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅱ-Ⅱ-3</td><td>大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅱ-Ⅲ-1</td><td rowspan="3">Ⅲ種地盤</td><td>東神戸大橋周辺地盤上 N12W 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅱ-Ⅲ-2</td><td>ポートアイランド内地盤上 NS 成分</td></tr><tr><td>2-Ⅱ-Ⅲ-3</td><td>ポートアイランド内地盤上 EW 成分</td></tr></table></td><td>・「道示Ⅴ」 p73～p80</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th colspan="3">3.9 耐　震（その 3）</th></tr>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>設計条件</th><th>適用基準および既往資料等</th></tr>
<tr><td rowspan="4">⑦耐震設計方法</td><td>設計振動単位</td><td>・複数の下部構造の頂部において，一連の上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に固定または弾性支持の場合
⇒その作用方向に対して，それらの複数の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる構造系を 1 つの設計振動単位
・1 基の下部構造の頂部において，上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に固定または弾性支持の場合
⇒その作用方向に対して，その 1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる構造系を 1 つの設計振動単位
複数の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる構造系
 
 
図-解 4.1.7　橋軸方向に固定支持の場合
 
 
図-解 4.1.8　橋軸方向に弾性支持の場合
 
図-解 4.1.12　橋軸直角方向に固定又は弾性支持の場合
1 基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる構造系
 
 
図-解 4.1.10　橋軸方向に一点固定の場合
 
図-解 4.1.11　橋軸方向に固定・可動の場合</td><td>・「道示Ⅴ」 p83～p86</td></tr>
<tr><td>解析手法とモデル</td><td>・動的解析：非線形時刻歴応答解析法
・静的解析：エネルギー一定則</td><td>・「道示Ⅴ」 p116～p117，p132</td></tr>
<tr><td>部材のモデル化</td><td>・以下のとおりである。
 
図-解 5.2.1　橋の解析モデルの例</td><td>・「道示Ⅴ」 p120</td></tr>
<tr><td>各構造要素の減衰定数</td><td>・以下のとおりである。
表-解 5.2.1　各構造要素の減衰定数の標準値
<table><tr><td rowspan="2">構成部材</td><td colspan="2">線形部材としてモデル化する場合</td><td colspan="2">非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合</td></tr><tr><td>鋼構造</td><td>コンクリート構造</td><td>鋼構造</td><td>コンクリート構造</td></tr><tr><td>上部構造</td><td>0.02
（ケーブル：0.01）</td><td>0.03</td><td colspan="2">－</td></tr><tr><td>弾性支承</td><td colspan="4">0.03　（使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数）</td></tr><tr><td>免震支承</td><td colspan="4">有効設計変位に対する等価減衰定数</td></tr><tr><td>橋　脚</td><td>0.03</td><td>0.05</td><td>0.01：コンクリートを充てんしない場合
0.02：コンクリートを充てんする場合</td><td>0.02</td></tr><tr><td>基　礎</td><td colspan="2">0.1：Ⅰ種地盤上の基礎及びⅡ種地盤上の直接基礎
0.2：上記以外の条件の基礎</td><td colspan="2">－</td></tr></table></td><td>・「道示Ⅴ」 p131</td></tr>
</table>

3.4 河川条件

3.4.1 基準および既往資料

基準類＆既往資料は以下のとおりである。［　］は以降の略称である。

■基準類

・「改定　解説・河川管理構造令」平成 12 年 2 月，(社)日本河川協会　**［河川構造令］**
・「改定　解説・工作物設置許可基準」平成 10 年 11 月，(財)国土開発技術研究センター　**［工作物基準］**
・「仮締切堤設置基準（案）」平成 22 年 6 月，建設省河川局治水課　**［仮締切基準］**
・「土木設計マニュアル（橋梁編）」平成 29 年 9 月一部訂正，福島県　**［土木設計マニュアル］**

■既往資料

・「阿武隈川水系河川整備基本方針」H24.11 国土交通省 水管理・国土保全局　**［H24　整備方針］**
・「H10 年度　雲水峯地区築堤詳細設計業務 報告書(設計編)」H11.7 日本工営株式会社　**［H10　築堤詳細］**
[redacted]
・「H25 阿武隈川上流縦断測量」H25.3 陸奥測量設計株式会社　**［H25 縦断測量］**
・「H31 阿武隈川上流伏黒・郡山地区定期横断測量」R2.4　陸奥テックコンサルタント株式会社　**［H31 横断測量］**
・「R2 雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」R3.3 ㈱東京建設コンサルタント**【R2 小作田橋予備】**

3.4.2 河川諸元

表3.4.1 河川計画諸元（一級河川阿武隈川）

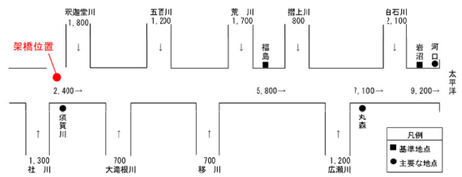
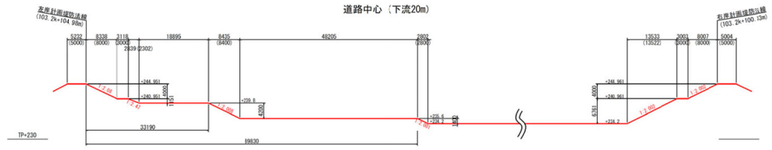
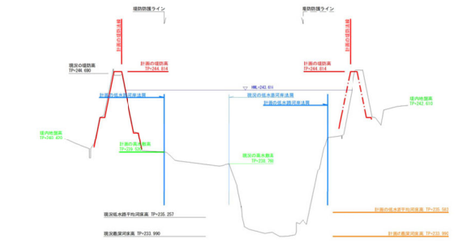
項　目		河川条件	摘　要	引用する文献＆成果
(1) 河川名		□一級河川 阿武隈川 水系 阿武隈川	□河川管理者： 国土交通省　東北地方整備局　福島河川国道事務所	―
(2)砂防指定		□指定なし		
(3)位　置		□須賀川市小作田梨ノ木内～同市和田川原		
(4) 渡河位置 （架橋中心）	河川距離標	□103.2ｋ+126.380（左岸），103.2+120.556(右岸)		[redacted]
	道路センター	□No.6+19.2 付近(低水路中心)		「R2 小作田橋予備」
(5) 河川改修の有無		□改修計画有		「H24　整備方針」
(6) 計画高水流量（Q）		□Q=2400m^3/sec 阿武隈川計画高水流量図　（単位：m^3/s）  		「H24　整備方針」
(7) 河床勾配(i)		□i=1/422～474（架橋位置前後）		[redacted]
(8) 計画高水位（H.W.L）		□HWL=▽243.797　(右岸上流端)		[redacted]
(9) 堤防の余裕高（H.W.L から）		□河川の余裕高（橋梁計画高水流量に応じた余裕高）を確保する。 項 / 1 / 2 / 3 / 4 / 5 / 6 計画高水流量（単位 1秒間につき立方メートル） / 200 未満 / 200 以上 500 未満 / 500 以上 2 000 未満 / 2 000 以上 5 000 未満 / 5 000 以上 10 000 未満 / 10 000 以上 計画高水位に加える値（単位 メートル） / 0.6 / 0.8 / 1 / 1.2 / 1.5 / 2	□河川としての余裕高(1.2m)以上確保する	「河川構造令」第 20 条
(10) 堤防高	計　画	□有　▽244.997　(右岸上流端)	□HWL+1.2m	
	現　況	□右岸：応急復旧（大型土のう） □左岸：築堤（仮盛土）	□右岸は橋梁架設工事に合わせて築堤 □左岸は仮盛土築堤済である 　但し，仮盛土なので計画堤防法線は現況築堤法線より，1.5m～2.5m 川側である	「R2 小作田橋予備」
(11) 河床高	計　画	□有 ▽234.2		[redacted]
	現　況	□架橋位置での現況河床高▽234.54～234.75		[redacted]
	最深河床高	□▽233.6		[redacted]

表3.4.2 河川計画諸元（一級河川阿武隈川）

<table>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>河川条件</th><th>確認事項</th><th>引用する文献&成果</th></tr>
<tr><td colspan="2">(12) 河川横断</td><td>□計画河川断面（道路中心）
 
</td><td>□現況河川断面
□103.2k
 
□103.4k
  </td><td>[redacted]</td></tr>
<tr><td rowspan="2">(13) 管理用通路</td><td>位　置</td><td>□平面交差</td><td>―</td><td>「工作物基準」P69</td></tr>
<tr><td>幅　員</td><td>□左右岸とも5.0m</td><td>―
<table><tr><th>項</th><th>計画高水流量（単位1秒間につき立方メートル）</th><th>天端幅（単位　メートル）</th></tr><tr><td>1</td><td>500未満</td><td>3</td></tr><tr><td>2</td><td>500以上
2 000未満</td><td>4</td></tr><tr><td>3</td><td>2 000以上
5 000未満</td><td>5</td></tr><tr><td>4</td><td>5 000以上
10 000未満</td><td>6</td></tr><tr><td>5</td><td>10 000以上</td><td>7</td></tr></table></td><td>「河川構造令」第21条
「河川構造令」規則第15条</td></tr>
<tr><td>建築限界高</td><td>□4.5m</td><td>―</td><td>「河川構造令」規則第15条</td></tr>
</table>

（堤防の管理用通路）

規則第15条　令第27条に規定する管理用通路は，次の各号に定めるところにより設けるものとする．ただし，管理用通路に代わるべき適当な通路がある場合，堤防の全部若しくは主要な部分がコンクリート，鋼矢板若しくはこれらに準ずるものによる構造のものである場合又は堤防の高さと堤内地盤高との差が0.6メートル未満の区間である場合においては，この限りでない．

一　幅員は，3メートル以上で堤防の天端幅以下の適切な値とすること．

二　建築限界は，次の図に示すところによること．

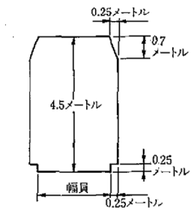
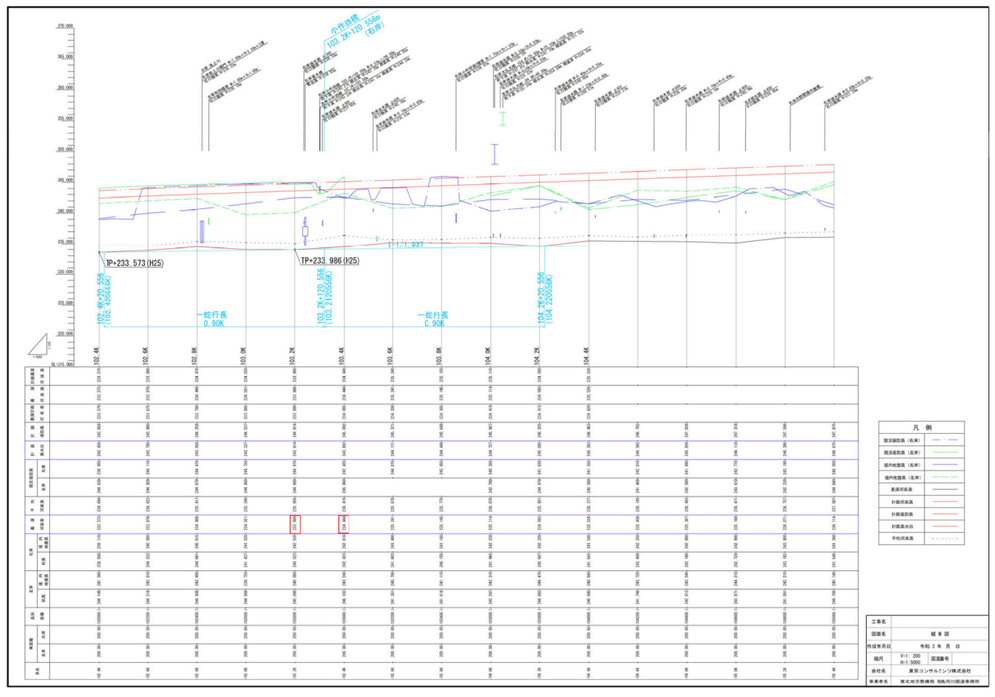


表3.4.3 河川計画諸元（一級河川阿武隈川）

項　目		河川条件	確認事項	引用する文献＆成果
(14) 管理用通路	交差方法	□交通量：T=2885 台/日（H29 センサス），計画高水流量：Q=2400m3/s より， 平面交差とする 表 10.1　河川管理用道路と橋の交差方法 計画高水流量（単位 1 秒間につき立法メートル）：1,000以上 ／ 1,000未満で重要な河川の区間 ／ 1,000未満 ・橋の計画交通量 6,000台／日以上 ・踏切最大遮断時間 20分／時間以上：原則として立体交差と平面交差を併設する。なお，道路橋の場合で橋と交差する管理用通路が道路と兼用しており，当該道路に渋滞対策として，その計画交通量に応じた右折車線を設置する場合はこの限りでない。また，他に管理用通路に代わるべき適当な通路がある場合はこの限りではない。（図10.3参照）：平面交差で可 ・橋の計画交通量 6,000台／日未満 ・踏切の最大遮断時間 20分／時間未満：平面交差で可：平面交差で可 注）「重要な河川の区間」とは水防上重要な河川をいい，一級河川の直轄管理区間及びこれに準ずる区間がこれに該当する。 なお，立体交差と平面交差を併設すべき場合であっても，河川の堤防が低く，立体交差のための建築限界を確保するためには地下道形式となる場合又は立体交差とするために著しく費用増となる場合は平面交差のみとすることができる。この場合，橋が道路橋で，かつ，当該橋と交差する管理用通路が道路と兼用しているときには，当該道路に渋滞対策としてその計画交通量に応じた右折車線を設置するよう努めるものとする。また，高速道路等沿道制限がある場合は，立体交差とすることができる。		「工作物基準」P70
(15) 河川縦断				[redacted]

3.4.3 橋梁計画上の規制

表3.4.4 橋梁計画上の規制(1)

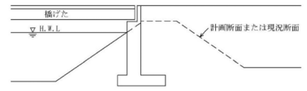
<table>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th colspan="2">河川条件</th><th>確認事項</th><th>引用する文献&成果</th></tr>
<tr><td rowspan="3">(1) 橋　台</td><td>位　置</td><td>□川幅 50m 以上なので，堤防法線とＨＷＬとの交点より前に躯体は出さない</td><td> 

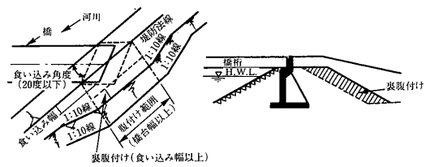
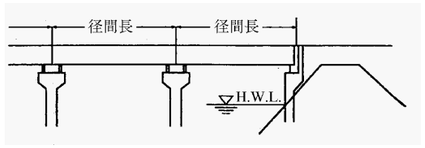
図 1－11　橋台前面の位置（川幅 50m 以上）</td><td></td><td>「河川構造令」第 61 条
「土木設計マニュアル」p1-28</td></tr>
<tr><td>方　向</td><td>□斜角は原則として 60 度以上
　食い込み角度は 20 度以内
・堤防への食い込み幅は天端幅の 1/3 以下
（2m を超える場合は 2m）
・橋台幅以上の範囲を裏腹付けによる堤防補強</td><td> 

図 8.6　堤防への食い込みに対する補強</td><td></td><td>「河川構造令」第 61 条
「土木設計マニュアル」p1-30</td></tr>
<tr><td>根入れ</td><td>□堤防地盤線以深にフーチング底面を定着させる
※左岸の条件護岸範囲の高水敷幅が 24.5m～30.1m と変化し，20m 未満であることから川裏側の地盤線は河床高とする</td><td> 

橋台の底面位置　〔高水敷幅が20m未満または既往の河岸洗堀幅以下の場合〕</td><td></td><td>「河川構造令」第 61 条
「土木設計マニュアル」p1-29</td></tr>
<tr><td rowspan="4">(2) 橋　脚</td><td>基準径間長</td><td>Ｌ＝20+0.005×Ｑ＝20+0.005×2400＝32.00m
 

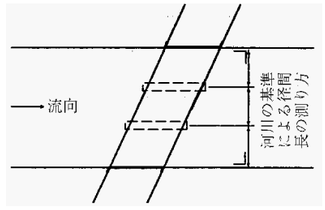
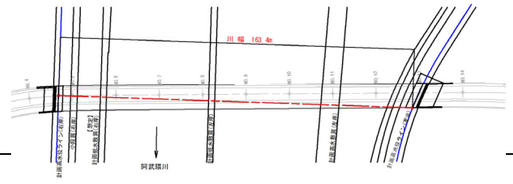
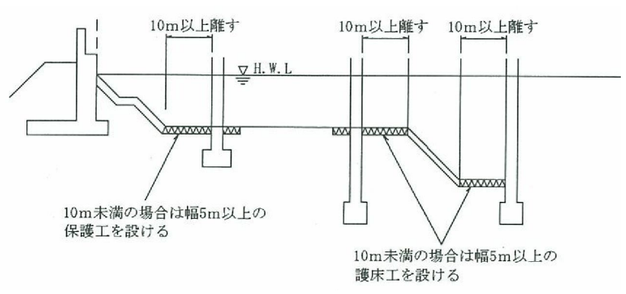
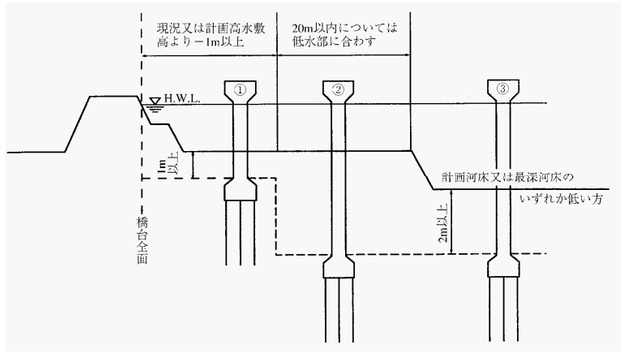
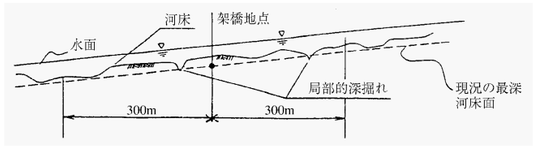
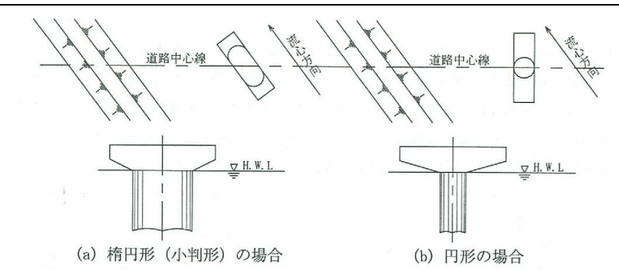
 
</td><td></td><td>「河川構造令」第 63 条</td></tr>
<tr><td>径間数</td><td>川幅／基準径間長＝163.4m／32.0m
＝5.11→5 径間以下</td><td> 
</td><td></td><td>「河川構造令」第 63 条
「R2 小作田橋予備」</td></tr>
<tr><td>河積阻害率</td><td>原則として 5%以内⇒橋脚柱幅 163.4×5%/3 基=2.72m 以下/基</td><td></td><td></td><td>「河川構造令」第 62 条</td></tr>
<tr><td>位　置</td><td>堤体内に設けない。
河岸＆堤防法尻および低水護岸法肩から
10m以上離す。
やむを得ず設ける場合は，護岸を強固にするとともに，
護床工や高水敷保護工を設ける。</td><td> 
</td><td></td><td>「河川構造令」第 62 条</td></tr>
</table>

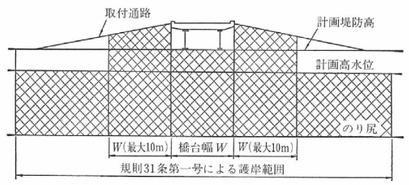
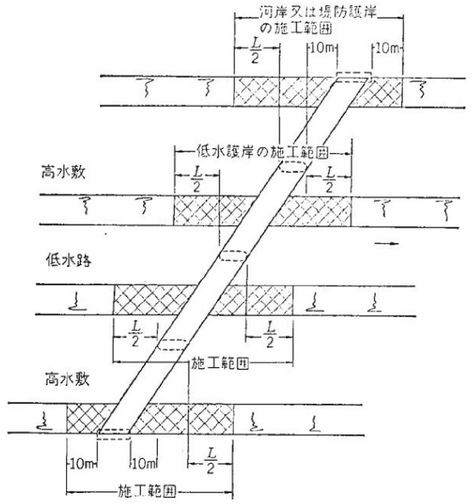
表3.4.5 橋梁計画上の規制(2)

<table>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th colspan="2">河川条件</th><th>確認事項</th><th>引用する文献＆成果</th></tr>
<tr><td rowspan="3">(2) 橋　脚</td><td>根入れ</td><td>□計画又は最深河床から2m以上確保</td><td> 

・　①は現高水敷と計画高水敷高の低い方より－１ｍ以上とすること。
・　②③は最深河床の包絡線と計画河床の低い方より－２ｍ以上とすること。
橋脚の根入れは河床の変動を考慮し、橋脚基礎天端高は最深河床以下とする。
なお、最深河床とは、その付近上下流各 0.3 ㎞程度間の包絡した最深河床高で、資料は過去 10 カ年程度で検討すること。
 
</td><td></td><td>「河川構造令」第 62 条
「土木設計マニュアル」p1-31</td></tr>
<tr><td>形　状</td><td>□原則として細長い楕円形（小判形）</td><td></td><td></td><td>「河川構造令」第 62 条</td></tr>
<tr><td>設置方向</td><td>□流心方向に平行</td><td> 

(a) 楕円形（小判形）の場合　(b) 円形の場合</td><td></td><td>「河川構造令」第 62 条</td></tr>
<tr><td>(3) 桁下高</td><td>桁下余裕高</td><td>□1.2m以上</td><td>計画高水流量と余裕高（出典：河川構造令）
<table><tr><th>項</th><th>計　画　高　水　流　量
（単位：１秒間につき立方メートル）</th><th>余　裕　高
（単位：メートル）</th></tr><tr><td>1</td><td>200未満</td><td>0.6</td></tr><tr><td>2</td><td>200以上　500未満</td><td>0.8</td></tr><tr><td>3</td><td>500以上　2,000未満</td><td>1.0</td></tr><tr><td>4</td><td>2,000以上　5,000未満</td><td>1.2</td></tr><tr><td>5</td><td>5,000以上　10,000未満</td><td>1.5</td></tr><tr><td>6</td><td>10,000以上</td><td>2.0</td></tr></table></td><td></td><td>「河川構造令」第 64 条
「河川構造令」第 20 条</td></tr>
</table>

表3.4.6 橋梁計画上の規制(3)

項　目		河川条件		確認事項	引用する文献&成果
(4) 護　岸	形　式	□左右岸：設置する	 A1（右岸）の既設護岸		「河川構造令」第 65 条
	範　囲	□橋台 ⇒上下流 10m 以上 □橋脚 ⇒基準径間長/2	  図 1－22　橋の設置に伴い必要となる護岸長		「河川構造令」第 65 条

3.4.4 施工計画上の規制

表3.4.7 施工計画上の規制

<table>
<tr><th colspan="2">項　目</th><th>河川条件</th><th>確認事項</th><th>引用する文献&成果</th></tr>
<tr><td colspan="2">(1) 工事期間</td><td>・出水期間中は河道内（流下断面内）の工事を行わないものとする。

・出水期間は以下のとおりとする。
［出水期］　6月1日～10月31日　　--- 5ヶ月
［非出水期］11月1日～翌年5月31日--- 7ヶ月</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">(2) 設計対象水位</td><td>堤防開削を行う場合</td><td>・非出水期の工事期間中の既往最高水位または仮締切設置後の河積で流下させるための水位のいずれか高い方</td><td></td><td>「仮締切堤設置基準（案）」</td></tr>
<tr><td>堤防開削を行わない場合</td><td>・非出水期，出水期問わず，工事期間の過去5年間の時刻歴最大水位
・異常出水と判断される場合は，過去10年の2位の水位とする。</td><td></td><td>「仮締切堤設置基準（案）」</td></tr>
<tr><td rowspan="2">(3) 仮設桟橋</td><td>桁下余裕高</td><td>・河川の余裕高（橋梁計画高水流量に応じた余裕高）を確保する。
計画高水流量と余裕高（出典：河川構造令）
<table><tr><th>項</th><th>計画高水流量（単位：1秒間につき立方メートル）</th><th>余裕高（単位：メートル）</th></tr><tr><td>1</td><td>200未満</td><td>0.6</td></tr><tr><td>2</td><td>200以上　500未満</td><td>0.8</td></tr><tr><td>3</td><td>500以上　2,000未満</td><td>1.0</td></tr><tr><td>4</td><td>2,000以上　5,000未満</td><td>1.2</td></tr><tr><td>5</td><td>5,000以上　10,000未満</td><td>1.5</td></tr><tr><td>6</td><td>10,000以上</td><td>2.0</td></tr></table></td><td></td><td>「河川構造令」第20条</td></tr>
<tr><td>径間長</td><td>・仮設桟橋は，下部仮設，上部架設で使用する。
・出水期は覆工板，主桁のみ撤去して，次年度再架設とするとした場合，迂回路のための仮橋規定に準拠する。
<table><tr><th>項</th><th>1</th><th>2</th><th>3</th><th>4</th></tr><tr><td>計画高水流量（単位　1秒間につき立方メートル）</td><td>500未満</td><td>500以上
2 000未満</td><td>2 000以上
4 000未満</td><td>4 000以上</td></tr><tr><td>可動部のうち土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねる部分の径間長（単位　メートル）</td><td>12.5</td><td>12.5</td><td>15</td><td>20</td></tr><tr><td>可動部の径間長の平均値(単位　メートル)</td><td>15</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td></tr></table></td><td></td><td>「河川構造令」第73条
「河川構造令」第39条</td></tr>
</table>

3.5 架設位置特有の条件

「道示Ⅰ」p13 を踏まえ，架橋位置特有の条件について調査した結果を整理する。

整理にあたっては，「平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」平成 30 年 6 月，（公社）日本道路協会 p6～p7 に準拠する。

「道示Ⅰ」p13

1.6 調　　査

橋の適切な設計，施工，維持管理を行うために，橋の建設予定地点の状況，構造物の規模等に応じて必要な調査を行わなければならない。なお，調査については，本編によるほか，Ⅱ編からⅤ編の関連する規定によらなければならない。

橋の設計及び施工にあたって必要となる調査項目は，建設予定地点及びその周辺の地形，地質，気象，隣接構造物や地下埋設物の条件，地域や環境に関して配慮すべき事項や制限など，極めて多岐にわたり，橋の構造形式や規模などに応じて変わり得る。したがって，予定する橋の計画段階などできるだけ早い段階から必要な調査項目とその手段，実施時期について検討を行い，橋の完成までできるだけ手戻りなく確実に所要の性能が得られることに配慮するのがよい。

設計供用期間中に橋に求められる性能は，個別の路線や整備される地域，想定される利用者によって異なる。しかし，性能を満足した橋にするために必要な，橋の調査，計画，設計，施工，維持管理の各段階の配慮事項は，独立しているものではなく，密接に関係している。そこで，各段階の配慮事項を一体的に検討するべきであり，現在までに建設され供用中の橋についての調査，計画，設計，施工，維持管理からの知見を最大限活用することが重要である。

調査に関しては，本編によるほか各編の関連する規定にも従わなければならない。各編においては，Ⅱ編，Ⅲ編及びⅣ編では２章に，Ⅴ編では１章にそれぞれ調査に関する規定がなされている。

「平成 29 年道路橋示方書に基づく道路橋の設計計算例」p6～p7

1.1.3 架橋位置特有の条件

架橋位置特有の条件は，設計の基本方針（1.2），架橋位置と橋の形式（1.3）や各部材の設計方針（1.4），詳細設計条件（1.5）等に反映される必要がある。そのため設計にあたっては，計画段階を含め，設計に関わりのある架橋予定地点及びその周辺特有の状況に関する条件およびその設定の根拠となった各種の調査の結果については確認しておくこととなる。そして，設計計算書には設計との関わりにおいてこれらの架橋位置特有の条件を明示しておくこととなる。

なお，道路橋の場合，設計着手前に入手できている各種の調査結果を反映して設計計算を進めても，適切な設計を行うための情報を得るために追加の調査が必要となったり，何らかの理由で行われた調査等によって設計に関わる追加の情報が得られることもある。さらには施工段階に設計の妥当性や適切性に関わる新たな情報が得られることもある。

このような場合には，必要に応じて設計の見直しや修正の要否の検討が行われたり，設計そのものが見直されることもある。作成しようとしている設計計算書と直接的に関係のあるこれらの新たな情報との関係についても，可能な限り記載しておくことが必要である。

道路橋の設計において，設計内容に関わる主な架橋位置特有の条件には以下のようなものがある。

■ 路線条件
- ・交通状況（将来交通量，大型車交通量）
- ・将来計画（拡幅予定の有無，付属施設の設置など）
- ・交差物件（道路，鉄道，河川，水路など）

など

■ 自然環境条件
- ・腐食環境（地理的条件，飛来塩分など）
- ・気象条件（温度，積雪，降雨量，風況など）
- ・地形・地質条件（軟弱地盤，液状化が生じる地盤，斜面崩壊等の発生，断層など）
- ・地盤変動
- ・河相（流況，過去の流心や河床の変動など）
- ・地下水（水位，水質など）
- ・気象等の過去の記録（過去の地震，津波遡上高さなど）

など

■ 周辺環境
- ・既存物件（住宅，商工業地，墓地，防雪林，水源地，温泉など）
- ・地下埋設物（ガス，上下水道，史跡，文化財など）
- ・架空条件
- ・利水状況他（舟運，漁業，利水(工業，農業など)など(現状，将来計画)）

など

■ 使用材料の条件の特性及び製造に関する条件
- ・コンクリートプラントの条件（立地条件，設備，品質管理体制など）
- ・使用材料の条件（材料の採取地，量，質，コンクリートの配合など）

など

■ 施工に関する条件
- ・関連法規
  （騒音，振動，資材運搬，施工などに関わる法規についての制限など）
- ・運搬路（道路条件，支障物件，迂回路，航路，水深など）
- ・作業環境（作業空間，掘削土等の処理，電気・給排水など）
- ・有害ガス，酸素欠乏空気等
  （有害ガスの種類と発生状況，酸素欠乏空気の状況）

など

■ 維持管理に関する条件
- ・点検方法（通常時，緊急時）
- ・被災時の修繕方法(作業空間，作業場の制約など)
- ・維持作業計画（除雪，凍結防止など）

など

Ⅰ編 1.6
Ⅱ編～Ⅳ編 2 章
Ⅴ編 1.3

表 3.5.1 調査結果の一覧（その 1）

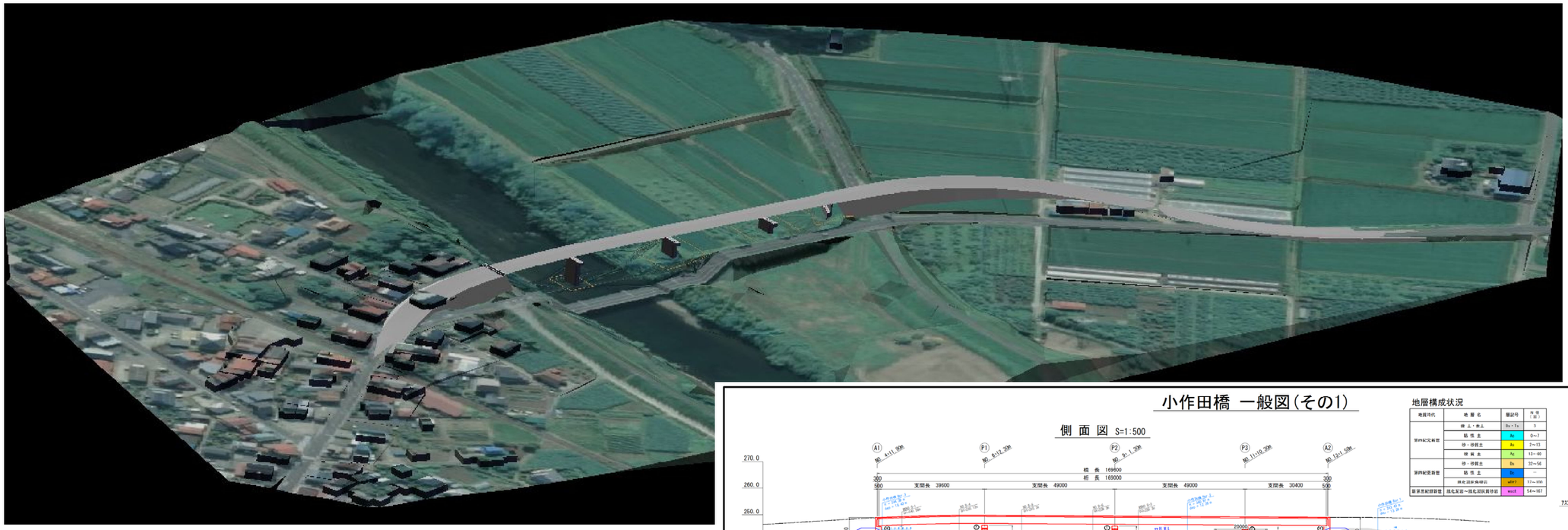
項　目			内　容	結　果
1.架橋環境条件	①腐食環境	・地形的条件，塩害影響の度合いの地域区分	・地図 ・設計基準	・C 地域，海岸線から 55km ・塩害の影響地域ではない
		・凍結防止剤の散布	・福島県(確認) ・設計基準	・散布路線の有無 ・散布する場合対策区分 I
		・その他	・現地踏査	・温泉地等の腐食環境ではない
	②疲労環境	・荷重条件の設定	・既往設計業務	・大型車交通量 T=500 台/日未満
	③路線条件	・将来拡幅計画	・既往設計業務	・なし
		・付属施設	・既往設計業務 ・設計基準	・あり：たわみ製防護柵，照明，添架物 ・なし：標識
		・交差条件(構造寸法制約)	・既往設計業務 ・現地踏査	・市道 7122 号線 ・市道 232 号線 ・市道 231 号線，230 号線
	④気象・地形条件	・温度変化	・設計基準	・寒冷地域
		・積雪	・設計基準	・積雪地ではない,雪荷重無
		・降雨量	・気象庁 HP	・施工等に対して問題となる量ではない
		・耐震設計上の地域区分と地盤種別	・設計基準	・B2 地域（福島県須賀川市） ・Ⅰ種～Ⅱ種地盤 ・地域別補正係数 ：Cz,CⅡz=0.85 ：CIz=1.0 ・地盤面の設計水平震度 ：L1 地震動 khg=0.20 L2 地震動・タイプⅠ k1hg=0.50～0.45 L2 地震動・タイプⅡ K2hg=0.80～0.70
		・地盤変動	・地質調査業務	・なし（軟弱地盤ではない）
	⑤地盤調査	・地形地質の調査	・地質調査業務	・液状化：あり(Ag,As 層) ・ごく軟弱な粘性土層 ：なし ・流動化：なし ・斜面崩壊：なし ・支持層：砂質土 Ds(A1) 風化凝灰角礫岩 wDt2(P1-P3,A2)
		・ボーリング，サンプリング，サウンディング，土質試験，物理探査および物理検層	・地質調査業務	・ボーリング（3 箇所），標準貫入試験，粒度試験，液性塑性限界試験，密度試験，一軸圧縮試験，サウンディング
		・過去の地震，震害の記録	・地質調査業務	・なし
	⑥地下水調査	・地下水位	・地質調査業務	・ボーリング孔内で確認 ・GL-2m～-3m
		・被圧水	・地質調査業務	・なし
	⑦有害ガス，酸素欠乏空気等の調査	・有害ガスの種類とその発生状況 ・酸素欠乏空気の発生状況	・地質調査業務	・施工に支障をきたす有害ガスおよび酸素欠乏空気の発生は認められない
	⑧河相調査	・河川，湖沼等の状況とその変化度合いの把握	・現地踏査	・河川橋，河床は一部岩露出
	⑨利水状況とその他調査	・船舶の航行状況 ・流送物，流下物の状況 ・農業用水，漁業等の利水状況	・現地踏査	・船舶航行なし ・農業用水：取水口は上流 ・橋梁上下流に排水樋門有

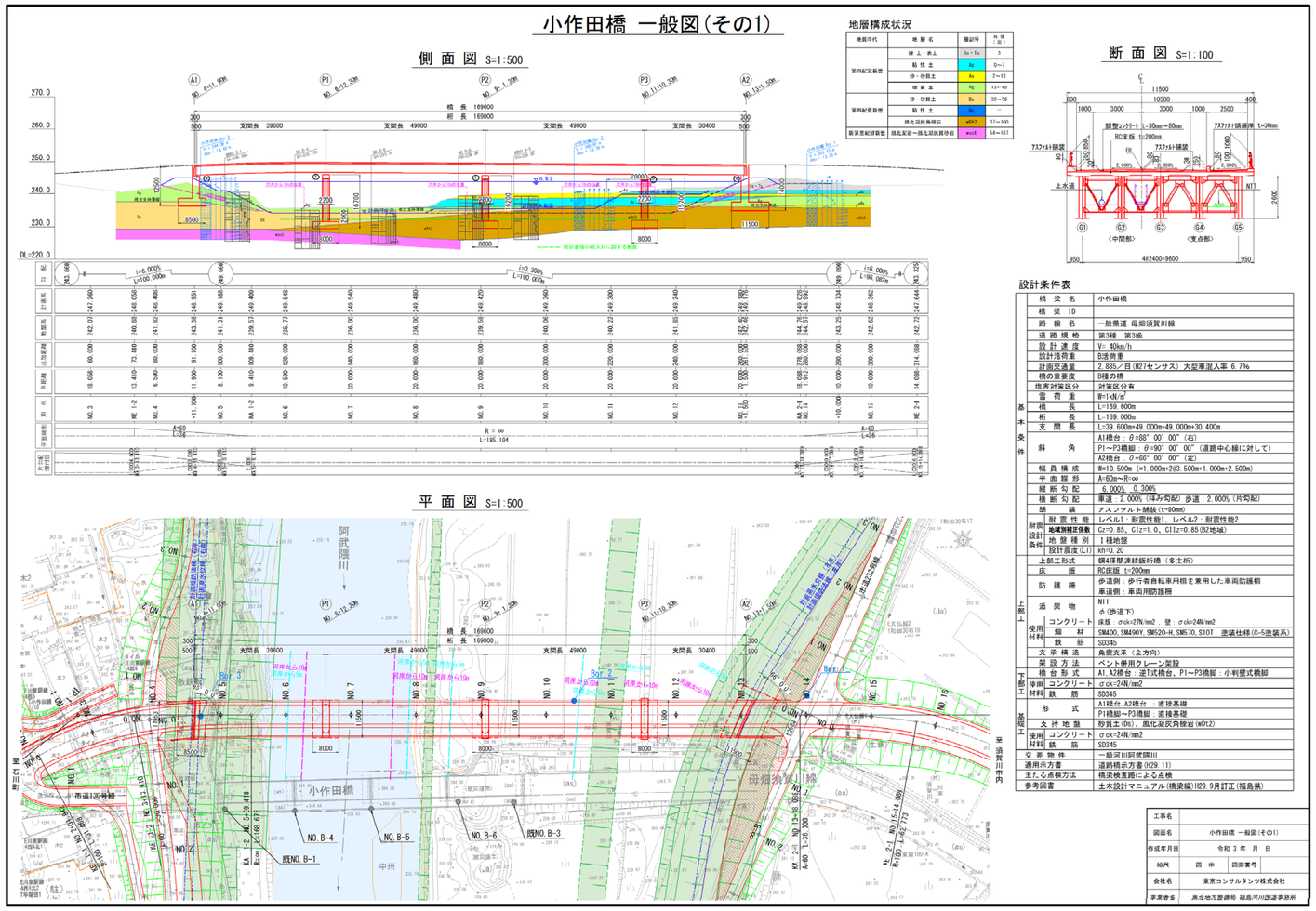
表 3.5.2 調査結果の一覧（その 2）

項　目			内　容	結　果
2.使用材料条件の特性と製造に関する条件		・コンクリートプラント	・施工図書	・11km にプラント有
		・使用材料の制約	・既往設計業務	・なし
		・コンクリート配合等制約	・設計基準	・高炉セメント B ・水セメント比 55%以下
3.施工条件	①関連法規等	・搬入車両制限	・施工図書 ・現地踏査	・特に無い
		・近接構造物	・施工図書 ・設計基準 ・現地踏査	・現況道路との近接施工 ・現況排水施設の付け替え必要
		・クレーン作業制約	・現地踏査	・現況交通に影響がないようにする
	②運搬路等	・プレキャスト部材などの大型部材の運搬	・既往設計業務	・なし
	③現場状況等	・既設構造物	・施工図書 ・設計基準 ・現地踏査	・現況橋梁との近接施工 ・現況交通に影響がないようにする
		・現場地形等	・用地図 ・現地踏査	・用地内での施工を原則とする（借地はできるだけ回避）
	④自然現象	・気象	・気象庁 HP	・寒冷地域 ・出水期施工に留意
	⑤現場周辺の環境	・自然環境	・既往設計業務 ・現地踏査	・景観を含め，特に留意することはない
		・歴史的背景	・既往設計業務 ・現地踏査	・なし
		・生活環境	・現地踏査	・右岸近隣に家屋があるので，施工時に留意
	⑥既存資料の調査	・下部構造の設計，施工に影響する事項	・現地踏査	・堤体内，流下断面内での床堀となるので，仮締切提，土留めが必要である
	⑦周辺環境の調査	・施工による周辺への影響度の把握	・現地踏査	・近隣に家屋があるので，騒音および振動の影響を確認する
		・施工法，使用機械器具，作業方法等の検討	・現地踏査	・近隣に家屋があるので，極力，低騒音および低振動のものを使用する
		・周辺環境の保全対策の検討	・既往設計業務 ・現地踏査	・史跡，文化財，防雪林，水源地および温泉等の特殊なものがない環境である
	⑧作業環境の調査	・作業上の諸制約条件の把握	・現地踏査	・現況道路と近隣家屋への影響がないようにする
		・近隣構造物と下部構造との相互影響度の検討	・施工図書 ・設計基準	・現況橋梁および道路盛土への影響がないようにする
		・施工法，工事用諸設備の位置，使用機械器具，作業方法等の検討	・現地踏査	・流下断面の確保と低騒音および低振動のものを使用する
		・現場の保全対策および施工安全対策の検討	・既往設計業務 ・現地踏査	・近隣に保全すべき文化財等はない
		・施工時の気象状況の予測	・施工図書	・気象観測データを参考にする
4.維持管理条件		・環境条件（塩害影響の度合いの地域区分）	・地図 ・設計基準	・C 地域，海岸線から 55km ・塩害の影響地域ではない
		・使用条件	・福島県 ・設計基準	・凍結防止散布路線の有無 ・大型車交通量 T=500 台/日未満
		・管理条件	・福島県 ・設計基準	・法定点検の実施を維持管理の条件としている

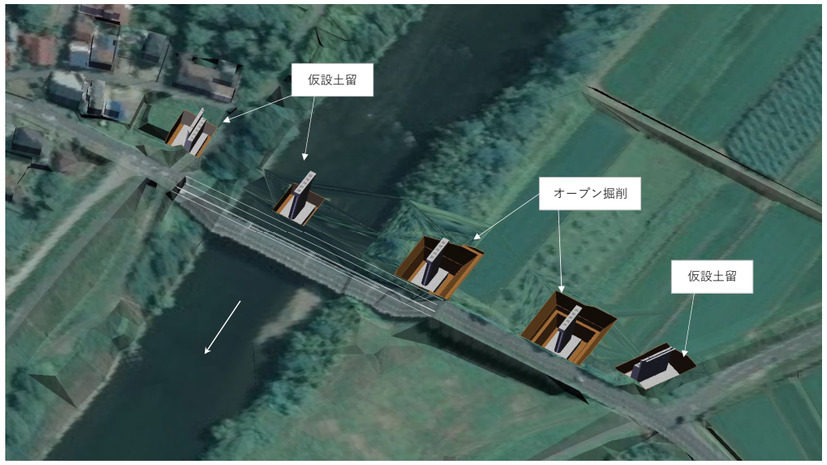
第4章　概略施工計画

施工条件の確認および関係機関との協議を実施するにあたり，CIMを活用して概略施工計画を行った。
業務途中段階で橋梁予備設計が完了したため，最終的には径間割が3径間に変更となっている。



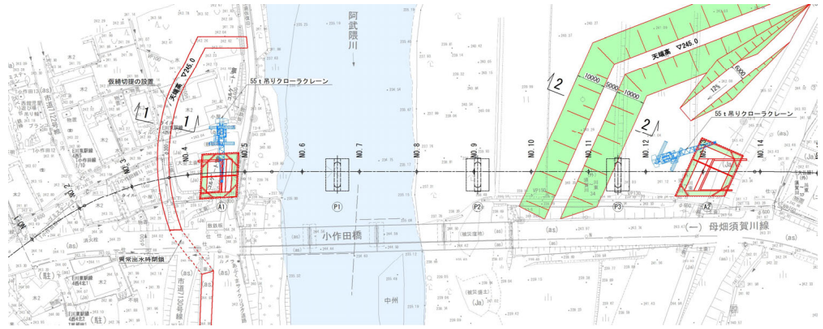


下部工掘削イメージ

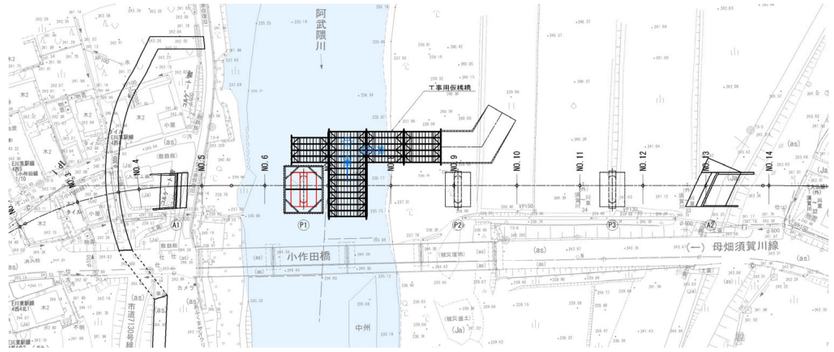




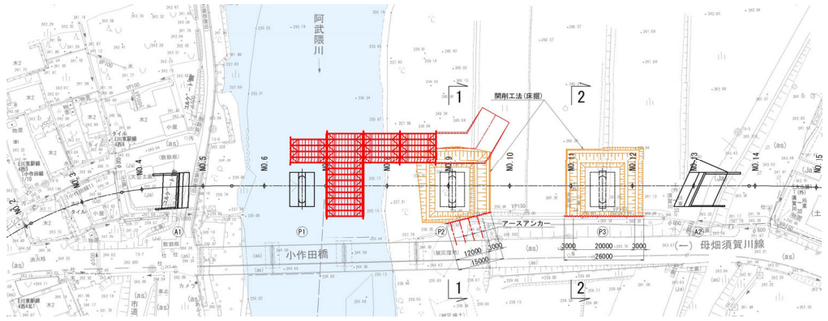
A1橋台・A2橋台施工



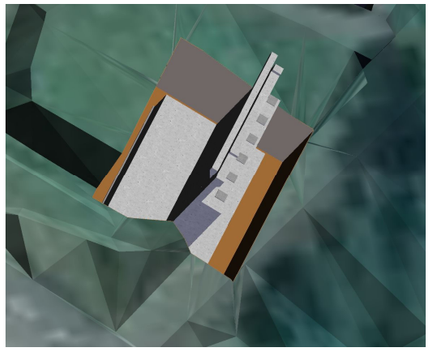
P1橋脚施工



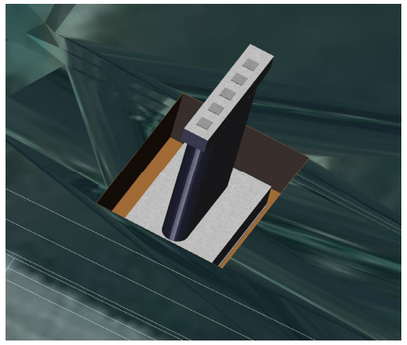
P1橋脚・P3橋脚施工



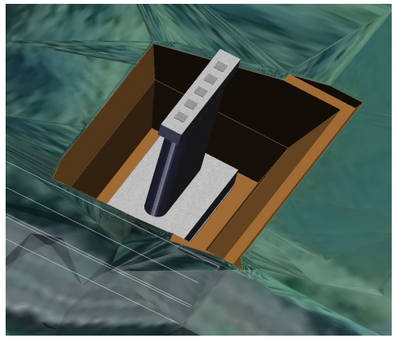
A1橋台



P1橋脚



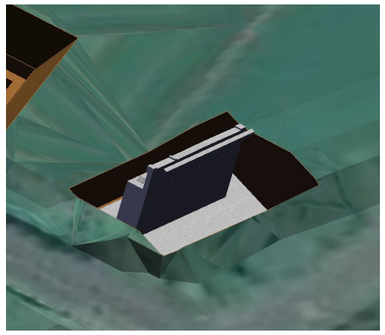
P2橋脚



P3橋脚



A2橋台



施工手順図（その1）

平 面 図 S=1:800

■下部工施工手順
（右岸側：A1橋台）

【その1】
1. 排水路付け替えまたは流末切り替え
（上流側樋門の設置，排水路の暗渠化）

2. 施工ヤード整地
（敷砂利）

【その2】
3. 仮締切堤の設置
・堤内地側への土堤設置（大型土のう併用）
・天端高：計画堤防高

4. 下部仮設
・A1：鋼矢板土留工法（打設，床堀）

5. 躯体構築
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

6. 埋戻，鋼矢板引抜

■上部架設⇒旧橋撤去⇒樋門新設

2. 移転予定家屋
⇒用地外は移転しない

3. 用地外の借地可否

4. 新設樋門の施工手順
⇒①本設（○），②仮設⇒本設（△）

（工事中）→完成済

排水樋門（本設）
φ1000

施工ヤード
敷砂利

施工ヤード
用地内：耕作土撤去＋敷砂利
用地外：土木安定シート＋敷砂利

用地境界

排水路の暗渠化
φ600

排水路の暗渠化
φ600

高圧線（66Kv）

1. 最新の用地取得図（CAD）の借用
⇒用地境界は，借用したハッチング範囲図より復元

■下部工施工手順
（左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台）

【その1】
1. 工事用道路設置
（搬出入路：W=4.0m）

2. 施工ヤード整地
（耕作土撤去，敷砂利）

3. 排水路付け替え
（開水路⇒暗渠）

【その2】
4. 仮締切提設置
・堤外地内への土提設置
・天端高：計画堤防高

【その3】
4. P1工事用仮桟橋設置
（新橋上流側）

【その2】
5. 下部仮設
・A2：開削+鋼矢板土留め工法
（打設，床堀）

【その4】
5. 下部仮設
・P1：鋼矢板土留工法
（打設，床堀）

【その2】
6. 躯体構築(A2)
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

【その4】
6. P1躯体構築（底板，柱）
・下部工検査路

【その2】
7. 埋戻，鋼矢板引抜，仮締切提撤去(A2)
・仮締切堤防土砂は取り付け道路の路体へ転用

【その5】
7. 埋戻，鋼矢板引抜(P1)

【その6】
8. 仮設桟橋撤去

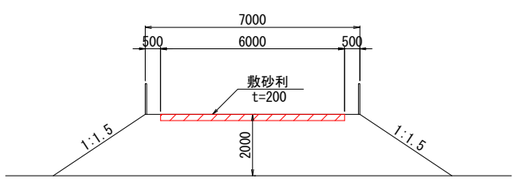
【その6】
9. 下部仮設・P2,P3：開削工法（床堀）

【その7】
10. 躯体構築（底板，柱），下部工検査路

11. 埋　戻

断 面 図 S=1:100

1 － 1



2 － 2



工事名			
図面名	施工手順図（その1）		
作成年月日	令和 3 年 月 日		
縮尺	図 示	図面番号	
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

施工手順図(その2)

■下部工施工手順
（右岸側：A1橋台）

【その1】
1. 排水路付け替えまたは流末切り替え
（上流側仮樋門の設置，排水路の暗渠化）

2. 施工ヤード整地
（敷砂利）

【その2】
3. 仮締切堤の設置
・堤内地側への土堤設置（大型土のう併用）
・天端高：計画堤防高

4. 下部仮設
・A1:鋼矢板土留工法（打設，床堀）

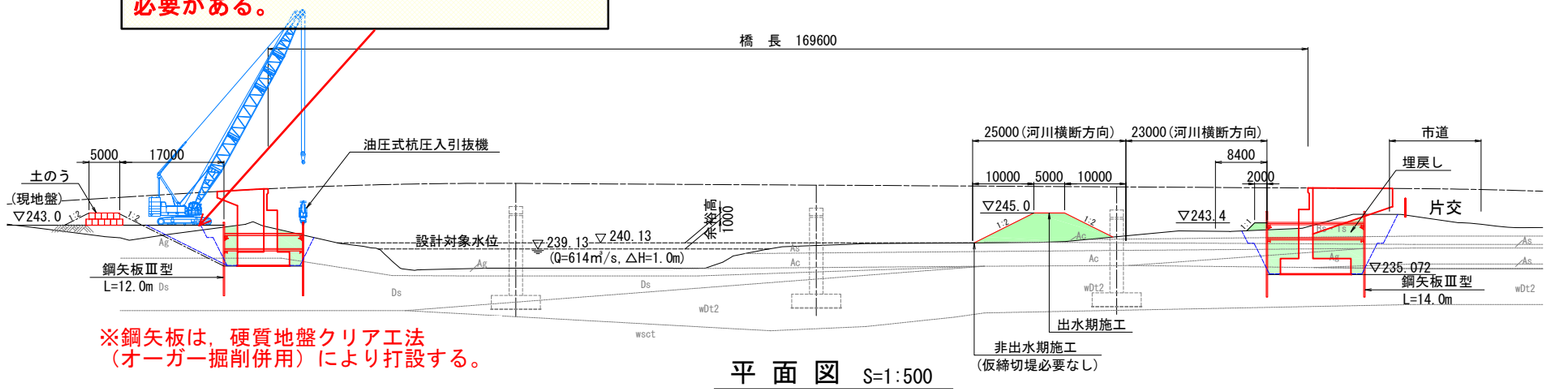
5. 躯体構築
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

6. 埋戻，鋼矢板引抜

■上部架設⇒旧橋撤去⇒樋門新設

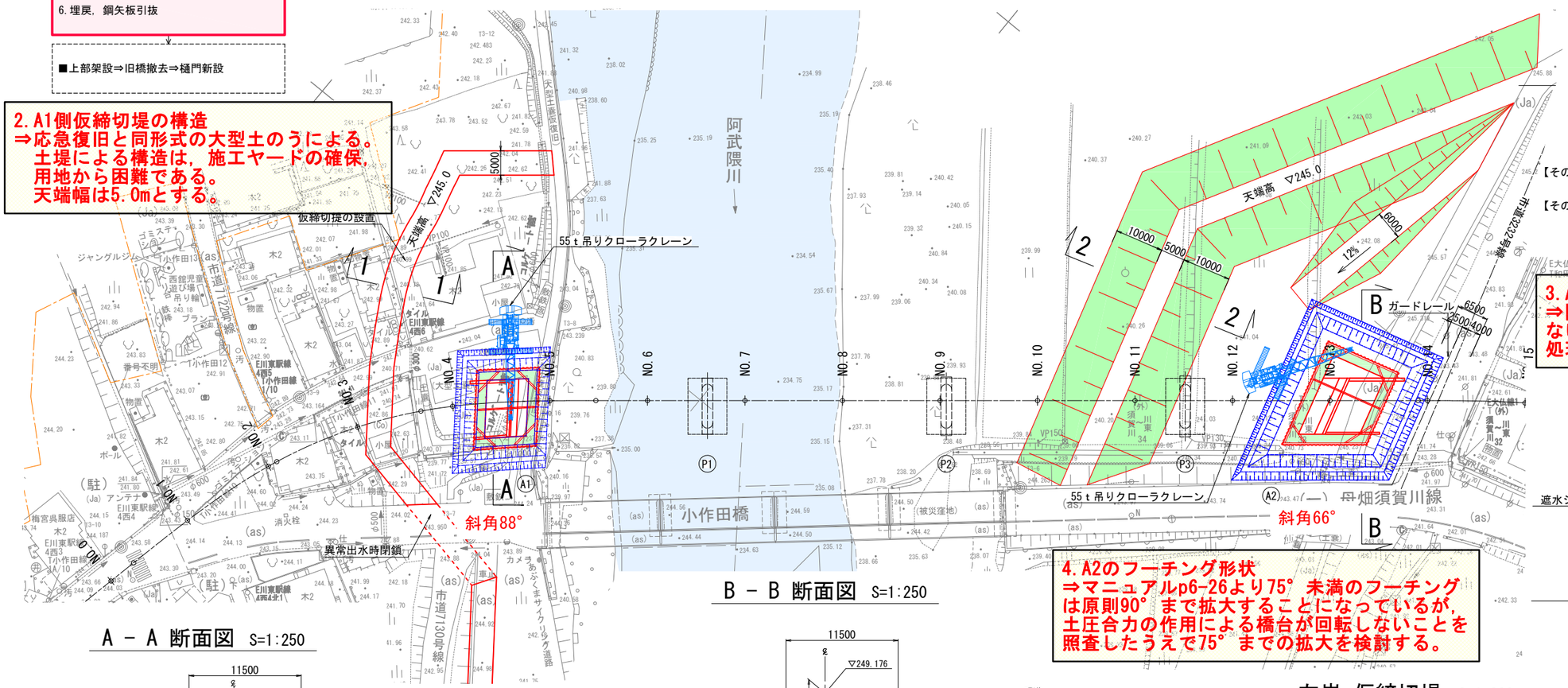
1. A1の仮設
⇒開削工法とした場合，県道への影響はないが(A-A)，施工ヤードを確保するためには仮締提の位置を堤内地側に後退させる必要がある。

側面図 S=1:500



※鋼矢板は，硬質地盤クリア工法
（オーガー掘削併用）により打設する。

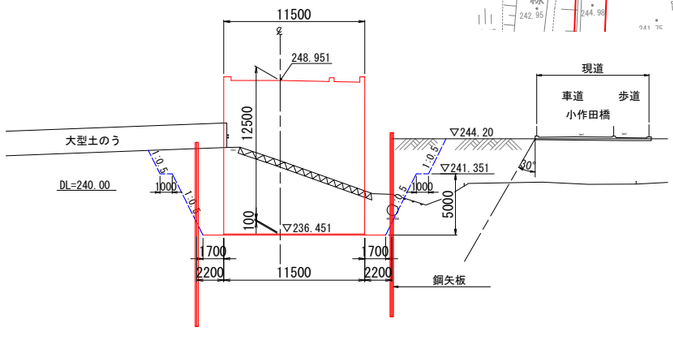
平面図 S=1:500



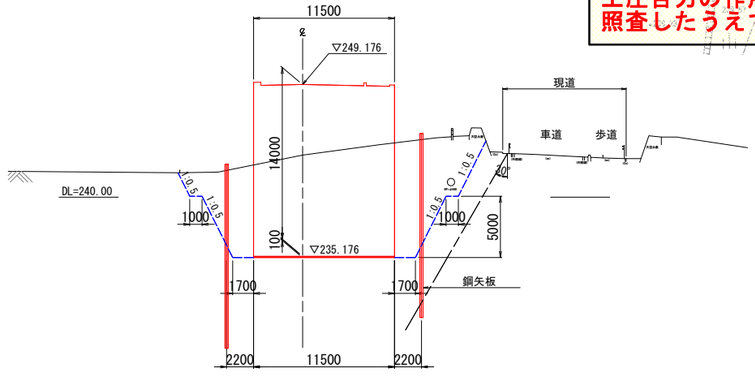
2. A1側仮締切堤の構造
⇒応急復旧と同形式の大型土のうによる。
土堤による構造は，施工ヤードの確保，用地から困難である。
天端幅は5.0mとする。

4. A2のフーチング形状
⇒マニュアルp6-26より75°未満のフーチングは原則90°まで拡大することになっているが，土圧合力の作用による橋台が回転しないことを照査したうえで75°までの拡大を検討する。

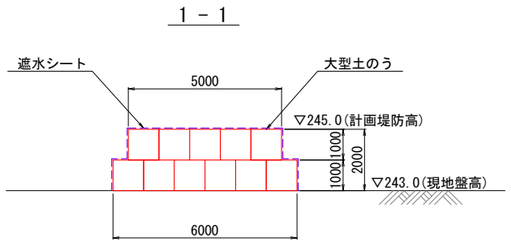
A－A 断面図 S=1:250



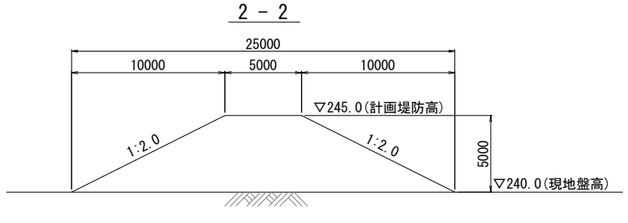
B－B 断面図 S=1:250



右岸 仮締切堤 S=1:100



左岸 仮締切堤 S=1:200



■下部工施工手順
（左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台）

【その1】
1. 工事用道路設置
（搬出入路：W=4.0m）

2. 施工ヤード整地
（耕作土撤去，敷砂利）

3. 排水路付け替え
（開水路⇒暗渠）

【その2】
4. 仮締切提設置
・堤外地内への土提設置
・天端高：計画堤防高

【その3】
4. P1工事用仮桟橋設置
（新橋上流側）

5. 下部仮設
・A2:開削+鋼矢板土留め工法
（打設，床堀）

【その3】
5. 下部仮設
・P1:鋼矢板土留工法
（打設，床堀）

【その4】
6. 躯体構築(A2)
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

【その4】
6. P1躯体構築(底板，柱)
・下部工検査路

【その5】
7. 埋戻，鋼矢板引抜，仮締切提撤去(A2)
・仮締切堤防土砂は取り付け道路の路体へ転用

【その5】
7. 埋戻，鋼矢板引抜(P1)

【その6】
8. 仮設桟橋撤去

【その6】
9. 下部仮設・P2,P3：開削工法（床堀）

【その7】
10. 躯体構築（底板，柱），下部工検査路

11. 埋　戻

3. A2の仮設
⇒開削工法とした場合，県道への影響はないが(B-B)，交差する市道は片側交互通行処理が必要となる。

工事名			
図面名	施工手順図(その2)		
作成年月日	令和 3 年 月 日		
縮尺	図　示	図面番号	
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

施工手順図(その3)

※設計対象水位は，締め切り等の無効河積を無視した場合である。
⇒締め切りを考慮した断面での不等流計算より，対象水位を検討し
鋼矢板天端高，工事用仮桟橋の桁下高を決定する。

■下部工施工手順
（右岸側：A1橋台）

【その1】
1. 排水路付け替えまたは流末切り替え
（上流側仮樋門の設置，排水路の暗渠化）

2. 施工ヤード整地
（敷砂利）

【その2】
3. 仮締切堤の設置
・堤内地側への土堤設置（大型土のう併用）
・天端高：計画堤防高

4. 下部仮設
・A1:鋼矢板土留工法（打設，床堀）

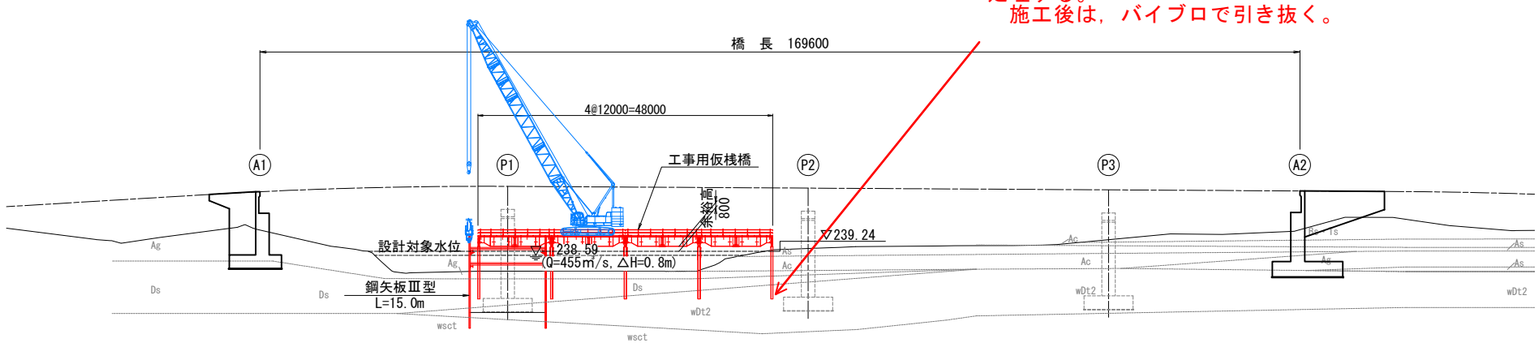
5. 躯体構築
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

6. 埋戻，鋼矢板引抜

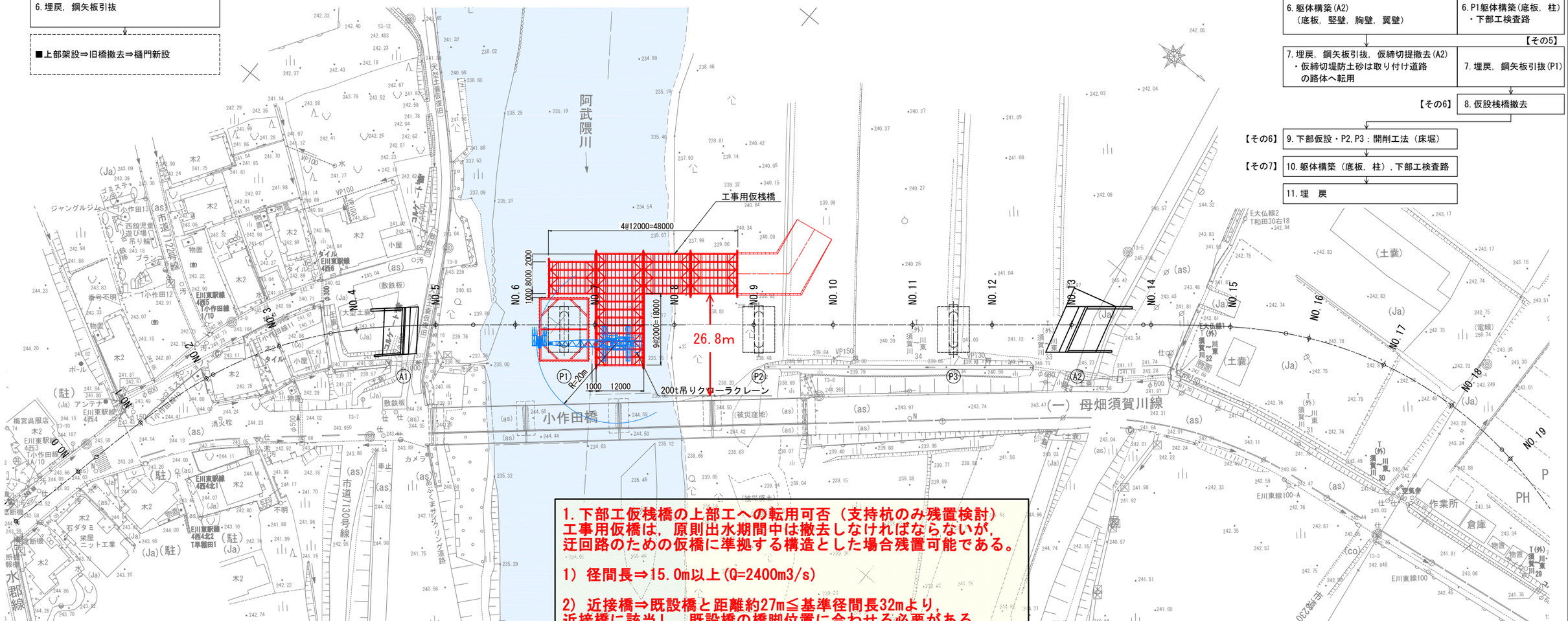
■上部架設⇒旧橋撤去⇒樋門新設

側 面 図 S=1:500

※工事用仮桟橋の基礎（H鋼）は，ダンザホールハンマーでプレボーリングした後，バイブロで打込み処理し，砂充填処理する。
施工後は，バイブロで引き抜く。



平 面 図 S=1:500



1. 下部工仮桟橋の上部工への転用可否（支持杭のみ残置検討）
工事用仮橋は，原則出水期間中は撤去しなければならないが，
迂回路のための仮橋に準拠する構造とした場合残置可能である。

1) 径間長⇒15.0m以上(Q=2400m3/s)

2) 近接橋⇒既設橋と距離約27m≦基準径間長32mより，
近接橋に該当し，既設橋の橋脚位置に合わせる必要がある。

3) 桁下余裕高⇒上部工を撤去することで，適用外

【結論】2)の構造を満足しないので，原則「撤去」する。

■下部工施工手順
（左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台）

【その1】
1. 工事用道路設置
（搬出入路：W=4.0m）

2. 施工ヤード整地
（耕作土撤去，敷砂利）

3. 排水路付け替え
（開水路⇒暗渠）

【その2】
4. 仮締切提設置
・堤外地内への土提設置
・天端高：計画堤防高

【その3】
4. P1工事用仮桟橋設置
（新橋上流側）

【その2】
5. 下部仮設
・A2:開削+鋼矢板土留め工法
（打設，床堀）

【その3】
5. 下部仮設
・P1:鋼矢板土留工法
（打設，床堀）

【その4】
6. 躯体構築(A2)
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

【その4】
6. P1躯体構築(底板，柱)
・下部工検査路

【その5】
7. 埋戻，鋼矢板引抜，仮締切提撤去(A2)
・仮締切堤防土砂は取り付け道路
の路体へ転用

【その5】
7. 埋戻，鋼矢板引抜(P1)

【その6】
8. 仮設桟橋撤去

【その6】
9. 下部仮設・P2,P3：開削工法（床堀）

【その7】
10. 躯体構築（底板，柱），下部工検査路

11. 埋　戻

工事名	
図面名	施工手順図(その3)
作成年月日	令和 3 年　月　日
縮尺	図　示　　図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

施工手順図(その4)

■下部工施工手順
(右岸側：A1橋台)

【その1】
1. 排水路付け替えまたは流末切り替え
（上流側仮樋門の設置，排水路の暗渠化）

2. 施工ヤード整地
（敷砂利）

【その2】
3. 仮締切堤の設置
・堤内地側への土堤設置（大型土のう併用）
・天端高：計画堤防高

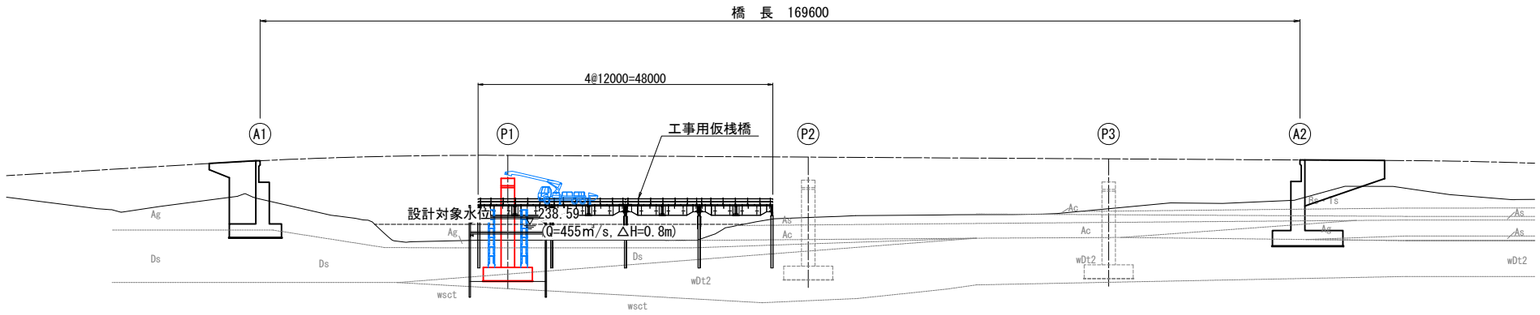
4. 下部仮設
・A1:鋼矢板土留工法（打設，床堀）

5. 躯体構築
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

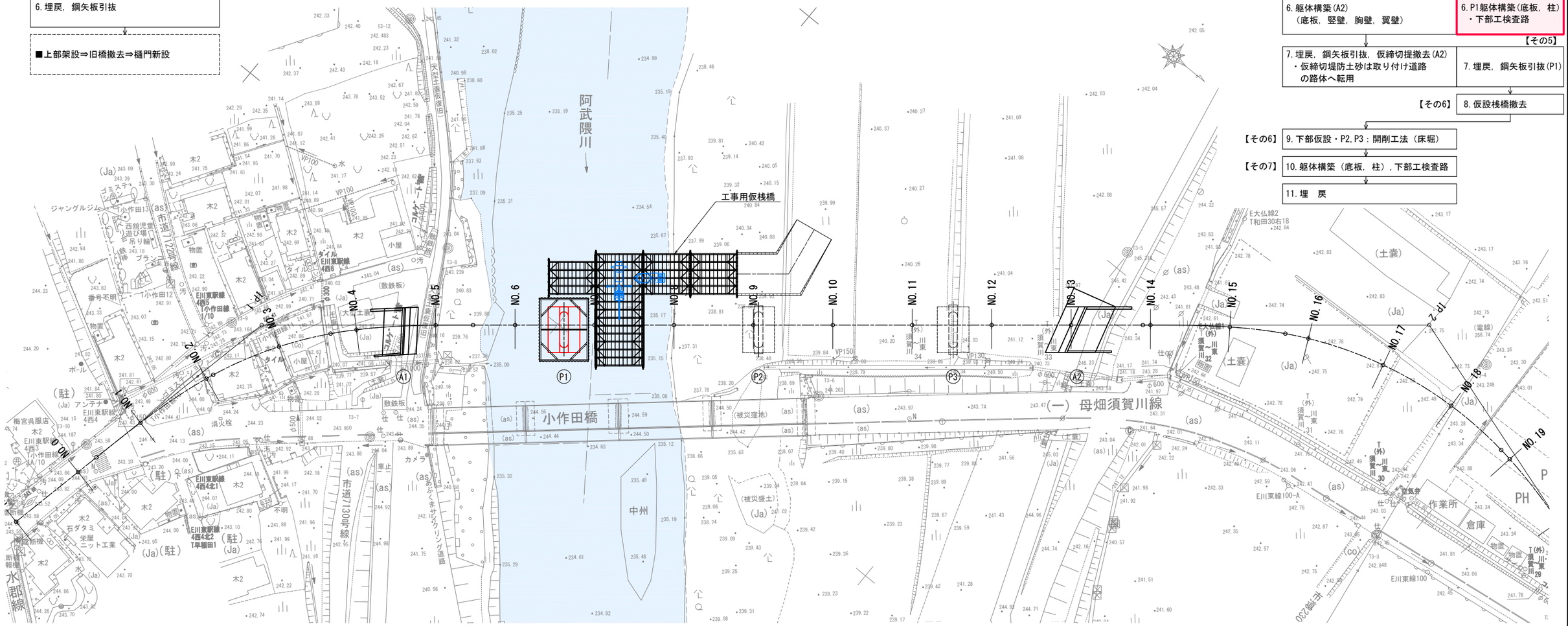
6. 埋戻，鋼矢板引抜

■上部架設⇒旧橋撤去⇒樋門新設

側 面 図 S=1:500



平 面 図 S=1:500



■下部工施工手順
(左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台)

【その1】
1. 工事用道路設置
（搬出入路：W=4.0m）

2. 施工ヤード整地
（耕作土撤去，敷砂利）

3. 排水路付け替え
（開水路⇒暗渠）

【その2】
4. 仮締切提設置
・堤外地内への土提設置
・天端高：計画堤防高

【その3】
4. P1工事用仮桟橋設置
（新橋上流側）

5. 下部仮設
・A2:開削+鋼矢板土留め工法
（打設，床堀）

5. 下部仮設
・P1:鋼矢板土留工法
（打設，床堀）

【その4】
6. 躯体構築(A2)
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

6. P1躯体構築(底板，柱)
・下部工検査路

【その5】
7. 埋戻，鋼矢板引抜，仮締切提撤去(A2)
・仮締切堤防土砂は取り付け道路の路体へ転用

7. 埋戻，鋼矢板引抜(P1)

【その6】
8. 仮設桟橋撤去

【その6】
9. 下部仮設・P2,P3：開削工法（床堀）

【その7】
10. 躯体構築（底板，柱），下部工検査路

11. 埋　戻

工事名			
図面名	施工手順図(その4)		
作成年月日	令和 3 年 月 日		
縮尺	図 示	図面番号	
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

施工手順図(その5)

■下部工施工手順
(右岸側：A1橋台)

【その1】
1. 排水路付け替えまたは流末切り替え
（上流側仮樋門の設置，排水路の暗渠化）

2. 施工ヤード整地
（敷砂利）

【その2】
3. 仮締切堤の設置
・堤内地側への土堤設置（大型土のう併用）
・天端高：計画堤防高

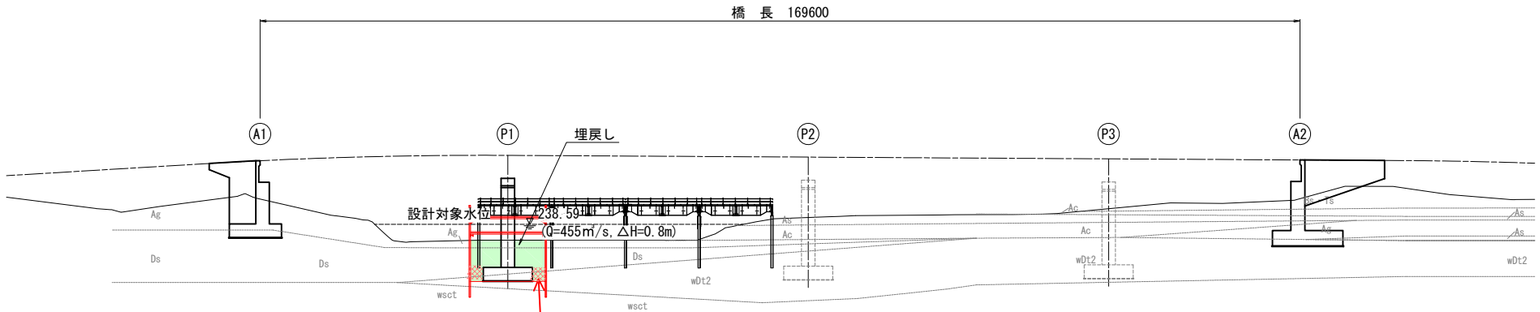
4. 下部仮設
・A1:鋼矢板土留工法（打設，床堀）

5. 躯体構築
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

6. 埋戻，鋼矢板引抜

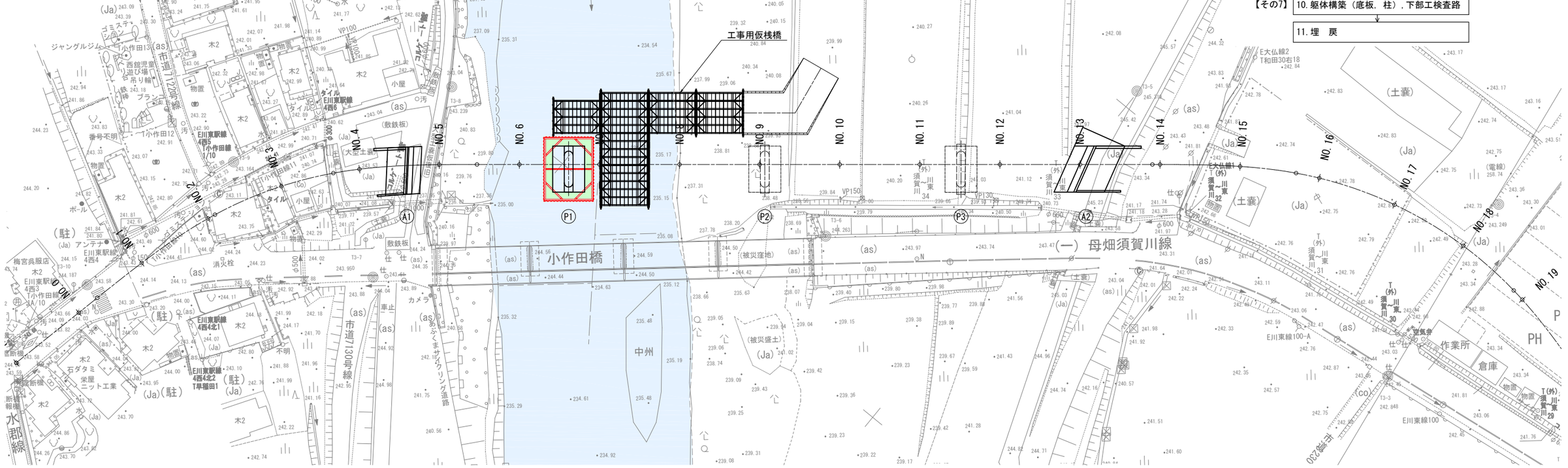
■上部架設⇒旧橋撤去⇒樋門新設

側 面 図 S=1:500



平 面 図 S=1:500

1.Ｐ１橋脚の埋め戻し材
⇒洗堀防止のため，フーチング上面まで，貧配合コンクリートで埋め戻す。
フーチング上面以浅は，玉石混じりの土砂で埋め戻す。



■下部工施工手順
(左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台)

【その1】
1. 工事用道路設置
（搬出入路：W=4.0m）

2. 施工ヤード整地
（耕作土撤去，敷砂利）

3. 排水路付け替え
（開水路⇒暗渠）

【その2】
4. 仮締切提設置
・堤外地内への土提設置
・天端高：計画堤防高

【その3】
4. P1工事用仮桟橋設置
（新橋上流側）

5. 下部仮設
・A2:開削+鋼矢板土留め工法
（打設，床堀）

5. 下部仮設
・P1:鋼矢板土留工法
（打設，床堀）

【その4】
6. 躯体構築(A2)
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

6. P1躯体構築(底板，柱)
・下部工検査路

【その5】
7. 埋戻，鋼矢板引抜，仮締切提撤去(A2)
・仮締切堤防土砂は取り付け道路の路体へ転用

7. 埋戻，鋼矢板引抜(P1)

【その6】
8. 仮設桟橋撤去

【その6】
9. 下部仮設・P2,P3：開削工法（床堀）

【その7】
10. 躯体構築（底板，柱），下部工検査路

11. 埋　戻

工事名	
図面名	施工手順図(その5)
作成年月日	令和 3 年　月　日
縮尺	図　示　　図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

施工手順図(その6)

■下部工施工手順
（右岸側：A1橋台）

【その1】
1. 排水路付け替えまたは流末切り替え
（上流側仮樋門の設置，排水路の暗渠化）

2. 施工ヤード整地
（敷砂利）

【その2】
3. 仮締切堤の設置
・堤内地側への土堤設置（大型土のう併用）
・天端高：計画堤防高

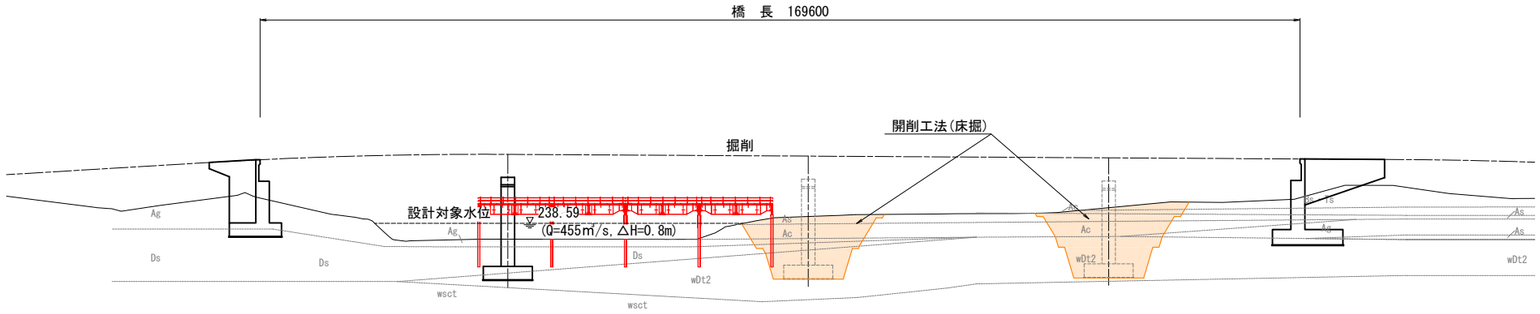
4. 下部仮設
・A1:鋼矢板土留工法（打設，床堀）

5. 躯体構築
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

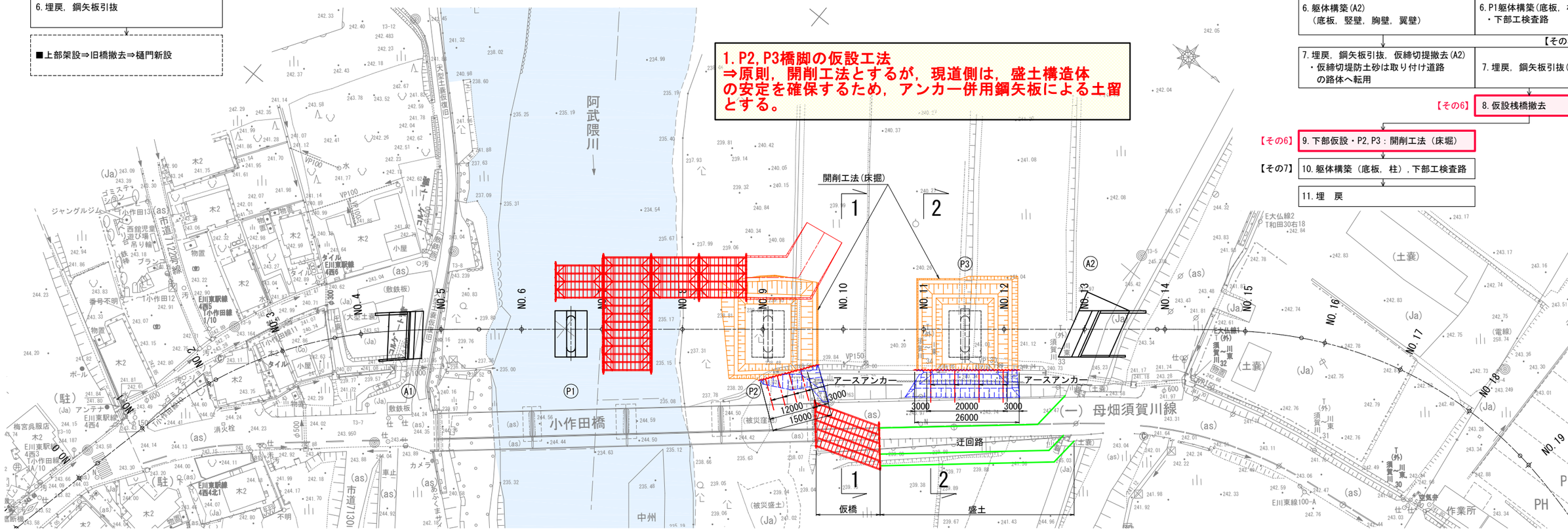
6. 埋戻，鋼矢板引抜

■上部架設⇒旧橋撤去⇒樋門新設

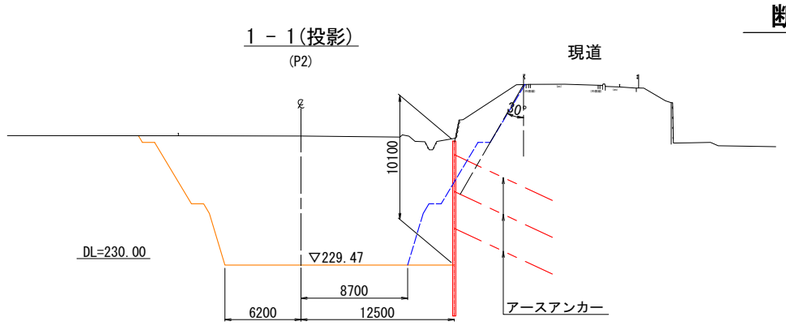
側 面 図 S=1:500

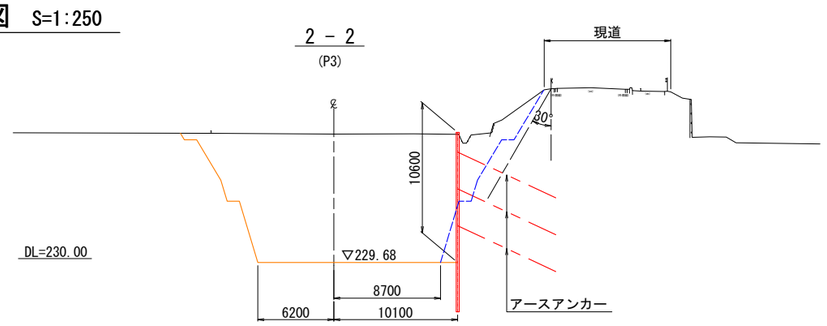


平 面 図 S=1:500



断 面 図 S=1:250





■下部工施工手順
（左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台）

【その1】
1. 工事用道路設置
（搬出入路：W=4.0m）

2. 施工ヤード整地
（耕作土撤去，敷砂利）

3. 排水路付け替え
（開水路⇒暗渠）

【その2】
4. 仮締切提設置
・堤外地内への土提設置
・天端高：計画堤防高

【その3】
4. P1工事用仮桟橋設置
（新橋上流側）

5. 下部仮設
・A2:開削+鋼矢板土留め工法
（打設，床堀）

5. 下部仮設
・P1:鋼矢板土留工法
（打設，床堀）

【その4】
6. 躯体構築(A2)
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

6. P1躯体構築(底板，柱)
・下部工検査路

【その5】
7. 埋戻，鋼矢板引抜，仮締切提撤去(A2)
・仮締切堤防土砂は取り付け道路の路体へ転用

7. 埋戻，鋼矢板引抜(P1)

【その6】
8. 仮設桟橋撤去

【その6】
9. 下部仮設・P2,P3：開削工法（床堀）

【その7】
10. 躯体構築（底板，柱），下部工検査路

11. 埋　戻

工事名	
図面名	施工手順図(その6)
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示　図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

施工手順図(その7)

■下部工施工手順
(右岸側：A1橋台)

【その1】
1. 排水路付け替えまたは流末切り替え
（上流側仮樋門の設置，排水路の暗渠化）

2. 施工ヤード整地
（敷砂利）

【その2】
3. 仮締切堤の設置
・堤内地側への土堤設置（大型土のう併用）
・天端高：計画堤防高

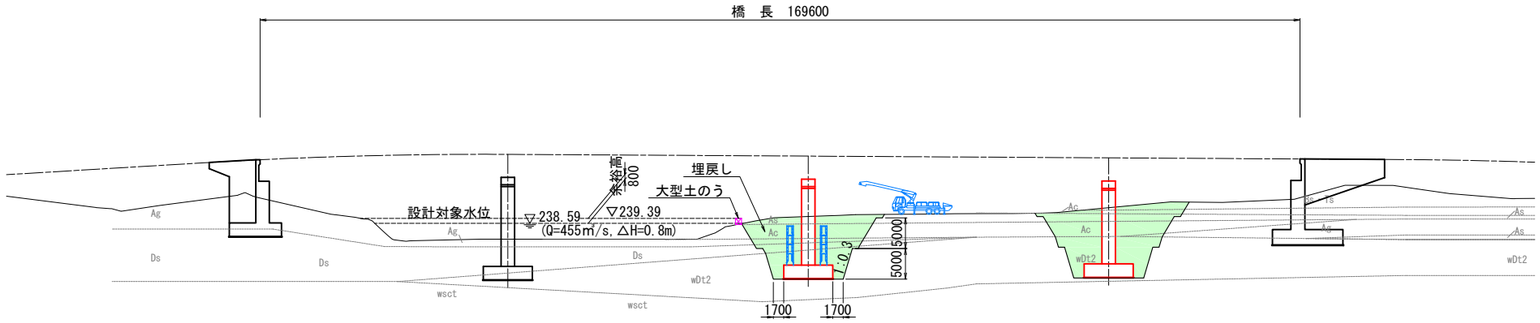
4. 下部仮設
・A1:鋼矢板土留工法（打設，床堀）

5. 躯体構築
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

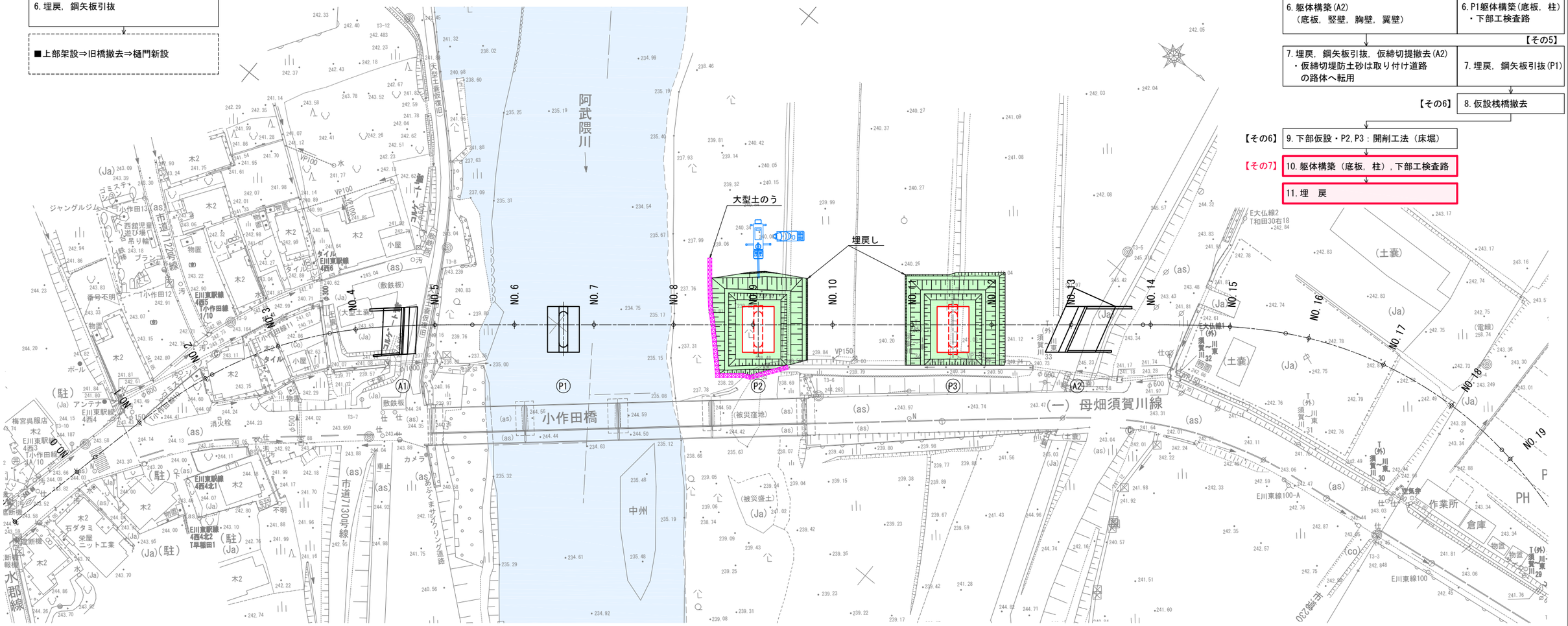
6. 埋戻，鋼矢板引抜

■上部架設⇒旧橋撤去⇒樋門新設

側 面 図 S=1:500



平 面 図 S=1:500



■下部工施工手順
(左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台)

【その1】
1. 工事用道路設置
（搬出入路：W=4.0m）

2. 施工ヤード整地
（耕作土撤去，敷砂利）

3. 排水路付け替え
（開水路⇒暗渠）

【その2】
4. 仮締切提設置
・堤外地内への土提設置
・天端高：計画堤防高

【その3】
4. P1工事用仮桟橋設置
（新橋上流側）

【その2】
5. 下部仮設
・A2:開削+鋼矢板土留め工法
（打設，床堀）

【その3】
5. 下部仮設
・P1:鋼矢板土留工法
（打設，床堀）

【その4】
6. 躯体構築(A2)
（底板，竪壁，胸壁，翼壁）

【その4】
6. P1躯体構築(底板，柱)
・下部工検査路

【その5】
7. 埋戻，鋼矢板引抜，仮締切提撤去(A2)
・仮締切堤防土砂は取り付け道路の路体へ転用

【その5】
7. 埋戻，鋼矢板引抜(P1)

【その6】
8. 仮設桟橋撤去

【その6】
9. 下部仮設・P2,P3：開削工法（床堀）

【その7】
10. 躯体構築（底板，柱），下部工検査路

11. 埋　戻

工事名	
図面名	施工手順図(その7)
作成年月日	令和 3 年　月　日
縮尺	図　示　　図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

施工手順図（その8）

■上部工施工手順

【その8】 1. 工事用仮桟橋設置

2. 支承設置

3. 鋼ベント設置

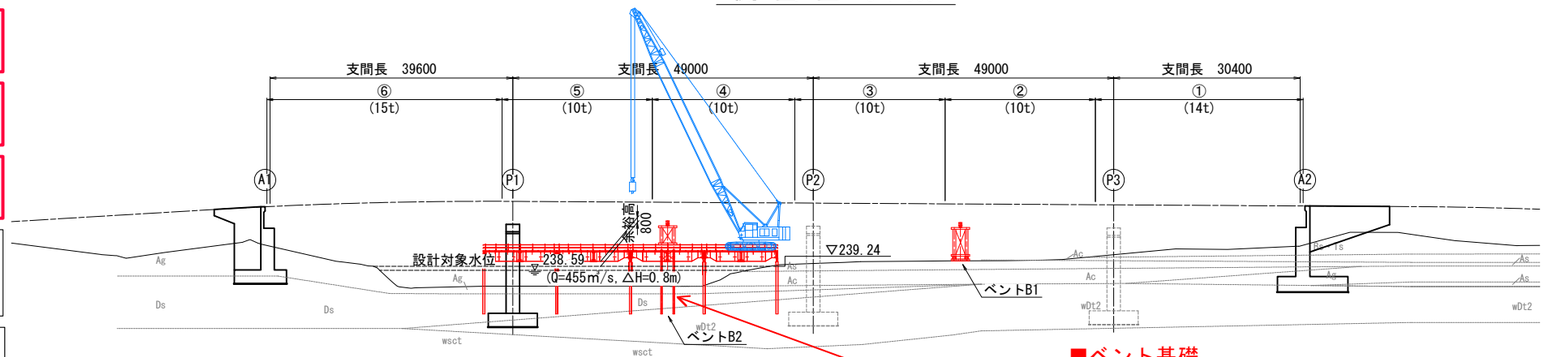
【その9】 4. 桁地組，桁架設
- 地組ヤード：桟橋上または高水敷上
- クローラークレーン架設：1主桁づつ架設
- 上部工検査路

【その10】 5. 床板工
- 打設順序：
  ①支間中央⇒②端部側径間⇒③中間支点上

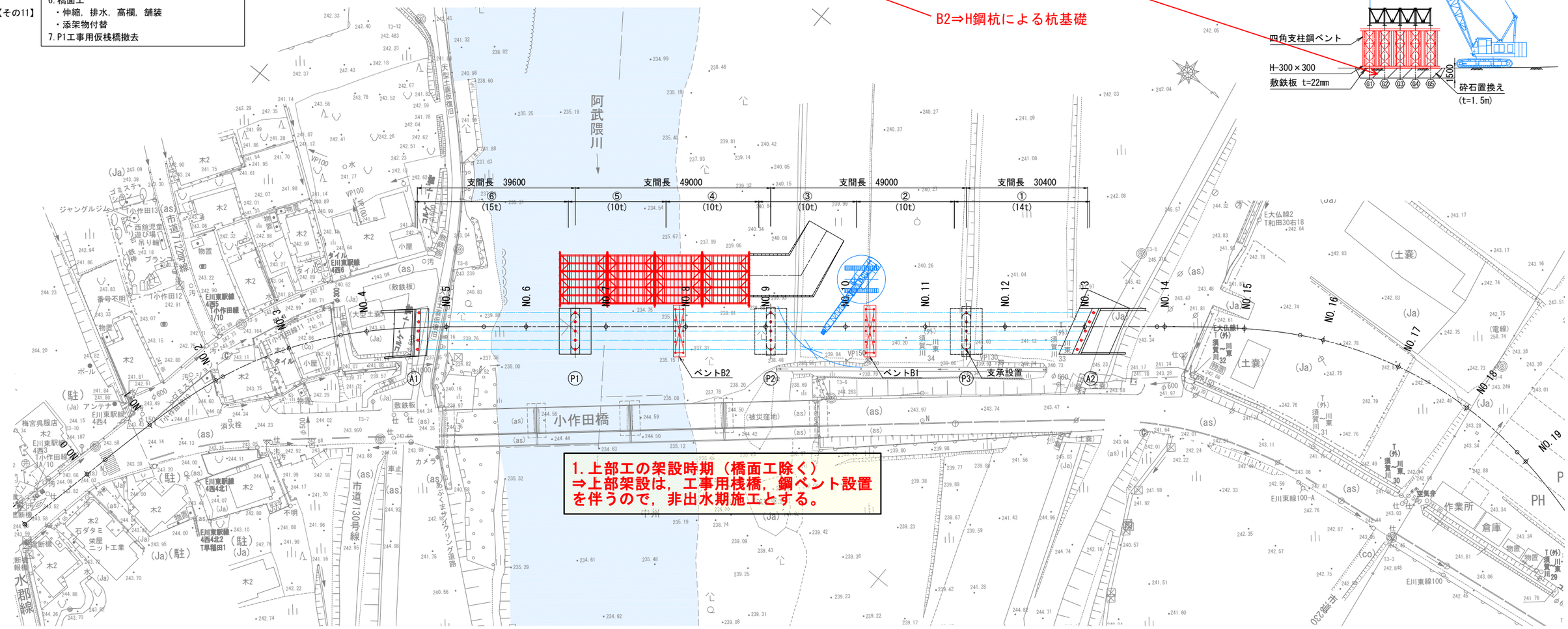
【その11】 6. 橋面工
- 伸縮，排水，高欄，舗装
- 添架物付替

7. P1工事用仮桟橋撤去

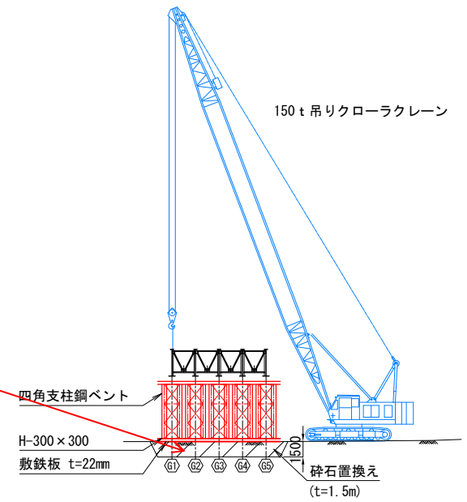
側 面 図 S=1:500



平 面 図 S=1:500



断 面 図 S=1:300 （ベントB1）



■ベント基礎

B1⇒砕石による置き換え基礎

B2⇒H鋼杭による杭基礎

工事名	
図面名	施工手順図（その8）
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示 ／ 図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

施工手順図（その9）

■上部工施工手順

【その8】 1. 工事用仮桟橋設置

↓

2. 支承設置

↓

3. 鋼ベント設置

↓

【その9】 4. 桁地組，桁架設
- 地組ヤード：桟橋上または高水敷上
- クローラークレーン架設：1主桁づつ架設
- 上部工検査路

↓

【その10】 5. 床板工
- 打設順序：
  ①支間中央⇒②端部側径間⇒③中間支点上

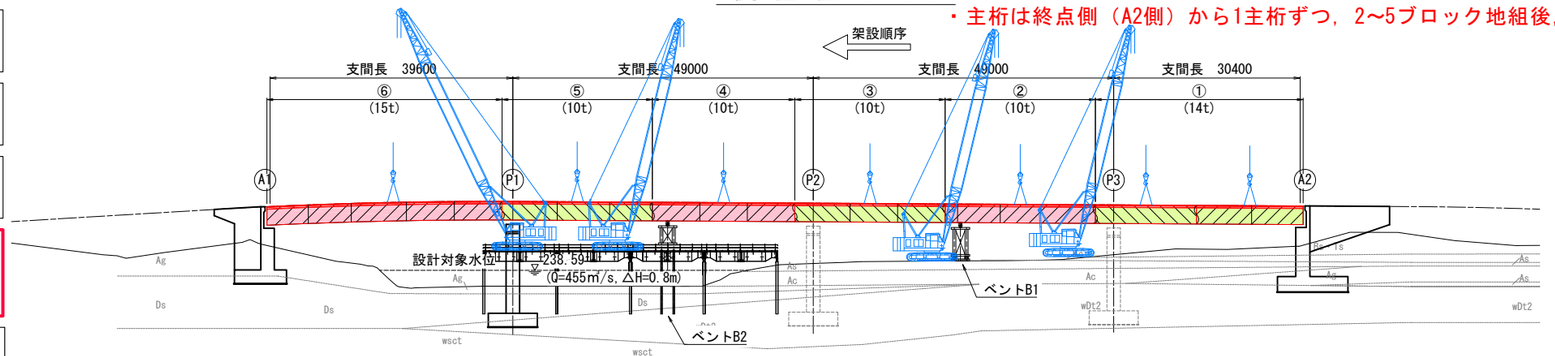
↓

【その11】 6. 橋面工
- 伸縮，排水，高欄，舗装
- 添架物付替

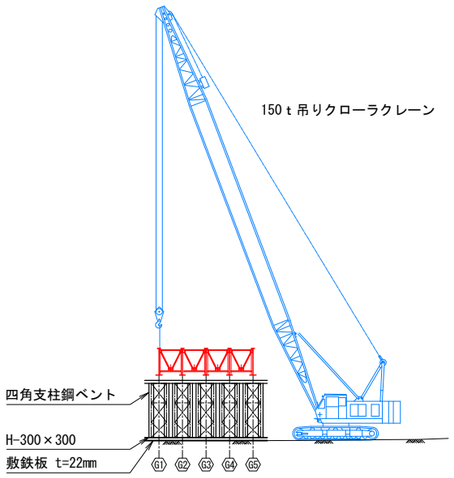
7. P1工事用仮桟橋撤去

側 面 図 S=1:500

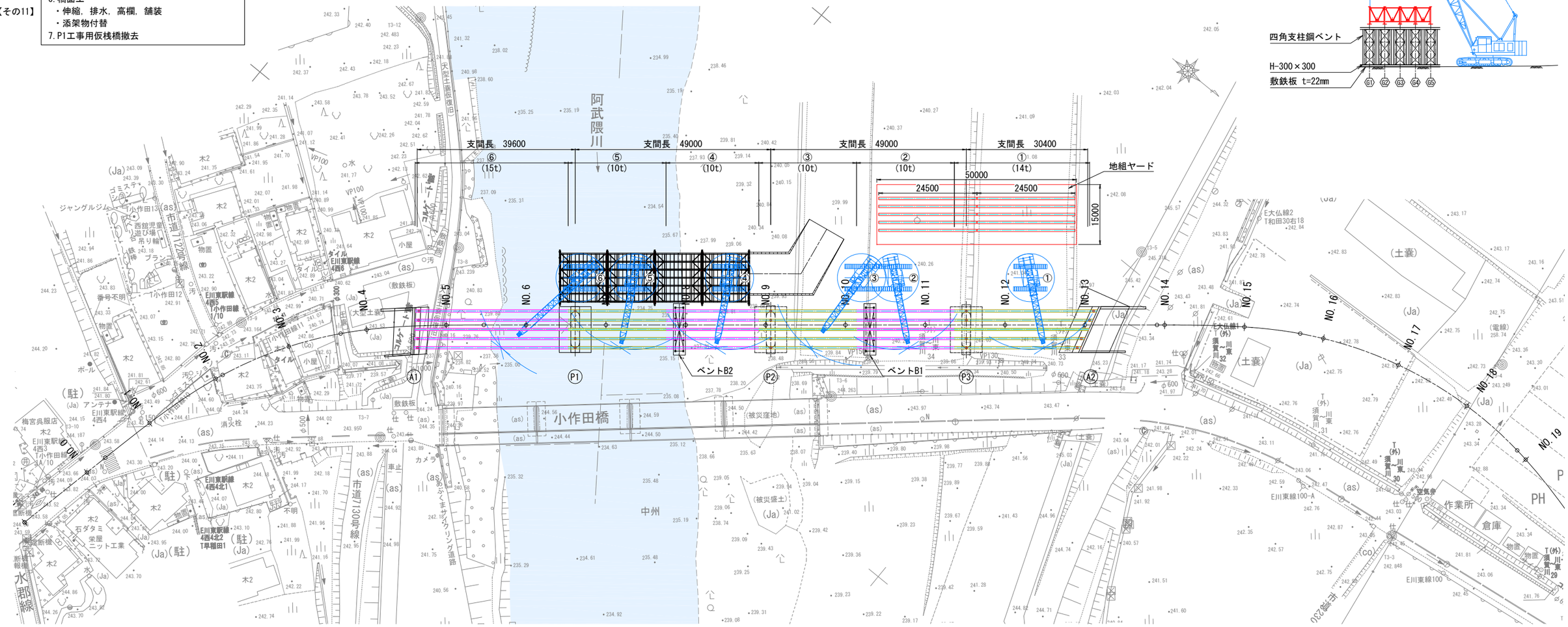
・主桁は終点側（A2側）から1主桁ずつ，2～5ブロック地組後，架設する



断 面 図 S=1:300



平 面 図 S=1:500



工事名			
図面名	施工手順図（その9）		
作成年月日	令和 3 年 月 日		
縮尺	図 示	図面番号	
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

施工手順図(その10)

■上部工施工手順

【その8】 1. 工事用仮桟橋設置

2. 支承設置

3. 鋼ベント設置

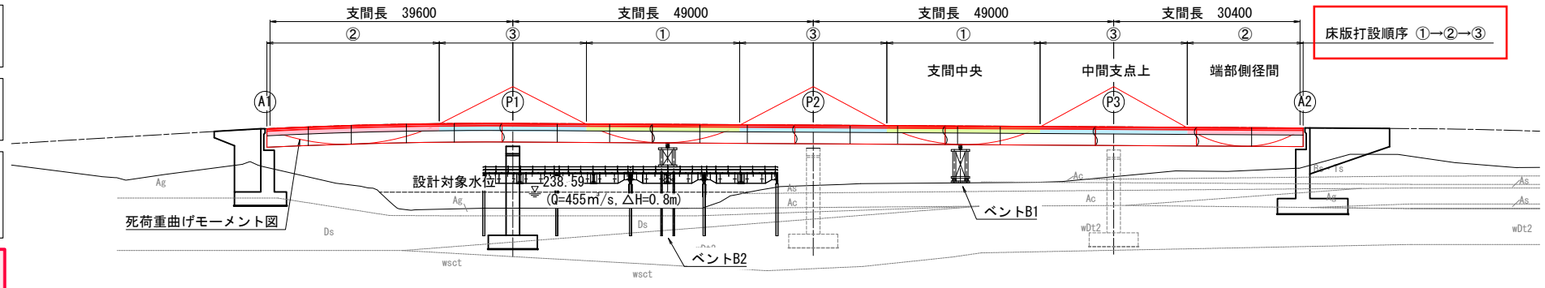
【その9】 4. 桁地組，桁架設
- 地組ヤード：桟橋上または高水敷上
- クローラークレーン架設：1主桁づつ架設
- 上部工検査路

【その10】 5. 床板工
- 打設順序：
  ①支間中央⇒②端部側径間⇒③中間支点上

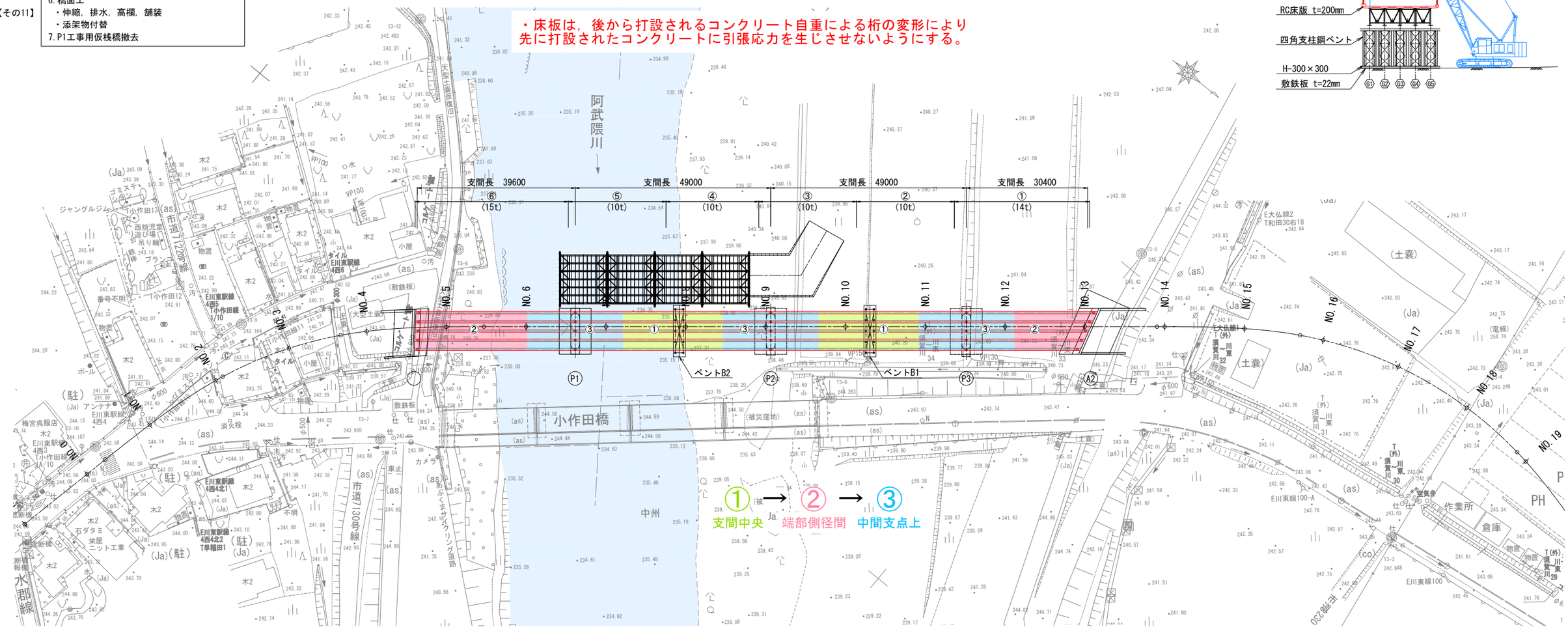
【その11】 6. 橋面工
- 伸縮，排水，高欄，舗装
- 添架物付替

7. P1工事用仮桟橋撤去

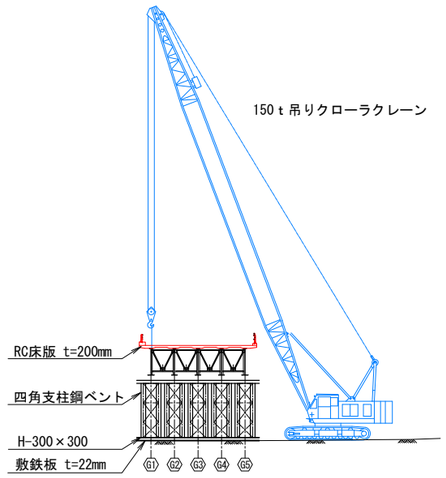
側 面 図 S=1:500



平 面 図 S=1:500



断 面 図 S=1:300



工事名	
図面名	施工手順図(その10)
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示 / 図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

施工手順図(その11)

■上部工施工手順

【その8】 1. 工事用仮桟橋設置

2. 支承設置

3. 鋼ベント設置

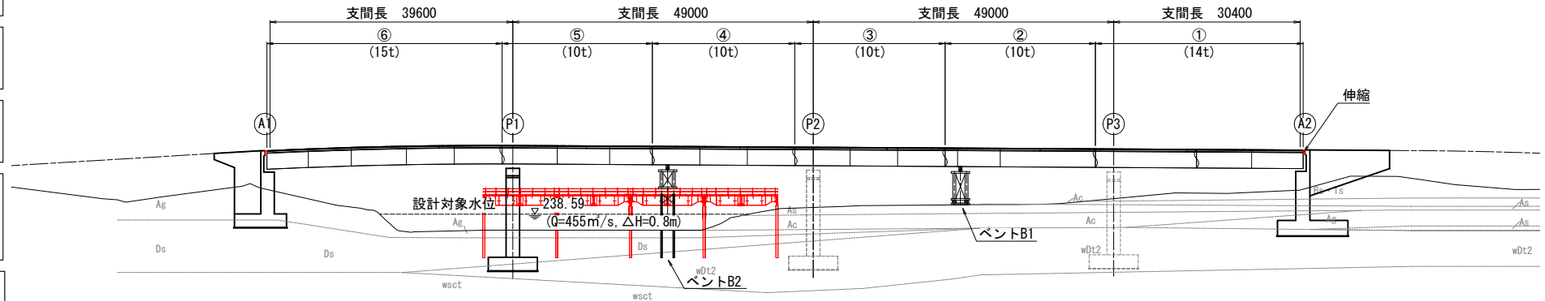
【その9】 4. 桁地組，桁架設
- 地組ヤード：桟橋上または高水敷上
- クローラークレーン架設：1主桁づつ架設
- 上部工検査路

【その10】 5. 床板工
- 打設順序：
①支間中央⇒②端部側径間⇒③中間支点上

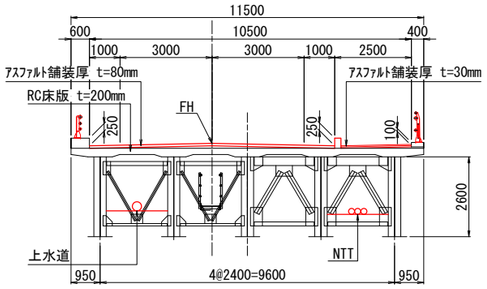
【その11】 6. 橋面工
- 伸縮，排水，高欄，舗装
- 添架物付替

7. P1工事用仮桟橋撤去

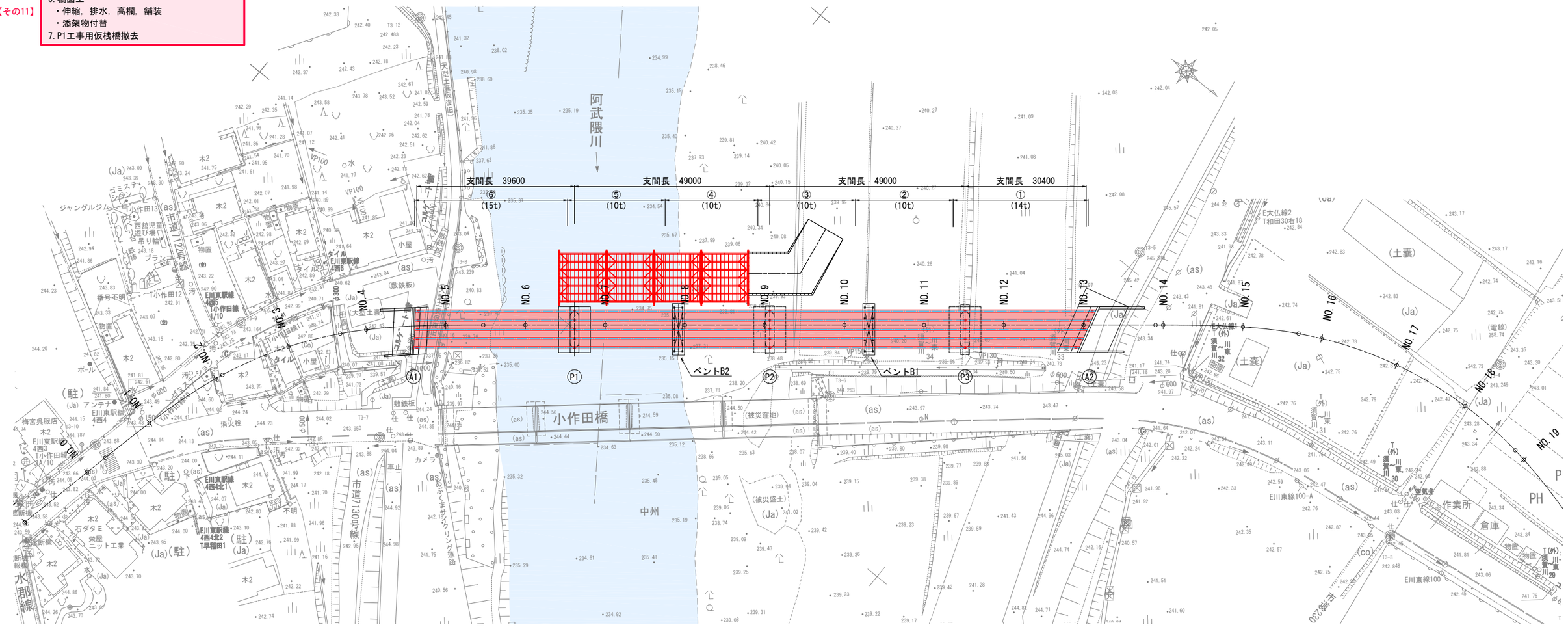
側 面 図 S=1:500



断 面 図 S=1:100



平 面 図 S=1:500



工事名	
図面名	施工手順図(その11)
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示 / 図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

施工手順図(その12)

平 面 図 S=1:500

■旧橋撤去施工手順
（右岸側：A1橋台）

【その12】 1. 取付道路工
↓
【その13】 2. 仮締切堤は，堤防管理用通路を利用
↓
【その15】 3. 下部仮設
・鋼矢板土留工法
↓
4. 下部躯体撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
↓
【その16】 5. 埋戻
↓
【その17】 6. 右岸条件護岸設置

■旧橋撤去施工手順
（左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台）

【その12】 1. 取付道路工
↓
【その13】 2. 橋面工撤去
・舗装，付属物（高欄，伸縮，添架物）
↓
3. 床板，地覆撤去
・ブロック解体・搬出
↓
4. 鋼構造撤去
・解体・搬出
↓
【その14】 5. 工事用仮桟橋設置
・旧橋下流側
↓
【その15】 6. 下部仮設
・鋼矢板土留工法
↓
7. 下部躯体・既設護岸撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
↓
【その16】 8.1 埋戻，鋼矢板引抜
8.2 仮橋撤去
8.3 左岸取り付け擁壁，盛土撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
・クレーンによるプレキャストL型擁壁撤去
↓
【その17】 9. 左岸条件護岸設置

小作田橋(新設)
小作田橋(旧橋)
橋長 L=94000
阿武隈川
中州
103.4KR(河川側点)
NO. 0 ～ NO. 16
A1 P1 P2 P3 A2
KE 1-1 R=100 L=31.408
KE 1-2 R=∞ L=168.678
KA 1-1 A=60 L=36.000
KA 1-2 R=∞ L=168.678
KE 2-1 R=100 L=62.773
KE 2-2 A=60 L=36.000
KA 2-1 A=60 L=36.000
KA 3-1 A=60 L=36.000
BP NO.-1+00.000 R=∞ L=25.942
EP NO.0+05.942 R=∞ L=36.000
(被災箇所)
(被災盛土)
(解体作業中)

工事名	
図面名	施工手順図(その12)
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示 ／ 図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

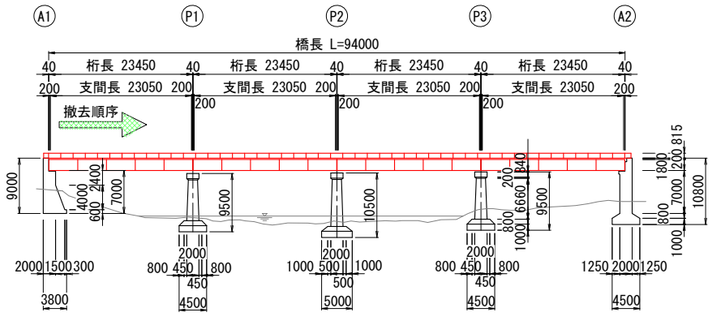
施工手順図(その13)

■旧橋撤去施工手順
（右岸側：A1橋台）

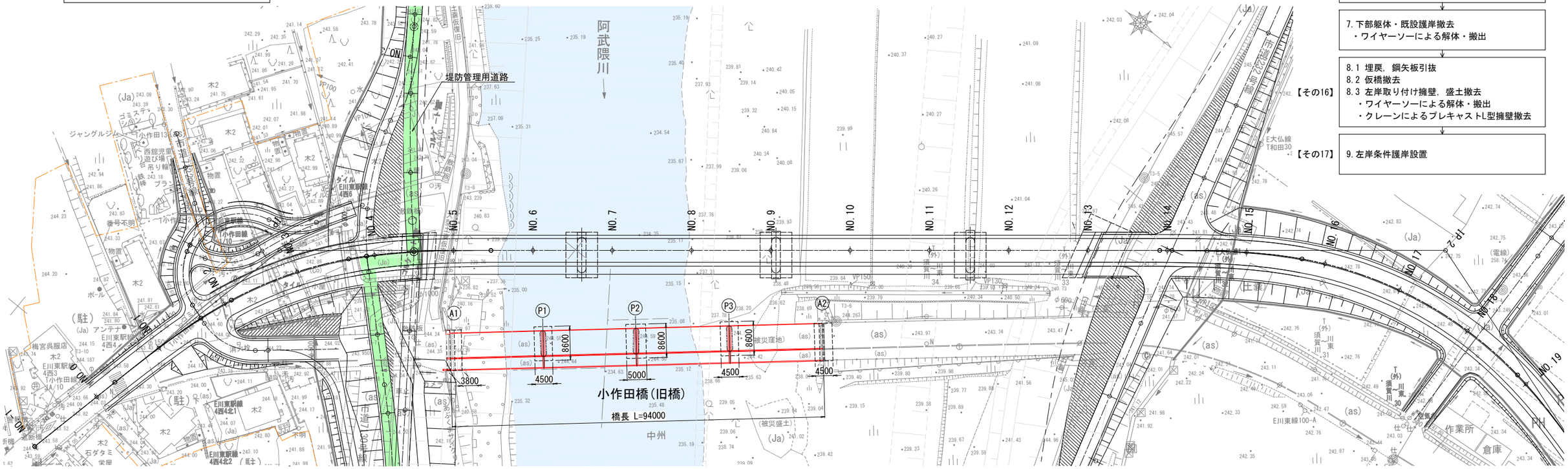
【その12】 1. 取付道路工
↓
【その13】 2. 仮締切堤は，堤防管理用通路を利用
↓
【その15】 3. 下部仮設
・鋼矢板土留工法
↓
4. 下部躯体撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
↓
【その16】 5. 埋戻
↓
【その17】 6. 右岸条件護岸設置

上部工は右岸側（A1側）より，順次撤去する

側 面 図 S=1:500

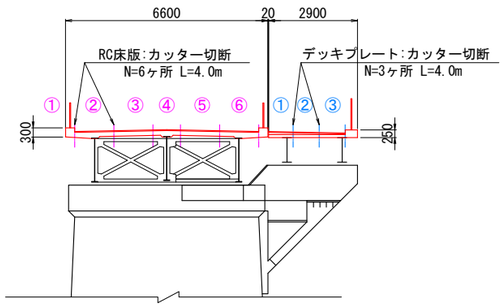


平 面 図 S=1:500

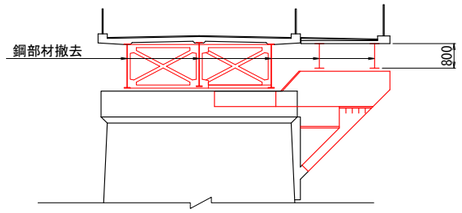


断 面 図 S=1:100

床版、地覆撤去



鋼部材撤去



■旧橋撤去施工手順
（左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台）

【その12】 1. 取付道路工
↓
【その13】 2. 橋面工撤去
・舗装，付属物（高欄，伸縮，添架物）
↓
3. 床板，地覆撤去
・ブロック解体・搬出
↓
4. 鋼部材撤去
・解体・搬出
↓
【その14】 5. 工事用仮桟橋設置
・旧橋下流側
↓
【その15】 6. 下部仮設
・鋼矢板土留工法
↓
7. 下部躯体・既設護岸撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
↓
【その16】 8.1 埋戻，鋼矢板引抜
8.2 仮橋撤去
8.3 左岸取り付け擁壁，盛土撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
・クレーンによるプレキャストL型擁壁撤去
↓
【その17】 9. 左岸条件護岸設置

工事名			
図面名	施工手順図(その13)		
作成年月日	令和 3 年 月 日		
縮尺	図 示	図面番号	
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

施工手順図(その14)

■旧橋撤去施工手順
（右岸側：A1橋台）

【その12】 1. 取付道路工

【その13】 2. 仮締切堤は，堤防管理用通路を利用

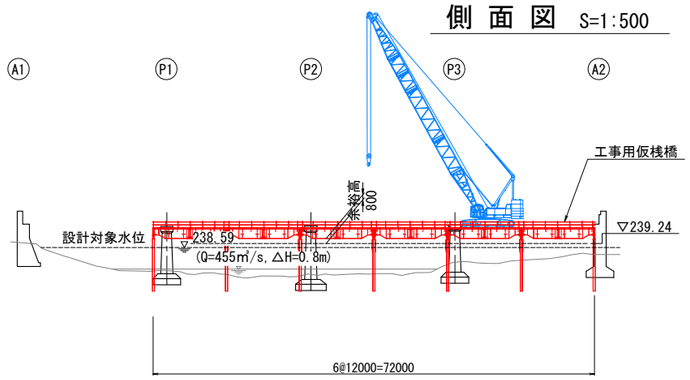
【その15】 3. 下部仮設
・鋼矢板土留工法

4. 下部躯体撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出

【その16】 5. 埋戻

【その17】 6. 右岸条件護岸設置

側 面 図 S=1:500



■旧橋撤去施工手順
（左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台）

【その12】 1. 取付道路工

【その13】 2. 橋面工撤去
・舗装，付属物（高欄，伸縮，添架物）

3. 床板，地覆撤去
・ブロック解体・搬出

4. 鋼構造撤去
・解体・搬出

【その14】 5. 工事用仮桟橋設置
・旧橋下流側

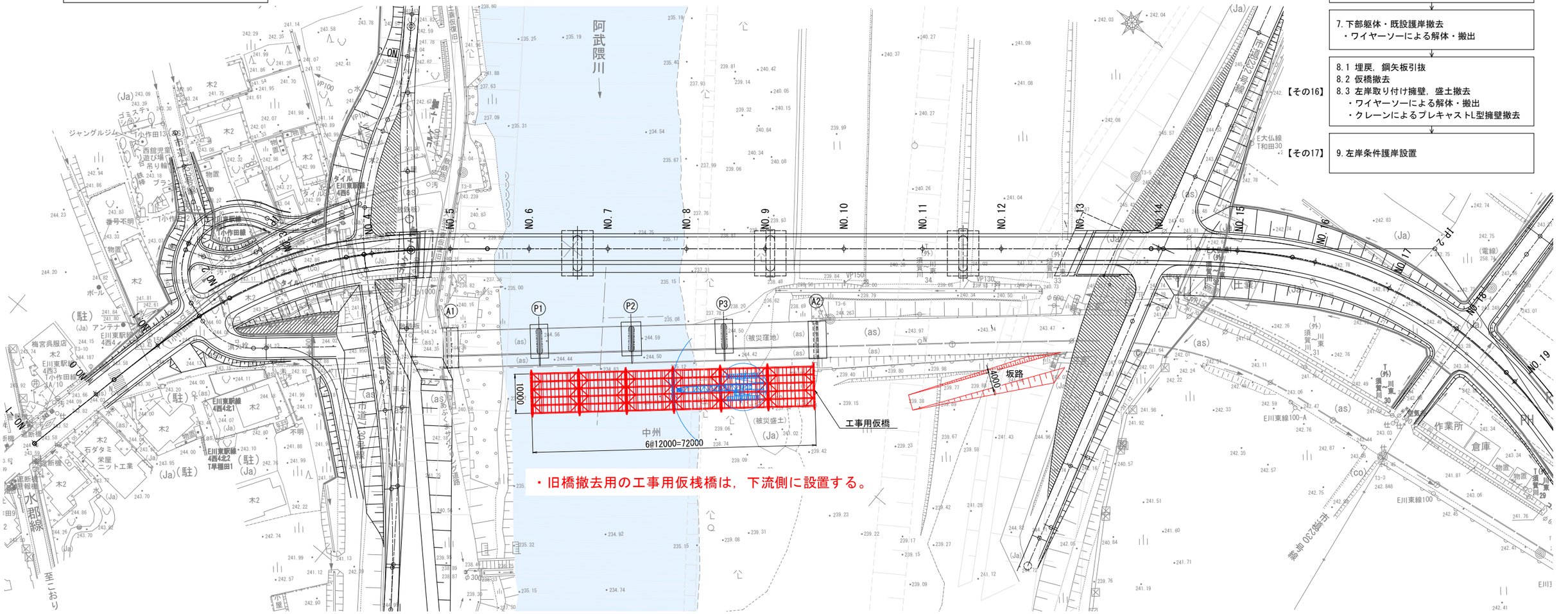
【その15】 6. 下部仮設
・鋼矢板土留工法

7. 下部躯体・既設護岸撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出

【その16】 8.1 埋戻，鋼矢板引抜
8.2 仮橋撤去
8.3 左岸取り付け擁壁，盛土撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
・クレーンによるプレキャストL型擁壁撤去

【その17】 9. 左岸条件護岸設置

平 面 図 S=1:500



・旧橋撤去用の工事用仮桟橋は，下流側に設置する。

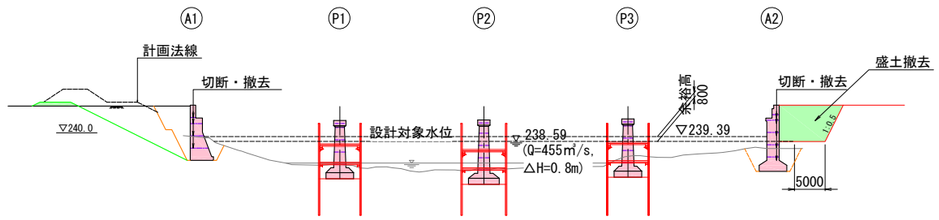
工事名			
図面名	施工手順図(その14)		
作成年月日	令和 3 年 月 日		
縮尺	図 示	図面番号	
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

施工手順図(その15)

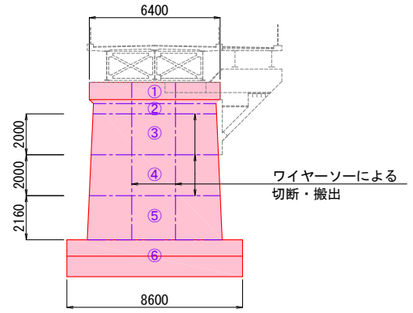
■旧橋撤去施工手順
（右岸側：A1橋台）

【その12】 1. 取付道路工
↓
【その13】 2. 仮締切堤は，堤防管理用通路を利用
↓
【その15】 3. 下部仮設
・鋼矢板土留工法
↓
4. 下部躯体撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
↓
【その16】 5. 埋戻
↓
【その17】 6. 右岸条件護岸設置

側 面 図 S=1:500



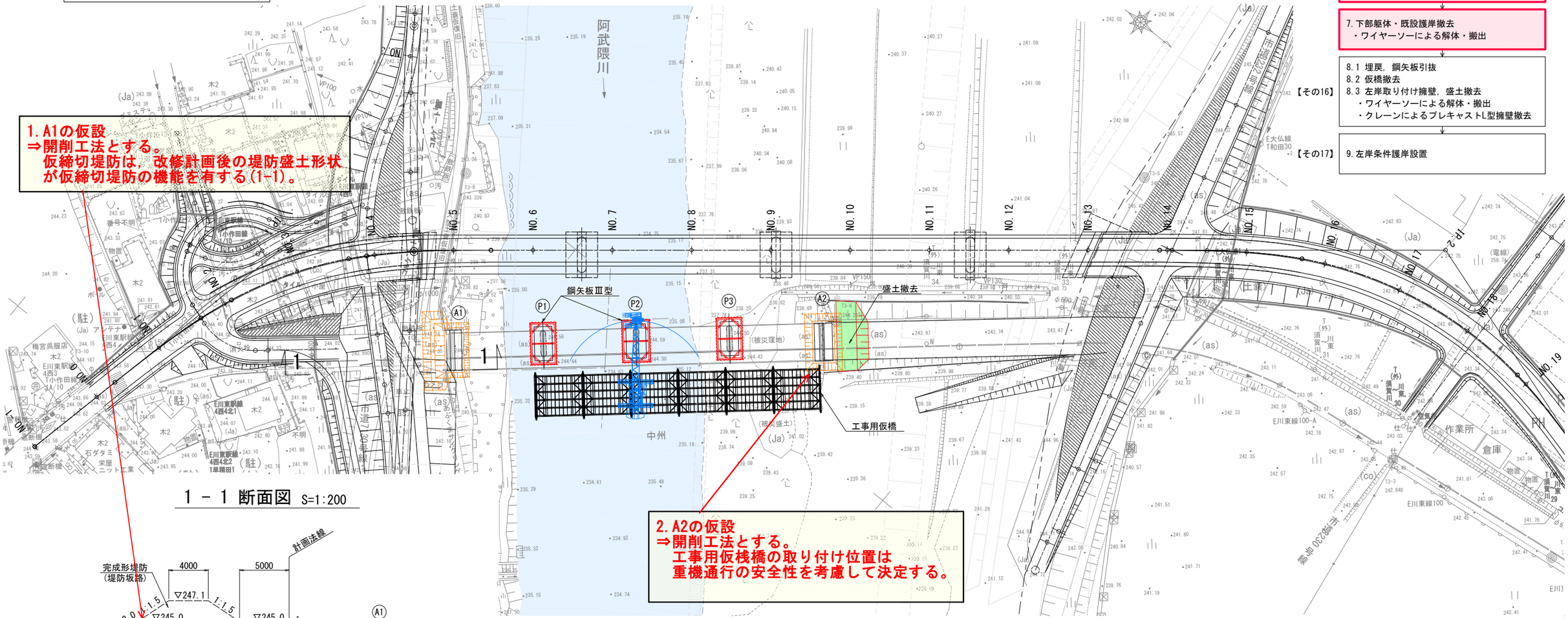
断 面 図 S=1:150



■旧橋撤去施工手順
（左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台）

【その12】 1. 取付道路工
↓
【その13】 2. 橋面工撤去
・舗装，付属物（高欄，伸縮，添架物）
↓
3. 床板，地覆撤去
・ブロック解体・搬出
↓
4. 鋼構造撤去
・解体・搬出
↓
【その14】 5. 工事用仮桟橋設置
・旧橋下流側
↓
【その15】 6. 下部仮設
・鋼矢板土留工法
↓
7. 下部躯体・既設護岸撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
↓
【その16】 8.1 埋戻，鋼矢板引抜
8.2 仮橋撤去
8.3 左岸取り付け擁壁，盛土撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
・クレーンによるプレキャストL型擁壁撤去
↓
【その17】 9. 左岸条件護岸設置

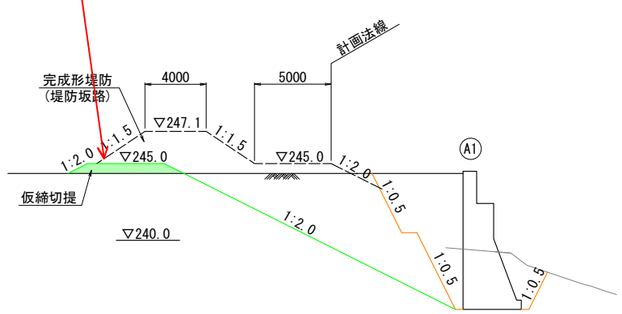
平 面 図 S=1:500



1. A1の仮設
⇒開削工法とする。
仮締切堤防は，改修計画後の堤防盛土形状が仮締切堤防の機能を有する(1-1)。

2. A2の仮設
⇒開削工法とする。
工事用仮桟橋の取り付け位置は
重機通行の安全性を考慮して決定する。

1 － 1 断面図 S=1:200



工事名			
図面名	施工手順図(その15)		
作成年月日	令和 3 年 月 日		
縮尺	図 示	図面番号	
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

施工手順図(その16)

■旧橋撤去施工手順（右岸側：A1橋台）

【その12】 1. 取付道路工

【その13】 2. 仮締切堤は，堤防管理用通路を利用

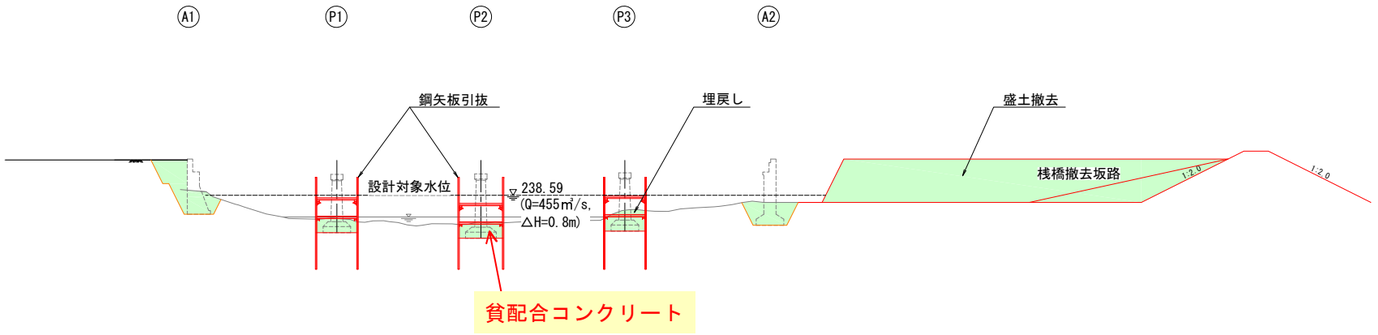
【その15】 3. 下部仮設
・鋼矢板土留工法

4. 下部躯体撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出

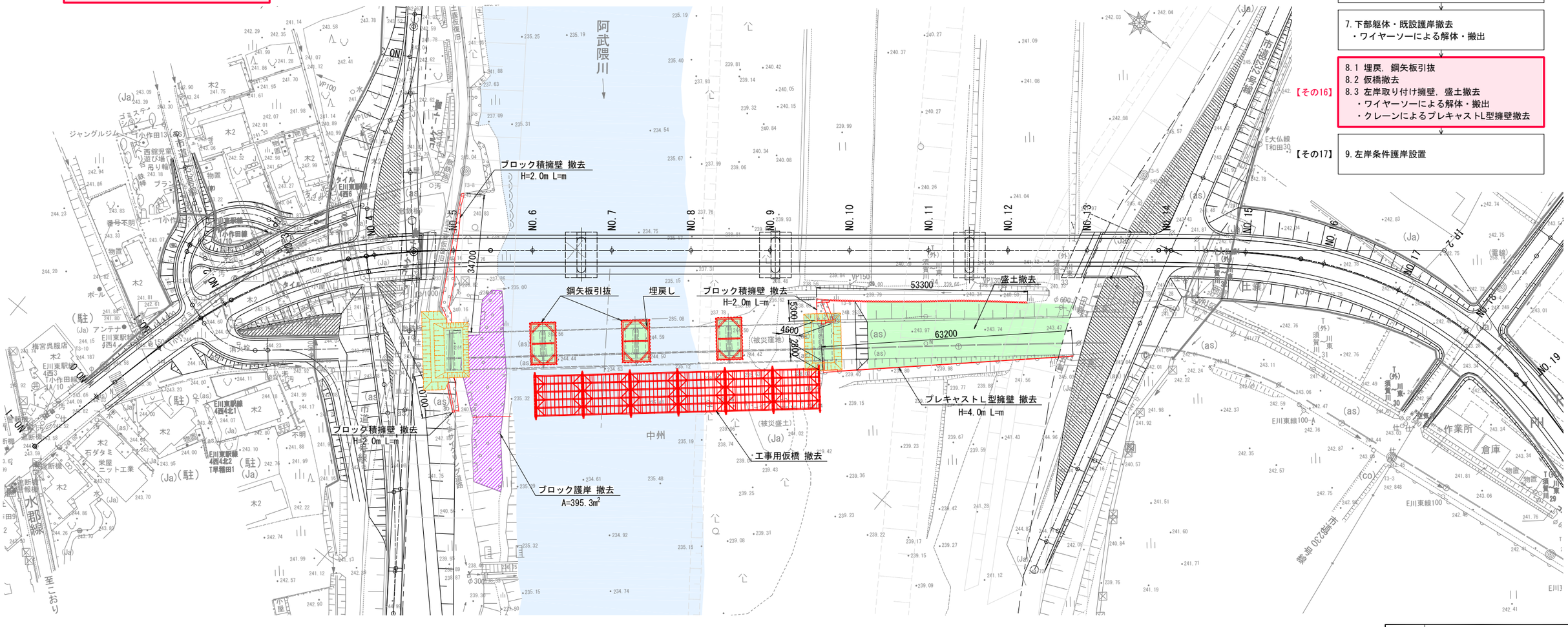
【その16】 5. 埋戻

【その17】 6. 右岸条件護岸設置

側 面 図 S=1:500



平 面 図 S=1:500



■旧橋撤去施工手順（左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台）

【その12】 1. 取付道路工

【その13】 2. 橋面工撤去
・舗装，付属物（高欄，伸縮，添架物）

3. 床板，地覆撤去
・ブロック解体・搬出

4. 鋼構造撤去
・解体・搬出

【その14】 5. 工事用仮桟橋設置
・旧橋下流側

【その15】 6. 下部仮設
・鋼矢板土留工法

7. 下部躯体・既設護岸撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出

【その16】 8.1 埋戻，鋼矢板引抜
8.2 仮橋撤去
8.3 左岸取り付け擁壁，盛土撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
・クレーンによるプレキャストL型擁壁撤去

【その17】 9. 左岸条件護岸設置

工事名			
図面名	施工手順図(その16)		
作成年月日	令和 3 年 月 日		
縮尺	図 示	図面番号	
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

施工手順図(その17)

平 面 図 S=1:500

■旧橋撤去施工手順（右岸側：A1橋台）

【その12】 1. 取付道路工

【その13】 2. 仮締切堤は，堤防管理用通路を利用

【その15】 3. 下部仮設
・鋼矢板土留工法

4. 下部躯体撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出

【その16】 5. 埋戻

【その17】 6. 右岸条件護岸設置

■旧橋撤去施工手順（左岸側：P1～P3橋脚，A2橋台）

【その12】 1. 取付道路工

【その13】 2. 橋面工撤去
・舗装，付属物（高欄，伸縮，添架物）

3. 床板，地覆撤去
・ブロック解体・搬出

4. 鋼構造撤去
・解体・搬出

【その14】 5. 工事用仮桟橋設置
・旧橋下流側

【その15】 6. 下部仮設
・鋼矢板土留工法

7. 下部躯体・既設護岸撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出

【その16】 8.1 埋戻，鋼矢板引抜
8.2 仮橋撤去
8.3 左岸取り付け擁壁，盛土撤去
・ワイヤーソーによる解体・搬出
・クレーンによるプレキャストL型擁壁撤去

【その17】 9. 左岸条件護岸設置

1. 護岸形式
⇒協議により確認する。

計画堤防法線(右岸)

計画堤防法線(左岸)

103.4KR(河川側点)

阿武隈川

条件護岸設置

条件護岸設置

NO.4 NO.5 NO.6 NO.7 NO.8 NO.9 NO.10 NO.11 NO.12 NO.13 NO.14 NO.15 NO.16 NO.17 NO.18 NO.19

小作田橋(新設)

■条件護岸範囲

・A1は，橋梁上下流端より10m

・P2，P3は，橋脚柱端から，基準径間長×1/2

・A2は，堤防と道路が斜交しているので，下流側はP3柱端より，基準径間長×1/2
上流側は端部より10m

工事名			
図面名	施工手順図(その17)		
作成年月日	令和 3 年 月 日		
縮尺	図 示	図面番号	
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

第5章　コントロールポイントの整理

「第２章　現況調査」，「第３章　設計条件」をもとに，設計計画＆施工計画に分けて，小作田橋のコントロールポイント（以下，CP と称す）と留意事項を整理する。

5.1　設計計画上の CP＆留意事項

表5.1.1＆表5.1.2のとおりである。

表5.1.1 設計計画上のＣＰ

コントロールポイント			対　応
阿武隈川	ＣＰ①	橋台の位置	・堤防法線とＨＷＬとの交点より前に躯体は出さない。
	ＣＰ②	橋台フーチングの根入れ	・フーチング上面を堤防地盤線に入れる(A1：杭基礎) ・フーチング下面を堤防地盤線に入れる(A2：直接基礎)
	ＣＰ③	橋脚の位置	・低水河岸ののり肩，のり尻からそれぞれ 10m 以上離す。設置せざるを得ない場合は，護床工などの対策を行う。
	ＣＰ④	橋脚の根入れ	・フーチング上面を最深河床から 2m 以上に入れる(P1)

表5.1.2 設計計画上の留意事項

留意事項			対　応
阿武隈川	項目①	管理用通路	・県道と管理用通路は平面交差とする
橋　梁	項目②	橋　長	・最短橋長を設定
	項目③	径間割	・基準径間長を確保し，経済性から決定する
	項目④	維持管理	・ライフサイクルコストに配慮
	項目⑤	コスト縮減	・技術情報提供システム（NETIS）の検討
地形＆地質	項目⑥	液状化	・一部液状化する層(As,Ag)が存在する
	項目⑦	支持層深度	・基礎形式の検討（A1：杭基礎，P1P2,A2：直接基礎）

5.2　施工計画上の CP＆留意事項

表5.2.1＆表5.2.2のとおりである

表5.2.1 施工計画上のＣＰ

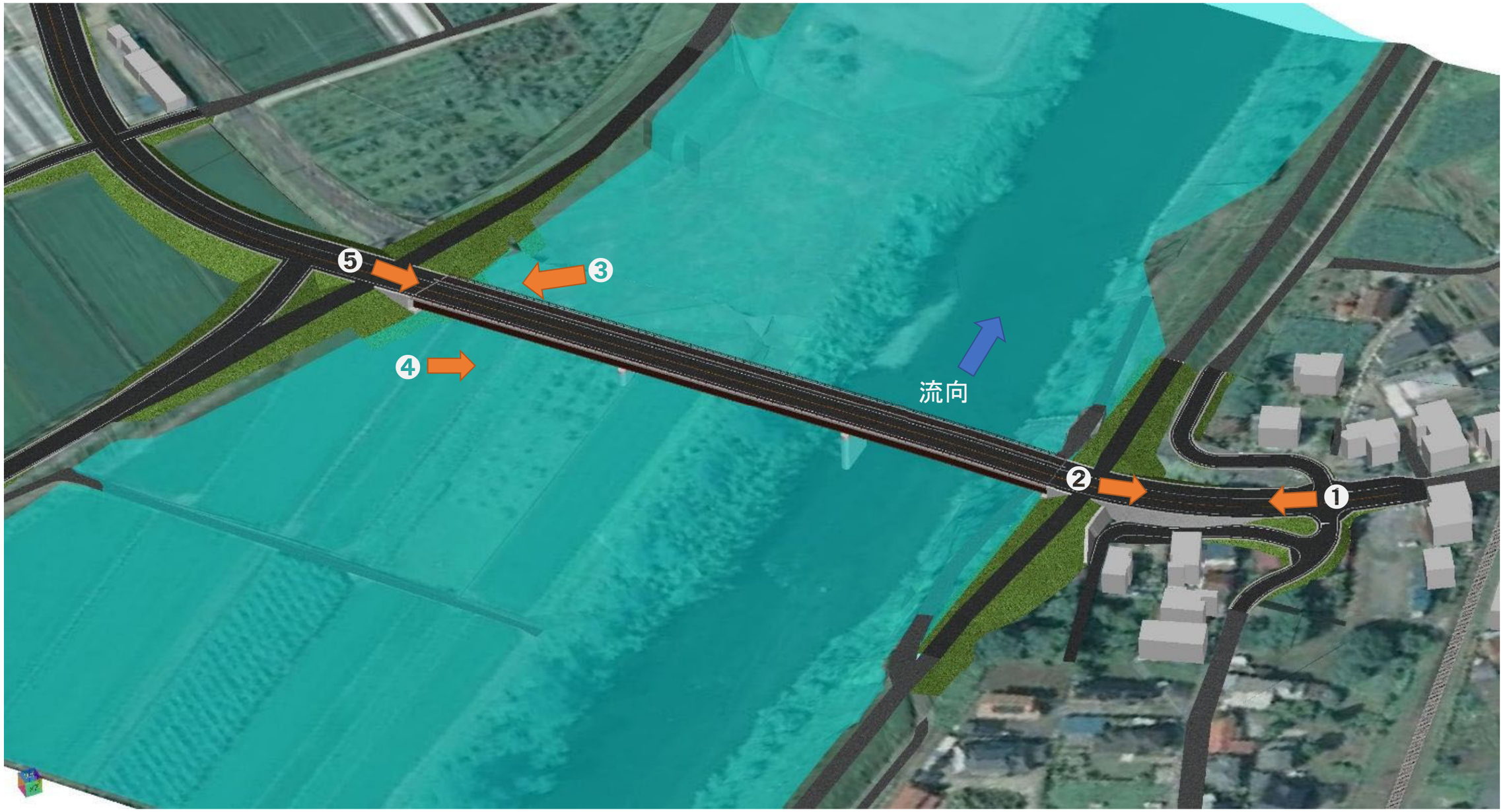
コントロールポイント			対　応
阿武隈川	ＣＰ①	現道（県道，市道）	・施工期間中も現況交通機能は確保する。
	ＣＰ②	河川	・河道内の施工は非出水期間とし，工事期間内の流量を確保できる河積を確保する。
	ＣＰ③	既設排水路	・左右岸の既設排水路の機能は確保する。 ・右岸は付け替え，左岸は暗渠化する。
	ＣＰ④	下部施工	・下部仮設工法は，河川水位，地下水位，現道機能確保を踏まえて選定する。
	ＣＰ⑤	地盤養生	・表層地盤が緩い箇所にクレーンなどの重機を載荷する場合は，置き換えなどの対策を行って地耐力を確保する。
	ＣＰ⑥	施工ヤード	・家屋移転時期，用地取得範囲，借地可否を確認して施工ヤードを計画する。

表5.2.2 施工計画上の留意事項

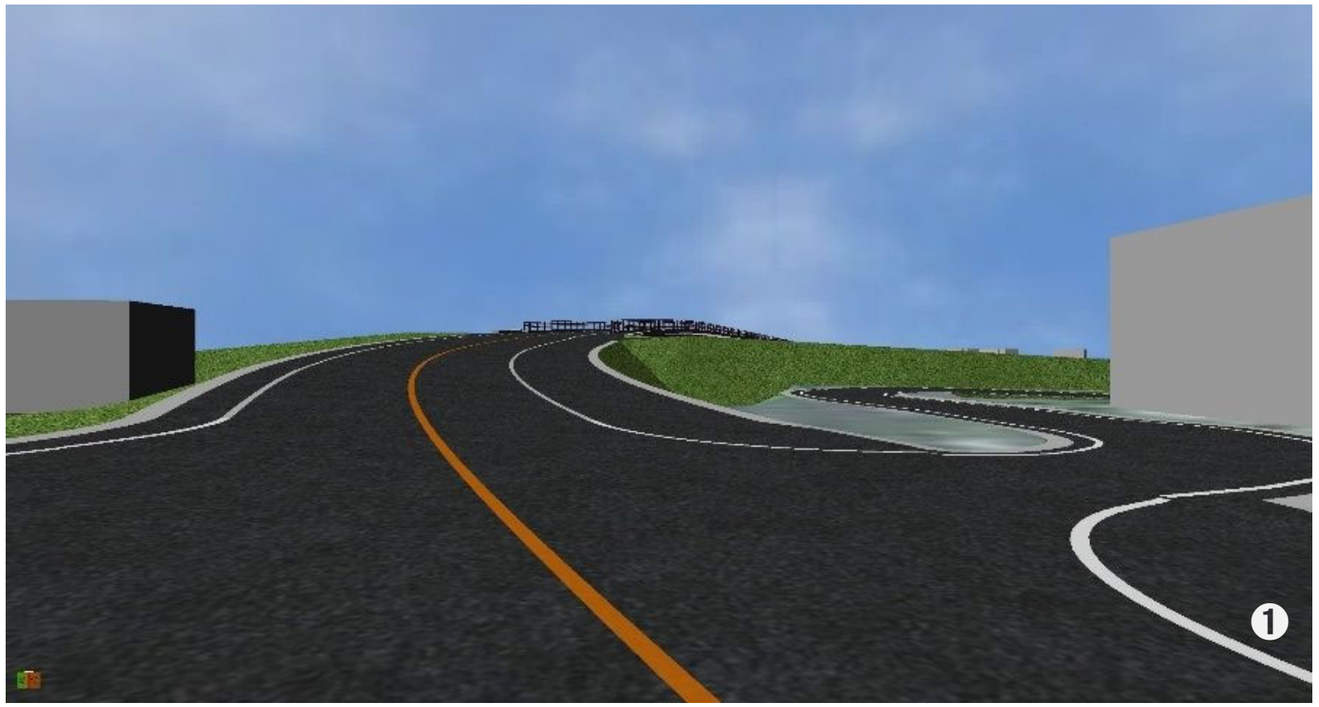
留意事項			対　応
左岸高水敷	項目①	搬入路	・搬入出路＆施工ヤードとして利用
阿武隈川	項目②	水　質	・油水や汚水を用水路に流さない
橋　梁	項目③	コスト縮減	・技術情報提供システム（NETIS）の検討
地形＆地質	項目④	支持層が岩盤 表層は緩い	・杭打ち機＆クレーン据え付け時の地耐力照査 ・杭，鋼矢板の設置工法の検討

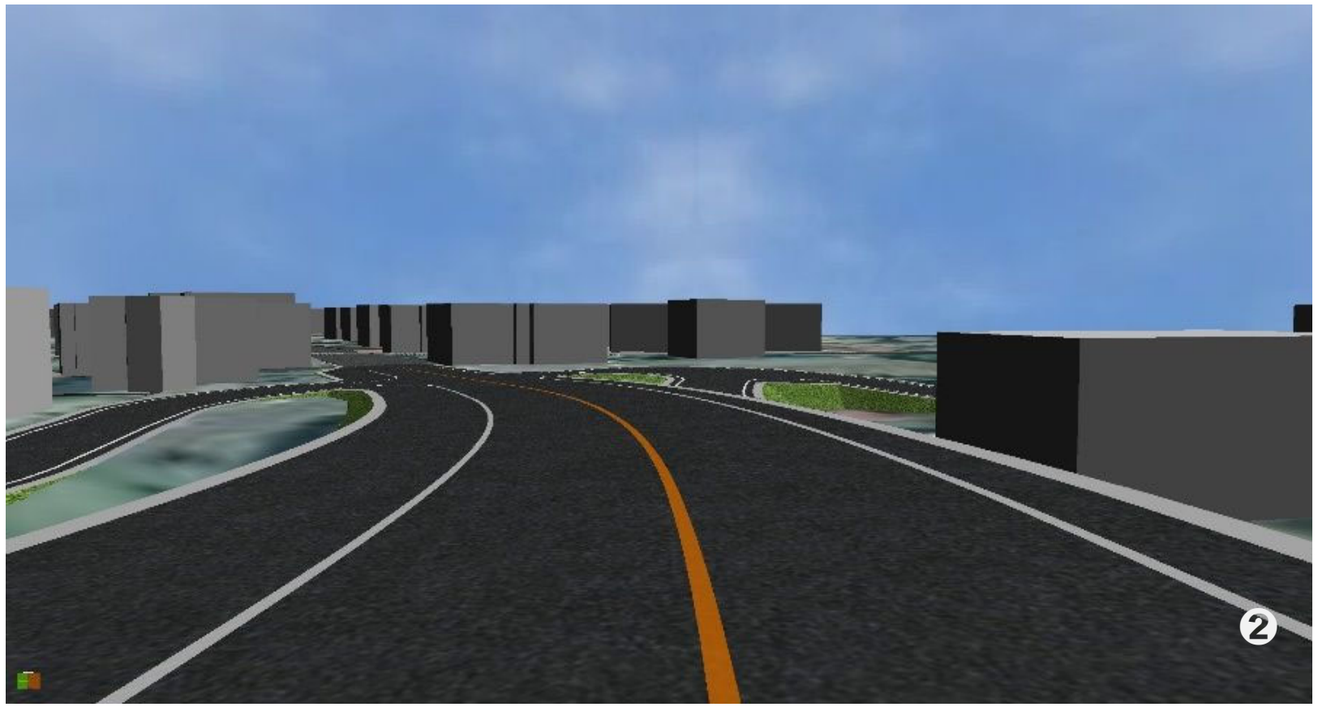
完成形の三次元化

完成図

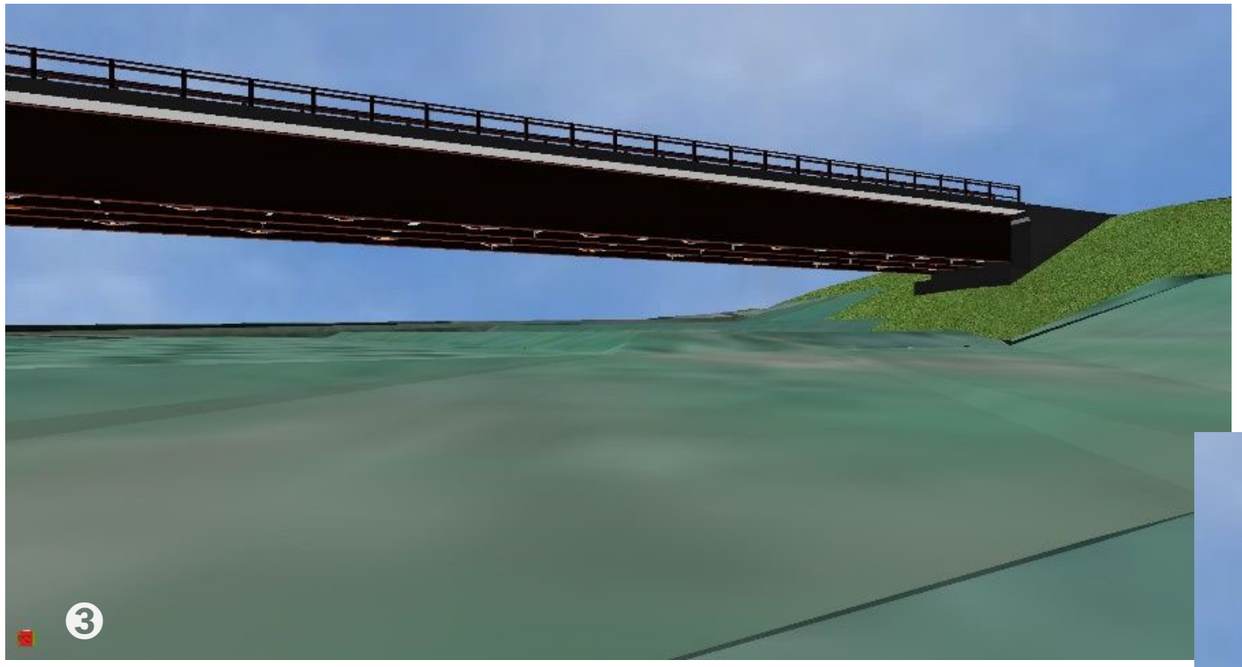


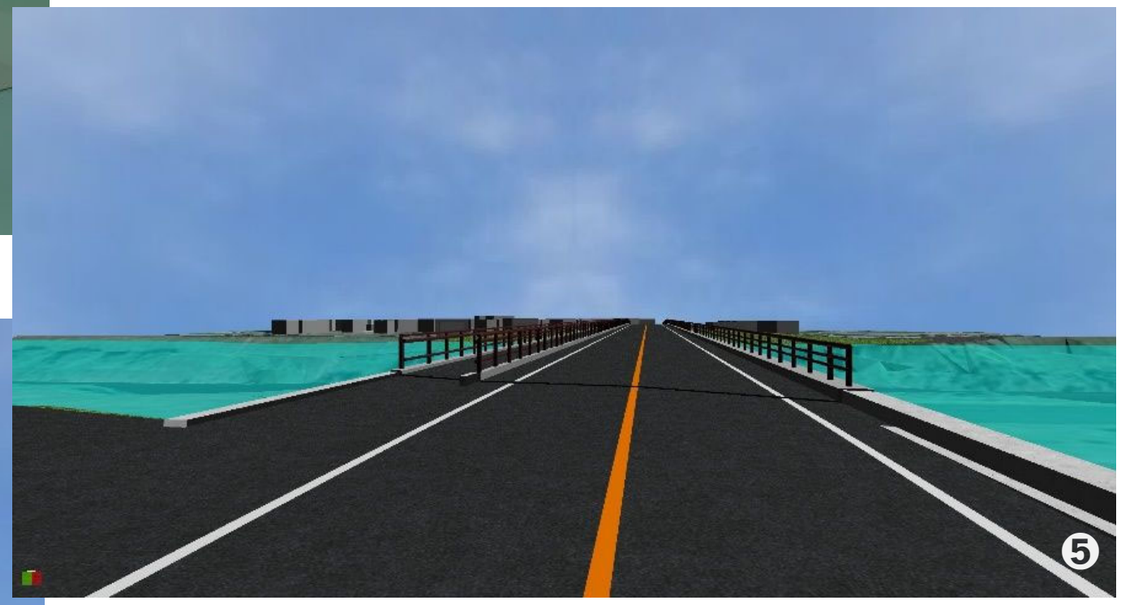
完成形の三次元化

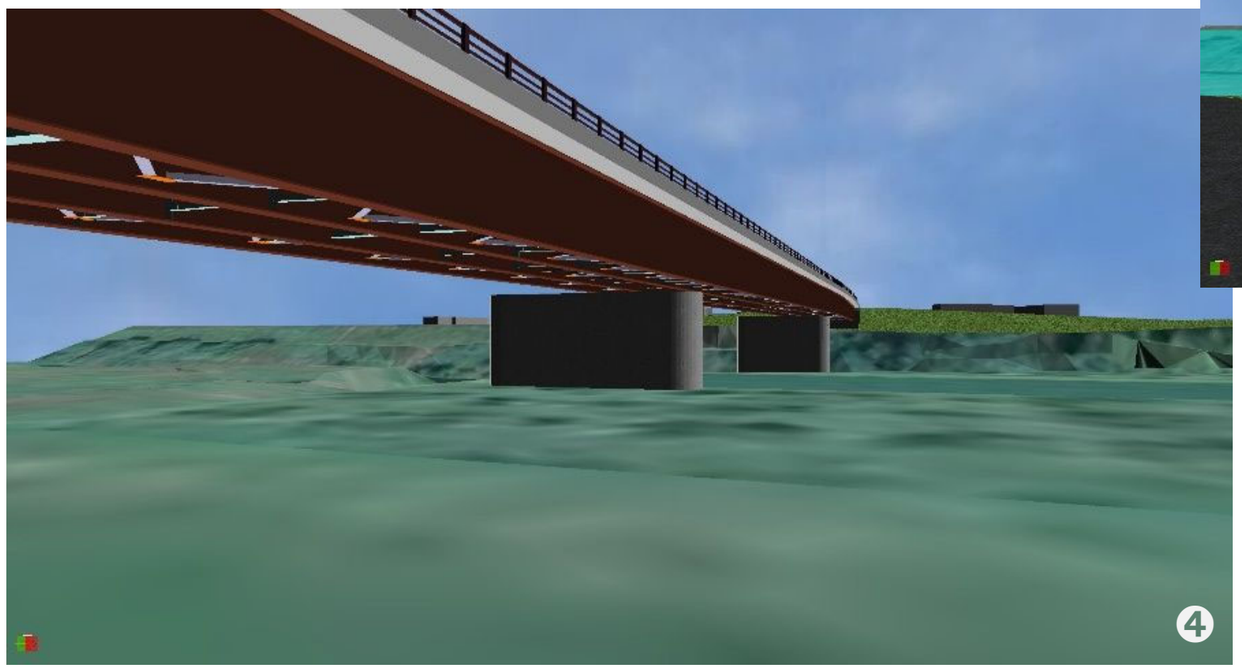




完成形の三次元化

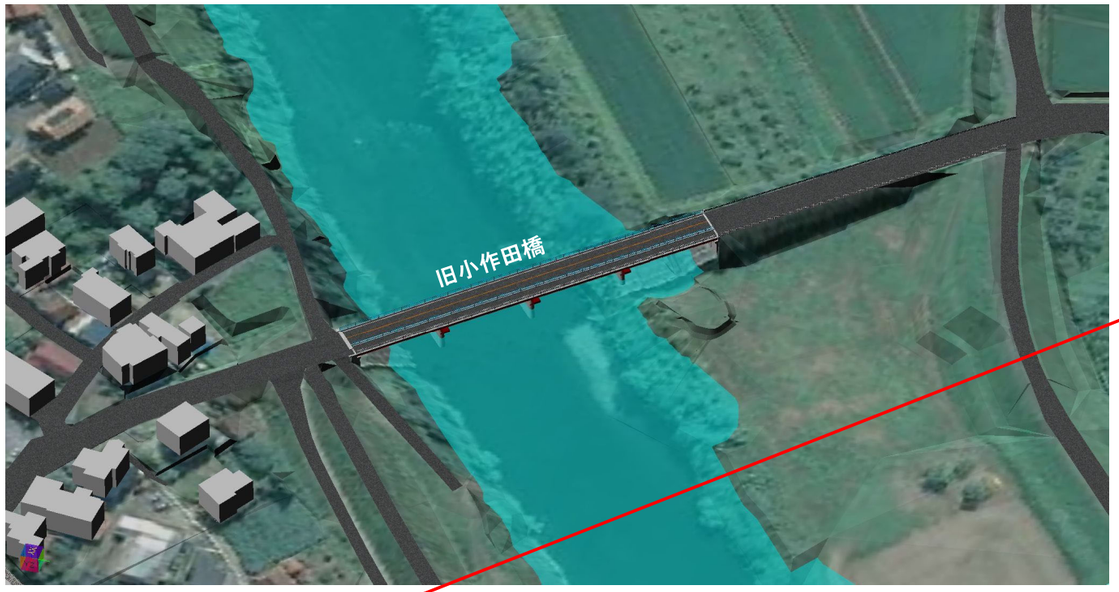






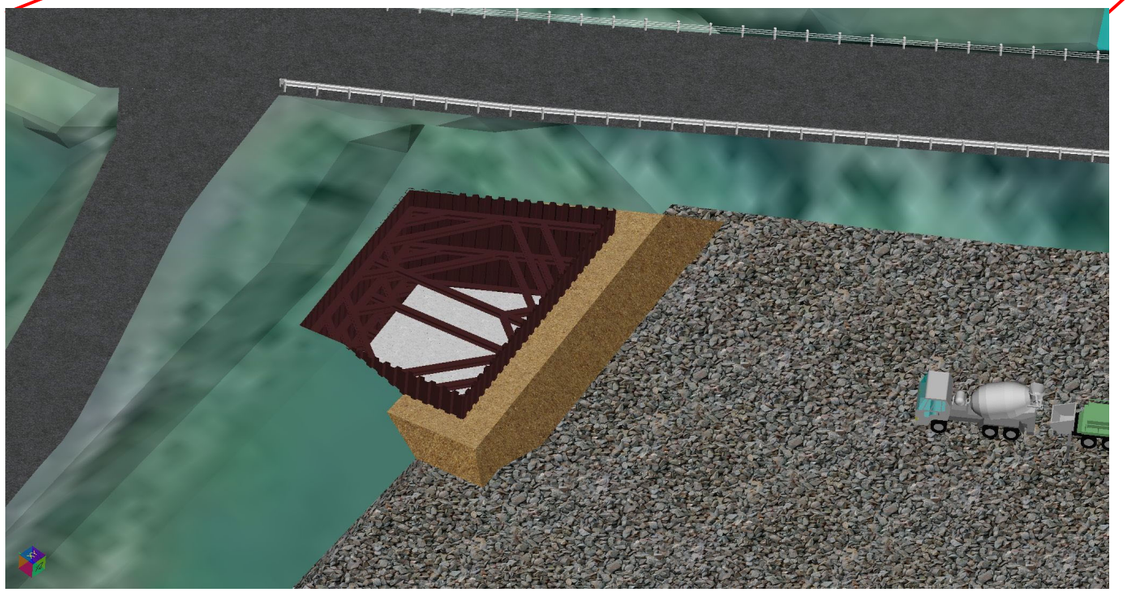
三次元施工ステップ図

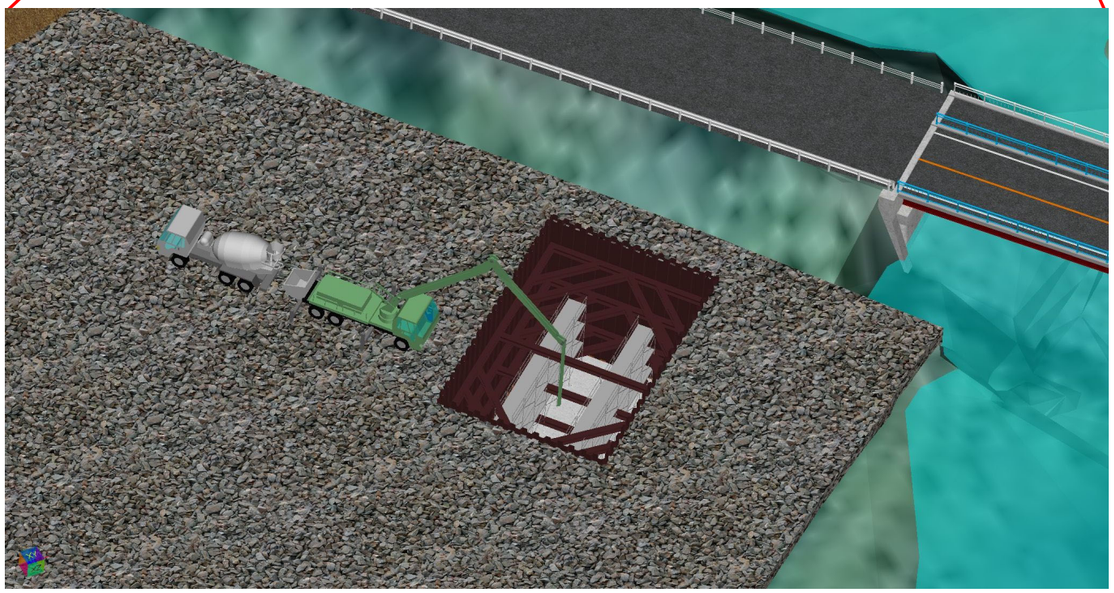
現況



STEP.1 A2 橋台，P2 橋脚施工

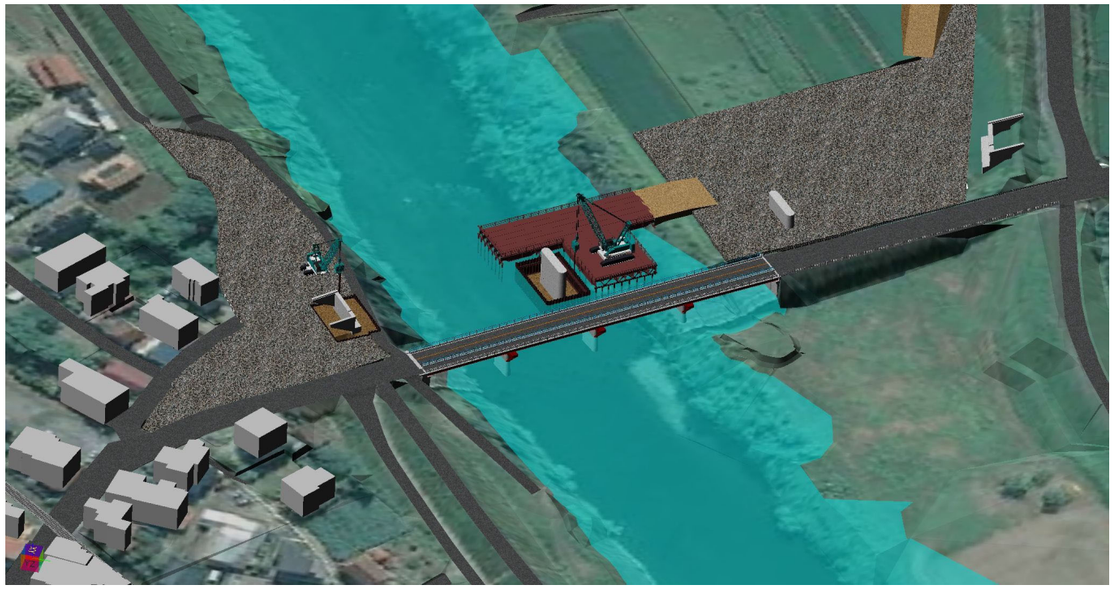


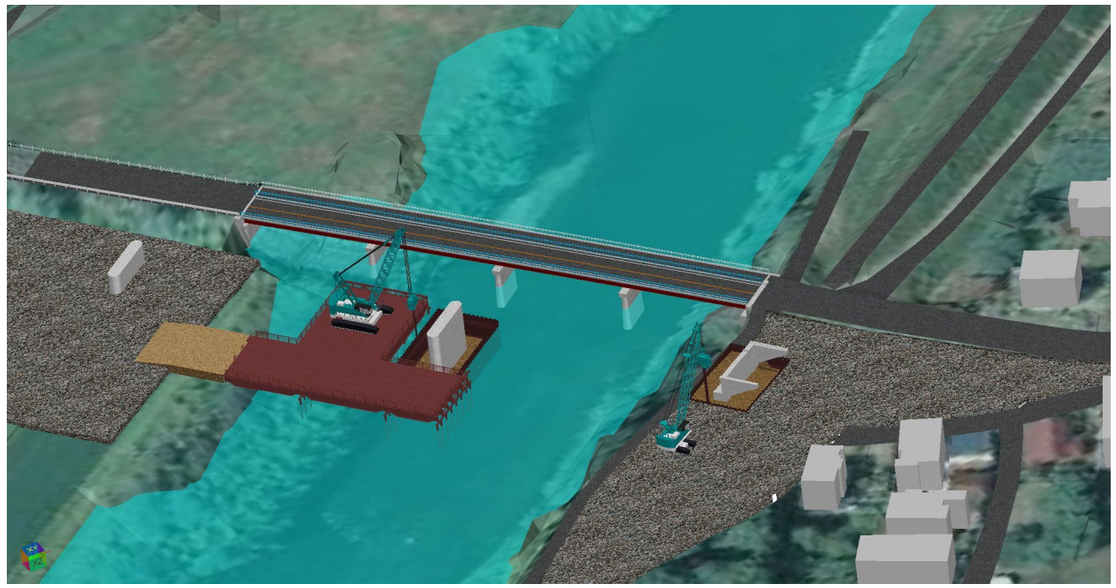




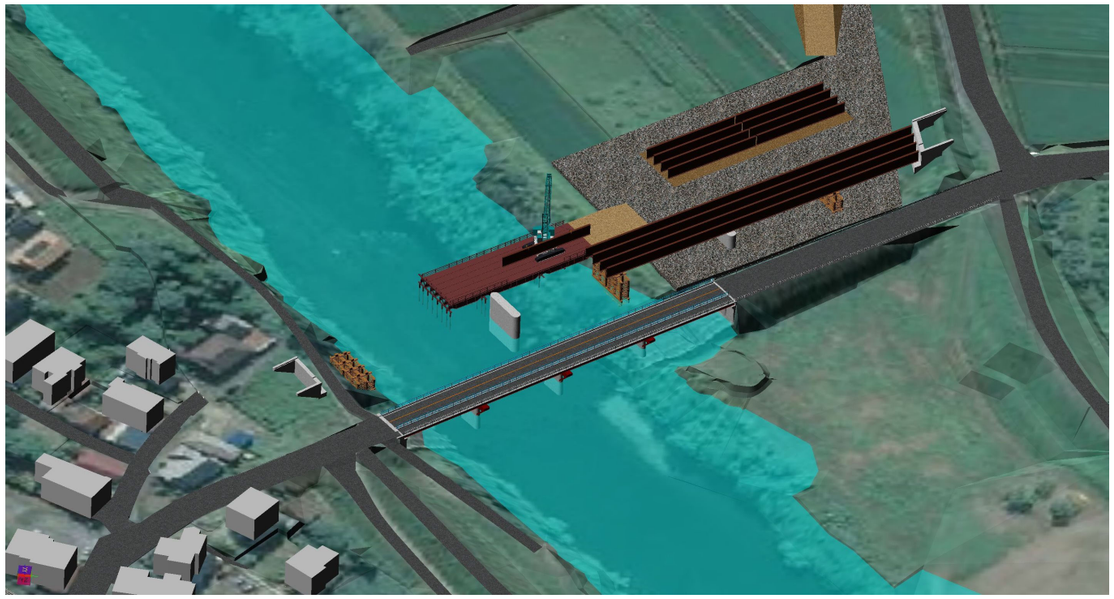
三次元施工ステップ図

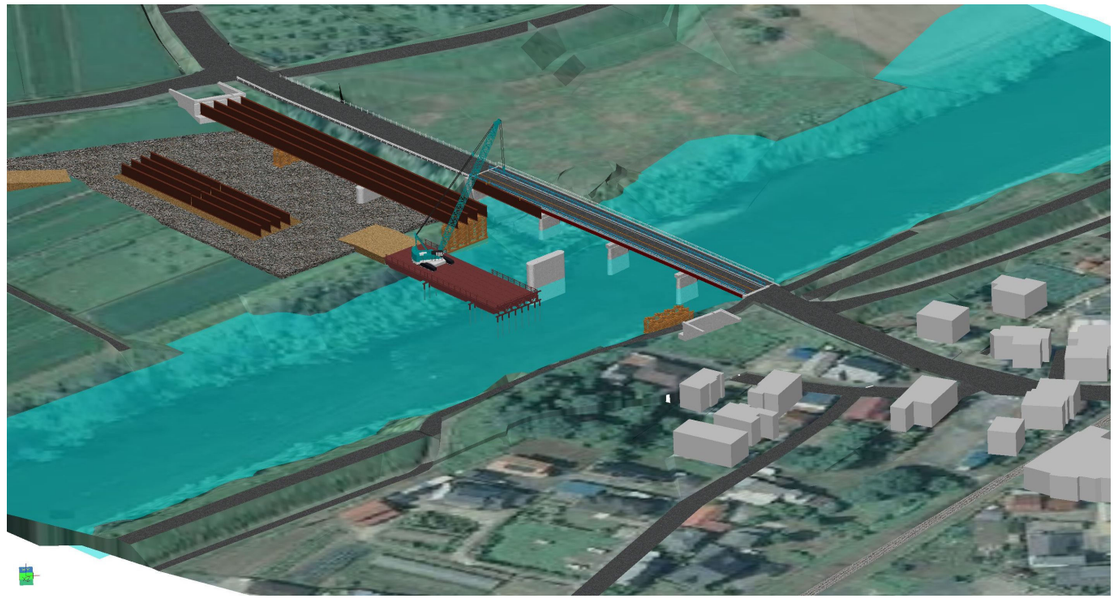
STEP.2 P1 橋脚,A1 橋台施工





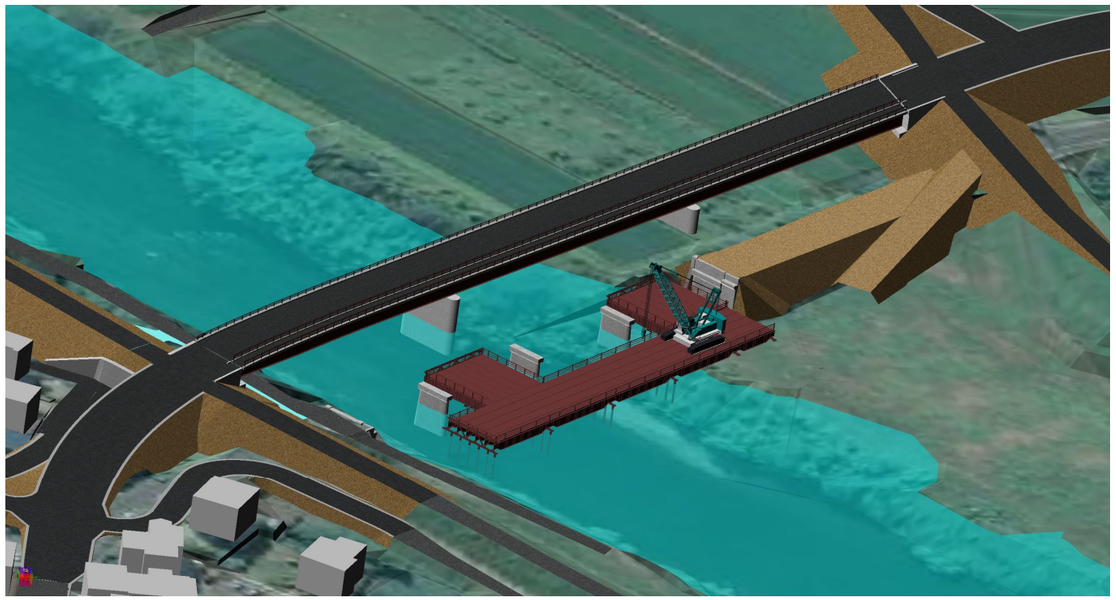
STEP.3 桁架設



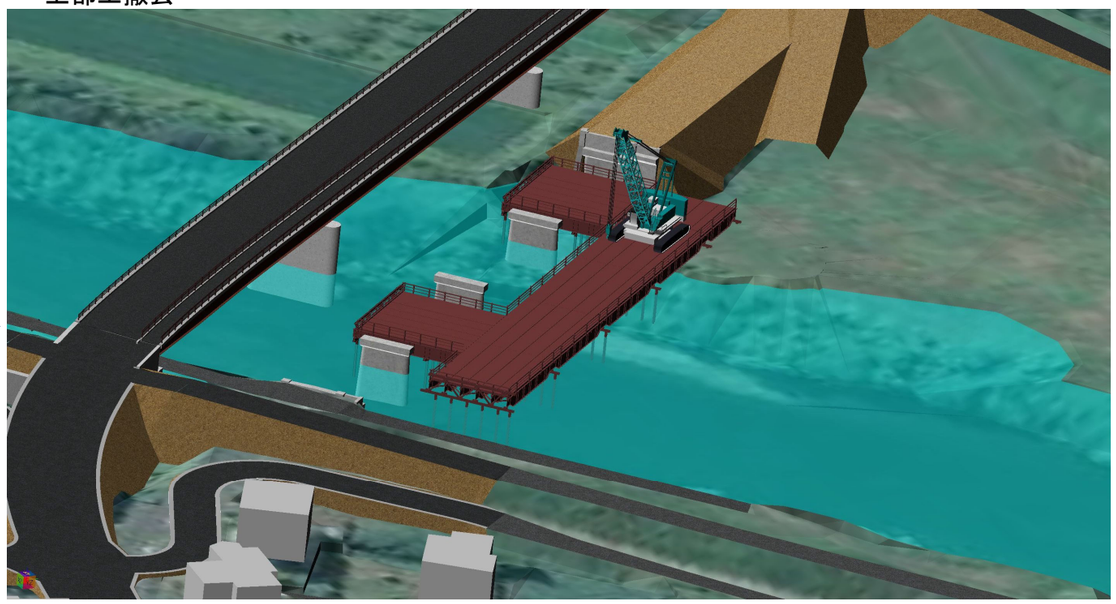


三次元施工ステップ図

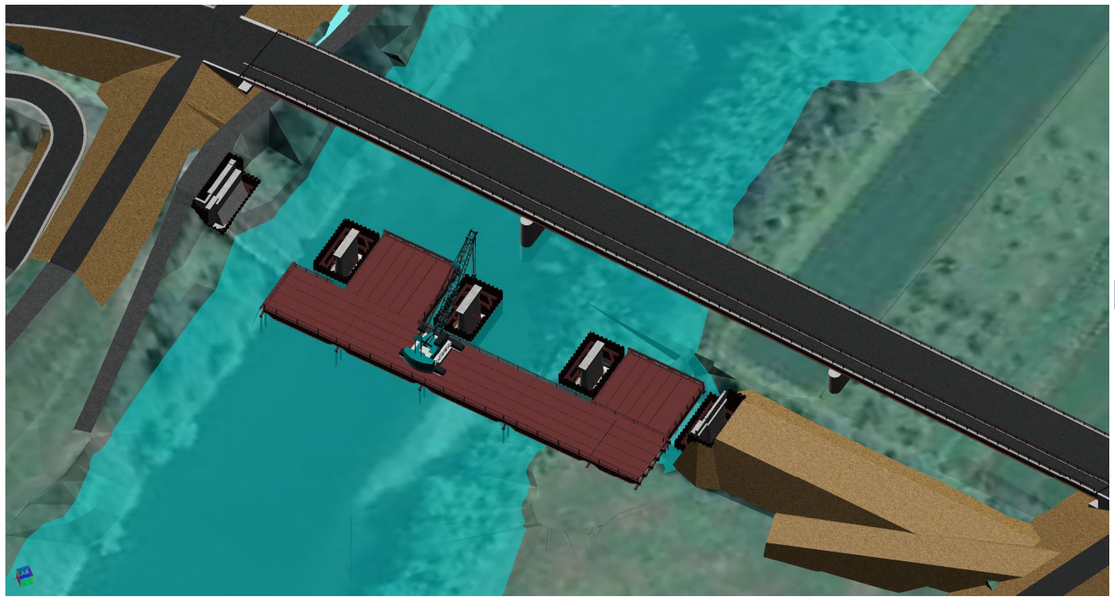
STEP. 4 旧橋撤去



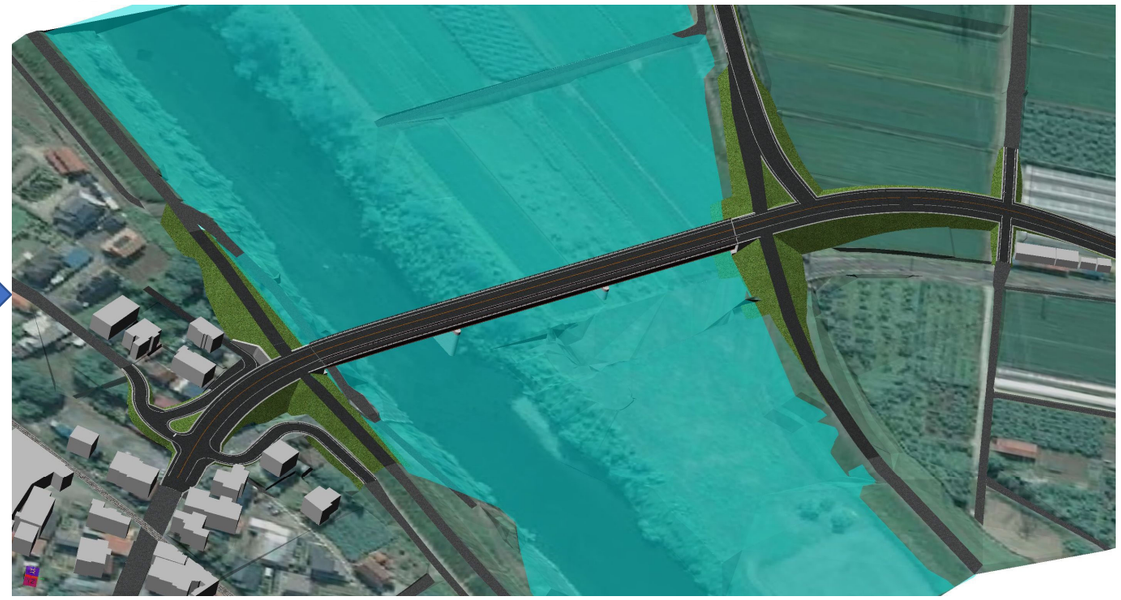
上部工撤去



下部工撤去

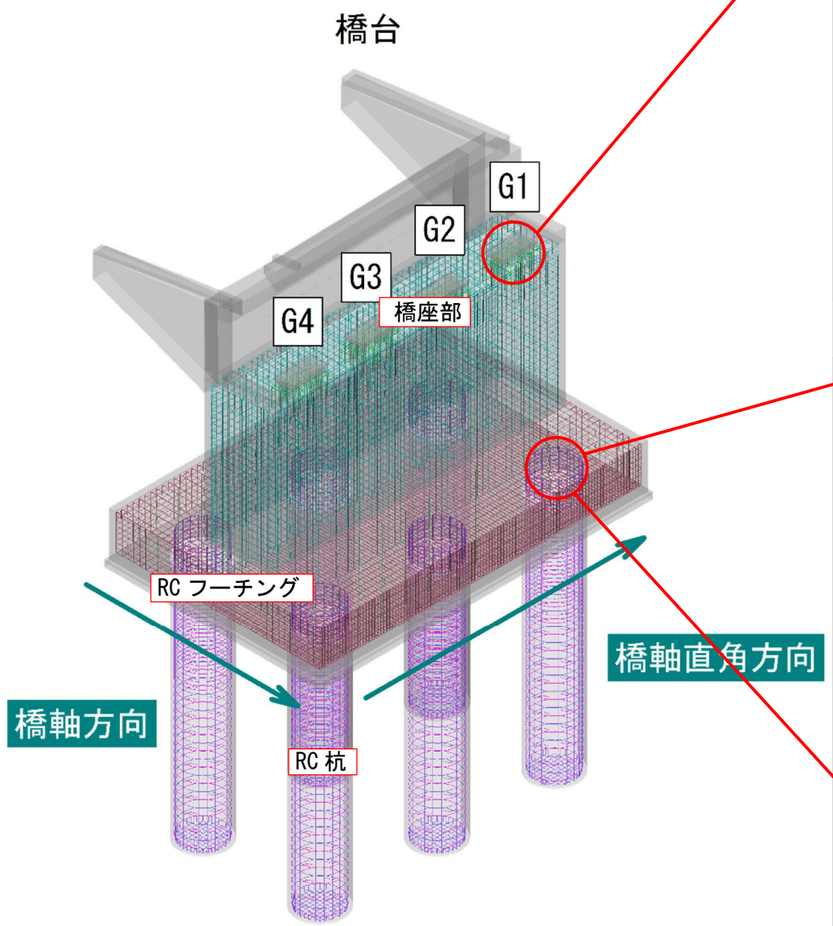


完成図



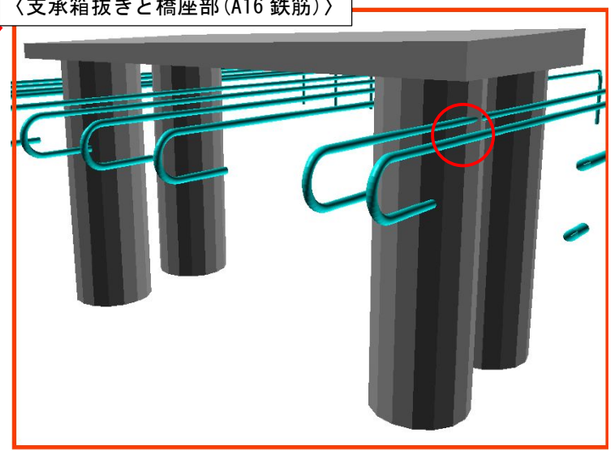
小作田橋・A1 橋台・鉄筋干渉チェック結果

三次元配筋モデル図



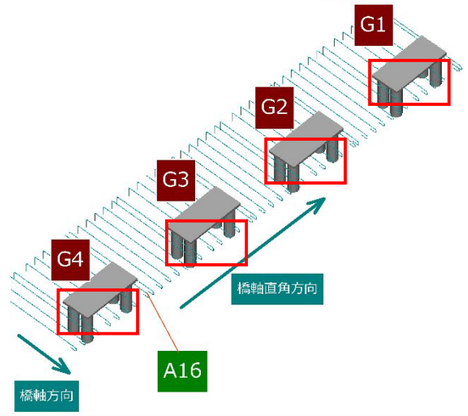
支承箱抜きと橋座部

〈支承箱抜きと橋座部(A16 鉄筋)〉



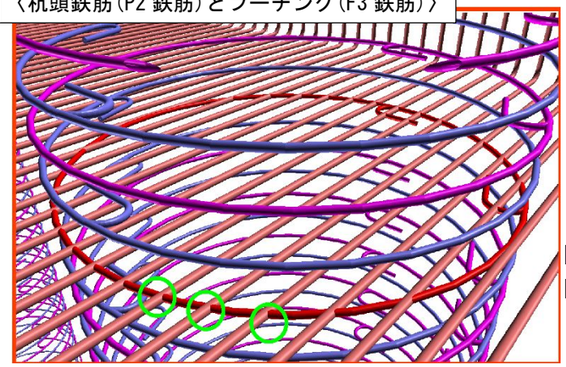
：橋座部(A16 鉄筋)
G1～G4 で同様

支承箱抜きとA16鉄筋　干渉あり



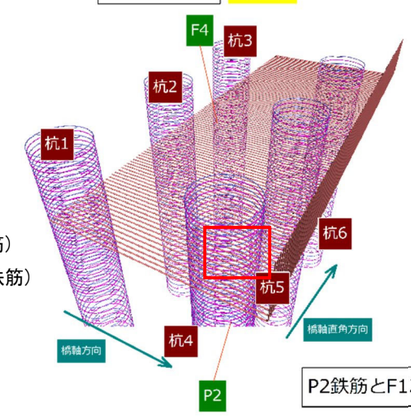
杭頭鉄筋とフーチング鉄筋

〈杭頭鉄筋(P2 鉄筋)とフーチング(F3 鉄筋)〉



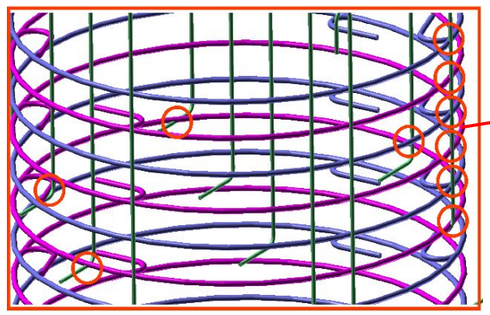
：杭頭鉄筋(P2 鉄筋)
：フーチング(F3 鉄筋)
杭 4～6 で同様

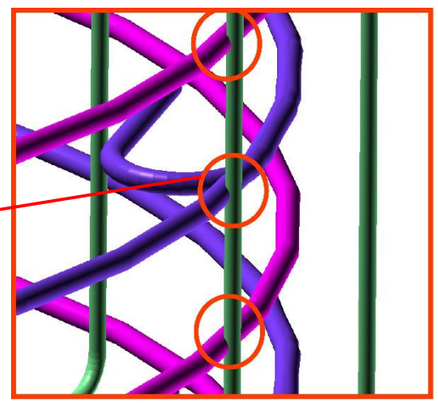
P2鉄筋とF4鉄筋　干渉あり



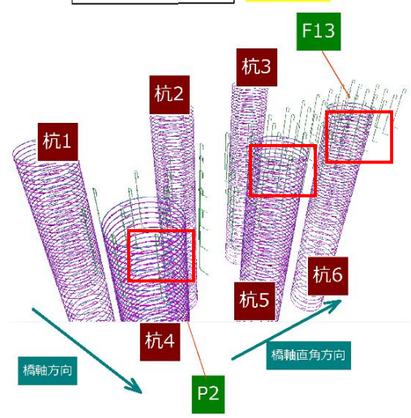
〈杭頭鉄筋(P2 鉄筋)とフーチング(F12 鉄筋)〉

：杭頭鉄筋(P2 鉄筋)
：フーチング(F12 鉄筋)　　杭 4～6 で同様



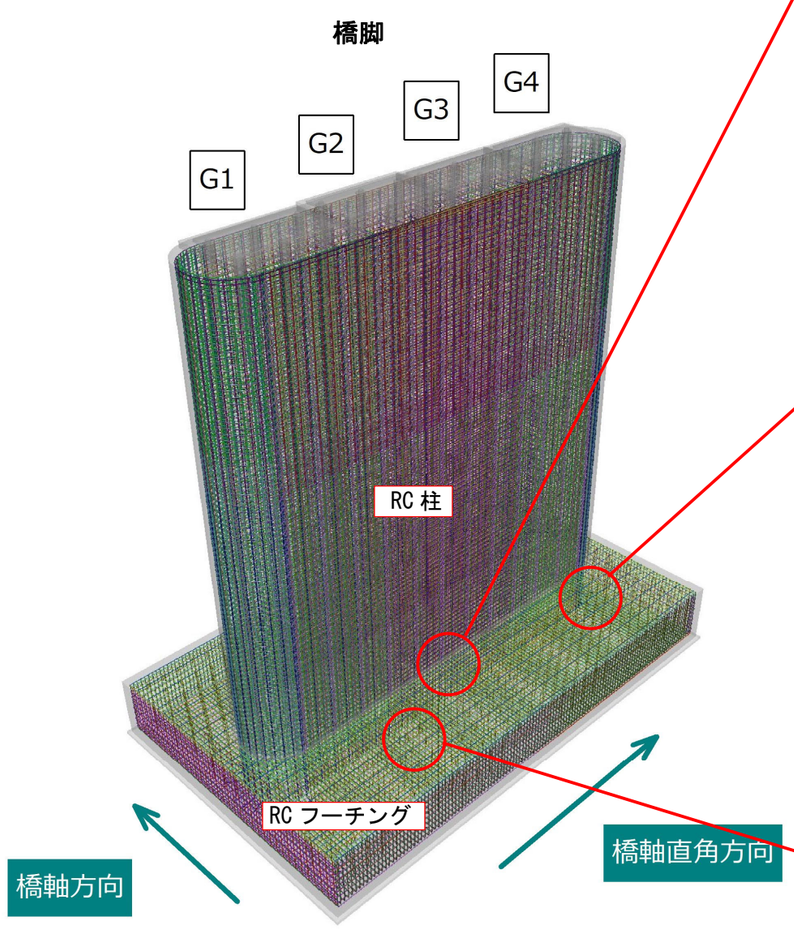


P2鉄筋とF12鉄筋　干渉あり



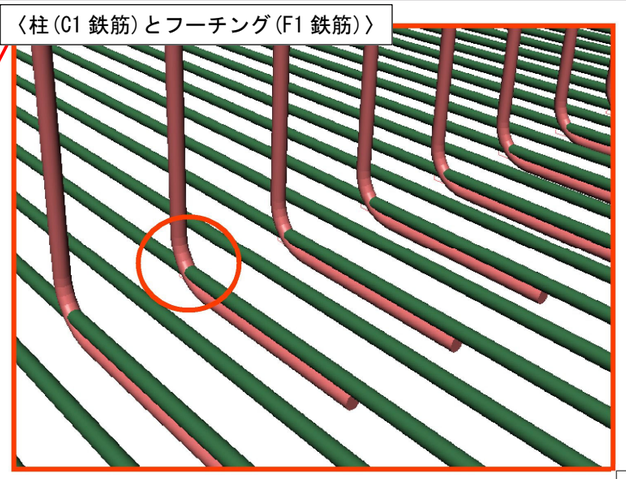
小作田橋・P1 橋脚・鉄筋干渉チェック結果

三次元配筋モデル図



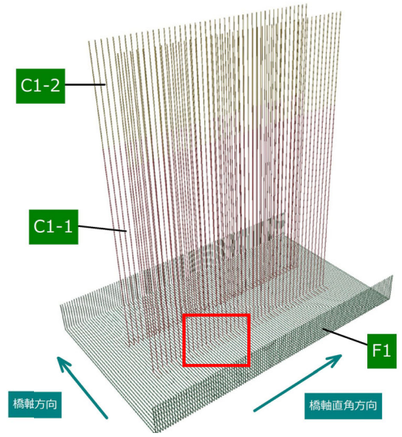
橋脚柱とフーチング

〈柱(C1 鉄筋)とフーチング(F1 鉄筋)〉

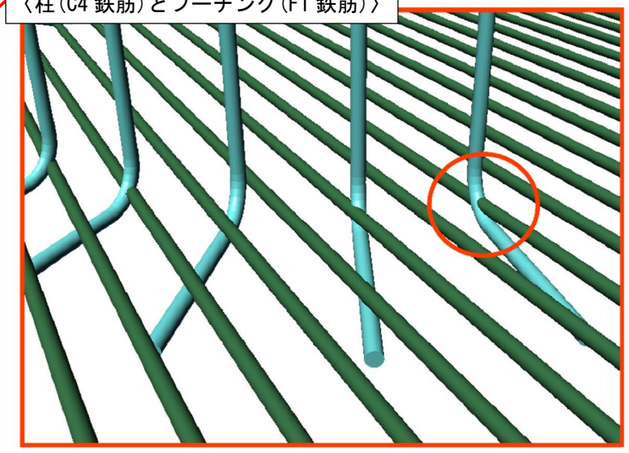


：柱(C1 鉄筋)
：フーチング(F1 鉄筋)

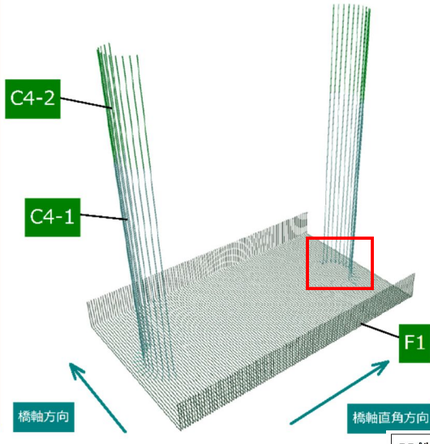
C1鉄筋とF1鉄筋　干渉あり



〈柱(C4 鉄筋)とフーチング(F1 鉄筋)〉

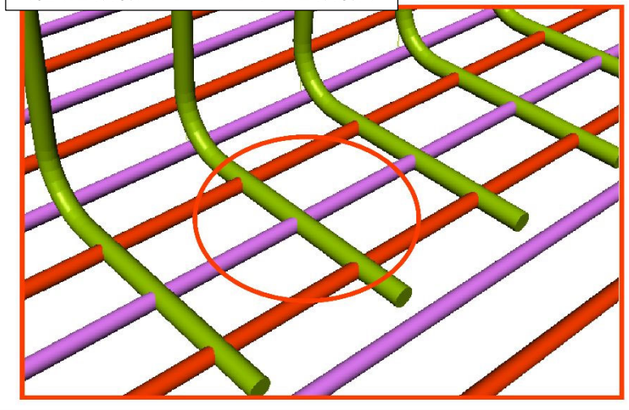


C4鉄筋とF1鉄筋　干渉あり



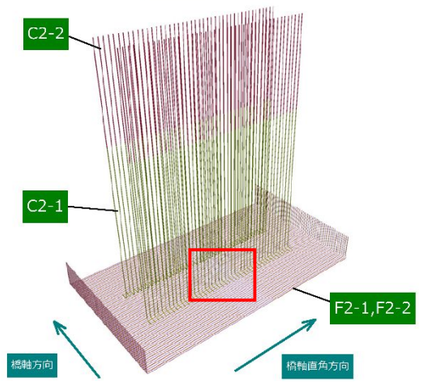
：柱(C4 鉄筋)
：フーチング(F1 鉄筋)

〈柱(C2 鉄筋)とフーチング(F2 鉄筋)〉



：柱(C2 鉄筋)
：フーチング(F2-1 鉄筋)
：フーチング(F2-2 鉄筋)

C2鉄筋とF2鉄筋　干渉あり



第７章　橋梁計画

7.1.　橋梁計画

1.　概　要

令和元年 10 月 12 日の台風 19 号における阿武隈川の災害対策の一環として，福島県須賀川市大字和田字宿畑地内～小作田字西舘地内において一級河川 阿武隈川を横断する一般県道母畑須賀川線の小作田橋（架替え橋梁）の設置を目的とする。

＜位置図＞





＜橋梁概要＞

小作田橋（架替え橋梁）の橋梁諸元は以下のとおりである。

1）橋　　長 ： L＝170.6m
2）支 間 長 ： L＝54.4m＋60.0m＋54.4m
3）有 効 幅 員 ： W＝10.5m（車道部 8.0m＋歩道部 2.5m）
4）全 幅 員 ： W＝11.5m
5）活 荷 重 ： B 活荷重
6）上部工形式 ： 3 径間連続鋼鈑桁橋
7）下部工形式 ： 逆Ｔ式橋台,小判形橋脚
8）基礎工形式 ： 場所打ち杭基礎（A1 橋台）
　　直接基礎（P1 橋脚, P2 橋脚, A2 橋台）

2. 河川条件

2.1 河川諸元

①河川名　：一級河川 阿武隈川水系 阿武隈川

②管理者　：東北地方整備局

③河川整備(改修)計画：河川整備計画有り（堤防の嵩上げ計画有り）

④架橋位置：現橋より約 25m上流

左岸　測点 103.2k+126.38m

右岸　測点 103.2k+120.43m

⑤河川構造　　：有堤構造

⑥計画高水流量：Q＝2,400m³/s（2022 年 1 月時点：Q＝2,100m³/s に見直し検討中）

6．計画高水流量

計画高水流量は、福島において 5,800m³/s とし、さらに摺上川，白石川等の支川の流量を合わせて岩沼において 9,200m³/s として、河口まで同流量とする。

（単位：m³/s）

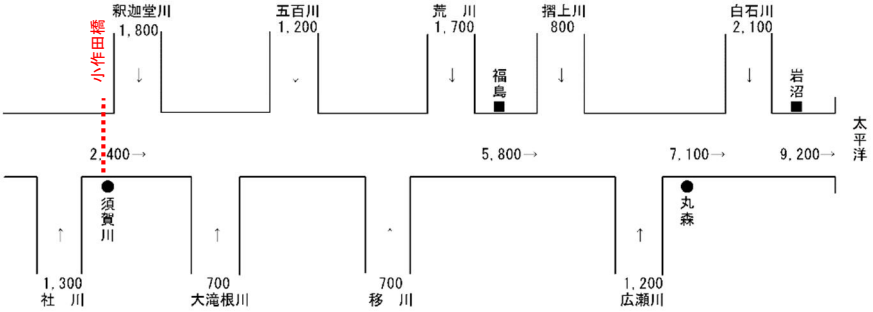


図-6-1. 阿武隈川計画高水流量図

【阿武隈川水系河川整備基本方針】　P12 阿武隈川計画高水流量図から引用

⑦堤防余裕高：1.2m

項	1	2	3	4	5	6
計画高水流量（単位　1 秒間につき立方メートル）	200 未満	200 以上 500 未満	500 以上 2 000 未満	2 000 以上 5 000 未満	5 000 以上 10 000 未満	10 000 以上
計画高水位に加える値（単位　メートル）	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2

河川管理施設等構造令 第 20 条

⑧堤防天端幅：5.0m

項	計画高水流量（単位 1 秒間につき立方メートル）	天端幅（単位　メートル）
1	500 未満	3
2	500 以上 2 000 未満	4
3	2 000 以上 5 000 未満	5
4	5 000 以上 10 000 未満	6
5	10 000 以上	7

河川管理施設等構造令 第 21 条第 1 項

2.2　橋梁周辺河道・堤防断面

過年度業務にて実施された橋梁周辺河道断面・堤防断面計画に基づき整理する。

1.3 小作田橋周辺河道・堤防断面

(1)検討概要

ここでは、小作田橋周辺の河道断面諸元を設定したものである。

河道断面諸元は以下のとおりである。

・堤防法線（左右岸）

・堤防断面（天端標高、小段、法面勾配）

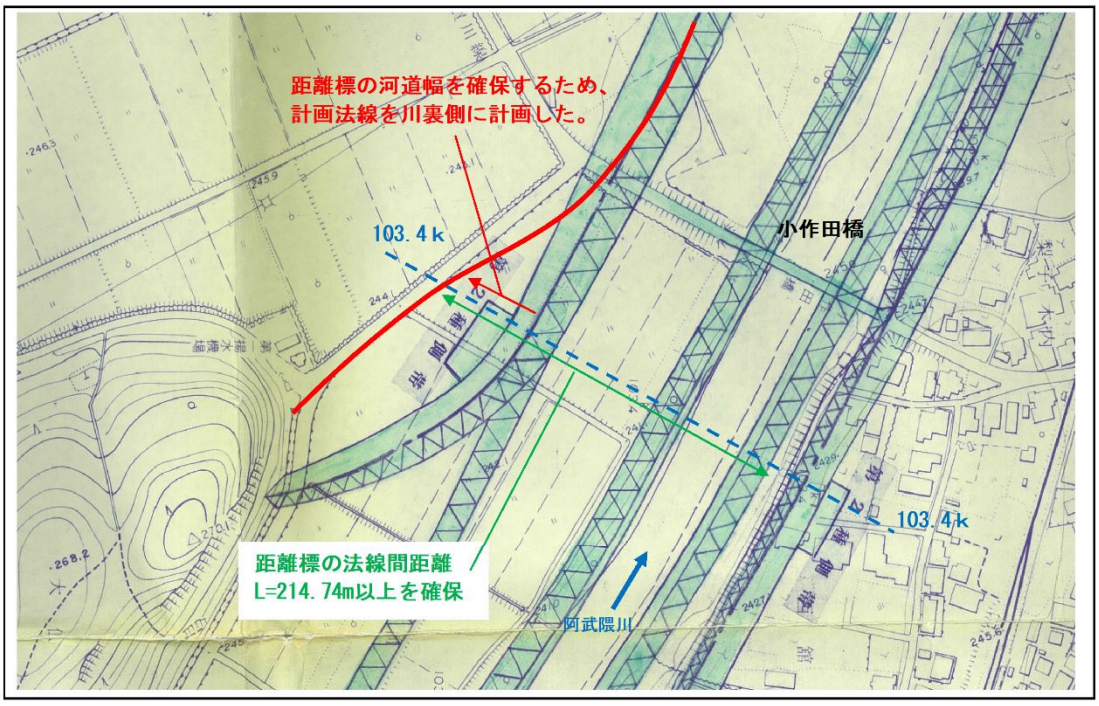
・高水敷および低水敷（標高、幅、河岸法面勾配）

【計画堤防法線】

橋梁上下流側に位置する距離標断面および現況堤防法線位置を尊重して計画堤防法線を設定する。

①左岸計画堤防法線

全体計画平面図では、103.4ｋ左岸側の法線を川表側に計画している。しかし、基本方針の見直しに伴う距離標（103.4ｋ）の法線間距離（214.74m）は現況堤防法線を尊重しているため、現況堤防法線を尊重した計画堤防法線を設定する。



②右岸計画堤防法線

小作田橋上下流の現況堤防法線を尊重して、 概ね直線形の計画堤防法線を設定した。

【堤防断面】

橋梁上下流に位置する距離標の計画堤防高を計画堤防法線長で内挿して道路中心位置の計画堤防高を設定した。

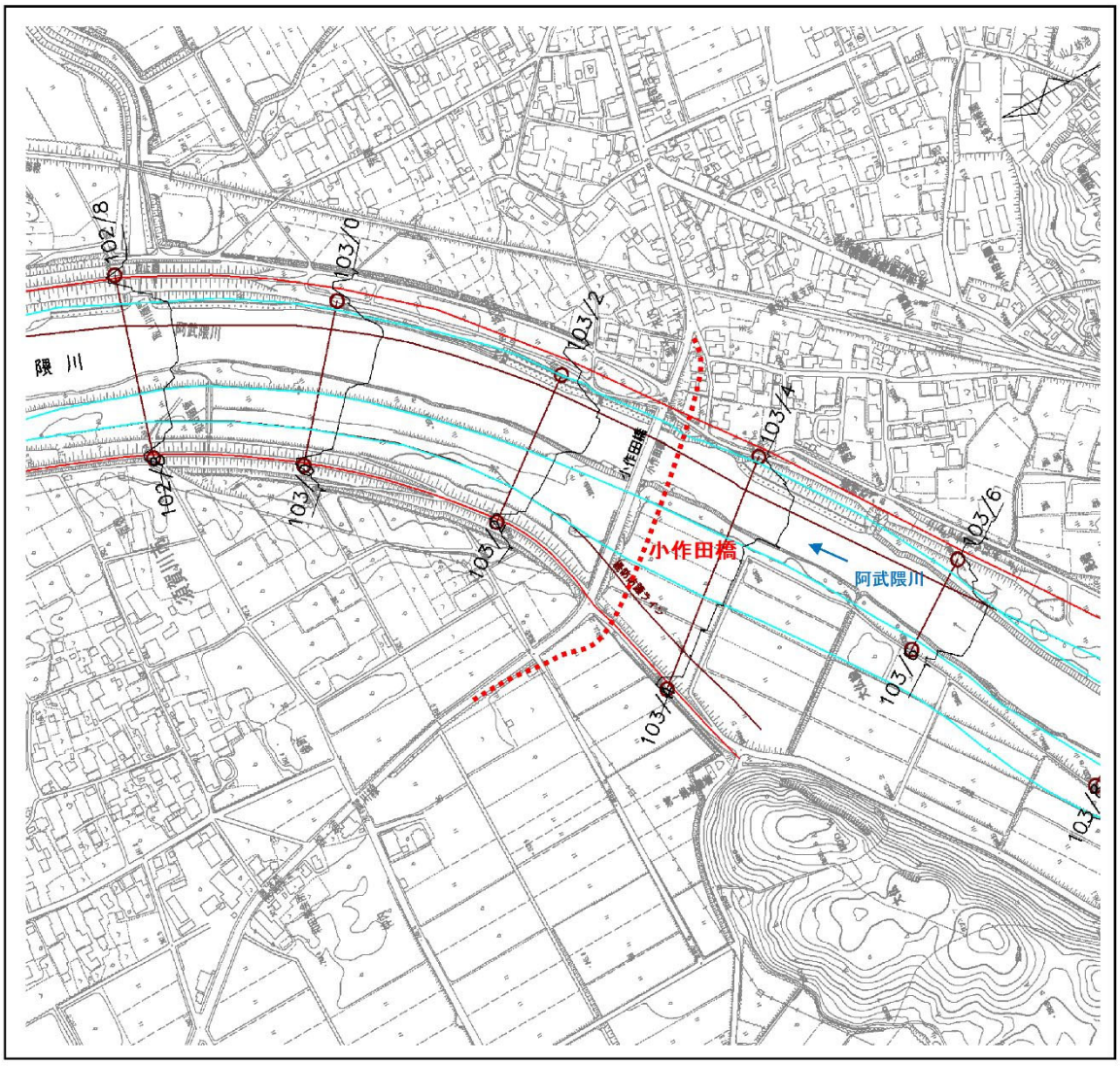
距離標の堤防断面形状を尊重して、川表側小段（3m）を計画し、法面勾配は堤防法線に対して直交する方向で50%（2割）の法面勾配とした。

【高水敷および低水敷】

橋梁上下流に位置する距離標の高水および低水敷標高をを計画堤防法線長で内挿して道路中心位置の高水および低水敷標高を設定した。

なお、道路中心線から上下流20m区間の高水および低水敷標高はLEVELとして計画した。

高水および低水敷の河岸法面は河岸線形に対して直交する方向で50%（2割）の法面勾配とした。

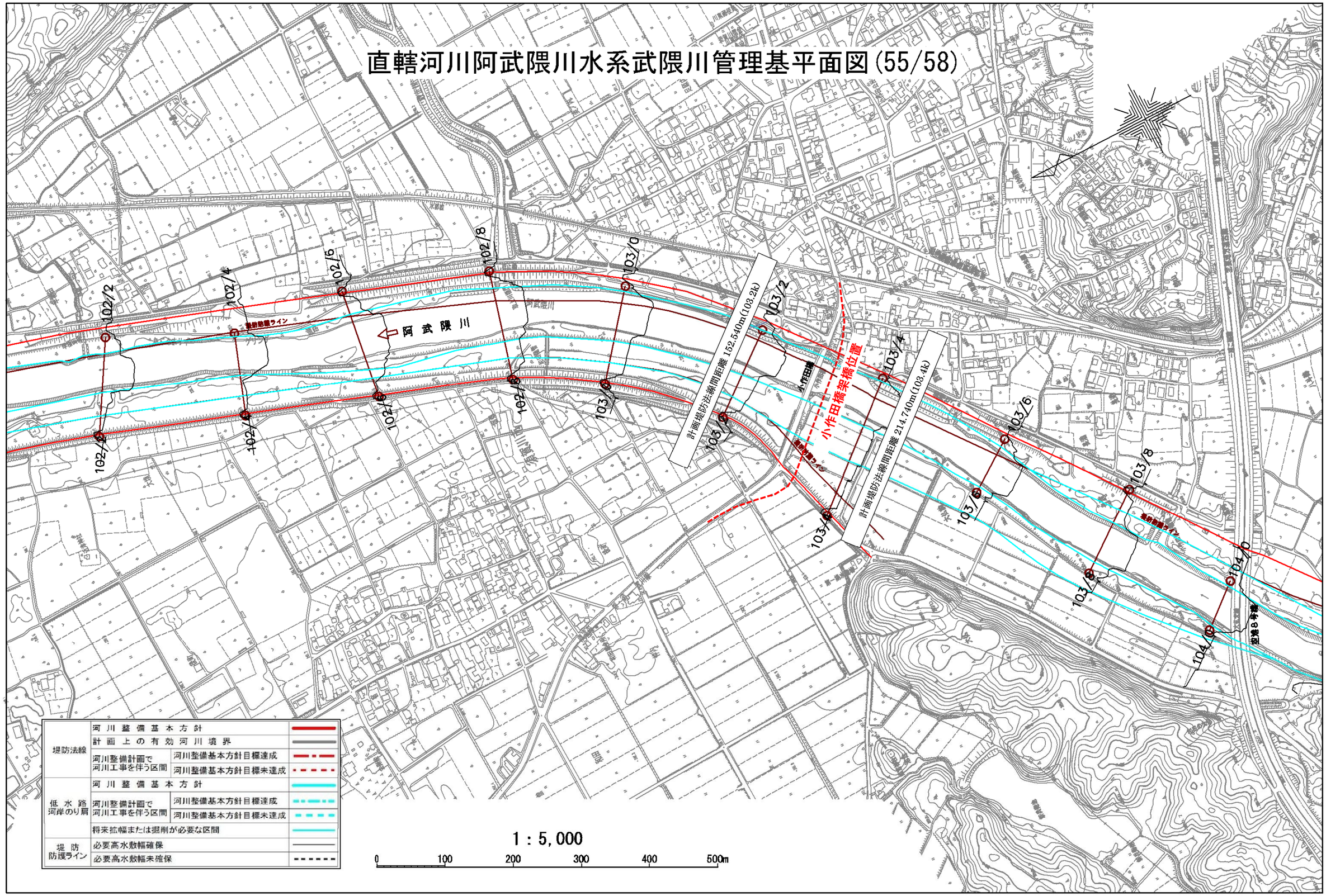


近傍距離標

下流側　103.2ｋ

上流側　103.4ｋ

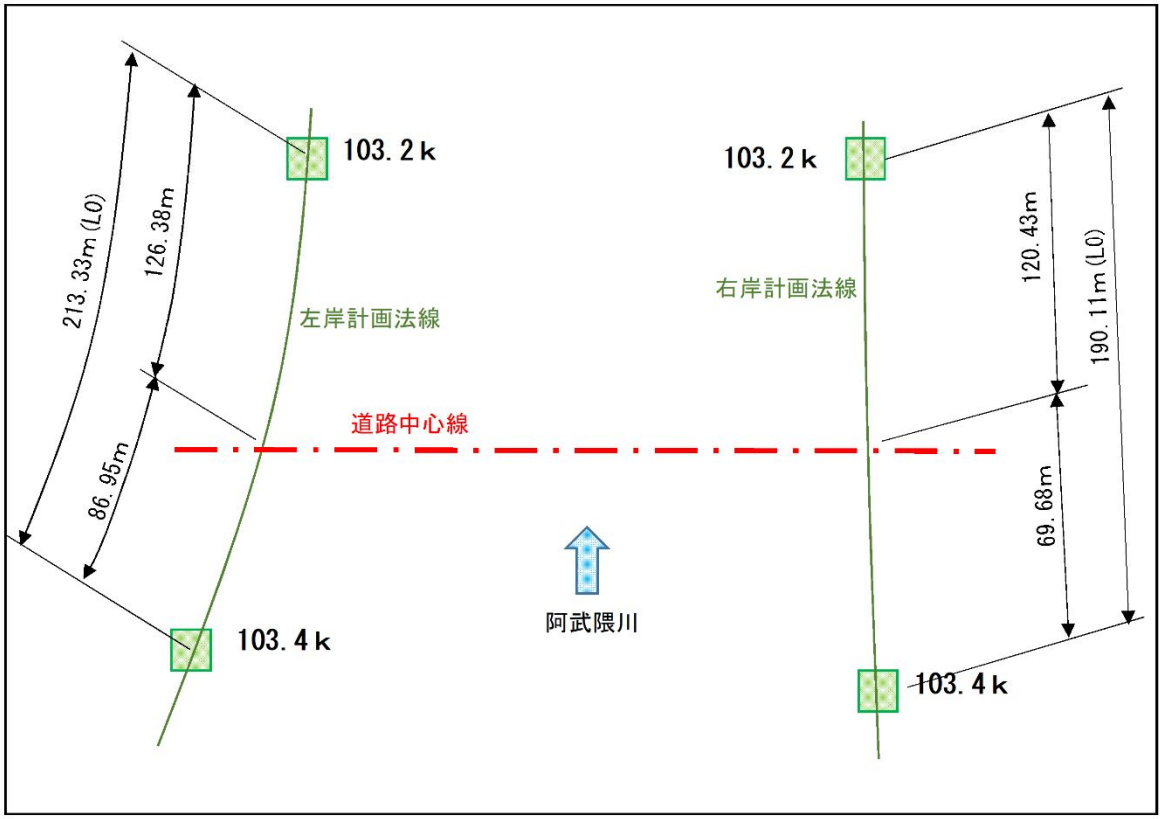
直轄河川阿武隈川水系武隈川管理基平面図(55/58)



(2)道路中心測点

計画堤防法線の距離で新橋位置の測点を設定した。

		左岸堤防			右岸堤防		
		下流距離標	道路中心	上流距離標	下流距離標	道路中心	上流距離標
測点		103.2k	103.2k +126.38m	103.4k	103.2k	103.2k +120.43m	103.4k
距離		0.00m	126.38m	213.33m	0.00m	120.43m	190.11m



(3)河道断面諸元（標高）

道路中心の上下流に位置する距離標から内挿値を算出して河道断面標高値を設定した。

		左岸堤防				
		下流距離標 (103.2k)	下流21.4m	道路中心 103.2k+126.38	上流23.0m	上流距離標 (103.4k)
縦断距離	L0	0.00m	104.98m	126.38m	149.38m	213.33m
計画堤防高	H1	244.814	244.951	244.979	245.009	245.092
高水敷高	H2	239.52	239.840	239.905	239.975	240.17
			ﾗｳﾝﾄﾞ値	239.800		
低水敷高	H3	235.57	235.634	235.647	235.661	235.7
			ﾗｳﾝﾄﾞ値	235.600		
河床高	H4	233.99	234.211	234.257	234.305	234.44
			ﾗｳﾝﾄﾞ値	234.200		

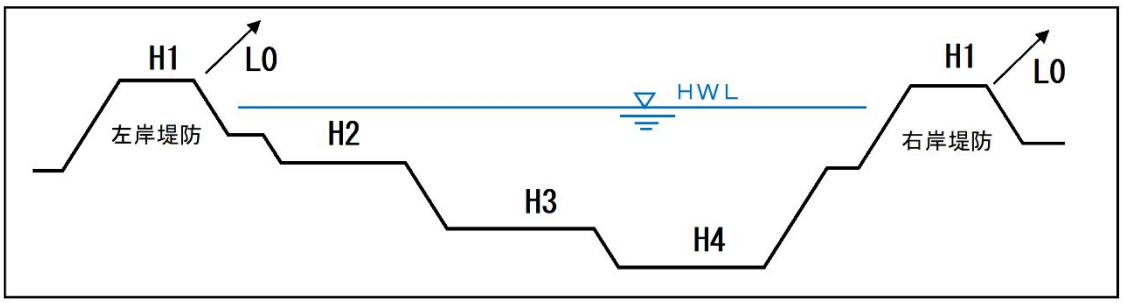
		右岸堤防				
		下流距離標 (103.2k)	下流20.1m	道路中心 103.2k+120.43	上流20.1m	上流距離標 (103.4k)
縦断距離	L0	0.00m	100.33m	120.43m	140.53m	190.11m
計画堤防高	H1	244.814	244.961	244.990	245.019	245.092
高水敷高	H2	—	—	—	—	—
低水敷高	H3	—	—	—	—	—
河床高	H4	233.99	234.227	234.275	234.323	234.44
			ﾗｳﾝﾄﾞ値	234.200		

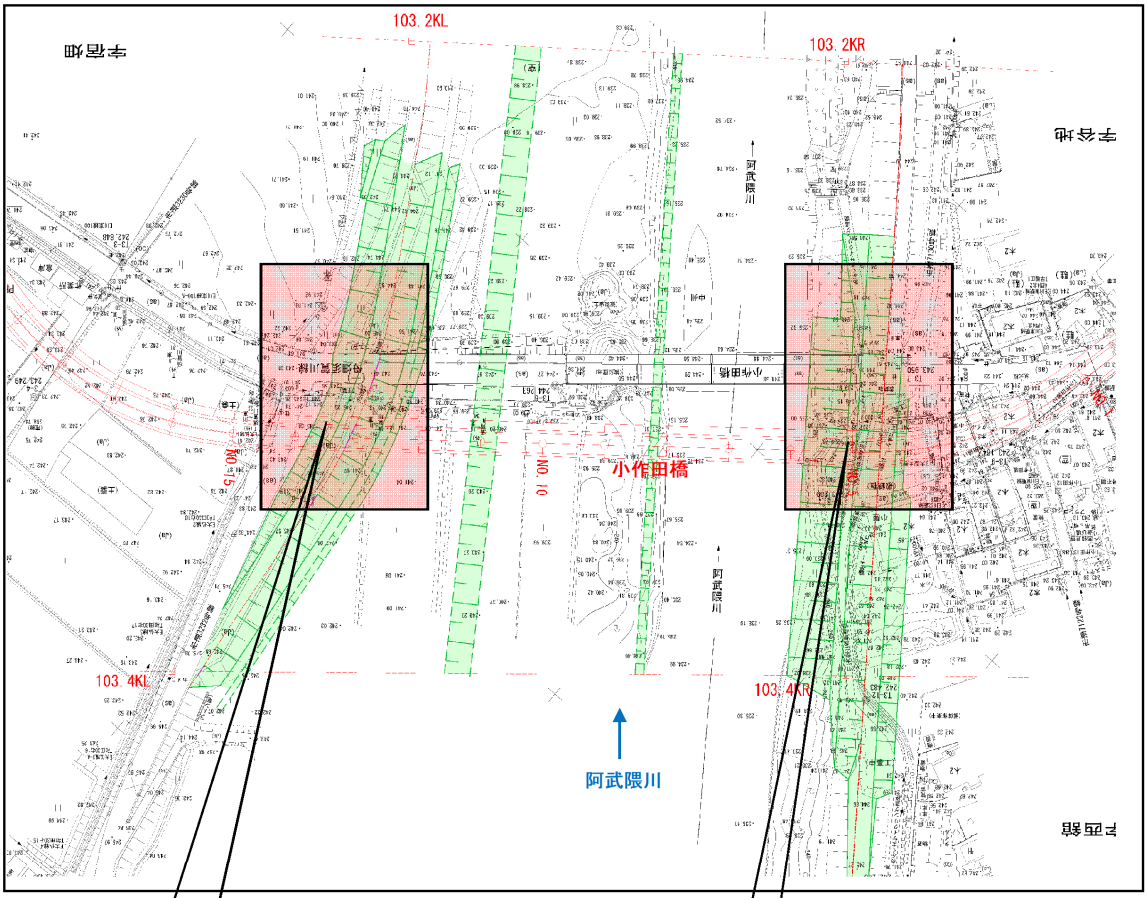
※堤防法線と道路中心線の交点位置とする。

※河床高、高水および低水敷高は道路中心線から上下流に20m地点のﾗｳﾝﾄﾞ値（cm単位切下）とする。

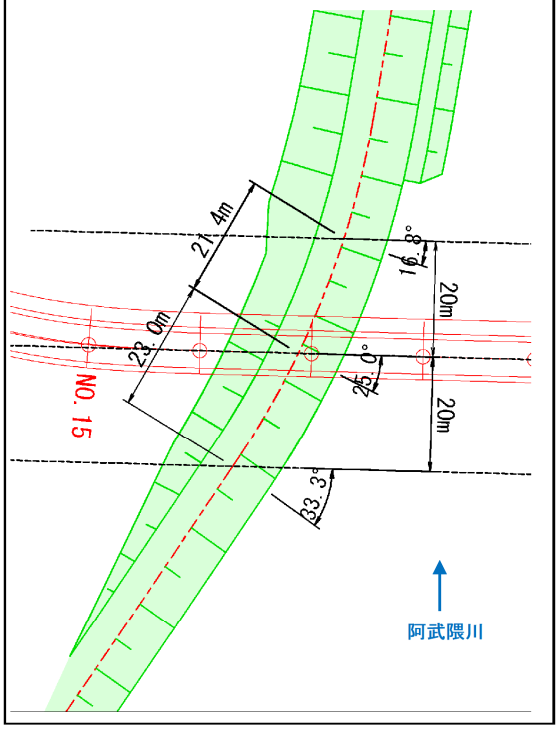
（道路中心から上下流20m区間は、LEVEL区間を設けて橋梁計画を行う）

※上下流測点（下流○○.○m）は道路中心線に対して直角方向で20mの法線距離を示す。

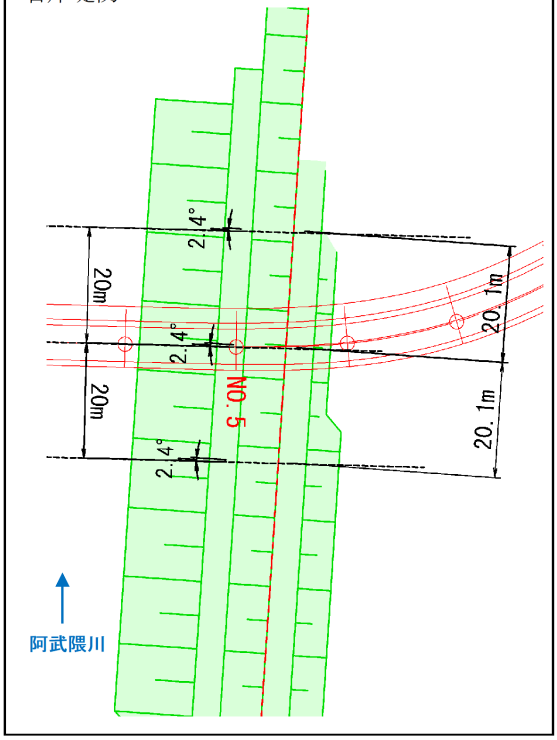


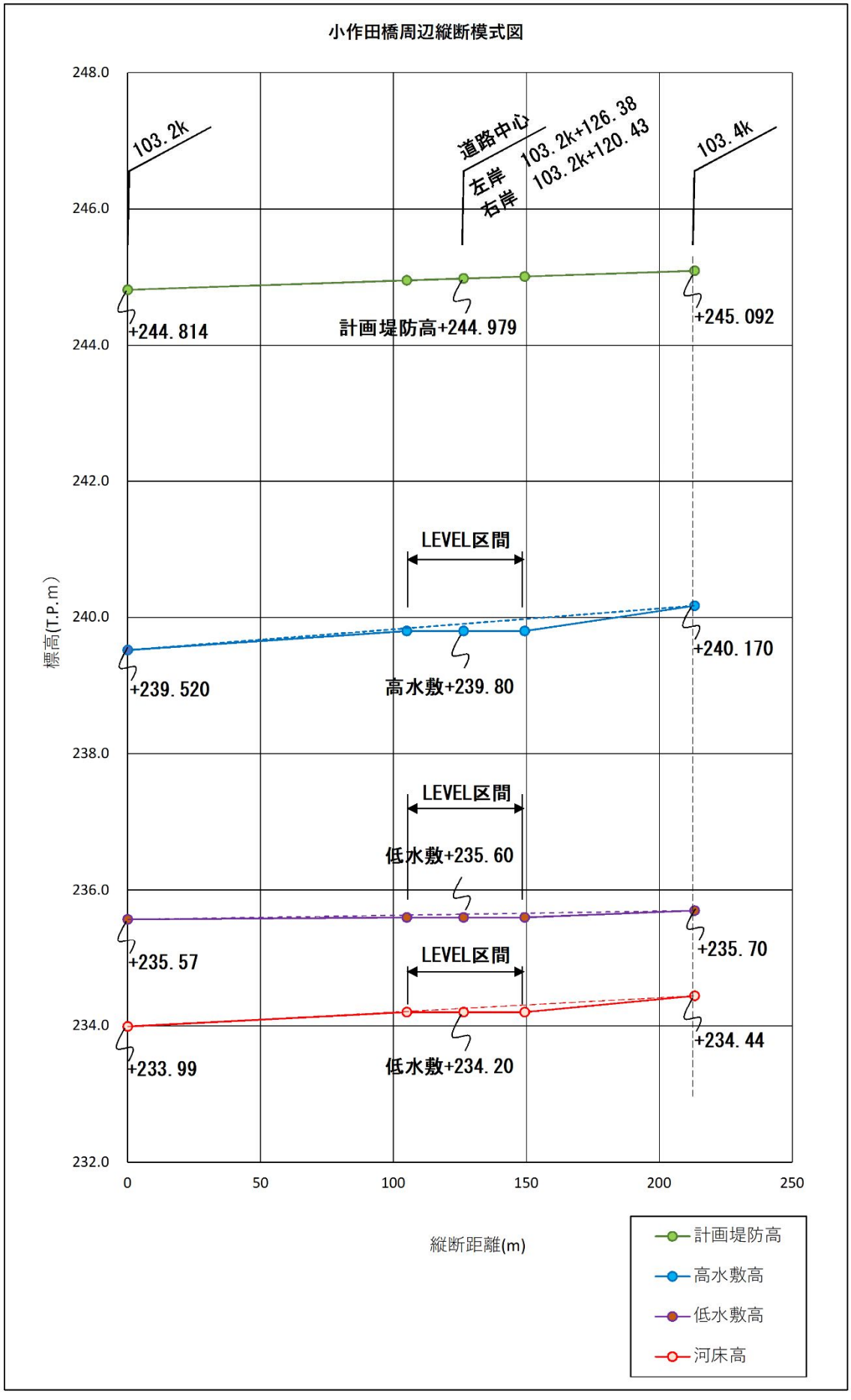

103.2KL
103.2KR
103.4KL
103.4KR
小作田橋
阿武隈川
NO.15
NO.10
NO.5

左岸堤防


21.4m
23.0m
16.8°
25.0°
33.3°
20m
20m
NO.15
阿武隈川

右岸堤防


2.4°
2.4°
2.4°
20m
20m
20.1m
20.1m
NO.5
阿武隈川


小作田橋周辺縦断模式図
248.0
246.0
244.0
242.0
240.0
238.0
236.0
234.0
232.0
標高(T.P.m)
0
50
100
150
200
250
縦断距離(m)
103.2k
道路中心
左岸 103.2k+126.38
右岸 103.2k+120.43
103.4k
+244.814
計画堤防高+244.979
+245.092
LEVEL区間
+239.520
高水敷+239.80
+240.170
LEVEL区間
低水敷+235.60
+235.57
+235.70
LEVEL区間
+233.99
低水敷+234.20
+234.44
計画堤防高
高水敷高
低水敷高
河床高

(4)河道断面諸元（横断距離）

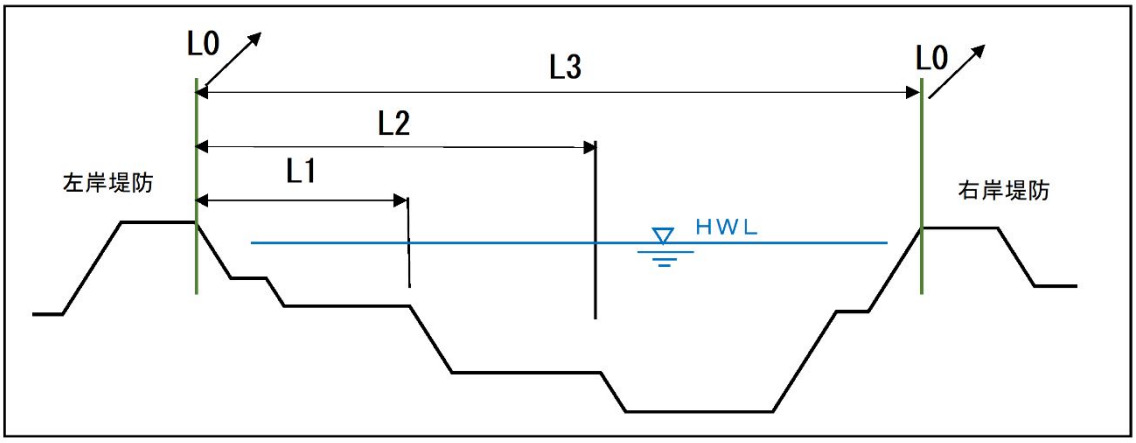
上下流に位置する距離標の河岸位置(河道断面)を平面図に作図して、道路中心および上下流位置の河岸位置を設定した。（別紙平面図参照）

		左岸堤防				
		下流距離標 (103.2k)	下流21.4m	道路中心 103.2k+126.38	上流23.0m	上流距離標 (103.4k)
縦断距離	L0	0.00m	104.98m	126.38m	149.38m	213.33m
高水護岸肩	L1	27.58	33.190	39.00	48.420	78.82
低水護岸肩	L2	78.67	89.830	96.71	107.210	140.44
法線間距離	L3	—	—	171.3	—	—

※右岸側は高水敷および低水敷なし

※法線間距離は平面図上からの計測値とする。

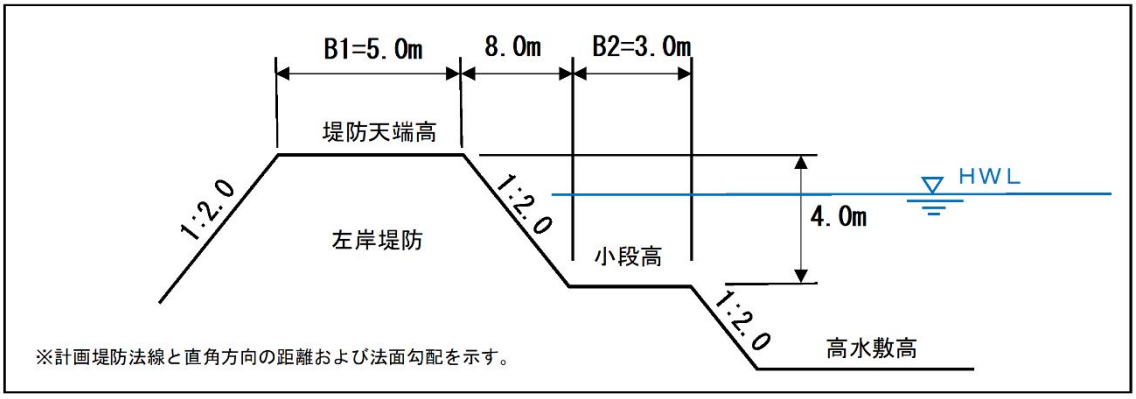
※上下流測点（下流○○.○m）は道路中心線に対して直角方向で20mの法線距離を示す。



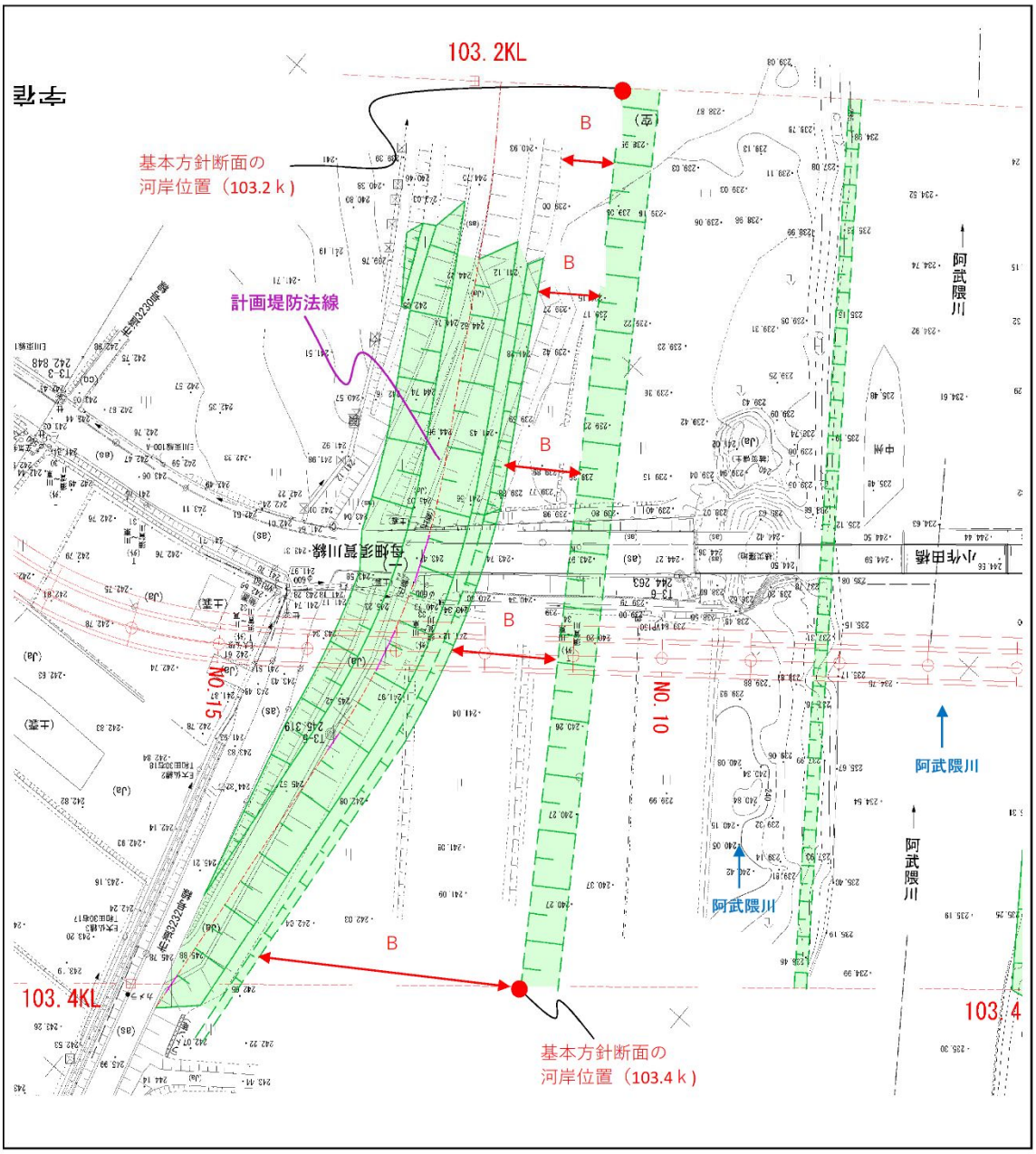
(5)堤防断面

道路中心線の上下流に位置する距離標の堤防断面を基本として堤防断面を設定する。

※右岸下流小段幅および右岸上流小段高は、摺付区間を設けて現況断面へ接続を行う。



堤防および低水河岸は、計画堤防法線に対して直角方向の法面勾配とする。



左岸堤防法尻から高水敷法肩までの距離（上図のＢ）が、上流側に向かって（103.２k～103.４k）大きくなっている。よって、103.２kから103.４k区間の低水敷掘削に伴う堤防機能（浸透･安定機能）低下はないと評価する。

（堤防法尻と高水敷法肩の離隔を狭める計画としていない、堤防法線および高水敷法線計画である）

※堤防詳細設計が必要である。

距離標 103.200k　**※架橋位置の下流**

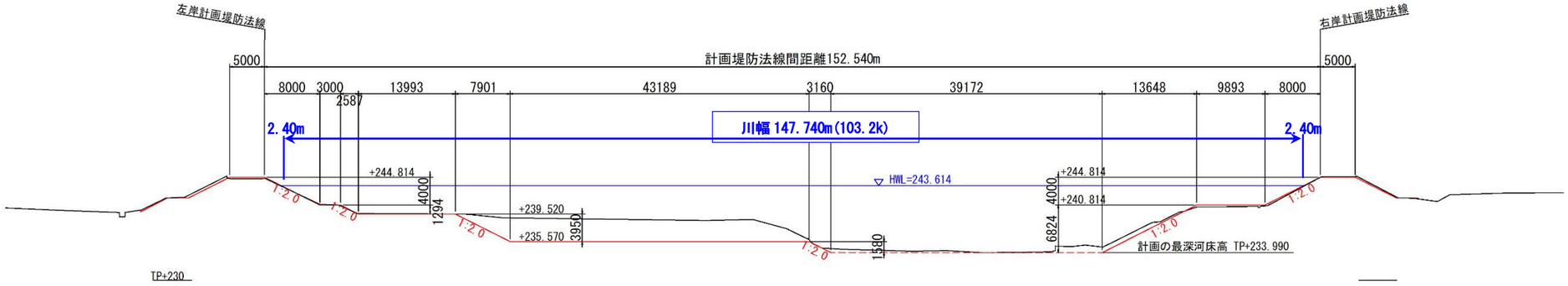


図-2.2.1(a)　103.2k 計画河道横断図(scale none)

※架橋位置（一般県道母畑須賀川線　道路センター）

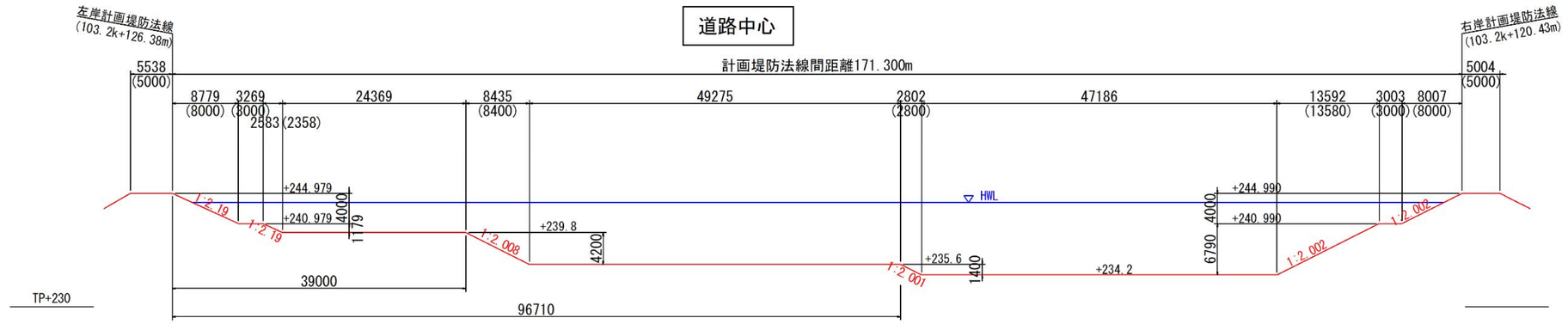


図-2.2.1(b)　小作田橋計画位置計画河道横断図(scale none)

距離標 103.400k　**※架橋位置の上流**

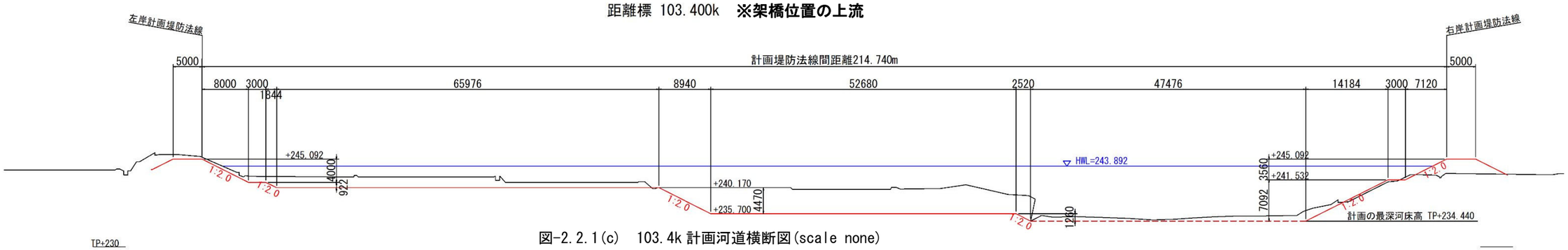


図-2.2.1(c)　103.4k 計画河道横断図(scale none)

3. 交差道路条件

①路線名　：一般県道母畑須賀川線

②管理者　：福島県

③道路規格：第 3 種第 3 級

④設計速度：V=40km/h（現地状況より設定）

⑤交通量　：2,885 台/日

（平成 27 年度全国道路・街路交通情勢調査　一般交通量調査総括表）

⑥大型車交通量：100 台/日・方向

⑦幅員構成：土工部　W=10.5m(1.0+3.0+3.0+1.0+2.5)

橋梁部　W=10.5m(1.0+3.0+3.0+1.0+2.5)　（全幅 W＝11.5m）

土工部

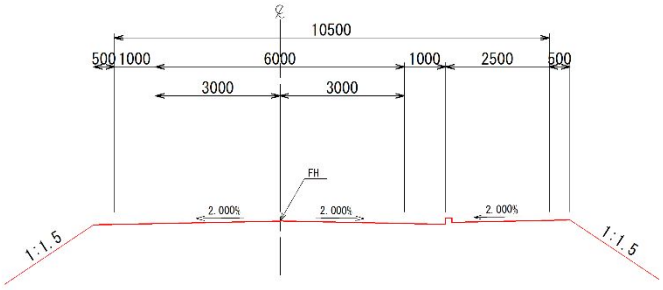


図-3.1.1(a)　標準幅員(土工部)

橋梁部（小作田橋）

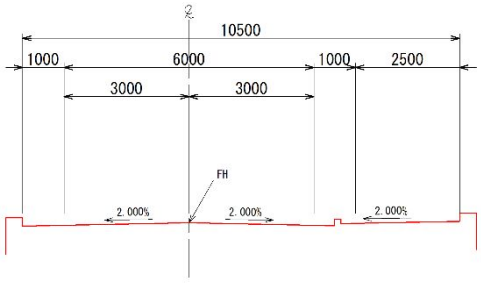


図-3.1.1(b)　標準幅員(橋梁部)

⑧平面線形　：　R＝60m～R=∞（直線）

⑨縦断勾配　：　i＝5.000%（↙）～0.300%（↘）：橋梁区間

⑩横断勾配　：　i＝2.0%（片勾配）～2.0%（拝み勾配）

⑪橋の重要度区分：Ｂ種の橋

⑫耐荷性能：耐荷性能２(耐震設計上の重要度がＢ種の橋)

⑬活荷重　：Ｂ活荷重

⑭雪荷重　：考慮しない（積雪地域範囲外）

⑮橋面舗装：車道　アスファルト舗装 t＝8cm 厚

歩道　アスファルト舗装 t＝3cm 厚

⑯鋼橋の使用鋼材：耐候性鋼材（裸仕様＋桁端部塗装）

⑰添架物　：上水道 φ150×1 条(桁間に添架・支持金具を含めて w=100kg/m を見込む)

NTT　　φ　75×3 条(桁間に添架・支持金具を含めて w=100kg/m を見込む)

⑱橋台の裏込土：　γs＝20kN/m^3，　ϕ＝30°，C=0 kN/m^2

⑲交差角　：右岸：　85°　07′　35″

　　左岸：　65°　52′　34″

表-3.1.1　河川との交差角

	交角	備　　考
右岸	85°　07′　35″	右岸計画高水位ラインと道路中心線との交点
左岸	65°　52′　34″	左岸計画高水位ラインと道路中心線との交点

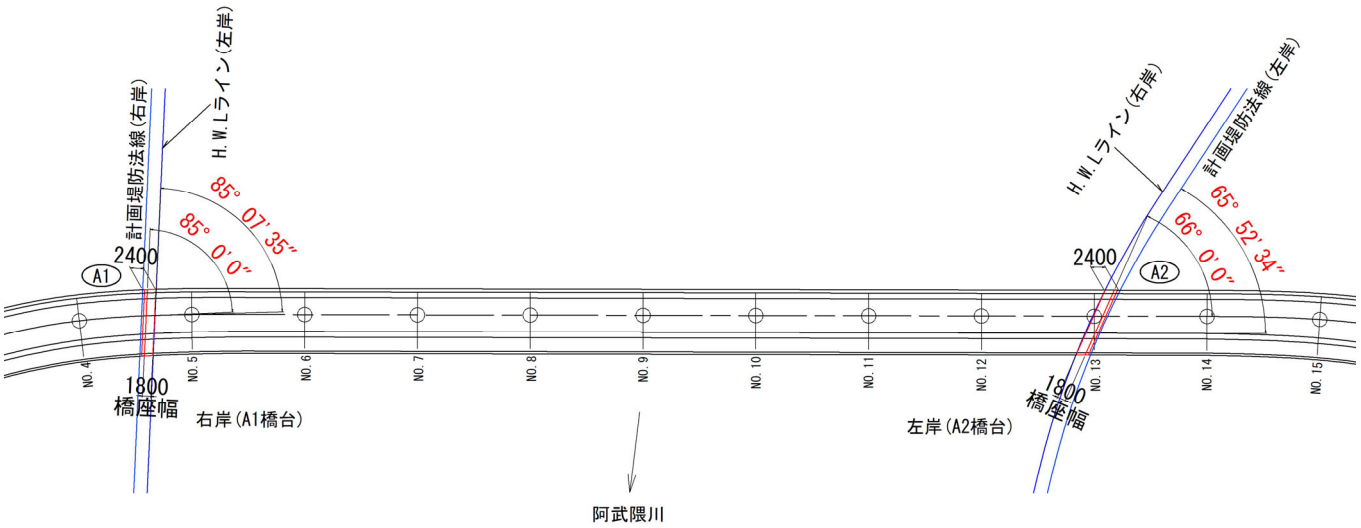


図-3.1.2　交差角

4. 橋台位置

①橋台前面位置：川幅50m以上の河川のため，橋台は堤防法線とH.W.Lとの交点より前に躯体を出さない。

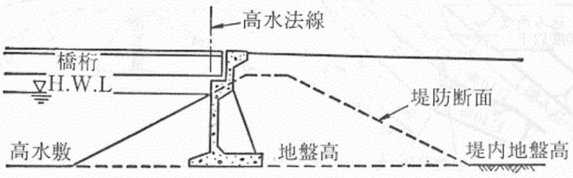


図 8.4　橋台の位置（川幅 50 m 以上）

河川管理施設等構造令 第 61 条第 2 項

1）橋　台

イ）河川の有堤部に設ける橋台の前面位置は、次のとおりとする。

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

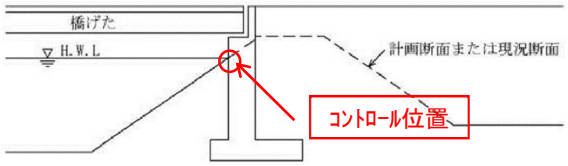


図1-2　橋台前面の位置（川幅50m以上）

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-13

②橋台の設置方向：原則として，橋台は堤防に平行とする。

計画高水位線と道路中心線との交角をラウンドし，橋台方向を決定する。

表-4.1.1　斜角の設定

	交　角	橋台の方向
右岸(A1 橋台)	85° 07′ 35″	85° 00′ 00″
左岸(A2 橋台)	65° 52′ 34″	66° 00′ 00″

食い込み角度 20 度以下，食込み幅は堤防天端幅の 1/3 以下とならない。

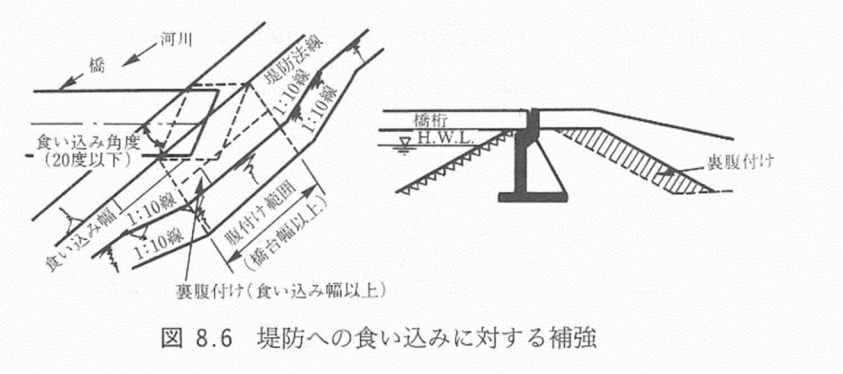


図 8.6　堤防への食い込みに対する補強

河川管理施設等構造令 第 61 条第 3 項

現況小作田橋の斜角は 90° である。

河川横断工作物調書 （橋梁 2の1）

調査年月 平成 7年 3月

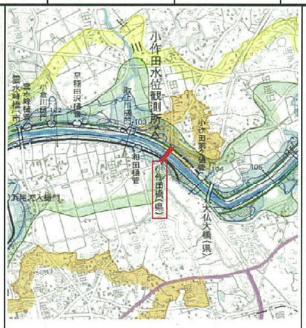
台帳番号	39
工作物名	小作田橋

工作物名称	小作田橋	河川名	阿武隈川水系阿武隈川	管理者名	福島県知事		
所在地	左岸	福島県須賀川市大字和田字宿畑300番 地先	設置位置（距離標）	左岸	103.2 k 98.0 (103.9) M	設置年月日	平成 5年 3月31日 (44年度)
	右岸	福島県須賀川市大字小作田字西舘30－1番 地先		右岸	103.2 k 97.0 (102.9) M		
河川法による許可年月日	平成 4年 1月24日	許可期間	自 平成 4年 1月24日 至 平成 9年 3月31日	許可番号	建東福河管 第 18号	更新許可期間	自 平成19年10月 1日 至 平成29年 9月30日
許可番号	国東整福河管 第 154号						
計画流量	2,800 (3,500) m³/s	計画川床高	235.667 m	計画高水位	243.972 m	計画余裕高	1.20 m
計画堤防高	245.172 m						

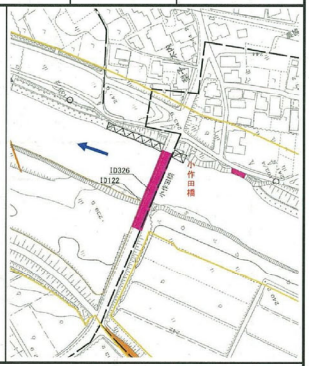
橋梁諸元		
路線名		県道 須賀川～母畑線
橋長		94.0m
橋梁方向 堤防法線に対して		90° 00′ 00″
全幅員（有効）		9.5m （6.0+2.5m）
支間割		@23.5*4
設計荷重		TL－20
型式	上部工	プレートガーダー
	橋台	突桁式直接基礎
	橋脚	小判型直接基礎
桁高		1.400m
桁下高		左1.062m 右 1.056m
橋脚根入深		

地質	摘要
最深河床約1砂礫以下 泥岩砂岩の互層	

位置図 縮尺1／5万



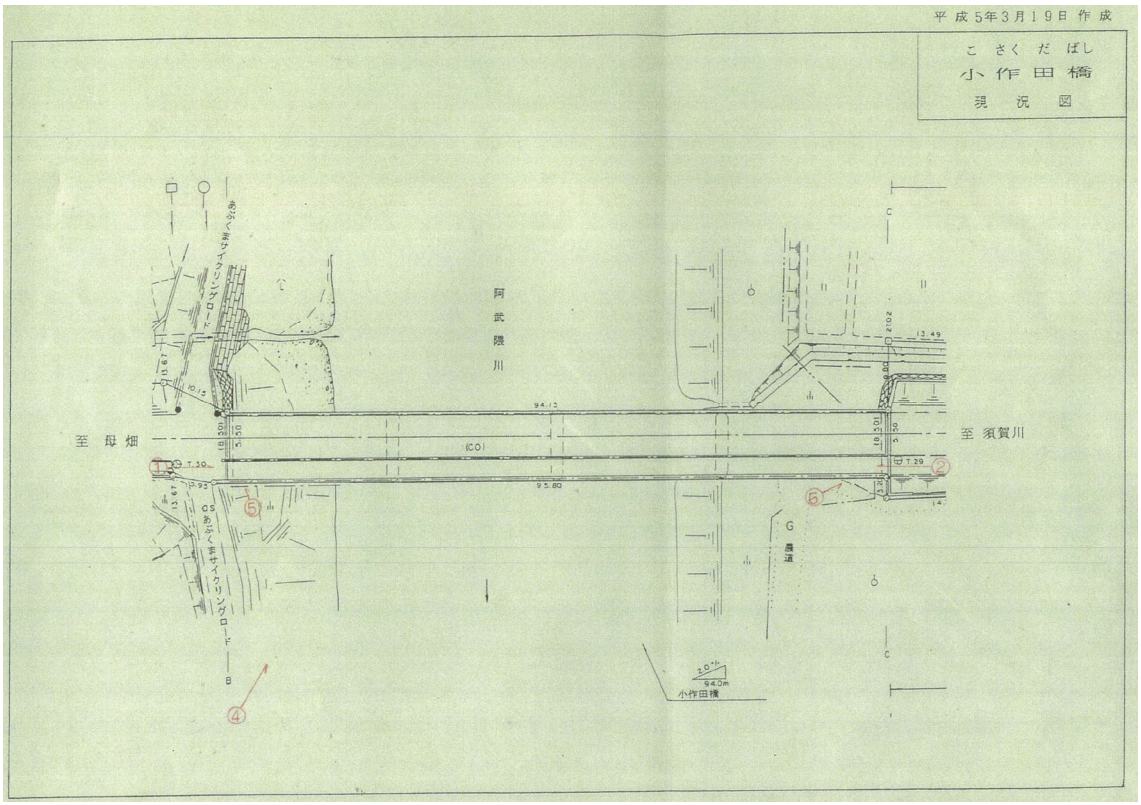
平面図 縮尺1／5千



構造物側面写真



（平成23年 3月 調整）



次頁に橋長の決定根拠を示す。

《 橋長の設定根拠 》

(1) 基本方針

本橋は河川橋であることから，“河川管理施設等構造令”を満足し，必要橋座幅を確保して橋長を設定する。

橋長の設定に際して，必要設定条件を以下に示す。

・河川管理施設等構造令第61条第2項の橋台前面位置を満足する。
・けたかかり長（SE）を満足する橋座幅とする。
・支承縁端距離（S）を満足する橋座幅とする。
・上部構造端部の桁遊間を確保する。

(2) 橋台の位置

川幅が 50m 以上の河川に架橋する橋梁のため，橋台は流下断面（計画高水位と堤防の交点より堤内地側）に設けないこととする。（河川構造令第 61 条第 2 項を準用）

《橋台位置》
川幅50m以上の河川のため、橋台は流下断面（計画高水位と堤防の交点より堤内地側）に設けない。

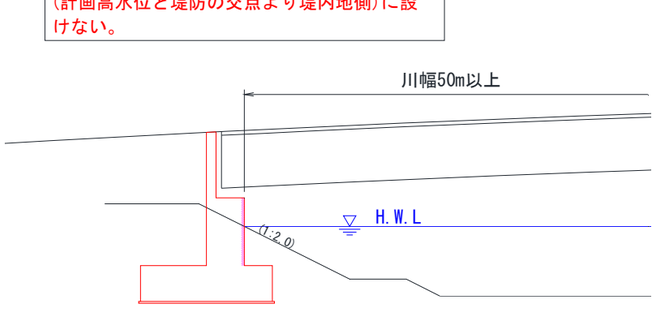


図-4.1.1　橋台位置

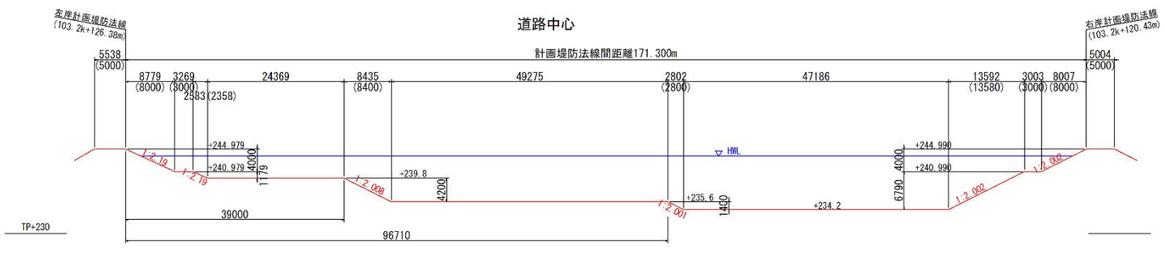


図-4.1.2　橋梁計画位置河道断面

(3) 橋座幅の仮定

橋座幅は，以下の方法で算出する。

①支承縁端距離（S），ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ間隔×1/2，桁端張出し長　遊間量の合計値以上とする。
②けたかかり長（SE），遊間量の合計値以上とする。

■支承縁端距離

S＝0.2＋0.005L＝0.2＋0.005×54.4＝0.472m

■けたかかり長（橋座幅算用）

S_{EM}＝0.7＋0.005 l ＝0.7＋0.005×54.4＝0.972m

■遊間量

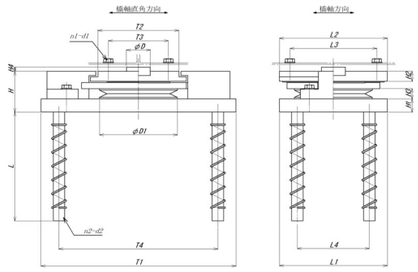
・常時移動量

Lt ＝ 0.72×85.0＋(0.72×85.0)×20%(10mm以上)
＝ 61.2mm ＋ 12.3mm(→12.3mm)
＝ 73.5

・レベル2地震時移動量

L ＝ 241～243≒250mm

よって，遊間量はレベル2地震時移動より『**300mm**』とする。



		下　沓		上　沓		支承高さ
		橋軸長 L1	橋直長 T1	橋軸長 L2	橋直長 T2	H
A1	Mov	600	1420	850	470	270
A2	Mov	600	1420	850	470	270

		セットボルト			
		呼び径 d1	本　数 n1	橋軸ピッチ L3	橋直ピッチ T3
A1	Mov	M33	8	3@250	350
A2	Mov	M33	8	3@250	350

		アンカーボルト					
		径 d2	埋込深さ L	本　数 n2	橋軸ピッチ L4	橋直ピッチ T4	備考
A1	Mov	φ70	800	4	370	1190	
A2	Mov	φ70	800	4	370	1190	

図-4.1.3　支承形状

■桁端張出し長

桁端張出し長は，支点中心から，『**600mm**』とする。

■橋座幅

本橋梁の橋座幅は，下図より『**1.800m**』に設定する。

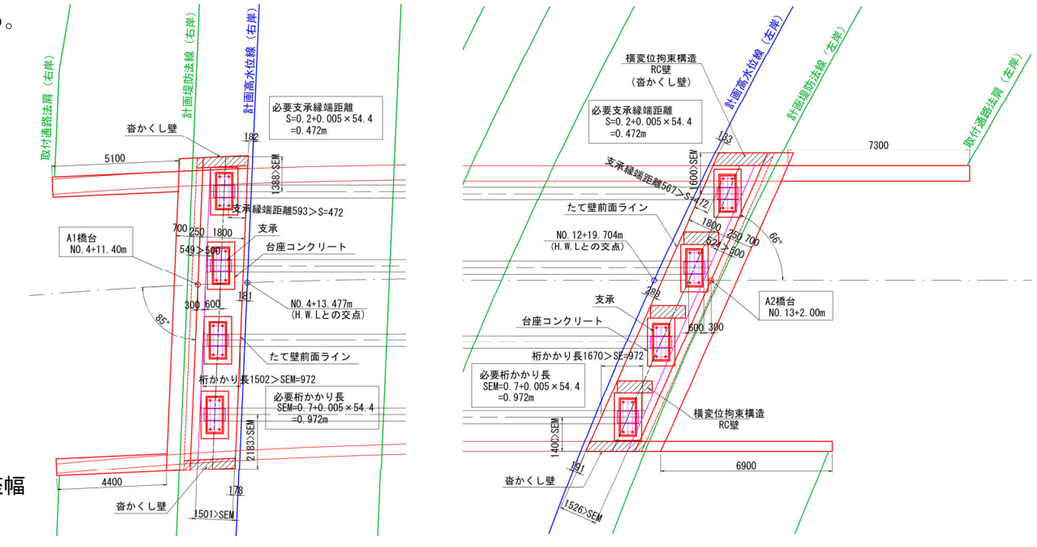


図-4.1.4 橋座幅

3）橋長の設定

前項における橋台位置の条件，橋座幅より，橋台位置および橋長は下記のとおりとする。

《 小作田橋 》

A1 橋台位置： NO. 4+11.40m

A2 橋台位置： NO.13+ 2.00m

⇒ 橋 長 ： L=170.60m

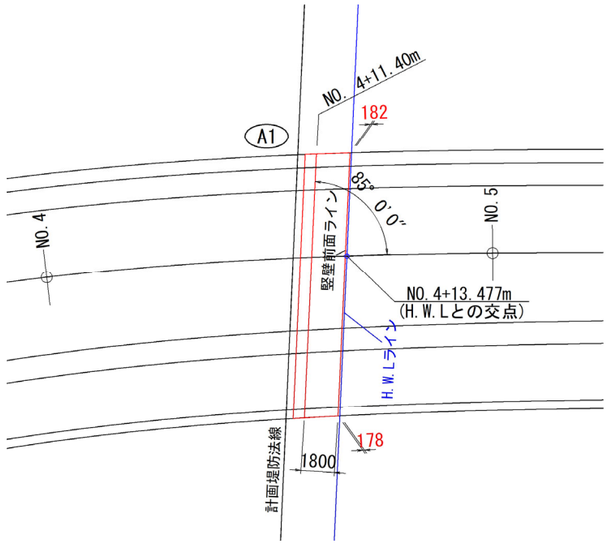


図-4.1.5 A1 橋台位置

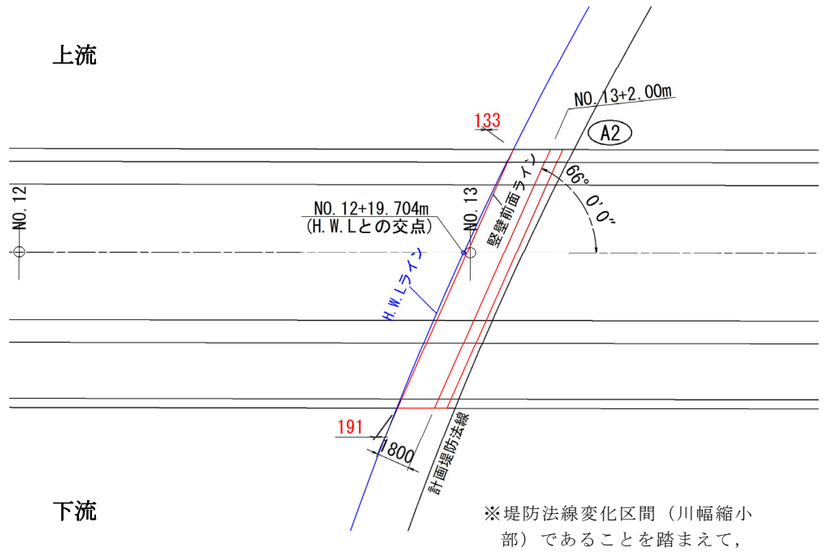


図-4.1.5 A2 橋台位置

※堤防法線変化区間（川幅縮小部）であることを踏まえて，H.W.L ラインから 10cm 程度余裕を見込む。

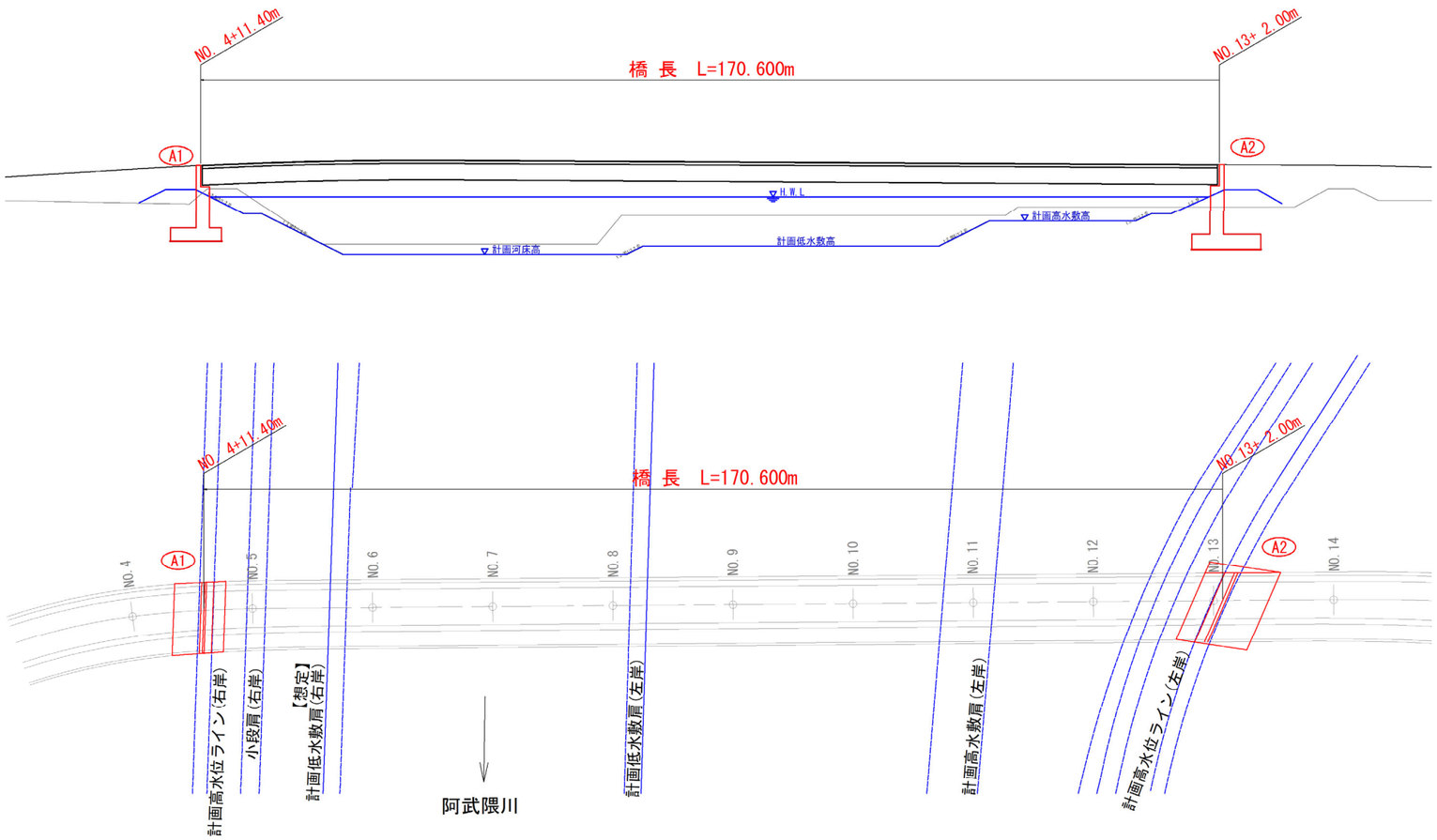


図-4.1.6 橋長の設定（小作田橋）

③橋台の底面：**A1 橋台（杭基礎）は，フーチング上面を堤防地盤線以下とする。**

A2 橋台（直接基礎）は，フーチング底面は堤防地盤線以下とする。

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

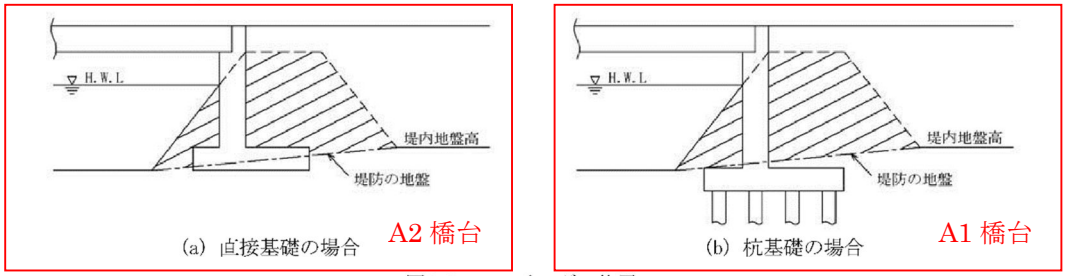


図1-5　フーチングの位置

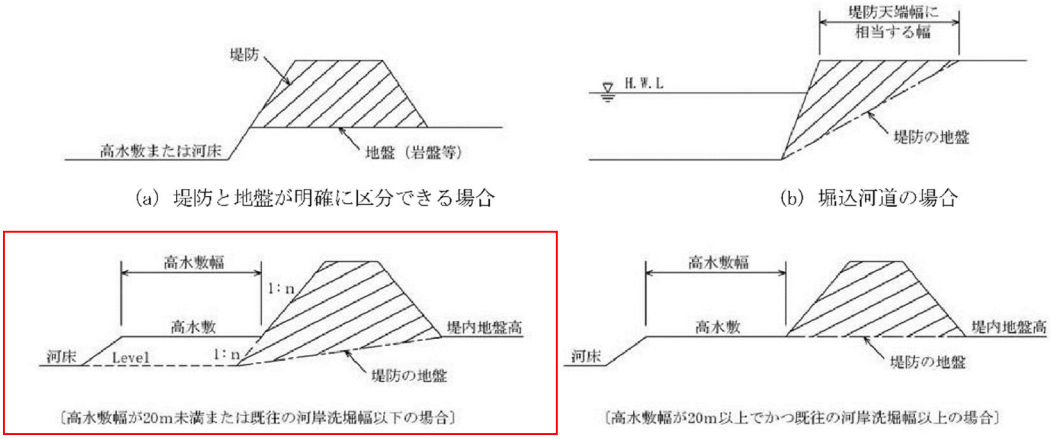
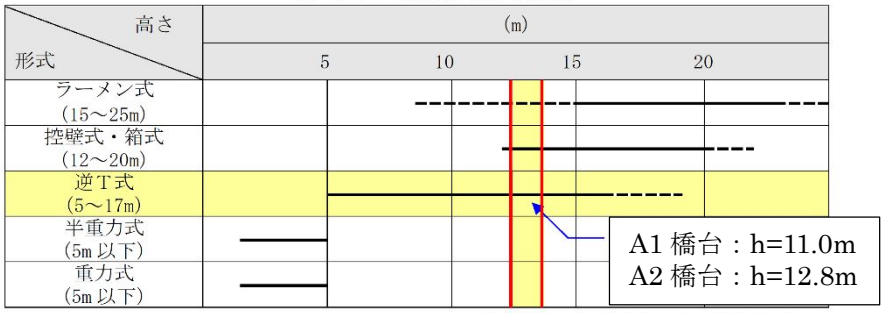


図1-6　堤防の地盤高

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-14

④橋台形式：本橋梁の橋台高さはH＝11～13m程度となるため，「**逆Ｔ式橋台**」とする。

表-4.4.2　橋台形式と適用高さ



※実線は、使用実績の多い範囲を示す。

5. 径間長

①近接橋の特則：既設橋の撤去は,5年以内に行う予定とし,適用しない。

②基準径間長：**L=32.0m**

・計画高水流量：Q=2,400 m^3/s（Q=2,100 m^3/s）

・基準径間長：L=20+0.005Q=20+0.005×2,400=32.00m

（=20+0.005×2,100=30.50m）

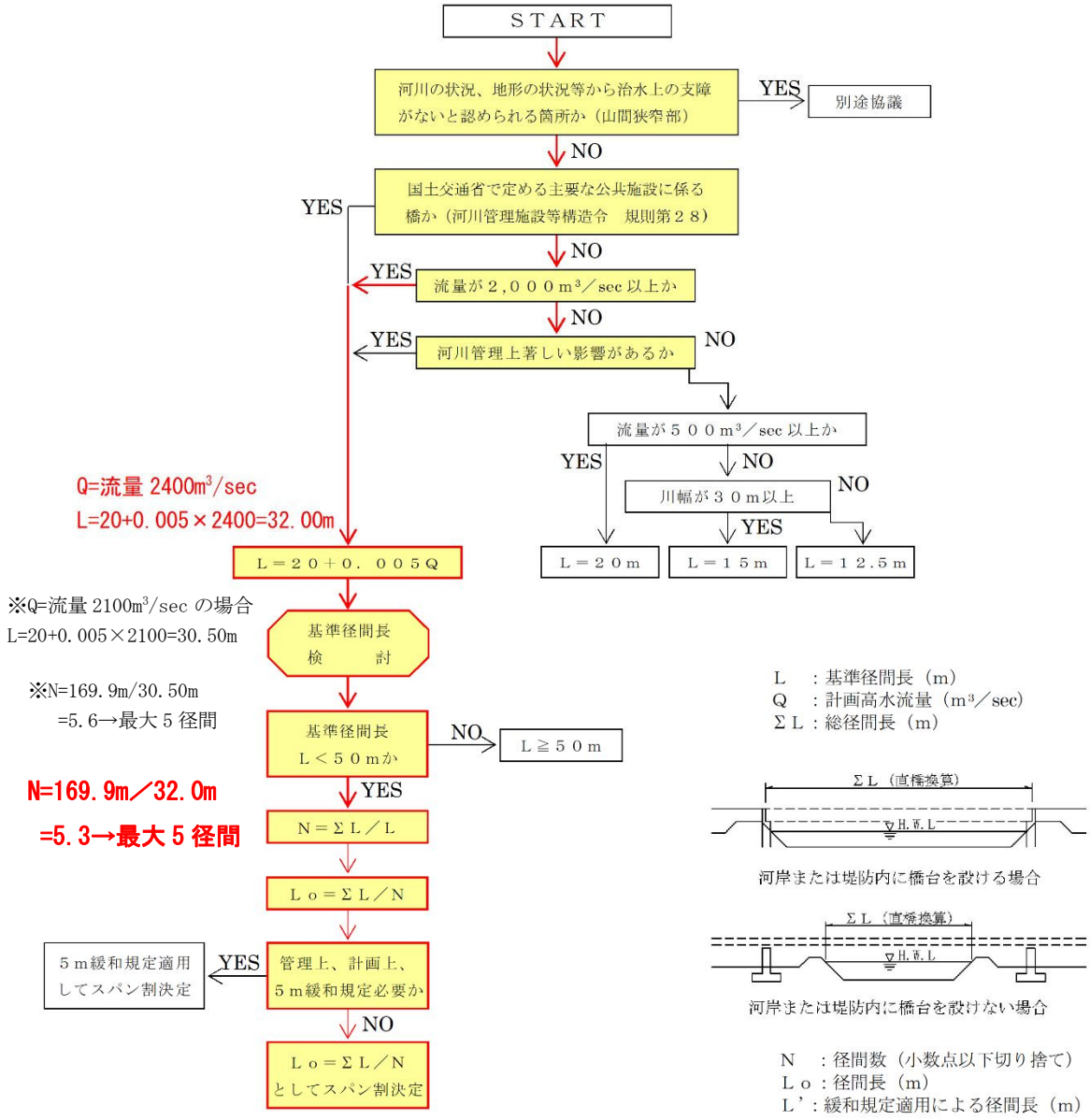


図-5.1.1　径間長,径間数決定フロー

③基準径間長に基づく径間数：**最大5径間まで可能→3径間採用**

・計画高水流量　：　Q ＝ 2,400 m^3/s（※Q=2,100 m^3/sの場合）

・総 径 間 長 ： B ＝ 169.9m（直角換算,橋台の胸壁前面の距離）
・基準径間長 ： L ＝ 32.0m（※30.5m）
・径 間 数 ： N ＝ B / L ＝ 169.9 / 32.0 ＝ 5.3 → 最大５径間
（※＝ 169.9 / 30.5 ＝ 5.6 → 最大５径間）

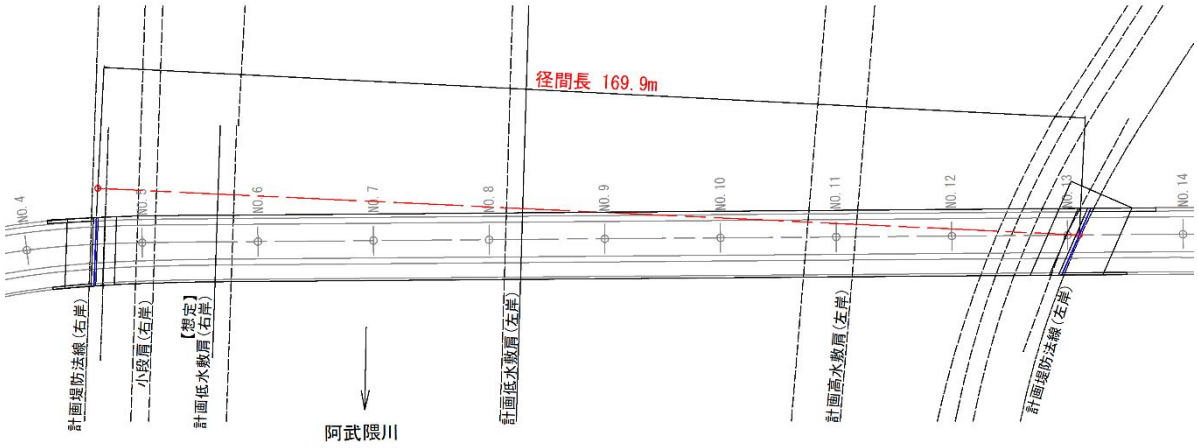


図-5.1.2 総径間長

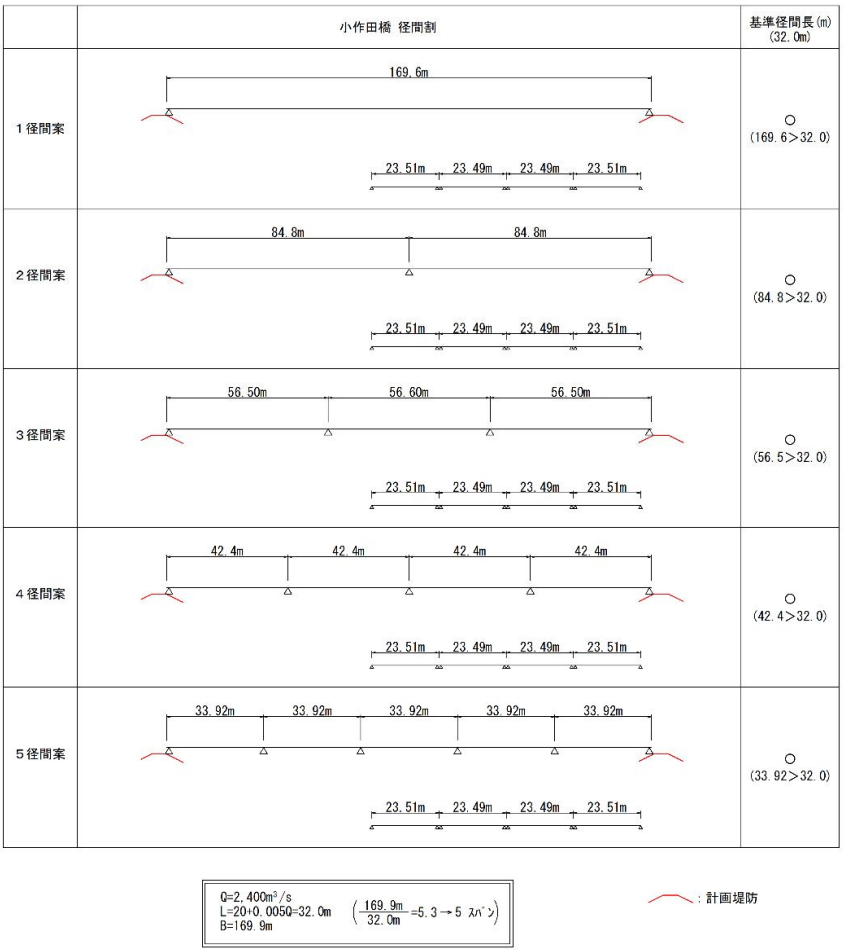


図-5.1.3 基準径間長より求まる径間数

6. 橋脚設置

橋脚計画の条件を下図に整理する。

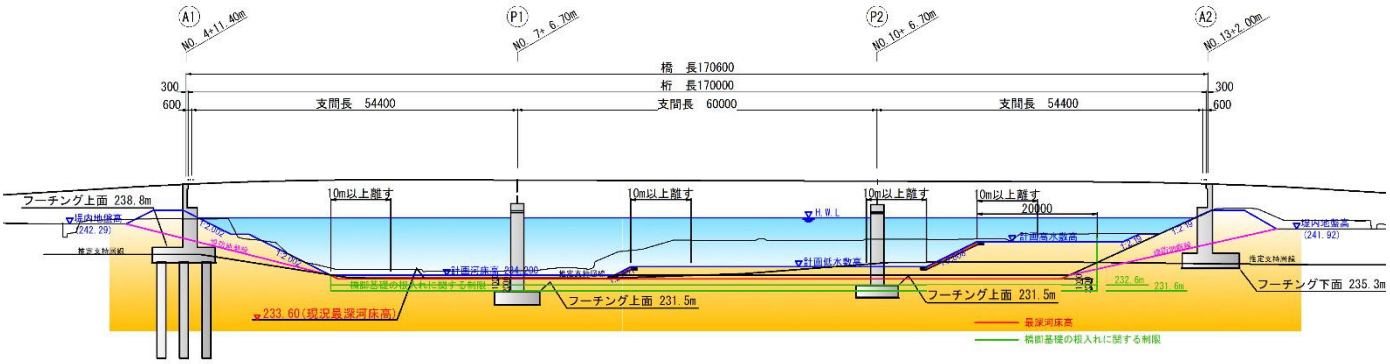


図-6.1.1　橋脚設置位置及び橋脚根入れ深さの条件

①橋脚の位置：河岸または堤防の法先及び低水路の河岸の法肩から 10m以上を確保する。

河川管理施設等構造令 第 62 条解説 3①

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

a）河岸または堤防ののり先、および低水河岸ののり肩から、それぞれ10m（計画高水流量が500m³/S未満の河川にあっては5m）以上離すものとする。

b）河岸または堤防ののり先、および低水河岸ののり肩付近に橋脚を設置せざるを得ない場合は、必要に応じ護岸をより強固なものとするとともに、橋脚周辺に5m以上の護床工、または高水敷保護工を設けるものとする。

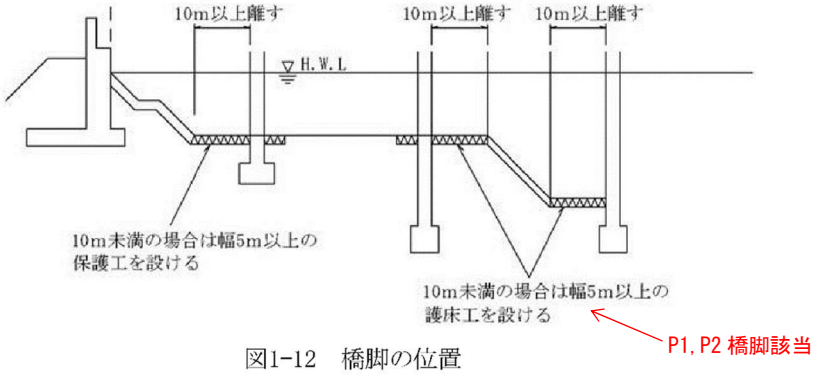


図1-12　橋脚の位置

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-16

②河積阻害率： 3.4%≦5%

・橋脚幅 ： 2.5m/基

・川　幅 ： 147.740m［103.2k］※死水域を除いた川幅

・河積阻害率 ： 2.5m×2基／147.740m［103.2k］ **＝3.4%**

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

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

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

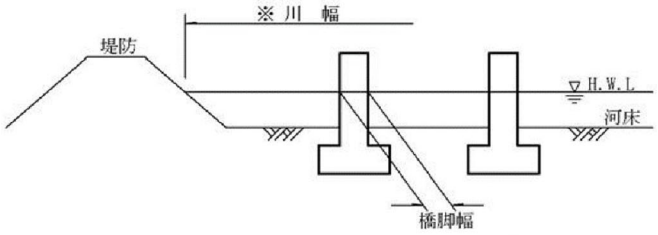
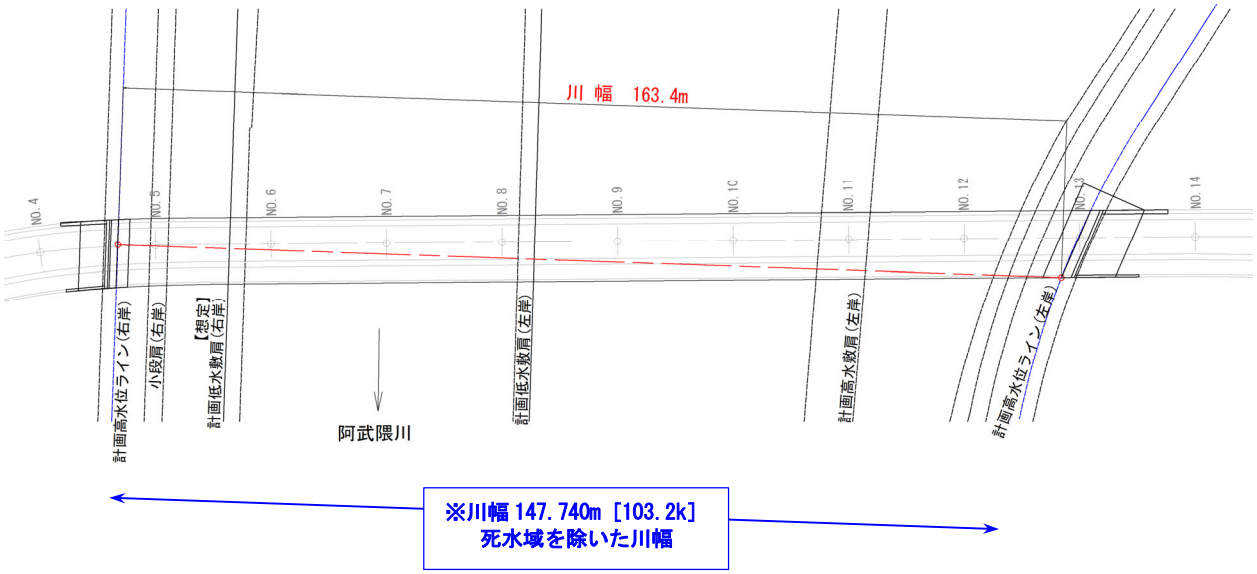


図1-8　河積阻害率

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-15

河川管理施設等構造令 第 62 条解説 1②



③橋脚の方向と形状：

・本橋は河川橋であり，河川の流心方向に配慮して橋脚形状及び設置方向を設定する。

・橋脚の方向は，洪水時の流水に支障を与えない方向とする必要があり流心方向に平行とする。

・本橋梁の橋脚の方向は，流向解析の結果より道路中心線に対して 90° の方向に橋脚を設置する。

・河川橋のため，橋脚は小判形を基本とする。

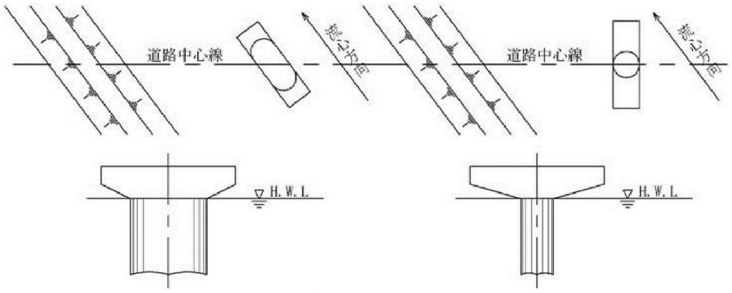
・張出式橋脚の場合の張出部の付根下面高は，H.W.L より上にすることを基本とする。

2）橋　脚

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

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

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



(a) 楕円形（小判形）の場合　　(b) 円形の場合

図1-7　橋脚の形状と方向

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-15

河川管理施設等構造令 第 62 条 1

(1) 橋脚形式の選定にあたっての目安は、次のとおりとする。

1) 河川橋の橋脚の形式は、河積に対する阻害率との関係で、図1-34に示す形式より選定するが、原則として小判形断面(a)および(b)とするが流向の不規則な河川では、円形断面(c)とすることができるものとする。

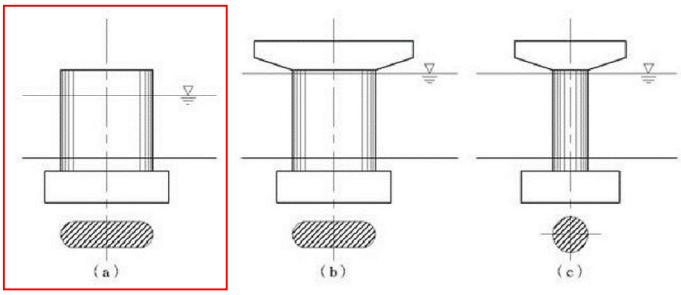
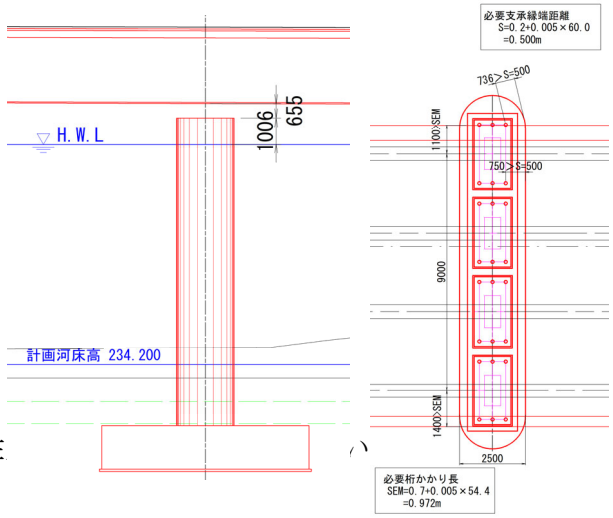


図1-34　橋脚形状(1)

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-39

・河川内の橋脚なので，柱は小判型とする。

・HWL から桁下が狭く，張出梁は設置できないので，梁の無い小判型橋脚とする。



《橋脚方向の検証》

小作田橋の架橋位置付近は川幅が変化している。柱

不定流解析により流向を照査して橋脚柱の方向を設定する。

1).解析範囲

橋脚設置による流向への影響がなくなる上下流約 500mの範囲とした。

（102.8～103.8km の 1km 区間）

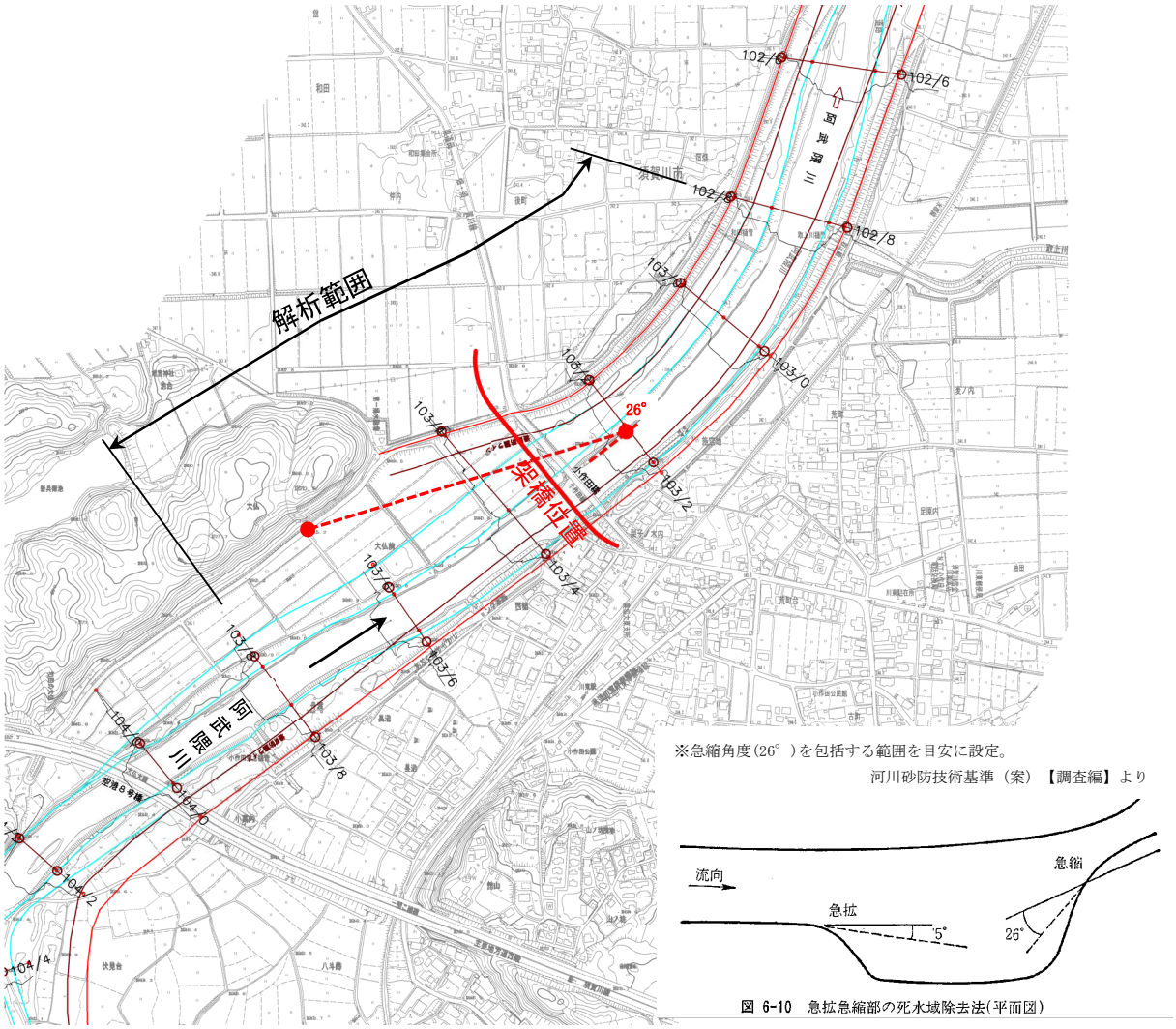


図-6.1.2 検討範囲（102.8k～103.8k）

2)解析ケース

新設橋脚の設置による影響を確認するため,計画流量に対して橋脚設置前後の 2 ケースについて解析を実施した。

表-6.1.1 解析ケース

ケース	計算流量(m^3/ s)	橋脚
ケース 1	2400.0	無し
ケース 2	2400.0	有り

3)解析結果

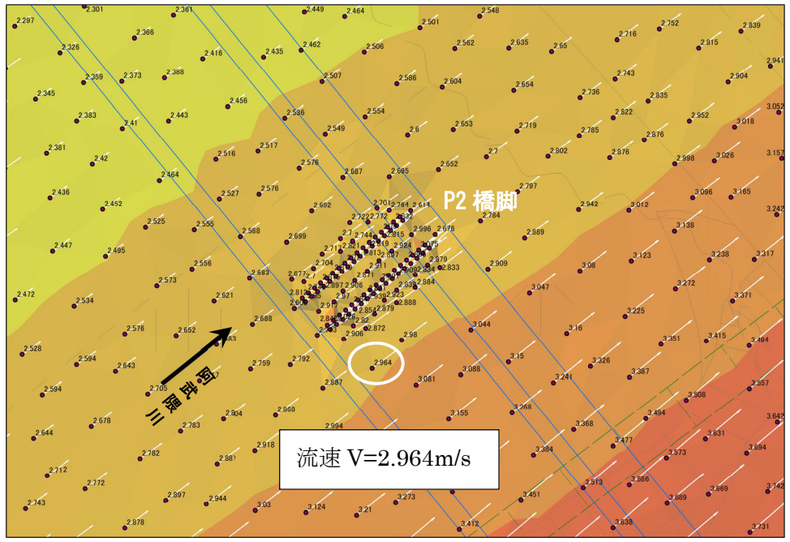
新設橋脚の設置前後の流向および流速の解析結果は以下のとおりである。

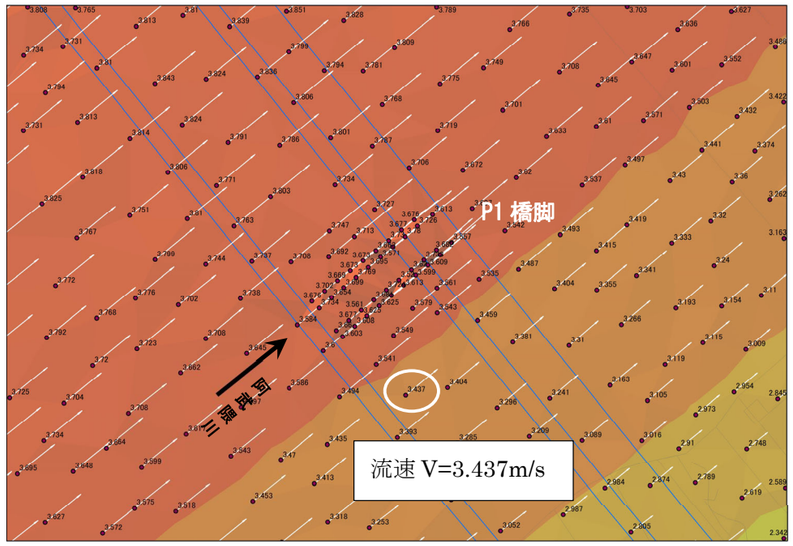
・橋脚設置前の流向は,道路中心に対して概ね 90° の方向である。

・橋脚設置後の流向は,橋脚直近では柱を避けるような方向にあるが，それ以外では道路中心に対して概ね 90° の方向である。

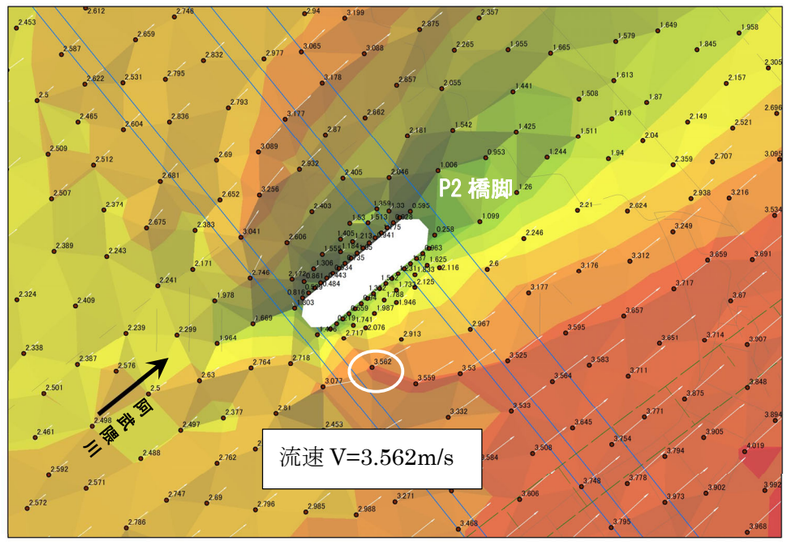
以上の結果を踏まえ,橋脚柱の設置方向は道路中心に対して **90°** とする。

橋脚設置前





橋脚設置後



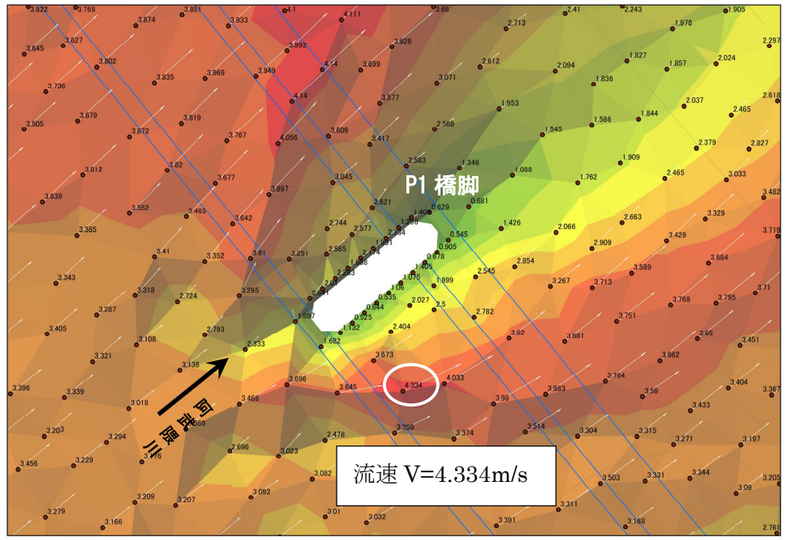
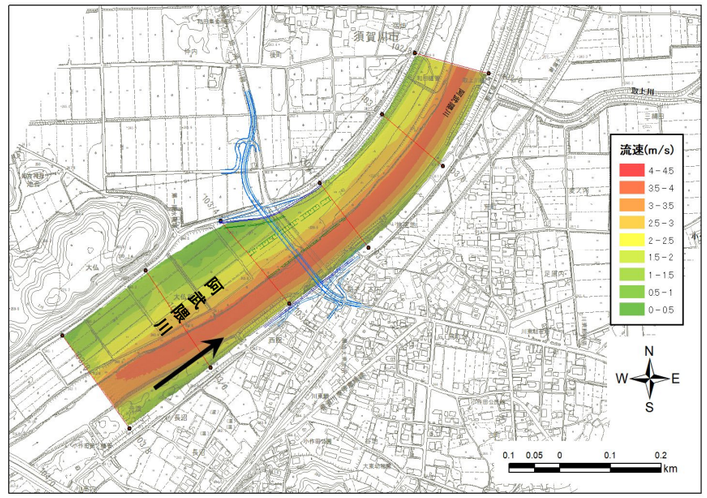


図-6.1.3　橋脚付近の流向ベクトル図

〇流速コンター図



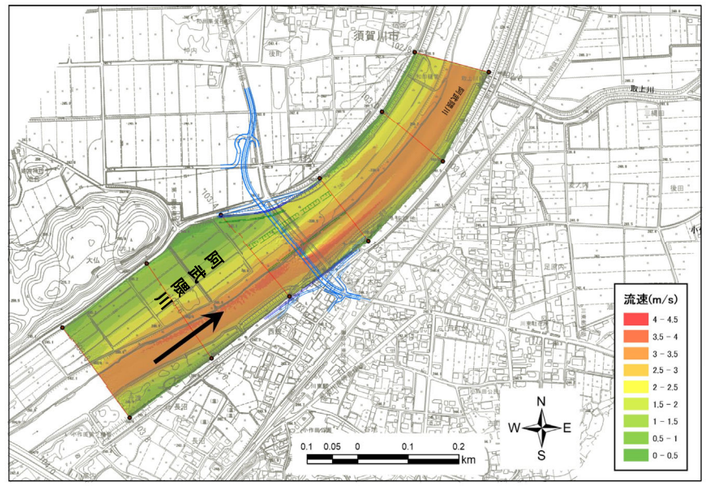


図-6.1.4　流速コンター図

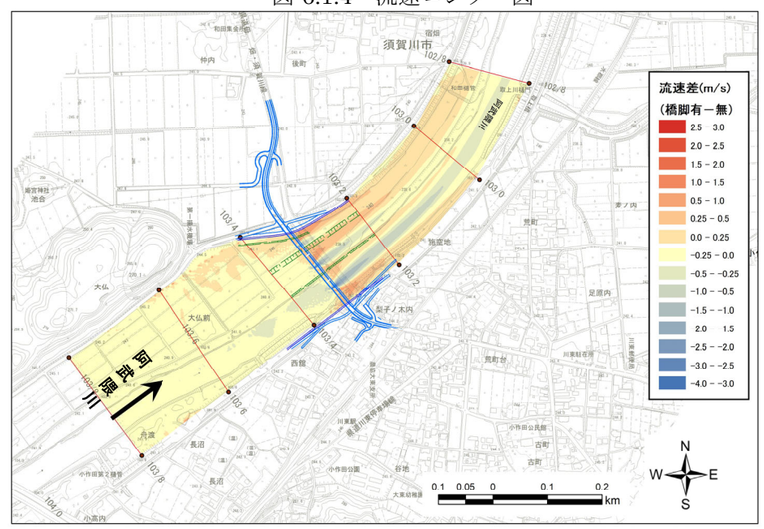


図-6.1.5　流速差分図

○流速コンター図(橋脚付近)

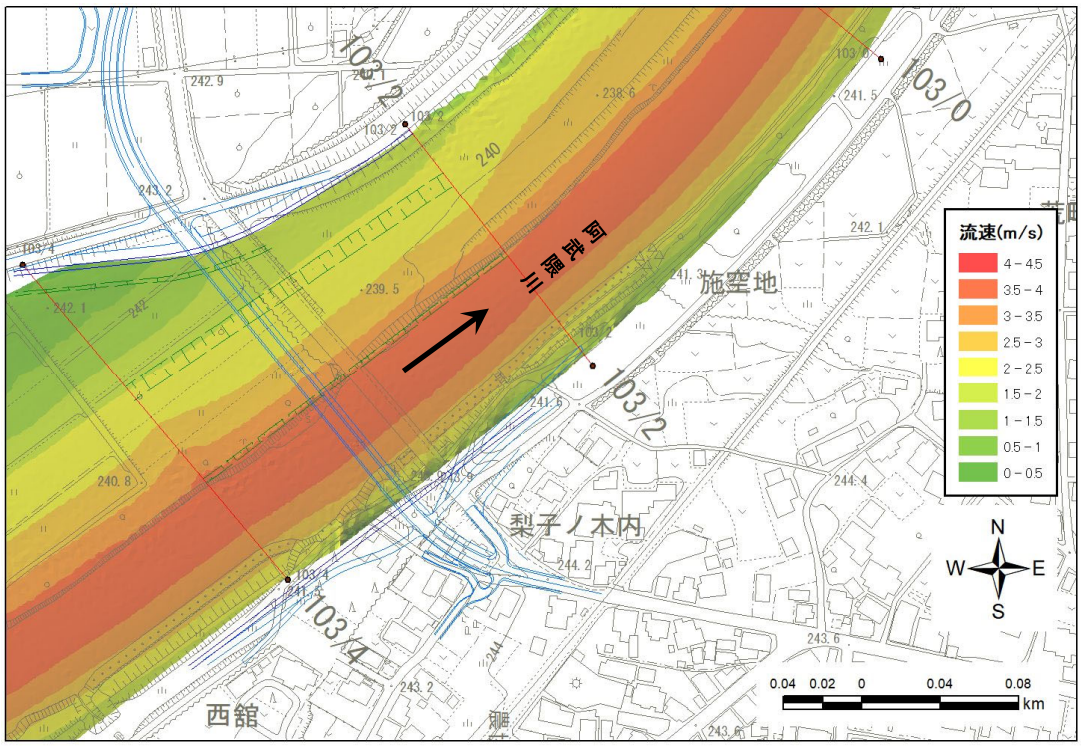


図-6.1.6　流速コンター図（橋脚無し）

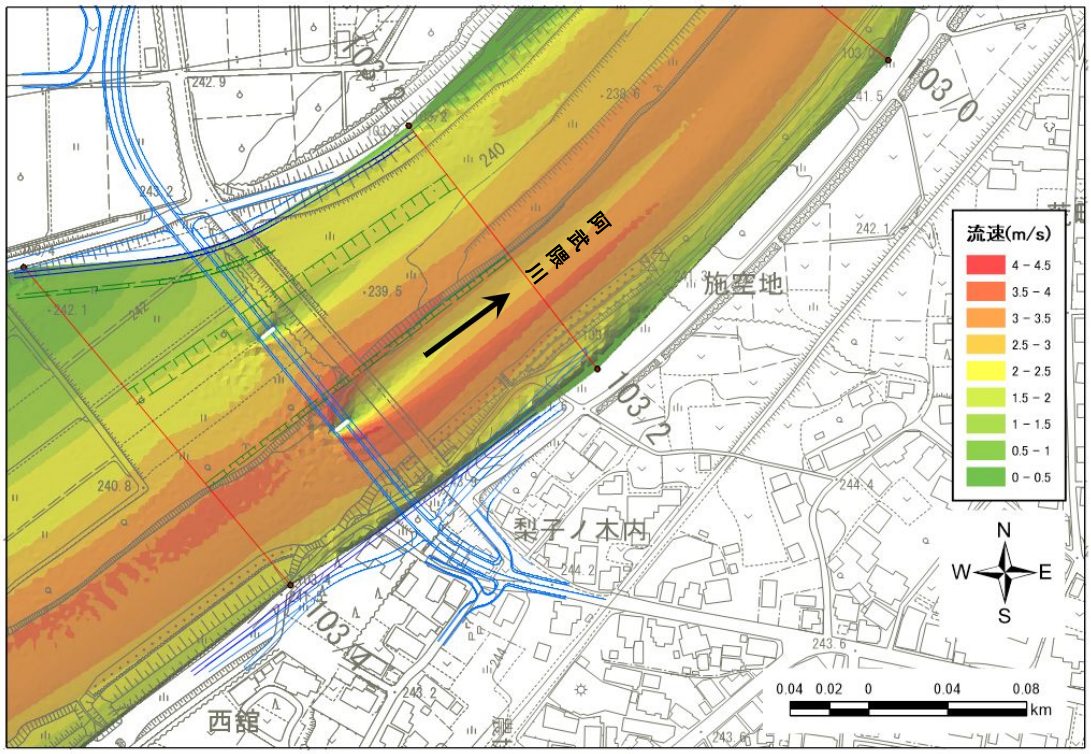


図-6.1.7　流速コンター図（橋脚有り）

○流向ベクトル図（全体）

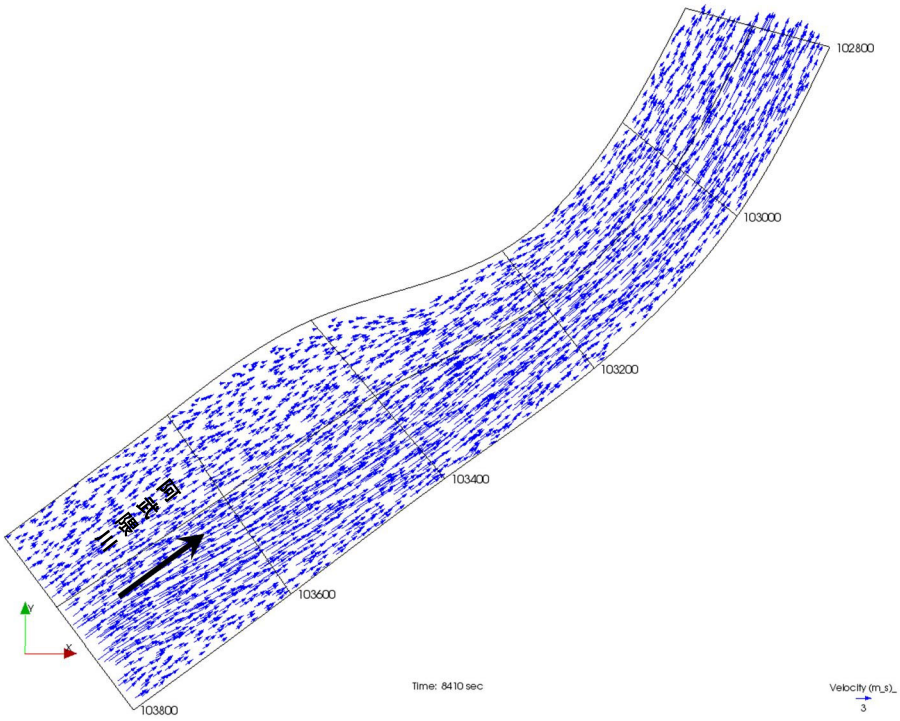


図-6.1.8　流速ベクトル図：全体（橋脚無し）

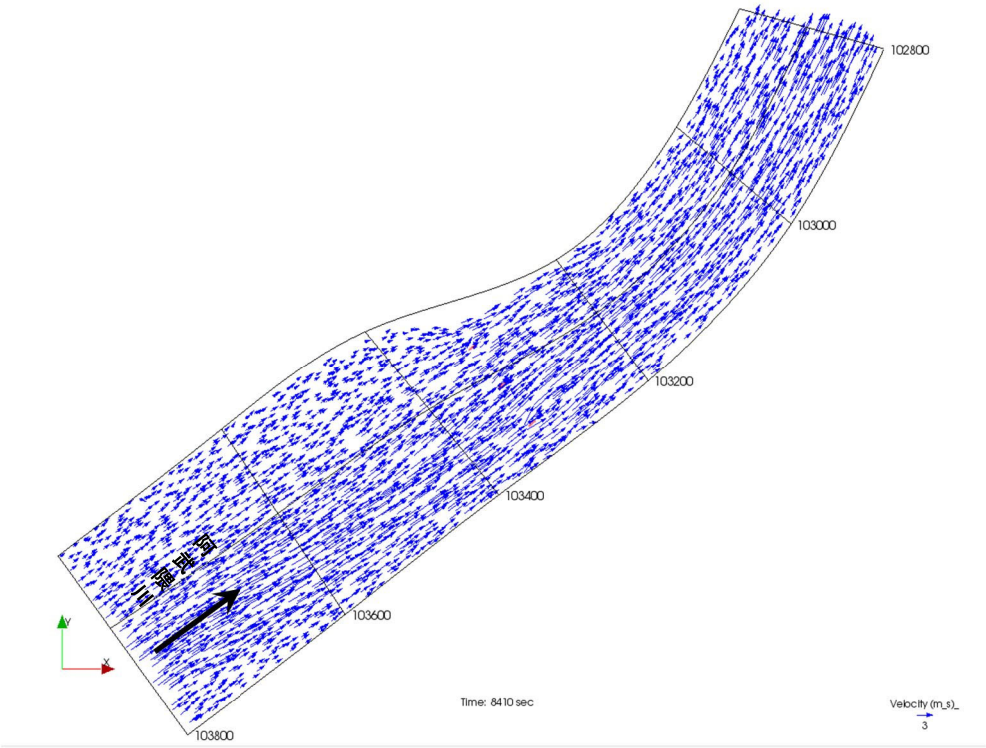


図-6.1.9　流速ベクトル図：全体（橋脚あり）

○流向ベクトル図（橋脚付近）

橋脚設置前の流向は，道路中心線に対して概ね 90° の方向である。

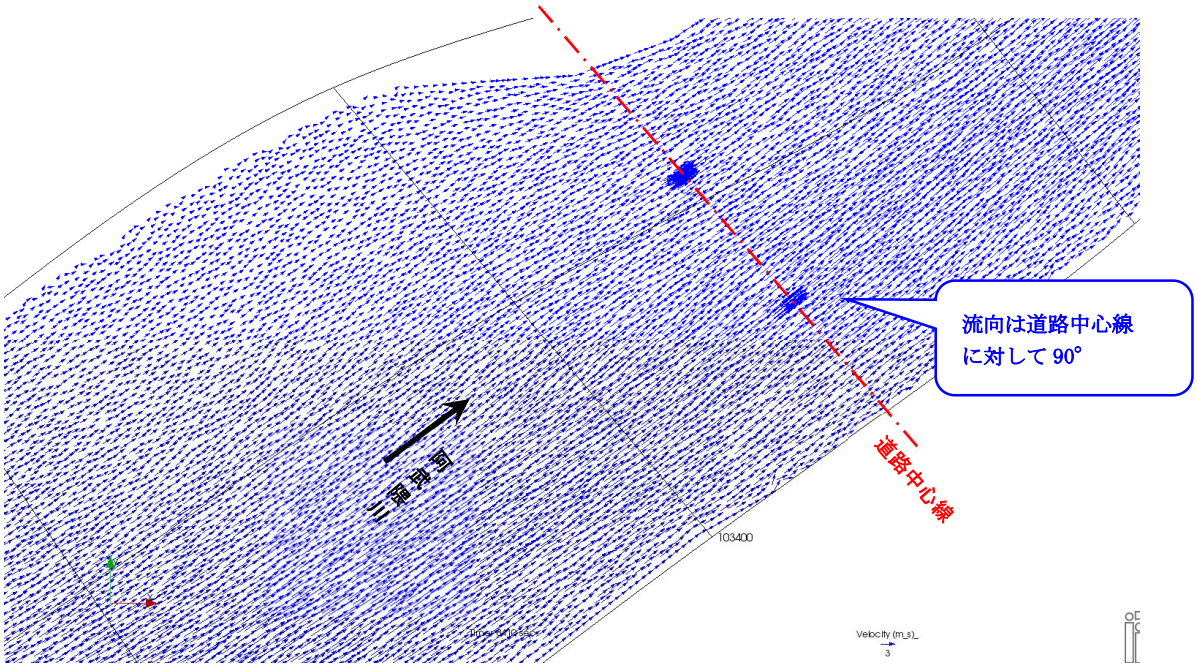


図-6.1.10　流速ベクトル図：拡大（橋脚無し）

橋脚設置後の流向は，橋脚直近では柱を避けるような方向になるが，それ以外では道路中心線に対して概ね 90° の方向である。

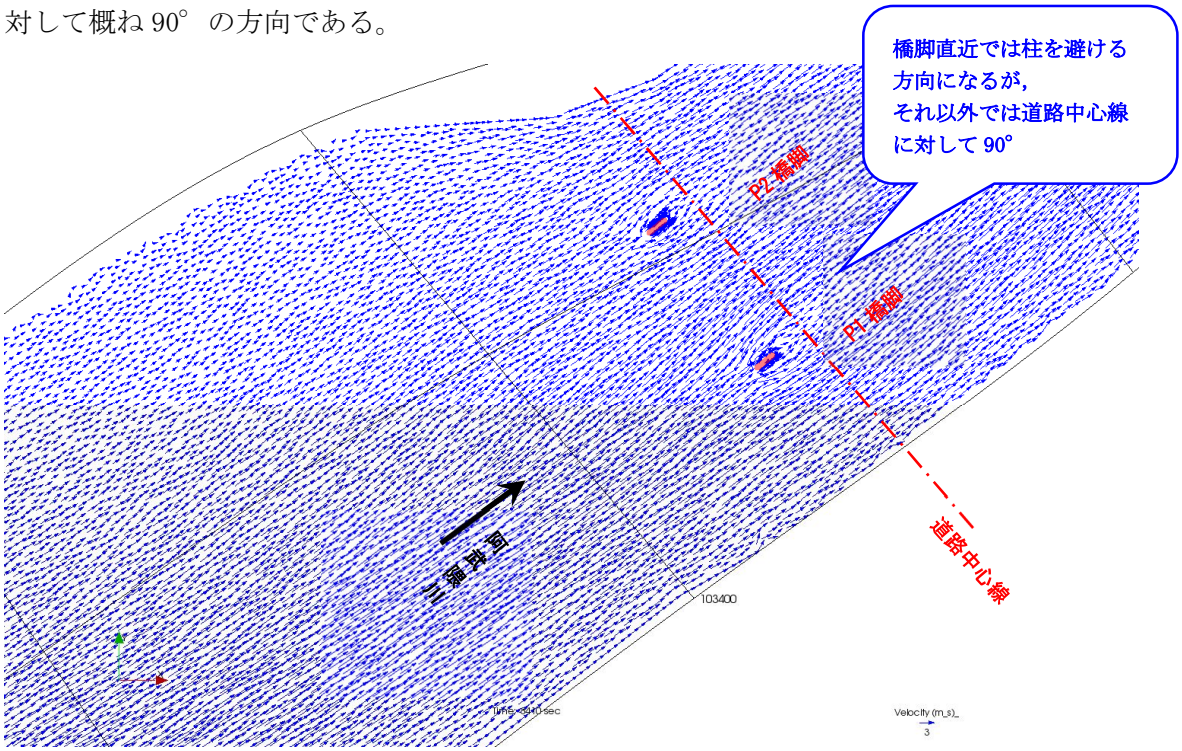


図-6.1.11　流速ベクトル図：全体（橋脚あり）

④橋脚根入れ深さ

低水路部に位置する橋脚 **（P1 橋脚・P2 橋脚）**

「計画河床高（又は最深河床高）-2m 以深」の部分に設けることを基本とする。

河川管理施設等構造令 第 62 条 2

ハ）橋脚の根入れは、次のとおりとする。

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

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

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

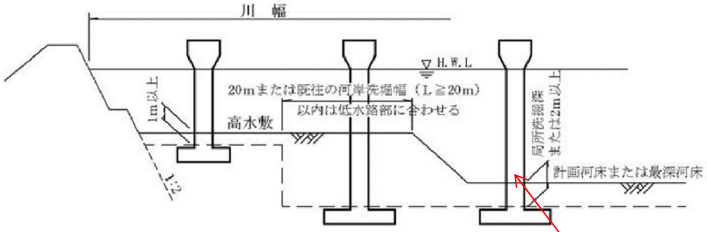


図1-9　橋脚の根入れ

P1P2 橋脚該当

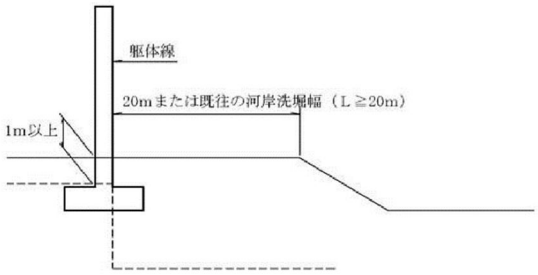


図1-10　高水敷部の低水路あつかいの範囲

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

なお、この場合埋戻しは貧配合のコンクリートを用いる。

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

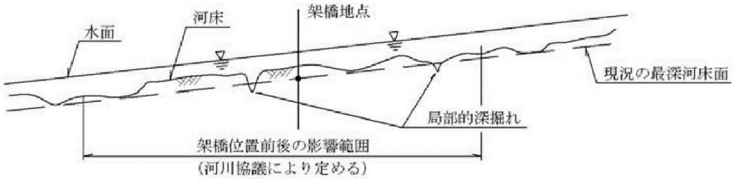


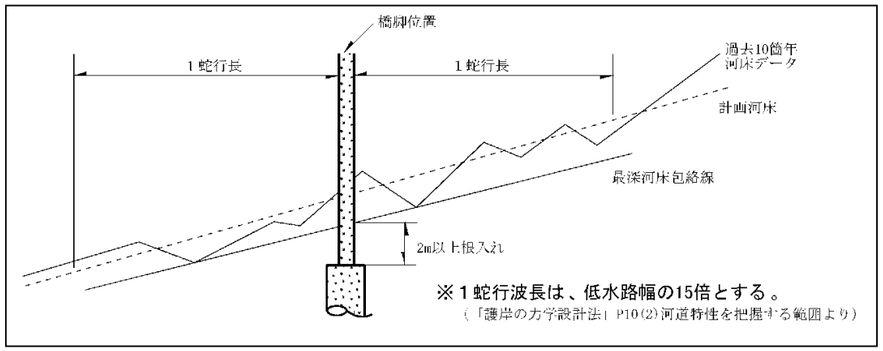
図1-11　洗堀を検討する範囲

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-15,16

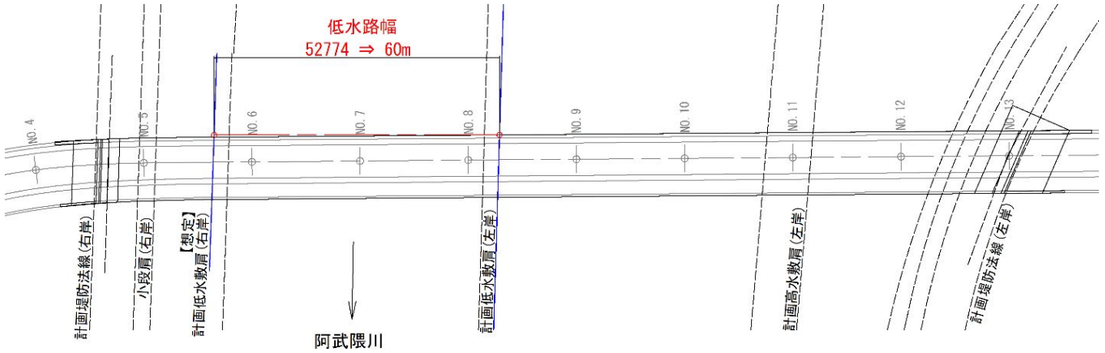
《 現況最深河床高の設定 》

・最深河床高は,1 蛇行波長内における定期横断測量の最深河床高を包絡する直線より設定する。

・1 蛇行波長は，「許可工作物技術審査の手引き」に準拠し，低水路幅(60m)×15＝**900m** とする。



「許可工作物技術審査の手引き ～チェックリスト～ 」p11-3 より抜粋



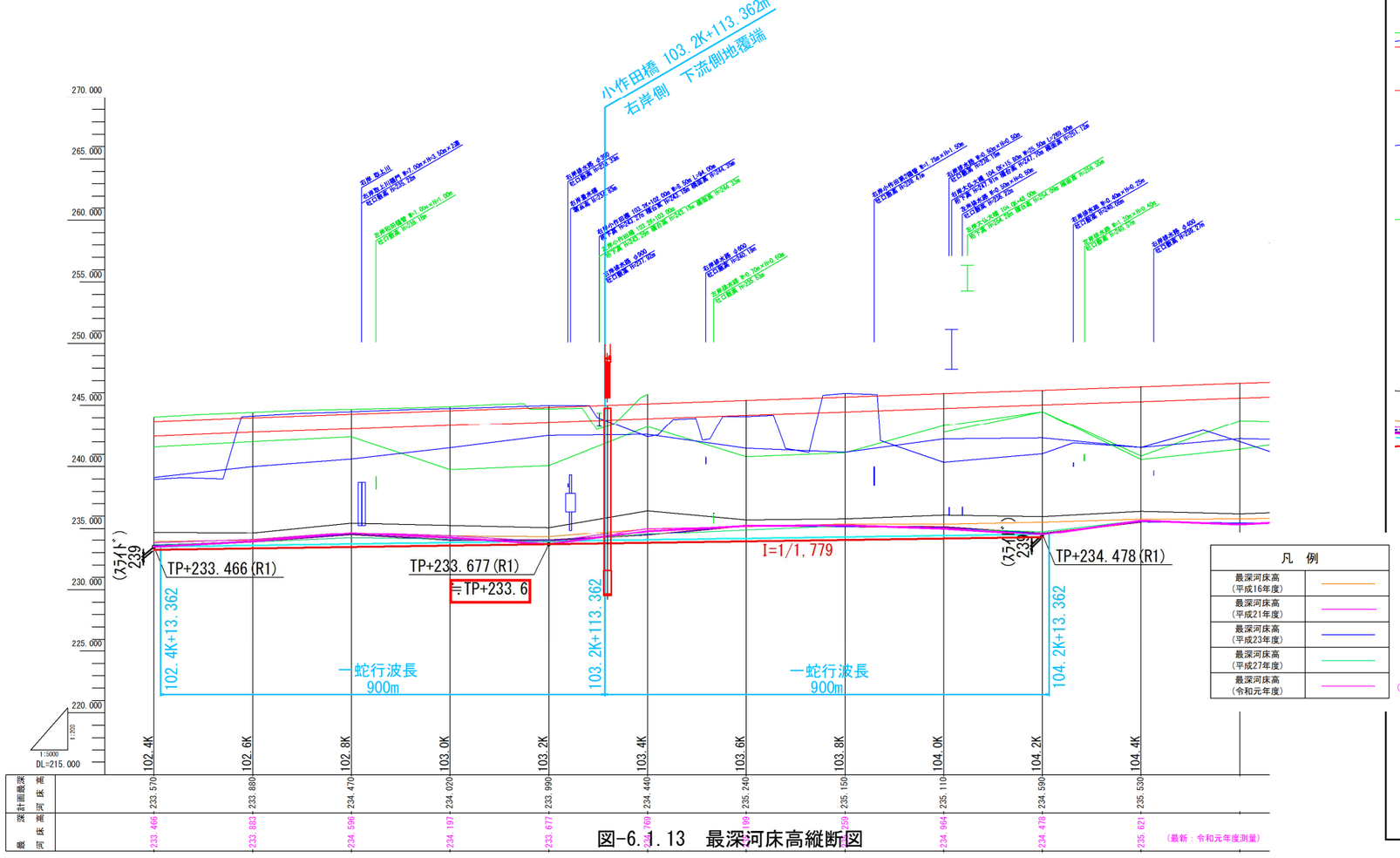


図-6.1.13 最深河床高縦断図

■最深河床高の設定

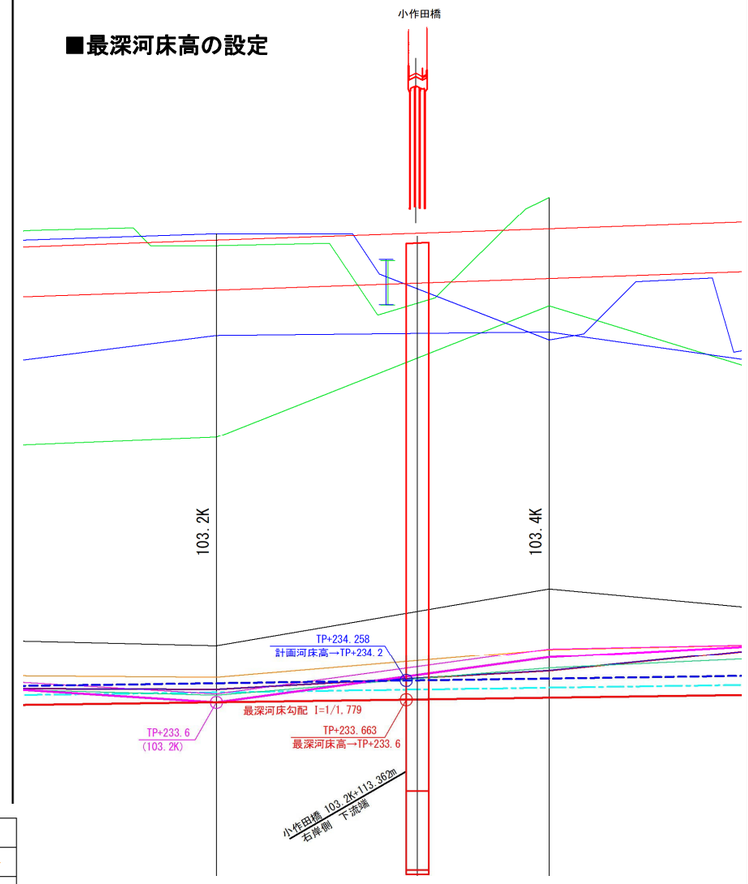


表-6.1.2 計画河床高と最深河床高の比較

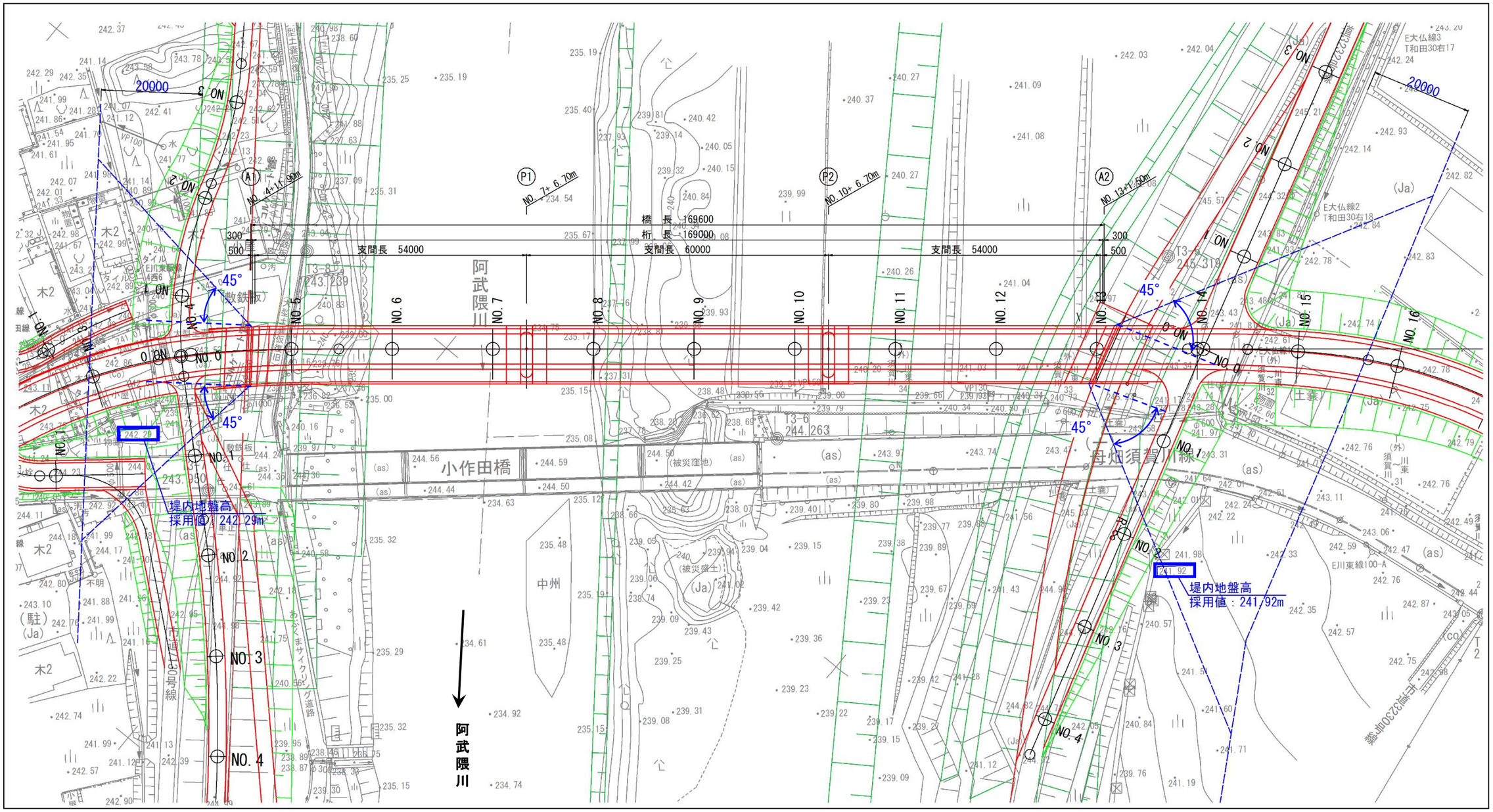
計画河床高	最深河床高
T.P+234.2m	＞ **T.P+233.6m**

橋脚の根入れ深さ CP(フーチング上面)は，

最深河床高より TP+233.6m 以深に設置する。

《堤内地盤高の決定根拠》

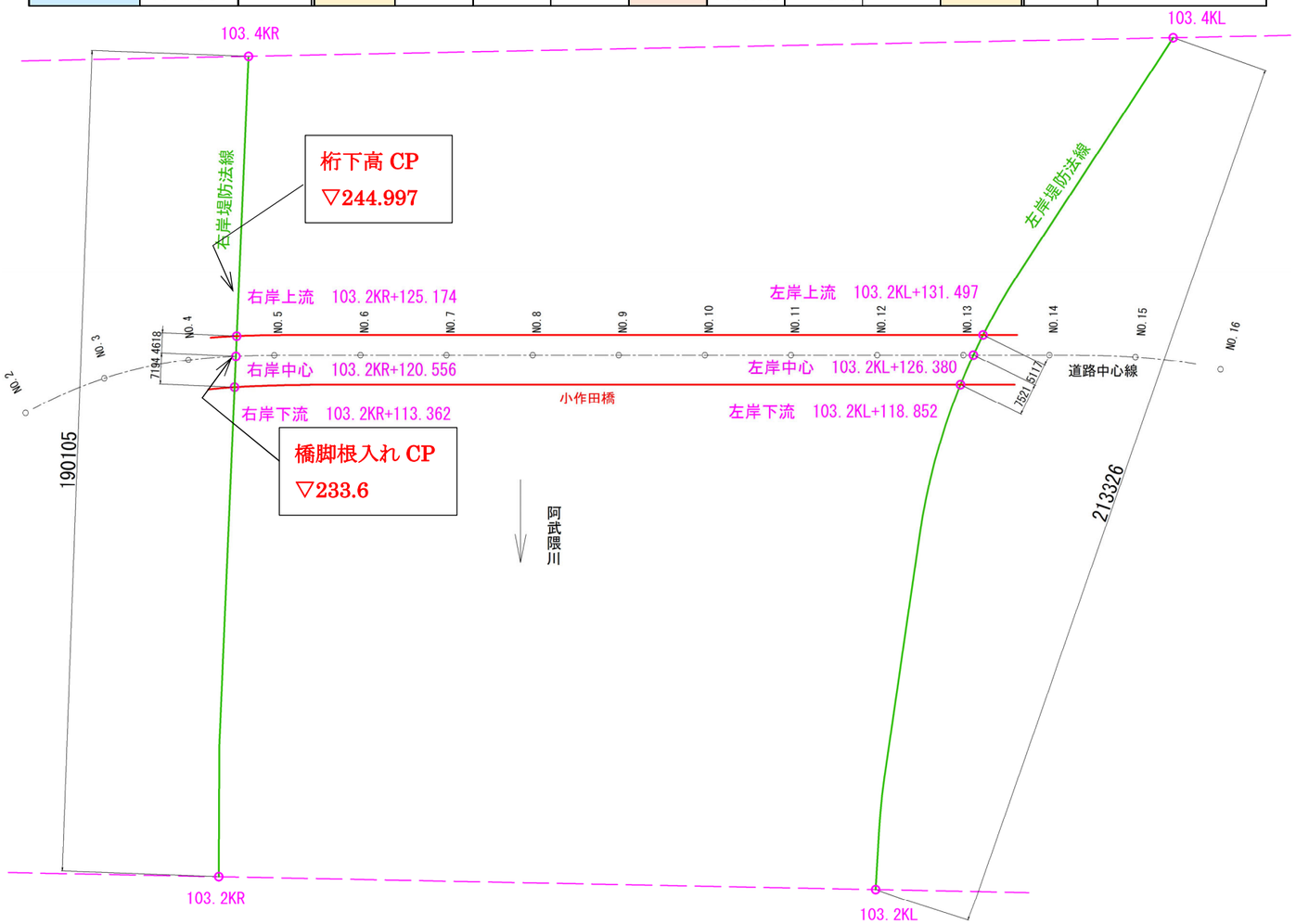
A1橋台側（右岸側）：▽242.29m　　A2橋台側（左岸側）：▽241.92m



《桁下高CP・橋脚根入れCP》

■桁下高CP・橋脚根入れCP

		1蛇行波長	下流距離標	左岸 103.2K+126.380			架橋位置	右岸 103.2K+120.556			上流距離標	1蛇行波長	備　　考
		102.4k (900m)	103.2k	左岸（終点側）			高低差	右岸（起点側）			103.4k	104.2k (900m)	
				下流地覆端	道路中心	上流地覆端	103.4k-103.2k	下流地覆端	道路中心	上流地覆端			
追加距離(起点103.2k　:m)			0.000	118.852	126.380	131.497		113.362	120.556	125.174			
区間距離(103.4k-103.2k　:m)				213.326				190.105					
計画堤防高	高さ		244.814	244.969	244.979	244.985	0.278	244.980	244.990	**244.997**	245.092		桁下高CP(HWL+1.2m)
	勾配(H/L,1/i)			0.001303	767.4			0.001462	683.8				
計画高水位	高さ		243.614	243.769	243.779	243.785	0.278	243.780	243.790	**243.797**	243.892		
	勾配(H/L,1/i)			0.001303	767.4			0.001462	683.8				
高水敷高（右岸）	高さ		240.814	-	-	-	0.278	240.980	240.990	240.997	241.092		
	勾配(H/L,1/i)			-	-	-		0.001462	683.8				
高水敷高（左岸）	高さ		239.520	239.882	239.905	239.921	0.650	-	-	-	240.170		
				239.8				-	-	-			
	勾配(H/L,1/i)			0.003047	328.2			-	-	-			
低水敷高（左岸）	高さ		235.570	235.642	235.647	235.650	0.130	-	-	-	235.700		
				235.6				-	-	-			
	勾配(H/L,1/i)			0.000609	1641.0			-	-	-			
計画河床高	高さ		233.990	234.241	234.257	234.267	0.450	234.258	234.275	234.286	234.440		
				234.2				**234.2**					
	勾配(H/L,1/i)			0.002109	474.1			0.002367	422.5				
最深河床高	高さ	233.466	233.677									234.478	R1測量最深河床高
			233.6					233.663	→233.6				橋脚根入れCP
	勾配(H/L,1/i)							0.000562	1779				



≪橋台・橋脚根入れ計画図≫

橋台および橋脚の下部工高さは,図-6.1.14 の根入れ条件および支持層深度より，以下のとおり設定する。

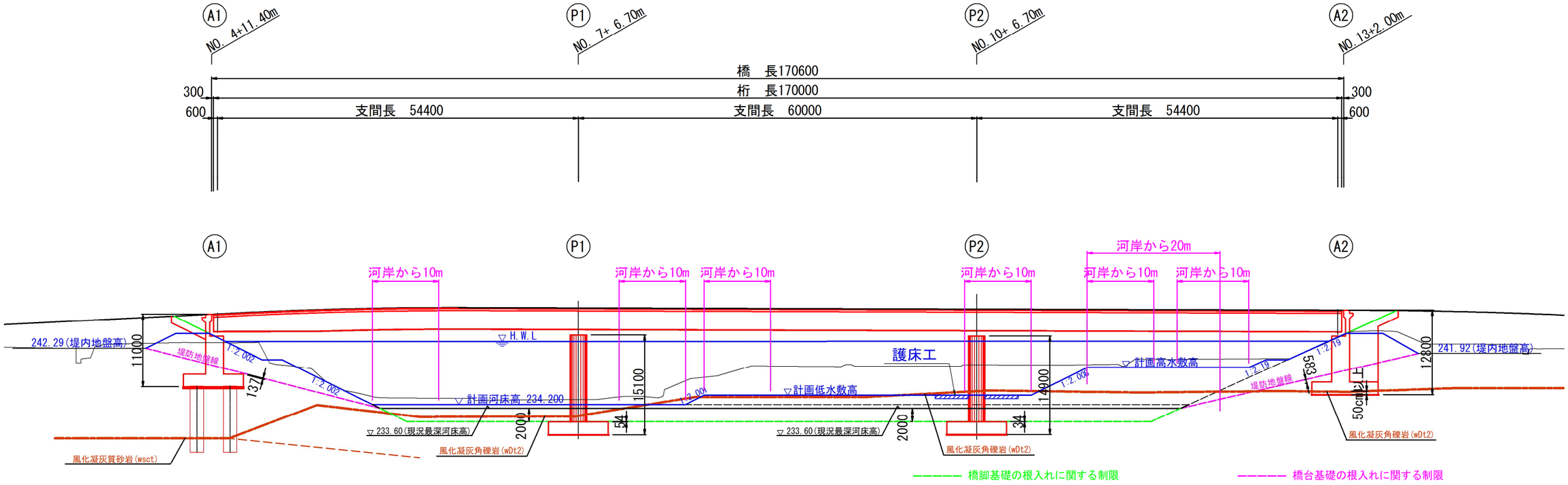
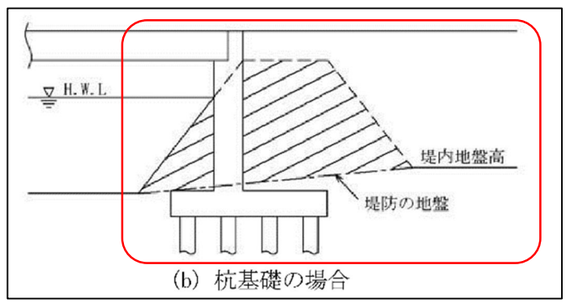


図-6.1.14　橋台・橋脚根入れ図



(b) 杭基礎の場合

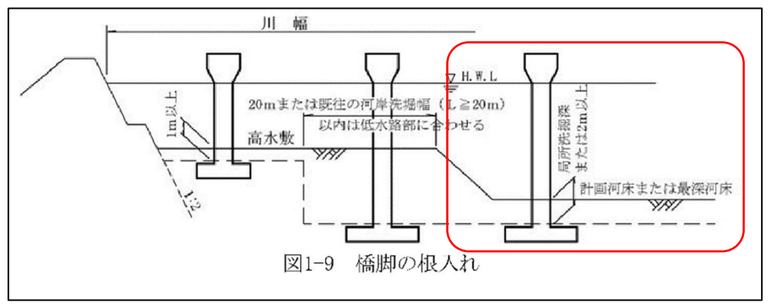
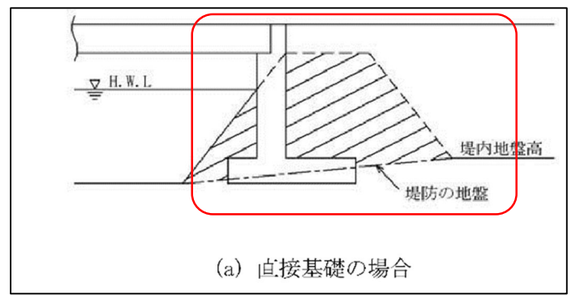


図1-9　橋脚の根入れ



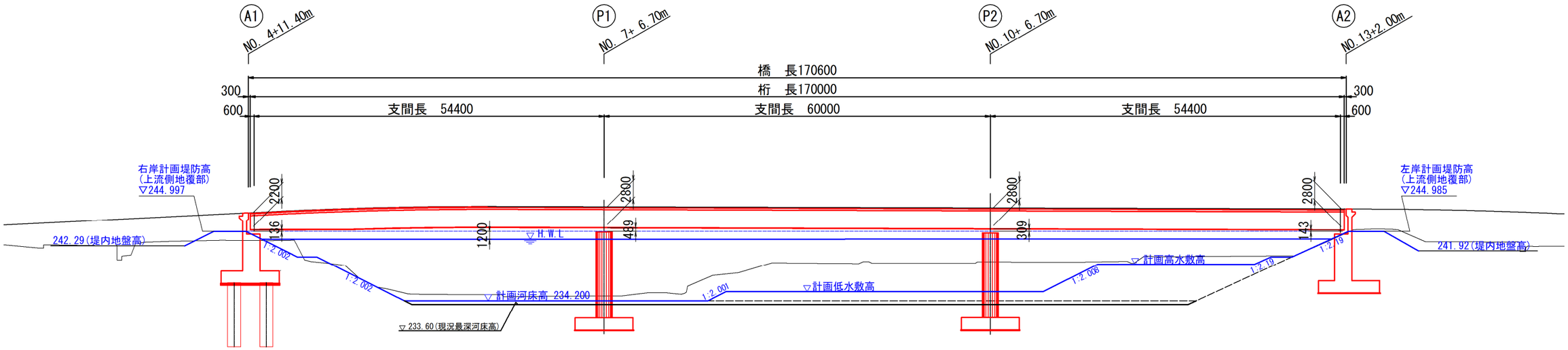
(a) 直接基礎の場合

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-15～1-17

7. 桁下高

・桁下高は，計画堤防高（HWL+余裕 1.2m）以上とする。

下部工位置での計画堤防高からの余裕高は，橋台で 0.14m，橋脚で 0.31m～0.49m となる。



A１橋台　桁下高さ　　単位：m

		A1橋台	
		No.4+11.400m	
		L　上流側	CL
路面計画標高	Z1		247.893
舗装厚	h1	0.080	
調整コン（横断勾配）	h2	0.080	
床版厚	h3	0.220	
ハンチ高	h4	0.080	
桁高	h5	2.200	
下フランジ厚（仮定）	h6	0.050	
添接板+ボルト頭（仮定）	h6'	0.050	
下フランジ下面標高	Z2	245.133	
余裕	h12	0.136	活荷重最大たわみ相当
計画堤防高　右岸（A1橋台側）	Z6	244.997	
余裕高	h13	1.200	
計画高水位	Z7	243.797	

P1橋脚　桁下高さ　　単位：m

		P1橋脚	
		No.7+6.700m	
		L　上流側	CL
路面計画標高	Z1		248.846
舗装厚	h1	0.080	
調整コン（横断勾配）	h2	0.080	
床版厚	h3	0.220	
ハンチ高	h4	0.080	
桁高	h5	2.800	
下フランジ厚（仮定）	h6	0.050	
添接板+ボルト頭（仮定）	h6'	0.050	
下フランジ下面標高	Z2	245.486	
余裕	h12	0.489	
計画堤防高　右岸（A1橋台側）	Z6	244.997	
余裕高	h13	1.200	
計画高水位	Z7	243.797	

P2橋脚　桁下高さ　　単位：m

		P2橋脚	
		No.10+6.700m	
		L　上流側	CL
路面計画標高	Z1		248.666
舗装厚	h1	0.080	
調整コン（横断勾配）	h2	0.080	
床版厚	h3	0.220	
ハンチ高	h4	0.080	
桁高	h5	2.800	
下フランジ厚（仮定）	h6	0.050	
添接板+ボルト頭（仮定）	h6'	0.050	
下フランジ下面標高	Z2	245.306	
余裕	h12	0.309	
計画堤防高　右岸（A1橋台側）	Z6	244.997	
余裕高	h13	1.200	
計画高水位	Z7	243.797	

A2橋台　桁下高さ　　単位：m

		A2橋台	
		No.13+2.000m	
		L　上流側	CL
路面計画標高	Z1		248.500
舗装厚	h1	0.080	
調整コン（横断勾配）	h2	0.080	
床版厚	h3	0.220	
ハンチ高	h4	0.080	
桁高	h5	2.800	
下フランジ厚（仮定）	h6	0.050	
添接板+ボルト頭（仮定）	h6'	0.050	
下フランジ下面標高	Z2	245.140	
余裕	h12	0.143	活荷重最大たわみ相当
計画堤防高　左岸（A2橋台側）	Z6	244.997	
余裕高	h13	1.200	
計画高水位	Z7	243.797	

図-7.1.1　桁下高

8. 護岸等

①橋台条件護岸

・護岸範囲は,橋台の両端から上流及び下流にそれぞれ 10mとする。

・護岸の高さは,堤防管理用通路天端～堤防のり先とする。

②高水敷護岸および低水敷護岸

・護岸範囲は,河岸に直角に基準径間長の 1/2 の長さ(32m×1/2＝16m)とする。

・護岸の高さは,河岸の高さとする。

5) 護　岸

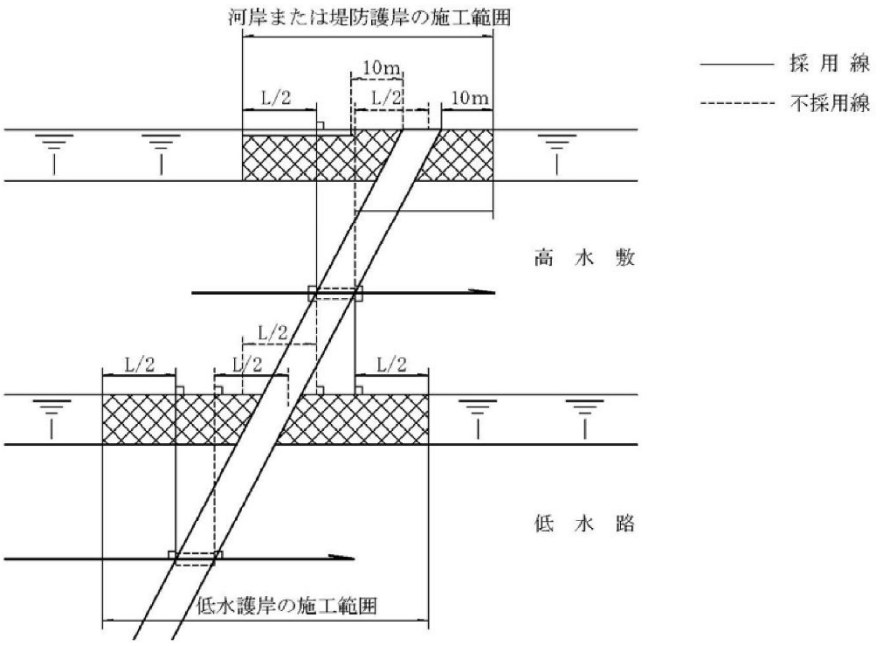
橋の設置にともない必要とする護岸は、下記により設ける。ただし、地質の状況などにより、河岸または堤防の洗堀の恐れがない場合や、その他治水上の支障がないと認められる場合は、これによらなくてもよい。

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

a) 河道内に橋脚を設けるときは、河岸または堤防に最も近接する橋脚の上流端および下流端から、上流および下流に、それぞれ基準径間長の1/2の距離の地点を結ぶ区間以上の区間に設ける。

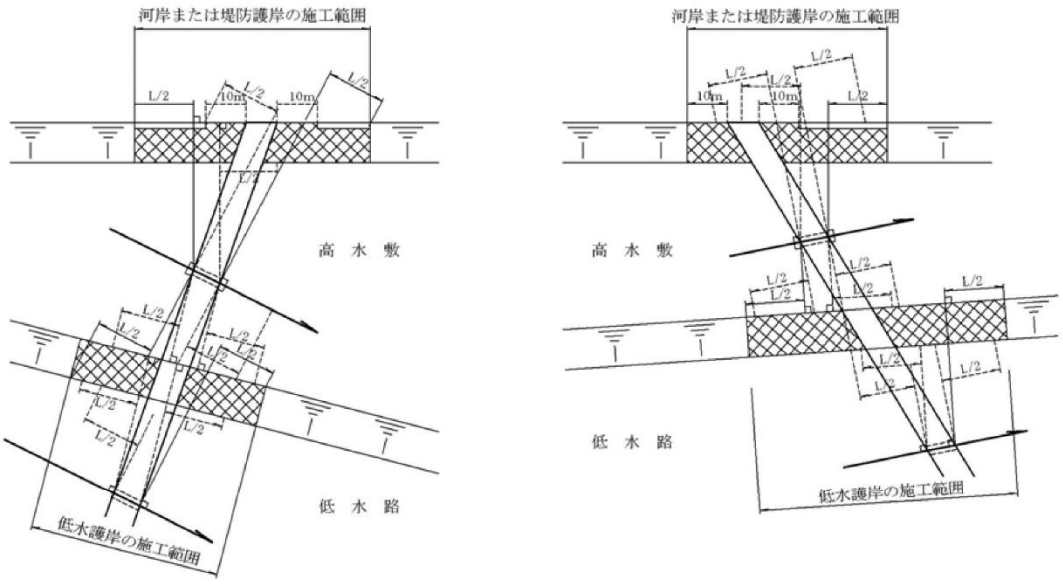
b) 河岸または堤防に近接する橋脚の上流端および下流端から堤防法線に直角に引いた線と堤防法線が交わる点、または、洪水が流下する方向に直角に引いた線と堤防法線が交わる点のいずれか長い地点より基準径間長の1/2の距離の地点を結ぶ区間以上の区間に設ける。

c) 河岸または堤防に橋台を設けるときは、橋台の躯体両端から、上流および下流に、それぞれ10mの地点を結ぶ区間以上の区間に設ける。



(a) 洪水が流下する方向と堤防または低水路法線の方向が一致する場合

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-20



(b) 洪水が流下する方向と堤防または低水路法線の方向が一致しない場合

図1-16　橋の設置に伴う護岸長

d) 河岸（低水路の河岸を除く）または堤防の護岸の高さは、計画高水位以上とする。

ただし、橋の設置にともない、流水が著しく変化することとなる区間にあっては、河岸または堤防の高さとする。

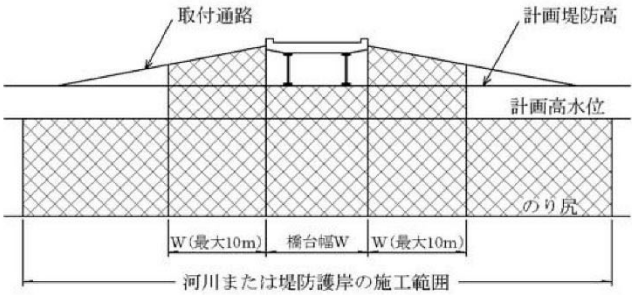


図1-17　橋の設置に伴う護岸の高さ

e) 低水路の河岸の護岸の高さは、低水路の河岸の高さとする。

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-21

9. 護床工及び高水敷保護工

橋脚の位置が河床または堤防の法先及び低水路河岸の法肩から 10m未満の場合には,設置位置に応じて護床工,保護工を設置する。

≪護岸計画図≫

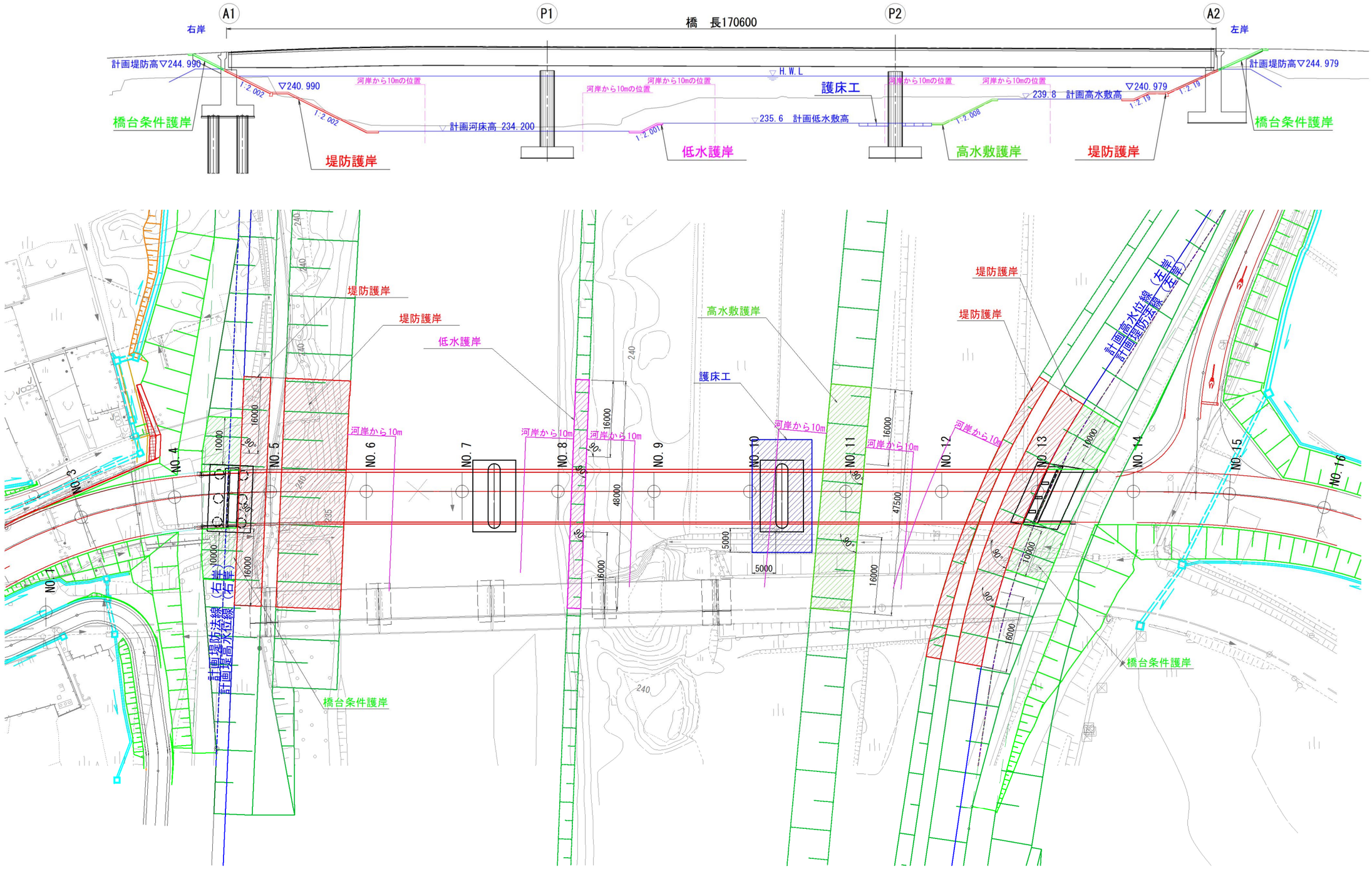


図-9.1.1　条件護岸範囲

10. 管理用通路等

①交差方法：**平面交差**とする。　（Q=2400m³/s　，　計画交通量 2885 台/日）

計画高水流量 （単位 m³/s）	1000 以上	1000 未満で 重要な河川の区間	1000 未満
・橋の計画交通量 6000 台/日以上 ・踏切最大遮断時間 20 分/時間以上	原則として立体交差と平面交差を併設する。なお,道路橋の場合で橋と交差する管理用通路が道路と兼用しており,当該道路の渋滞対策として,その計画交通量に応じた右折車線を設置する場合はこの限りでない。また,他に管理用通路に変わるべき適当な交通がある場合はこの限りでない。		平面交差で可
・橋の計画交通量 6000 台/日未満 ・踏切最大遮断時間 20 分/時間未満	平面交差で可		平面交差で可

②管理用通路の幅員：W＝5.0m（現況：左岸 4m 程度,右岸 5m 程度）

③管理用通路ののり勾配：堤防のり勾配(1:2)以下とする。

なお,土地利用の状況等により,特にやむを得ないと認める場合には,土留擁壁等を設ける。

④管理用通路の縦断勾配：橋の幅員端部から 5m程度のレベル区間を設け,6%以下の勾配で取り付ける。（平面すり付け：1：10 以上は確保しない(確認済)）

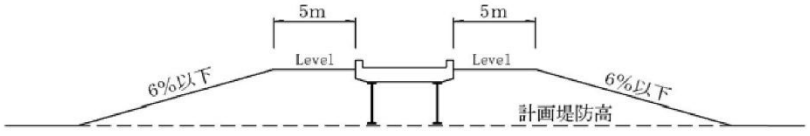
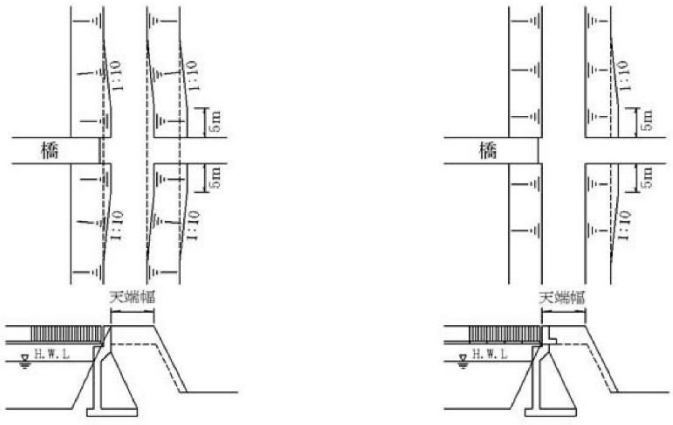


図1-18　取付通路の縦断勾配



(a) 盛土の場合　　(b) 土留擁壁の場合

図1-19　取付通路の構造

出典：設計施工マニュアル(案)[道路橋編]H28.3　東北地方整備局　P.1-22

11. 橋面排水

・排水方法：横引き排水とし橋台前面で，河川へ排水する。

（現橋は,河川内へ直接排水(垂れ流し構造)である）

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

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

出典：土木設計マニュアル【橋梁編】(改定 H29.9) 福島県土木部　P.2-75

12. 施工計画

12.1 施工条件

・出 水 期：6 月～10 月
・非出水期：11 月～5 月

＜異常出水時の対応＞
・気象情報の収集を行い，異常出水が予想される場合には工事を中止する。また，河道内の施工機械および資材は速やかに撤退させる。

12.2 樋門仮設

施工時期）非出水期施工
掘削方法）開削工法による掘削とする。
仮締切堤）設計対象水位に対する余裕高を加えた高さより,堤内地盤高の方が高いことから,仮締切堤は設けない。

12.3 下部工仮設

【A1 橋台】

施工時期）非出水期施工
掘削方法）仮設鋼矢板による掘削とする。
床掘り高さが高く，開削工法とした場合，県道に影響するので，仮設鋼矢板による掘削とする。
仮締切堤）設計対象水位に余裕高を加えた高さより,堤内地盤高が高いので,仮締切堤は設けない。

【P1 橋脚】

施工時期）非出水期施工
掘削方法）仮設鋼矢板による掘削とする。
流水部に設置される橋脚で，施工時水位と掘削底面との高低差が高いため仮設鋼矢板による掘削とする。
仮設鋼矢板天端高）設計対象水位に余裕高を加えた高さとする。
仮 桟 橋）仮桟橋を構築する。
桁下高は,設計対象水位に余裕高を加えた高さとする。
流下断面として考慮する区間の仮桟橋の径間長は,非出水期の設計対象水位相当流量に対する径間長以上を確保する。
上記径間長を確保できない区間は，無効河積とみなす。

【P2 橋脚】

施工時期）非出水期施工
掘削方法）仮設鋼矢板による掘削とする。
地下水位と掘削底面との高低差が高く，開削工法とした場合，県道への影響があるので，仮設鋼矢板による掘削とする。
仮設鋼矢板天端高）地表面から反力チャックのつかみ代（0.5～1.0m）を加えた高さとする。

【A2 橋台】

施工時期）非出水期施工

掘削方法）仮設鋼矢板による掘削とする。

開削工法とした場合，市道および既設水路に影響するので，仮設鋼矢板による掘削とする。

仮設鋼矢板天端高）から反力チャックのつかみ代（0.5～1.0m）を加えた高さとする。

仮締切堤）設計対象水位相当流量に対する余裕高を加えた高さより,堤内地盤高が高いので,仮締切堤は設けない。

【護岸工】

施工時期）非出水期施工

掘削方法）開削工法を原則とし，低水路部の基礎は，自立式仮設鋼矢板による掘削とする。

仮締切堤）堤防開削を伴わないので，仮締切堤は設けない。

12.4 上部工架設

施工時期）非出水期施工（主桁架設），通年施工（床版，橋面工）

施工方法）ベント併用クローラークレーン架設

仮 桟 橋）仮桟橋を構築する。

桁下高は,設計対象水位相当流量に対する余裕高を加えた高さとする。

12.5 道路一般部の構築

施工時期）通年施工

12.6 旧橋撤去

施工時期）非出水期施工

掘削方法）仮設鋼矢板による掘削とする。

流水部に設置される橋脚で，施工時水位と掘削底面との高低差が高いため仮設鋼矢板による掘削とする。

仮設鋼矢板天端高）設計対象水位に余裕高を加えた高さとする。

仮 桟 橋）仮桟橋を構築する。

桁下高は,設計対象水位に余裕高を加えた高さとする。

流下断面として考慮する区間の仮桟橋の径間長は,非出水期の設計対象流量に対する径間長以上を確保する。

上記径間長を確保できない区間は，無効河積とみなす。

13. 施工時水位

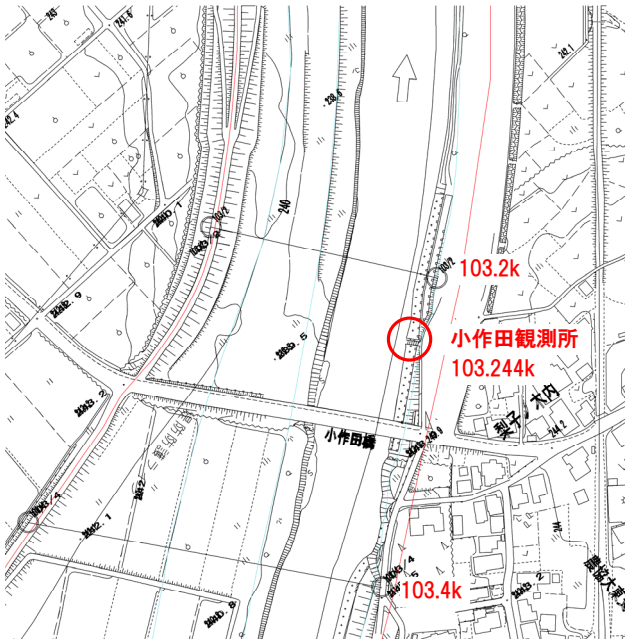
13.1 観測水位

(1) 観測所

1) 観 測 所 名 ： 小作田観測所

2) 所　在　地 ： 福島県須賀川市小作田字西舘





3) 位　　置 ： 103.244k

4) 量水標零位 ： 零点高　T.P 234.832m

5) 観測水位　 ： 次頁に時刻最高水位データを整理する。

観測所詳細諸元情報

観測所名			小作田（こさくだ）
観測項目			水位流量
観測所記号			302011282218320
水系名			阿武隈川
河川名			阿武隈川
観測所管理者名			国土交通省福島河川国道事務所
観測所種別			第3種
観測開始時期			1968年12月01日
位置	左右岸の別		左岸
	河口または合流点からの距離		153.27km
	所在地		福島県須賀川市小作田字西舘
	緯度経度	世界測地系	北緯 37度16分21秒 東経 140度24分25秒
		日本測地系	北緯 37度16分10秒 東経 024度37分27秒
記録方法	テレメータ		○
	自記紙		−
	電子ロガー		○
観測所諸元	流域面積		905.40km2
	零点高		234.832m
	水防団待機水位		:m
	はん濫注意水位		:m
	避難判断水位		:m
	はん濫危険水位		:m
	計画高水位		:m
	計画高水流量		:m3/s

「国土交通省 水門水質データベース」より抜粋

(2) 観測データの整理

小作田観測所にて観測された水位，流量は表-13.1.1，表-1-13.1.2 のとおりである。

表-13.1.1　観測水位

		観測所水位 (m)		備 考
非出水期における既往最大 (橋台施工時：堤防開削)	第 1 位	4.06m	T.P+238.892m	2012.5.4 (H24)
非出水期における過去 5 ヶ年最大 (橋脚施工時：堤防開削無)	第 1 位	3.52m	T.P+238.352m	2018.3.9 (H30)
出水期含む既往最大	第 1 位	7.87m	T.P+242.702m	2019.10.13 (H31=R 元) 台風 19 号

※観測所水位＝零点高(234.832m)＋観測所水位

表-13.1.2　観測流量

		観測流量 (m^3/s)	備 考
非出水期における既往最大 (橋台施工時：堤防開削)	第 1 位	613.53	2012.5.4 (H24)
非出水期における過去 5 ヶ年最大 (橋脚施工時：堤防開削無)	第 1 位	454.68	2018.3.9 (H30)
出水期含む既往最大	第 1 位	1717.8	2019.10.13 (H31=R 元) 台風 19 号

(3)観測データ

1)観測水位

		2011年(H23)		2012年(H24)		2013年(H25)		2014年(H26)		2015年(H27)		過去5年 2016年(H28)		2017年(H29)		2018年(H30)		2019年(H31,R1)		2020年(R2)		2021年(R3)		月毎最大	観測日
		観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	
非出水期	1月			0.51	1月30日	0.61	1月1日	0.65	1月9日	0.63	1月27日	0.58	1月18日	0.51	1月9日	0.62	1月18日	0.31	1月2日	2.05	1月29日	0.45	1月10日	2.05	2020/1/29
	2月			0.79	2月7日	0.67	2月3日	1.06	2月28日	0.72	2月27日	1.1	2月14日	0.42	2月10日	0.46	2月12日	0.3	2月21日	0.69	2月1日	1.25	2月16日	1.25	2021/2/16
	3月			1.26	3月6日	0.48	3月2日	1.71	3月30日	1.77	3月10日	0.62	3月15日	0.67	3月28日	3.52	3月9日	0.91	3月11日	0.95	3月11日	2.02	3月22日	3.52	2018/3/9
	4月	2.12	4月24日	1.69	4月4日	1.89	4月7日	3.15	4月4日	1.68	4月15日	1	4月7日	1.12	4月18日	1.67	4月25日	0.56	4月11日	2.73	4月18日			3.15	2014/4/4
	5月	1.22	5月30日	4.06	5月4日	1.5	5月31日	1.27	5月22日	0.85	5月19日	1.11	5月17日	1.32	5月13日	1.73	5月9日	2.91	5月21日	1.2	5月24日			4.06	2012/5/4
出水期	6月	0.94	6月25日	4.47	6月20日	1.54	6月22日	1.95	6月29日	0.9	6月17日	1.05	6月13日	1.66	6月2日	0.92	6月1日	2.49	6月30日	1.2	6月28日			4.47	2012/6/20
	7月	2.16	7月29日	1.66	7月7日	2.37	7月28日	2.99	7月9日	5.19	7月16日	0.75	7月9日	1.59	7月18日	2.52	7月6日	2.9	7月4日	3.98	7月8日			5.19	2015/7/16
	8月	1.3	8月21日	0.84	8月17日	2.47	8月6日	2.05	8月18日	1.13	8月13日	3.61	8月23日	1.61	8月14日	1.91	8月28日	1.44	8月22日	1.38	8月1日			3.61	2016/8/23
	9月	7.51	9月22日	1.31	9月23日	4.36	9月16日	1.66	9月7日	3.17	9月6日	2.64	9月21日	1.49	9月18日	1.73	9月5日	3.1	9月9日	2.07	9月12日			7.51	2011/9/22
	10月	1.03	10月16日	1.98	10月1日	4.09	10月16日	4.64	10月14日	0.76	10月2日	0.97	10月29日	5.74	10月23日	3.14	10月1日	7.87	10月13日	1.44	10月10日			7.87	2019/10/13
非出水期	11月	1.36	11月20日	1.14	11月6日	0.96	11月26日	0.92	11月2日	0.96	11月19日	1.22	11月11日	1.04	11月1日	0.6	11月7日	1.19	11月24日	0.53	11月3日			1.36	2011/11/20
	12月	0.91	12月4日	1.07	12月31日	0.97	12月20日	1.39	12月21日	1.58	12月11日	1.05	12月14日	0.68	12月25日	0.44	12月12日	0.6	12月3日	0.43	12月1日			1.58	2015/12/11
出水期最大		7.51	9月22日	4.47	6月20日	4.36	9月16日	4.64	10月14日	5.19	7月16日	3.61	8月23日	5.74	10月23日	3.14	10月1日	7.87	10月13日	3.98	7月8日	－	－		
非出水期最大		2.12	4月24日	4.06	5月4日	1.89	4月7日	3.15	4月4日	1.77	3月10日	1.22	11月11日	1.32	5月13日	3.52	3月9日	2.91	5月21日	2.73	4月18日	2.02	3月22日		

H23台風15号　　R1台風19号

非出水期11.1～5.31

・堤防開削なしの設計対象水位：過去5年時刻最大：(異常出水と判断される場合は過去10年の2位水位)

出水期	5年1位	2019/10/13 2:00	7.87	10年2位	2011/9/22 2:00	7.51
非出水期	5年1位	2018/3/9 13:00	3.52	10年2位	2018/3/9 13:00	3.52

・堤防開削ありの設計対象水位：既往最高水位

出水期	2019/10/13 2:00	7.87
非出水期	2012/5/4 4:00	4.06

2)観測流量

		2011年(H23)		2012年(H24)		2013年(H25)		2014年(H26)		2015年(H27)		2016年(H28)		2017年(H29)		2018年(H30)		2019年(H31,R1)		月毎最大	観測日
		観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	
非出水期	1月			11.01	1月30日	17.6	1月1日	20.44	1月9日	19.7	1月27日	19.11	1月18日	15.13	1月9日	21.53	1月18日	7.02	1月2日	21.53	2018/1/18
	2月			29.26	2月7日	21.11	2月3日	53.73	2月28日	25.18	2月27日	58.05	2月14日	10.93	2月10日	12.81	2月12日	6.79	2月21日	58.05	2016/2/14
	3月			85.77	3月6日	11.09	3月2日	138.84	3月30日	163.84	3月10日	21.36	3月15日	24.28	3月28日	454.68	3月9日	41.46	3月11日	454.68	2018/3/9
	4月	224.73	4月24日	151.59	4月4日	177.41	4月7日	371.7	4月4日	34.97	4月15日	48.92	4月7日	147.05	4月18日	134.54	4月25日	17.13	4月11日	371.7	2014/4/4
	5月	81.5	5月30日	613.53	5月4日	117.41	5月31日	75.4	5月22日	34.97	5月19日	59	5月17日	34.97	5月13日	143.92	5月9日	338.57	5月21日	613.53	2012/5/4
出水期	6月	49.52	6月25日	710.23	6月20日	124.12	6月22日	170.48	6月29日	39.53	6月17日	53.39	6月13日	128.75	6月2日	43.93	6月1日	270.56	6月30日	710.23	2012/6/20
	7月	230.37	7月29日	147.12	7月7日	246.64	7月28日	340.41	7月9日	841.9	7月16日	29.52	7月9日	118.65	7月18日	290.7	7月6日	336.86	7月4日	841.9	2015/7/16
	8月	92.09	8月21日	34.2	8月17日	262.5	8月6日	184.38	8月18日	64.15	8月13日	542.6	8月23日	121.5	8月14日	173.97	8月28日	98.43	8月22日	542.6	2016/8/23
	9月	1613.07	9月22日	93.53	9月23日	655.11	9月16日	125.25	9月7日	394.89	9月6日	297.09	9月21日	104.95	9月18日	143.92	9月5日	371.83	9月9日	1613.07	2011/9/22
	10月	47.17	10月16日	198.24	10月1日	588.22	10月16日	729.09	10月14日	30.19	10月2日	46.34	10月29日	955.77	10月23日	388.06	10月1日	1717.84	10月13日	1717.84	2019/10/13
非出水期	11月	83.44	11月20日	68.52	11月6日	45.09	11月26日	40.59	11月2日	46.27	11月19日	70.03	11月11日	53.68	11月1日	20.31	11月7日	68.54	11月24日	83.44	2011/11/20
	12月	36.53	12月4日	59.35	12月31日	46.12	12月20日	91.98	12月21日	129.45	12月11日	53.39	12月14日	24.93	12月25日	11.88	12月12日	19.38	12月3日	129.45	2015/12/11
出水期最大		1613.07	9月22日	710.23	6月20日	655.11	9月16日	729.09	10月14日	841.9	7月16日	542.6	8月23日	955.77	10月23日	388.06	10月1日	1717.84	10月13日		
非出水期最大		224.73	4月24日	613.53	5月4日	177.41	4月7日	371.7	4月4日	163.84	3月10日	70.03	11月11日	147.05	5月13日	454.68	3月9日	338.57	5月21日		

H23台風15号　　R1台風19号

非出水期11.1～5.31

出水期	5年1位	2019/10/13 2:00	1717.8	10年2位	2011/9/22 2:00	1613.07
非出水期	5年1位	2018/3/9 13:00	454.68	10年2位	2018/3/9 13:00	454.68

・既往最大流量

出水期	2019/10/13 2:00	1717.8
非出水期	2012/5/4 4:00	613.53

仮締切設置基準（案）の改定について

平成26年12月11日

１　目　　的

河川区域及びその周辺で行われる工事において、その施工期間中における治水上の安全を確保するため、仮締切を設置する場合の基準を定めるものである。

また、出水期（融雪出水等のある地方ではその期間を含む）においては河道内の工事を行わないものとする。但し、施工期間等からやむを得ないと認められる場合は、治水上の安全を十分確保して実施するものとする。

＊ここでいう治水上の安全を確保すべき対象は、堤内地及び既存の河川管理施設等のことである。

２　適用範囲

この基準は河川区域内及びその周辺で行われる工事に伴い設置する河川堤防にかわる仮締切に適用する。

３　仮締切の設置

河川堤防にかかる仮締切は次の各号の一つに該当する場合に必ず設置するものとする。但し、堤防開削によって洪水または高潮被害の発生する危険が全く無い場合は除く。

（１）　河川堤防を全面開削する場合

（２）　河川堤防を部分開削するもののうち、堤防の機能が相当に低下する場合

※堤防の機能が相当に低下する場合とは設計対照水位（後述）に対して、必要な堤防断面が確保されていない場合をいう。

４　仮締切の構造

４－１　構造形式

（１）　堤防開削を行う場合

既設堤防と同等以上の治水の安全度を有する構造でなければならない。特に出水期間における仮締切は鋼矢板二重式工法によることを原則とし、地質等のために同工法によりがたい場合は、これと同等の安全度を有する構造とする。

なお、土堤による仮締切の場合は法覆工等による十分な補強を施し、かつ川裏に設けるものとする。但し、河状等から判断して流下能力を阻害しない場合であって、流勢を受けない箇所についてはこの限りではない。

異常出水等、設計対象水位を超過する出水に対しては、堤内地の状況等を踏まえ、応急対策を考慮した仮締切構造を検討する。

部分開削の場合は、仮締切の設置の他、設計対象水位に対して必要な堤防断面を確保する措置によることができる。

※ここでいう出水への対策とは、台風の接近などによる河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうなど設置する対策をいう。

※設計対象水位（後述）

（２）　堤防開削を行わない場合

流水の通常の作用に対して十分安全な構造とすると共に、出水に伴い周辺の河川管理施設等に影響を及ぼさない構造とする。

４－２　設計対象水位

（１）　堤防開削を伴う場合

①　出水期においては計画高水位(高潮区間にあたっては計画高潮位)とする。

②　非出水期においては非出水期間の既往最高水位または既往最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。但し、当該河川の特性や近年の出水傾向等を考慮して変更することができる。

なお､既往水文資料の乏しい河川においては､近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

③　出水期、非出水期に係わらず、既設堤防高が①②より求められる水位より低い場合は、既設堤防高とすることができる。

（２）　堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去５ヶ年間の時刻最大水位を目安とする。但し、当該水位が５ヶ年間で異常出水と判断される場合は、過去10ヶ年の２位の水位を採用することができるものとする。

なお､既往水文資料の乏しい河川においては､近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

４－３　高　　さ

（１）　堤防開削を伴う場合

①　出水期においては既設堤防高以上とする。

②　非出水期においては設計対象水位相当流量に余裕高（河川管理施設等構造令第20条に定める値）を加えた高さ以上とし、背後地の状況、出水時の応急対策等を考慮して決定するものとする。但し、既設堤防高がこれより低くなる場合は既設堤防高とすることができる。

＊ここでいう出水時の応急対策とは、台風接近時などに河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうを設置するなどの対策をいう。

（２）　堤防開削を伴わない場合

出水期､非出水期を問わず４－２(２)で定めた設計対象水位とする｡但し、波浪等の影響等これによりがたい場合は、必要な高さとすることができる。

なお、本基準の目的に鑑み、上記により求めた高さを上回らない範囲で別途定めることができる。

４－４　天 端 幅

（１）　堤防開削を伴う場合

仮締切の天端幅は河川管理施設等構造令第21条に定める値以上とする。但し、鋼矢板式工法による場合は大河川に於いては５ｍ程度、その他の河川に於いては３ｍ程度以上とするものとし、安定計算により決定するものとする。

（２）　堤防開削を伴わない場合

構造の安定上必要な値以上とするものとする。

４－５　平面形状

仮締切の平面形状は流水の状況、流下能力等にできるだけ支障を及ぼさないものとする。

４－６　取付位置

（１）　河川堤防にかわる仮締切

堤防開削天端（ａ－ａ’）より仮締切内側迄の長さ（Ｂ）は、既設堤防天端巾または、仮締切堤の天端巾（Ａ）のいずれか大きい方以上とする。

＊仮締切の現況堤防との接続は矢板を現況堤防に嵌入させてもよい。但し嵌入させた場合は後述する**７堤体の復旧**に従って矢板の引き抜きによる堤体のゆるみ及び基礎地盤のゆるみに対する補強対策を行うものとする。

５　流下能力の確保と周辺河川管理施設等への影響

５－１　堤防開削を伴う場合

（１）　出 水 期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力が確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

（２）　非出水期

仮締切設置後の断面で４－２（１）②で定める仮締切設計対象水位時の洪水流量に対する流下能力が一連区間において確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

５－２　堤防開削を伴わない場合

（１）　出 水 期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力を確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策工を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

（２）　非出水期

仮締切設置後の断面で非出水期期間中の最大流量に対する流下能力を一連区間において確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

＊流下能力の算定は不等流計算等により行うことができる。

＊出水の状況によっては仮締切周辺の河川管理施設等に被害を生じる場合があるため、必要に応じて対策を施す。

＊堤内地盤高が各々の場合で想定される水位以上である場合はこの限りではない。

６　補　　強

川表側の仮締切前面の河床及び仮締切取付部の上下流概ねＤ＝２Ａの長さの法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇篭等で補強するものとする。

また、仮締切を川裏に設置する場合には、堤防開削部の法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇篭等により補強するものとする。

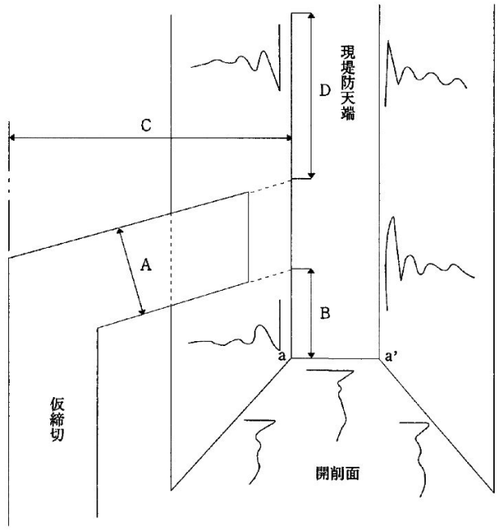
７　堤体の復旧

仮締切撤去後の堤体部は表土１ｍ程度を良質土により置き換え、十分に締固め復旧すると共に、必要に応じて堤防及び基礎地盤の復旧も行うものとする。

なお、水衝部では川表側の法面は、ブロック張等で法覆を施すものとする。

８　そ の 他

この基準は、一般的基準を示したもので、異常出水や背後地の著しい変化等により、これによることが適当でない場合には治水上の安全を十分考慮し、別途措置するものとする。



13.2 施工時水位の算定

(1)設計条件

①水位算定方法：不等流計算により流量を算定する。

不等流計算は上下流約 1km の範囲（102.4k～104.4k）で計算する。

②河 川 断 面：直轄河川阿武隈水系阿武隈川管理基横断図による(図-13.2.2～図-13.2.6 参照)。

③勾　　配：I＝ 1/690（図-13.2.1 参照）

平成 25 年度阿武隈川上流縦断測量図より,計画高水位の縦断勾配を採用する。

④粗 度 係 数：n＝ 0.035

第6章　粗度係数及び水位計算

	河川や水路の状況	マニングのnの範囲
人工水路・改修河川	コンクリート人工水路	0.014～0.020
	スパイラル半管水路	0.021～0.030
	両岸石張小水路（泥土床）	0.025（平均値）
	岩盤掘放し	0.035～0.05
	岩盤整正	0.025～0.04
	粘土性河床，洗掘のない程度の流速	0.016～0.022
	砂質ローム，粘土質ローム	0.020（平均値）
	ドラグライン掘しゅんせつ，雑草少	0.025～0.033
自然河川	平野の小流路，雑草なし	0.025～0.033
	平野の小流路，雑草，灌木有	0.030～0.040
	平野の小流路，雑草多，礫河床	0.040～0.055
	山地流路，砂利，玉石	0.030～0.050
	山地流路，玉石，大玉石	0.040　以上
	大流路，粘土，砂質床，蛇行少	0.018～0.035
	大流路，礫河床	0.025～0.040

0.030～0.040 の平均値＝0.035

「旧砂防基準調査編」より抜粋

⑤対象流量：表-13.2.1 による。

表-13.2.1　施工時対象流量

	Q(m3/s)	日　時	備 考
非出水期における既往最大 【橋台施工：堤防開削時】	614	2012.5.4	
非出水期における過去 5 ヶ年 【橋脚施工：堤防開削無】	455	2018.3.9	
出水期既往最大 【通年施工】	1718	2019.10.13	

⑥検討ケース

施工時水位は，下部工施工の手順に沿って，工種毎に算定する。

表-13.2.2　検討ケース

検討ケース	工事対象	対象流量 Q (m^3/s)	堤防開削の有無	阻害となる仮設構造物物	備　考
ケース 1	新設 P2，A2	614	有	仮設鋼矢板土留	
ケース 2	新設 A1,P1	614	有	仮設鋼矢板土留，仮桟橋	
ケース 3	上部架設	455	無	鋼ベント，仮桟橋	
ケース 4	新橋完成	1718	無	-	
ケース 5	旧橋撤去	455	無	仮設鋼矢板土留，仮桟橋	

⑦仮設鋼矢板土留

・橋脚新設，撤去時は仮設鋼矢板土留とする。

・仮設鋼矢板土留の天端高は，設計対象水位に余裕高を加えた高さとし，堰上げの影響を考慮した高さとする。

・仮設鋼矢板土留の区間は無効河積とする。

⑧仮桟橋

・桁下高は，各施工時の設計対象水位に余裕高を加えた高さを確保する。

・河川横断方向の支持杭間隔は，非出水期の設計対象流量に対する径間長以上を確保する。

・ただし，上記径間長を確保できない区間は，**無効河積**とする。

⇒下部工・上部工用仮桟橋：対象流量 Q=614m^3/s⇒径間長 15m 以上確保

⇒旧橋撤去用仮桟橋：対象流量 Q=455m^3/s⇒径間長 12.5m 以上確保

2.　次の各号の一に該当する橋（建設省令で定める主要な公共施設に係るものを除く。）の径間長は，河川管理上著しい支障を及ぼすおそれがないと認められるときは，前項の規定にかかわらず，当該各号に掲げる値以上とすることができる。

一　計画高水流量が 1 秒間につき 500 立方メートル未満で川幅が 30 メートル未満の河川に設ける橋　12.5 メートル

二　計画高水流量が 1 秒間につき 500 立方メートル未満で川幅が 30 メートル以上の河川に設ける橋　15 メートル

三　計画高水流量が 1 秒間につき 500 立方メートル以上 2 000 立方メートル未満の河川に設ける橋　20 メートル

河川管理施設等構造令 第 63 条 2

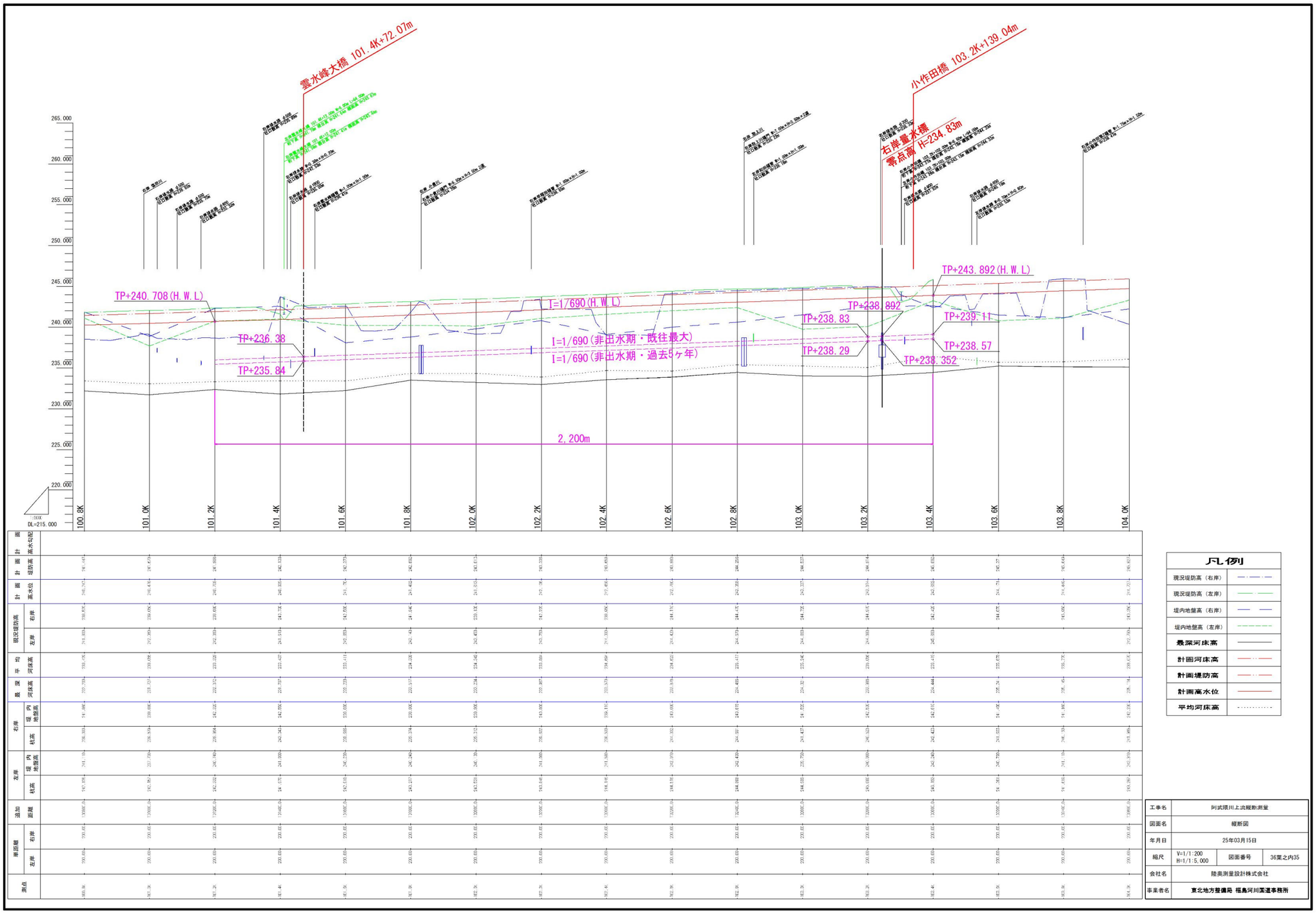
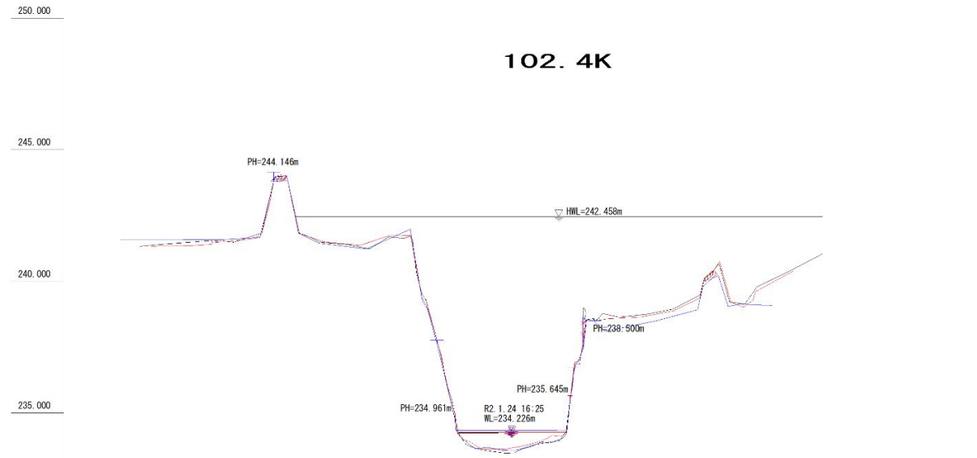
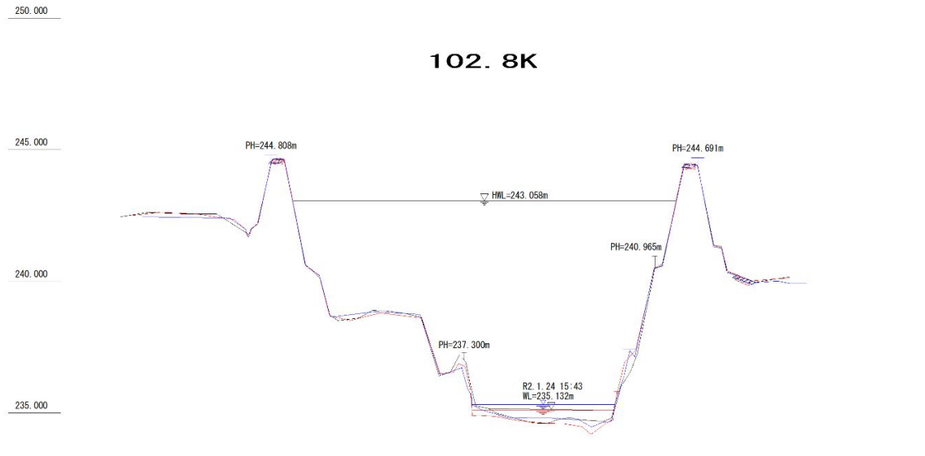

雲水峰大橋 101.4K+72.07m
小作田橋 103.2K+139.04m
右岸量水標
零点高 H=234.83m
TP+240.708(H.W.L)
TP+243.892(H.W.L)
I=1/690(H.W.L)
I=1/690(非出水期・既往最大)
I=1/690(非出水期・過去5ヶ年)
TP+236.38
TP+235.84
TP+238.892
TP+238.83
TP+239.11
TP+238.29
TP+238.57
TP+238.352
2,200m
265.000
260.000
255.000
250.000
245.000
240.000
235.000
230.000
225.000
220.000
1:000X
DL=215.000
100.0K
101.0K
101.2K
101.4K
101.6K
101.8K
102.0K
102.2K
102.4K
102.6K
102.8K
103.0K
103.2K
103.4K
103.6K
103.8K
104.0K
凡例
現況堤防高（右岸）
現況堤防高（左岸）
堤内地盤高（右岸）
堤内地盤高（左岸）
最深河床高
計画河床高
計画堤防高
計画高水位
平均河床高
工事名 阿武隈川上流報助測量
図面名 縦断図
年月日 25年03月15日
縮尺 V=1/1:200 H=1/1:5,000
図面番号 36葉之内35
会社名 陸奥測量設計株式会社
事業者名 東北地方整備局 福島河川国道事務所

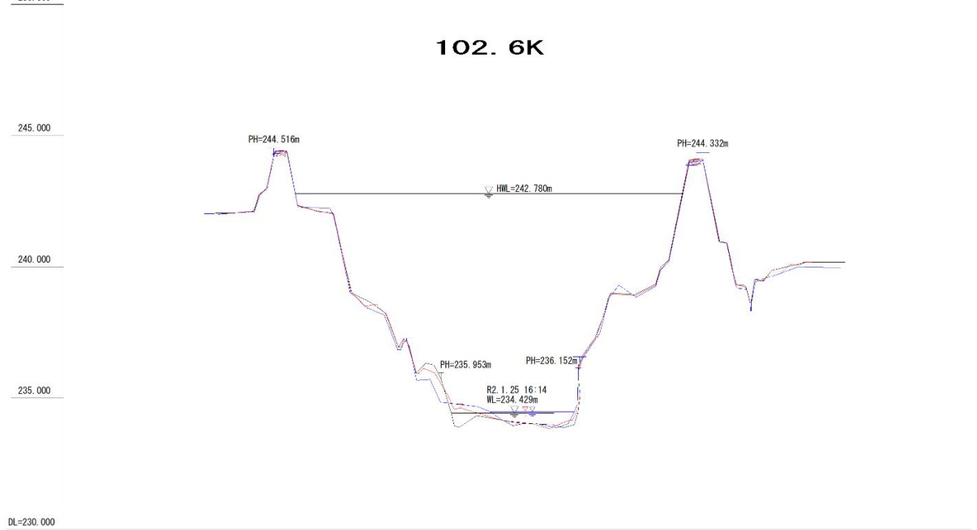
図-13.2.1 河川縦断図



距離	-50.897	-44.813	-23.991	-23.258	-22.346	-15.291	-4.628	0.000	0.695	4.927	8.744	10.744	17.997	27.075	36.425	45.035	46.939	51.803	54.202	56.653	58.778	63.778	67.077	68.464	69.554	74.130	76.130	82.743	84.074	94.590	101.926	110.119	111.473	112.099	114.417	117.496	118.845	121.091	122.091	123.672	131.375	138.731	151.731	162.759	163.759	164.190	166.914	179.163	179.163	197.391	208.799
地盤高	241.330	241.391	241.542	241.529	241.598	241.479	241.844	243.836	243.874	243.879	243.832	241.844	241.464	241.404	241.229	241.660	241.630	241.727	241.454	240.554	239.488	237.152	236.155	235.606	235.011	234.519	234.524	233.674	233.536	233.466	233.697	233.883	234.035	234.545	234.661	235.179	235.463	236.912	237.544	237.544	238.646	238.714	238.500	238.194	238.548	238.842	239.457	240.119	240.380	240.514	240.130	239.744	240.441	241.043



距離	-57.451	-46.613	-32.721	-20.662	-8.467	-3.215	0.000	0.621	4.514	12.443	16.727	22.417	25.497	33.428	38.625	43.659	51.395	57.110	61.340	64.440	68.105	70.483	71.483	74.253	77.456	81.253	85.066	93.223	96.113	101.517	105.498	108.499	116.741	122.429	126.543	129.534	130.624	135.083	136.909	137.246	146.022	157.510	157.682	161.623	164.511	165.511	173.394	173.547	184.425	197.305
地盤高	242.451	242.618	242.560	242.561	241.781	242.199	244.488	244.614	244.614	244.381	240.644	240.110	239.710	238.507	238.604	238.886	238.771	238.636	238.616	238.451	238.530	238.188	237.020	236.844	235.352	235.170	234.989	234.781	234.641	234.610	234.704	234.625	234.762	234.704	234.690	235.353	235.083	236.095	236.099	236.245	236.455	244.391	244.432	244.449	244.447	241.362	241.322	240.556	240.237	239.966	240.168



距離	-22.346	-15.345	-7.618	-2.602	0.000	4.604	8.747	10.747	18.610	22.462	29.597	36.677	42.640	47.433	51.379	54.171	57.787	60.691	63.695	67.518	70.462	73.446	77.181	88.375	97.920	108.123	110.176	113.241	115.641	116.660	117.707	120.763	123.767	125.532	127.349	129.335	132.335	137.080	141.731	145.219	147.838	150.003	152.445	155.734	158.796	161.460	165.429	169.457	175.467	178.483	179.500	180.279	181.279	181.579	182.614	183.467	184.429	185.457	202.457	217.467
地盤高	242.049	242.048	242.118	242.181	242.088	244.416	244.409	244.338	244.336	242.111	242.043	238.977	238.620	236.923	237.031	237.028	236.252	236.251	235.773	234.436	233.892	234.343	234.140	234.034	233.994	233.883	233.797	234.422	235.122	235.889	236.002	236.089	236.235	236.138	236.815	236.818	236.936	239.985	242.838	244.097	244.117	240.962	239.889	239.387	239.733	239.178	238.614	238.314	238.614	239.147	239.470	240.197	240.179

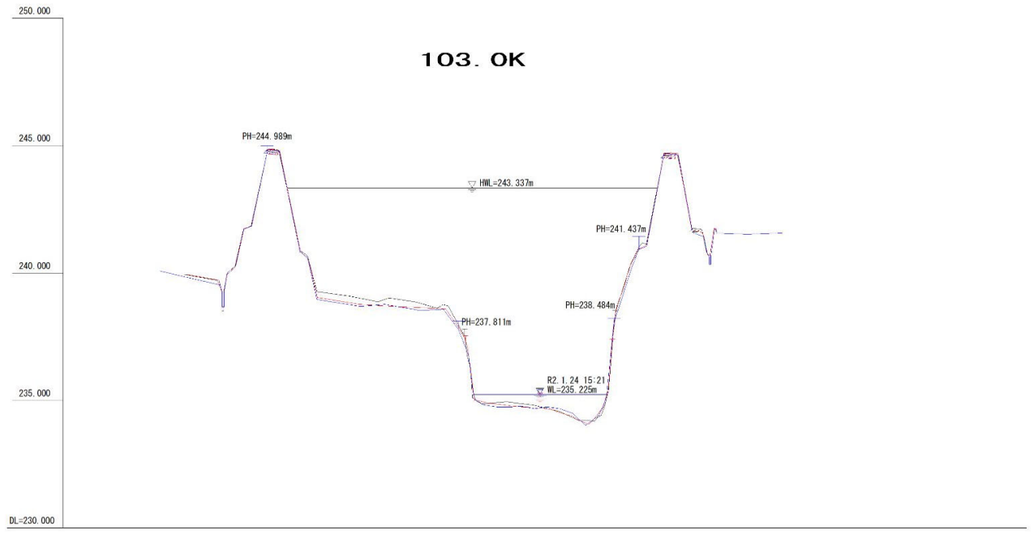
凡　例

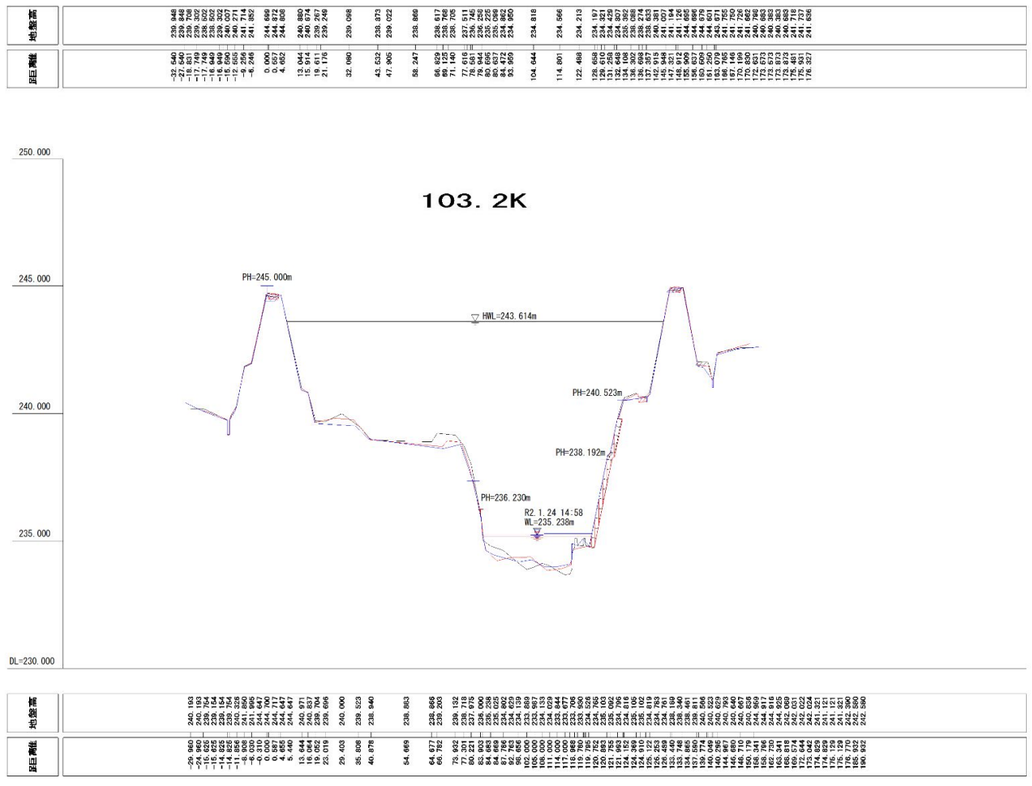
平成23年度（平成24年3月）	
平成27年度（平成28年3月）	
令和元年度（令和2年4月）	

阿武隈川　102.4k, 102.6k, 102.8k　河床変動図（測地成果2011）

工事名	阿武隈川上流伏黒・郡山地区定期横断測量		
図　名	横断図		
年月日	令和 2 年 4 月 15 日		
縮　尺	V=1:100 H=1:1000	図面番号	83 葉之内 70
会社名	陸奥テックコンサルタント株式会社		
事業者名	東北地方整備局　福島河川国道事務事務所		

図-13.2.2 河川横断図（河床変動図）



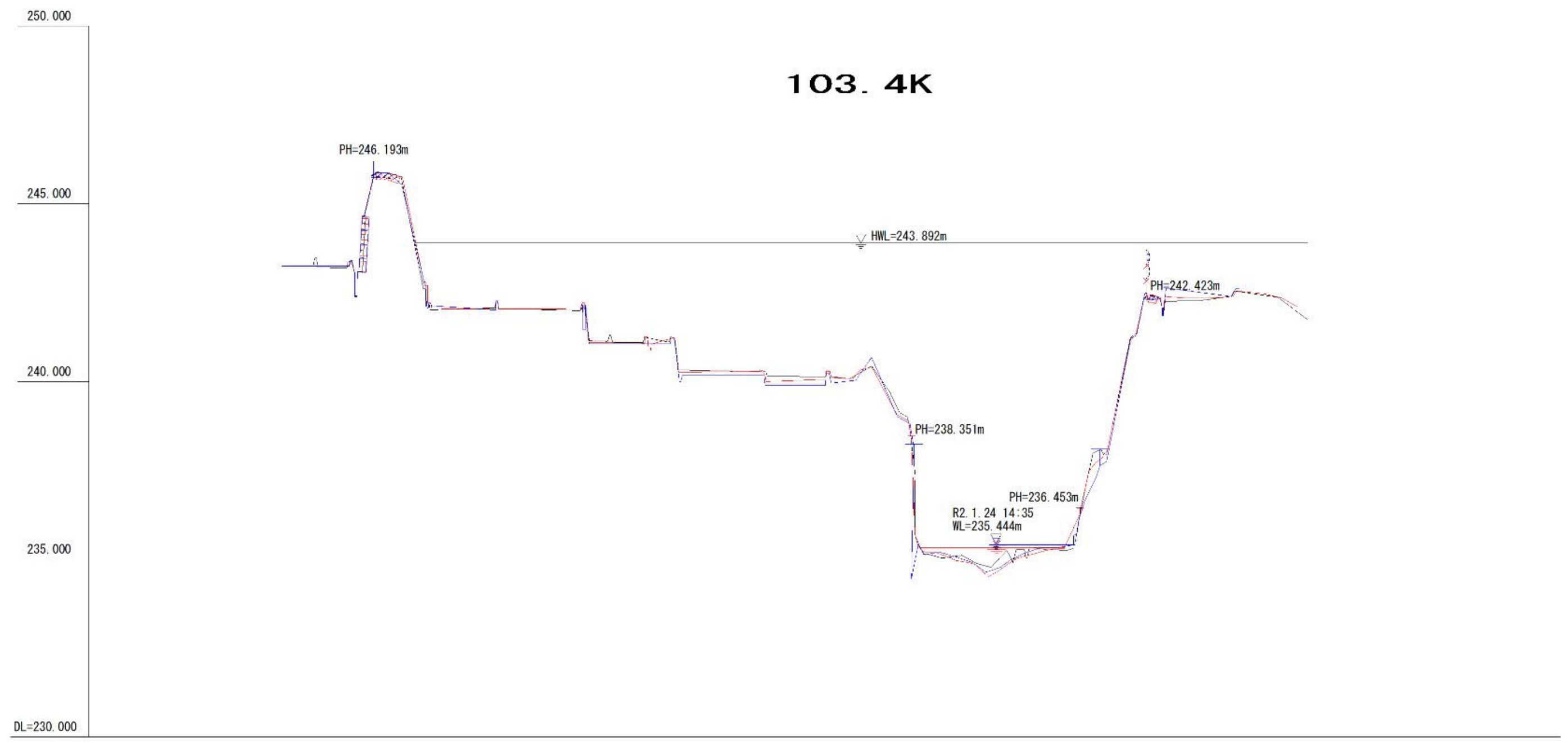


凡　例	
平成23年度（平成24年3月）	
平成27年度（平成28年3月）	
令和元年度（令和2年4月）	

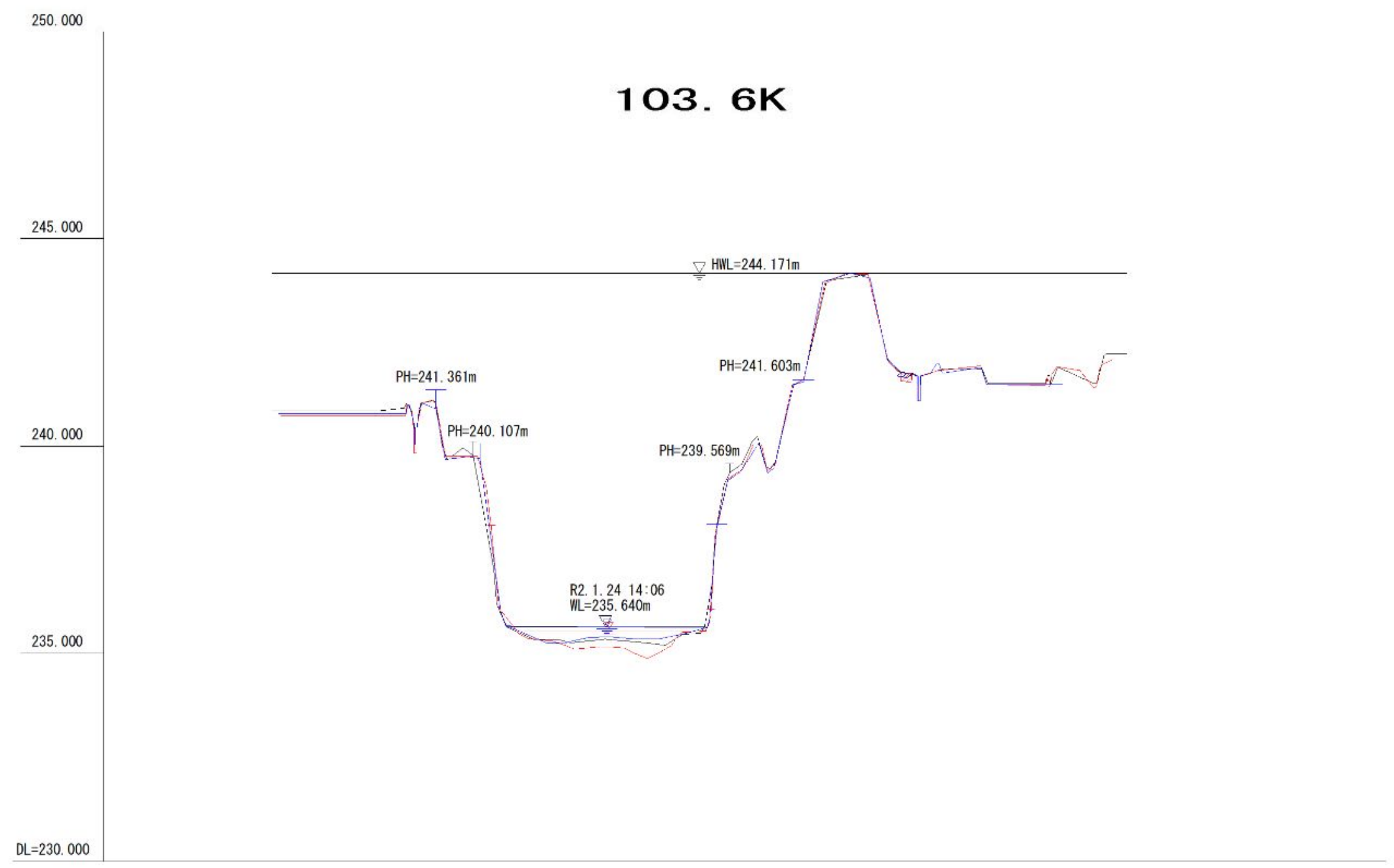
阿武隈川　103. 0k, 103. 2k　　河床変動図（測地成果2011）

工事名	阿武隈川上流伏黒・都山地区定期横断測量		
図　名	横断図		
年月日	令和 2 年 4 月 15 日		
縮　尺	V=1:100 H=1:1000	図面番号	83 葉之内 7i
会社名	陸奥テックコンサルタント株式会社		
事業者名	東北地方整備局　福島河川国道事務事務所		

図-13.2.3 河川横断図（河床変動図）



距離	地盤高
-26.527	243.279
-16.938	243.288
-16.490	243.478
-16.063	243.468
-15.676	243.212
-7.551	243.191
-7.277	243.359
-6.341	243.393
-5.386	243.087
-5.386	242.407
-4.706	242.407
-4.706	243.087
-4.176	243.094
-3.209	244.658
-2.712	244.646
0.000	245.803
0.811	245.895
6.990	245.799
7.695	245.751
13.932	242.605
14.607	242.605
14.696	242.094
14.817	242.117
14.919	242.259
15.507	242.229
15.815	242.012
34.017	242.068
34.376	242.244
34.910	242.206
35.179	242.055
58.038	241.987
58.404	242.162
59.302	242.064
60.585	241.147
65.742	241.127
66.397	241.322
66.704	241.273
67.154	241.103
75.765	241.100
76.086	241.274
76.550	241.236
83.019	241.105
83.469	241.252
84.599	241.197
85.657	240.325
108.297	240.273
108.564	240.330
110.226	240.271
110.545	240.151
126.940	240.129
127.290	240.293
127.975	240.297
128.568	240.133
133.693	240.076
139.877	240.434
145.079	239.691
147.708	239.127
149.868	239.002
150.550	238.755
151.208	238.211
152.095	235.692
152.165	237.387
152.153	237.191
153.056	235.444
154.476	236.142
156.376	235.127
159.792	235.029
163.097	235.073
165.266	235.108
169.372	234.884
173.458	234.769
177.862	235.246
178.712	235.098
179.628	234.903
180.584	235.268
182.863	235.268
183.246	235.031
183.635	235.020
184.309	235.336
189.023	235.270
194.925	235.249
196.629	235.303
196.797	235.675
197.572	235.709
198.515	236.313
199.239	236.670
202.122	237.983
204.423	238.095
205.086	237.936
206.220	238.083
212.638	241.216
214.349	241.364
216.663	242.475
217.054	242.496
217.390	242.422
217.580	242.423
220.440	242.396
221.050	242.292
221.676	242.043
221.676	241.868
221.926	241.868
222.398	242.259
231.777	242.269
241.040	242.397
241.742	242.548
254.114	242.368
262.442	241.736



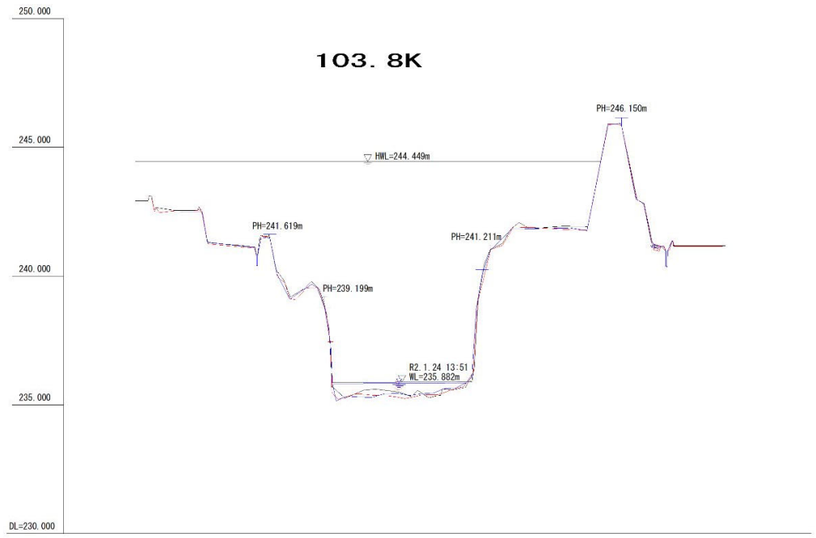
距離	地盤高
-39.500	240.843
-14.500	240.843
-7.683	240.917
-7.206	241.027
-5.856	240.861
-6.282	240.430
-5.282	239.830
-4.682	239.830
-4.682	240.430
-3.663	241.035
-0.430	241.103
0.000	240.991
1.485	240.011
2.738	239.672
6.476	239.959
8.931	239.777
12.195	237.990
13.899	237.008
14.634	236.183
16.902	235.640
23.781	235.330
29.416	235.335
32.419	235.253
40.724	235.341
49.331	235.264
55.231	235.199
59.274	235.458
59.282	235.457
63.732	235.491
64.731	235.639
66.493	236.691
67.244	237.861
69.352	239.048
70.713	239.349
73.607	239.549
76.195	240.117
77.413	240.231
79.524	239.474
80.455	239.449
81.702	239.594
85.775	241.471
88.503	241.603
94.093	243.992
104.054	244.135
108.746	242.115
111.237	241.818
112.131	241.780
114.715	241.755
116.010	241.690
116.010	241.090
116.610	241.090
116.610	241.690
122.538	241.874
129.764	241.863
131.535	241.849
132.902	241.514
137.902	241.514
146.962	241.518
147.327	241.709
147.678	241.698
147.961	241.495
148.154	241.519
149.757	241.905
158.366	241.517
159.239	241.529
160.801	242.173
161.397	242.230
166.397	242.230

凡例	
平成23年度（平成24年3月）	[blue line]
平成27年度（平成28年3月）	[red line]
令和元年度（令和2年4月）	[thin line]

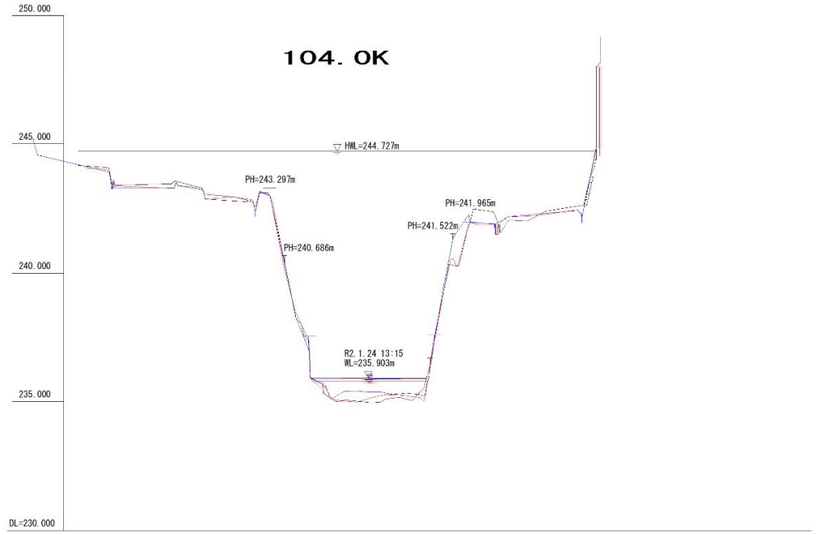
阿武隈川　103.4k,103.6k　　河床変動図（測地成果2011）

工事名	阿武隈川上流伏黒・郡山地区定期横断測量		
図　名	横断図		
年月日	令和 2 年　4 月 15 日		
縮　尺	V=1:100 H=1:1000	図面番号	83 葉之内 72
会社名	陸奥テックコンサルタント株式会社		
事業者名	東北地方整備局　福島河川国道事務事務所		

図-13.2.4 河川横断図（河床変動図）



地盤高	242.809 243.114 243.194 242.362 242.566 242.111 242.977 242.633 242.454 242.440 241.784 241.122 240.686 240.408 240.639 240.806 241.197 241.492 241.459 241.033 240.824 239.678 239.516 239.681 239.688 238.937 238.803 238.322 238.088 237.993 234.964 234.979 235.159 235.174 235.497	235.321 235.150 235.271 235.348 235.350 235.619 235.685 235.662 235.644 235.694 235.715 235.471 235.270 235.241 235.456 235.077 235.041	241.936 241.914 245.922 245.897 245.600 242.860 242.357 241.339 241.738 241.707 240.957 240.957 241.347 241.757 241.179
距離	-82.282 -77.282 -72.282 -67.282 -62.282 -57.282 -52.282 -47.282 -42.282 -37.282 -32.282 -27.282 -22.282 -17.282 -12.282 -7.282 -2.282 2.718 7.718 12.718 17.718 22.718 27.718 32.718 37.718 42.718 47.718 49.883 54.979 61.051 64.250 66.038 70.864 74.410 76.759 80.174 82.241 85.090 100.098	113.659	122.297 131.174 136.295 139.641 142.429 145.053 149.148 152.044 154.544 156.469 158.742 176.742



地盤高	244.177 244.080 243.931 243.324 243.610 243.672 243.409 242.469 243.671 243.269 243.025 243.000 242.948 242.899 242.582 242.554 242.191 242.977 240.346 238.193 238.004 237.956 237.900 235.903 235.662 235.322 235.088 234.964 234.979 235.159 235.174	235.041 235.233 235.510 235.423 235.454 241.302 241.335 242.271 242.995 242.387 241.855 241.859 241.799 241.790 241.490 241.790 241.885 241.581 241.695 242.017 242.409 242.745 243.469 244.827 247.984 248.185 248.215
距離	-38.019 -36.656 -35.401 -25.401 -19.156 -13.706 -8.656 -4.050 -2.656 0.000 5.703 10.183 11.683 13.229 15.465 20.772 25.267 38.897 42.583 45.231 50.022 55.202 56.611 62.186 67.186 70.864 74.410 77.123 79.841 85.761 88.033 88.673 89.038 89.083 89.123 89.466 90.016 105.582 124.239 125.664 126.115 128.215	135.202

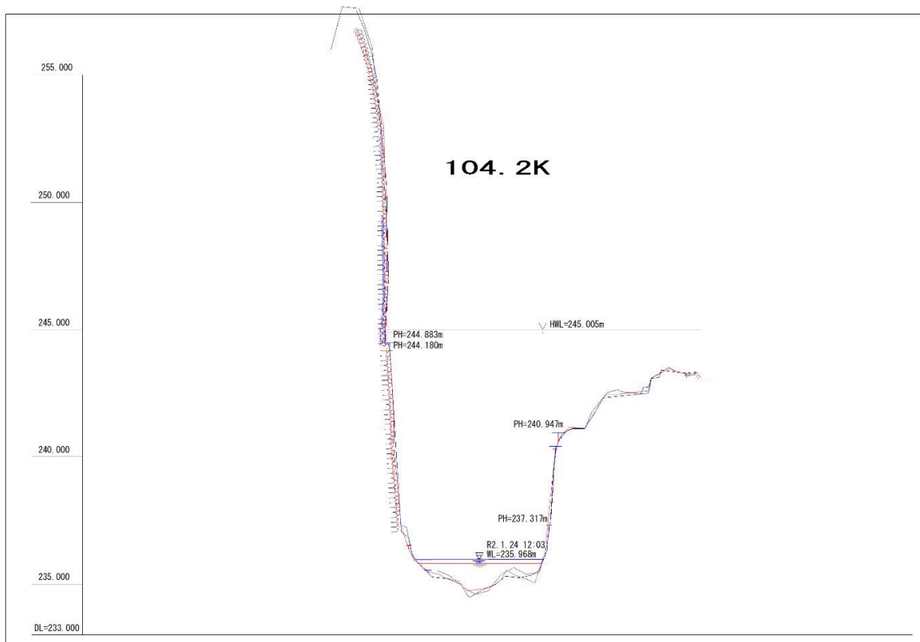
凡　例

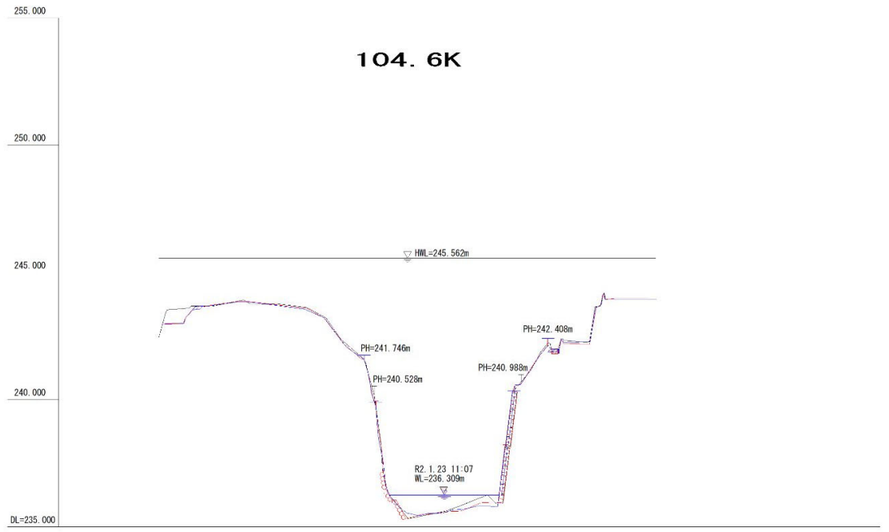
平成23年度（平成24年3月）	
平成27年度（平成28年3月）	
令和元年度（令和2年4月）	

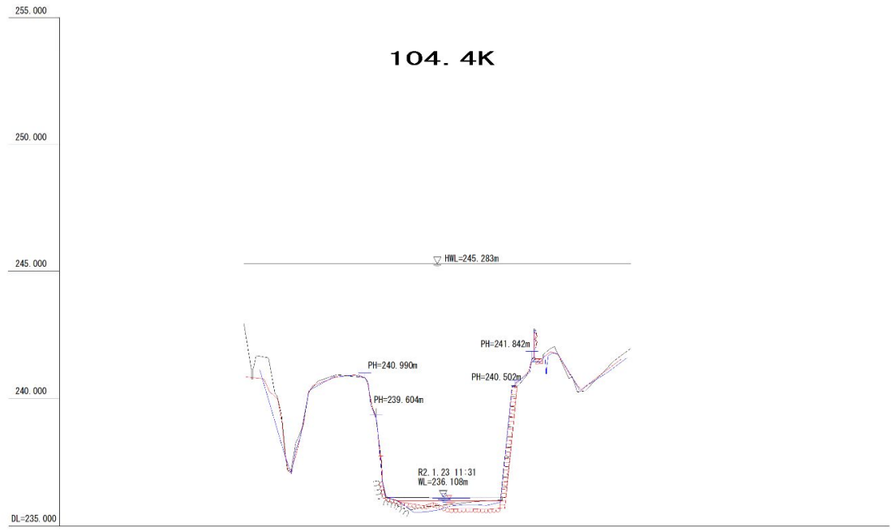
阿武隈川　103.8k,104.0k　　河床変動図（測地成果2011）

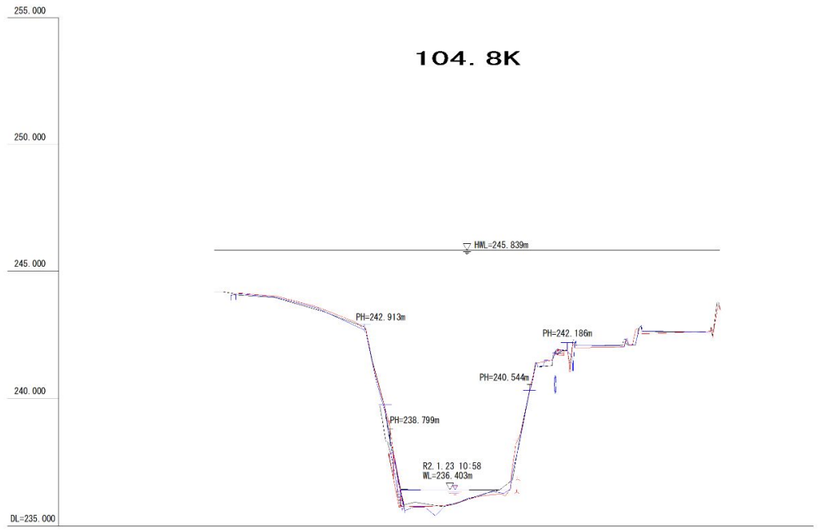
工事名	阿武隈川上流伏黒・郡山地区定期横断測量		
図　名	横断図		
年月日	令和 2 年 4 月 15 日		
縮　尺	V=1:100 H=1:1000	図面番号	83 葉之内 73
会社名	陸奥テックコンサルタント株式会社		
事業者名	東北地方整備局　福島河川国道事務事務所		

図-13.2.5 河川横断図（河床変動図）









凡　例	
平成23年度（平成24年3月）	
平成27年度（平成28年3月）	
令和元年度（令和2年4月）	

河床変動図
（測地成果2011）

阿武隈川　104.2k, 104.4k, 104.6k, 104.8k

工事名	阿武隈川上流伏黒・郡山地区定期横断測量		
図　名	横断図		
年月日	令和 2 年　4 月 15 日		
縮　尺	V=1:100 H=1:1000	図面番号	83 葉之内 74
会社名	睦美テックコンサルタント株式会社		
事業者名	東北地方整備局　福島河川国道事務事務所		

図-13.2.6 河川横断図（河床変動図）

14.　水理計算書

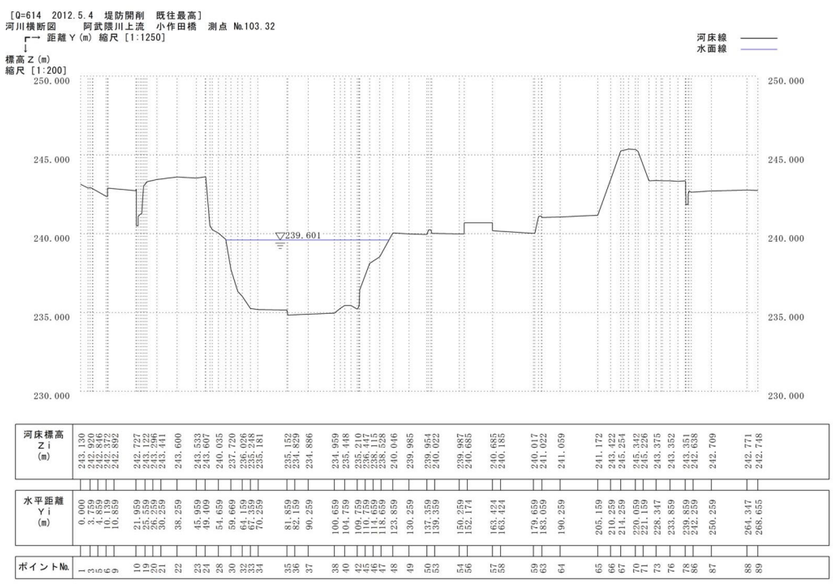
施工段階毎の設計対象水位と余裕高は表-14.1.1のとおりである。

表-14.1.1　施工時設計対象水位

検討ケース	工事対象	対象流量Q (m3/s)	施工時 設計対象水位 TP	余裕高 (m)
ケース1	新設P2，A2	614	▽239.601	1.0
ケース2	新設A1,P1	614	▽238.863	1.0
ケース3	上部架設	455	▽238.605	0.8
ケース4	新橋完成	1718	▽242.798	1.0
ケース5	旧橋撤去	455	▽238.824	0.8

不等流計算根拠は，図-14.1.1～図-14.1.3のとおりである。

ケース1　新設 P2,A2(Q=614m³/s)　⇒施工時水位▽239.601



ケース2　新設 A1,P1(Q=614m³/s)　⇒施工時水位▽238.863

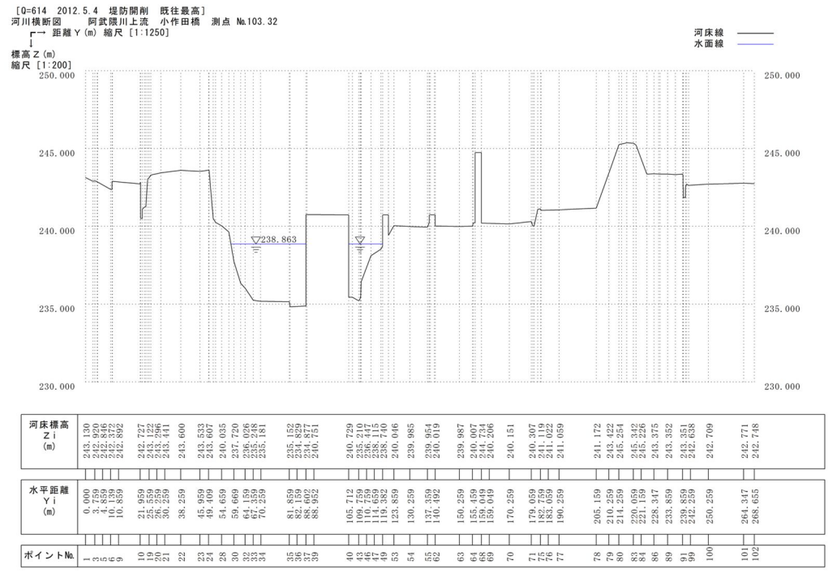
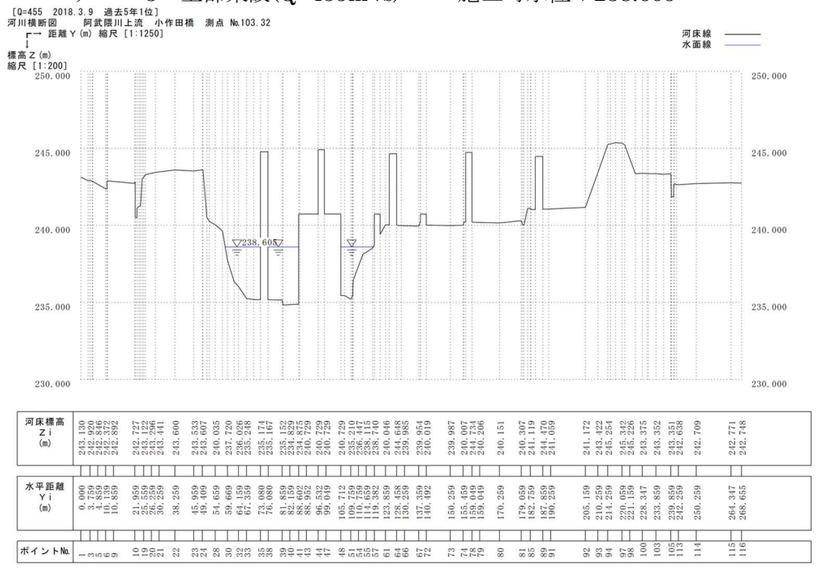
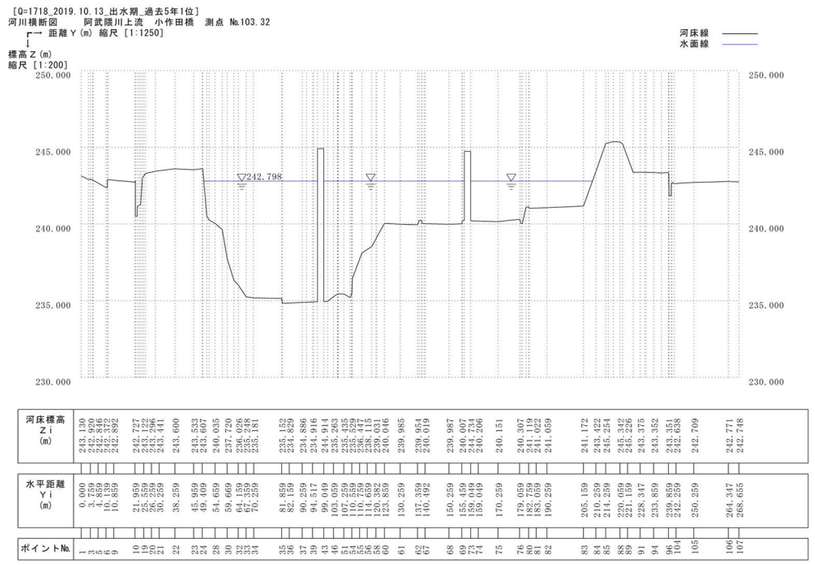


図-14.1.1 不等流計算結果

ケース 3　上部架設(Q=455m³/s)　⇒施工時水位▽238.605



ケース 4　新橋完成(Q=1718m³/s)　⇒施工時水位▽242.798



ケース 5　旧橋撤去(Q=455m³/s)　⇒施工時水位▽238.824



図-14.1.3 不等流計算結果

7.2 上部構造の計画

7.2.1 主桁本数

「土木設計マニュアル[橋梁編]」p4-7，p4-10より，3.0m以下として桁配置を設定する。床版支間長および床版張出し長から，4主桁と5主桁を比較検討する。

【第1案】：4主桁

【第2案】：5主桁

床版の最大支間　〈※出典：「土木設計マニュアル[橋梁編]」p4-10〉

2－2 鉄筋コンクリート床版の最大設計支間

鉄筋コンクリート床版の最大支間は3.0mとする。

＜道路橋示方書(H24.3)Ⅱ鋼橋編　9.2.3＞

鉄筋コンクリート床版の最大支間は3.0m以下とするが、床版コンクリートのひび割抑制の観点から、道示Ⅱ9.2.5 P272に示す床版最小全厚、及び「2－4　配筋、2－5　コンクリート及び鉄筋の許容応力度」に対して若干の余裕をもって満足する支間として2.8m以下とするのが良い。

床版張出し長　〈※出典：「土木設計マニュアル[橋梁編]」p4-7〉

1－4 曲線橋

曲線橋の主げた構造は、支間長および曲線半径により、適切な構造形式を選定するものとする。また、合成げたを曲線橋とする場合では、その中心角φは5°を超えてはならない。

(1) 平面線形が曲線の場合でも、できるだけ直線げた、または支点上での直線折れげたを採用するものとする。径間部および端部の車道部RC床版張出し長は、原則として図4－2－2のとおりとする。ただし、歩道部の張出し長は、2.0m程度までとしてもよいものとする。

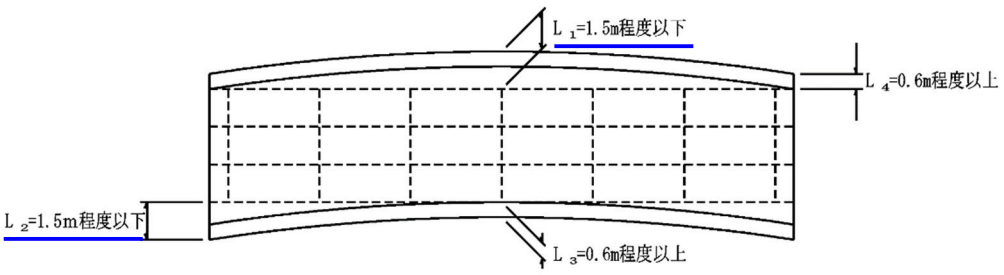


図4－2－2　曲線橋における床版張出し長（車道部）

「道示Ⅱ」p314～p316より，下記の式で算出される値とする。ただし，160mmを下回ってならない。

d = do x k1 x k2

ここで，

d ：床版厚(mm)（少数第1位を四捨五入する）

do ：床版の最小全厚(mm)（少数第1位を四捨五入し第1位まで求める）表-11.5.1

k1 ：大型の自動車の交通量による係数で，表-11.5.2による。

k2 ：床版を支持するけたの剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数

k2=0.9√(M/Mo)≧1.00

表-11.5.1 車道部分の床版の最小全厚 (mm)

版の区分	床版の支間方向	
	車両進行方向に直角	車両進行方向に直角
単 純 版	40L+110	65L+130
連 続 版	30L+110	50L+130
片 持 版	0<L≦0.25　280L+160	240L+130
	L>0.25　80L+210	

※L：床版支間

表-11.5.2 係数 k1

1方向当たりの大型車の計画交通量(台/日)	係数 k1
500 未満	1.10
500 以上 1,000 未満	1.15
1,000 以上 2,000 未満	1.20
2,000 以上	1.25

・4主桁　do = 30 x 3.00 + 110 = 200.0 mm

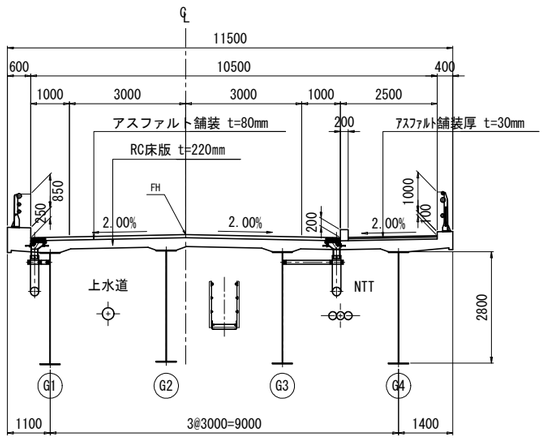
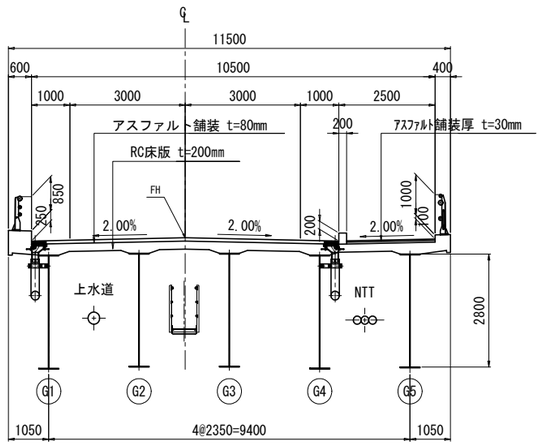
d = 200.0 x 1.10 = 220.0 mm ⇒ 220 mm

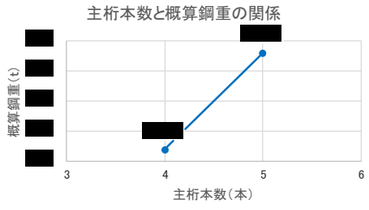
・5主桁　do = 30 x 2.35 + 110 = 180.5 mm

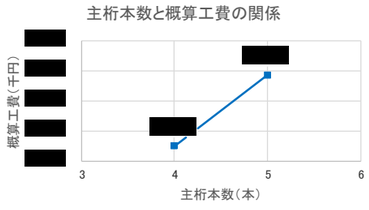
d = 180.5 x 1.10 = 198.6 mm ⇒ 200 mm

検討の結果，経済性に優れる**【第１案】：４主桁**を選定する。

表7.2.1　主桁本数の検討結果

項　目	第 1 案		第 2 案	
主桁本数	４主桁		５主桁	
断 面 図		
鉄筋コンクリート床版	**床版厚**　220 mm　，　ハンチ 80mm **主鉄筋**　[一般部] D-19 ctc 200/100 ，[桁端部] ブラケットなし **配力筋**　[必要鉄筋量] D-19 ctc 110/110		**床版厚**　200 mm　，　ハンチ 80mm **主鉄筋**　[一般部] D-19 ctc 250/125 ，[桁端部] ブラケットなし **配力筋**　[必要鉄筋量] D-19 ctc 125/125	
断面形状		支間中央　中間支点 U.FLG　520x32 (SMA490W)　520x41 (SMA490W-H) WEB　2768x14 (SMA490W)　2759x14 (SMA490W) L.FLG　520x39 (SMA490W)　520x59 (SMA490W-H)		支間中央　中間支点 U.FLG　520x25 (SMA490W)　520x32 (SMA490W) WEB　2775x14 (SMA490W)　2768x14 (SMA490W) L.FLG　520x31 (SMA490W)　520x47 (SMA490W-H)
上部工概算鋼重	主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t **合　計** [redacted] t　(1.000)		主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t **合　計** [redacted] t　(1.138)	
上部工概算工費	[redacted] 千円　(1.000)		[redacted] 千円　(1.083)	
評 価	・経済性に優れる	○		





7.2.2 主桁間隔

主桁本数の検討結果により選定した 4 主桁について，以下の 3 案を比較検討する。

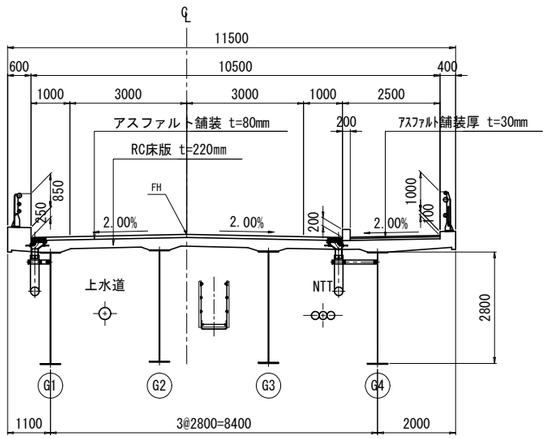
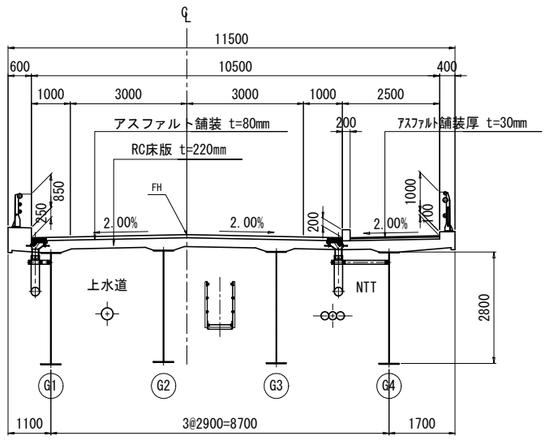
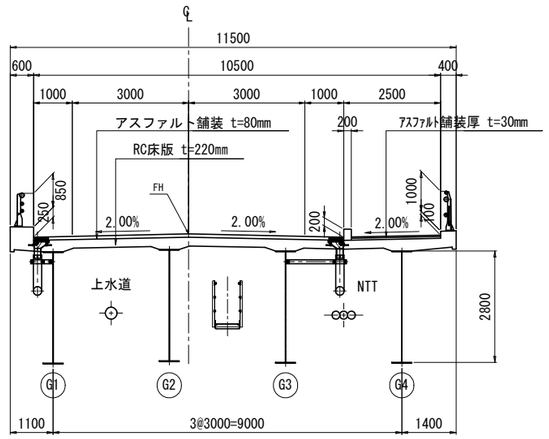
【第 1 案】：1100+3@2800+2000

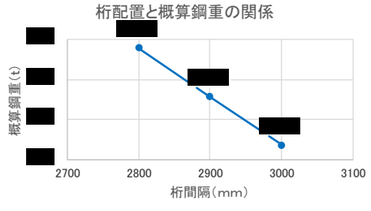
【第 2 案】：1100+3@2900+1700

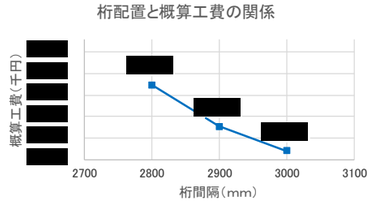
【第 3 案】：1100+3@3000+1400

検討の結果，経済性に優れる【第３案】：1100+3@3000+1400 を選定する。

表7.2.2桁配置の検討結果

項　目	第 1 案	第 2 案	第 3 案
桁配置	1100 + 3 @ 2800 + 2000	1100 + 3 @ 2900 + 1700	1100 + 3 @ 3000 + 1400
断 面 図			
鉄筋コンクリート床版	床版厚　220 mm　，　ハンチ 80mm 主鉄筋　[一般部] D-19 ctc 250/125 ，[桁端部] ブラケットなし 配力筋　[必要鉄筋量] D-19 ctc 110/110	床版厚　220 mm　，　ハンチ 80mm 主鉄筋　[一般部] D-19 ctc 250/125 ，[桁端部] ブラケットなし 配力筋　[必要鉄筋量] D-19 ctc 110/110	床版厚　220 mm　，　ハンチ 80mm 主鉄筋　[一般部] D-19 ctc 200/100 ，[桁端部] ブラケットなし 配力筋　[必要鉄筋量] D-19 ctc 110/110
断面形状	支間中央 / 中間支点 U.FLG 520x30 (SMA490W) / 520x52 (SMA490W-H) WEB 2770x14 (SMA490W) / 2748x14 (SMA490W) L.FLG 520x39 (SMA490W) / 520x72 (SMA490W-H)	支間中央 / 中間支点 U.FLG 520x31 (SMA490W) / 520x47 (SMA490W-H) WEB 2769x14 (SMA490W) / 2753x14 (SMA490W) L.FLG 520x38 (SMA490W) / 520x66 (SMA490W-H)	支間中央 / 中間支点 U.FLG 520x32 (SMA490W) / 520x41 (SMA490W-H) WEB 2768x14 (SMA490W) / 2759x14 (SMA490W) L.FLG 520x39 (SMA490W) / 520x59 (SMA490W-H)
上部工概算鋼重	主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t 合　計 [redacted] t　(1.001)	主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t 合　計 [redacted] t　(1.001)	主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t 合　計 [redacted] t　(1.000)
上部工概算工費	[redacted] 千円　(1.003)	[redacted] 千円　(1.001)	[redacted] 千円　(1.000)
評　価			・経済性に優れる　○





7.2.3 桁　高

1)検討する桁高の抽出

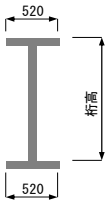
主桁本数の検討結果により選定した 4 主桁について，以下の 3 案を比較検討する。

【第 1 案】：桁高 2700mm

【第 2 案】：桁高 2800mm

【第 3 案】：桁高 2900mm

桁高支間比 1/16～1/22	平均支間長 （m）	桁高 （mm）	支間長/ 桁高(L)
第 1 案	56.000	2700	20.7
第 2 案		2800	20.0
第 3 案		2900	19.3



・桁高は，支間長に対し 1/16～1/22 程度を基本として検討を行う。

・桁高の抑えは，上フランジ上縁からウェブ下端までを一定とし，100 ㎜ラウンドとする。

・最小腹板厚は，水平補剛材段数を 1 段として算出する。

・部材長は，低床式セミトレーラーによる輸送を考慮して最大 9.8m とする。

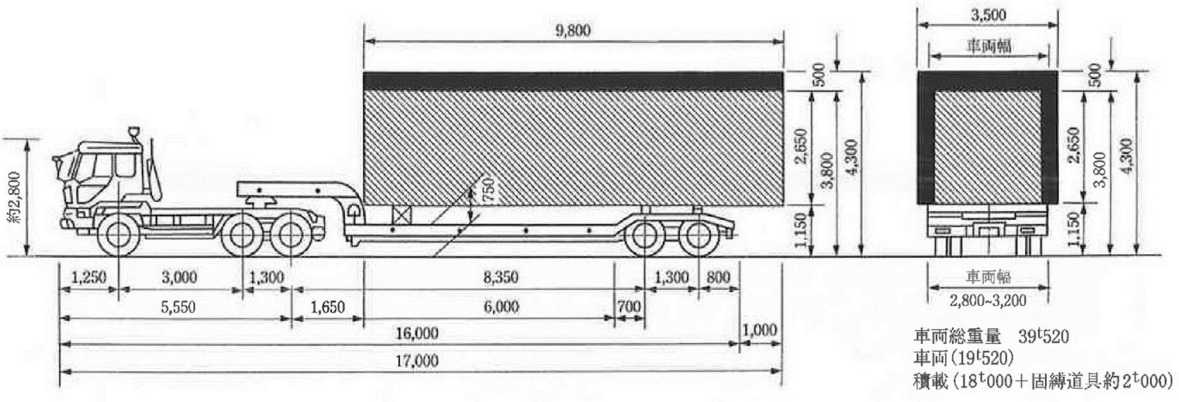
・鋼材厚が 41mm 以上の場合は，降伏点一定鋼を使用する。

・使用材料は，経済性に優れる SMA490W を基本とする。

表 1－9　構造形式と適用支間長(1)

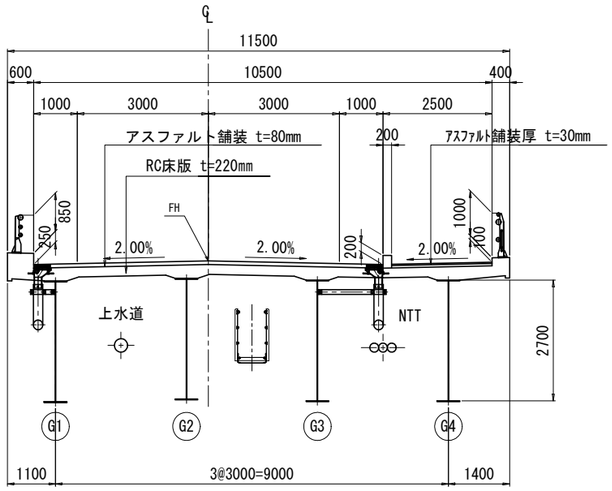
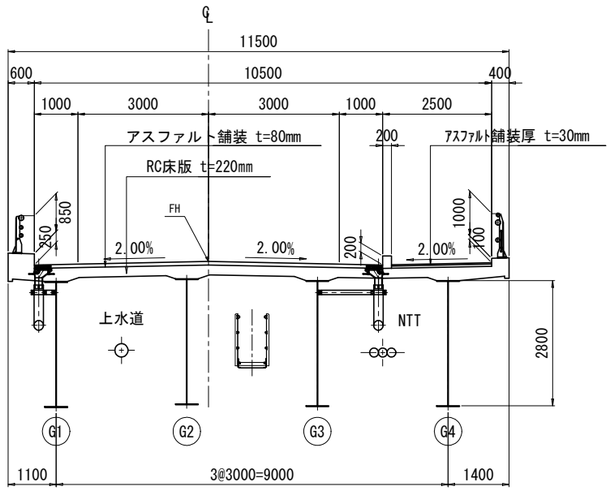
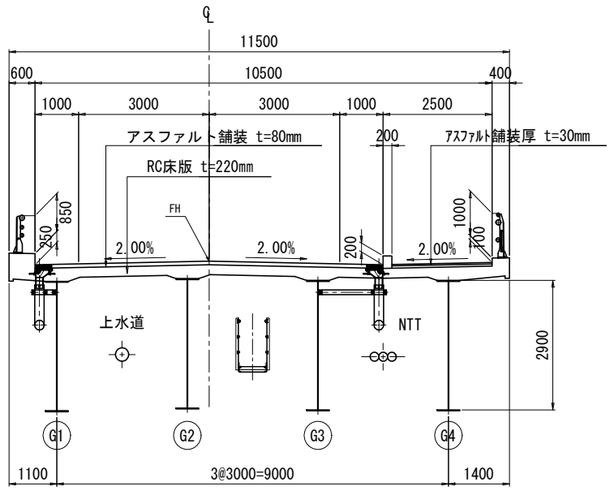
形式		適用支間(m) 20 40 60 80 100 150 200 250 300	実績最大支間(m)	桁高支間比	摘要
プレートガーダー橋	単純鋼合成H桁		25	h/L= 1/14～27	
	単純鋼Ⅰ桁		標準設計 44	1/15～20	
	単純鋼合成Ⅰ桁		60	1/16～21	
	単純鋼箱桁		70	1/18～25	
	単純鋼合成箱桁		75	1/19～26	
	連続鋼Ⅰ桁（多主桁）		65	1/16～22	
	連続鋼Ⅰ桁（少主桁）		少主桁 91	1/15～20	
	連続鋼箱桁		190	1/20～30	
	開断面箱桁				
	細幅箱桁				
	鋼床版桁橋		80		
	鋼床版箱桁橋		300	1/22～28	

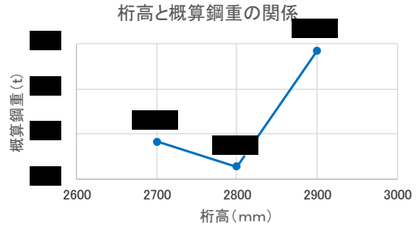
7）低床式セミトレーラ許可範囲（20トン積）

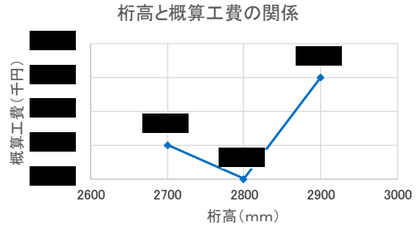


検討の結果，経済性に優れる【第2案】h=2800mmを採用する。

表7.2.3 桁高の検討結果

項　目	第 1 案	第 2 案	第 3 案
桁　高	2700 mm	2800 mm	2900 mm
断 面 図			
断面形状	支間中央 / 中間支点 U.FLG 520x34 (SMA490W) / 520x44 (SMA490W-H) WEB 2666x14 (SMA490W) / 2656x14 (SMA490W) L.FLG 520x42 (SMA490W-H) / 520x63 (SMA490W-H)	支間中央 / 中間支点 U.FLG 520x32 (SMA490W) / 520x41 (SMA490W-H) WEB 2768x14 (SMA490W) / 2759x14 (SMA490W) L.FLG 520x39 (SMA490W) / 520x59 (SMA490W-H)	支間中央 / 中間支点 U.FLG 520x29 (SMA490W) / 520x38 (SMA490W) WEB 2871x14 (SMA490W) / 2862x14 (SMA490W) L.FLG 520x36 (SMA490W) / 520x56 (SMA490W-H)
上部工概算鋼重	主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t 合　計 [redacted] t (1.001)	主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t 合　計 [redacted] t (1.000)	主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t 合　計 [redacted] t (1.006)
上部工概算工費	[redacted] 千円 (1.001)	[redacted] 千円 (1.000)	[redacted] 千円 (1.003)
評　価		・経済性に優れる ○	





7.2.4 フランジ幅

フランジ幅の検討結果は以下のとおりであり，経済性に優れる【第１案】を選定する。

表7.2.4　フランジ幅検討結果

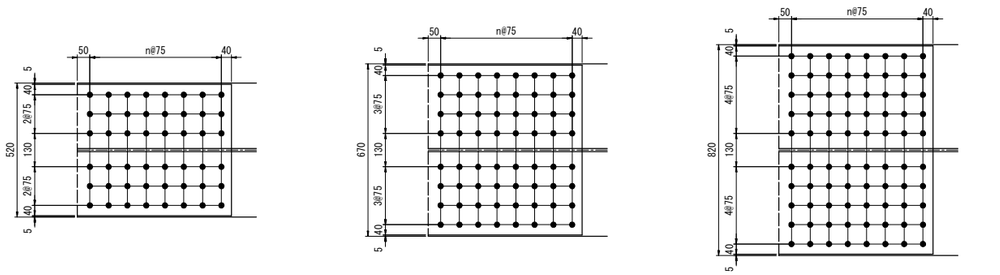
項　目	第 1 案		第 2 案		第 3 案	
フランジ幅	U.FLG 520mm ， L.FLG 520mm		U.FLG 520mm ， L.FLG 外桁 670mm ， 内桁 520mm		U.FLG 520mm ， L.FLG 670mm	
断面形状	支間中央 / 中間支点 U.FLG 520x32 (SMA490W) / 520x41 (SMA490W-H) WEB 2768x14 (SMA490W) / 2759x14 (SMA490W) L.FLG 520x39 (SMA490W) / 520x59 (SMA490W-H)		支間中央 / 中間支点 U.FLG 520x32 (SMA490W) / 520x42 (SMA490W-H) WEB 2768x14 (SMA490W) / 2758x14 (SMA490W) L.FLG 670x29 (SMA490W) / 670x41 (SMA490W-H)		支間中央 / 中間支点 U.FLG 520x32 (SMA490W) / 520x41 (SMA490W-H) WEB 2768x14 (SMA490W) / 2759x14 (SMA490W) L.FLG 670x29 (SMA490W) / 670x40 (SMA490W)	
上部工概算鋼重	主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t 合　計 [redacted] t (1.000)		主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t 合　計 [redacted] t (1.009)		主　桁 [redacted] t 横　桁 [redacted] t 対傾構 [redacted] t 下横構 [redacted] t ＴＣＢ [redacted] t 合　計 [redacted] t (1.031)	
上部工概算工費	[redacted] 千円 (1.000)		[redacted] 千円 (1.005)		[redacted] 千円 (1.017)	
最大ボルト列数	8　列		8　列		8　列	
最大首下長さ	140 ≦ 160　mm		125 ≦ 160　mm		120 ≦ 160　mm	
評　価	・経済性に優れる	○				

最小フランジ幅(腹板高の1/6以上程度)　2800/6=470

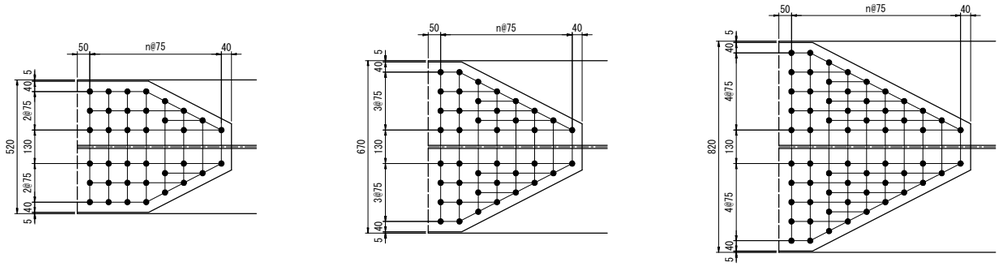
最大フランジ幅(腹板高の1/3以下程度)　2800/3=930

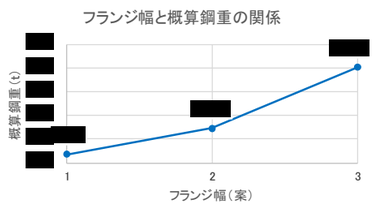
∴　470～930の間で該当するフランジ幅は以下の様になる(U.FLG≦L.FLG)

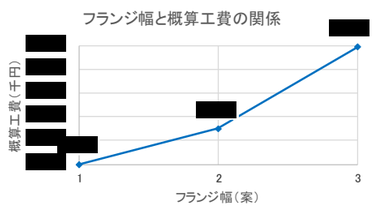
U-FLG
(圧縮側)



L-FLG
(引張側)



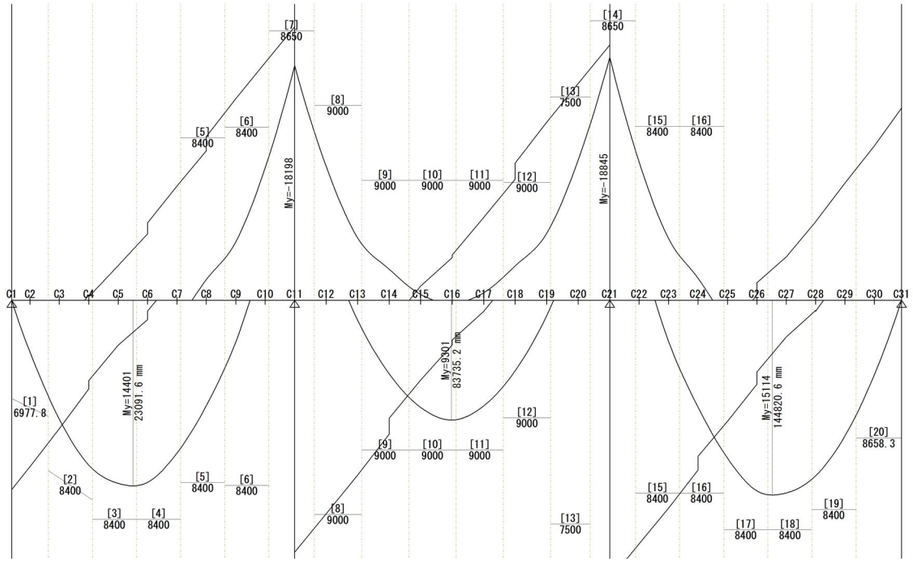
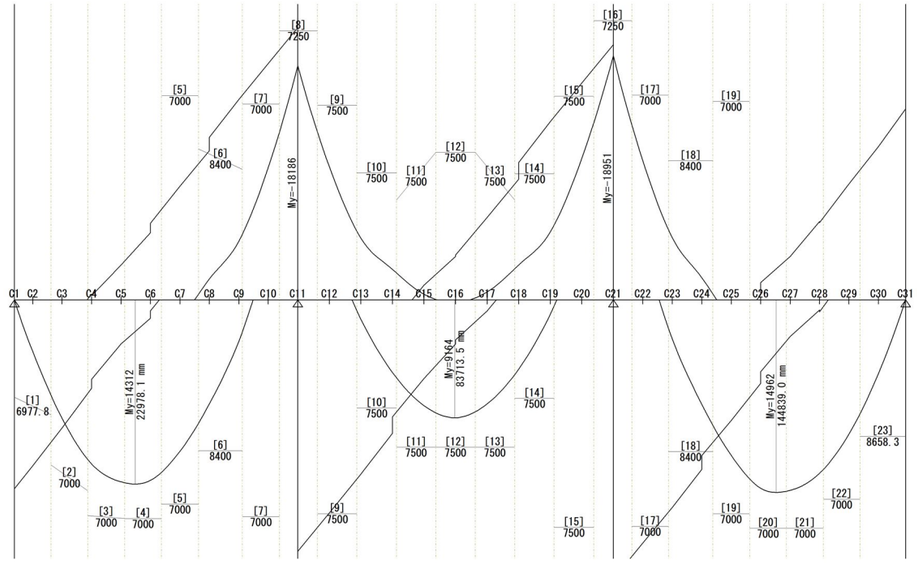




7.2.5 ブロック割

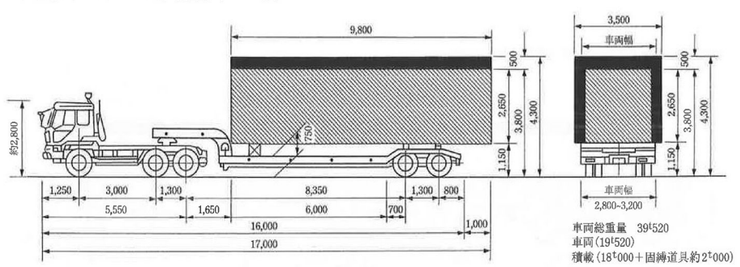
主桁ブロック割の検討結果は以下のとおりであり，経済性に優れる【第２案】を選定する。

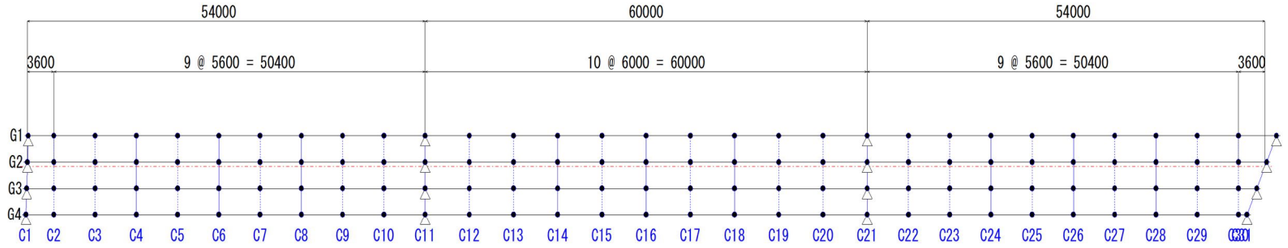
表7.2.5　主桁ブロック割検討結果

項　目	第 1 案	第 2 案
ブロック割	20ブロック	23ブロック
モーメント図		
上部工概算鋼重	主　桁　[redacted] t 横　桁　t 対傾構　t 下横構　t ＴＣＢ　t 合　計　[redacted] t　(1.005)	主　桁　[redacted] t 横　桁　t 対傾構　t 下横構　t ＴＣＢ　t 合　計　[redacted] t　(1.000)
上部工概算工費	[redacted] 千円　(1.001)	[redacted] 千円　(1.000)
評　価		・経済性に優れる　○

・部材長は、低床式セミトレーラーによる輸送を考慮して最大9.8mとする。

7）低床式セミトレーラ許可範囲（20トン積）

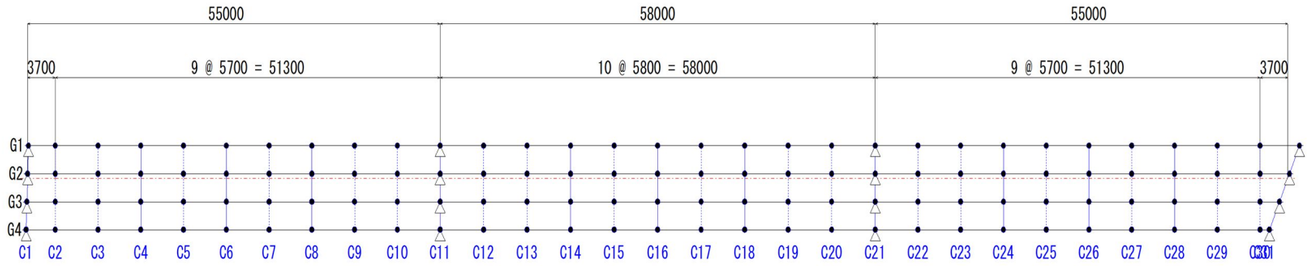
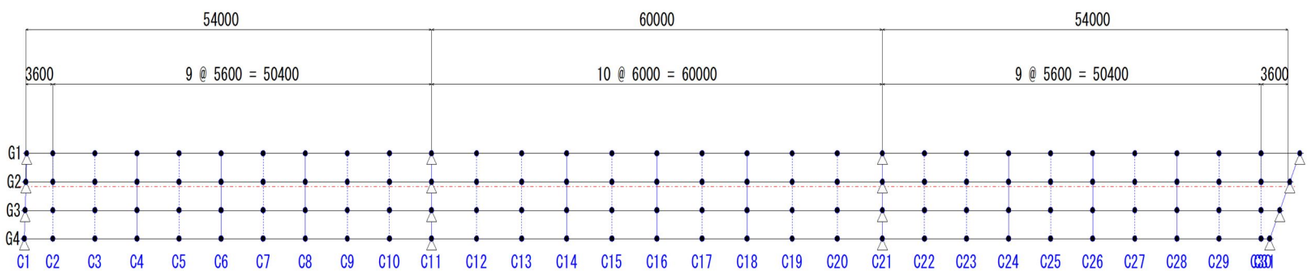
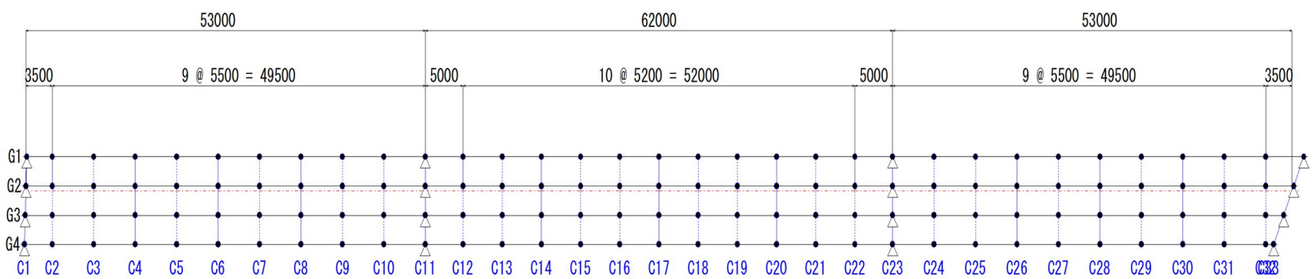
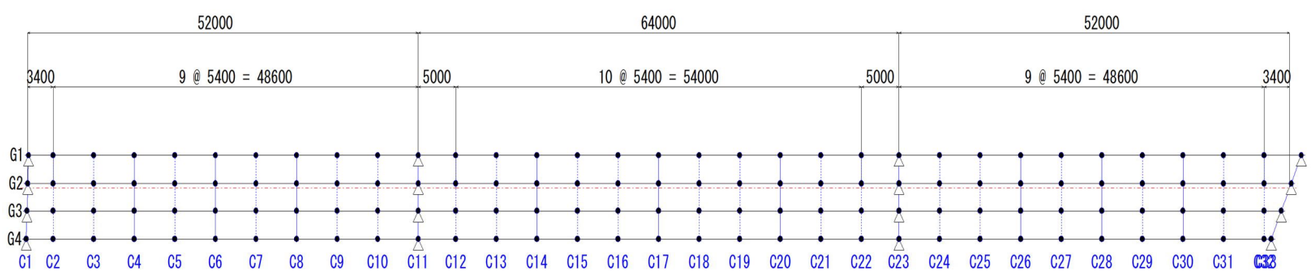




7.2.6 径間長

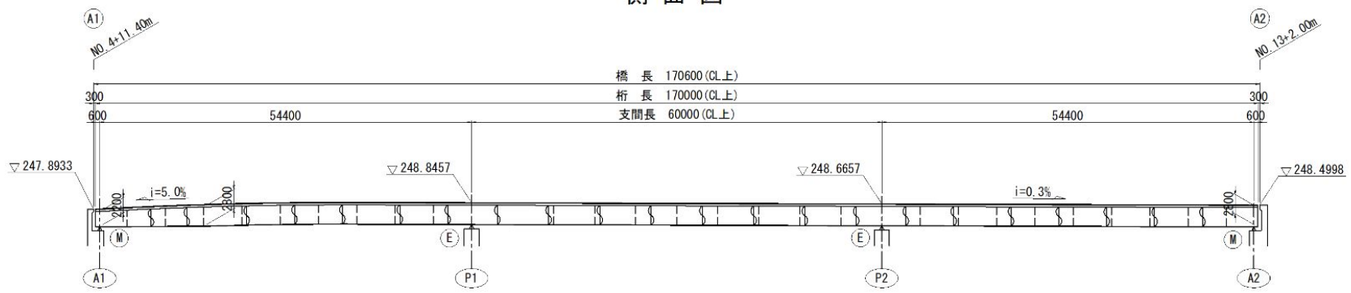
径間長の検討結果は以下のとおりであり，経済性に優れる【第２案】を選定する。

表7.2.6　径間割の検討結果

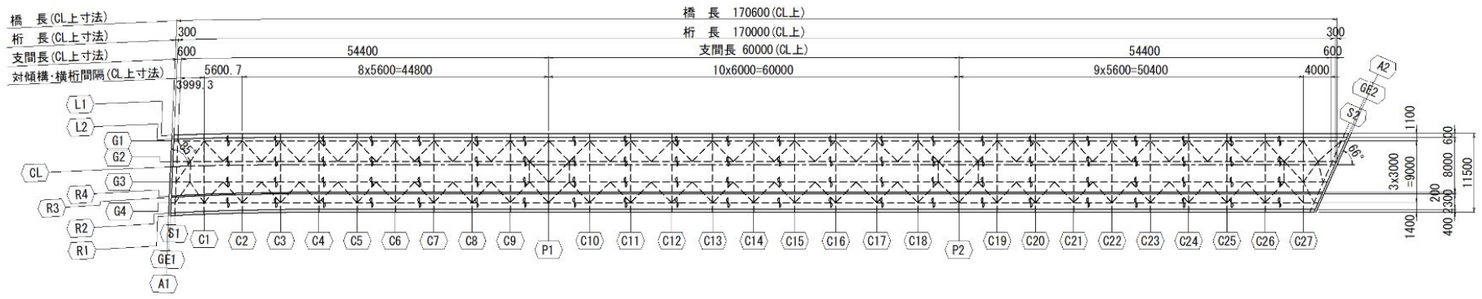
項　目	支間割	上部工概算鋼重	上部工概算工費	評価
第 1 案 55.0+58.0+55.0		主　桁 [redacted] t 横　桁 t 対傾構 t 下横構 t ＴＣＢ t 合　計 [redacted] t (1.005)	[redacted] 千円 (1.002)	
		・側径間が伸びてバランスが悪く不経済である ・桁高2.8m		
第 2 案 54.0+60.0+54.0		主　桁 [redacted] t 横　桁 t 対傾構 t 下横構 t ＴＣＢ t 合　計 [redacted] t (1.000)	[redacted] 千円 (1.000)	
		・適用支間の最大である ・桁高2.8m		○
第 3 案 53.0+62.0+53.0		主　桁 [redacted] t 横　桁 t 対傾構 t 下横構 t ＴＣＢ t 合　計 [redacted] t (1.005)	[redacted] 千円 (1.003)	
		・適用支間の最大を超過 ・最大支間が伸びるので桁高2.9mになり不経済		
第 4 案 52.0+64.0+52.0		主　桁 [redacted] t 横　桁 t 対傾構 t 下横構 t ＴＣＢ t 合　計 [redacted] t (1.044)	[redacted] 千円 (1.024)	
		・適用支間の最大を超過 ・最大支間が伸びるので桁高3.0mになり不経済		

上部工構造一般図 S=1:400

側 面 図



平 面 図

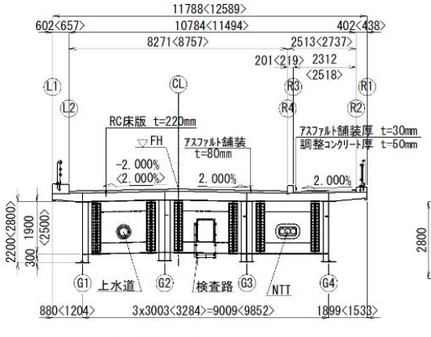


設計条件表

基本条件		橋 梁 名	小作田橋
		路 線 名	一般県道 母畑須賀川線
		道 路 規 格	第3種 第3級
		設 計 速 度	V= 40km/h
		設計活荷重	B活荷重
		計画交通量	2,885／日(H27センサス)， 大型車 100台/日・方向
		橋の重要度	B種の橋
		塩害対策区分	対策区分有（凍結防止剤散布）
		雪 荷 重	W=0kN/m²
		橋 長	L=170.600m
		桁 長	L=170.000m
		支 間 長	L=54.400m+60.000m+54.400m
		斜 角	A1橋台：θ=88° 00' 00"（右）
			P1～P2橋脚：θ=90° 00' 00"（道路中心線に対して）
			A2橋台：θ=66° 00' 00"（左）
		幅 員 構 成	W=10.50～11.00m (=1.00m+2@3.00～3.25m+1.00m+2.50m)
		平 面 線 形	A=60m～R=∞
		縦 断 勾 配	5.000%_ 0.300%
		横 断 勾 配	車道：2.000%（片勾配～拝み勾配） 歩道：2.000%（片勾配）
	耐震設計条件	舗 装	アスファルト舗装(車道部：t=80mm、歩道部：t=30mm)
		耐 震 性 能	レベル1：耐震性能1、レベル2：耐震性能2
		地域別補正係数	Cz=0.85、CIz=1.0、CIIz=0.85(B2地域)
		地 盤 種 別	Ⅱ種地盤：A1橋台 Ⅰ種地盤：P1橋脚,P2橋脚,A2橋台
		設計震度(L1)	kh=0.17～0.21
上部工		上部工形式	鋼3径間連続鈑桁橋（多主桁）
		床 版	RC床版 t=220mm
		防 護 柵	歩道側：歩行者自転車用柵を兼用した車両防護柵 車道側：車両用防護柵
		添 架 物	上水道:1条 NTT:3条 φ(上流側) φ(下流側)
	使用材料	コンクリート	床版：σck=30N/mm²，地覆：σck=24N/mm²
		鋼 材	SMA400W,SMA490W,SMA570W,S10TW 耐候性鋼材
		鉄 筋	SD345
		支 承 構 造	免震支承（全方向）
		架 設 方 法	ベント併用クレーン架設
下部工		橋 台 形 式	A1,A2橋台：逆T式橋台、P1～P2橋脚：小判壁式橋脚
	使用材料	コンクリート	σck=24N/mm²
		鉄 筋	SD345
		交 差 物 件	一級河川阿武隈川
		適用示方書	道路橋示方書(H29.11)
		主たる点検方法	橋梁検査路による点検
		参考図書	土木設計マニュアル(橋梁編)H29.9月訂正(福島県)

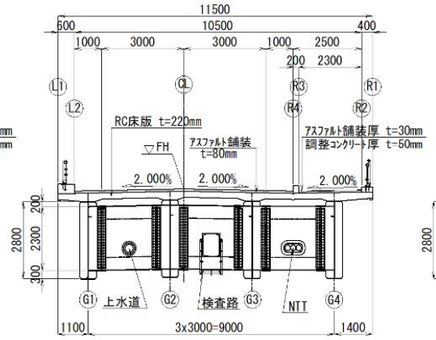
断 面 図 S=1:100

端支点対傾構

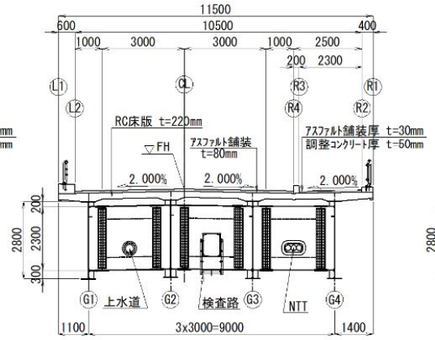


< >内寸法はS2を示す。

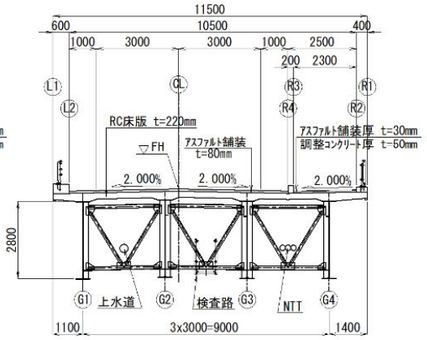
中間支点横桁



分配横桁



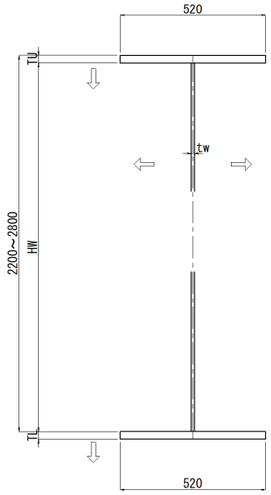
中間対傾構



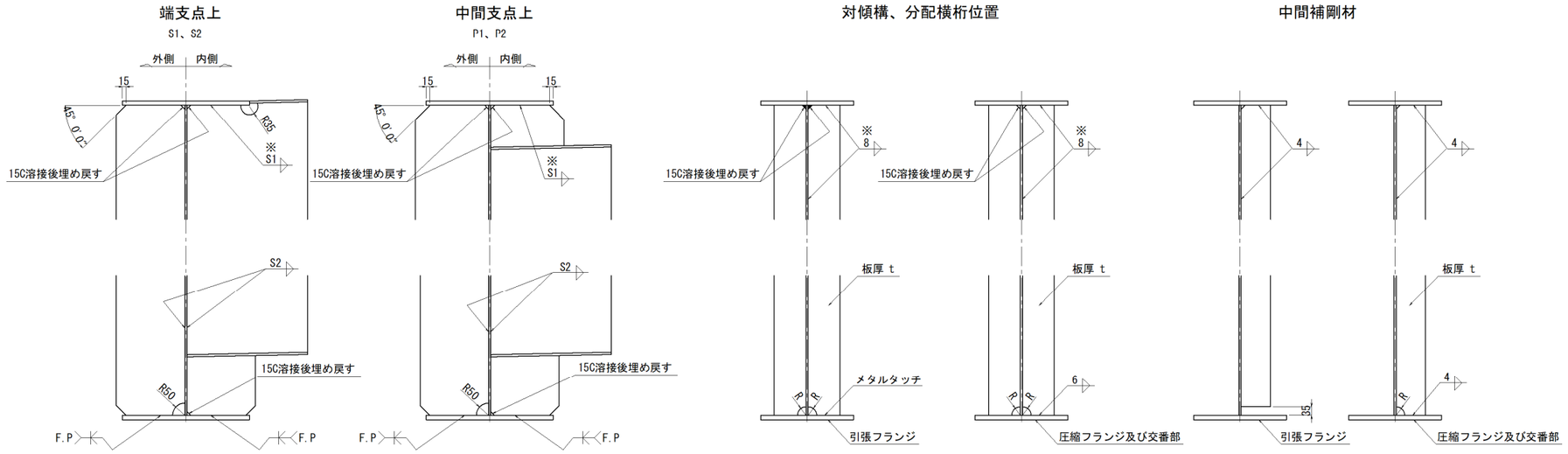
工事名	
図面名	小作田橋 上部工構造一般図
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示 図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

共通詳細図（その1） S=1:10

主桁板厚変化方向



垂直補剛材スカーラップ及び溶接



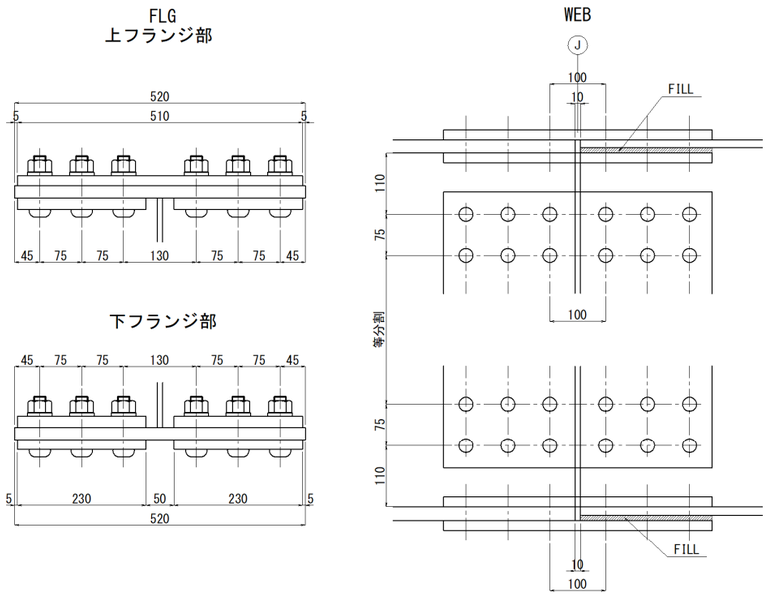
※部溶接は、疲労設計指針より8mm以上とする。

単位：(mm)

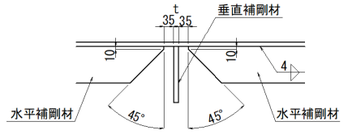
t	R
16≧t	35
16<t	40

水平補剛材詳細及び溶接

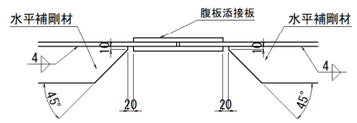
添接板の配置詳細 S=1:5



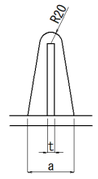
垂直補剛材位置



継手位置



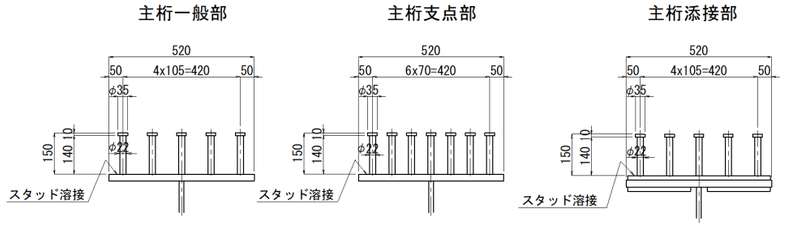
下横構ガセットスカーラップ詳細 S=1:5



単位：(mm)

t	a
12≧t	70
22≧t>12	80

スタッドジベル詳細

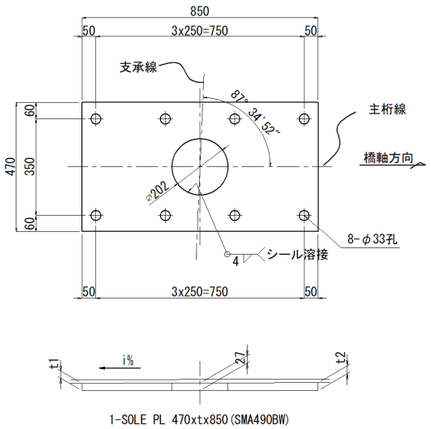


工事名	
図面名	小作田橋 共通詳細図（その1）
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示 / 図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

共通詳細図（その2） S=1:10

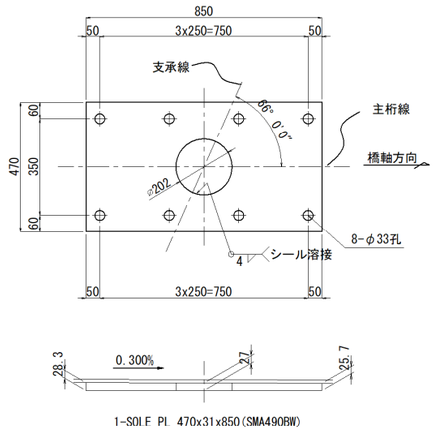
ソールプレート詳細

S1
制作数：4



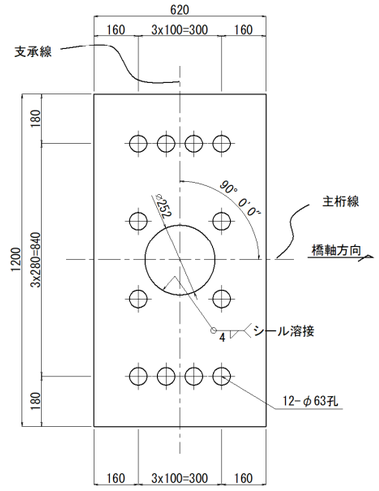
1-SOLE PL 470xtx850(SMA490BW)

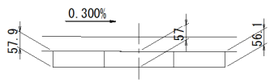
S2
制作数：4



1-SOLE PL 470x31x850(SMA490BW)

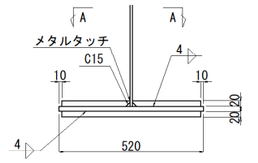
P1、P2
制作数：8



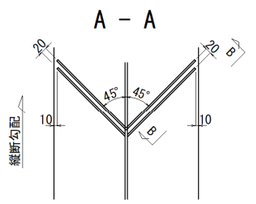


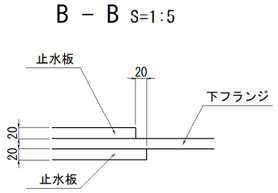
1-SOLE PL 1200x60x620(SMA490CW)

主桁下フランジ止水板詳細図



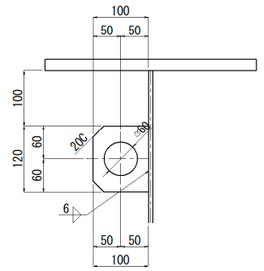
1-PL 20x6x707(SMA400AW)
2-PL 20x6x347(SMA400AW)



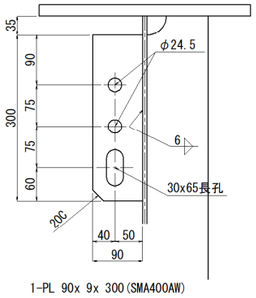


吊金具詳細図 S=1:5

A タイプ
（1.8m以内）



B タイプ
（1.0m以内）



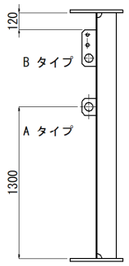
1-PL 100x 9x 120(SMA400AW)

1-PL 90x 9x 300(SMA400AW)

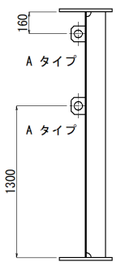
足場用吊金具取付位置図 S=1:20

	i	t1	t2	t
G1	-0.620	29.6	24.4	32
G2	0.117	26.5	27.5	30
G3	0.303	25.7	28.3	31
G4	0.503	24.9	29.1	32

外桁

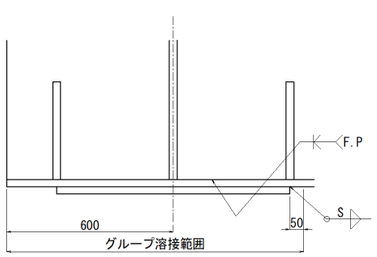


内桁

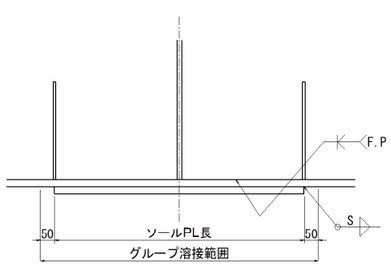


主桁支点部ウェブ下端の溶接詳細

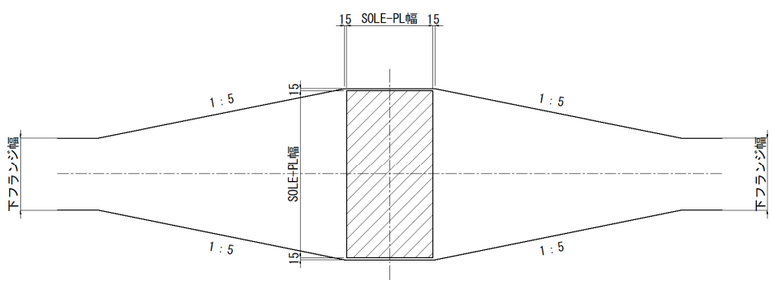
端支点
S1、S2



中間支点

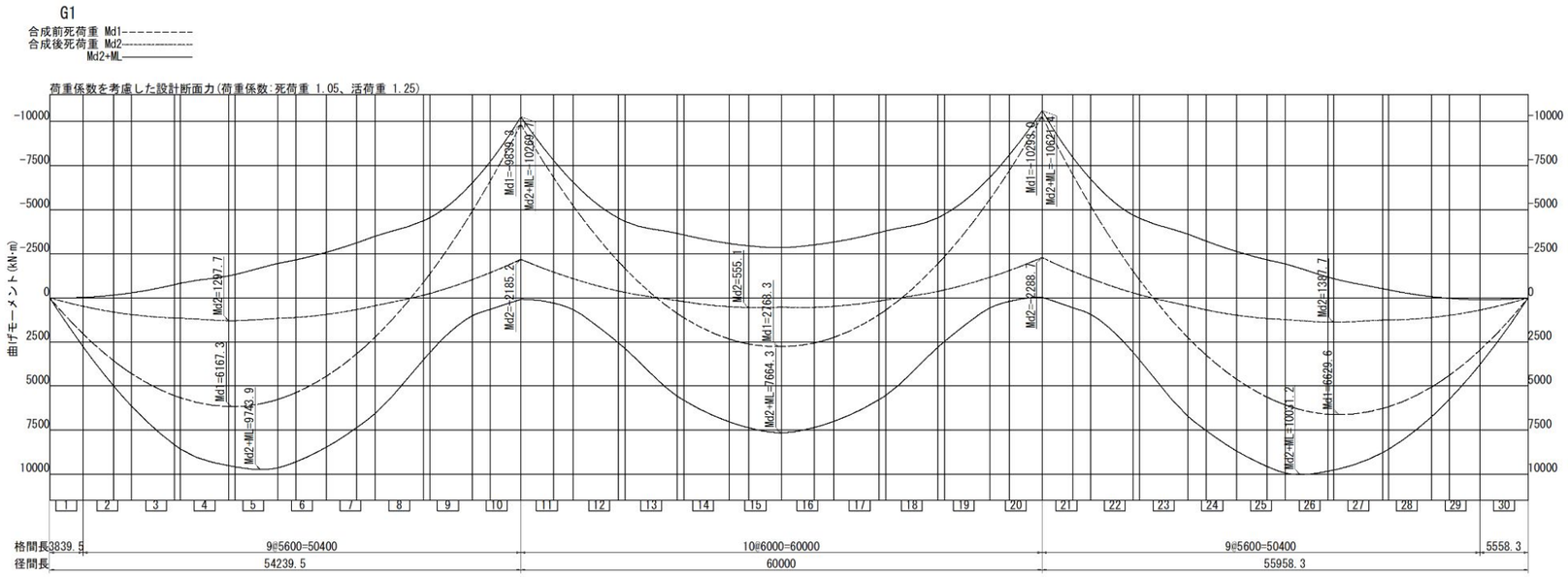


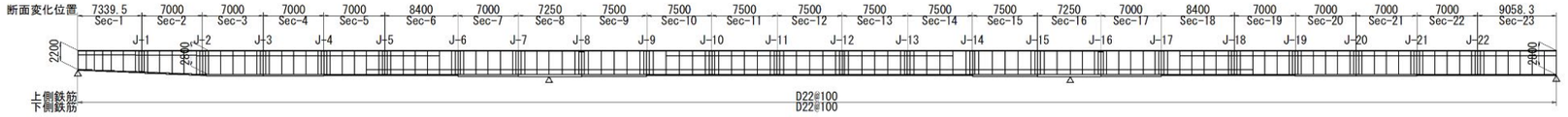
中間支点上下フランジ拡幅要領 S=1:20



工事名	
図面名	小作田橋 共通詳細図（その2）
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示 ／ 図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

小作田橋 断面構成図(その1) S=1:300





単位：mm N/mm2

第 I主桁		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
	断面名	Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-11	Sec-12	Sec-13	Sec-14	Sec-15	Sec-16	Sec-17	Sec-18	Sec-19	Sec-20	Sec-21	Sec-22	Sec-23
上フランジ	幅	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520
	厚	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	19(4)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	20(4)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)
腹板	高さ	2184	2756.1	2784	2784	2784	2784	2784	2781	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2780	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784
	厚	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	15(3)	16(4)	15(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	15(3)	16(4)	15(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)
下フランジ	幅	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520
	厚	16(3)	23(3)	27(3)	27(3)	23(3)	19(3)	38(3)	46(8)	41(7)	21(3)	16(3)	16(3)	16(3)	22(3)	44(7)	49(8)	41(7)	21(3)	25(3)	30(3)	30(3)	25(3)	16(3)
上フランジ	σd	-184	-130	-139	-139	-124	-137	226	286	228	80	-116	-120	-115	89	237	291	233	-137	-129	-147	-147	-141	-188
	σud	272	164	164	164	164	272	272	344	272	272	272	272	272	272	272	344	272	272	164	164	164	164	272
	σud-σd	88	34	25	25	40	134	46	58	44	191	155	152	157	183	34	54	39	134	35	17	17	23	84
	応力ケース	2:鋼	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	2:鋼	7:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	22:鋼	22:鋼	22:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	7:鋼	2:鋼	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	2:鋼
下フランジ	σd	210	241	245	245	245	187	-224	-264	-219	-155	186	194	-114	-162	-219	-263	-223	183	244	243	243	243	213
	σud	272	272	272	272	272	272	229	274	225	218	272	272	164	219	225	274	229	272	272	272	272	272	272
	σud-σd	61	31	27	27	27	85	5	10	6	63	86	78	50	57	6	11	6	89	28	29	29	28	59
	応力ケース	4:合成	4:合成	5:合成	5:合成	5:合成	5:合成	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	5:合成	5:合成	26:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	5:合成	5:合成	5:合成	5:合成	4:合成	4:合成
腹板	τd	46	30	18	-18	-27	-39	-45	-46	41	34	22	-14	-23	-35	-41	47	46	41	28	19	-16	-25	-37
	τud	157	157	157	157	157	157	157	199	157	157	157	157	157	157	157	199	157	157	157	157	157	157	157
	合成	0.62	0.78	0.79	0.79	0.80	0.49	0.76	0.73	0.76	0.37	0.47	0.51	0.46	0.40	0.82	0.75	0.81	0.47	0.80	0.77	0.77	0.78	0.62
孔引き後σ	上フランジ						84	264		266	113	39		50	125	263		258	91					
	下フランジ	269	266	271		271	262					261	259	165					257	270	268		269	271
決定要因	上フランジ	D	D	D	D	D	D	D	F	D	D	D	D	D	D	D	F	D	D	D	D	D	D	D
	下フランジ	D	C	C	C	C	E	B	B	B	E	D	D	D	E	B	B	B	E	C	C	C	C	D

材質 (1):SMA400W，(5):SMA400W-H
(2):――――，(6):――――
(3):SMA490W，(7):SMA490W-H
(4):SMA570W，(8):SMA570W-H
(9):SBHS400W
(10):SBHS500W

応力ケース:以下の番号と抵抗断面で表示
1:DI[①] (合成前死荷重)
2:D+TF+CR+SH[①] 12:2+TH[③] 22:2-TH[③]
3:D-TF+CR+SH[〃] 13:3+TH[〃] 23:3-TH[〃]
4:D+Lmax+TF+CR+SH[②] 14:4+TH[⑤] 24:4-TH[⑤]
5:D+Lmax-TF+CR+SH[〃] 15:5+TH[〃] 25:5-TH[〃]
6:D+Lmin+TF+CR+SH[〃] 16:6+TH[〃] 26:6-TH[〃]
7:D+Lmin-TF+CR+SH[〃] 17:7+TH[〃] 27:7-TH[〃]
[ ]:道示 I 表-3.1.1 作用の組合せ番号

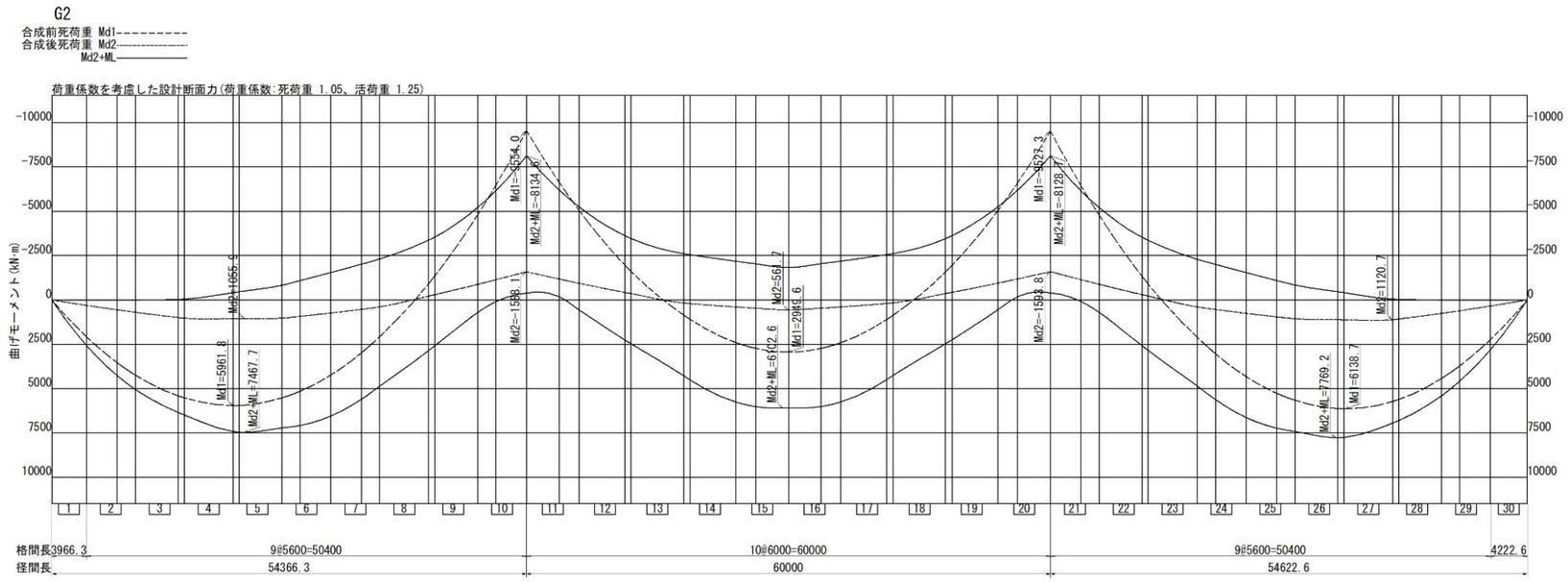
抵抗断面 鋼桁：鋼桁のみ（合成前）
鋼：鋼桁+鉄筋（合成後）
合成：鋼桁+ｺﾝｸﾘｰﾄ床版（合成後）

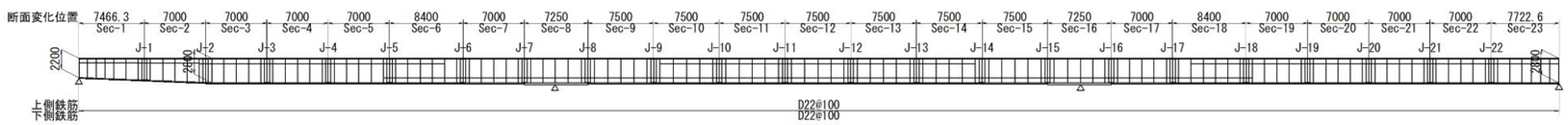
決定要因 A:引張応力度
B:圧縮応力度
C:孔引応力度
D:フランジ自由突出
E:フランジ板厚差
F:床版ひび割れ

工事名	
図面名	小作田橋 断面構成図(その1)
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示 図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

図7.2.1 ブロック割り（G1）

小作田橋 断面構成図(その2) S=1:300





単位：mm N/mm2

第 2主桁		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
	断面名	Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-11	Sec-12	Sec-13	Sec-14	Sec-15	Sec-16	Sec-17	Sec-18	Sec-19	Sec-20	Sec-21	Sec-22	Sec-23
上フランジ	幅	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520
	厚	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(4)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(4)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)
腹板	高さ	2184	2756.3	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784
	厚	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	15(3)	16(4)	15(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	15(3)	16(4)	15(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)
下フランジ	幅	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520
	厚	17(3)	17(3)	21(3)	21(3)	17(3)	17(3)	33(3)	39(4)	35(3)	19(3)	16(3)	16(3)	16(3)	19(3)	35(3)	39(4)	33(3)	17(3)	17(3)	23(3)	23(3)	19(3)	16(3)
上フランジ	σd	-180	-133	-140	-140	-124	-135	203	278	206	-77	-119	-126	-119	-77	206	277	202	-136	-127	-142	-142	-134	-168
	σud	272	164	164	164	164	272	272	344	272	272	272	272	272	272	272	344	272	272	164	164	164	164	272
	σud-σd	92	31	24	24	40	137	69	67	65	195	152	145	152	195	66	67	70	135	37	22	22	30	104
	応力ケース	2:鋼	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	2:鋼	6:鋼	7:鋼	6:鋼	22:鋼	2:鋼	2:鋼	2:鋼	22:鋼	6:鋼	7:鋼	6:鋼	2:鋼	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	2:鋼
下フランジ	σd	188	238	240	240	238	-125	-217	-264	-215	-143	165	171	164	-143	-215	-263	-216	-123	243	238	238	235	175
	σud	272	272	272	272	272	176	228	273	223	201	272	272	272	201	223	273	228	176	272	272	272	272	272
	σud-σd	84	34	32	32	34	51	11	9	8	58	107	100	107	58	8	10	12	53	29	34	34	36	96
	応力ケース	4:合成	4:合成	5:合成	5:合成	5:合成	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	5:合成	5:合成	5:合成	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	5:合成	5:合成	5:合成	4:合成	4:合成
腹板	τd	45	27	16	-16	-25	-35	-42	-44	39	31	23	-13	-23	-31	-39	44	42	35	26	16	-16	-25	-36
	τud	157	157	157	157	157	157	157	199	157	157	157	157	157	157	157	199	157	157	157	157	157	157	157
	合成	0.50	0.76	0.76	0.76	0.76	0.37	0.68	0.69	0.66	0.31	0.37	0.40	0.37	0.31	0.66	0.68	0.68	0.38	0.79	0.75	0.75	0.74	0.43
孔引き後σ	上フランジ						62	259		263	89				89	262		258	61					
	下フランジ	264	263	266		263	24					231	231	140					229	269	263		260	247
決定要因	上フランジ	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
	下フランジ	E	C	C	C	C	E	B	B	B	E	D	D	D	E	B	B	B	E	C	C	C	E	D

材質 (1):SMA400W
(2):--------
(3):SMA490W
(4):SM570W
(9):SBHS400W
(10):SBHS500W

応力ケース:以下の番号と抵抗断面で表示
1:DI[(1)] (合成前死荷重)
2:D+TF+CR+SH[(1)] 12:2+TH[(3)] 22:2-TH[(3)]
3:D-TF+CR+SH[〃] 13:3+TH[〃] 23:3-TH[〃]
4:D+Lmax+TF+CR+SH[(2)] 14:4+TH[(5)] 24:4-TH[(5)]
5:D+Lmax-TF+CR+SH[〃] 15:5+TH[〃] 25:5-TH[〃]
6:D+Lmin+TF+CR+SH[〃] 16:6+TH[〃] 26:6-TH[〃]
7:D+Lmin-TF+CR+SH[〃] 17:7+TH[〃] 27:7-TH[〃]
[ ]:道示Ⅰ表-3.1.1 作用の組合せ番号

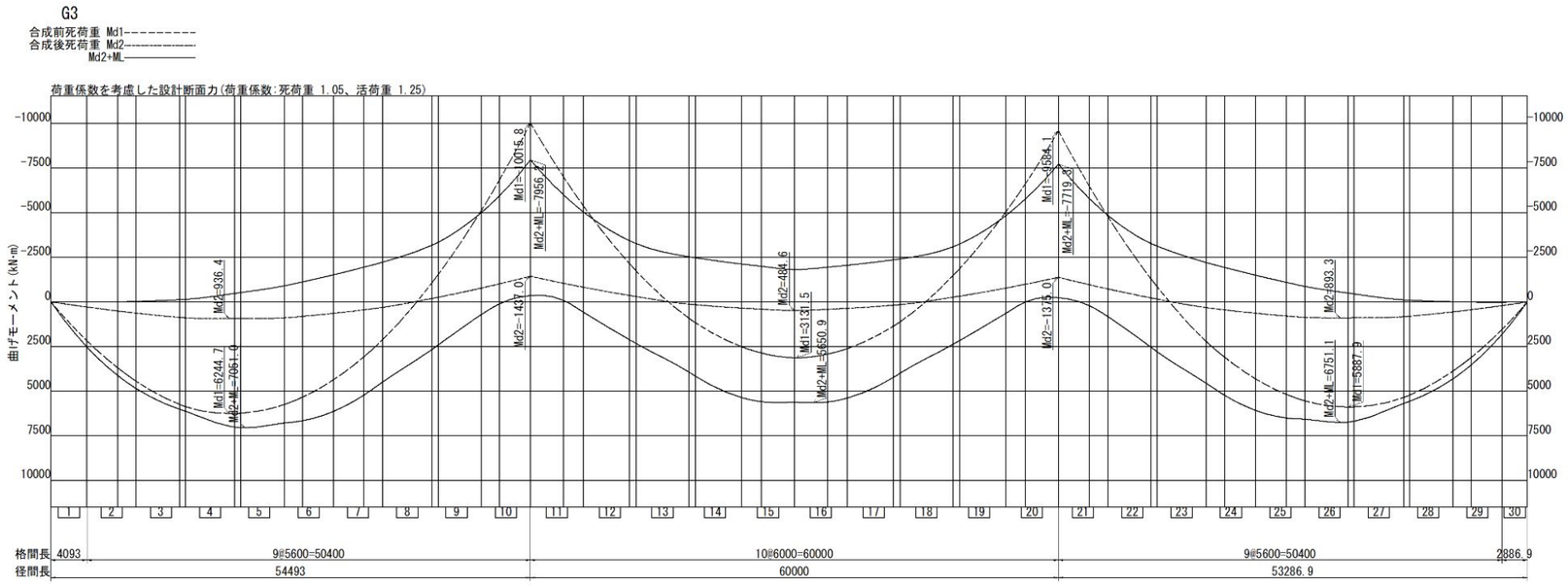
抵抗断面 鋼桁:鋼桁のみ (合成前)
鋼 :鋼桁+鉄筋 (合成後)
合成:鋼桁+ｺﾝｸﾘｰﾄ床版 (合成後)

決定要因 A:引張応力度
B:圧縮応力度
C:孔引応力度
D:フランジ自由突出
E:フランジ板厚差
F:床版ひび割れ

工事名	
図面名	小作田橋 断面構成図(その2)
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示 図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

図7.2.2 ブロック割り (G2)

小作田橋 断面構成図(その3) S=1:300



単位：mm N/mm2

第 3主桁		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
	断面名	Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-11	Sec-12	Sec-13	Sec-14	Sec-15	Sec-16	Sec-17	Sec-18	Sec-19	Sec-20	Sec-21	Sec-22	Sec-23
上フランジ	幅	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520
	厚	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(4)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(4)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)
腹板	高さ	2184	2756.5	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784
	厚	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	15(3)	16(4)	15(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	15(3)	16(4)	15(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)
下フランジ	幅	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520
	厚	17(3)	17(3)	21(3)	21(3)	17(3)	17(3)	33(3)	40(4)	36(3)	19(3)	16(3)	16(3)	16(3)	19(3)	33(3)	38(4)	31(3)	16(3)	16(3)	19(3)	19(3)	16(3)	16(3)
上フランジ	σd	-183	-141	-146	-146	-129	-135	209	285	212	-78	-122	-130	-124	-83	203	276	201	-138	-126	-140	-140	-127	-151
	σud	272	164	164	164	164	272	272	344	272	272	272	272	272	272	272	344	272	272	164	164	164	164	272
	σud-σd	88	23	18	18	35	136	63	60	60	194	150	142	148	189	68	69	71	133	38	24	24	37	121
	応力ケース	2:鋼	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	2:鋼	6:鋼	7:鋼	6:鋼	22:鋼	2:鋼	2:鋼	2:鋼	22:鋼	6:鋼	7:鋼	6:鋼	2:鋼	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	2:鋼
下フランジ	σd	190	240	240	240	235	-125	-221	-265	-215	-144	161	168	163	-133	-216	-263	-219	-120	235	239	239	224	145
	σud	272	272	272	272	272	176	228	273	224	201	272	272	272	201	223	272	227	164	272	272	272	272	272
	σud-σd	82	31	32	32	36	51	7	8	9	57	111	103	109	68	7	9	8	44	37	33	33	47	127
	応力ケース	4:合成	4:合成	5:合成	5:合成	5:合成	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	5:合成	5:合成	5:合成	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	5:合成	5:合成	5:合成	4:合成	4:合成
腹板	τd	45	26	15	-16	-25	-35	-42	-44	38	31	23	12	-22	-30	-38	43	41	34	24	14	-16	-24	-34
	τud	157	157	157	157	157	157	157	199	157	157	157	157	157	157	157	199	157	157	157	157	157	157	157
	合成	0.50	0.78	0.76	0.76	0.75	0.35	0.70	0.72	0.66	0.31	0.35	0.38	0.36	0.27	0.66	0.67	0.69	0.38	0.74	0.76	0.76	0.68	0.31
孔引き後σ	上フランジ						65	267		247	92				80	260		256	56						
	下フランジ	267	266	265		260	12					226	229	143					229	260	264		262	
決定要因	上フランジ	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
	下フランジ	E	C	C	C	C	E	B	B	B	E	D	D	D	E	B	B	B	E	D	C	C	D	D

材質 (1):SMA400W
(2):--------
(3):SMA490W
(4):SMA570W
(9):SBHS400W
(10):SBHS500W

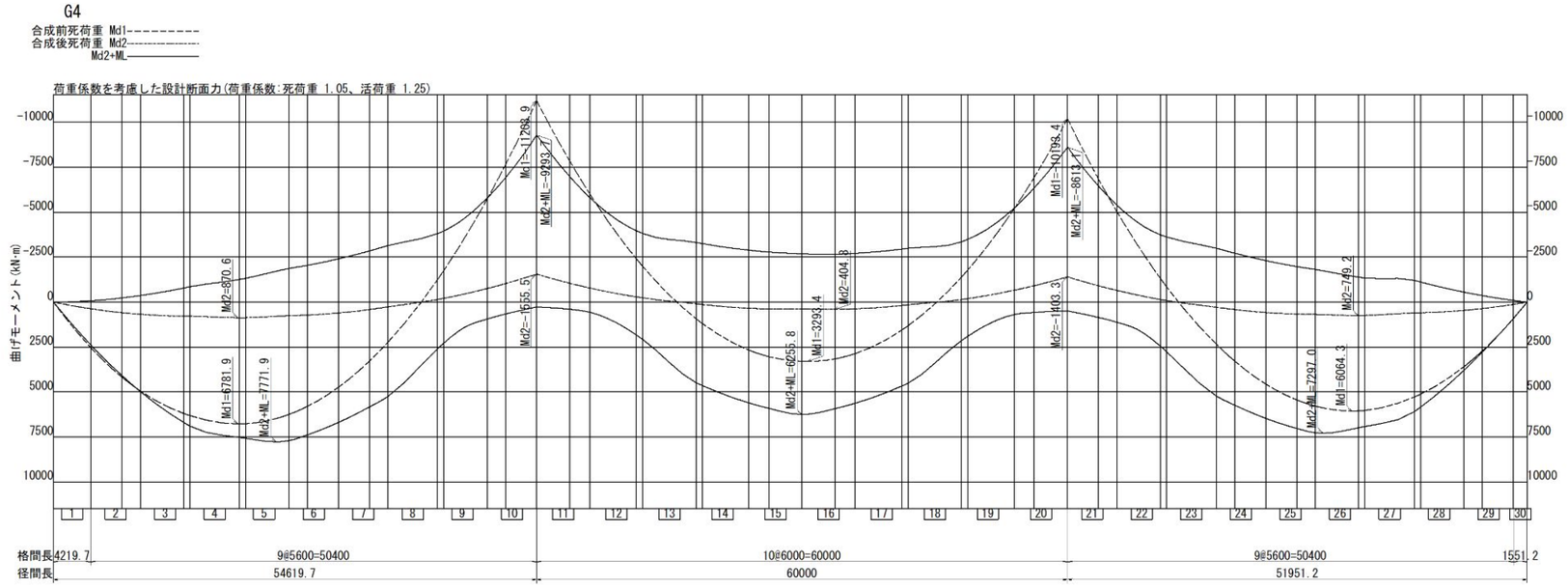
応力ケース:以下の番号と抵抗断面で表示
1:D1[③] (合成前死荷重)
2:D+TF+CR+SH[①] 12:2+TH[③] 22:2-TH[③]
3:D-TF+CR+SH[〃] 13:3+TH[〃] 23:3-TH[〃]
4:D+Lmax+TF+CR+SH[②] 14:4+TH[⑤] 24:4-TH[⑤]
5:D+Lmax-TF+CR+SH[〃] 15:5+TH[〃] 25:5-TH[〃]
6:D+Lmin+TF+CR+SH[〃] 16:6+TH[〃] 26:6-TH[〃]
7:D+Lmin-TF+CR+SH[〃] 17:7+TH[〃] 27:7-TH[〃]
[ ]:道示Ⅰ表-3.1.1 作用の組合せ番号
抵抗断面 鋼桁:鋼桁のみ (合成前)
鋼 :鋼桁+鉄筋 (合成後)
合成:鋼桁+ｺﾝｸﾘｰﾄ床版 (合成後)

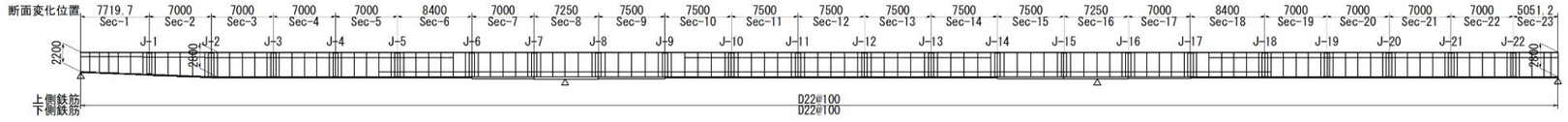
決定要因 A:引張応力度
B:圧縮応力度
C:孔引応力度
D:フランジ自由突出
E:フランジ板厚差
F:床版ひび割れ

工事名			
図面名	小作田橋 断面構成図(その3)		
作成年月日	令和 3 年 月 日		
縮尺	図 示	図面番号	
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

図7.2.3 ブロック割り (G3)

小作田橋 断面構成図(その4) S=1:300





単位：mm N/mm2

第 4主桁		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
断面名		Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-11	Sec-12	Sec-13	Sec-14	Sec-15	Sec-16	Sec-17	Sec-18	Sec-19	Sec-20	Sec-21	Sec-22	Sec-23
上フランジ	幅	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520
	厚	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(4)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(4)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)	16(3)
腹板	高さ	2184	2756.8	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784	2784
	厚	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	15(3)	16(4)	15(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	15(3)	16(4)	15(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)	14(3)
下フランジ	幅	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520	520
	厚	16(3)	20(3)	24(3)	24(3)	20(3)	20(3)	40(3)	48(8)	43(7)	22(3)	16(3)	16(3)	16(3)	19(3)	36(3)	42(8)	34(3)	17(3)	17(3)	20(3)	20(3)	16(3)	16(3)
上フランジ	σd	-200	-148	-156	-156	-137	-137	232	314	235	78	-125	-80	-128	-87	215	293	214	-141	-132	-143	-143	-125	-140
	σud	272	164	164	164	164	272	272	344	272	272	272	164	272	272	272	344	272	272	164	164	164	164	272
	σud-σd	72	16	8	8	27	135	40	31	37	194	147	84	143	184	57	51	58	131	32	21	21	39	132
	応力ケース	2:鋼	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	2:鋼	6:鋼	7:鋼	6:鋼	6:鋼	2:鋼	1:鋼桁	2:鋼	22:鋼	6:鋼	7:鋼	6:鋼	2:鋼	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	1:鋼桁	2:鋼
下フランジ	σd	207	245	243	243	241	-134	-223	-268	-218	-150	171	183	175	-136	-219	-267	-223	-126	244	242	241	228	124
	σud	272	272	272	272	272	214	229	274	225	219	272	272	272	201	224	274	228	176	272	272	272	272	272
	σud-σd	64	27	28	28	31	80	6	6	7	69	100	89	97	65	5	7	5	50	27	29	31	44	147
	応力ケース	4:合成	4:合成	5:合成	5:合成	5:合成	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	5:合成	5:合成	5:合成	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	6:鋼	5:合成	5:合成	5:合成	4:合成	4:合成
腹板	τd	43	26	14	-16	-24	-36	-42	-43	38	32	20	12	-19	-30	-37	41	40	34	22	14	-17	-25	-32
	τud	157	157	157	157	157	157	157	199	157	157	157	157	157	157	157	199	157	157	157	157	157	157	157
	合成	0.60	0.80	0.78	0.78	0.78	0.37	0.78	0.86	0.79	0.34	0.40	0.45	0.41	0.28	0.67	0.75	0.71	0.41	0.80	0.78	0.77	0.70	0.27
孔引き後σ	上フランジ						82	271		260	109	26		4	83	251		250	64					
	下フランジ	265	271	269		271						241	245	161					241	270	267		266	
決定要因	上フランジ	D	D	B	B	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D	D
	下フランジ	D	C	C	C	C	E	B	B	B	E	D	D	D	E	B	B	B	E	C	C	C	C	D

材質 (1):SMA400W , (5):SMA400W-H
(2):――― , (6):―――
(3):SMA490W , (7):SMA490W-H
(4):SMA570W , (8):SMA570W-H
(9):SBHS400W
(10):SBHS500W

応力ケース:以下の番号と抵抗断面で表示
1:D1[①] (合成前死荷重)
2:D+TF+CR+SH[①] 12:2+TH[③] 22:2-TH[③]
3:D-TF+CR+SH[〃] 13:3+TH[〃] 23:3-TH[〃]
4:D+Lmax+TF+CR+SH[②] 14:4+TH[⑤] 24:4-TH[⑤]
5:D+Lmax-TF+CR+SH[〃] 15:5+TH[〃] 25:5-TH[〃]
6:D+Lmin+TF+CR+SH[〃] 16:6+TH[〃] 26:6-TH[〃]
7:D+Lmin-TF+CR+SH[〃] 17:7+TH[〃] 27:7-TH[〃]
[ ]:道示Ⅰ表-3.1.1 作用の組合せ番号
抵抗断面 鋼桁:鋼桁のみ (合成前)
鋼 :鋼桁+鉄筋 (合成後)
合成:鋼桁+ｺﾝｸﾘｰﾄ床版 (合成後)

決定要因 A:引張応力度
B:圧縮応力度
C:孔引応力度
D:フランジ自由突出
E:フランジ板厚差
F:床版ひび割れ

工事名	
図面名	小作田橋 断面構成図(その4)
作成年月日	令和 3 年 月 日
縮尺	図 示 図面番号
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

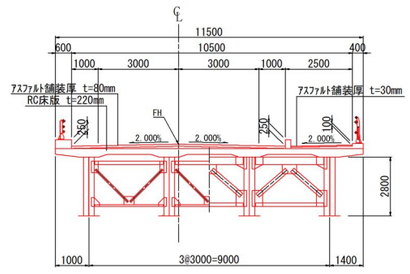
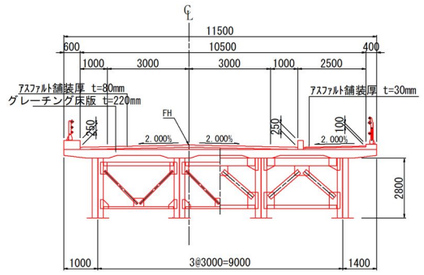
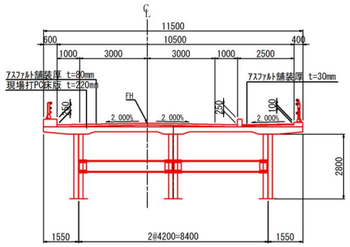
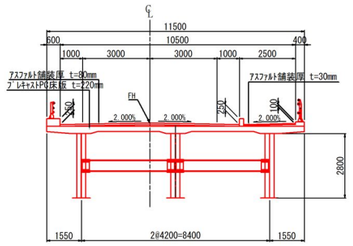
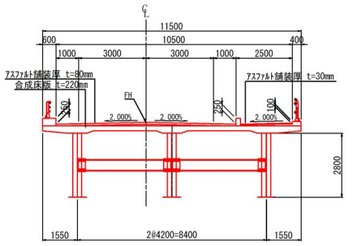
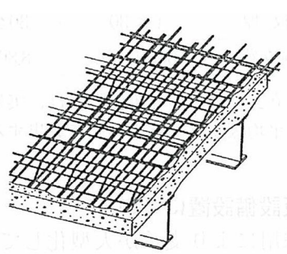
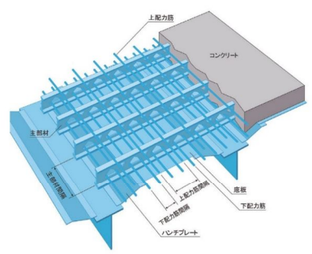
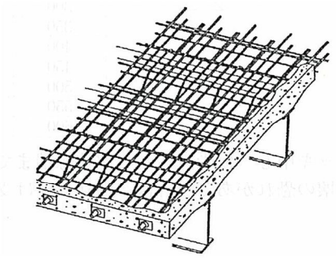
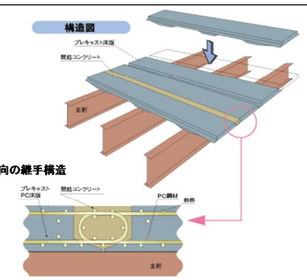
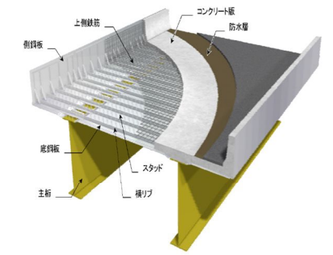
図7.2.4 ブロック割り (G4)

7.2.8 床版

(1) 床版形式

床版形式について，施工性，維持管理および経済性の観点から，以下の5案について比較検討を行った。
検討の結果，経済性に優位となる**【第1案：RC床版（多主桁）】**を選定する。

表7.2.7　床版形式比較表

		多主桁		少数桁		
		第１案　ＲＣ床版	第２案　グレーチング床版	第３案　場所打ちＰＣ床版	第４案　プレキャストＰＣ床版	第５案　鋼・コンクリート合成床版
構造諸元	断面図					
	概略図					
	床版厚	＜床版支間3.0mでの床版厚＞ ・道示に準拠し最小床版厚を算出 床版厚　：（30Ｌ＋110）×1.10(K_t)　＝　220 → 220 mm	＜I形鋼高さ150mmの床版厚＞ ・I型鋼格子床版設計・施工の手引きから最小床版厚を算出 床版厚　：150+30+D　＝　202 → 210 mm	＜床版支間4.2mでの床版厚＞ ・道示に準拠し最小床版厚を算出（３主桁の連続版として扱う） 床版厚　：（30Ｌ＋110）×0.9　＝ 212.4 → 220 mm	＜床版支間4.2mでの床版厚＞ ・道示に準拠し最小床版厚を算出（３主桁の連続版として扱う） 床版厚　：（30Ｌ＋110）×0.9　＝ 212.4 → 220 mm	＜床版支間4.2mでの床版厚＞ ・道示に準拠し最小床版厚を算出 床版厚　：25Ｌ＋110　＝　215 → 220 mm
	施工性	・全ての工種が現場施工となる。 ・大型クレーン等の重機は必要ない。 ＜現場工期＞（単位：日） 工種 30 60 90 120 150 180 210 足場工 型枠工 190日 鉄筋工 ｺﾝｸﾘｰﾄ打設・養生	・ｺﾝｸﾘｰﾄ打設，仕上げ，養生が現場作業である。 ・グレーチングパネル設置のためには大型クレーンを要する。 ＜現場工期＞（単位：日） 工種 20 40 60 80 100 120 140 パネル設置 鉄筋配置 90日 ｺﾝｸﾘｰﾄ打設・養生	・全ての工種が現場施工となり，施工管理が難易である。 ・大型クレーン等の重機は必要ない。 ＜現場工期＞（単位：日） 工種 30 60 90 120 150 180 210 足場工 型枠支保工 240日 鉄筋・PC鋼材配置 ｺﾝｸﾘｰﾄ打設・養生 緊張工	・工場製品であり，現場作業が軽減され施工管理が容易である。 ・１ブロックあたり重量が重く，大型クレーンを要する。 ＜現場工期＞（単位：日） 工種 30 60 90 120 150 180 210 足場工 床版架設 床版接合工 床版合成工 170日	・ｺﾝｸﾘｰﾄ打設，仕上げ，養生が現場作業であり，施工性はＰＣ床版に劣る。 ・底鋼板パネル設置のためには大型クレーンを要する。 ＜現場工期＞（単位：日） 工種 20 40 60 80 100 120 140 パネル設置 鉄筋配置 90日 ｺﾝｸﾘｰﾄ打設・養生
	維持管理	・目視点検が容易	・モニタリング孔設置箇所でしかコンクリートの変状が確認できないので，劣化の進行が把握しづらい。	・目視点検が容易	・目視点検が容易	・モニタリング孔設置箇所でしかコンクリートの変状が確認できないので，劣化の進行が把握しづらい。
	経済性	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]
評価	施工性	△（工期中位）	○（工期短い）	×（工期最長）	△（工期中位）	○（工期短い）
	維持管理	○（容易）	△（難易）	○（容易）	○（容易）	△（難易）
	経済性	**第１位**	第５位	第２位	第３位	第４位
	結　論	○（選定）				

7.3 上部構造端部構造

7.3.1 上部構造端部の遊間

地震時（レベル１地震動＆レベル２地震動）に上部構造と橋台が衝突しないように遊間を設定する。また，常時の伸縮量が許容できるようにする。ここで，遊間量は100mm単位で丸める。

(1) 遊　間

地震時（レベル１地震動＆レベル２地震動）に上部構造と橋台が衝突しないように遊間を設定する。また，常時の伸縮量が許容できるようにする。

遊間　L2地震時の移動量

	橋種	Us	L_A	伸縮量 (mm)	遊間 (mm)
A1橋台	鋼鈑桁	±251	±15	±266	300
A2橋台		±256	±15	±271	

※L2地震時移動量

常時の伸縮量

	橋種	①				②			③	伸縮量	
		ΔT (℃)	α	L (m)	ΔL_t (mm)	h (m)	θ_i	ΔL_r (mm)	L_A (mm)	計算値 (mm)	採用値 (mm)
A1橋台	鈑桁橋	60	1.2×10^{-6}	85	61.2	2.2	1/150	9.8	10	81.0	100(±50)
A2橋台		60	1.2×10^{-6}	85	61.2	2.8	1/150	12.5	10	83.7	

L1地震時の伸縮量

	橋種	δ_R (mm)	L_A (mm)	伸縮量	
				計算値 (mm)	採用値 (mm)
A1橋台	鋼鈑桁	±43	±15	±58	±60
A2橋台		±43	±15	±58	

※L1地震時移動量

常時およびレベル２地震時の移動量より遊間量は表 7.3.1 のとおりとする。

表7.3.1 遊間量

	条件	常時(mm)	地震時(mm)	遊間(mm)
A1 橋台	可動	±50	±300	300
A2 橋台	可動	±50	±300	300

7.3.2 落橋防止システム

「道路橋示方書Ⅴ」p275 より，以下の 3 方向に対して独立して働くシステムを構成する。

①橋軸方向　　：桁かかり長

②橋軸直角方向：桁かかり長

③回転方向　　：桁かかり長，横変位拘束構造

表7.3.2　落橋防止システムの構成

	橋軸方向		橋軸直角方向	回転方向	
	桁かかり長	落橋防止構造	桁かかり長	桁かかり長	横変位拘束構造
A1 橋台	1.502m＞ SEM=0.972m	不要 （両端橋台）	1.388m＞ SEM=0.972m	1.501m＞ SEM=0.972m	不要 （回転しない）
P1 橋脚	—	—	1.100m＞ SEM=0.972m	—	—
P2 橋脚	—	—	1.100m＞ SEM=0.972m	—	—
A2 橋脚	1.670m＞ SEM=0.972m	不要 （両端橋台）	1.400m＞ SEM=0.972m	1.526m＞ SEM=0.972m	RC 壁設置 （回転する）

落橋防止システム　出典：「道路橋示方書 V」p275

13.3　落橋防止システム

13.3.1　一　　般

(1)　落橋防止システムは，以下の 1)から 3)の設計で考慮する方向に対して独立して働くシステムから構成されるものとする。

1)　橋軸方向

2)　橋軸直角方向

3)　水平面内での回転方向（以下「回転方向」という。）

(2)　橋軸方向に対しては 13.3.2，橋軸直角方向に対しては 13.3.3 及び回転方向に対しては 13.3.4 の規定による場合には，上部構造が容易には落下しないように適切な対策を講じたとみなしてよい。

(3)　13.3.9 の規定による場合は，(2)によらず，上部構造が容易には落下しないように適切な対策を講じたとみなしてよい。

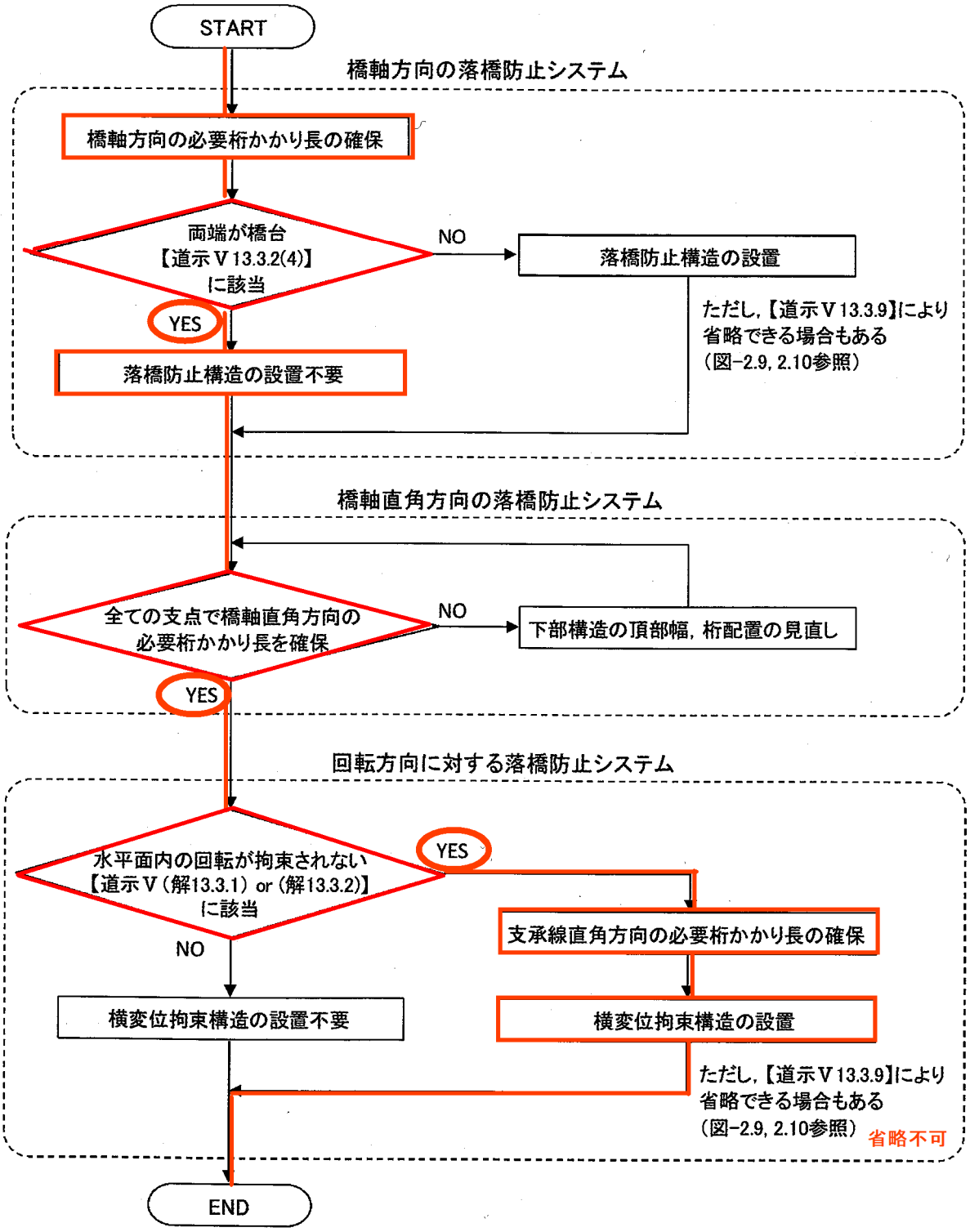


図7.3.1　落橋防止システムの基本的な考え方

「落橋防止システム設計の手引き/R1.6　日本橋梁建設協会」

(2) 橋軸方向

「道示Ⅴ」p.276 より，**必要桁かかり長を橋軸方向に確保する**。なお，「道示Ⅴ」p.276 13.3.2 より，パラペットと橋台背面土が協働して落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなせるので，**橋軸方向に落橋防止構造は必要ない**。

橋軸方向の落橋防止システム「道示Ⅴ 13.3.2」p.276～p.278 より抜粋

(2) 橋軸方向に対する桁かかり長は，以下の 1)から 3)を満足するように確保する。

1) 必要桁かかり長は，一連の上部構造の端支点部において確保する。ただし，図-13.3.1 に示す下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない場合は，当該支点部でも確保する。

2) 必要桁かかり長は，一連の上部構造端部から橋軸方向に確保する。

3) 必要桁かかり長は，13.3.5(1)の規定により算出する。

(3) 落橋防止構造は，13.3.6 に規定する構造を，以下の 1)から 3)により設置する。

1) 落橋防止構造は，一連の上部構造を支持する支点部のうち，必要桁かかり長を確保した支点部に設置する。

(4) 橋軸方向に対して，両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋で，以下の 1)から 3)を満足する場合には，(3)によらず，パラペットと橋台背面土が協働して落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなしてよい。

1) Ⅳ編 7.4.4 に規定するパラペットを有し，かつ，橋台背面土圧に対して抵抗するように設計された橋台であること。ただし，橋脚と同様の振動特性を有する橋台は除く。

2) 上部構造が，一方の上部構造端部における橋軸方向に変位したと仮定したときに，他端部に位置する橋台パラペットで拘束される状態になること。

3) 2)の状態となるときに，上部構造端部が下部構造上に留まっていること。

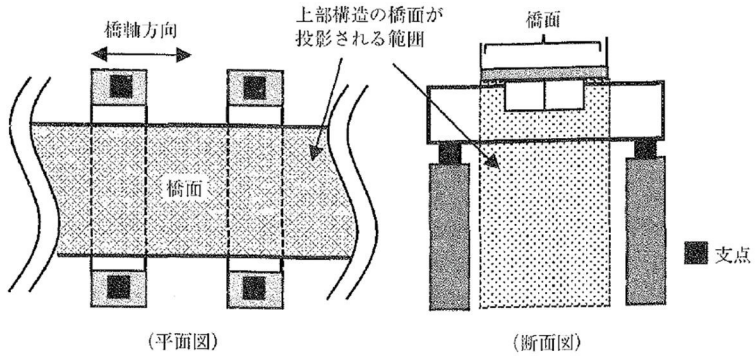


図-13.3.1 下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない構造の例

⇒ A1，A2 橋台の橋軸方向に桁かかり長 SEM を確保する

⇒ パラペットを有し，背面土圧に抵抗する構造である

⇒ 橋軸方向の変位に対してパラペットで拘束される構造である

⇒ **パラペットと橋台背面土が協働して落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなせる**

⇒ **橋台に落橋防止構造は必要ない**

(3) 橋軸直角方向

「道示Ⅴ」p. 279～281 より，**必要桁かかり長を橋軸直角方向に確保する。**

橋軸直角方向の落橋防止システム「道示Ⅴ 13.3.3」p. 279～p281, p285

13.3.3　橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

(1)　橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は，(2)の桁かかり長を確保することにより行う。

(2)　橋軸直角方向に対する桁かかり長は，以下の 1)から 3)を満足するように確保する。

1)　必要桁かかり長は，一連の上部構造の全ての支点部において確保する。

2)　必要桁かかり長は，橋軸直角方向に確保する。

3)　必要桁かかり長は，上部構造が下部構造に対して相対的に橋軸直角方向に 13.3.5(1)の規定により算出した長さ分だけ移動した場合に，安定して下部構造上に留まることのできる長さとする。ただし，13.3.5(1)の規定により算出した必要桁かかり長が一連の上部構造の両端部で異なる場合は，いずれか長い方を用いる。

A1 橋台，P1 橋脚，P2 橋脚，A2 橋台の橋軸直角方向に桁かかり長 SEM を確保する

(2)　橋軸直角方向に対しては，一般に下部構造頂部の幅が広く，支承部の破壊に伴う落橋に対する安全性が高いため，これまでの示方書では頂部幅が狭い場合に対して横変位拘束構造を設置することとされていた。今回の改定では，橋軸方向に対して桁かかり長を超えるより前に，橋軸直角方向に対する相対変位がこの桁かかり長分と同じだけ生じたときに上部構造が不安定とならないことは最低限担保することを意図して，橋軸方向に対する必要桁かかり長と同じだけの桁かかり長があるかどうかを目安とし，これを一連の上部構造を支持する下部構造位置（端支点部だけでなく中間支点部を含む）で評価することが新たに規定されている。

条文で示されている安定して下部構造上に留まることのできる長さとは，上部構造が下部構造頂部から逸脱しても，安定した状態で残存することができる長さを指している。ここで，安定した状態で残存できるとは，橋軸直角方向に対して上下部構造間の相対変位が生じた際に，上部構造が下部構造頂部より逸脱した後の状態に対して，上部構造に活荷重が作用していない状況において，上部構造に不可逆でかつ一度生じると制御できない転倒等の挙動が生じるような不安定な状態とはならず，落下も生じない状態に留まることを指している。例えば，図-解 13.3.3 の（a）のような橋では，主桁の中心位置が下部構造の柱又ははり端部から逸脱すると，転倒モーメントが発生し上部構造は安定した状態で残存できないと判断できる。一方，図-解 13.3.3（b）のような橋では，最外縁にある 1 主桁が下部構造頂部から逸脱した段階では，残りの主桁は下部構造上に留まっており，また，上部構造が転倒する状態とはならないことから，ただちに上部構造が不安定となることはないと判断できる。斜橋や曲線橋の場合は，各下部構造位置での橋軸直角方向に対して判断する。例えば，図-解 13.3.4 のような曲線橋で，最も左側の下部構造位置での橋軸直角方向に対する桁かかり長を検討するときは，図の矢印の向き（図においては左斜め上方向）に対しての移動を考えることになる。なお，この状態のときに他の下部構造上の桁かかり長の状態については考慮する必要はないが，この検討を一連の上部構造を支持する下部構造上で行い，一連の上部構造を支持する全ての下部構造上で橋軸直角方向に桁かかり長を確保する必要がある。以上のように，橋軸直角方向に対する落下に至るまでに要する変位は，橋軸方向の桁かかり長のように上部構造端部から下部構造縁端までの距離というように一義的に定めることはできないため，相対変位量と，上部構造や下部構造の構造特性の関係を考慮して個別に判断する必要がある。

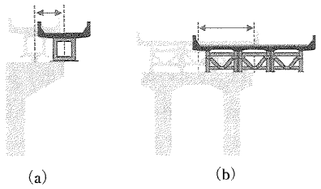


図-解 13.3.3　橋軸直角方向に上下部構造間の相対変位が生じた際に安定した状態で残存しない場合の例

（※欠印部分の長さが橋軸方向の桁かかり長相当分の相対変位より小さい場合は安定した状態で残存しなくなると判断）

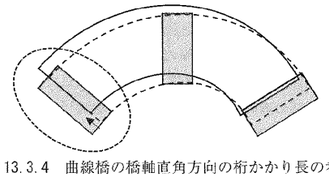


図-解 13.3.4　曲線橋の橋軸直角方向の桁かかり長の考え方

（左端の下部構造位置で検討する場合）

13.3.5　必要桁かかり長

(1)　必要桁かかり長は，式（13.3.1）により算出する値とする。ただし，この値が式（13.3.2）により算出する値を下回る場合には，式（13.3.2）により算出する値とする。

$$S_{ER} = u_R + u_G \quad \cdots\cdots (13.3.1)$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005l \quad \cdots\cdots (13.3.2)$$

$$u_G = \varepsilon_G L \quad \cdots\cdots (13.3.3)$$

ここに，

S_{ER}：必要桁かかり長（m）

u_R：レベル 2 地震動を考慮する設計状況において生じる支承部の最大応答変形量（m）で，地盤の流動化を考慮する場合には流動化した際の最大応答変形量を含む。ただし，4.4 に規定する地盤の流動力を考慮する場合で，流動力を作用させたときに生じる基礎天端における水平変位が基礎の降伏に達するときの水平変位を上回る場合には，さらに 0.5m を加える。

u_G：地震時の地盤ひずみによって生じる地盤の相対変位（m）

S_{EM}：必要桁かかり長の最小値（m）

ε_G：地震時地盤ひずみで，地盤種別がⅠ種，Ⅱ種，Ⅲ種に対して，それぞれ，0.00250，0.00375，0.00500 とする。ここで，一連の上部構造が異なる地盤種別上に設置された下部構造により支持されている場合は，そのうち最も地震時地盤ひずみが大きい地盤種別の値を用いる。

L：必要桁かかり長の算定に用いる下部構造間の距離（m）

l：支間長（m）で，1 橋脚上に 2 つの上部構造の端部が支持され両側の支間長が異なる場合には，いずれか大きい方の支間長を用いる。

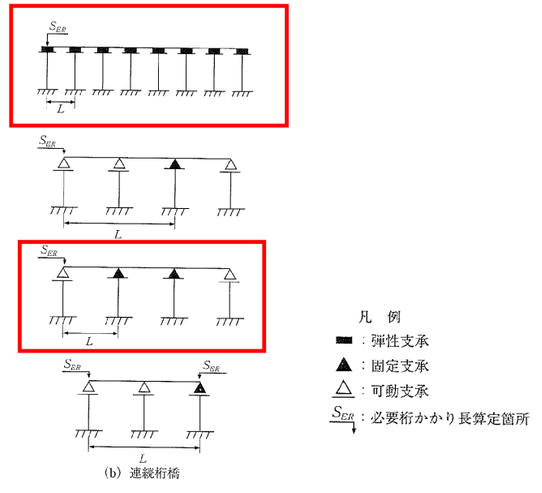


図-解 13.3.10　必要桁かかり長の算定のための下部構造間の距離 L の取り方

(4) 回転方向

「道示Ⅴ」p. 281～285 より，**必要桁かかり長を当該支承線に直角な方向に確保する**。また，**横変位拘束構造**を設ける。

回転方向の落橋防止システム「道示Ⅴ 13.3.4」p. 281～p285，　「道示Ⅴ 13.3.9」p295～296

13.3.4　回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

(1)　回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は，一連の上部構造の水平面内での回転挙動を想定した場合に，これに隣接する上部構造，橋脚の段違い部又は橋台パラペットで挙動が拘束されないときに行う。

(2)　回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は，(3)の桁かかり長を確保するとともに，(4)の横変位拘束構造を設けることにより行う。

(3)　回転方向に対する桁かかり長は，以下の 1)から 3)を満足するように確保する。

1)　必要桁かかり長は，一連の上部構造の端支点部において確保する。

2)　必要桁かかり長は，一連の上部構造端部から当該端支点部の支承線に直角な方向に確保する。

3)　必要桁かかり長は，13.3.5(2)の規定により算出する。

(4)　横変位拘束構造は，13.3.7 の規定による構造を，以下の 1)及び 2)により設置する。

1)　横変位拘束構造は，上部構造の回転を拘束する位置に設置する。

2)　横変位拘束構造は，上部構造がこれを支持する下部構造から回転方向に対する桁かかり長を超えて逸脱することのない範囲で機能するように設置する。

A1，A2 橋台の支承線に直角な方向に桁かかり長 SEM を確保する

横変位拘束構造を設ける

「道示Ⅴ」13.3.9 (2)に該当するので，桁かかり長は 13.3.5(1)による。

(1)　支承部の破壊後に上部構造に水平面内で回転しようとする挙動が生じたときに，隣接する上部構造や橋台パラペットに拘束されない構造条件である場合には，別途回転しようとする挙動への対策として，落橋防止システムの設置を検討する必要がある。

上部構造が隣接する上部構造や橋台等の拘束を受けずに回転できる可能性の判定は，上部構造の幾何学的条件や構造条件を考慮して行う。ここで，隣接する上部構造の応答の影響及び上部構造端部の遊間量の影響は考慮する必要はない。これは隣接する上部構造の応答や上部構造端部の遊間量を考慮することにより一般には回転しやすくなるが，一連の上部構造の長さに比べて遊間量は小さいためその影響は小さいこと，地震の際は実際には遊間量が時々刻々と変化しているがこの影響を考慮することが困難であるためである。

図-解 13.3.5及び図-解 13.3.6 に示すように，上部構造の幾何学的条件から，上部構造が隣接桁や橋台パラペットの拘束を受けずに回転できる条件は式（解 13.3.1），式（解 13.3.2）により簡便に判定することもできる。

①　斜橋が回転できる条件

$$\frac{\sin 2\theta}{2} > \frac{b}{L} \quad \cdots\cdots (解\ 13.3.1)$$

②　曲線橋が回転できる条件

$$\cos\theta' > \frac{b}{L} \quad \cdots\cdots (解\ 13.3.2)$$

ここに，

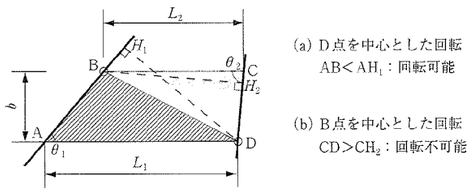
L：一連の上部構造の長さ（m）

b：上部構造の全幅員（m）

θ：回転条件を評価するための角度。例えば，図-解 13.3.5 において，D 点を中心とした回転を考慮する場合には，回転中心 D と上部構造の他端部の回転中心側角部 A を結ぶ線（AD）と，他端部（AB）がなす角度（°）

θ'：回転条件を評価するための角度。例えば，図-解 13.3.6 において，D 点を中心とした回転を考慮する場合には，回転中心 D と上部構造の他端部の回転中心側角部 A を結ぶ線（AD）と，他端部（AB）がなす角度（°）

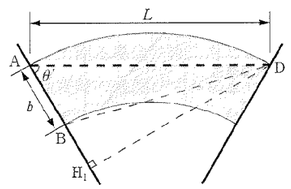
ここで，上部構造の両端に隣接する部分が上部構造であるかパラペットであるかは，拘束の特性からみて回転の可能性の有無に与える影響は少ないとしている。図-解 13.3.7及び図-解 13.3.8 は，それぞれ式（解 13.3.1）及び式（解 13.3.2）の関係を示している。



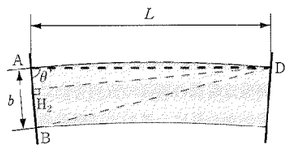
(a) D点を中心とした回転
AB＜AH_1：回転可能

(b) B点を中心とした回転
CD＞CH_2：回転不可能

図-解 13.3.5　隣接する上部構造や橋台等の拘束を受けずに斜橋が回転できる条件



(a) 回転可能な場合
AB＜AH_1



(b) 回転不可能な場合
AB＞AH_2

図-解 13.3.6　隣接する上部構造や橋台等の拘束を受けずに曲線橋が回転できる条件

13.3.9　落橋防止構造及び横変位拘束構造の設置の例外

(1)　一連の上部構造を有する 3 径間以上の橋で，全ての下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にあり，以下の 1)又は 2)に該当する場合は，13.3.2 から 13.3.4 の規定のうち必要桁かかり長のみを確保する。ただし，回転方向に対する必要桁かかり長は，13.3.5(1)の規定により算出する。

1)　上下部接続部が 2 基以上の下部構造で剛結の場合

2)　1 支承線上の支承数が 1 つである下部構造を除いた 4 基以上の下部構造において，橋軸方向に対して剛結，弾性支持若しくは固定支持又はこれらの併用からなる場合。ただし，橋軸方向に対してレベル 2 地震動を考慮する設計状況において生じる一連の上部構造の重量による慣性力のうち，その半分以上の慣性力を 1 支承線で分担していない場合に限る。

(2)　(1)の条件に該当しないラーメン橋又は一連の上部構造が 1 支承線上の支承数が 1 つである下部構造を除いた 4 基以上の下部構造で支持されている 3 径間以上の橋の場合で，13.3.4(1)の規定に該当するときは，以下の 1)から 3)による。

1)　橋軸方向に対しては，13.3.2 の規定による。

2)　橋軸直角方向に対しては，13.3.3 の規定による。

3)　回転方向に対しては，13.3.4(3)1)及び 2)並びに 13.3.5(1)に規定する必要桁かかり長を確保する。

この示方書では，落橋防止システムは，2.7.1(2)1)の規定に基づき下部構造が自立することを前提として，

①　上部構造が剛体として挙動すること

②　上部構造を支持する全ての支承部が破壊することを想定し，その後の上部構造の挙動には，支承部の強度や剛性，支点条件等の構造条件は影響しないこと

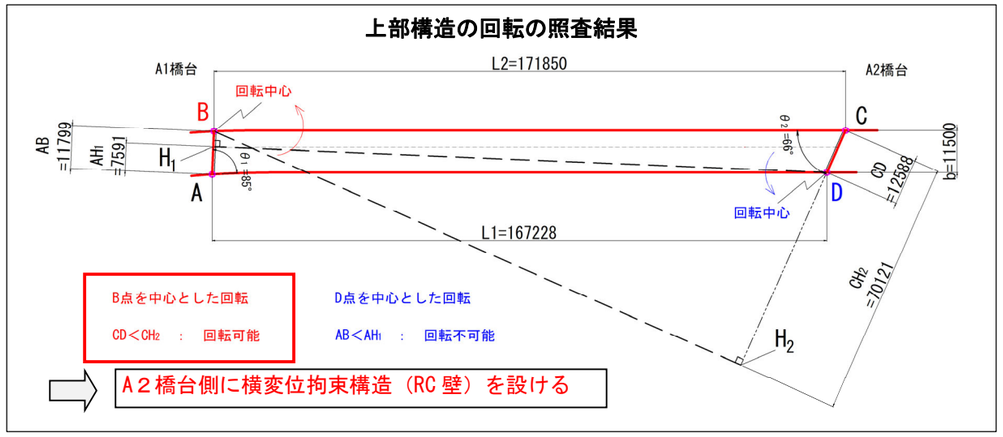
を仮定したうえで，設計で考慮する 3 つの方向に対して独立したシステムとして機能するように設計するものとされている。一方で，既往の地震での落橋事例等を踏まえると，上部構造が容易には落下しないと考えられる構造条件があり，ここでは落橋防止構造や横変位拘束構造の設置の例外として規定されている。これまでの示方書で，橋の構造的特徴から，橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性を有する橋や，端支点部での鉛直支持が失われても上部構造が落下しない橋，多点支持された支承部の破壊に対する補完性又は代替性が高いと考えられる橋として示されていたものを基本として規定されている。ただし，多点支持された支承部のうち 1 支承線上の支承数が少ない支点は，支承部の破壊に対する補完性，代替性が低いと考えられるため，これまでの考え方を踏襲し，1 支承線上の支承数が 1 つである支点を除くことが規定されている。

表7.3.3 レベル2地震時の支承部最大応答変形量

	条件	u_R(mm)
A1 橋台	可動	±241
A2 橋台	可動	±243

A1 橋台：u_R=0.241m
Ⅱ種地盤　ε_G=0.00375
L=54.4m
u_G=0.00375×54.4=0.204m
S_{ER}=0.241+0.204=0.445m
S_{EM}=0.7+0.005×54.4=0.972m

A2 橋台：u_R=0.243m
Ⅰ種地盤　ε_G=0.00250
L=54.4m
u_G=0.00250×54.4=0.136m
S_{ER}=0.243+0.136=0.379m
S_{EM}=0.7+0.005×54.4=0.972m



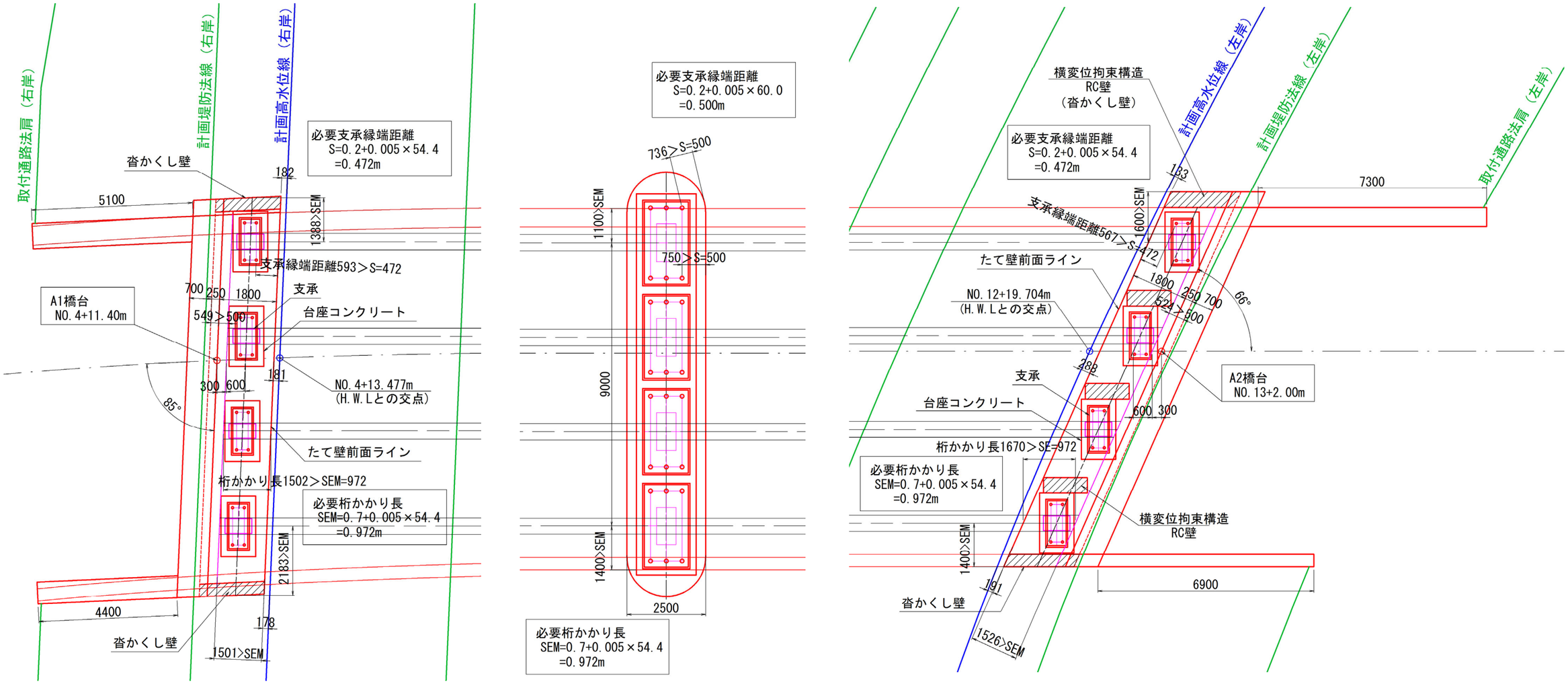


図7.3.2　桁かかり長 SEM・支承縁端距離 S・橋座幅

(5) 横変位拘束構造

「道示Ⅴ」p.293 より，横変位拘束構造に作用する水平力に対して弾性域に留まるように設計する。

横変位拘束構造「道示Ⅴ 13.3.7」p.293 より抜粋

13.3.7 横変位拘束構造

(1) 横変位拘束構造に作用する水平力は，式（13.3.6）により算出する。

$$\left.\begin{array}{l} H_s = P_{TR} \\ \text{ただし，} H_s \leqq 3k_h R_d \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (13.3.6)$$

ここに，

H_s：横変位拘束構造に作用する水平力（kN）

P_{TR}：当該支点を支持する下部構造が橋軸直角方向に発揮できる最大の水平耐力（kN）

k_h：レベル 1 地震動に相当する設計水平震度で，4.1.6 の規定による。

R_d：上部構造の死荷重により必要桁かかり長を確保する下部構造の支点部に生じる鉛直反力（kN）

(2) 横変位拘束構造の設計は，桁かかり長を超えない範囲で必要な強度を発揮し，かつ，(1)の水平力に対して弾性域に留まるようにする。

(1) 落橋防止構造と同様に，横変位拘束構造が機能するためには，横変位拘束構造を構成する部材（本体構造及び上下部構造への取付部材も含む）や連結される下部構造が，一連の上部構造の応答を拘束する際に生じる力に下部構造の耐荷力が保持できる範囲で抵抗できるようにする必要がある。このため，横変位拘束構造に作用する力は当該支点を支持する下部構造が橋軸直角方向に発揮できる最大の水平耐力に相当する力としている。ここで，下部構造の耐力の算出方法は，13.3.6(1)の解説と同様に考えることができる。横変位拘束構造及び上下部構造との接合部に対する考え方も，落橋防止構造に対するそれと同じである。また，落橋防止構造の場合と同様の理由により，式（13.3.6）の算出にあたっては，P_{TR}，k_h，R_d には，荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する必要はない。

(2) 横変位拘束構造は，上部構造の変位の拘束を目的としていることから，これらの構造に要求される耐力が発揮されるまでに大きな変形を要するものは避ける必要がある。

なお，弾性域に留まるとは，鋼部材及びコンクリート部材の場合ともに，発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超えないこと（曲げ破壊が先行する場合）と考えてよい。

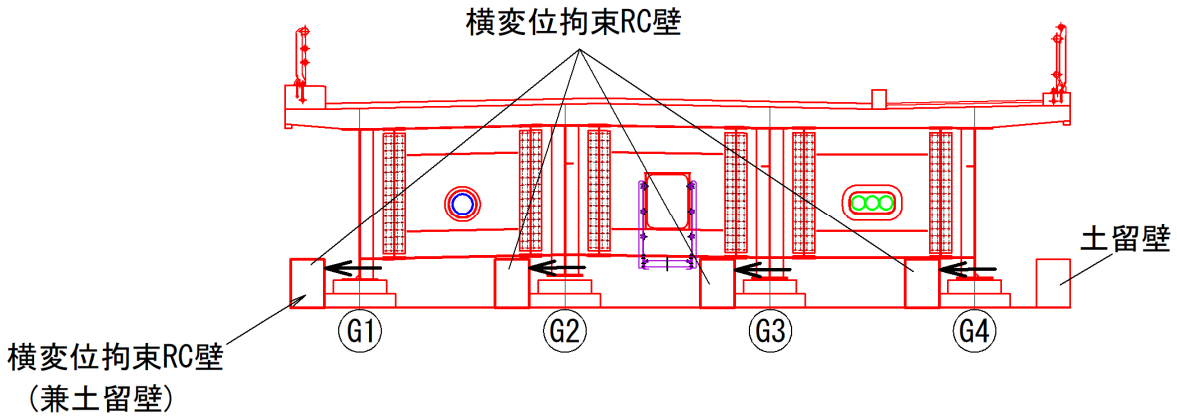


図7.3.3 横変位拘束構造

7.4 付属物の計画

7.4.1 支承の計画

(1) 支承形式

「支承便覧」(p.25)のゴム支承から比較形式を抽出する。なお，「支承便覧」(p.46)，鋼製支承の適用性から検討する条件に該当しないので鋼製支承は比較対象としない。

「支承便覧」p.25

表-2.3.1 水平方向の支持機能及び鉛直方向の支持機構に応じた支承形式の例

支承の種類	水平方向の支持機能	鉛直方向の支持機構	支承形式
ゴム支承	弾性支持	平面接触	地震時水平力分散型ゴム支承
			免震支承
	固定支持	平面接触	固定型ゴム支承
	可動支持	平面接触	すべり型ゴム支承
			せん断型可動ゴム支承
鋼製支承	固定支持	平面接触	支承板支承
			ピボット支承
			ピン支承
		線接触	線支承
		点接触	ピボット支承
	可動支持	平面接触	支承板支承
		線接触	ローラー支承
コンクリートヒンジ支承	固定支持	－	メナーゼヒンジ

■鋼製支承の適用性

「支承便覧」(p.46)より鋼製支承の適用性を整理する。検討する条件に該当しないので鋼製支承は比較対象としない

表7.4.1 鋼製支承の適用性判定

支承形式	留意事項	評　価
鋼製支承を検討する条件	・移動量にゴム支承のせん断変形のみで追随しようとすると支承の寸法が大きくなり，桁との取合い構造が困難となる場合　**←問題ない**	・左記の適用条件に該当しないので，鋼製支承は対象としない。
	・端支点部などの回転変形が大きく，ゴム支承の回転性能では対処できない　**←ゴム支承で対処できる**	
	・永続作用及び風を除く変動作用が生じる状況において，ゴム支承に鉛直方向の引張力が生じる　**←負反力は生じない**	
	・ゴム支承の鉛直変位により路面の平坦性が損なわれ，交通振動の発生や構造部材及び照明柱等附属物の疲労が問題となる場合　**←該当しない**	
	・基礎周辺の地盤が地震時に不安定となる地盤において，地盤との共振により水平変位が増加する恐れのある場合　**←地震時に不安定となる地盤はない**	
	・常に偏心荷重がかかる場合　**←偏心荷重はかからない**	

■免震支承の適用性

「道示Ⅴ」(p.298, p.300)の免震支承の適用を整理した結果，表 7.4.2 より免震支承は採用可能である。

表7.4.2 免震支承の適用性判定

	項　目	結　果	判　定
免震支承を採用してはならない	・基礎周辺の土層が「道示Ⅴ」3.5 3)に規定する土質定数を耐震設計上零にする地盤の場合	土質定数を耐震設計上零にする土層なし **→該当しない**	**使用可** ○
	・下部構造のたわみ性が大きいこと等により，もともと固有周期の長い橋等で，橋の固有周期の長周期化の効果又はエネルギー吸収の確実性が期待できない可能性がある場合 ※支承条件を全て固定とした場合の固有周期が1.0秒以上	支承を全て固定とした場合の固有周期(固定)T=0.47sec程度　**→該当しない**	**使用可** ○
	・基礎周辺の地盤が軟らかく，橋を長周期化することにより，地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合	軟弱地盤ではない **→該当しない**	**使用可** ○
	・永続作用支配状況において，ゴム裂の支承本体に引張力が生じる場合	負反力は生じない **→該当しない**	**使用可** ○
	・基礎の塑性化を期待する設計を行う場合	基礎は塑性化させない **→該当しない**	**使用可** ○
免震支承が適している	・地盤が堅固で，基礎周辺地盤が地震時に安定している	Ⅰ種地盤，Ⅱ種地盤 **→該当する**	**適している** ○
	・下部構造の剛性が高く，橋の固有周期が短い	固有周期(全固定) T=0.47sec程度　**→該当する**	**適している** ○
	・多径間連続橋	連続橋　**→該当する**	**適している** ○

■橋軸直角方向の支承条件

小作田橋には重要ライフラインである水道管および NTT 管が添架されるので，地震時に生じる変位による破損を避ける必要があるため，橋軸直角方向の支承条件は固定とする。

床版の最大支間　〈※出典：「土木設計マニュアル[橋梁編]」p2-32〉

3－5－2 橋軸直角方向の支承の拘束

ゴム支承を用いた支承部の橋軸直角方向の支承条件は下記のとおりとする。

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

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

(3)　通信情報管等、重要な添架物がある場合は、橋台及び、架け違部では橋軸直角方向は固定を原則とする。

「土木設計マニュアル[橋梁編]」p2-19 の支承形式選定フローによると，以下のとおりとなり，免震支承が選定される。

支承形式選定フロー　〈※出典：「土木設計マニュアル[橋梁編]」p2-19〉

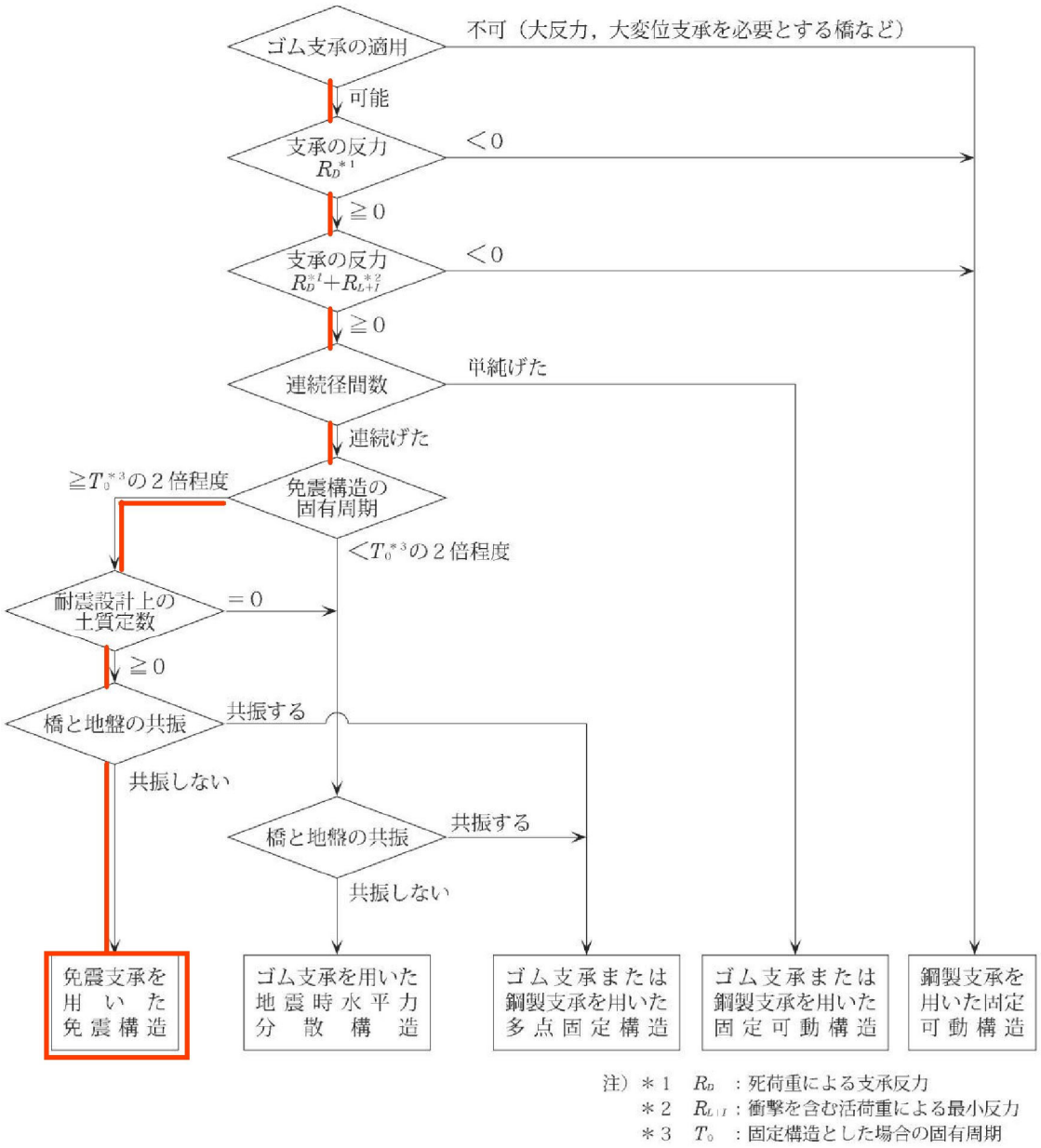


図 2－10－1　支承形式の選定フローチャート

・全固定と仮定した固有周期 To=0.47s
・免震とした場合の固有周期 T =1.37s　　T/To=2.9
・多点固定の場合の固有周期 T =0.79s

(2) 支承形式比較

端支点に免震支承を用いた案を試算した結果，水平力変位追従機能と回転吸収性能の両方を満足できるゴム形状が成立しない。回転吸収性能を満足する支承を積層ゴム支承の上に乗せた形式の支承（第４案ハイブリッド支承）があるものの，支承価格が約３倍と非常に高額になるので採用しない。

以上を踏まえて，以下の４案について検討する。

【端支点可動＋中間支点免震　M-E-E-M】

第１案：超高減衰積層ゴム支承(HDR-S)

第２案：鉛プラグ入り積層ゴム支承(SPR,LRB)

第３案：スプリング拘束型鉛プラグ入り高減衰積層ゴム支承(SPR-S)

NETIS:CB-110020-VE

【端支点可動＋中間支点固定　M-F-F-M】

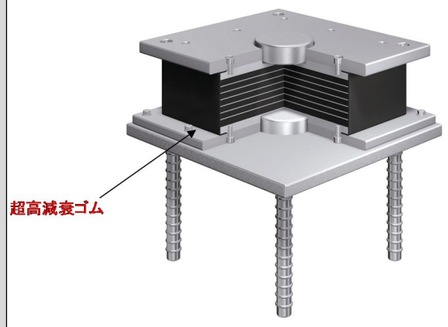
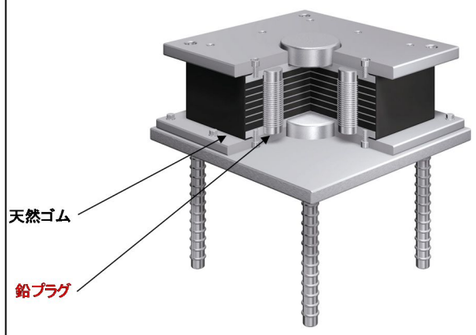
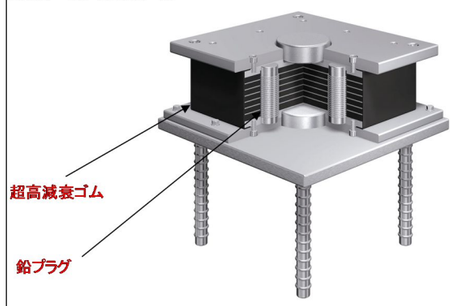
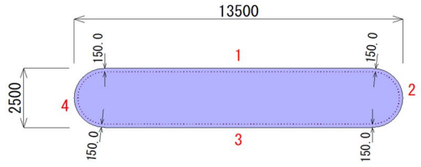
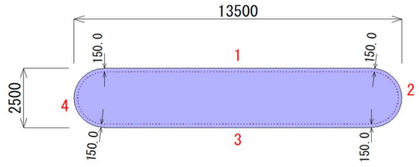
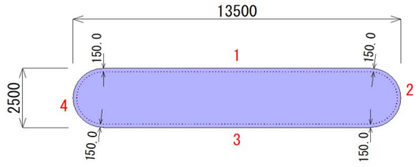
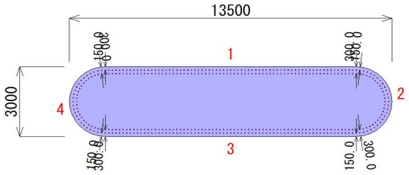
第４案：可動固定支承(FxSB,DRB)

比較検討の結果，経済性に優位な下記の支承形式を採用する。

第３案：スプリング拘束型鉛プラグ入り高減衰積層ゴム支承(SPR-S)

【端支点可動＋中間支点免震】

表7.4.3　支承形式比較

	【端支点可動＋中間支点免震　M-E-E-M】			【端支点可動＋中間支点固定　M-F-F-M】
	【第1案】 超高減衰ゴム支承：HDR-S	【第2案】 鉛プラグ入りゴム支承：LRB，SPR	【第3案】 鉛プラグ入り超高減衰ゴム支承：SPR-S	【第4案】 可動固定ゴム支承：FxSB，DRB
支承形状			NETIS　CB-110020-VE 	
橋脚断面	 橋脚柱主鉄筋 D51ctc150	 橋脚柱主鉄筋 D51ctc150	 橋脚柱主鉄筋 D38ctc125	 橋脚柱主鉄筋 D51ctc150　2段
特　徴	減衰性の高い特殊配合の超高減衰ゴムを用いた支承である。 バネ機能とにエネルギー吸収機能を併せ持つ免震支承である。	天然ゴム支承に鉛プラグを挿入した支承である。 鉛の塑性変形によるエネルギー吸収とゴム支承のばね機能を持たせた免震支承である。	超高減衰ゴム支承に鉛プラグを挿入した支承である。 鉛の塑性変形と超高減衰ゴムによるエネルギー吸収機能とばね機能を持たせた免震支承である。	固定支承である。
免震機能	超高減衰積層ゴムが機能し，地震時慣性力を減衰させる。	鉛プラグが機能し，地震時慣性力を減衰させる。	鉛プラグ及び超高減衰積層ゴムが機能し，地震時慣性力を減衰させる。	免震機能はない。
減衰定数	17%程度	17%程度	25%程度	-

支承応答変位（地震時）

	橋軸方向	直角方向	備考
端支点 A1橋台	307mm	-	II種地盤
中間支点 P1橋脚	206mm	-	I種地盤
中間支点 P2橋脚	215mm	-	I種地盤
端支点 A2橋台	307mm	-	I種地盤

		橋軸方向	直角方向	備考
端支点 A1橋台		309mm	-	II種地盤
中間支点 P1橋脚		207mm	-	I種地盤
中間支点 P2橋脚		216mm	-	I種地盤
端支点 A2橋台		309mm	-	I種地盤

		橋軸方向	直角方向	備考
端支点 A1橋台		213mm	-	II種地盤
中間支点 P1橋脚		143mm	-	I種地盤
中間支点 P2橋脚		149mm	-	I種地盤
端支点 A2橋台		213mm	-	I種地盤

		橋軸方向	直角方向	備考
端支点 A1橋台		244mm	-	II種地盤
中間支点 P1橋脚		mm	-	I種地盤
中間支点 P2橋脚		mm	-	I種地盤
端支点 A2橋台		249mm	-	I種地盤

経済性

		単価（千円）		数量	金額（千円）
支承	端支点 A1，A2	[redacted]	基	8	[redacted]
	中間支点P1，P2		基	8	
伸縮装置			m	21	
上部工			t	468	
下部工	A1橋台		m3	414	
	P1橋脚		m3	691	
	P2橋脚		m3	652	
	A2橋台		m3	536	
基礎杭	A1橋台		m	60	
総合計					
差　額					
比　率					

		単価（千円）		数量	金額（千円）
支承	端支点 A1，A2	[redacted]	基	8	[redacted]
	中間支点P1，P2		基	8	
伸縮装置			m	21	
上部工			t	468	
下部工	A1橋台		m3	414	
	P1橋脚		m3	691	
	P2橋脚		m3	652	
	A2橋台		m3	536	
基礎杭	A1橋台		m	60	
総合計					
差　額					
比　率					

		単価（千円）		数量	金額（千円）
支承	端支点 A1，A2	[redacted]	基	8	[redacted]
	中間支点P1，P2		基	8	
伸縮装置			m	21	
上部工			t	468	
下部工	A1橋台		m3	414	
	P1橋脚		m3	691	
	P2橋脚		m3	652	
	A2橋台		m3	536	
基礎杭	A1橋台		m	60	
総合計					
差　額					
比　率					

		単価（千円）		数量	金額（千円）
支承	端支点 A1，A2	[redacted]	基	8	[redacted]
	中間支点P1，P2		基	8	
伸縮装置			m	21	
上部工			t	482	
下部工	A1橋台		m3	414	
	P1橋脚		m3	883	
	P2橋脚		m3	824	
	A2橋台		m3	536	
基礎杭	A1橋台		m	60	
総合計					
差　額					
比　率					

評　価	免震効果が低く，橋脚柱配筋，支承形状が第3案より大きくなり，橋梁全体で不経済となる。	免震効果が低く，橋脚柱配筋，支承形状が第3案より大きくなり，橋梁全体で不経済となる。	○ 減衰効果が高く，支承，伸縮，下部工を踏んだ全体で経済性に優れる。	免震効果が無く，橋脚柱断面が大きくなり，橋梁全体で不経済となる。

7.4.2 伸縮装置

(1) 桁端部の遊間

「道示Ⅴ(H29)」p.268-269 に準拠し，設定する。表 7.4.4 に結果をまとめる。

「道示Ⅴ(H29)」p.268-269 の規定

13.2　遊間及び伸縮装置

13.2.1　遊　　間

(1)　隣接する上部構造どうし，上部構造と橋台又は上部構造と橋脚の段違い部は，地震の影響を考慮する設計状況において，衝突しないように必要な遊間を設けることを原則とする。

(2)　上部構造端部の遊間を，式（13.2.1）により算出する値以上とする場合には，隣接する上部構造どうし，上部構造と橋台又は上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けたものとみなしてよい。

$S_{BR}=c_B u_s+L_A$（橋軸方向に隣接する上部構造の間）
$S_{BR}=u_s+L_A$　（上部構造と橋台又は橋脚の段違い部の間）　…(13.2.1)

ここに，

S_{BR}：上部構造端部の必要遊間量（mm）

c_B：遊間量の固有周期差別補正係数で，橋軸方向に隣接する 2 連の上部構造の各上部構造を含む設計振動単位の固有周期差 ΔT に基づいて表-13.2.1 の値とする。

表-13.2.1　遊間量の固有周期差別補正係数 c_B

固有周期差比 $\Delta T/T_1$	c_B
$0 \leqq \Delta T/T_1 < 0.10$	1
$0.10 \leqq \Delta T/T_1 < 0.80$	$\sqrt{2}$
$0.80 \leqq \Delta T/T_1 \leqq 1.00$	1

注）$\Delta T = T_1 - T_2$ で，T_1，T_2 は，それぞれ，橋軸方向に隣接する 2 連の上部構造の各上部構造を含む設計振動単位の固有周期を表す。ただし，$T_1 \geqq T_2$ とする。

u_s：レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対して，遊間量を算出する位置において生じる上部構造と下部構造との間の最大相対変位（mm）。なお，1 つの橋脚上において 2 連の上部構造を支持する場合等で固有周期差別補正係数 c_B を用いて遊間量を算出する場合は，各上部構造を含む設計振動単位の固有周期のより長い方の上下部構造間における最大相対変位とする。

L_A：遊間量の余裕量（mm）

ここで，遊間量の余裕量 L_A は，「道示Ⅴ(H24)」p.271 より，15mm と設定する。

「道示Ⅴ(H24)」p.271 の規定

なお，遊間量の余裕量は，上部構造を設置するときの施工誤差等に対処するために設けるもので，一般に15mm程度を目安とすればよい。

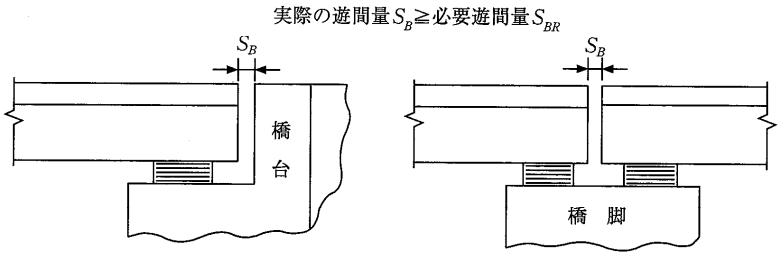


図-解14.4.2　上部構造端部の遊間

(2) 設計伸縮量

「道示Ⅰ(H29)」p.182～183 に準拠して算出する。常時の伸縮量とレベル１地震動の伸縮量のうちいずれか大きい値を設計伸縮量とする。

「道示Ⅰ(H29)」p.182～183 の規定

10.3.3　設計伸縮量

(1)　伸縮装置の設計伸縮量は，桁の温度変化，コンクリートのクリープ及び乾燥収縮，活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量，並びに施工時の余裕量を考慮して設定しなければならない。
(2)　設計伸縮量を 10.1.8 の規定により算出する場合には，(1)を満足するとみなしてよい。

(1)　伸縮装置の設計伸縮量は，桁の温度変化，コンクリートのクリープ及び乾燥収縮，活荷重によって生じる桁のたわみによる上部構造の移動量に据付時の施工誤差等の余裕量を踏まえて設定する必要がある。なお，Ⅴ編 13.2.2 に規定する地震の影響を考慮するときの設計伸縮量が，本条に規定する設計伸縮量を上回る場合があるので，伸縮量の設定にあたっては地震の影響を適切に考慮して設定する必要がある。基準温度，コンクリートの材齢など，設計伸縮量を設定するにあたって前提にした条件は，設計図等に明らかにし，施工に確実に引き継ぐようにする。

(2)　設計伸縮量は，支承の移動量の算出と同様の方法で算出することを基本とする。このとき，表-3.3.1 は適用しない。活荷重によって生じるたわみによる伸縮量については，桁端部における橋の挙動を考慮し，適切に検討する必要がある。また，余裕量は，施工時余裕量を除いた伸縮量に対して 10mm を見込むことを標準とし，橋の規模や施工誤差等，実状に応じて別途定めることができる。

(2)-1 常時の伸縮量

支承の移動量をもとに，「道示Ⅰ(H29)」p.126(温度変化の影響)，p.171,172(支承の移動量)に準拠し，温度変化と桁のたわみによる移動量から設定する。計算結果を表 7.4.4 にまとめる。

「道示Ⅰ(H29)」p.126,127 の規定

8.10　温度変化の影響

(1)　温度変化の影響は，構造物の種類，構造条件，架橋地点の環境条件及び部材の材質・寸法を適切に考慮して設定しなければならない。

(2)　(3)から(6)による場合は，(1)を満足するとみなしてよい。

(3)　設計に用いる基準温度は＋20℃を標準とする。ただし，寒冷な地域においては＋10℃を標準とする。

(4)　設計に用いる温度変化の範囲は次のとおりとし，構造物における温度の昇降は基準温度からの差として考慮する。

1)　鋼構造

鋼構造全体の一様な温度変化を考慮する場合の温度変化の範囲は，－10℃から＋50℃までとする。ただし，寒冷な地方においては－30℃から＋50℃までとする。

2)　コンクリート構造

コンクリート構造全体の温度変化を考慮する場合の温度昇降は，一般に，基準温度から地域別の平均気温を考慮して定める。一般の場合，温度の昇降はそれぞれ 15 度とする。断面の最小寸法が 700mm 以上の場合には，上記の標準を 10 度とすることができる。

3)　支承及び伸縮装置

支承の移動量及び伸縮装置の伸縮量の算定に用いる温度変化の範囲は，1）及び2）に関わらず表-8.10.1 を用いる。

表-8.10.1　支承の移動量並びに伸縮装置の伸縮量算定に用いる温度変化の範囲

橋　　種	温　度　変　化	
	普通の地方	寒冷な地方
鉄筋コンクリート橋 プレストレストコンクリート橋	－5℃～＋35℃	－15℃～＋35℃
鋼橋（上路橋）	－10℃～＋40℃	－20℃～＋40℃
鋼橋（下路橋及び鋼床版橋）	－10℃～＋50℃	－20℃～＋40℃

4)　水中又は土中にある構造物では温度変化の影響を考慮しなくてよい。

(5)　設計に用いる線膨張係数は，次のとおりとする。

1)　鋼構造物における鋼の線膨張係数は 12×10^{-6} とする。

2)　コンクリート構造物における鋼材及びコンクリートの線膨張係数は 10×10^{-6} とする。

3)　鋼桁とコンクリート床版の合成作用を考慮する場合の鋼及びコンクリートの線膨張係数は 12×10^{-6} とする。

(6)　温度変化の影響を(3)から(5)によらず定める場合には，構造物の種類，構造条件及び部材の材質・寸法を考慮したうえで，温度変化の範囲の特性値については，設計供用期間に対して，架橋地点が該当する地域の年最高気温と年最低気温の統計的性質を考慮し，最大級の値となるように定めなければならない。

「道示Ⅰ（H29）」p.171,172 の規定

10.1.8　支承の移動量

(1)　支承の設計移動量は，桁の温度変化，コンクリートのクリープ及び乾燥収縮，プレストレスによる弾性変形，活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量及び施工時の余裕量を考慮して設定しなければならない。

(2)　(3)から(6)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。

(3)　温度変化による移動量は式（10.1.3）による。

$$\Delta l_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot l \quad \cdots\cdots (10.1.3)$$

ここに，Δl_t ：温度変化による移動量（mm）

ΔT ：表-8.10.1 に示す温度変化の範囲

α ：8.10 (5)に規定する線膨張係数

l ：伸縮桁長（mm）

(4)　コンクリートの乾燥収縮及びクリープによる移動量は，式（10.1.4），式（10.1.5）を標準とする。

$$\Delta l_s = \varepsilon_{cs} \cdot l \quad \cdots\cdots (10.1.4)$$

$$\Delta l_c = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot \varphi \cdot l \quad \cdots\cdots (10.1.5)$$

ここに，Δl_s ：コンクリートの乾燥収縮による移動量（mm）

Δl_c ：コンクリートのクリープによる移動量（mm）

ε_{cs} ：Ⅲ編 4.2.3 に示す乾燥収縮度

P_t ：プレストレッシング直後の PC 鋼材に作用する引張力（N）

A_c ：コンクリートの断面積（mm^2）

E_c ：Ⅲ編 4.2.3 に示すコンクリートのヤング係数（N/mm^2）

φ ：Ⅲ編 4.2.3 に示すコンクリートのクリープ係数

l ：伸縮桁長（mm）

(5)　コンクリートのプレストレスによる弾性変形による移動量は式（10.1.6）による。

$$\Delta l_p = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot l \quad \cdots\cdots (10.1.6)$$

ここに，Δl_p ：コンクリートのプレストレスによる弾性変形による移動量（mm）

P_t ：プレストレッシング直後の PC 鋼材に作用する引張力（N）

A_c ：コンクリートの断面積（mm^2）

E_c ：Ⅲ編 4.2.3 に示すコンクリートのヤング係数（N/mm^2）

l ：伸縮桁長（mm）

(6)　活荷重によって生じる桁のたわみによる上部構造の移動量は，構造解析により求めた値を用いる。

ここで，ΔT：温度変化→寒冷な地方[福島県]　(60℃)

α　：線膨張係数→12×10^{-6}：鋼構造物

L　：伸縮桁長→170(橋長)/2= 85m

ΔLs：コンクリートの乾燥収縮による移動量（→鋼橋なので考慮しない）

ΔLc：コンクリートのクリープによる移動量（→鋼橋なので考慮しない）

ΔLr：活荷重たわみによる移動量

$$\Delta L_r = \Sigma(h_i \times \theta_i)$$

活荷重たわみによる移動量については「道示Ⅴ」p.173,174 より設定する。

「道示Ⅴ(H29)」p.173,174 の規定

(6) 一般に桁橋の場合には，桁のたわみによる影響は桁端における回転による移動量についてのみ考慮すればよい。連続桁の中間支点においてもその影響があるが，一般にその値は小さいので無視してもよい。

活荷重のたわみによる移動量は上部構造の構造解析で求められた値を用いることを原則とするが，従来同様に式（解 10.1.2）を用いて算出することができる。

$$\Delta l_r = \Sigma(h_i \times \theta_i) \quad \cdots\cdots (解\ 10.1.2)$$

ここに，Δl_r：8.2 に規定する活荷重を載荷したときの移動量（mm）

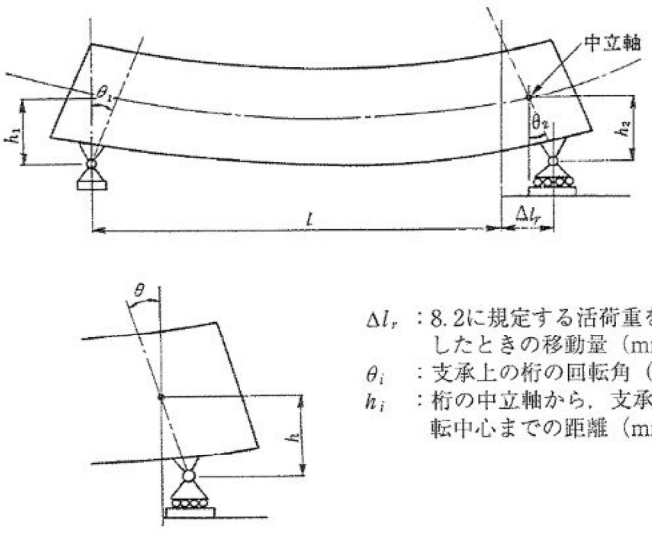
θ_i：支承上の桁の回転角（rad）

h_i：桁の中立軸から，支承の回転中心までの距離（mm）

ここに，活荷重を載荷したときの移動量の算出にあたっては，荷重組合せ係数や荷重係数を考慮する必要はない。以上のとおり従来通りの算出方法を解説した理由は，変位量に着目するときには個別に照査法や部分係数を検討する余地があることが 5.2 (10)に規定されていること，実質的に従来と同じだけの移動量を見込んだ設計を行うことで従来設計と同等の性能が得られると考えられることによる。

桁橋のたわみによる移動量は図-解 10.1.1 に示すように桁端における回転角から算出できるが，単純桁の場合には可動支承に固定端における回転の影響が加算されて 2 倍になることに注意が必要である。

通常 h は桁高の 2/3 を，θ は鋼橋で 1/150，コンクリート橋で 1/300 を考えればよい。アーチ橋やラーメン橋の場合には，活荷重によるたわみが直接的に桁端における移動量として現われてくるので，十分に検討する必要がある。さらに桁端における回転の影響が付加されることもあるので注意する必要がある。



Δl_r：8.2に規定する活荷重を載荷したときの移動量（mm）

θ_i：支承上の桁の回転角（rad）

h_i：桁の中立軸から，支承の回転中心までの距離（mm）

図-解 10.1.1　桁のたわみによる移動量

ΔL_A：余裕量

「道示Ⅰ(H29)」p.182～183 に準拠して 10mm を見込む。

「道示Ⅰ(H29)」p.182～183 の規定

10.3.3　設計伸縮量

(1)　伸縮装置の設計伸縮量は，桁の温度変化，コンクリートのクリープ及び乾燥収縮，活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量，並びに施工時の余裕量を考慮して設定しなければならない。

(2)　設計伸縮量を 10.1.8 の規定により算出する場合には，(1)を満足するとみなしてよい。

(1)　伸縮装置の設計伸縮量は，桁の温度変化，コンクリートのクリープ及び乾燥収縮，活荷重によって生じる桁のたわみによる上部構造の移動量に据付時の施工誤差等の余裕量を踏まえて設定する必要がある。なお，Ⅴ編 13.2.2 に規定する地震の影響を考慮するときの設計伸縮量が，本条に規定する設計伸縮量を上回る場合があるので，伸縮量の設定にあたっては地震の影響を適切に考慮して設定する必要がある。基準温度，コンクリートの材齢など，設計伸縮量を設定するにあたって前提にした条件は，設計図等に明らかにし，施工に確実に引き継ぐようにする。

(2)　設計伸縮量は，支承の移動量の算出と同様の方法で算出することを基本とする。このとき，表-3.3.1 は適用しない。活荷重によって生じるたわみによる伸縮量については，桁端部における橋の挙動を考慮し，適切に検討する必要がある。また，余裕量は，施工時余裕量を除いた伸縮量に対して 10mm を見込むことを標準とし，橋の規模や施工誤差等，実状に応じて別途定めることができる。

(2)-2 地震時の伸縮量

「道示Ⅴ(H29)」p.272 に準拠し設定する。表 7.4.4 に結果をまとめる。

「道示Ⅴ(H29)」p.272 の規定

13.2.2 伸縮装置

(1) 伸縮装置の伸縮量は，変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況に対して式（13.2.2）により算出する値以上を確保する。ただし，Ⅰ編 10.3.3 に規定する設計伸縮量を下回ってはならない。

$$\left.\begin{array}{l} L_{ER}=c_B\delta_R+L_A \text{（橋軸方向に隣接する上部構造の間）} \\ L_{ER}=\delta_R+L_A \quad \text{（上部構造と橋台間）} \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots (13.2.2)$$

ここに，

L_{ER}：地震の影響を考慮する設計状況に対する伸縮装置の設計伸縮量（mm）

c_B：遊間量の固有周期差別補正係数で，橋軸方向に隣接する 2 連の上部構造の各上部構造を含む設計振動単位の固有周期差 ΔT に基づいて表-13.2.1 の値とする。

δ_R：変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況に対して伸縮装置の位置において生じる上部構造と下部構造との間の最大相対変位（mm）

L_A：伸縮量の余裕量（mm）

(2) 伸縮装置及び伸縮装置と上下部構造との接合部は，変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況において作用する力を，上下部構造に確実に伝達できるようにしなければならない。

また，伸縮量の余裕量 L_A は，「道示Ⅴ(H24)」p.274 から±15mm と設定する。

「道示Ⅴ(H24)」p.274 の規定

伸縮装置の伸縮量の余裕量は，一般に伸張側と収縮側のそれぞれの方向に対して15mm程度を目安として設ければよい。常時の荷重に対して考慮される伸縮装置の伸縮量の余裕量は，共通編4.2.2の解説に示すように10mmを標準としているが，地震時については，地震時の伸縮量の算出に関する誤差と施工誤差等を考慮して，余裕量の目安を15mm程度としている。

(3) 計算結果

遊間量，常時の伸縮量，地震時の伸縮量の計算結果を表 7.4.4 にまとめる。

表7.4.4 移動量まとめ

遊間　L2地震時の移動量

	橋種	Us	L_A	伸縮量 (mm)	遊間 (mm)
A1橋台	鋼鈑桁	±251	±15	±266	300
A2橋台		±256	±15	±271	

※L2地震時移動量

常時の伸縮量

	橋種	①				②			③	伸縮量	
		ΔT (℃)	α	L (m)	ΔL_t (mm)	h (m)	θ_i	ΔL_r (mm)	L_A (mm)	計算値 (mm)	採用値 (mm)
A1橋台	鈑桁橋	60	1.2×10^{-6}	85	61.2	2.2	1/150	9.8	10	81.0	100(±50)
A2橋台		60	1.2×10^{-6}	85	61.2	2.8	1/150	12.5	10	83.7	

L1地震時の伸縮量

	橋種	δ_R (mm)	L_A (mm)	伸縮量	
				計算値 (mm)	採用値 (mm)
A1橋台	鋼鈑桁	±43	±15	±58	±60
A2橋台		±43	±15	±58	

※L1地震時移動量

(4) 伸縮装置の選定

(4)-1 基本方針

福島県土木設計マニュアル橋梁編による選定基準は以下のとおりである。

「福島県土木設計マニュアル橋梁編」2-78, 2-79

8－1 形式選定

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

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

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

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

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

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

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

5）地覆・歩車道境界から漏水が生じない構造であること。

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

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

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

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

(3) 鋼橋においては、原則として鋼フィンガージョイントを用いるものとする。

(4) 埋設ジョイントは、原則としてコンクリート橋に用いるものとするが、鋼橋においても振動、騒音を抑制する必要がある場合は、これによらなくてもよいものとする。

【方針①】遊間，伸縮量から採用可能な形式を抽出し，比較検討から適切なものを選定する。

【方針②】耐久性，走行性，排水性と水密性，施工性・補修性を考慮し，経済性に優れる伸縮装置を選定する。

【方針③】非排水型で，二次止水機能を有するものを選定する。

【方針④】除雪作業を考慮して誘導板を設置する。

(4)-2 伸縮移動量および遊間

設置箇所の伸縮移動量および遊間は表7.4.5のとおりである。

表7.4.5 設計伸縮量と遊間

伸縮量(mm)		遊間(mm)
常時	地震時	
100(±50)	120(±60)	±300

(4)-3　伸縮装置の抽出

伸縮装置の型式として，下記の 3 種類があげられる。

①埋設ジョイント　【×】

小さい伸縮量での採用が多い。小作田橋の伸縮量は大きいため適用できない。

②ゴム系ジョイント【△】

伸縮量が 70㎜ 未満での使用を標準とされている。圧雪によるゴムの劣化など積雪が多く桁端の漏水が見られる箇所では鋼製ジョイントへ取換える事例が多い。

③鋼製ジョイント　【○】

適用範囲は伸縮量が 40㎜ 以上での使用が標準とされている。製作フィンガージョイントの実績は多いが，最近では二次製品のジョイントも多く採用される。

上記，②および③の伸縮装置について，伸縮移動量および遊間等の条件に適合する形式を抽出し，以下の 5 案について比較検討する。表 7.4.6 に比較結果を示す。

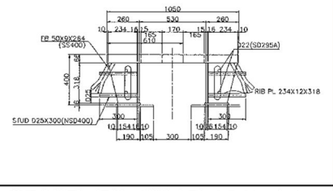
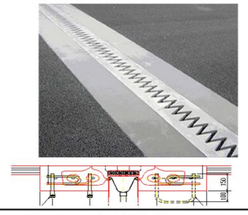
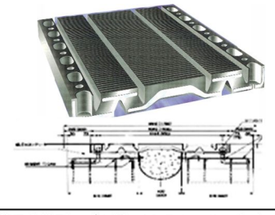
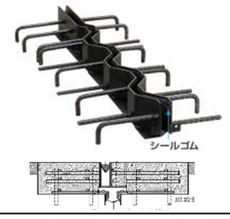
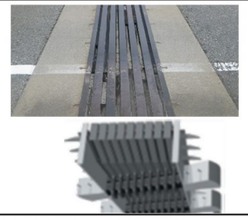
【第 1 案】鋼製フィンガージョイント（製作）
【第 2 案】アルミ鋼製ジョイント
【第 3 案】表面ゴムジョイント
【第 4 案】鋼製ジョイント
【第 5 案】モジュラー型ジョイント

比較検討の結果，ライフサイクルコストに優れる**【第２案】アルミ鋼製ジョイント**を採用する。

(4)-4　選定結果

検討の結果，経済性及び総合評価に優れる【第２案】を選定する。

表7.4.6 伸縮装置比較表

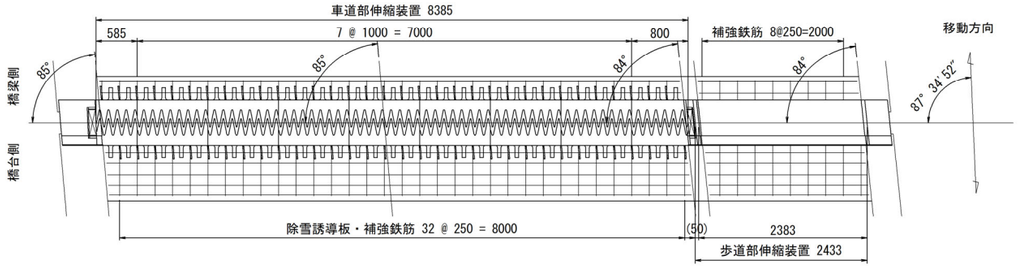
		【第１案】 鋼製フィンガージョイント（製作）	【第２案】 アルミ鋼製ジョイント	【第３案】 表面ゴム製ジョイント	【第４案】 鋼製ジョイント	【第５案】 モジュラー型ジョイント
伸縮装置形式						
型　式		(許容伸縮量３００㎜)	ＫＭＡ－２３０(許容伸縮量２３０㎜)	WF３００-２００(許容伸縮量２００㎜)	ＳＧＴｄ－２００（許容伸縮量２００㎜）	Ｅ－２４０（許容伸縮量２４０㎜）
構 造 図						
構造区分・表面部材		荷重支持型・鋼製・(非排水型･６５８kg／m)	荷重支持型・アルミ合金鋳物製・(１３６kg／m)	荷重支持型・ゴム製・(２５１．4kg／m)	荷重支持型・鋼製・（１０１．８kg／m）	荷重支持型(突き合わせ形状）・鋼製・(３５８．３kg／m)
伸縮遊間部形状		歯型(櫛形)	歯型(三角形)	直線形(直線溝)	歯型（台形）	直線型(直線溝)
適用最大床版遊間量（標準遊間量）		４５０〔３００〕（㎜）	４１５〔３００〕（㎜）	４００〔３００〕（㎜）	４４８〔３４８〕（㎜）	４２０〔３００〕（㎜）
製品の特徴		■本体は鋼製で伸縮量の適応範囲、斜角対応範囲も広い。 ■歯型形状の本体及び弾性シール材により伸縮・止水機能を保持する構造である。 ■本体の定着は桁定着(鋼橋)。 ■伸縮装置本体は地覆部を含め一体製作。	■本体はアルミ合金鋳物製で一体成型された孔あきジベルによるコンクリート定着方式の合成構造である。 ■止水ゴムは多室セル構造のエチレンプロピレン製で歯型形状の本体及び止水ゴムにより伸縮・止水機能を保持させる構造である。 ■伸縮装置本体の定尺は1.0m。	■本体ゴムに荷重支持板が内蔵されており(架け渡し構造)、本体ゴムにより伸縮・止水機能を保持する構造である。 ■本体と床版との定着はアンカーボルト・ナットによるナット(ボルト)締付方式。 ■伸縮装置本体の定尺は1.8m。	■本体は鋼製で厚さ6㎜の鋼板を歯型にプレス加工し、縦に対向させシールゴムを接着する構造である。 ■本体の定着はアンカーバーによる床版定着方式。 ■シールゴムはＶ型形状のクロロプレンゴム製で歯型形状の本体及びシールゴムにより伸縮･止水機能を保持する構造である。 ■伸縮装置本体の定尺は1.0m。	■本体は鋼製で，直線形状の形鋼(ビーム)とシールゴムにより伸縮・止水機能を保持する構造である。 ■本体の定着は桁定着(鋼橋)。 ■伸縮装置本体は地覆部を含め一体製作。
推定耐用年数		30年	50年	8年	10年	20年
比較項目	経済性	項目 / 細目 / 金額(円/m) 新設初期コスト：材料費 / 施工費 / 小計① 取替補修費（100年）：材料費 / 施工費 / 小計② / 取替回数n 初期コスト合計：① 5位 **LCC合計（100年）：①+②×n** **2位** 円/年	項目 / 細目 / 金額(円/m) 新設初期コスト：材料費 / 施工費 / 小計① 取替補修費（100年）：材料費 / 施工費 / 小計② / 取替回数n 初期コスト合計：① 3位 **LCC合計（100年）：①+②×n** **1位** 円/年	項目 / 細目 / 金額(円/m) 新設初期コスト：材料費 / 施工費 / 小計① 取替補修費（100年）：材料費 / 施工費 / 小計② / 取替回数n 初期コスト合計：① 2位 **LCC合計（100年）：①+②×n** **5位** 円/年	項目 / 細目 / 金額(円/m) 新設初期コスト：材料費 / 施工費 / 小計① 取替補修費（100年）：材料費 / 施工費 / 小計② / 取替回数n 初期コスト合計：① 1位 **LCC合計（100年）：①+②×n** **4位** 円/年	項目 / 細目 / 金額(円/m) 新設初期コスト：材料費 / 施工費 / 小計① 取替補修費（100年）：材料費 / 施工費 / 小計② / 取替回数n 初期コスト合計：① 4位 **LCC合計（100年）：①+②×n** **3位** 円/年
	耐久性	■本体は鋼製で、一般的に剛性が高く耐久性は良い。ただし，疲労破壊を生じることがある。	■本体は一体鋳造のため溶接がなく、疲労耐久性に優れる。 ■本体部材(アルミ合金製)、製造方法(鋳造品)、定着方式(孔あきジベル方式)から他形式に比べ、長期耐久性が期待できる。 ■本体がアルミなので、塩害環境下や凍結防止剤散布地域における耐久性に優れる。	■本体がゴム製のため表面ゴムの摩耗・ゴム切れの発生等があり、本体の耐久性は劣る。 ■本体同士の継目部は凹凸構造となっており弾性シール材でコーキング処理を行うが、止水面での耐久性は劣る。 ■降雪寒冷地において、除雪車両により表面ゴム部材を抉りとられる等損傷が多く見られる。	■床版（後打コンクリート）自体を伸縮装置とする発想で、本体は一種の型枠部材となり、床版自体の耐久性は高い。 ■伸縮装置本体は6㎜厚鋼板の為、発錆、腐食に弱く（加工、溶接による層状錆の発生等）耐久性は低い。 ■タテ型両側歯型プレートは、発錆によるシールゴムの剥離、脱落があり、止水面での耐久性は劣る。 ■鋼製タイプのため、経年により凍結防止剤や飛来塩分などの悪影響を受けて発錆、腐食が発生する恐れがあり、適性は高くない。	■本体は鋼製で，直線形状の形鋼(ビーム)とシールゴムにより伸縮・止水機能を保持する構造である。 ■本体の定着は桁定着(鋼橋)。 ■伸縮装置本体は地覆部を含め一体製作。
	走行性	■表面露出面積は比較的小さく、伸縮遊間部が歯型(櫛形)形状のため輪荷重の移動がスムースで、ショックも少なく走行性は良い。	■表面露出面積は比較的小さく、伸縮遊間部が三角形歯型形状のため輪荷重の移動が極めてスムースである。 ■輪荷重の移動が極めてスムースなためショックを感じ難く、走行性に優れている。	■表面露出面積が大きく、伸縮遊間部が直線溝のためショックを感じ易く、走行性に劣る（特に桁伸長時はショックも大きい）。 ■雨天時はゴム幅が広いためスリップ等の懸念がある。	■表面露出面積が小さく、初期の走行性は良いものの、シールゴム上を車軸が通過することによる損傷から凹凸が生じやすいため、長期的な走行性は劣る。	■表面露出面積は小さいが、伸縮遊間部が直線溝のためショックを感じ易く、走行性は良くない。
	環境性 (騒音・振動等)	■伸縮遊間部が歯型（櫛形）形状のため直線溝型に比べ走行音は発生し難い。 ■構造が単純な程、騒音・振動等も発生し難く、環境性は良い(非排水型は排水型に比べ橋梁下部への遮音効果が高い)。	■構造が単純で騒音、振動の発生要因となる部材が無い。 ■走行音が小さい(伸縮遊間部三角形歯型形状による)。 ■ハニカム状(多層多室セル構造)の止水ゴムにより橋梁下への遮音効果が高い。	■アンカーボルト・ナット締付方式のため、ナット(ボルト)の弛みによる伸縮装置本体のバタツキ騒音・振動等を発生させることがある。また、これにより継手本体の損傷発生の原因と成りやすい。 ■伸縮遊間部が直線溝のため走行音が発生し易く、環境性は劣る。	■構造が単純で騒音・振動発生の要因となる部材が無い。	■構成部材が複雑であるため車両通過時に騒音・振動等を発生させることがある。 ■伸縮遊間部が直線溝の連続となるため、走行音が発生し易く、環境性は良くない。
	止水性	■弾性シール材による止水構造と排水桶による排水構造を併設し、万一の漏水に対処しており止水性は良い。	■止水ゴムは特殊な多室セル構造により水密性が高い。 ■施工幅員を1本組で施工が出来、止水性に優れる。 ■専用端部材(アップスタンド)の設置により、地覆部からの漏水防止が可能であり、止水ゴムが端部立ち上げまで連続化しているため止水機能が高い。	■本体同士の継目部は凹凸構造になっており、表面部分は弾性シール材で止水処理を行うが、ゴムと弾性シール材の馴染みがないためシール材の剥離が生じ易く止水性に劣る。	■止水用シールゴムは鋼材と加硫接着で、継目部毎に凹凸構造の止水壁があり、継目部の漏水性は低く水密性は優れる。 ■発錆等の影響からシールゴムの剥離、脱落の恐れがあり、耐久性および止水性に劣る。	■止水用シールゴムは鋼材に、楔状にはめ込まれるため水密性は良い。 ■幅員方向に１本物のゴムとなっており、継目部からの漏水は生ぜず、止水性は良い。
	施工性	■一体型で施工性高い。 ■取替補修は全幅員又は車線幅員施工になるので，施工性に劣る。	■本体重量が軽量で施工性に優れる。 ■定尺は1.0mであるが，工場にて幅員を1本組みとすることができる。	■本体重量は中位であるが，工種が多く施工性に劣る。	■本体重量が軽量で施工性に優れる。	■本体重量が重く、一体型なので施工性に劣る。 ■取替補修は全幅員又は車線幅員施工になるので，施工性に劣る。
	維持管理	■桁伸長時に弾性シール材のはみ出し現象が生じやすい。 ■一般的に耐久性が高い。ただし，疲労破壊の懸念があるので、定期的な点検(打音検査等)が望ましい。	■構成部材が単純で、メンテナンスは不要である。	■ゴムの損傷、ボルト・ナットの弛み等が生じるので，定期的な点検が必要である。	■シールゴムのメンテナンスが必要である。 ■ゴム張替は現場施工なので，新設時程の耐久性は期待出来ない。	■本体は剛性が高くメンテナンスは不要である。 ■シールゴム、荷重支持用ベアリング等の部品交換が必要。
総合評価			○			

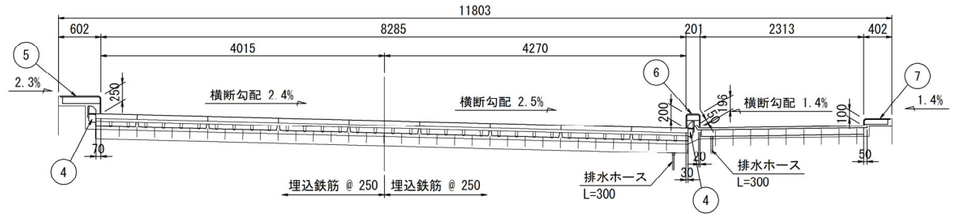
注記1 _ 製品の寸法・重量は標準タイプの寸法・重量。製品価格は本体価格(標準)に除雪対応(ｽﾉｰﾌﾟﾗｳ)および二重止水構造を加算して算出。

〔設計条件：伸縮量＝120㎜、適用床版(桁)遊間量＝300㎜(標準温度時）・適用最大床版(桁)遊間量＝360㎜(最低温度時)〕

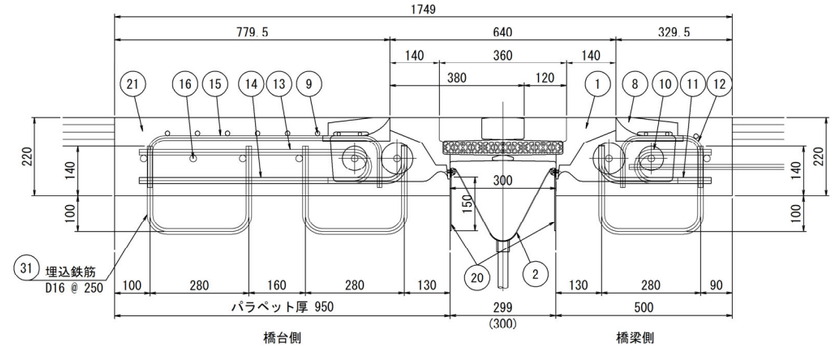
小作田橋 伸縮装置詳細図 A1

金物設置図 S=1:40

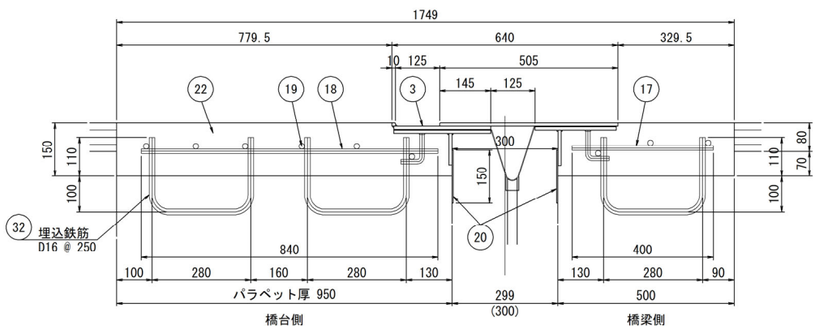




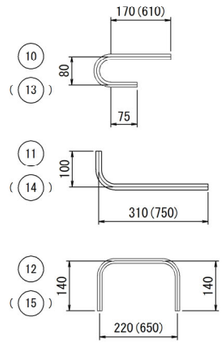
車道部 伸縮装置断面図 S=1:8



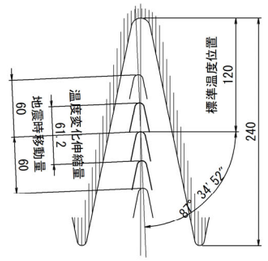
歩道部 伸縮装置断面図 S=1:8



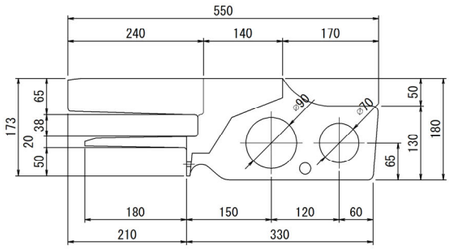
伸縮金物断面図 S=1:8



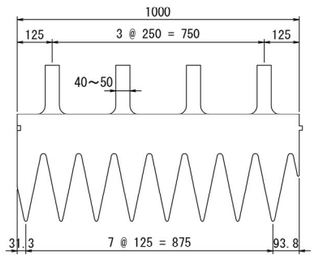
フィンガー移動図 S=1:3



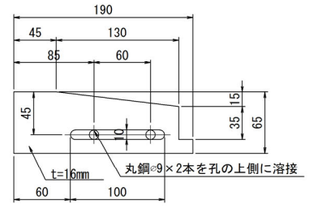
伸縮金物断面図 S=1:5



伸縮金物平面図 S=1:10



除雪誘導板詳細図 S=1:3



材料表

（１箇所当たり）

番号	名称	材質	単位	数量	記事
１	車道部伸縮装置	アルミ合金鋳物	m	８．３８５	ＫＭＡ－２３０Ｎタイプ
２	二重止水装置		m	８．３８５	排水ホース：外径φ27.6、内径φ19
３	歩道部伸縮装置	ＳＳ材・その他		２．４３３	ＳＰ－２３０ＫＭＡタイプ
４	アップスタンド	アルミ合金	個	２	斜角用，歩車道境界部：薄型仕様 歩道側：８４° 車道側：８８°
５	車道部地覆カバー	ＳＳ４００	組	１	ｔ＝６（斜角用）
６	歩車道境界カバー	ＳＳ４００	組	１	ｔ＝６（斜角用）
７	歩道部地覆カバー	ＳＳ４００	組	１	ｔ＝６（斜角用）
８	除雪誘導板（斜角用）	ＳＳ４００	枚	６６	ＰＬ１６ × ６５× １９０
９	用心鉄筋(メッキ処理)	ＳＤ３４５	ｋｇ	５７．８１	Ｄ１３ × ８．３ｍ× ７本
１０	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	１９．０５	Ｄ１６ × ３７０× ３３本
１１	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	２１．１１	Ｄ１６ × ４１０× ３３本
１２	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	１６．４２	Ｄ１３ × ５００× ３３本
１３	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	４１．７０	Ｄ１６ × ８１０× ３３本
１４	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	４３．７６	Ｄ１６ × ８５０× ３３本
１５	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	３０．５４	Ｄ１３ × ９３０× ３３本
１６	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	１６８．０８	Ｄ１９ × ８．３ｍ× ９本
１７	歩道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	５．６２	Ｄ１６ × ４００× ９本
１８	歩道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	１１．７９	Ｄ１６ × ８４０× ９本
１９	歩道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	３２．２９	Ｄ１６ × ２．３ｍ× ９本
２０	遊間部型枠	鋼板等	m^2	３．５４	１５０ ×１１．８ｍ× ２式
２１	車道部後打ちコンクリート	高強度コンクリート	m^3	２．６４	σｃｋ＝ ３６ Ｎ／mm^2
２２	歩道部後打ちコンクリート	普通コンクリート	m^3	０．５０	σｃｋ＝ ２４ Ｎ／mm^2

上部工および下部工において施工

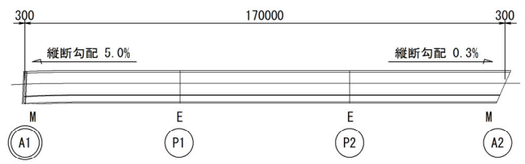
３１	車道部埋込鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	１１７．３７	Ｄ１６ × ７６０× ９９本
３２	歩道部埋込鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	２９．４８	Ｄ１６ × ７００× ２７本

設計条件	
温度範囲	－２０℃～＋４０℃
温度変化伸縮量	６１．２mm
常時伸縮量	８８．２mm
地震時移動量	±６０mm

注記

１．施工において図面相当品とする
２．伸縮装置の割付は変更することがある
３．遊間と平行に施工する通し筋を分割する場合
　重ね長さを考慮すること
４．排水ホースにはフレキシブルチューブ等を接続のうえ、
　適切に流末処理を行うこと
５．縦断勾配が大きいこと、移動方向と地覆角度が異なることを考慮し、
　地覆カバー側面と上面に隙間を設けること

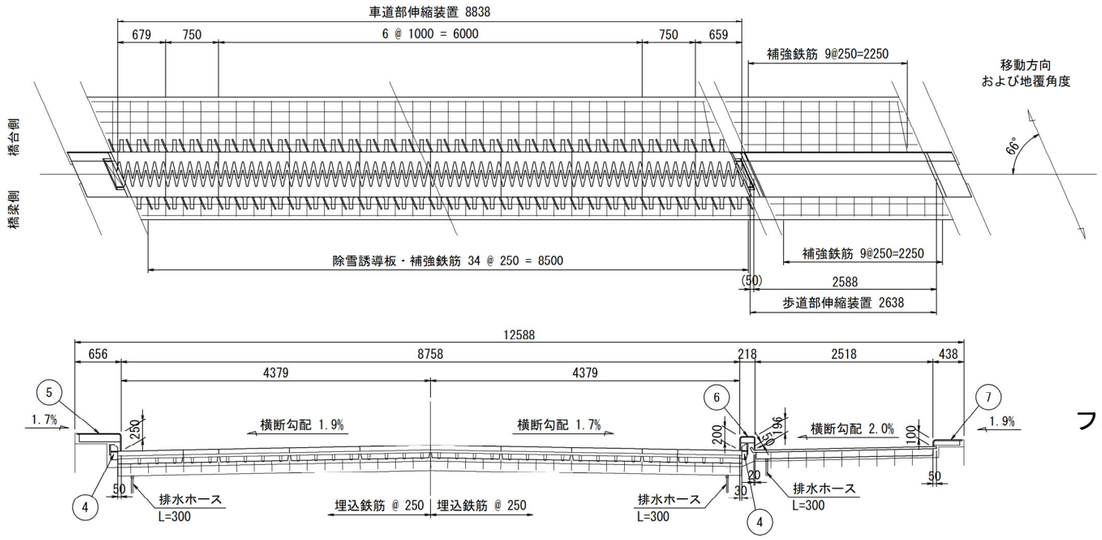
配置図



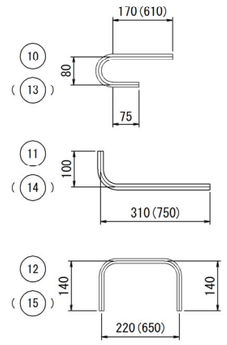
工事名			
図面名	小作田橋　伸縮装置詳細図　A1		
作成年月日	令和　年　月　日		
縮尺	図　示	図面番号	/
会社名	東京コンサルタンツ株式会社		
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所		

小作田橋 伸縮装置詳細図 A2

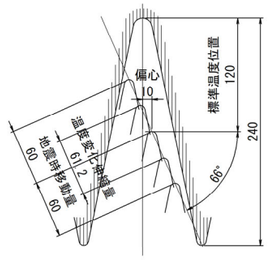
金物設置図 S=1:40



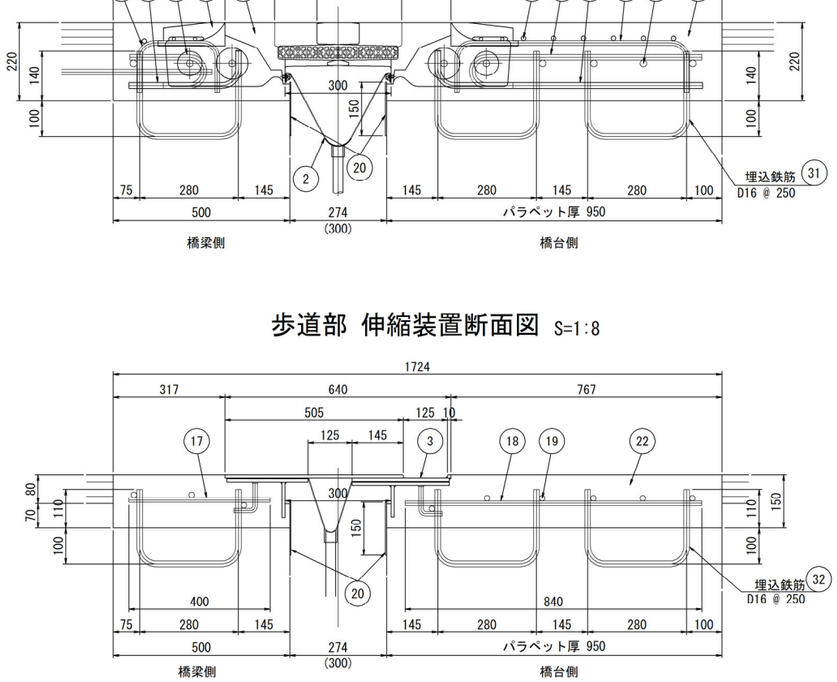
伸縮金物断面図 S=1:8



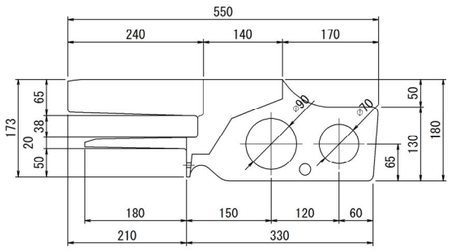
フィンガー移動図 S=1:3



車道部 伸縮装置断面図 S=1:8

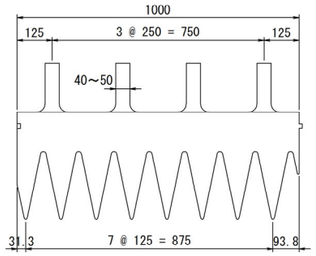


伸縮金物断面図 S=1:5

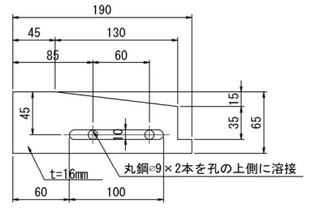


歩道部 伸縮装置断面図 S=1:8

伸縮金物平面図 S=1:10



除雪誘導板詳細図 S=1:3



材料表

（１箇所当たり）

番号	名称	材質	単位	数量	記事
１	車道部伸縮装置	アルミ合金鋳物	m	８．８３８	ＫＭＡ－２３０Ｎタイプ
２	二重止水装置		m	８．８３８	排水ホース：外径φ27.6、内径φ19
３	歩道部伸縮装置	ＳＳ材・その他		２．６３８	ＳＰ－２３０ＫＭＡタイプ
４	アップスタンド	アルミ合金	個	２	斜角用，歩車道境界部：薄型仕様
５	車道部地覆カバー	ＳＳ４００	組	１	ｔ＝６（斜角用）
６	歩車道境界カバー	ＳＳ４００	組	１	ｔ＝６（斜角用）
７	歩道部地覆カバー	ＳＳ４００	組	１	ｔ＝６（斜角用）
８	除雪誘導板（斜角用）	ＳＳ４００	枚	７０	ＰＬ１６ × ６５× １９０
９	用心鉄筋（メッキ処理）	ＳＤ３４５	ｋｇ	６１．２９	Ｄ１３ × ８．８ｍ× ７本
１０	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	２０．２０	Ｄ１６ × ３７０× ３５本
１１	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	２２．３９	Ｄ１６ × ４１０× ３５本
１２	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	１７．４１	Ｄ１３ × ５００× ３５本
１３	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	４４．２３	Ｄ１６ × ８１０× ３５本
１４	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	４６．４１	Ｄ１６ × ８５０× ３５本
１５	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	３２．３９	Ｄ１３ × ９３０× ３５本
１６	車道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	１７８．２０	Ｄ１９ × ８．８ｍ× ９本
１７	歩道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	６．２４	Ｄ１６ × ４００× １０本
１８	歩道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	１３．１０	Ｄ１６ × ８４０× １０本
１９	歩道部補強鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	３５．１０	Ｄ１６ × ２．５ｍ× ９本
２０	遊間部型枠	鋼板等	m^2	３．７５	１５０ ×１２．５ｍ× ２式
２１	車道部後打ちコンクリート	高強度コンクリート	m^3	２．７４	σｃｋ＝ ３６ Ｎ／mm^2
２２	歩道部後打ちコンクリート	普通コンクリート	m^3	０．５４	σｃｋ＝ ２４ Ｎ／mm^2

上部工および下部工において施工

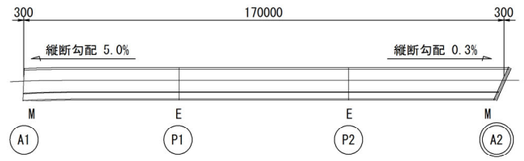
３１	車道部埋込鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	１２４．４９	Ｄ１６ × ７６０×１０５本
３２	歩道部埋込鉄筋	ＳＤ３４５	ｋｇ	３２．７６	Ｄ１６ × ７００× ３０本

設計条件	
温度範囲	－２０℃～＋４０℃
温度変化伸縮量	６１．２mm
常時伸縮量	９２．２mm
地震時移動量	±６０mm

注記

１．施工において図面相当品とする
２．伸縮装置の割付は変更することがある
３．遊間と平行に施工する通し筋を分割する場合
　重ね長さを考慮すること
４．排水ホースにはフレキシブルチューブ等を接続のうえ、
　適切に流末処理を行うこと

配置図



工事名	
図面名	小作田橋　伸縮装置詳細図　A2
作成年月日	令和　年　月　日
縮尺	図　示　　図面番号　／
会社名	東京コンサルタンツ株式会社
事業者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所

7.4.3 排水計画

(1) 排水装置の配置計画

福島県土木設計マニュアル橋梁編に準拠して計画する。

「福島県土木設計マニュアル橋梁編」p2-74,75 より抜粋

7－3 排水管

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

(1) 排水管は、これまで冬季凍結に対する強度面および経済性を考慮して一般構造用炭素鋼鋼管（STK400）を用いるものとしていたが、排水管の中を流れる橋面水には凍結抑制剤の代表的な成分であり鋼材の腐食促進因子である塩化ナトリウムが含まれているため、維持管理に配慮した材質として硬質塩化ビニル管（VP 管）を用いるものとした。

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

(2) 排水管の取付け構造は、維持補修の容易さから添架方式とする。

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

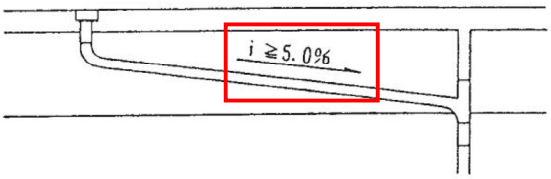


図 2－61　横引き管の勾配

「福島県土木設計マニュアル橋梁編」p2-77 より抜粋

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

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

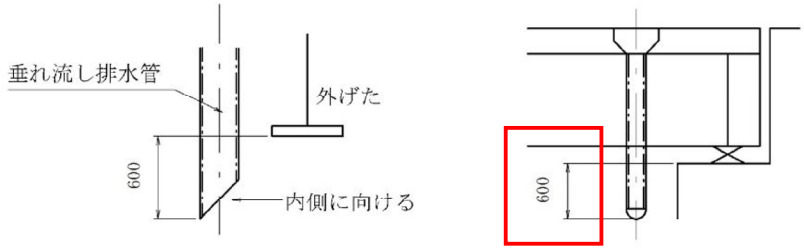
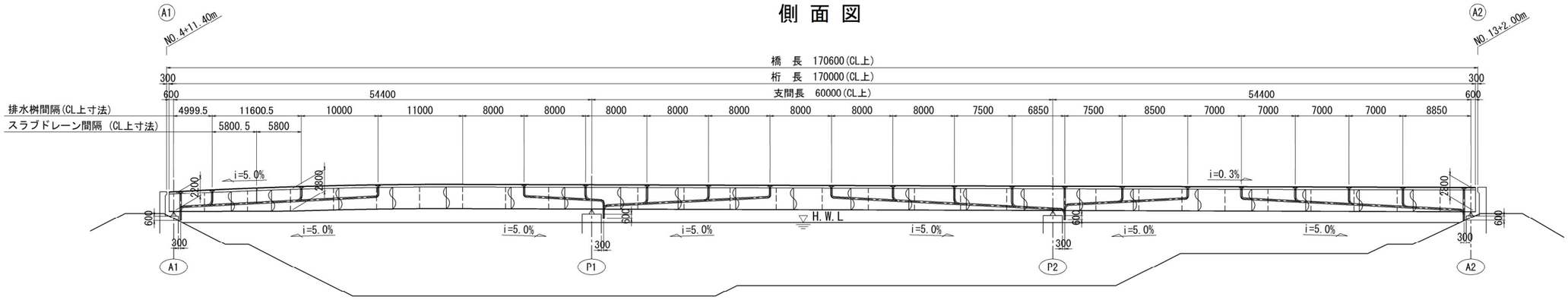
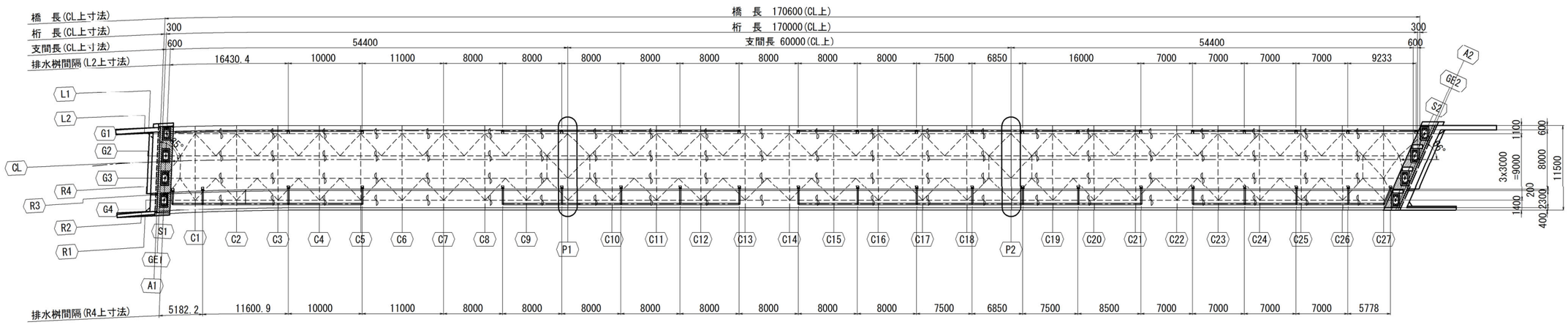


図 2-64　垂れ流し排水管の下端処理

(1)-1 配置計画

横引き管の勾配は 5%以上とし，各下部工位置まで横引きして桁下に垂れ流す。





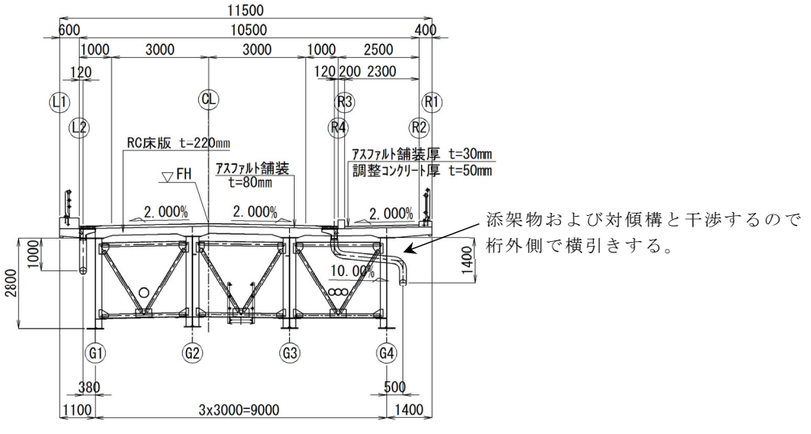
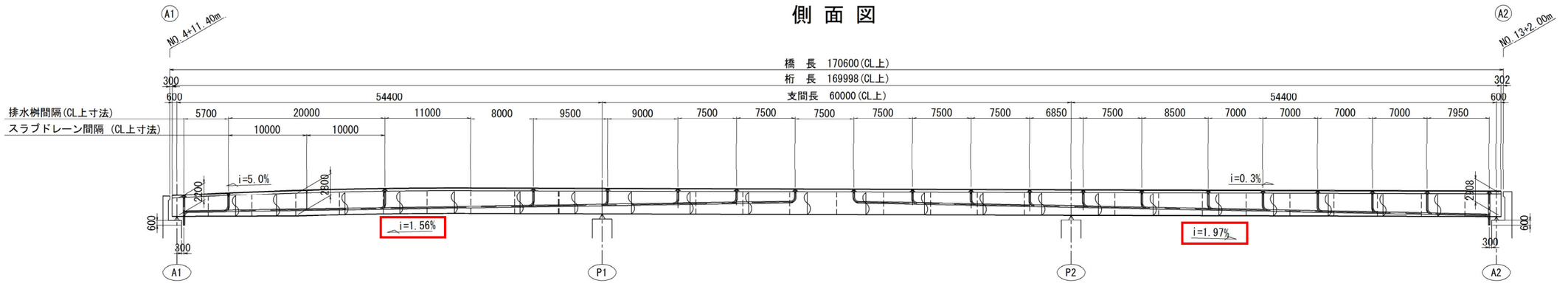


図7.4.1 排水装置配置計画

【参考】排水装置の配置計画（橋台まで横引きした場合）

橋台まで横引きする計画とした場合，管の勾配は 1.5%～1.9%と緩くなり，横引き管の目詰まり等を生じやすくなることから採用しない。



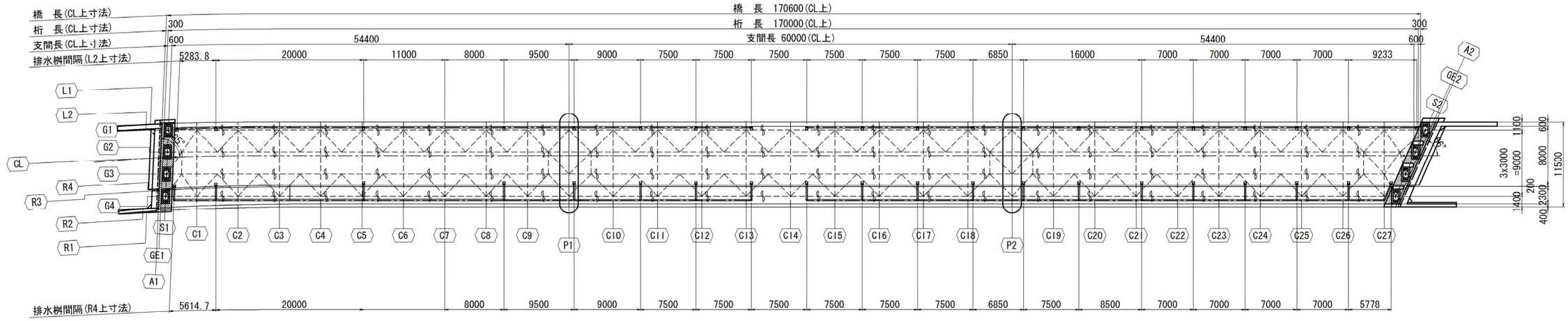


図7.4.2 排水装置配置計画 （橋台まで横引きした場合）

(2) 排水桝間隔

(2)-1. 設計方針

1)排水方式

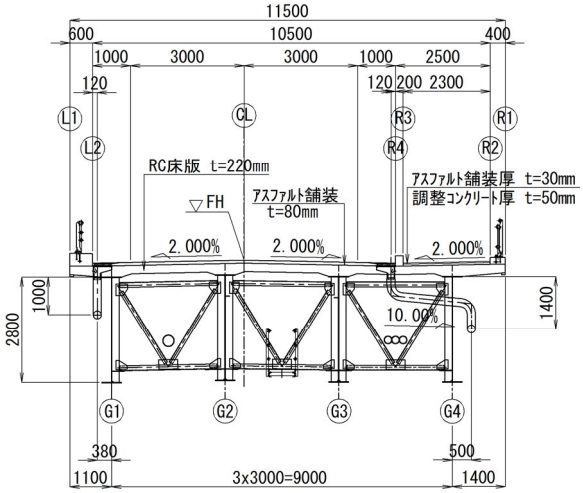
排水桝で集水し，各橋脚まで横引きし，土木設計マニュアルに則った構造で垂れ流しとする。

2)排水桝間隔計算方法

排水桝間隔の計算は,「鋼橋付属物の設計手引き 平成 25 年 3 月 日本橋梁建設協会」に準拠する。

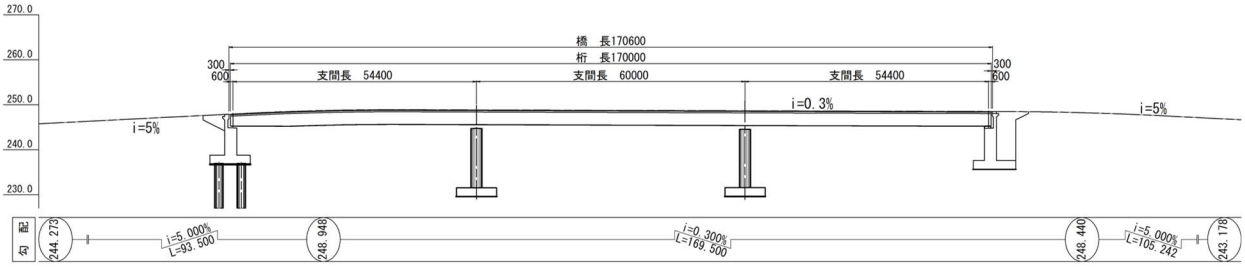
3)横断方向排水桝設置位置

本橋の路面勾配を下図に示す。横断方向は，車道左側と歩車道境界部に設置する。



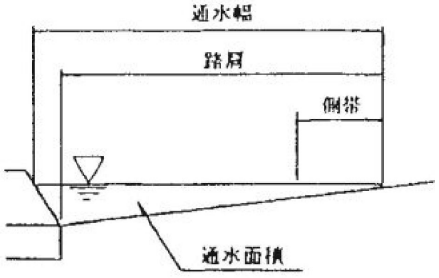
4)路面排水の縦断勾配

本橋の縦断勾配を下図に示す。縦断勾配は 5%～0.3%で縦断曲線区間を含んでいる。



5)設計通水幅

「福島県土木設計マニュアル[橋梁編]」より，通水幅は路肩幅とする。



土木設計マニュアル[橋梁編]第 2 編
p.2-70 より抜粋

(2)-2. 排水桝間隔の計算

「福島県土木設計マニュアル橋梁編」p2-70 より抜粋

(2) 排水桝の間隔は次式により求めるものとする。

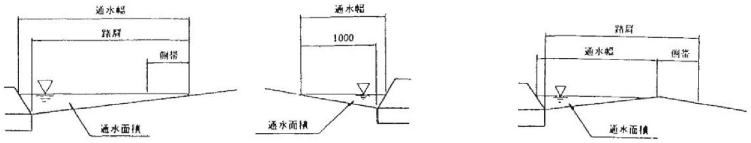
$L=2.46\times10^{8}\times A\times R^{2/3}\times I^{1/2}/(\beta\times\gamma h\times B)$ ……式2－1

ここに、L：排水桝間隔（m）

A：通水断面積（m^2）（許容通水断面積ではない）

路面排水の通水断面は、側帯までとして車線部は考慮しない。

但し、中央分離帯側は通水断面幅を1mまで有効とする。



(a) 路肩側　(b) 中央分離帯側　(c) 路肩折場合

図2－56　通水断面積

R：径深

I：路面排水縦断勾配

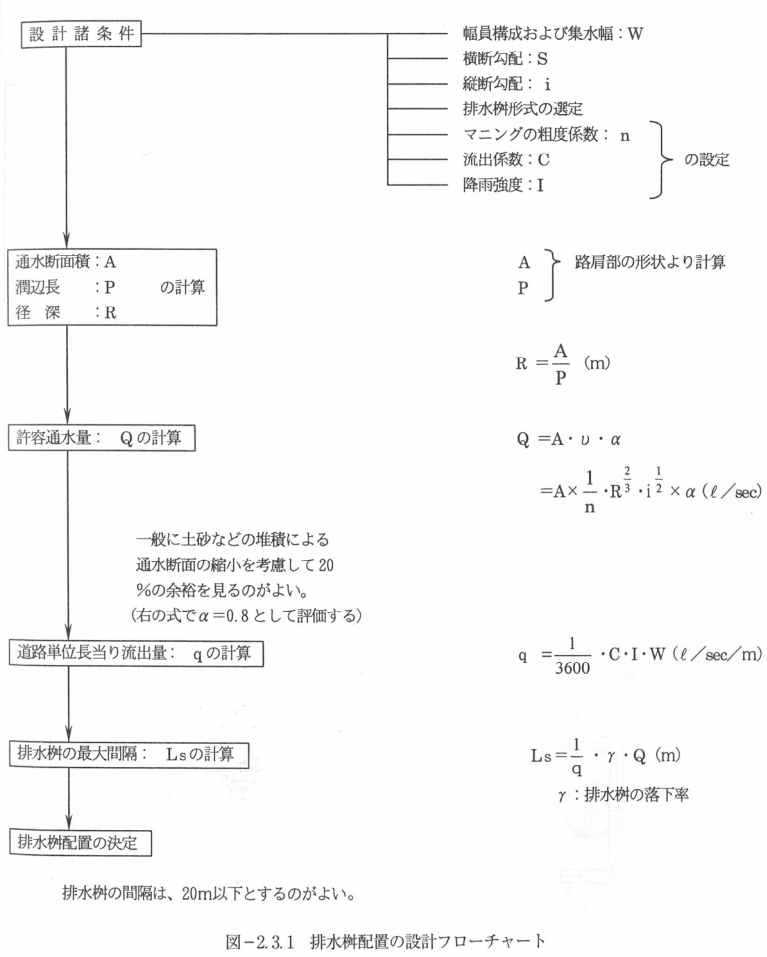
$\beta\times\gamma h$：設計降雨強度

高規格道路 → 50mm/h　一般道路 → 80mm/h（福島県）

B：集水桝（m）

式2－1は路面はアスファルト舗装とし、流出係数c＝0.9、粗度係数n＝0.013、桝の落下率γ＝1.0とし、20%の余裕を見込んだ場合である。

「鋼橋付属物の設計手引き」p2-5 より抜粋



図－2.3.1　排水桝配置の設計フローチャート

(2)-3 車道Ｌ側の排水桝間隔計算

通水断面を右図に示す。最大桝間隔は下表のとおりとなる。

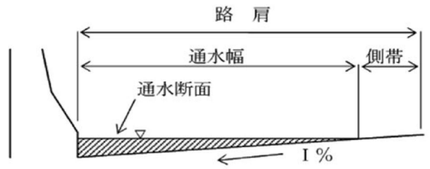


表7.4.7 排水桝間隔計算(車道Ｌ側)

クロス名	単距離	通水幅	集水幅	単位流水量q	道路計画高	横断勾配	通水断面積	潤辺長	径深	縦断勾配	許容通水量	排水桝最大間隔	排水桝間隔
		B(m)	W(m)	(m^3/sec/m)	Z(m)	i1(%)	A(m^2)	P(m)	R(m)	i2(%)	Q(m^3/sec)	Ls(m)	L(m)
A1	0.000	1.000	11.805	0.0002361	247.982	1.9305	0.009652	1.0195	0.00947	4.0100	0.005323	18.038 >	
GE1	0.299	1.000	11.799	0.0002360	247.994	1.8652	0.009326	1.0188	0.00915	4.0100	0.005029	17.049 >	
S1	0.598	1.000	11.787	0.0002357	248.018	1.7347	0.008673	1.0175	0.00852	4.0200	0.004466	15.154 >	15.000
C1	3.840	1.000	11.688	0.0002338	248.173	0.8946	0.004473	1.0090	0.00443	4.0400	0.001493	5.110 >	5.000

クロス名	単距離	通水幅	集水幅	単位流水量q	道路計画高	横断勾配	通水断面積	潤辺長	径深	縦断勾配	許容通水量	排水桝最大間隔	排水桝間隔
		B(m)	W(m)	(m^3/sec/m)	Z(m)	i1(%)	A(m^2)	P(m)	R(m)	i2(%)	Q(m^3/sec)	Ls(m)	L(m)
C2	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.371	0.3372	0.001686	1.0034	0.00168	3.5400	0.000276	2.399 >	2.000
C3	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.525	1.5760	0.007880	1.0159	0.00776	2.7400	0.003145	27.349 >	20.000
C4	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.660	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	2.4200	0.004385	38.127 >	20.000
C5	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.763	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	1.8400	0.003823	33.246 >	20.000
C6	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.818	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.9900	0.002804	24.386 >	20.000
C7	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.826	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.1400	－	－	－
C8	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.809	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C9	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.793	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
P1	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.776	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C10	6.000	1.000	4.600	0.0000920	248.758	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C11	6.000	1.000	4.600	0.0000920	248.740	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C12	6.000	1.000	4.600	0.0000920	248.722	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C13	6.000	1.000	4.600	0.0000920	248.704	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C14	6.000	1.000	4.600	0.0000920	248.686	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C15	6.000	1.000	4.600	0.0000920	248.668	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C16	6.000	1.000	4.600	0.0000920	248.650	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C17	6.000	1.000	4.600	0.0000920	248.632	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C18	6.000	1.000	4.600	0.0000920	248.614	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
P2	6.000	1.000	4.600	0.0000920	248.596	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C19	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.579	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C20	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.562	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C21	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.545	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C22	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.529	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C23	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.512	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C24	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.495	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C25	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.478	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C26	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.461	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
C27	5.600	1.000	4.600	0.0000920	248.445	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	13.424 >	13.000
S2	5.558	1.000	5.035	0.0001007	248.428	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	12.264 >	12.000
GE2	0.600	1.000	5.035	0.0001007	248.426	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	12.264 >	
A2	0.300	1.000	5.035	0.0001007	248.425	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	12.264 >	

(2)-4 車道R側の排水桝間隔計算

通水断面を右図に示す。排水桝間隔は下表のとおりである。

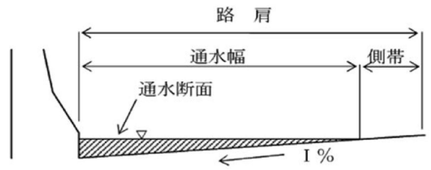


表7.4.8 排水桝間隔計算(歩車道境界部)

クロス名	単距離	通水幅	集水幅	単位流水量q	道路計画高	横断勾配	通水断面積	潤辺長	径深	縦断勾配	許容通水量	排水桝最大間隔	排水桝間隔
		B(m)	W(m)	(m^3/sec/m)	Z(m)	i1(%)	A(m^2)	P(m)	R(m)	i2(%)	Q(m^3/sec)	Ls(m)	L(m)
A1	0.000	1.000	7.188	0.0001438	247.799	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	6.2500	0.007046	39.212 >	
GE1	0.299	1.000	7.183	0.0001437	247.818	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	6.2500	0.007046	39.242 >	
S1	0.598	1.000	7.172	0.0001434	247.851	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	5.5500	0.006640	37.033 >	20.000
C1	4.220	1.000	7.087	0.0001417	248.071	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	5.2100	0.006433	36.312 >	20.000
C2	5.600	1.000	7.006	0.0001401	248.326	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	4.5500	0.006012	34.328 >	20.000
C3	5.600	1.000	6.927	0.0001385	248.529	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	3.6200	0.005363	30.967 >	20.000
C4	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.680	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	2.7000	0.004631	26.848 >	20.000
C5	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.783	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	1.8400	0.003823	22.164 >	20.000
C6	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.838	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.9900	0.002804	16.257 >	16.000
C7	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.846	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	－	－	－	－
C8	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.829	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C9	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.813	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
P1	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.796	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C10	6.000	1.000	6.900	0.0001380	248.778	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C11	6.000	1.000	6.900	0.0001380	248.760	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C12	6.000	1.000	6.900	0.0001380	248.742	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C13	6.000	1.000	6.900	0.0001380	248.724	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C14	6.000	1.000	6.900	0.0001380	248.706	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C15	6.000	1.000	6.900	0.0001380	248.688	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C16	6.000	1.000	6.900	0.0001380	248.670	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C17	6.000	1.000	6.900	0.0001380	248.652	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C18	6.000	1.000	6.900	0.0001380	248.634	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
P2	6.000	1.000	6.900	0.0001380	248.616	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C19	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.599	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C20	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.582	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C21	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.565	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C22	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.549	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C23	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.532	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C24	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.515	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C25	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.498	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C26	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.481	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
C27	5.600	1.000	6.900	0.0001380	248.465	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.949 >	8.500
S2	1.551	1.000	7.553	0.0001511	248.460	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.176 >	8.000
GE2	0.600	1.000	7.553	0.0001511	248.458	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.176 >	
A2	0.300	1.000	7.553	0.0001511	248.457	2.0000	0.010000	1.0202	0.00980	0.3000	0.001544	8.176 >	

7.4.4 防護柵

(1) 種別

「福島県土木設計マニュアル橋梁編」p2-49,「防護柵の設置基準・同解説(R3)」p.41 より以下のとおりとする。

・道路の区分：その他の道路
・設計速度　：V=40km/h
・区間区分　：重大な被害が発生するおそれのある区間
・**防護柵種別：C 種**→※設計速度 40km/h 以下の道路なので C 種を使用できる。

「土木設計マニュアル橋梁編」p2-49 より抜粋

車両防護柵は、表 2－20 に示す道路の区分により設計速度及び設置する区間に応じて表 2－21 に示す種別を適用するものとする。

表 2－20　区間区分

		一　般　区　間	重大な被害が発生するおそれのある区間	新幹線などと交差又は近接する区間
区間区分の基本的な考え方	二次被害の重大性	・右記以外の区間	・二次被害が発生すれば重大なものとなるおそれのある区間	・二次被害が発生すれば極めて重大なものとなるおそれのある区間
	乗員安全性	・右記以外の区間	・逸脱すれば当事者が過度の障害を受けるおそれのある区間	—
路外の状況	二次被害の重大性	・右記以外の区間	・大都市近郊鉄道、地方幹線鉄道との交差近接区間 ・高速自動車道国道、自動車専用道路などとの交差近接区間 ・走行速度がとくに高く、かつ交通量の多い分離帯設置区間 ・その他重大な二次災害のおそれのある区間	・新幹線との交差近接区間 ・ガスタンク近接区間など
	乗員安全性	・右記以外の区間	・路外に大きな落差があるなど乗員の安全性からみて極めて危険な区間	—

表 2－21　防護柵種別の適用

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

＜防護柵の設置基準・同解説(H20.1)　第 1 章～第 3 章＞

「防護柵の設置基準・同解説(R3)」p.41 より抜粋

表—2・3・1　区間区分と種別の適用

			一般区間	重大な被害が発生するおそれのある区間	新幹線などと交差または近接する区間
区間区分の基本的な考え	二次被害の重大性		・右記以外の区間	・二次被害が発生すれば重大なものとなるおそれのある区間	・二次被害が発生すれば極めて重大なものとなるおそれのある区間
	乗員安全性		・右記以外の区間	・逸脱すれば当事者が過度の傷害を受けるおそれのある区間	—
路外の状況	二次被害の重大性		・右記以外の区間	・大都市近郊鉄道，地方幹線鉄道との交差近接区間 ・高速自動車国道，自動車専用道路などとの交差近接区間 ・走行速度が特に高く，かつ交通量の多い分離帯設置区間 ・その他重大な二次被害のおそれのある区間	・新幹線との交差近接区間 ・ガスタンク近接区間など
	乗員安全性		・右記以外の区間	・路外に大きな落差があるなど乗員の安全性からみて極めて危険な区間	—
種別の適用	自専道	80 km/h 以上	A，Am	SB，SBm	SS
		60 km/h 以下		SC，SCm	SA
	その他道路	60 km/h 以上	B，Bm，Bp	A，Am，Ap	SB，SBp
		50 km/h 以下	C，Cm，Cp	B，Bm，Bp[注]	

注）設計速度 40 km/h 以下の道路では，C，Cm，Cp を使用することができる。

重大な乗員被害とは，逸脱した車両の乗員が致命的な傷害を被ることが想定されている。そのおそれのある区間としては，路外の危険度が極めて高い区間が該当し，**図—2・1・1** に示す▩の範囲などが相当する。

これらの区間の判断は，現地の道路，交通および沿道の状況を考慮し行うことになる。なお，重大な被害が発生するおそれのある区間であっても設計速度が 40 km/h 以下の区間については，走行速度が低いことから，一般区間適用の防護柵種別で対応が可能とされている。

(2) 形状

歩道が無い上流側の路肩を自転車が走行する可能性を想定し，転落防止目的として高さ1.1mとする。従って，防護柵の高さは，車道側，歩道側ともに路面から1.1mとする。

・車　道　端：ブロックアウト型の橋梁用車両用防護柵(C種) H=1.1m
・歩　道　端：歩行者自転車用柵兼用車両防護柵 H=1.1m
・歩車道境界：無

「福島県土木設計マニュアル橋梁編」p2-50より抜粋

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

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

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

3）支柱背面と地覆端までの距離は15cm以上とする。

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

4）防護柵と地覆の定着は支柱外力に対して、十分安全でなければならない。

(2) 防護柵の形式はブロックアウト型とする。

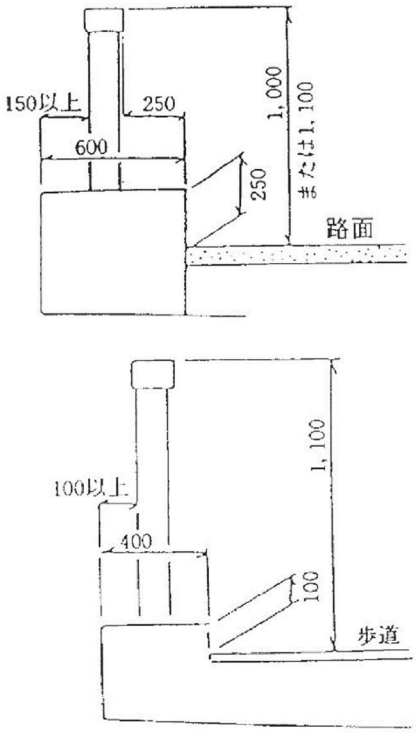


図2−35　防護柵設置諸元図
＜防護柵の設置基準・同解説(H20.1)　2−2. 3＞

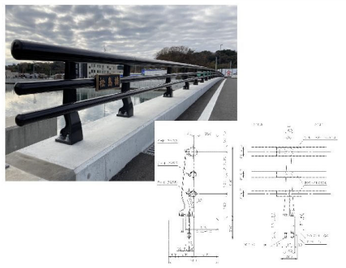
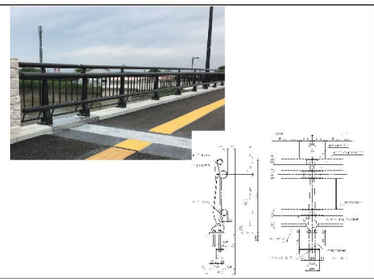
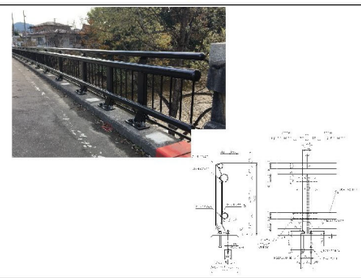
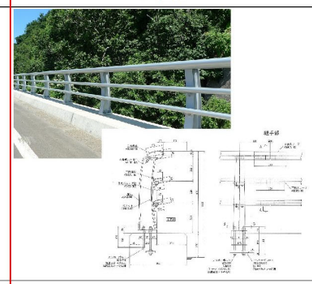
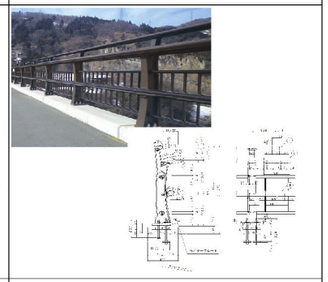
(3) 防護柵材質

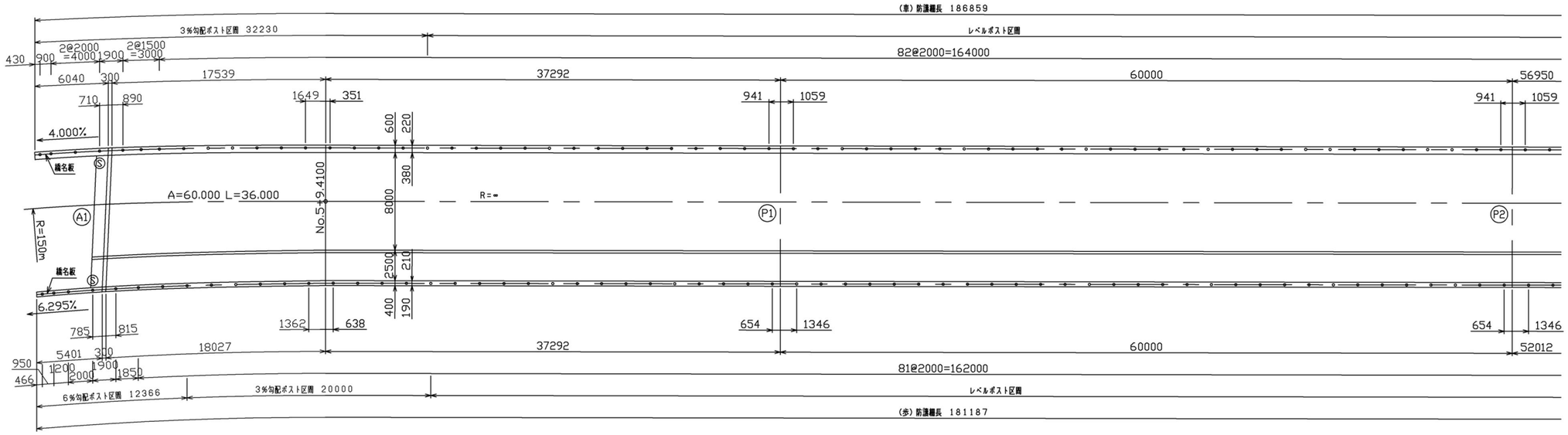
防護柵の材質について，車道側，歩道側ともに以下の3案について，比較検討を行う。比較検討した結果を表7.4.9に示す。

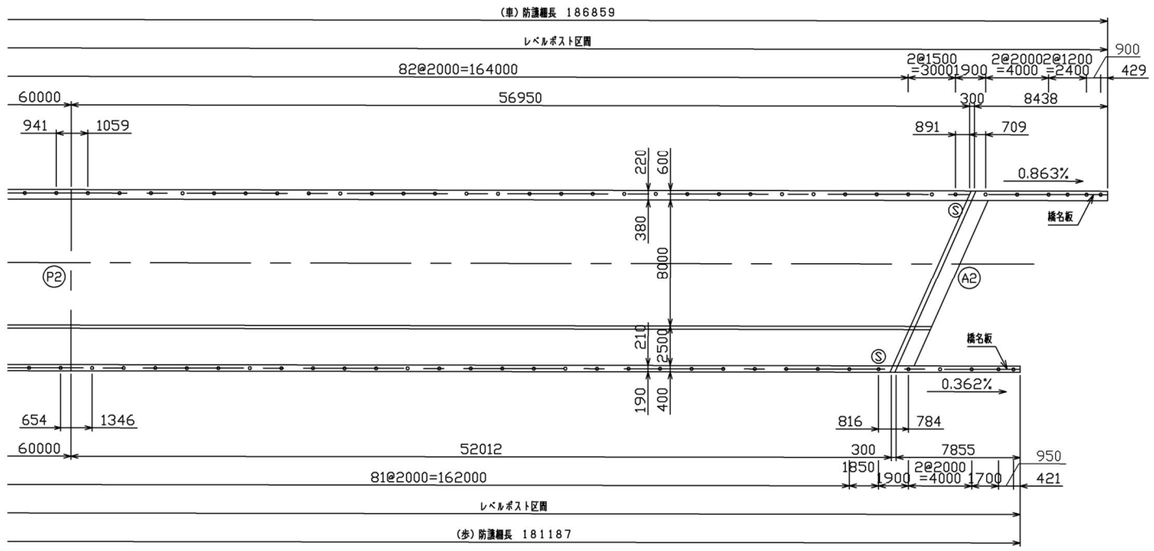
第１案：ダクタイル鋳鉄製
第２案：鋼製
第３案：アルミ合金製

事故補修時の材料調達が容易で，LCCコストに優れる**「第２案：鋼製」**を推奨する。

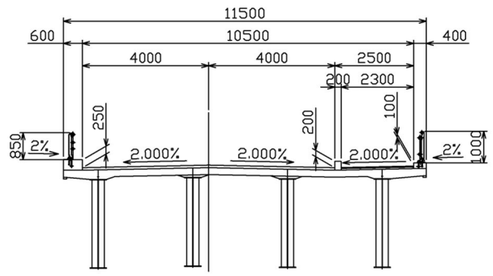
表7.4.9　防護柵材質比較

		第1案：ダクタイル鋳鉄製		第2案：鋼製		第3案：アルミ合金製	
		車道側	歩道側	車道側	歩道側	車道側	歩道側
参考イメージ							
重量		36．5kg/m	42．5kg/m	37．9kg/m	44．5kg/m	18．2kg/m	23．3kg/m
維持管理	支柱	・鋳物の支柱は、木型がなくても現物の支柱を利用して、同形状の支柱を製作できる。 ※補修費用：木型鋳込みの場合 1本当たり[redacted]。生型鋳込みの場合 1本当たり[redacted]		・鋼材の溶接構造の支柱は、溶接治具を使用して同形状の支柱を製作できる。 ※補修費用：溶接治具有り 1本当たり[redacted] 溶接治具無しでは 製作困難。		・アルミ鋳物の支柱は、メーカー保有の金型が無ければ、同形状の製作は不可能である。 ※補修費用：金型有 1本当たり[redacted] 金型無しの場合は、別途金型費が[redacted]	
	横梁	・横梁材は、一般構造用炭素鋼鋼管（STK400）を主に使用しており、入手は容易。 ※補修費用：1本当たり[redacted]		・横梁材は、一般構造用炭素鋼鋼管（STK400）を主に使用しており、入手は容易。 ※補修費用：1本当たり[redacted]		・押出形材のアルミ製横梁は、メーカー保有の金型を使用して 同形状の支柱を製作できる。 メーカー金型が無ければ、同形状の製作は不可能。 ※補修費用：金型有 1本当たり[redacted] 金型無しの場合は、別途金型費が[redacted]	
表面処理		高耐久塗装 【支柱・横梁共通】 上塗り 高耐久塗装 55μm 117年 下塗り エポキシ樹脂静電粉体 100μm 10年 溶融亜鉛めっき HDZ35 58年 素地（鋳物）	粉体塗装 【支柱・横梁共通】 ポリエステル樹脂静電粉体 60μm 約30年 溶融亜鉛めっき HDZ35 58年 素地（鋳物）	高耐久塗装 【支柱・横梁共通】 上塗り 高耐久塗装 55μm 117年 下塗り エポキシ樹脂静電粉体 100μm 10年 溶融亜鉛めっき HDZ35 58年 素地（鉄）	粉体塗装 【支柱・横梁共通】 ポリエステル樹脂静電粉体 60μm 約30年 溶融亜鉛めっき HDZ35 58年 素地（鉄）	焼付塗装 【支柱】 アクリル焼付塗装 35μm 約30年 素地（アルミ鋳物）	カラーアルマイト処理（陽極酸化塗装複合皮膜） 【横梁】 塗装 アルマイト処理 素地（アルミ鋳物） ほぼメンテナンスフリー
形式		C種・横形式 / C種・縦桟式	C種・横形式 / C種・縦桟式	C種・横形式 / C種・縦桟式	C種・横形式 / C種・縦桟式	C種・横形式	C種・縦桟式
経済性	初期コスト	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]
	30年後	—	[redacted] 現地塗装	—	[redacted] 現地塗装	[redacted]	支柱のみ現地塗装
	70年後	—	[redacted] 現地塗装	—	[redacted] 現地塗装	[redacted]	支柱のみ現地塗装
	100年後	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]	[redacted]
総合評価				◎			





断面図 S=1:100



縦断線形

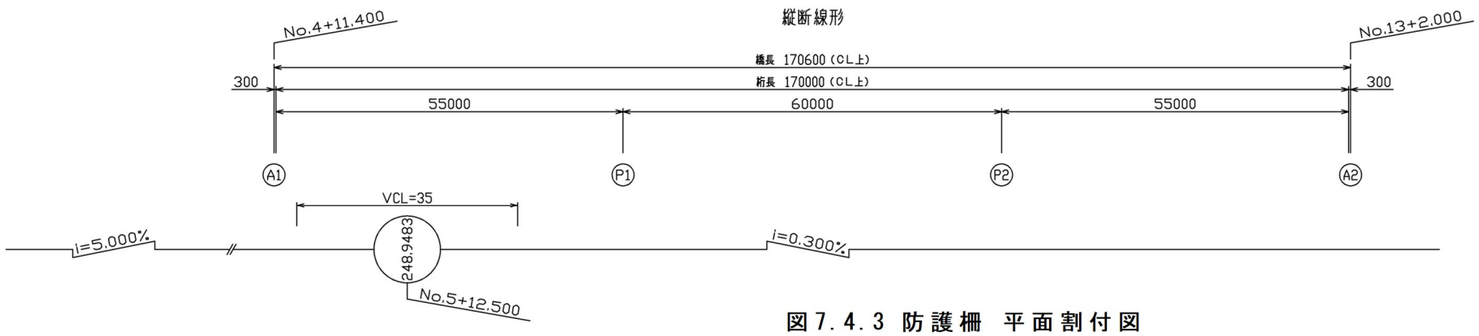
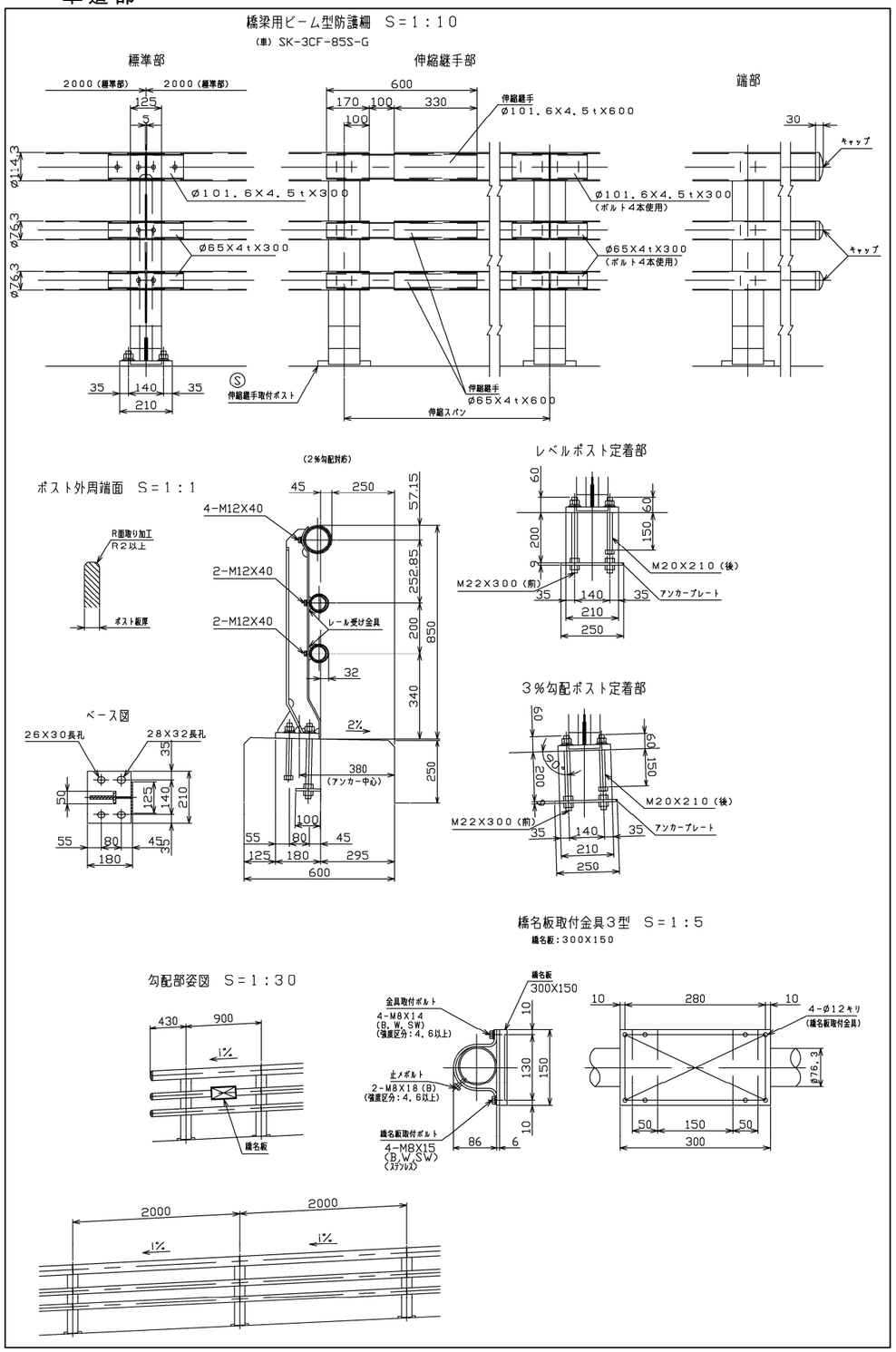


図7.4.3 防護柵 平面割付図

車道部



歩道部

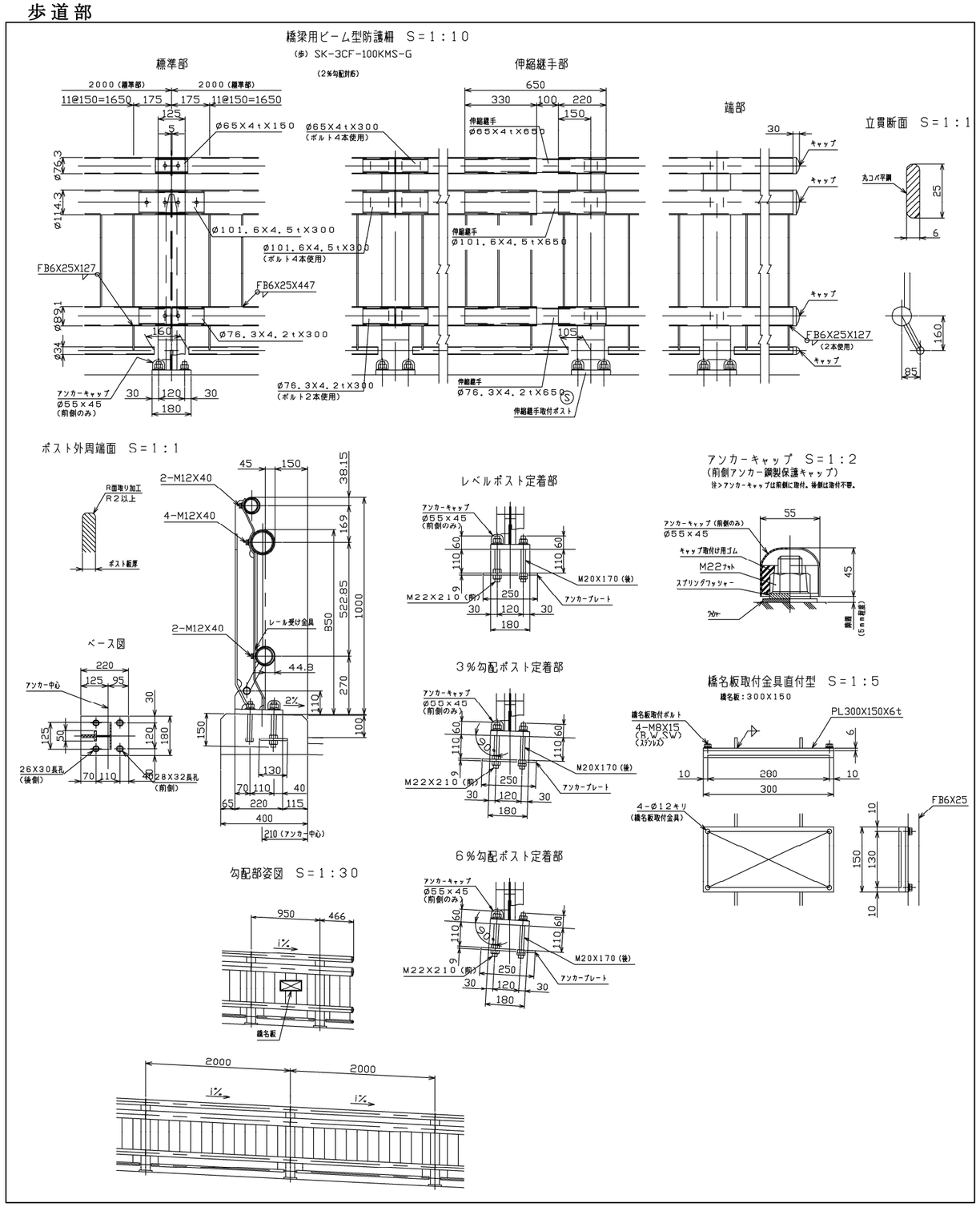


図 7.4.4 防護柵詳細図

7.4.5 検査路

(1) 設置基準

検査路は，「福島県土木設計施工マニュアル橋梁編」に従い計画する。

「福島県土木設計マニュアル橋梁編」p2-90 より抜粋

表 2－31　検査路の設置

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

１）上部構造検査路

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

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

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

２）下部構造検査路

支承、落橋防止システムが設置される重要点検箇所であるため、設置する事を基本としたものである。

また、上・下線の並列または近接している場合は上下線を連結した構造とするものとする。

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

「福島県土木設計マニュアル橋梁編」p2-92 より抜粋

9－1－1 基本構造

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

検査路の基本的な構造は、「道路橋検査路設置要領（案）（H24、国土交通省 国道・防災課)」を参考にするものとする。

9－1－2 設計荷重

(1)　歩廊桁の設計に用いる設計活荷重は 3.5kN/m^2 とする。
(2)　手すりの設計荷重は、上段の手すり位置に鉛直方向 0.59kN/m、水平方向 0.39kN/m とする。
(3)　検査路に用いる材料、応力照査、構造細目及び防錆防食は、「道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編 Ⅱ鋼橋編」を準用する。

(1) 橋梁検査路の使用状況から、特定点検や異常時点検では、10 人以上の点検員や関係者が検査路に載る場合が想定される。その場合は、検査路には 50cm 程度の間隔で並ぶと考え衝撃を含めた若干の余裕をみて、歩廊桁の設計に用いる設計活荷重は 3.5kN/m^2 とした。
　橋梁本体を設計する場合は、検査路に設計活荷重を載荷せず、検査路の自重のみ考慮する。検査路の自重は 1 条あたり 1.0kN/m としてもよい。
(2) 手すりに作用させる荷重は、「防護柵の設置基準・同解説歩行者自転車用柵　種別 P（H20.1 日本道路協会)」の設計荷重に準じた。ここで、種別 P は成人がある程度の間隔を保って並んだ状態を示す。

(2) 検査路配置

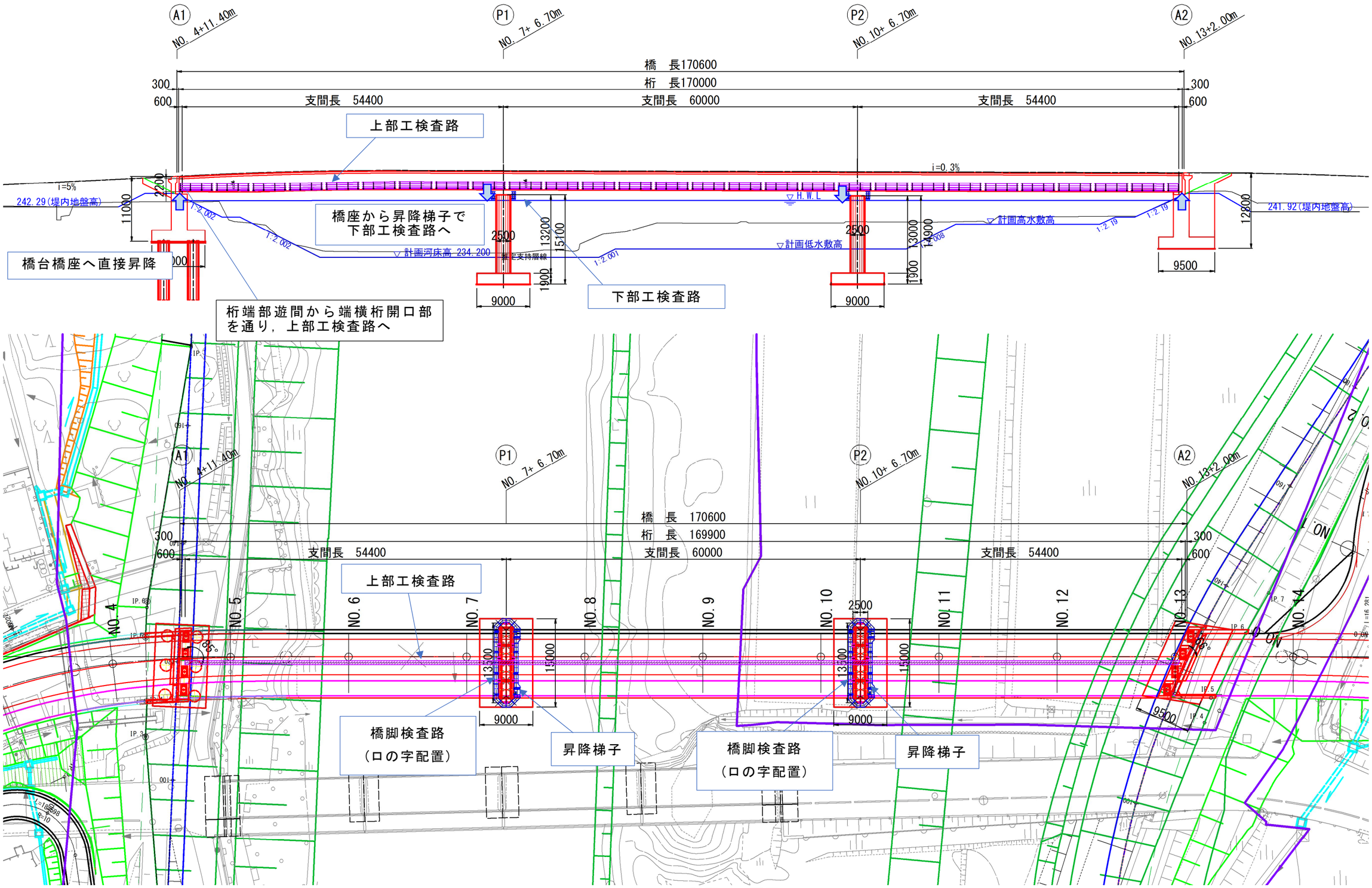
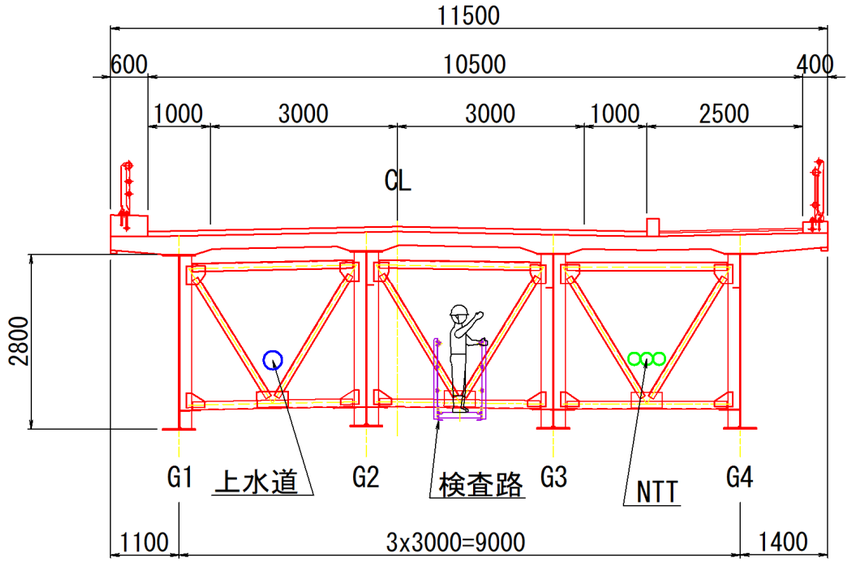


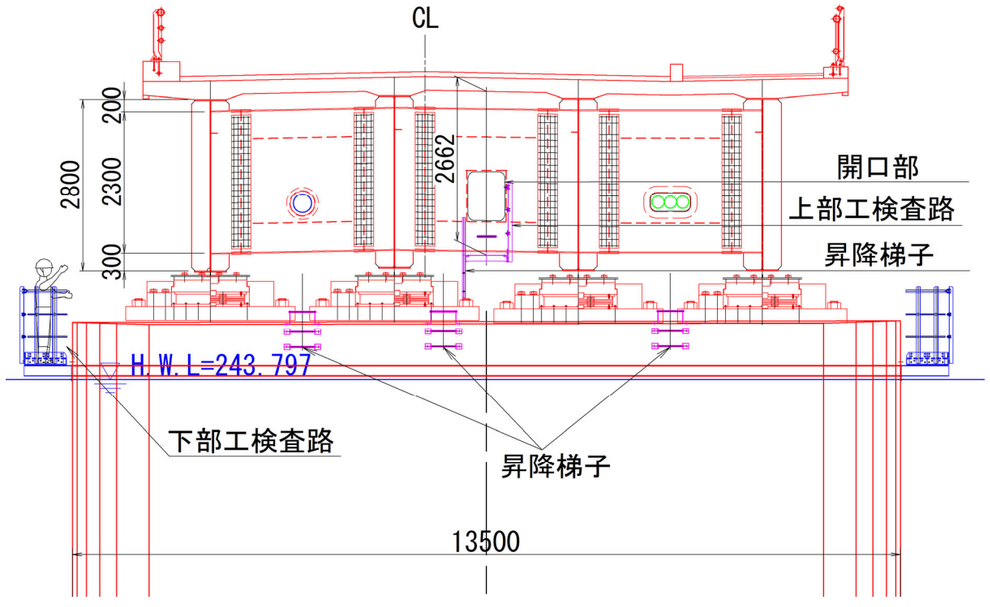
図7.4.5 検査路配置計画図

(3) 検査路詳細図

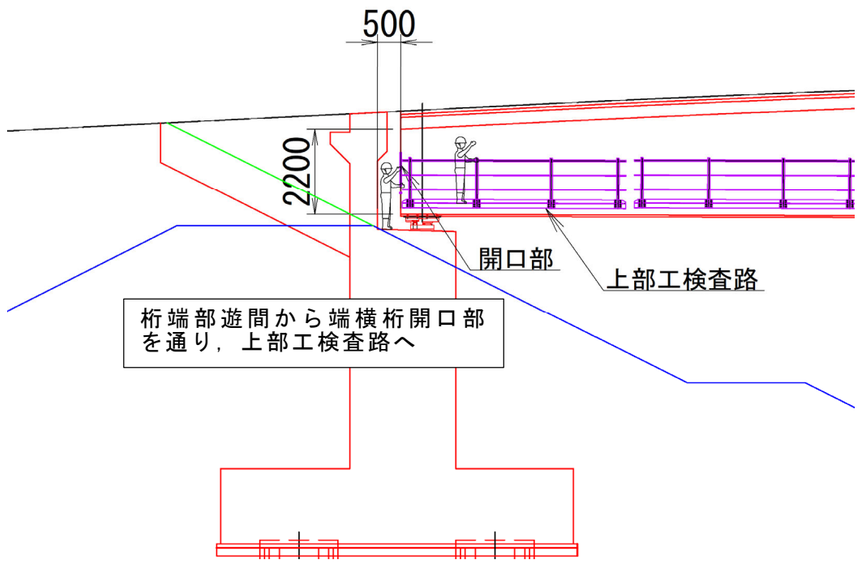
上部工検査路および，下部工検査路の図を以下に示す。



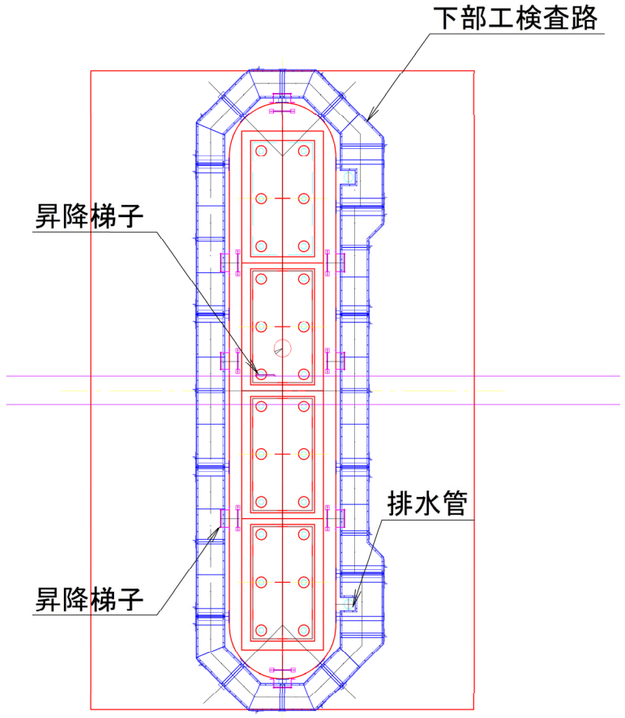
上部工検査路

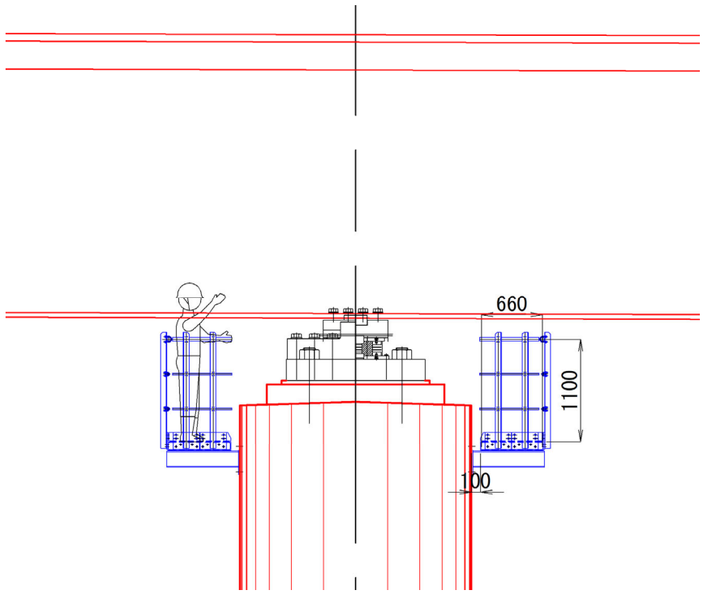


下部工検査路



橋台部側面図





下部工検査路側面図

図7.4.6 検査路詳細図

7.4.6 照明

新設橋への照明配置を以下のとおり計画する。

(1) 準拠基準

道路照明の設計は,「道路照明施設設置基準・同解説」H19 年 10 月に準拠するものとする。

(2) 設計条件

■道路条件

・路 線 名：一般県道母畑須賀川線
・道路管理者：福島県県中建設事務所
・道路規格：第 3 種第 3 級
・設計速度：V=40km/h
・交 通 量：2,885 台/日（H27 センサス）
・道路分類：補助幹線道路
・幅 員：有効幅員 10.5m（＝路肩 1.0＋車線 2×3.0＋路肩 1.0＋歩道 2.5）
※起点側に拡幅あり（内側車線+0.5m）
全幅員 11.5m（＝地覆 0.6＋有効 10.5＋地覆 0.6）
・延 長：橋梁 L=170.6m
・外部条件：C
（道路沿道状況：阿武隈川：道路交通に影響を及ぼす光がほとんどない）
・路 面：アスファルト

■性能指標

・平均路面輝度：Ｌｒ＝0.5cd/㎡（外部条件Ｃ，補助幹線道路）
・輝度均斉度：総合均斉度Ｕo=0.4 以上
・視機能低下グレア：相対閾値増加 TI=15%以下（補助幹線道路）
・歩道照度均斉度：0.2 以上は確保しない。
（現況は照明なし・夜間の歩行者ほとんどない）

■照明設計

・照明器具：ＬＥＤ
・灯具配列：片側配列（配列係数Ｎ＝1）歩道側の地覆外側に配置
・灯具高さ：@10m
・照明灯間隔：40m（仮定） 照度計算により検討。
5@40m＝200m≧橋長 170.6m ※両端の照明は土工部に設置
・受 け 台：直線形ポール h=10m の支柱アンカーを歩道側の地覆外に設置
（地覆ｺﾝｸﾘｰﾄσck=24N/mm2）
・平均照度換算係数：Ｋ＝15lx/cd/㎡ アスファルト舗装連続照明
・保 守 率：Ｍ＝0.7 連続照明

(3) 照明設計

3-1 照明設計の基本

道路照明の設計にあたっては，下記に示す照明の要件を考慮するものとする。

(1)平均路面輝度が適切であること

(2)路面の輝度均斉度が適切であること

(3)グレアが十分抑制されていること

(4)適切な誘導性を有すること

3-2 性能指標

連続照明の性能指標は，平均路面輝度，輝度均斉度，視機能低下グレア，誘導性を規定するものと定められている。

3-2-1 平均路面輝度

平均路面輝度は表 7.4.10 のように規定されている。

表7.4.10 平均路面輝度　(単位:cd/m²)

道路分類 ＼ 外部条件		A	B	C
高速自動車国道		1.0	1.0	0.7
		―	0.7	0.5
一般国道等	主要幹線道路	1.0	0.7	0.5
		0.7	0.5	―
	幹線・補助幹線道路	0.7	0.5	**0.5**
		0.5	―	―

(出典：道路照明施設設置基準・同解説 p29)

本設計の平均路面輝度を設計条件および表 7.4.10 から，次に示す値とする。

平均路面輝度：Lr = 0.5

3-2-2 輝度均斉度

輝度均斉度は**総合均斉度 Uo=(Lmin/Lr)=0.4 以上**を原則とする。

Lmin：最小部分輝度(cd/m²)　　Lr：平均路面輝度(cd/m²)とする

(参考)車線軸均斉度(U_l)

輝度均斉度は視覚的な不快感にも影響することから路面輝度はできるだけ均一である必要がある。路面の輝度ムラが運転者の不快感に影響する程度を表す指標を車線軸均斉度という。車線軸均斉度は，各車線の中心線に沿った最小部分輝度を最大部分輝度で除した値で表され，車線軸均斉度の値が高いほど視覚的な不快感は小さくなる。

表7.4.11車線軸均斉度

道路分類		車線軸均斉度
高速自動車国道等		0.7 以上
一般国道等	主要幹線道路	0.5 以上
	幹線・補助幹線道路	―

(出典：道路照明施設設置基準・同解説 p33)

3-2-3 視機能低下グレア

視機能低下グレアは，相対閾値増加：TI を原則として，表 7.4.12 値とする。

表7.4.12相対閾値増加

道路分類		相対閾値増加(%)
高速自動車国道		10 以下
一般国道等	主要幹線道路	**15 以下**
	幹線・補助幹線道路	

(出典：道路照明施設設置基準・同解説)

相対閾値増加：TI は次式で表される。運転者の視野から照明器具が遮られ，グレアが存在しない場合に視認できる対象物と，その背景となる路面の輝度差に対して，グレアが存在する場合に視認できる輝度差の増加率に基づいており，相対閾値増加が小さいほど障害物が視認しやすいことになる。

$$TI=65\cdot Lv/Lr^{0.8}\ (\%)$$

Lr：平均路面輝度(cd/m²)　　Lv:運転者の視野内の照明器具による等価光幕度(cd/m²)

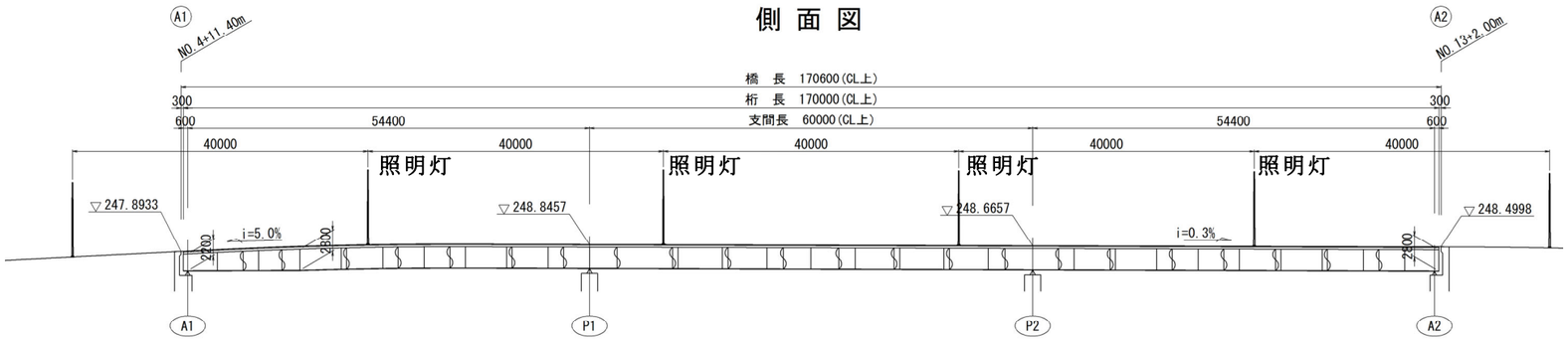
本設計の相対閾値増加：TI は設計条件と表 7.4.12 から，次に示す値とする。

相対閾値増加：TI = 15%以下

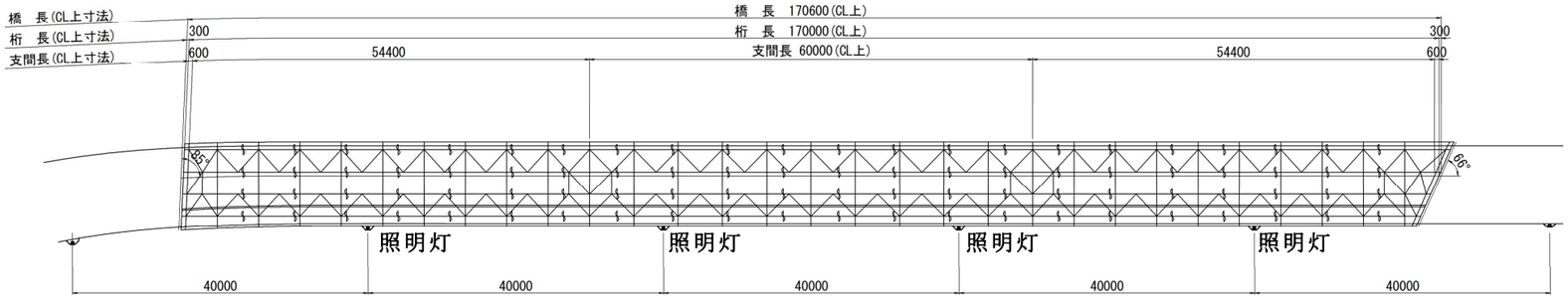
(4) 照明配置・構造図

照明灯の配置を下図に示す。橋梁区間内には 40m 間隔で設置する。

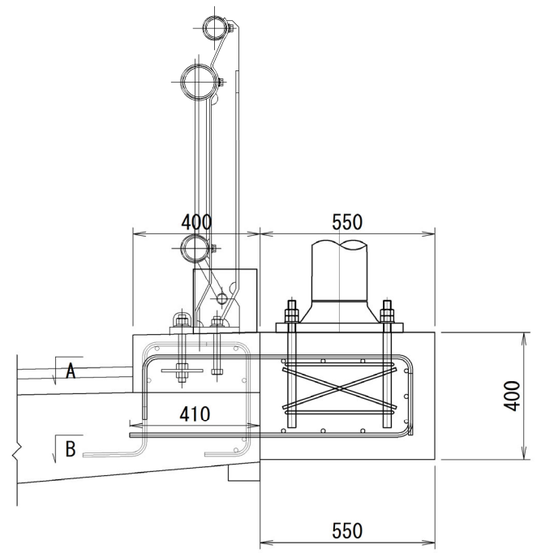
側面図



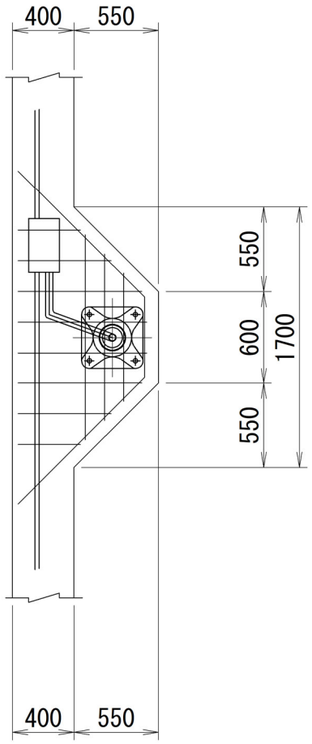
平面図



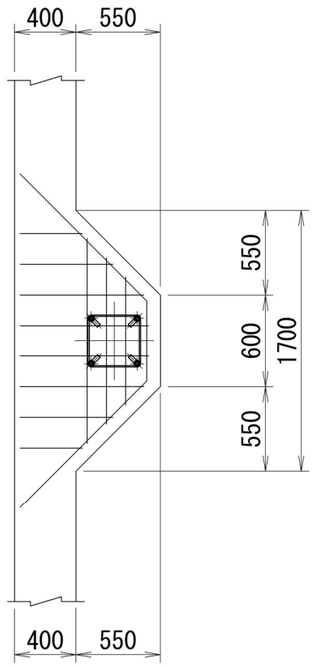
照明基礎部



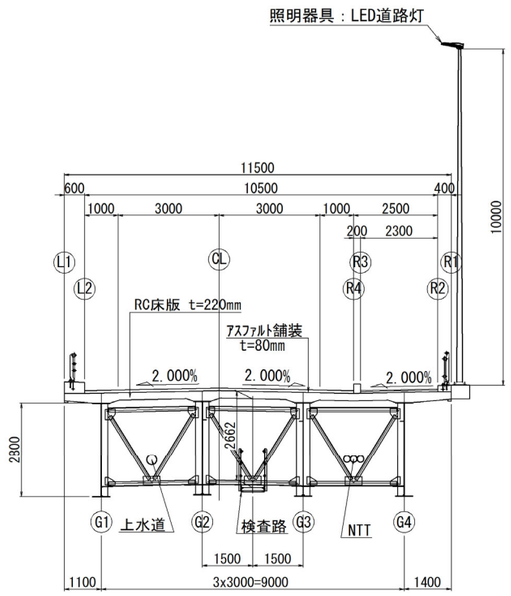
A-A



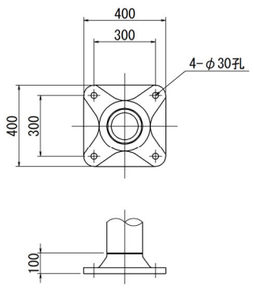
B-B



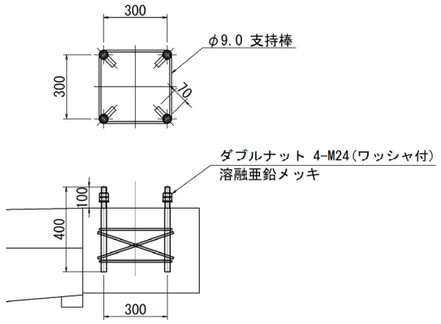
断面図



ベース部詳細図



アンカーボルト



7.5 基礎の計画

(1) 基礎形式の選定

小作田橋の下部工底版敷高は，河川の制約条件から決定される。

A1 橋台の支持層は，直接基礎の場合砂質土【Ds】，杭基礎の場合，風化泥岩～風化凝灰質砂岩層【wsct】となる。P1 橋脚～A2 橋台の支持層は，風化凝灰岩層【wDt2】となる。

基礎形式選定における地盤条件，支持形式，施工条件等を表 7.5.1 に示す。選定条件から，「道示Ⅳ」p613（表 7.5.2）の各基礎形式の適用性目安により，直接基礎および場所打ち杭工法（オールケーシング）が選定される。

表7.5.1　選定条件

選　定　項　目	選　定　条　件
支持層までの状態	架橋位置に分布する礫径は最大φ100mm 以上が想定される。
支持層の状態	右岸側(A1 側)の支持層深度は GL-6.8m 程度である。
	河川内(橋脚)の支持層深度は GL-4.7m 程度である。
	左岸側(A2 側)の支持層深度は GL-7.5m 程度である。
	岩盤が支持層となる。
支持形式	杭基礎の場合，支持杭形式となる。
周辺環境	右岸側(A1 側)に近傍に民家が存在する。

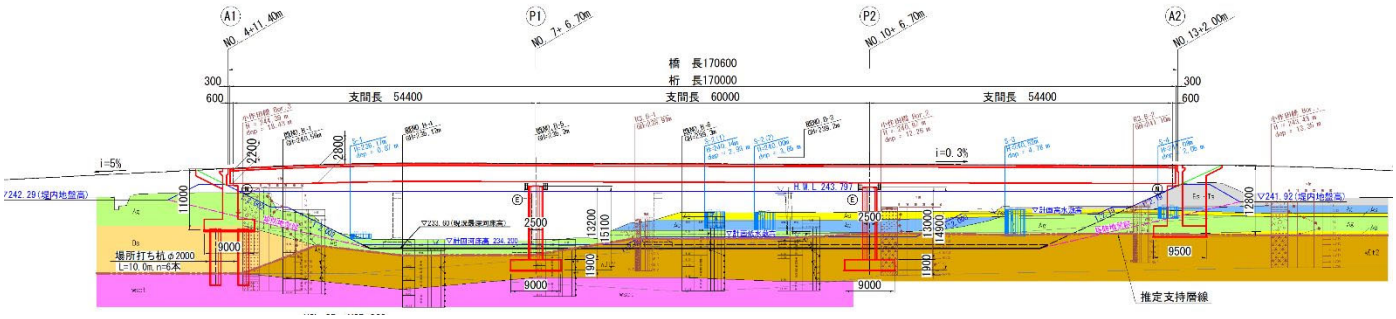


図7.5.1　地質状況

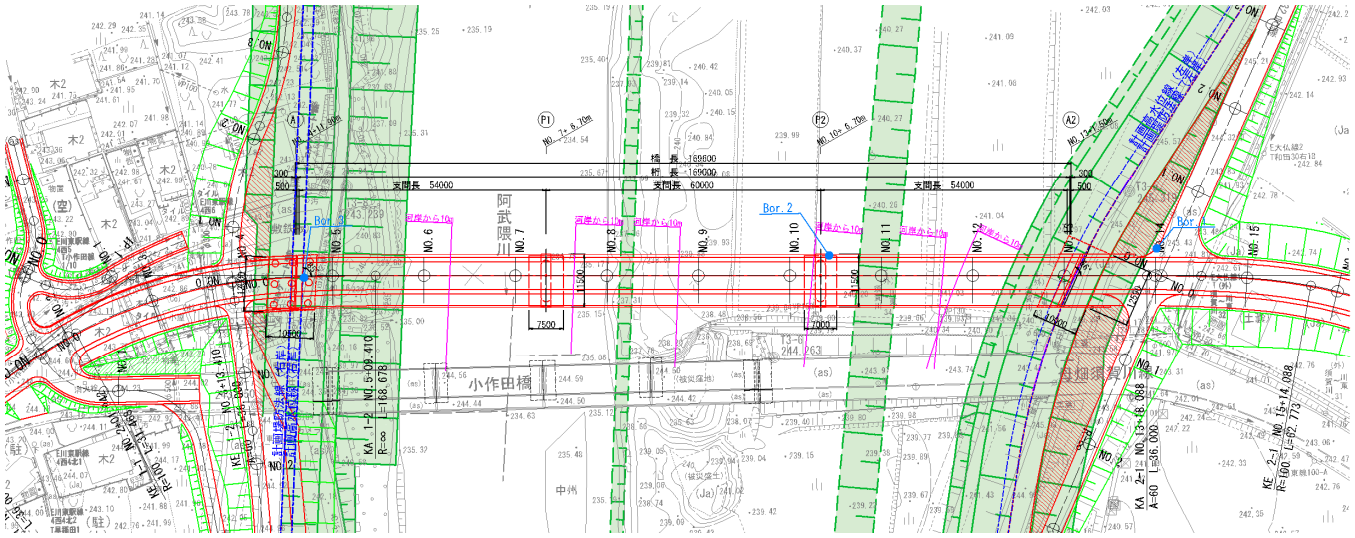


図7.5.2　周辺環境

表7.5.2　基礎形式選定表

【基礎構造形式選定表】

橋脚、A2橋台　　A1橋台

選定条件＼基礎形式			直接基礎	杭基礎													深礎基礎		ケーソン基礎		鋼管矢板基礎（打込み工法）	地中連続壁基礎
				打込み杭工法			中掘り杭工法						鋼管ソイルセメント杭基礎	プレボーリング杭基礎	場所打ち杭工法									
				PHC杭・SC杭	鋼管杭		PHC杭・SC杭			鋼管杭					オールケーシング	リバース	アースドリル	回転杭工法	組杭深礎	柱状体深礎	ニューマチック	オープン		
					打撃工法	バイブロハンマ工法	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式											
地盤条件	支持層までの状態	表層近傍又は中間層に極軟弱層がある		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	×	×	○	△	○	○
		中間層に極硬い層がある		△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	×	○	○	○	○	△	△	○
		中間層にれきがある　れき径　50mm 以下		△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		中間層にれきがある　れき径　50 ～ 100mm		△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	×	○	○	○	○	○	○	△	△
		中間層にれきがある　れき径　100 ～ 500mm		×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	○	○	○	△	×	△
		液状化する地盤がある		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			○	○	○	○
	支持層の状態	深度　5m未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○		×	×	×	×
		深度　5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	△	△
		深度　15～25m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		深度　25～40m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	△	○	○	○	○
		深度　40～60m	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	△	○	×	○	×	×	△	○	○	○
		深度　60m以上	×	×	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	○	×	×	×	△	△	△
		土質　砂・砂れき（30≦N）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		土質　粘性土（20≦N）	○	○	○	○	△	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	△	△	○	○
		土質　軟岩・土丹	○	×	○	△	△	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○
		土質　硬岩	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	○	○	△	×	×	△
		傾斜が大きい、層面の凹凸が激しい等、支持層の位置が同一深度では無い可能性が高い	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○
	地下水の状態	地下水位が地表面に近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	△
		湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○	×	×	○	○	○	△
		地表より2m以上の被圧地下水	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	△	△	○	×
		地下水流速3m／min以上	×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	○	△	○	×
支持形式		支持杭		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○					
		摩擦杭		○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	×						
施工条件	水上施工	水深5m未満	△	○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○			△	△	○	×
	水上施工	水深5m以上	×	△	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○			△	△	○	×
		作業空間が狭い	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	△	×	△	
		斜杭の施工		○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×						
		有害ガスの影響		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	○	○	○	○
	周辺環境	振動騒音対策	○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○
	周辺環境	隣接構造物に対する影響	○	×	△	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	○

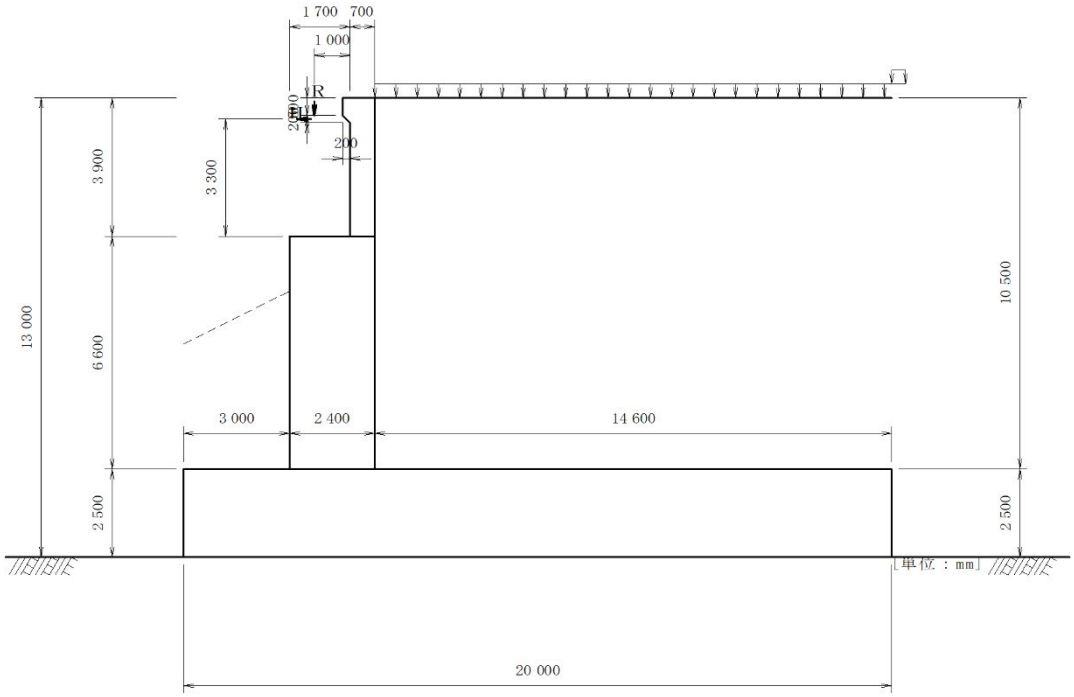
○：適合性が高い　△：適合性がある　×：適合性が低い

「道路橋示方書・同解説Ⅳ　p613」より抜粋（一部加筆）

(2) A1 橋台の基礎形式

A1 橋台の基礎形式について，砂・砂質土層【Ds】を支持層とする直接基礎とした場合，図 7.5.3 に示すように支持力が確保できないため採用できない。

従って，A1 橋台の基礎形式は杭基礎（場所打ち杭基礎）を選定する。



直角方向幅　B　(mm)	左側張出長　BL　(mm)	右側張出長　BR　(mm)
11800	――――	――――

荷　重　状　態	最大せん断抵抗力 Hu (kN)	支持の照査(kN)		判定
		Fr	Qyd	
D+EQ	40017.541	117623.180	≦ 185952.149	○
D+EQ+U	36374.882	115768.716	> 102273.673	×

図7.5.3　A1 橋台を直接基礎とした場合の検討結果

「道示Ⅳ」p204

9.5.2　鉛直荷重に対する支持の限界状態 1

(1)　粘性土地盤，砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする直接基礎が(2)を満足する場合，岩盤を支持層とする直接基礎が(3)を満足する場合には，永続作用支配状況及び変動作用支配状況において，鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

(2)1)　基礎底面に作用する合力が，基礎底面地盤の支持力の制限値を超えない。

2)　基礎底面に作用する合力は，式（9.5.3）により算出する。

$$F_r = \frac{V}{1-\left(\frac{h^2+m^2}{v^2}\right)^{1/2}} \quad \cdots\cdots (9.5.3)$$

$$v = \frac{V}{Q_u},\quad h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u},\quad m = \frac{M}{0.48BQ_u}$$

ここに，

F_r　：基礎底面に作用する合力（kN）

H_u　：基礎底面と地盤との間に働く最大せん断抵抗力の特性値（kN）で，9.5.5(2)2)により求める。ただし，基礎底面に突起をつける場合でも，突起の影響を考慮せずに求める。

Q_u　：基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値（kN）で，5)により求める。

V, H, M　：基礎底面に作用する鉛直力（kN），水平力（kN）及び転倒モーメント（kN･m）

B　：水平力の作用方向の基礎幅（m）

「道示Ⅳ」p207～208

(2)　鉛直荷重に対する支持に関しては，基礎底面に作用する合力 F_r を降伏鉛直支持力以下に留めることにより，地盤抵抗の塑性化を抑制し，基礎の応答の可逆性が確保される。このため，基礎底面に作用する合力 F_r が，式(9.5.3)により算出される制限値を超えない場合には，限界状態 1 を超えないとみなしてよいとされた。ここで，合力 F_r とは，直接基礎底面に作用する鉛直力，水平力及び転倒モーメントを組み合わせたものであり，鉛直力のみを考慮しているわけではないが，上部構造等から作用する荷重に対する鉛直支持力の確保という照査の位置付けなどを考慮して，鉛直荷重に対する支持の照査としている。

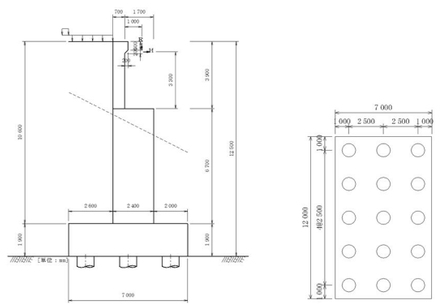
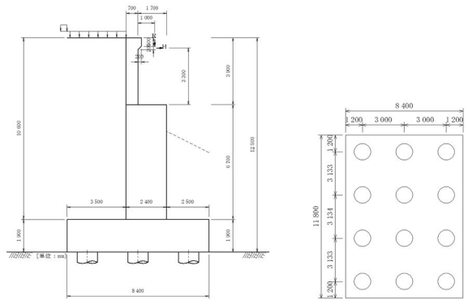
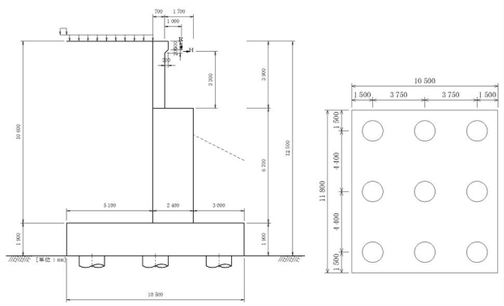
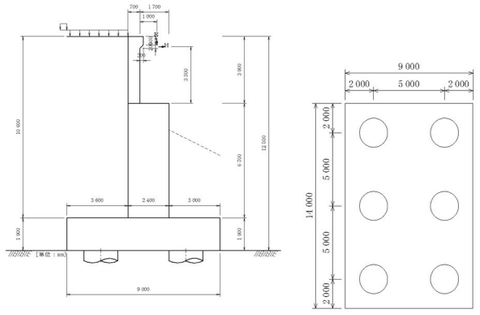
近年の研究成果によれば，鉛直荷重が一定であっても水平荷重や転倒モーメントの増加によって沈下が累積するなど，直接基礎の支持力特性，すなわち荷重・沈下の関係には，基礎底面に作用する鉛直力・水平力・転倒モーメントの連成効果が認められることが明らかになった[15]。従来の示方書で規定されていた照査方法では，この連成効果が十分に評価できないことなどから，今回の改定においては，鉛直力，水平力及び転倒モーメントの合力に対する照査方法が新たに規定された。また，地盤の支持力の評価については，従来の示方書では，偏心傾斜を考慮した地盤の支持力推定式が規定されていたが，今回の改定においては，上記の通り合力による照査となったことに伴い，降伏支持力は偏心傾斜の影響を考慮しない中心鉛直載荷での状態を想定して求めることとなる。

(3) A1 橋台の基礎形式検討結果（杭基礎）

A1 橋台の基礎形式を場所打ち杭（オールケーシング）とし，杭径φ1000，φ1200，φ1500，φ2000 について経済比較を行った。

検討の結果，最も経済的となるφ2000 を選定する。

表7.5.3　小作田橋 A1 橋台（場所打ち杭）の杭径比較結果

杭種･杭径	【第1案】場所打ち杭 φ1000	【第2案】場所打ち杭 φ1200	【第3案】場所打ち杭 φ1500	【第4案】場所打ち杭 φ2000
形状図				
	杭先端支持の条件（qd = 3qu=4500kN/m2）	杭先端支持の条件（qd = 3qu=4500kN/m2）	杭先端支持の条件（qd = 3qu=4500kN/m2）	杭先端支持の条件（qd = 3qu=4500kN/m2）
断面構成	杭径：　場所打ち杭　φ1000　鉄筋(SD345)　D22　－　20　本 杭長：　L=　9.50　m 本数：　橋軸－　3　列　直角－　5　列　　計　15　本	杭径：　場所打ち杭　φ1200　鉄筋(SD345)　D22　－　24　本 杭長：　L=　10.00　m 本数：　橋軸－　3　列　直角－　4　列　　計　12　本	杭径：　場所打ち杭　φ1500　鉄筋(SD345)　D22　－　32　本 杭長：　L=　10.00　m 本数：　橋軸－　3　列　直角－　3　列　　計　9　本	杭径：　場所打ち杭　φ2000　鉄筋(SD345)　D22　－　48　本 杭長：　L=　10.00　m 本数：　橋軸－　2　列　直角－　3　列　　計　6　本
計算結果	決定ケース：　橋軸方向 ･安定計算　橋軸方向	決定ケース：　橋軸方向 ･安定計算　橋軸方向	決定ケース：　橋軸方向 ･安定計算　橋軸方向	決定ケース：　橋軸方向 ･安定計算　橋軸方向
	略称 1.0(D+L)c　変位の制限の照査 D+Lc　安定の耐荷性能の照査 EQ無し D+EQ　安定の耐荷性能の照査 EQ有り	略称 1.0(D+L)b　変位の制限の照査 D+Lb　安定の耐荷性能の照査 EQ無し D+EQ　安定の耐荷性能の照査 EQ有り	略称 1.0(D+L)b　変位の制限の照査 D+Lb　安定の耐荷性能の照査 EQ無し D+EQ　安定の耐荷性能の照査 EQ有り	略称 1.0(D+L)b　変位の制限の照査 D+Lb　安定の耐荷性能の照査 EQ無し D+EQ　安定の耐荷性能の照査 EQ有り
	Vo kN　25283.36　26867.52　23739.2	Vo kN　28503.80　30248.99　27125.51	Vo kN　34662.57　36715.70　32960.34	Vo kN　33083.37　33057.54　31434.71
	Ho kN　−5148.24　−5405.65　−10372.9	Ho kN　−5124.67　−5380.90　−10772.40	Ho kN　−5124.67　−5380.90　−11566.68	Ho kN　−5383.93　−5653.12　−11729.24
	Mo kN,m　−6666.02　−7255.32　−34149.15	Mo kN,m　−1567.05　−1965.40　−31613.42	Mo kN,m　7460.37　7337.39　−28528.30	Mo kN,m　5700.81　5729.85　−28226.04
	変位 mm　1.62 ≦ 15.00　1.71 ≦ 15.00　2.55 ≦ 15.00	変位 mm　1.47 ≦ 15.00　1.55 ≦ 15.00　2.46 ≦ 15.00	変位 mm　1.32 ≦ 15.00　1.39 ≦ 15.00　2.49 ≦ 15.00	変位 mm　1.73 ≦ 15.00　1.83 ≦ 20.00　3.31 ≦ 20.00
	PNMax kN　2138.9 ≦ 2432.0　2275.8 ≦ 3159.0　3080.6 ≦ 3159.0	PNMax kN　2708.6 ≦ 4696.0　2882.0 ≦ 4258.0　3819.9 ≦ 4258.0	PNMax kN　3931.9 ≦ 4627.0　4182.5 ≦ 5998.0　5363.4 ≦ 5998.0	PNMax kN　5840.3 ≦ 7477.0　6196.6 ≦ 9679.0　7382.5 ≦ 9679.0
	PNMai kN　1232.2 ≧ 0.0　1306.5 ≧ −1140.0　84.6 ≧ −1140.0	PNMai kN　2042.0 ≧ 0.0　2159.5 ≧ −1441.0　701.0 ≧ −1441.0	PNMai kN　3770.9 ≧ 0.0　3976.6 ≧ −1801.0　1961.1 ≧ −1801.0	PNMai kN　5187.5 ≧ 0.0　5489.2 ≧ −2523.0　3095.7 ≧ −2523.0
	PH kN　−343.2　−360.4　−691.5	PH kN　−427.1　−448.4　−897.7	PH kN　−569.4　−597.9　−1285.2	PH kN　−897.3　−942.2　−1954.9
	Mt kN　311.2　324.1　220.1	Mt kN　536.1　558.7　484.4	Mt kN　1030.1　1072.7　1083.1	Mt kN　1766.0　1839.3　654.2
	Mm kN,m　−132.4　−139.9　−358.6	Mm kN,m　−173.7　−183.6　−478.5	Mm kN,m　−228.3　−242.3　−753.8	Mm kN,m　−458.4　−487.5　−2279.6
	･躯体照査　橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)	･躯体照査　橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)	･躯体照査　橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)	･躯体照査　橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状3(橋軸方向)
	荷重名略称 D+EQ+U　行 1　列 3　M(kN,m) 正曲げ 433.82　負曲げ 207.63　N(kN) 438.14　Myd(kN,m) 正曲げ 653.71　負曲げ 619.3　Mud(kN,m) 正曲げ 760.28　負曲げ 720.26	荷重名略称 D+U　行 1　列 3　M(kN,m) 正曲げ 722.89　負曲げ 279.18　N(kN) 1024.57　Myd(kN,m) 正曲げ 1122.64　負曲げ 1063.55　Mud(kN,m) 正曲げ 1277.77　負曲げ 1210.52	荷重名略称 D+U　行 1　列 3　M(kN,m) 正曲げ 1319.47　負曲げ 402.18　N(kN) 2194.39　Myd(kN,m) 正曲げ 2234.70　負曲げ 2117.08　Mud(kN,m) 正曲げ 2495.43　負曲げ 2364.09	荷重名略称 D+EQ+U　行 1　列 2　M(kN,m) 正曲げ 654.21　負曲げ 2279.55　N(kN) 2685.13　Myd(kN,m) 正曲げ 5094.77　負曲げ 4826.63　Mud(kN,m) 正曲げ 6177.27　負曲げ 5852.15
	せん断力に対する限界状態3橋軸方向 荷重名略称 D+L+Uc　行 1　列 3　S(kN) 537.69　M(kN,m) 429.65　N(kN) 457.97　Susd(kN) 622.65　Sucd(kN) 1338.58　τm≦制限値(N/mm²) 0.810 ≦ 2.600	せん断力に対する限界状態3橋軸方向 荷重名略称 D+L+Uc　行 1　列 3　S(kN) 665.73　M(kN,m) 720.50　N(kN) 1064.75　Susd(kN) 795.26　Sucd(kN) 1989.33　τm≦制限値(N/mm²) 0.675 ≦ 2.600	せん断力に対する限界状態3橋軸方向 荷重名略称 D+L+Uc　行 1　列 3　S(kN) 887.64　M(kN,m) 1310.54　N(kN) 2250.96　Susd(kN) 1348.91　Sucd(kN) 3204.84　τm≦制限値(N/mm²) 0.558 ≦ 2.600	せん断力に対する限界状態3橋軸方向 荷重名略称 D+L+Uc　行 1　列 2　S(kN) 1471.85　M(kN,m) 1914.47　N(kN) 2965.48　Susd(kN) 2371.99　Sucd(kN) 5869.06　τm≦制限値(N/mm²) 0.506 ≦ 2.600
	耐久性　橋軸方向 荷重名略称 1.0(D+L+U)c　行 1　列 3　M(kN,m) 411.69　N(kN) 424.10　σc≦制限値(N/mm²) 7.42 ≦ 8.00　σs≦制限値(N/mm²) 152.61 ≦ 160.00	耐久性　橋軸方向 荷重名略称 1.0(D+L+U)c　行 1　列 3　M(kN,m) 703.25　N(kN) 1069.40　σc≦制限値(N/mm²) 7.05 ≦ 8.00　σs≦制限値(N/mm²) 134.83 ≦ 160.00	耐久性　橋軸方向 荷重名略称 1.0(D+L+U)b　行 1　列 3　M(kN,m) 1285.76　N(kN) 2254.93　σc≦制限値(N/mm²) 6.19 ≦ 8.00　σs≦制限値(N/mm²) 81.54 ≦ 160.00	耐久性　橋軸方向 荷重名略称 1.0(D+L+U)b　行 1　列 2　M(kN,m) 1905.16　N(kN) 2904.25　σc≦制限値(N/mm²) 3.77 ≦ 8.00　σs≦制限値(N/mm²) 71.18 ≦ 160.00
	杭体材質　帯鉄筋16-ctc150　Aw= 3.972 > Asreq= 77.420 D= 16 @ 150	杭体材質　帯鉄筋16-ctc150　Aw= 3.972 > Asreq= 92.904 D= 16 @ 150	杭体材質　帯鉄筋19-ctc150　Aw= 5.730 > Asreq= 123.872 D= 19 @ 150	杭体材質　帯鉄筋22-ctc150　Aw= 7.742 > Asreq= 185.808 D= 22 @ 150
概算工事費	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円) 躯体工 躯体工 m³ ■ ■ ■ 躯体工 仮設工 枚 ■ ■ ■ 躯体工 土工 m³ 躯体工 合計 基礎工 L=9.5m m ■ ■ ■ 基礎工 本 合計(直接工事費) 諸経費 % 工事費 千円 ■ ■ ■	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円) 躯体工 躯体工 m³ ■ ■ ■ 躯体工 仮設工 枚 ■ ■ ■ 躯体工 土工 m³ 躯体工 合計 基礎工 L=10.0m m ■ ■ ■ 基礎工 本 ■ ■ 合計(直接工事費) 諸経費 % 工事費 千円 ■ ■ ■	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円) 躯体工 躯体工 m³ ■ ■ ■ 躯体工 仮設工 枚 ■ ■ ■ 躯体工 土工 m³ 躯体工 合計 基礎工 L=10.0m m 90.00 ■ ■ 基礎工 本 合計(直接工事費) 諸経費 % 工事費 千円 ■ ■ ■	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円) 躯体工 躯体工 m³ ■ ■ ■ 躯体工 仮設工 枚 ■ ■ ■ 躯体工 土工 m³ 躯体工 合計 基礎工 L=10.0m m ■ ■ ■ 基礎工 本 合計(直接工事費) 諸経費 % 工事費 千円 ■ ■ ■
評価	･最も不経済である。 △ 4 (1.079)　1位との差額 4,697	･経済性は中位である。 △ 3 (1.052)　1位との差額 3,125	･経済性は中位である。 △ 2 (1.044)　1位との差額 2,609	･最も経済的である。 ○ 1 (1.000)　1位との差額 0 最も経済的に優れるため採用する

(4) 杭先端の支持層への根入れ

「道示Ⅳ」p389 より，場所打ち杭の杭先端は，支持層に杭径程度以上根入れする。

「道示Ⅳ」p389

b) 場所打ち杭工法

従来の設計法では，砂層及び砂れき層については地盤物性値によらず一定の値が与えられていたが，今回の改定では，載荷試験の分析結果に基づき，他の杭と同様に N 値の関数として推定式が示されている。粘性土層については，従来一軸圧縮強度の関数として与えられていたが，砂層及び砂れき層の場合と同様に N 値の関数として示されている。

表-10.5.2 の適用にあたっては，杭先端は支持地盤中に杭径程度以上根入れさせ 15 章に示す施工が適切になされていることが前提であることに注意する必要がある。

なお，場所打ち杭の杭先端を岩盤に深く埋込むことで岩盤中の杭の周面抵抗を期待して設計することも考えられる。しかし，「道示Ⅳ」p166 より，岩盤中の周面抵抗に関するデータはほとんどなく，支持力推定方法が明確でないことや，レベル 2 地震動による繰返し荷重を受けて周面抵抗が上限値に達した場合の残留抵抗特性が明らかでないことから，岩盤中の杭の周面抵抗を設計で考慮しようとする場合には，個別に載荷試験を行い設計に必要な情報を得ることが求められている。

設計段階で載荷試験を行うことは非現実的なので，岩盤への杭先端根入れは杭径程度とし，岩盤中の杭の周面抵抗を期待しないように計画する。

「道示Ⅳ」p166

最近では施工技術の進歩から場所打ち杭を岩盤に深く埋込むことが可能となったことから，岩盤中の杭の周面抵抗を期待して設計することも考えられる。しかし，場所打ち杭工法を用いた場合の岩盤中の周面抵抗に関するデータはほとんどなく支持力推定方法が明確でないこと，レベル 2 地震動による繰返し荷重を受けて周面抵抗が上限値に達した場合の残留抵抗特性が明らかでないことから，岩盤中の杭の周面抵抗を設計で考慮しようとする場合には，個別に載荷試験を行い設計に必要な情報を得ることが求められる。先行的に岩盤を削孔し，砂等を充てんした後に杭や矢板を埋込む施工方法についても，設計に必要な水平・鉛直支持力特性の評価等のため個別に載荷試験を行い検証を行うことが必要となる。

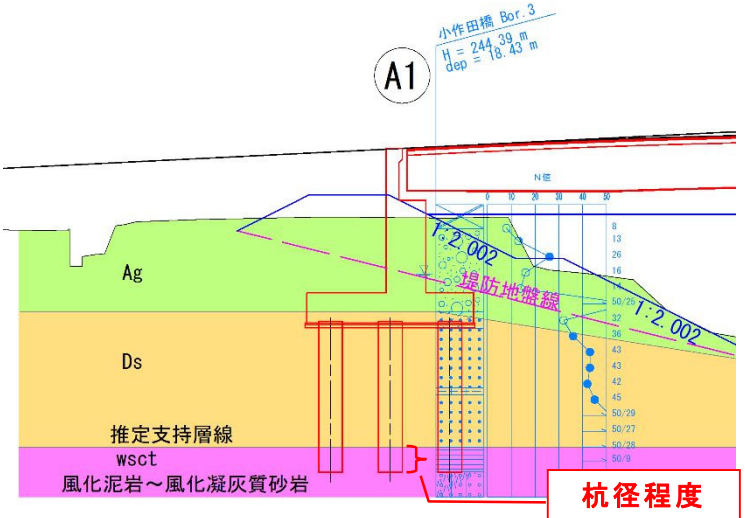


図7.5.4　杭先端の根入れ

(5) 杭先端の極限支持力

「道示Ⅳ」p244 により，岩盤に対する杭の支持力については標準的な推定式が示されていないので，「杭基礎設計便覧」の巻末参考資料 p451 および p454～455 により以下のとおり設定する。

岩盤に対する杭先端の極限支持力 qd=3qu（≦8000kN/㎡）

「道示Ⅳ」p244

岩盤に対する杭の支持力に関しては，標準的な推定式を示すに至っていない。このため，岩盤に対する支持力については，鉛直載荷試験を実施して評価を行うことがよい。ただし，軟岩を支持層とする打込み鋼管杭については，支持力推定方法（案）が参考資料5に示されている。また，場所打ち杭工法，中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）及びプレボーリング杭工法については，複数の鉛直載荷試験が行われ，既往の支持力推定式との比較等の分析も行われている。また，これらの杭工法では支持力の信頼性を確保するための施工管理方法や適用条件についても一定の知見が得られてきている。これらの知見は，杭基礎設計便覧に示されている。ただし，岩盤の条件によっては想定する支持力が得られない可能性があるため，こうした条件では支持層の見直しや鉛直載荷試験の実施など慎重に検討を行う必要がある。一方，載荷試験結果と推定値との比較結果では，試験値が推定値を大きく上回る事例も少なくないため，良好な岩盤で高い支持力が期待される場合には，鉛直載荷試験を事前に行うことにより，合理的な設計を行うのがよい。

「杭基礎設計便覧」p451

なお，**図-参.4.1** から**図-参.4.3** では，Terzaghi の支持力公式により導かれる杭先端の極限支持力度の評価式 $3q_u$ 及び［道示Ⅳ］10.5.2 に示される各杭工法における砂れきを支持層とする場合の杭先端の極限支持力度の特性値の上限値（**図-参.4.1** から**図-参.4.3** の破線）を併せて示している。詳細は (2) で示す。

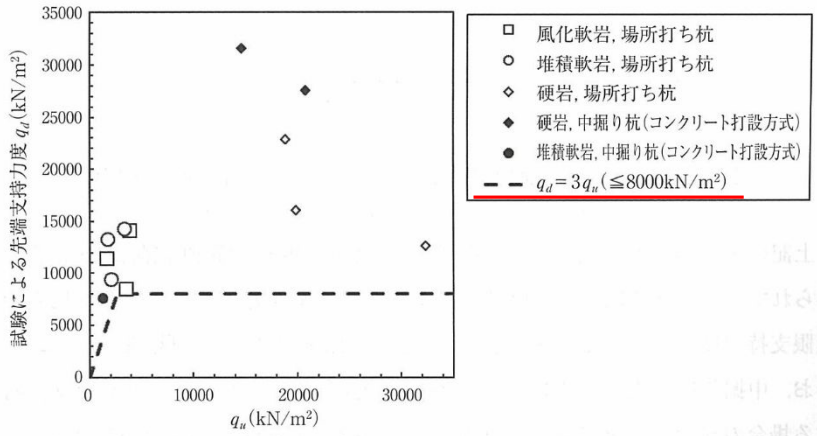


図-参.4.1 杭先端の極限支持力度の試験値と一軸圧縮強度 q_u の関係
（場所打ち杭工法（オールケーシング工法））

「杭基礎設計便覧」p454～454

(2)　Terzaghi の支持力公式による杭先端の極限支持力度の推定と適用条件

岩盤を支持層とする基礎の支持力を載荷試験によらず推定により設定する場合には，これまで Terzaghi の支持力公式から導かれた杭先端の極限支持力度の評価式 $3q_u$ が一般的に設計で用いられている。岩種に関わらず岩盤を支持層とする場合においては，岩盤を構成する鉱物が固着した支持地盤としてこの評価式を適用することは，クーロンの破壊基準の考え方からも矛盾はないと考えられる。なお，平成 24 年（2012 年）［道示Ⅳ］の解説で粘性土（$N \geqq 20$, $q_u \geqq 0.4\mathrm{N/mm^2}$）を支持層とする場所打ち杭の杭先端の極限支持力度の推定式として示していた $3q_u$ も，この支持力公式から導かれたものである。

図-参.4.1 から **図-参.4.3** では，既往の鉛直載荷試験結果[1)] に加えて Terzaghi の支持力公式により導かれる杭先端の極限支持力度の評価式 $3q_u$ 及び［道示Ⅳ］10.5.2 に示される各杭工法における砂れきを支持層とする場合の杭先端の極限支持力度の特性値の上限値（**図-参.4.1** から **図-参.4.3** の破線）を示している。この結果，いずれの載荷試験結果も評価式から推定される値よりは大きくなっている。これより，押込み力に対して，杭先端の極限支持力度の特性値を $3q_u$（ただし，上限値は［道示Ⅳ］表-10.5.2 に規定される砂れきの上限値）として設定し，［道示Ⅳ］に規定される各杭工法に対する部分係数を適用して設定した制限値を超えない場合は，載荷試験までを行わずとも，支持力の評価式が規定されている杭工法・地盤条件の場合と同等の信頼性で押込み力に対する支持の限界状態を超えないとみなすことができると考えられる。ただし，このように考えることができるのは，(1)で示すこの載荷試験での岩盤や前提となる条件等に従った杭工法を適用することを前提としてのものである。

既往の鉛直載荷試験[1)] の支持層と同等以上の強度を有する岩盤を支持層とする場合は，上記のように扱うことができる。なお，この検討に用いている支持層は，コアの採取が可能で一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験，多段階三軸圧縮試験を行い，強度定数が得られている岩盤が対象である。

「杭基礎設計便覧」p449

1)　岩盤に関する条件

岩盤分類の考え方は本便覧Ⅱ編 **4.1.2**，支持層の設定の考え方は本便覧Ⅲ編 **1.2** に示すとおりである。

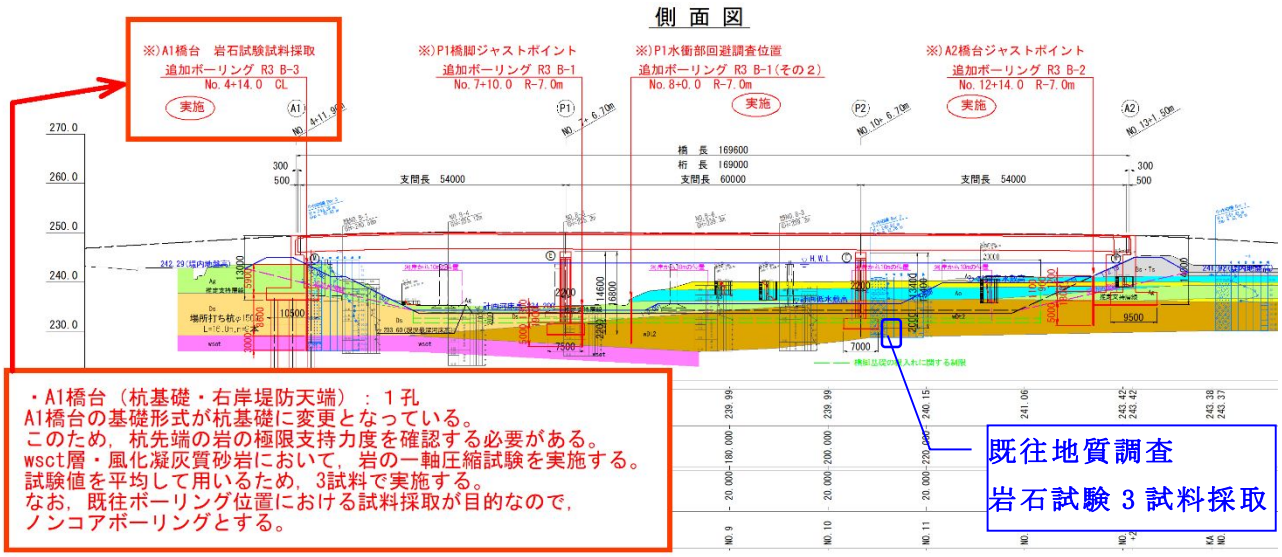
杭先端の極限支持力度の特性値の評価に用いる地盤定数は，一軸圧縮強度を指標とするものがこれまで一般的に用いられてきた。一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験，多段階三軸圧縮試験による岩盤の一軸圧縮強度の評価については，本便覧Ⅱ編 **2.6** 及び **4.4.4** に示すとおりである。一軸圧縮強度より杭先端の極限支持力度の特性値を求める場合，強度は［道示Ⅳ］における N 値の算定範囲との整合を踏まえて設定する。具体的には，杭先端から杭径の 3 倍下方までの範囲で実施した一軸圧縮試験，三軸圧縮試験もしくは多段階三軸圧縮試験の結果から得られる値とし，この範囲で複数試験を実施している場合には平均値を採用する。

(6) 岩石試験の追加実施

A1 橋台の杭先端極限支持力 qd を設定するためには，岩の一軸圧縮強度が必要となる。既往地質調査では，P2 橋脚位置で採取した試料に対して岩の一軸圧縮試験が実施されているが，A1 橋台位置での試験は無い。また，岩盤の種類も異なるため，A1 橋台位置での岩石試験を追加実施した。

地層構成状況

地質時代	地 層 名	層記号	N 値（回）	記　　事
第四紀完新世	盛 土・表土	Bs・Ts	3	堤防盛土は、マサ土からなり、細～中砂状である。 その他は礫混じり砂質シルトからなる。
	粘 性 土	Ac	0～7	砂混じりシルト～砂質シルトからなり、粘性中位である。 微細砂～細砂を混入する。
	砂・砂質土	As	2～13	シルト混じり砂～シルト質砂からなり、砂は細砂を主体とする。 径10mm以下の小礫を少量混入する。
	礫 質 土	Ag	13～60	基質は細～粗砂からなり、粒子不均一である。混入する礫は、径5～30mmの円～亜円礫主体最大径50mm程度である。粘性若干有り。
第四紀更新世	砂・砂質土	Ds	32～56	細～粗砂からなり、粒子不均一である。径10mm以下の小礫を若干混入する。 粘性無く、孔壁の崩壊性有り。含水は中位～多めである。
	粘 性 土	Dc	—	Bor.3のみ砂に挟在して固結シルトが分布する。 コンシステンシーは硬く、微細砂を混入する。含水は少ない。
	風化凝灰角礫岩	wDt2	37～100	風化し、やや軟質であり、棒状コアで採取されるが、手で容易に折れる硬さである。Bor.2の下部で礫の混入少ない。
新第三紀鮮新世	風化泥岩～風化凝灰質砂岩	wsct	54～167	風化した泥岩～凝灰質砂岩からなる。 固結度低く、指圧で容易に潰れる硬さである。



A1 橋台：風化凝灰質砂岩層【wsct】　　P2 橋脚：風化凝灰岩層【wDt2】

図7.5.5　岩石試験追加（A1 橋台杭先端の岩盤）

一軸圧縮試験の結果から，杭先端の岩盤層【wsct】の極限支持力 qd を以下のとおり設定する。

杭先端の極限支持力 qd=3qu=3×1500=4500kN/㎡

表7.5.4　岩石試験結果（R3.B-3　A1 橋台位置）

採取地点				R3.B-3		
試料番号				B-3-1	B-3-2	B-3-3
地質記号				wsot		
深度			(GL-m)	17.50 ～ 17.60	17.70 ～ 17.80	19.85 ～ 19.95
一般	湿潤密度	ρ_t	(g/cm^3)	1.819	1.673	1.600
	乾燥密度	ρ_d	(g/cm^3)	1.358	1.184	1.126
	土粒子密度	ρ_s	(g/cm^3)			
	自然含水比	W_n	(%)	34.0	41.2	42.2
	間隙比	e				
	飽和度	S_r	(%)			
一軸	一軸圧縮強さ	q_u	kN/m2	1926	1912	1317
	E_{50}		MN/m2	345	192	154

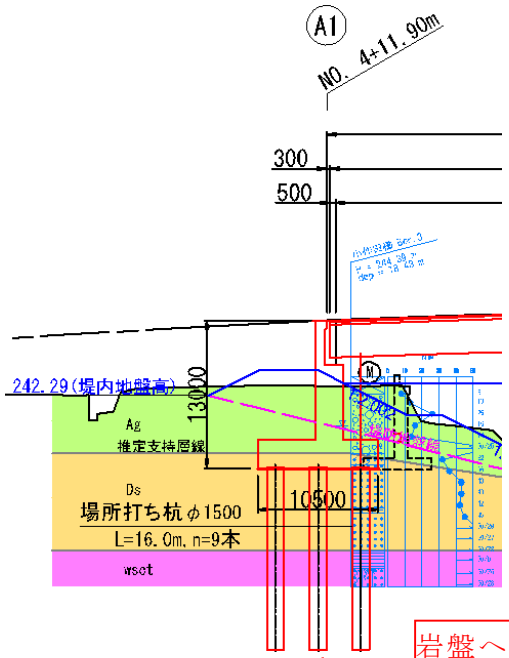
平均 qu=1718kN/㎡→1500kN/㎡

表7.5.5　岩石試験結果（Bor.2　P2 橋脚位置）

橋　名	孔番号	岩石名 (層記号)	供試体番号	深度 (m)	単位体積重量 γ t (g/cm^3) (9.807kN/m^3)	一軸圧縮強度 σ c (kN/m^2)	静弾性係数 Esc (kN/m^2)
小作田橋	Bor.2	風化凝灰角礫岩 (wDt2)	2-1	10.65～10.75	1.491 (14.62)	590	1.03×10^5
			2-2	11.60～11.70	1.930 (18.93)	1,219	7.05×10^4
			2-3	11.80～11.90	1.988 (19.50)	2,832	3.21×10^5

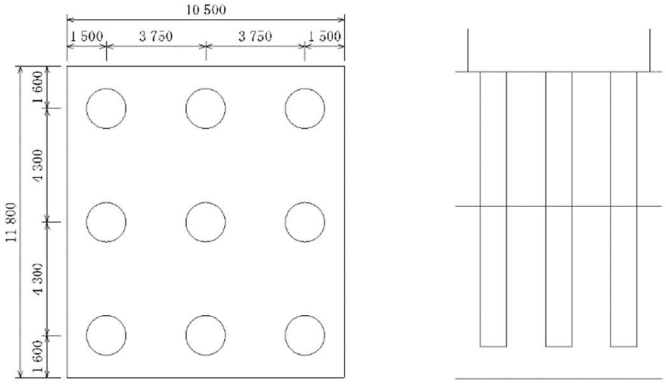
平均 qu=1547kN/㎡→1500kN/㎡

(7) 予備設計検討書抜粋［参考］



岩盤への杭先端根入れ
は杭径の 5.4 倍としている

1.2 杭配置図・側面図



1.3 地層データ

層No	層種	層厚(m)		平均N値	α・Eo(kN/m²)		γ (kN/m³)		f (kN/m²)	
		EQ無し	EQ有り		EQ無し	EQ有り	γ	γ'	f	fn
1	砂質土	7.740	7.740	50.0	112000	224000	20.00	11.20	120.0	120.0
2	砂質土	8.160	8.160	50.0	170800	341600	18.00	9.20	120.0	120.0

岩盤への杭先端根入れ
は杭径の 5.4 倍としている

4.4 杭の軸方向押込力(引抜力)の制限値

1)杭の諸元

杭　　種　　：場所打ち杭　φ1500.0 (mm)
工　　法　　：場所打ち杭
設計杭長　　：L　= 15.900 (m)
突出杭長　　：Lo =　0.000 (m)　　(現地盤面から上を示す)
杭の種類　　：支持杭

2)杭の軸方向押込み力の制限値

Rdp = λs・λf(Ry−Ws)＋Ws−W

Rd = ξ1・ΦY・λf・λn・(Ry−Ws)＋Ws−W

Ru = qd・A ＋ U・Σ(Li・fi)　　(EQ無し), (EQ有り(液無))

Ru = qd・A ＋ U・Σ(Li・fi・DEi)　(EQ有り(液有))

Rdp ：基礎の変位を抑制するための杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)
Rd　：杭の軸方向押込み力の制限値 (kN)
λs ：沈下量を抑制するための係数
λf ：支持形式の違いを考慮する係数
Ry　：地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値 (kN)
　　Ry = 0.65・Ru
Ru　：地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN)
ξ1 ：調査・解析係数
ΦY ：抵抗係数
λn ：杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数
qd　：杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m²)
　　qd = 110 ・ N (≦3300)　砂層
　　= 110 ・ 50.0
　　= 3300 (kN/m²)

杭先端の極限支持力度 qd を砂層の値としている

A：杭先端面積 (m²)

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot 1.500^2 = 1.76715 \ (m^2)$$

U　：杭の周長(m)
　　U = π・1.5000 = 4.712 (m)
Li：層厚(m)
fi：層の最大周面摩擦力度の特性値(k
　　杭先端から上方に1.0・Dの範囲で
DEi：土質定数の低減係数
Ws：杭で置き換えられる部分の土の有
　　Ws = Ap・Σ(γi・Li)
γi：土の有効単位重量(kN/m³)

「道示Ⅳ」p239

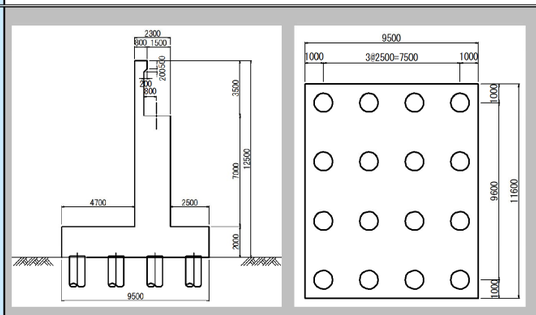
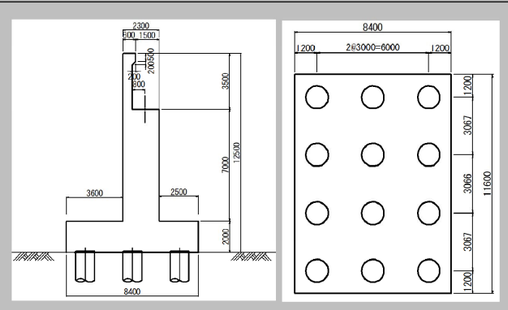
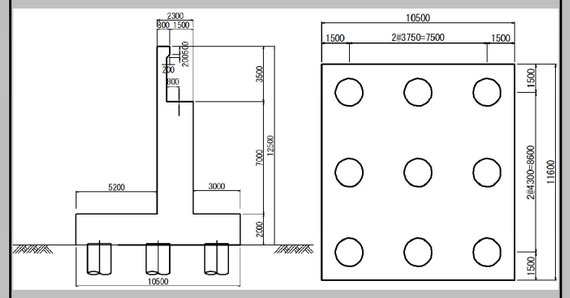
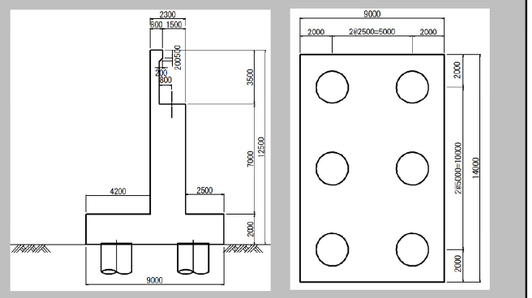
表-10.5.2　杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m²)

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値 q_d
打込み杭工法	粘性土	90 N (≦ 4,500)
	砂	130 N (≦ 6,500)
	砂れき	130 N (≦ 6,500)
場所打ち杭工法	粘性土	110 N (≦ 3,300)
	砂	110 N (≦ 3,300)
	砂れき	160 N (≦ 8,000)
中掘り杭工法 *	砂	220 N (≦ 11,000)
	砂れき	250 N (≦ 12,500)
プレボーリング杭工法	砂	240 N (≦ 12,000)
	砂れき	300 N (≦ 15,000)
鋼管ソイルセメント杭工法	砂	190 N (≦ 9,500)
	砂れき	240 N (≦ 12,000)
回転杭工法 (1.5 倍径)	砂	120 N (≦ 6,000)
	砂れき	130 N (≦ 6,500)
回転杭工法 (2.0 倍径)	砂	100 N (≦ 5,000)
	砂れき	115 N (≦ 5,750)

ここに，N：標準貫入試験の N 値
*：セメントミルク噴出攪伴方式における特性値である。なお，最終打撃方式では打込み杭工法の特性値を適用する。

（予備設計の杭径比較）

表-4.4.6 小作田橋(A1橋台 場所打ち杭) 杭径比較一覧表

杭種・杭径	【第1案】場所打ち杭 φ1000	【第2案】場所打ち杭 φ1200	【第3案】場所打ち杭 φ1500	【第4案】場所打ち杭 φ2000
形状図				
断面構成	杭径 ： 場所打ち杭 φ 1000 鉄筋(SD345) D 29 － 16 本 杭長 ： L ＝ 9.00 m 本数 ： 橋軸- 4 列 直角- 4 列 計 16 本	杭径 ： 場所打ち杭 φ 1200 鉄筋(SD345) D 29 － 16 本 杭長 ： L ＝ 9.00 m 本数 ： 橋軸- 3 列 直角- 4 列 計 12 本	杭径 ： 場所打ち杭 φ 1500 鉄筋(SD345) D 29 － 16 本 杭長 ： L ＝ 14.50 m 本数 ： 橋軸- 3 列 直角- 3 列 計 9 本	杭径 ： 場所打ち杭 φ 2000 鉄筋(SD345) D 29 － 30 本 杭長 ： L ＝ 14.50 m 本数 ： 橋軸- 2 列 直角- 3 列 計 6 本
計算結果	決定ケース： 橋軸方向 ・安定計算 橋軸方向	決定ケース： 橋軸方向 ・安定計算 橋軸方向	決定ケース： 橋軸方向 ・安定計算 橋軸方向	決定ケース： 橋軸方向 ・安定計算 橋軸方向
	変位の制限の照査 / 安定の耐荷性能の照査 EQ無し / 安定の耐荷性能の照査 EQ有り	変位の制限の照査 / 安定の耐荷性能の照査 EQ無し / 安定の耐荷性能の照査 EQ有り	変位の制限の照査 / 安定の耐荷性能の照査 EQ無し / 安定の耐荷性能の照査 EQ有り	変位の制限の照査 / 安定の耐荷性能の照査 EQ無し / 安定の耐荷性能の照査 EQ有り
略称	1.0(D+L)c / D+Lc / D+EQ	1.0(D+L)b / D+Lb / D+EQ	1.0(D+L)b / D+Lb / D+EQ	0 / 0 / 0
Vo kN	27585.19 / 29164.45 / 26893.21	23851.18 / 25243.74 / 22711.96	38237.32 / 40349.18 / 37202.29	0 / 0 / 0
Ho kN	-5386.53 / -5655.86 / -12324.73	-5149.46 / -5406.94 / -11464.08	-7052.93 / -7405.58 / -16758.37	0 / 0 / 0
Mo kN.m	341.28 / 298.35 / -36114.34	-6035.97 / -6437.77 / -39270.6	-6080.99 / -6705.04 / -59726.65	0 / 0 / 0
変位 mm	1.99≦15.00 / 2.09≦15.00 / 3.74≦15.00	3.90≦15.00 / 4.11≦15.00 / 7.40≦15.00	2.93≦15.00 / 3.09≦15.00 / 5.96≦15.00	0 / 0 / 0
PNMax kN	2642.7≦6032.0 / 2793.7≦7914.0 / 4186.1≦7914.0	5079.9≦8501.0 / 5373.4≦11157.0 / 7412.2≦11157.0	7512.6≦13460.0 / 7936.1≦17673.0 / 10409.0≦17673.0	0 / 0 / 0
PNMin kN	1954.8≧0.0 / 2067.1≧-3177.0 / 296.1≧-3177.0	2870.5≧0.0 / 3041.2≧-4154.0 / 158.4≧-4154.0	5233.2≧0.0 / 5513.7≧-5899.0 / 1991.7≧-5899.0	0 / 0 / 0
PH kN	-448.9 / -471.3 / -1027.1	-858.2 / -901.2 / -1910.7	-1175.5 / -1234.3 / -2793.1	0 / 0 / 0
Mt kN	716.3 / 751.4 / 880.5	1092.9 / 1142.6 / 346	1835.8 / 1910.5 / 567.2	0 / 0 / 0
Mm kN.m	-226.9 / -238.5 / -612.4	-789.6 / -831.3 / -2405.6	-1245 / -1314.8 / -4106.2	0 / 0 / 0
	・杭体照査 橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状態(橋軸方向)	・杭体照査 橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状態3(橋軸方向)	・杭体照査 橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状態3(橋軸方向)	・杭体照査 橋軸方向 軸力及び曲げモーメントに対する限界状態1および限界状態3(橋軸方向)
荷重名略称 / 行 / 列 / M(kN.m) 正曲げ / M(kN.m) 負曲げ / N(kN) / Myd(kN.m) 正曲げ / Myd(kN.m) 負曲げ / Mud(kN.m) 正曲げ / Mud(kN.m) 負曲げ	D+L(水)b / 1 / 3 / 1012.72 / 383.93 / 968.01 / 1825.99 / 1729.89 / 2387.98 / 2262.30	D+EQ 水 / 1 / 2 / 347.03 / 2408.44 / -612.74 / 3293.17 / 3119.85 / 4364.74 / 4135.02	D+EQ 水 / 1 / 2 / 572.11 / 4114.96 / 522.20 / 7836.23 / 7423.79 / 10158.15 / 9623.51	0 / 0 / 0 / 0.00 / 0.00 / 0.00 / 0.00 / 0.00 / 0.00 / 0.00
	せん断力に対する限界状態: 橋軸方向	せん断力に対する限界状態: 橋軸方向	せん断力に対する限界状態: 橋軸方向	せん断力に対する限界状態: 橋軸方向
荷重名略称 / 行 / 列 / S(kN) / M(kN.m) / N(kN) / Susd(kN) / Sucd(kN) / τm≦制限値(N/mm2)	D+EQ 水 / 1 / 3 / 1028.72 / 881.64 / -203.83 / 1867.00 / 2841.90 / 1.043≦2.600	D(水) / 1 / 2 / 1253.34 / 1406.83 / 1035.69 / 2334.80 / 3204.84 / 0.788≦1.700	D+EQ 水 / 1 / 2 / 2800.39 / 572.11 / 522.20 / 4815.44 / 8384.38 / 0.962≦2.600	0 / 0 / 0 / 0.00 / 0.00 / 0.00 / 0.00 / 0.00 / 0
	耐久性 橋軸方向	耐久性 橋軸方向	耐久性 橋軸方向	耐久性 橋軸方向
荷重名略称 / 行 / 列 / M(kN.m) / N(kN) / σc≦制限値(N/mm2) / σs≦制限値(N/mm2)	1.0(D+L)水b / 1 / 1 / 965.14 / 2527.18 / 6.87≦8.00 / 44.89≦160.00	1.0(D+L)水c / 1 / 1 / 1335.91 / 4903.78 / 5.41≦8.00 / 4.88≦160.00	1.0(D+L)水c / 1 / 1 / 2231.90 / 6817.70 / 4.00≦8.00 / 1.13≦160.00	0 / 0 / 0 / 0.00 / 0.00 / 0 / 0
	偶発作用	偶発作用	偶発作用	偶発作用
液状化 / 考慮 / 地震タイプ / 水位 / 判定 / 応答塑性率の照査(応答塑性率≦制限値) / 杭体せん断照査	液状化 考慮 / 地震タイプ II / 水位 浮力無EQ / 判定 OK / 応答塑性率の照査 1.686 ≦ 3.000 / 杭体せん断照査 21928.≦26222.7	液状化 考慮 / 地震タイプ II / 水位 浮力無EQ / 判定 OK / 応答塑性率の照査 2.494 ≦ 3.000 / 杭体せん断照査 17752.≦23680.0	液状化 考慮 / 地震タイプ II / 水位 浮力有EQ / 判定 OK / 応答塑性率の照査 1.878 ≦ 3.000 / 杭体せん断照査 27002.≦33893.6	液状化 0 / 地震タイプ 0 / 水位 0 / 判定 0 / 応答塑性率の照査 0 / 杭体せん断照査 ≦
杭体材質	帯鉄筋22-ctc150 Aw =7.742 >Asreq= 0 D 22 @ 150	帯鉄筋22-ctc100 Aw =7.742 >Asreq= 0 D 22 @ 100	帯鉄筋22-ctc150 Aw =7.742 >Asreq= 0 D 22 @ 150	帯鉄筋22-ctc150 Aw =7.742 >Asreq= 0 D 22 @ 150
概算工事費	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円)	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円)	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円)	項目 / 単位 / 数量 / 単価(千円) / 金額(千円)
躯体工	躯体工 m3 423.8	コンクリート工 m3 414.6	コンクリート工 m3 446.8	コンクリート工 m3 457.3
	仮設工 枚 0.0	仮設工 m2 0.0	仮設工 m2 0.0	仮設工 m2 0.0
	土工 m3	土工 m3	土工 m3	土工 m3
	合計	合計	合計	合計
基礎工	L=14.0m m	L=14.0m m 168.00	L=14.0m m 126.00	L=0.0m m 93.00
	本	本	本	本
合計（直接工事費）		合計（直接工事費）	合計（直接工事費）	合計（直接工事費）
諸経費	%	諸経費 %	諸経費 %	諸経費 %
工事費	千円	工事費 千円	工事費 千円	工事費 千円
評価	・経済性は中位である。	・最も経済的である。	・最も不経済である。	・最も不経済である。
	△ 3 （1.217） 1位との差額 15,849	△ 2 （1.046） 1位との差額 3,390	○ 1 （1.000） 1位との差額 0 最も経済的に優れるため採用する	△ 0 （1.009） 1位との差額 0

第8章 道路予備設計

8.1 概　要

8.1.1 目　的

過年度成果について表 8.1.1 に示す問題が挙げられるため，本業務において修正検討を実施する。

表 8.1.1　過年度成果(道路設計)の問題

	過年度成果の問題	検討提案（第 2 章参照）
平面線形	・現道部すりつけ部に片勾配が付くため，現道に掘削・路上盛土が生じている	・現道の改築規模を極力軽減(舗装オーバーレイ程度)するため，現道の横断勾配(2.0%)と同様の片勾配となる平面曲線に修正する。
縦断線形	・踏切部停止線の手前に緩勾配区間が確保されていない ・歩道の最急勾配 5%より急勾配を採用している	・踏切箇所の交通安全を考慮し，緩勾配区間 35m を確保する。 ・複数の縦断勾配案について道路構造と橋梁構造を考慮して比較検討を行う。

8.1.2 検討位置

道路予備設計の修正検討を行う箇所は，図 8.1.1 に示す箇所である。

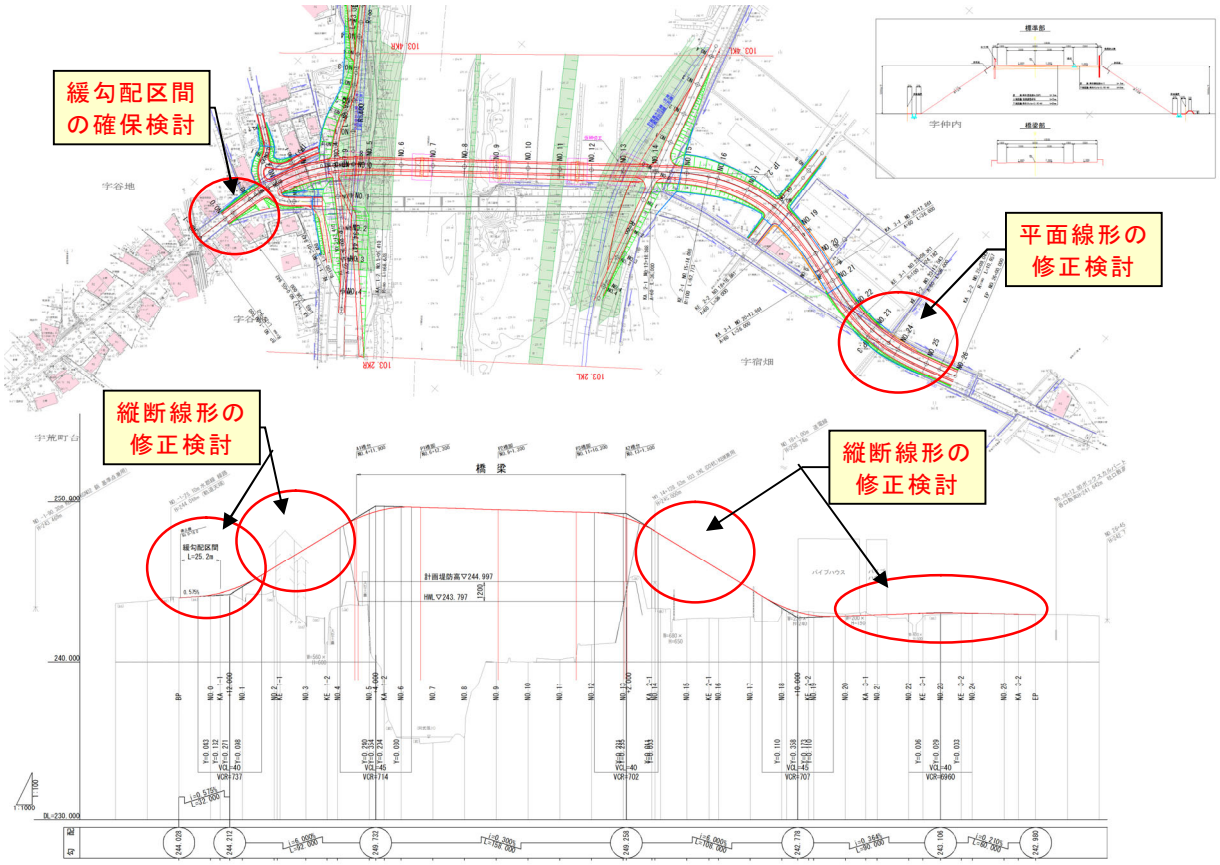


図 8.1.1　検討箇所

8.2 平面線形の修正

8.2.1 平面線形検討の課題抽出

終点側の現道すりつけ箇所の現道は，直線区間であることから概ね 2.0%の横断勾配が付されている。過年度の道路設計では，現道すり付け箇所の曲線半径が R=100m のため，現道上に片勾配 7.0%の路面を構築することとなっている。

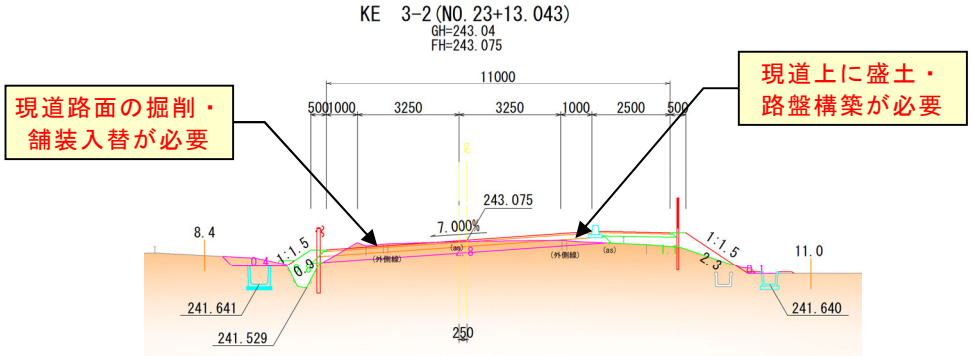


図 8.2.1 設計横断面(過年度)

現道上の施工時において，長期間の交通規制や迂回路の設置を避けるため，極力現況路面と整合する道路構造ですり付けることが望ましいと考えられることから，現道路面形状と整合する縦断線形および横断勾配を設定するのが望ましい。

8.2.2 検討の方向性

現道すりつけ部の改築規模を極力軽減するため，現道の横断勾配 2.0%と整合する曲線半径への変更について検討する。

片勾配 2.0%のときの最小曲線半径は，次式のとおり算定される。

$$R_{min}=V^2/(127*(f+i))=40*40/(127*(0.06+0.02))$$

$$=157.5m \rightarrow \underline{160m}$$

ここに，V：設計速度(40km/h)

f：横滑り摩擦係数(f=0.06 望ましい曲線半径の値)

i：片勾配(i=2.0%)

曲線半径は R=160m とする。また，緩和曲線のｸﾛｿｲﾄﾞﾊﾟﾗﾒｰﾀは，緩和区間長 30m 確保を考慮して A=75(L=35.156m)を採用する。

以上を踏まえ，終点部現道すりつけ箇所の平面線形は，図 8.2.2 のとおりとする。平面線形修正区間の横断図を図 8.2.3，図 8.2.4 に示す。

No	主要点名	測点	X 座標	Y 座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	BP	-1-00.000000	141,225.715382	50,924.739954	0.000000		0.000000	25.942199	282-06-46.118
2	KA 1-1	0+05.942199	141,231.159020	50,899.375323	0.000000	60.000000	100.000000	36.000000	282-06-46.118
3	KE 1-1	2+01.942199	141,240.795748	50,864.742887	100.000000		100.000000	31.467754	292-25-33.783
4	KE 1-2	3+13.409953	141,257.142279	50,838.005904	100.000000	60.000000	0.000000	36.000000	310-27-20.686
5	KA 1-2	5+09.409953	141,283.574816	50,813.642137	0.000000		0.000000	168.677668	320-46-08.351
6	KA 2-1	13+18.087621	141,414.232919	50,706.962169	0.000000	60.000000	100.000000	36.000000	320-46-08.351
7	KE 2-1	15+14.087621	141,443.391317	50,685.936947	100.000000		100.000000	56.971580	331-04-56.016
8	KE 2-2	18+11.059201	141,498.242677	50,673.679615	100.000000	60.000000	0.000000	36.000000	3-43-28.335
9	KA 3-1	20+07.059201	141,533.577308	50,680.292934	0.000000	75.000000	-160.000000	35.156250	14-02-16.000
10	KE 3-1	22+02.215451	141,567.954528	50,687.562268	-160.000000		-160.000000	50.803822	7-44-35.071
11	KE 3-2	24+13.019274	141,618.531087	50,686.367438	-160.000000	75.000000	0.000000	35.156250	349-33-01.068
12	KA 3-2	26+08.175524	141,652.526684	50,677.482852	0.000000		0.000000	52.092804	343-15-20.139
13	EP	29+00.268328	141,702.410727	50,662.474771					343-15-20.139

平面線形の修正区間

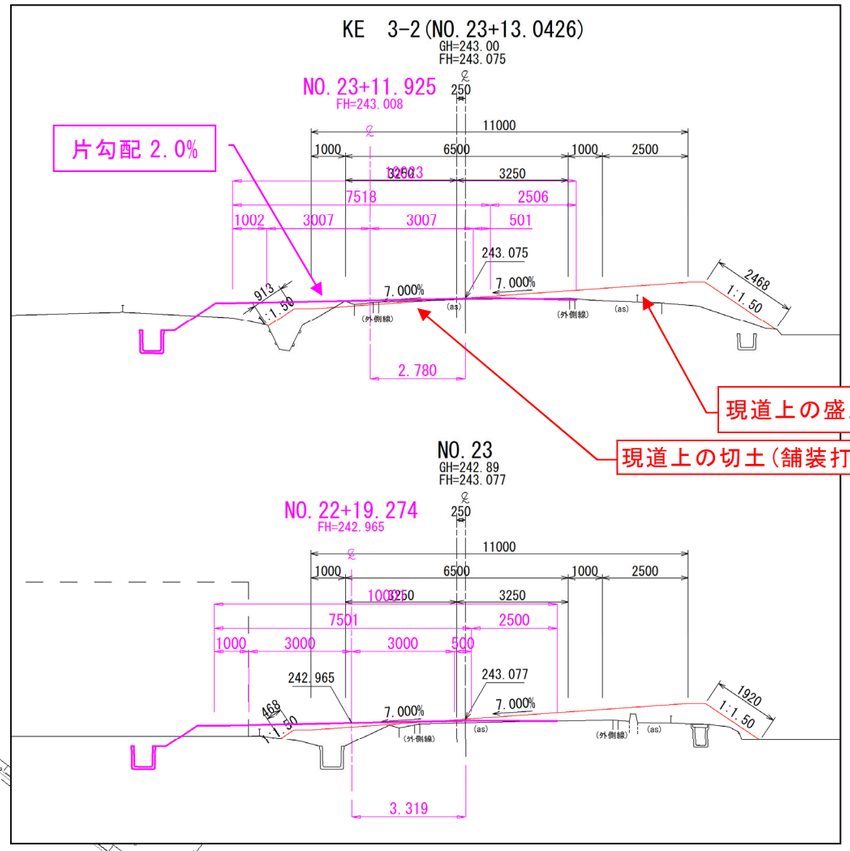
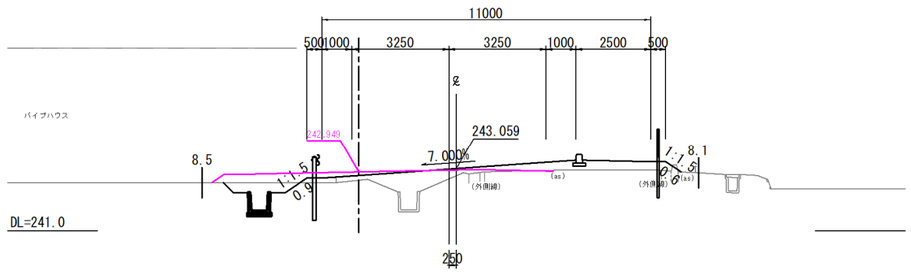
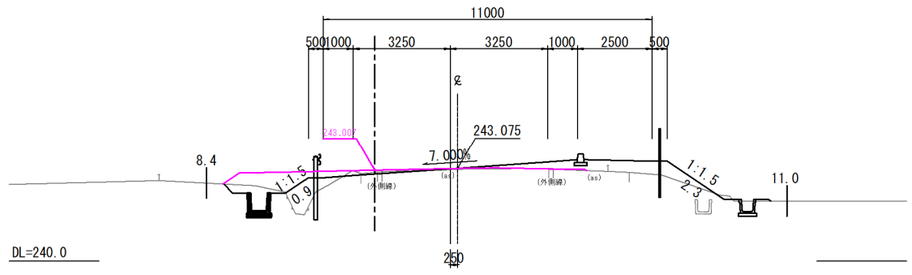


図 8.2.2 平面線形の修正箇所

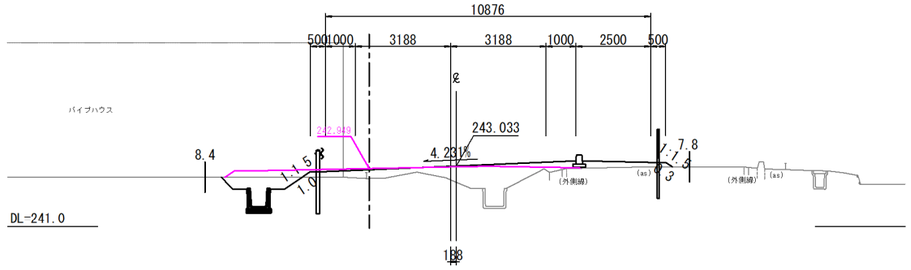
KE　3-1(NO.22+08.861)
GH=242.83
FH=243.059



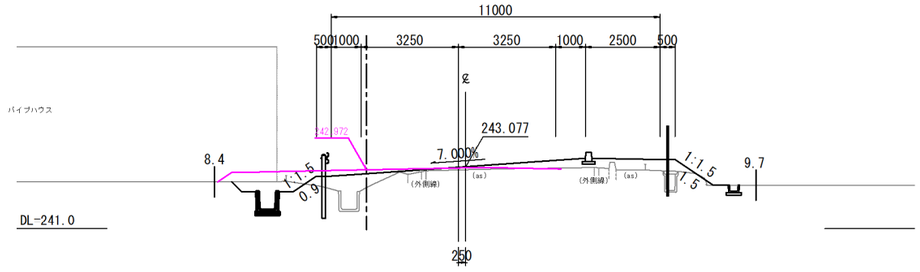
KE　3-2(NO.23+13.043)
GH=243.04
FH=243.075



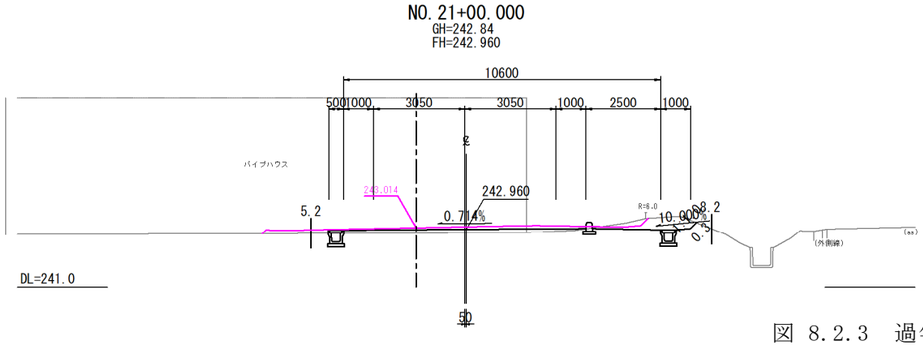
NO.22+00.000
GH=242.49
FH=243.033



NO.23+00.000
GH=242.97
FH=243.077



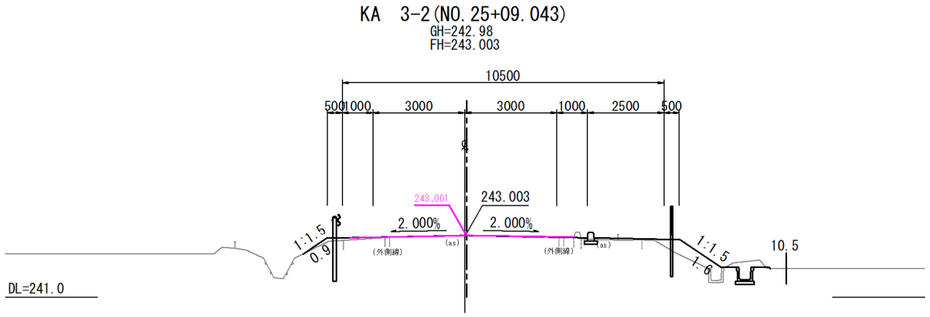
NO.21+00.000
GH=242.84
FH=242.960

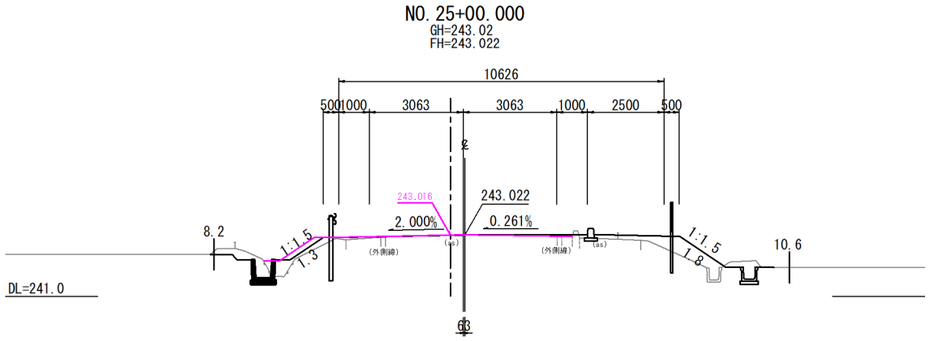


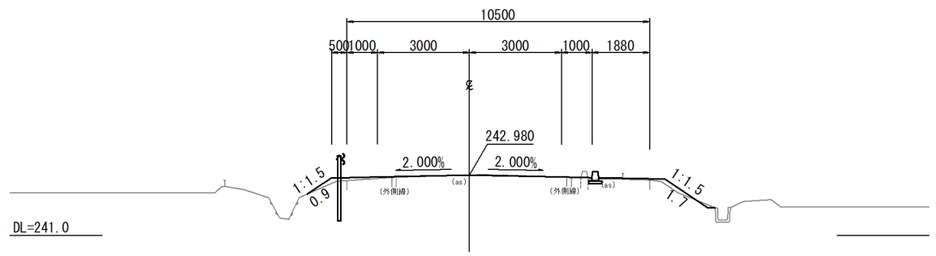
過年度設計の横断面
変更線形による横断面

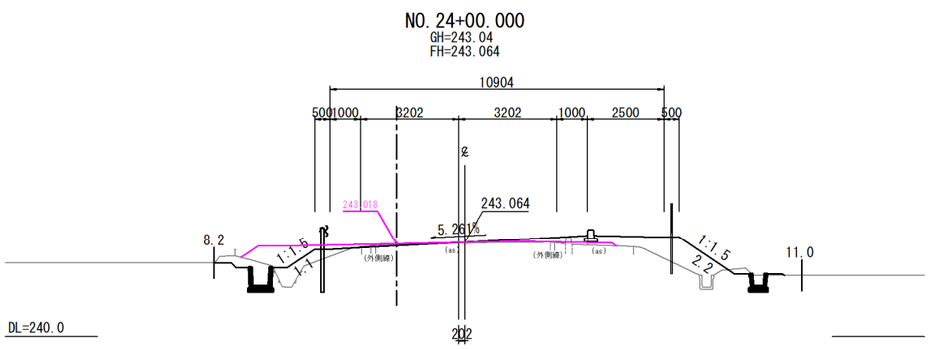
■平面線形の修正による横断面
各設計横断面について，現況路面に路面高や片勾配を極力合わせるように設定した。

図 8.2.3　過年度横断面と修正横断面の対比(1)









過年度設計の横断面
変更線形による横断面

■平面線形の修正による横断面
各設計横断面について，現況路面に路面高や片勾配を極力合わせるように設定した。

図 8.2.4 過年度横断面と修正横断面の対比(2)

8.3 縦断線形の比較検討

8.3.1 縦断線形検討の課題抽出

(1) 踏切部の緩勾配区間

過年度業務において，(県)母畑須賀川線の JR 水郡線踏切付近の縦断勾配は，2.5%以下の緩勾配区間が約 25.2m であり，最小緩勾配区間長 35m（道路構造令解説 p494 参照）が確保されていない。

自動車の安全な停止発進が行えるよう緩勾配区間をできるだけ長く確保することが望ましいため，停止線から最小緩勾配区間長 35m 以上を確保しなければならない。

(2) 縦断勾配

JR 水郡線踏切と阿武隈川右岸堤防の間隔は約 110m であり，堤防天端との高低差は約 0.97m である。小作田橋(計画)の構造高が約 3.0m のため，道路の縦断勾配は 6.0%で計画されている。

(県)母畑須賀川線の最急縦断勾配（規定値）は 7.0%（道路構造令解説 p424 参照）のため規定値以下で計画されているが，歩行者や自転車の通行に配慮してできるだけ 5%以下の緩い勾配で計画することが望ましい。

交通の安全性や利便性の高い道路計画とするため，橋梁構造の検討と合わせて上記の問題を解決する縦断線形を検討する。

8.3.2 検討の方向性

道路の縦断線形の検討案は，道路構造令解説に記される考え方にもとづいて自動車の走行性や歩行者及び自転車の利便性の観点から縦断勾配案を設定し,下記について評価する。

①緩勾配の確保
②歩行者の通行性
③寒冷地における車両の走行性
④橋梁の構造性や維持管理性
⑤経済性について評価する。

縦断線形の幾何構造は，踏切部の停止線手前に緩勾配区間 35m を確保することを前提とし，安全性を確保する最低限の規定値を満足する値を設定する。

8.3.3 検討案の立案

第１案　縦断勾配７％案

「道路構造令第 20 条」より，設計速度 40km/h の最急縦断勾配 7%を採用する案。
橋梁の桁高変化がない案。

第２案　縦断勾配６％案（過年度設計の勾配案）

過年度設計の縦断勾配６％を採用する案。
橋梁の桁高は，縦断線形に合わせて変化する。

第３案　縦断勾配５％案

歩道及び自転車道の最急縦断勾配５％を採用する案（「道路構造令解説 p265，p444」参照）。橋梁の桁高は，縦断線形に合わせて変化する。

第４案　縦断勾配４％案

橋梁の桁高を最小限の構造とし，縦断勾配 4%として歩行者の通行性の向上を図る案。

8.3.4 比較評価項目

縦断線形の比較評価にあたり，評価項目は以下のとおりとする。

表 8.3.1　縦断線形の比較評価項目

比較評価項目		評価の内容
道路	縦断線形 （計画値）	道路構造令の規定値に対する計画値の評価が異なる
	自動車の走行性	自動車走行に対して，急勾配区間の走行性や安全性に差がある
	歩行者の利便性	歩行者及び自転車の通行に対して，通行のしやすさや交通安全などの道路の利便性に差がある
	周辺への影響	盛土や取付道路の規模，補償の規模に差がある
橋梁	構造性	桁高が低くなるとたわみが大きくなり，歩行者の不快感に差がある（大型車走行時の振動）
		桁高が低くなると主桁・対傾構・横桁との取り合いが狭く，添架物配置の容易さに差がある
	施工性	桁高変化の大小により，主桁，横桁，対傾構の各部材の工数が増減し，工場製作や現場地組作業の煩雑度に差がある
	維持管理性	上部工検査路空間が確保できる範囲が異なり，近接目視の容易さに差が生じる（橋梁点検車が必要になる場合，地震後の緊急点検への対応が遅れる）
経済性		道路・橋梁の工事費に差が生じる

8.3.5 評価指標

比較検討にあたり，評価指標は以下のとおりとする。

表 8.3.2　縦断線形の評価指標

比較評価項目		評価指標		
		高評価 ◎	可 ○	低評価 △
道路	縦断線形 (計画値)	・望ましい値	・規定値を満足	・特例値
	自動車の 走行性	・冬期でも通行車両に制限がない ・安全性確保	・通常の道路利用に問題がない ・大型貨物(満載)は代替路線利用 ・安全性確保	・冬期の通行性に劣る ・代替路線の利用頻度が高い ・交通安全の注意喚起が必要
	歩行者の 利便性	・歩行者や自転車が通行しやすい ・規定値に余裕あり	・歩行者や自転車が通行しやすい ・規定値の上限	・歩行者や自転車が利用しにくい ・特例値
	周辺への 影響	影響が小さい	影響が中位	影響が最も大きい
橋梁	構造性	・大型車走行時の振動が小さく，歩行者の不快感が小さい	・大型車走行時の振動が大きく，歩行者の不快感はわずかに大きくなる	・大型車走行時の振動が最も大きく，歩行者の不快感は最も大きい
		・桁高変化が無い ・桁高変化が小さく，添架物配置に影響はない	・側径間(A1-P1)の桁高は低いが，添架物配置は可能である	・側径間(A1-P1)の桁高が最も低いため，主桁・対傾構・横桁との取り合いが狭く，添架物配置が困難
	施工性	・桁高変化が無いもしくは桁高変化が小さいため主桁，横桁，対傾構の各部材寸法の変化が少なく，工場製作や現場地組作業がしやすい	・桁高変化により主桁，横桁，対傾構の各部材寸法が変化するため工場製作や現場地組作業は若干煩雑になるが問題はない	・桁高変化が最も大きいため主桁，横桁，対傾構の各部材数が多く，工場製作や現場地組作業の煩雑度は大きい
	維持管理性	・桁高 2m 以上あるため，上部工検査路設置に問題はなく，近接目視は容易である	・上部工検査路上の歩行姿勢は悪くなるが，検査路からの近接目視は可能である	・上部工検査路上を歩行できない区間があり，近接目視が困難になる ・橋梁点検車を併用
経済性		安価		高額

8.3.6 総合評価の優先順

1．自動車や歩行者等の交通安全確保，利便性確保が最優先である。

2．橋梁は特殊な構造とせず，維持管理しやすい案が最適である。

3．経済性

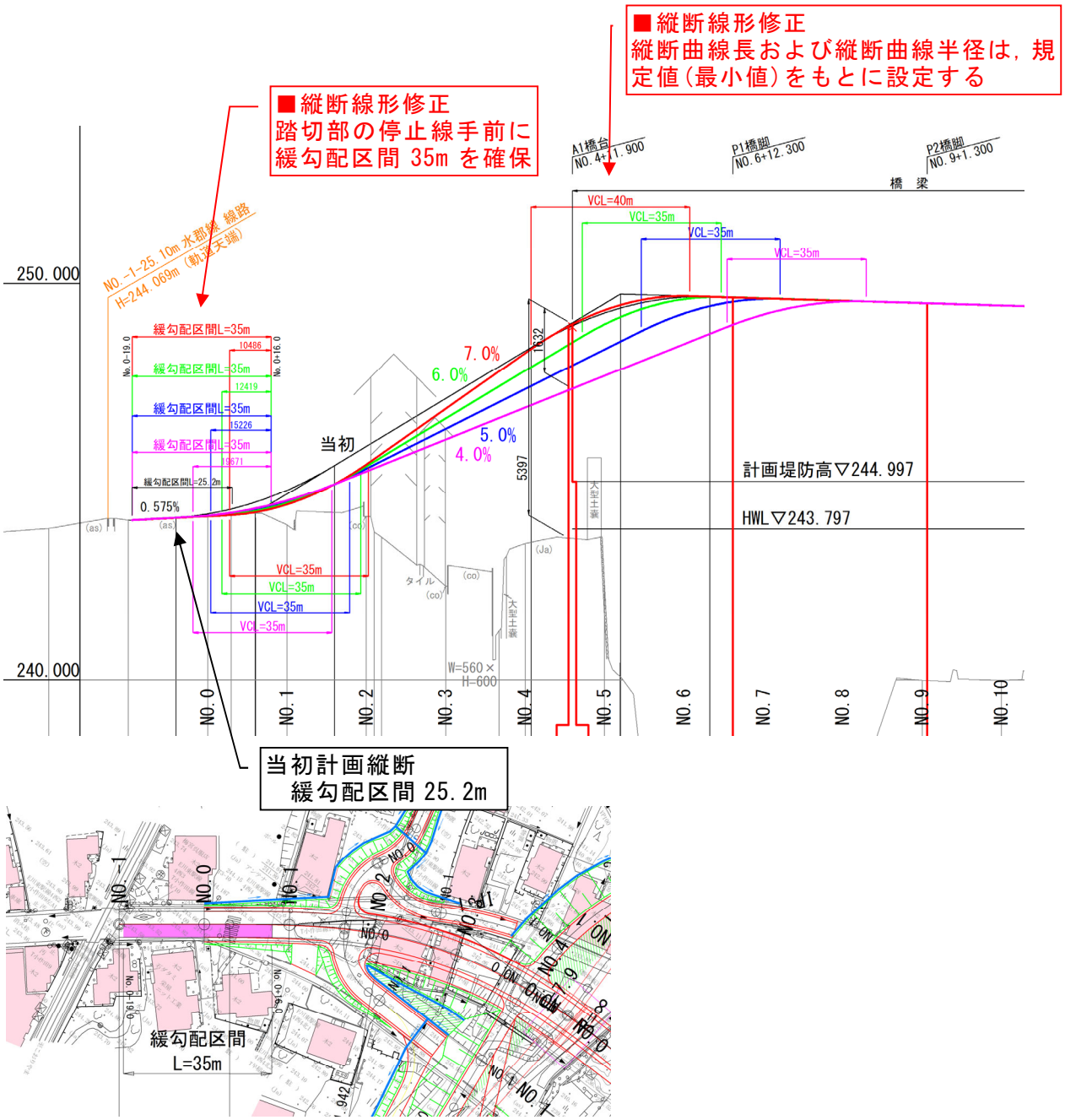


図 8.3.1　縦断線形の比較検討モデル

表 8.3.3　縦断線形比較表（その 1）

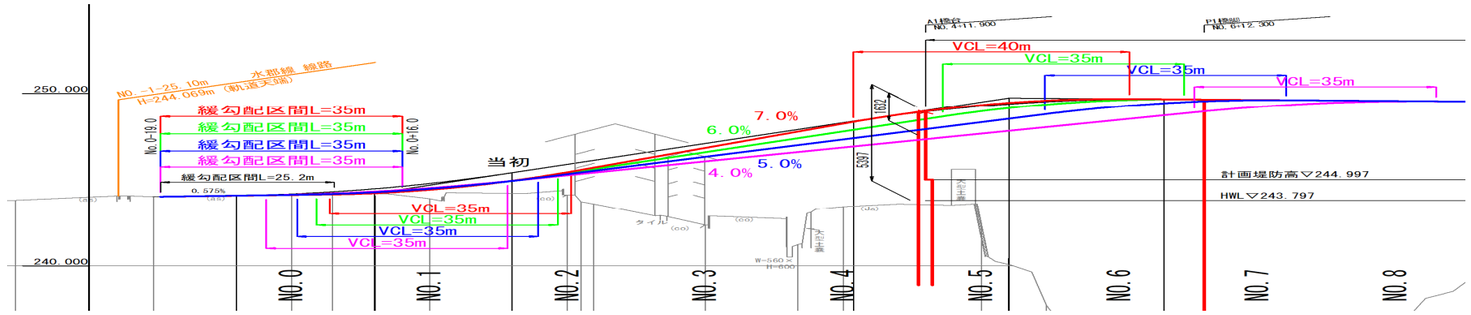
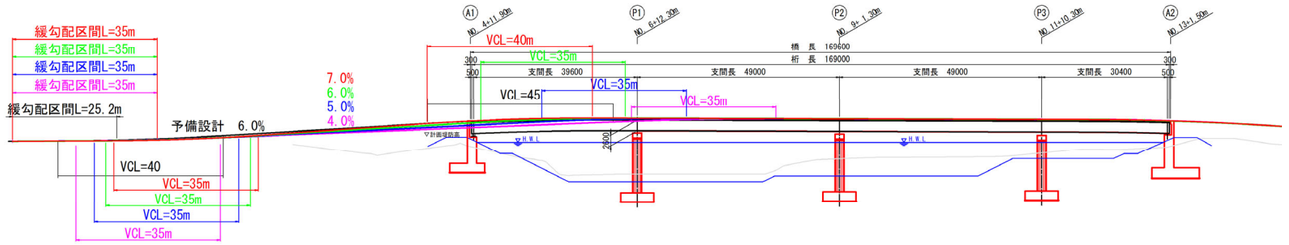
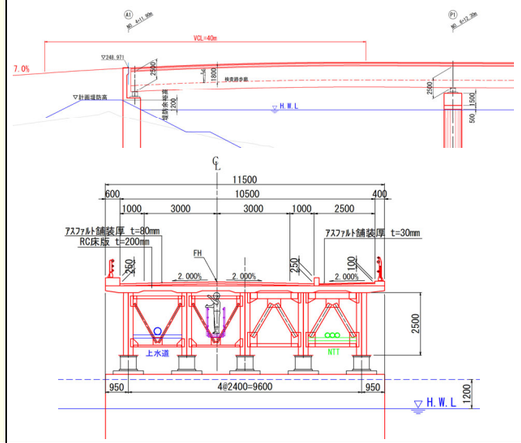
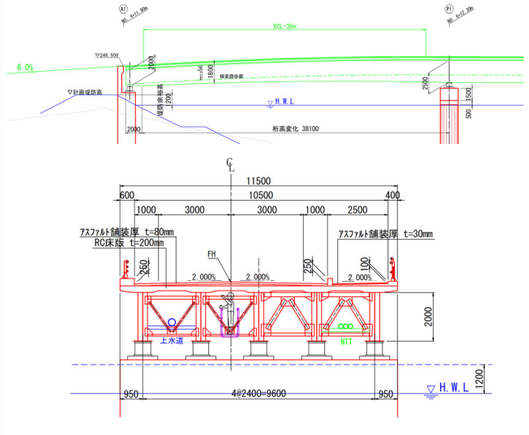
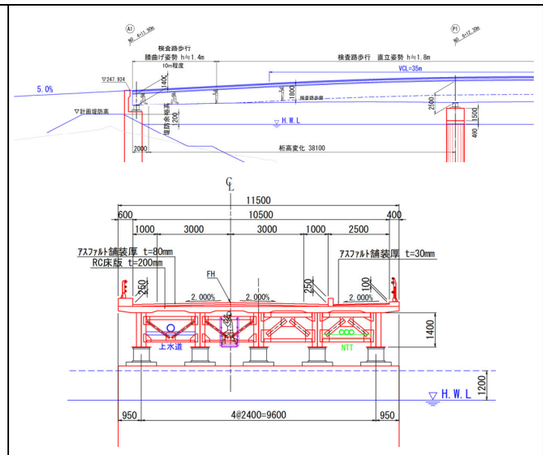
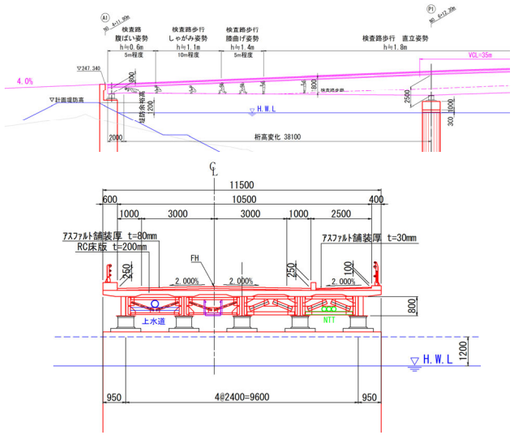
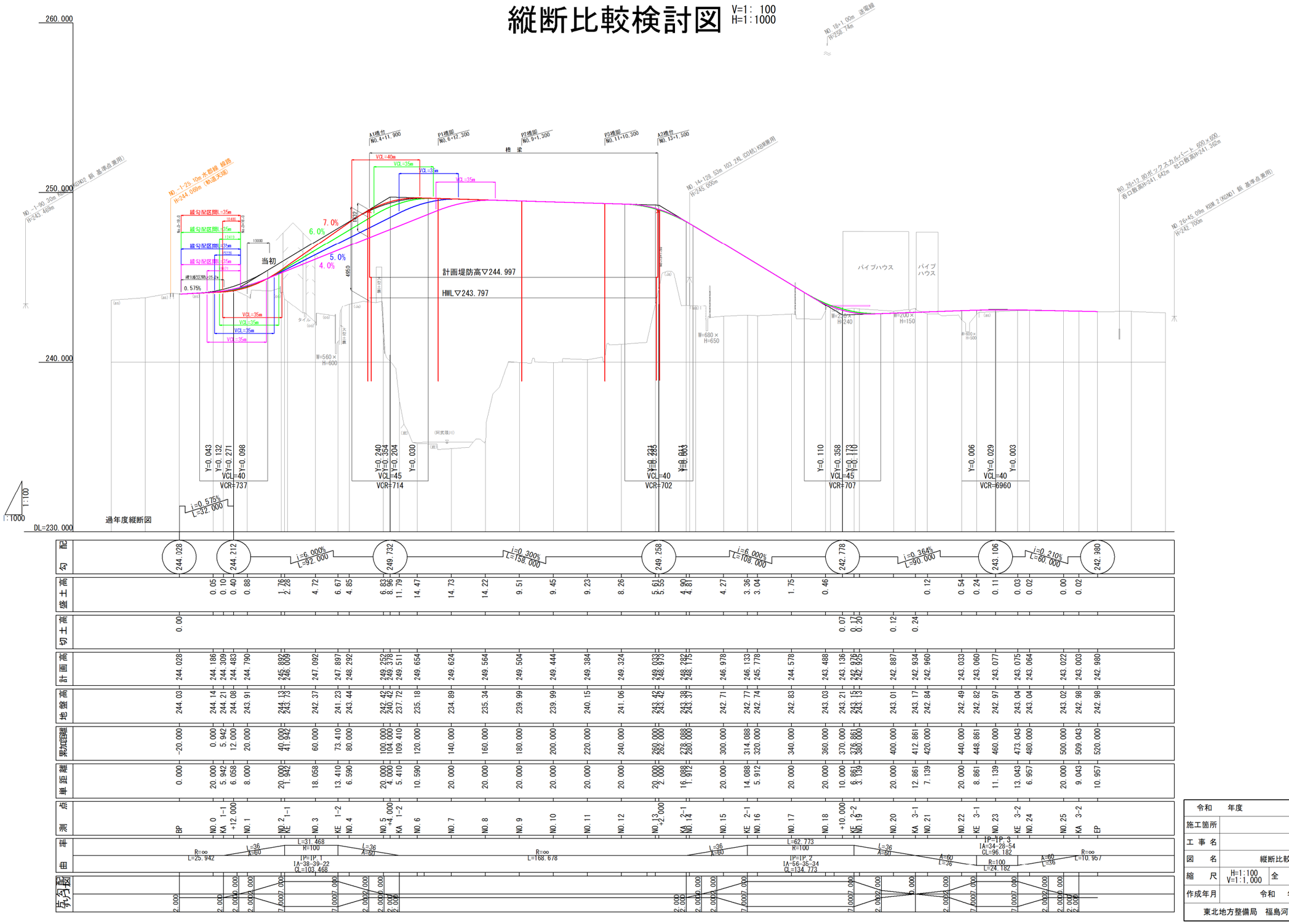
		第１案　縦断勾配７%案	第２案　縦断勾配６%案	第３案　縦断勾配５%案	第４案　縦断勾配４%案
比較縦断図					
主旨		・設計速度 40km/h の最急縦断勾配 7%を採用する案 （道路構造令第 20 条）	・過年度設計の縦断勾配 6%を採用する案	・歩道及び自転車道の最急縦断勾配 5%を採用する案 （R3 道路構造令解説 p265，p444）	・大型自動車(満載)が凍結路面でも通行可能な縦断勾配４%を採用する案 （R3 道路構造令解説 p439）
道路	縦断線形	・縦断勾配　７% ・登坂区間長 L=78.1m(7.0%)　○ ・踏切部緩勾配区間 35m 確保 ・No.1 凹部:VCL=35m, VCR=545m　(>450m)　○ ・No.5 凸部:VCL=40m, VCR=548m　(>509m)	・縦断勾配　６% ・登坂区間長 L=90.8m(6.0%)　○ ・踏切部緩勾配区間 35m 確保 ・No.1 凹部:VCL=35m, VCR=645m　(>450m)　○ ・No.5 凸部:VCL=35m, VCR=556m　(>509m)	・縦断勾配　５% ・登坂区間長 L=108.4m(5.0%)　◎ ・踏切部緩勾配区間 35m 確保 ・No.1 凹部:VCL=35m, VCR=791m　(>450m)　○ ・No.5 凸部:VCL=35m, VCR=660m　(>509m)	・縦断勾配　４% ・登坂区間長 L=134.6m(4.0%)　◎ ・踏切部緩勾配区間 35m 確保 ・No.1 凹部:VCL=35m, VCR=1020m　(>700m)　◎ ・No.5 凸部:VCL=35m, VCR=814m　(>700m)
	自動車の走行性	・設計箇所は寒冷地に属するため，冬期交通の安全性に劣る　△	・冬期走行に配慮した縦断勾配のため，交通に支障はない　○	・縦断勾配が緩いため第 2 案より走行しやすい　◎	・冬期でも自動車の円滑な走行が可能　◎
	歩行者等の利便性	・歩道等の特例値 8%以下のため通行可　△	・歩道等の特例値 8%以下のため通行可　△	・問題ない （歩道等の最急縦断勾配の標準値）　○	・問題ない　◎
	周辺影響	・橋台付近は過年度設計と同等 ・取付道路部(No.1+13)は 0.47m 下がる ・盛土規模は最も大きい　△	・橋台付近は過年度設計より 0.42m 下がるが，盛土高が 5.0m を超える(法勾配 1:1.8) ・取付道路部(No.1+13)は 0.47m 下がる　△	・橋台付近は過年度設計より 1.00m 下がり，盛土高 5.0m 以下となる(法勾配 1:1.5) ・取付道路部(No.1+13)は 0.49m 下がる　○	・橋台付近は過年度設計より 1.60m 下がる ・取付道路部(No.1+13)は 0.49m 下がる ・盛土規模は最も小さい　◎
橋梁	構造	・大型車走行時の振動が最も小さく，歩行者の不快感は最も小さい ［側 径 間］(A1-P1)　44mm＜78mm(56%) ［中央径間］(P1-P2)　59mm＜98mm(60%)　◎	・大型車走行時の振動が小さく，歩行者の不快感も小さい ［側 径 間］(A1-P1)　53mm＜78mm(68%) ［中央径間］(P1-P2)　61mm＜98mm(62%)　◎	・大型車走行時の振動が大きく，歩行者の不快感はわずかに大きくなる ［側 径 間］(A1-P1)　63mm＜78mm(81%) ［中央径間］(P1-P2)　62mm＜98mm(63%)　○	・大型車走行時の振動が最も大きく，歩行者の不快感は最も大きい ［側 径 間］(A1-P1)　75mm＜78mm(96%) ［中央径間］(P1-P2)　63mm＜98mm(64%)　△
		［桁高］一般部 2.5m，桁端部 2.5m ・桁高変化が無い ・添架物配置に影響ない　◎	［桁高］一般部 2.5m，桁端部 2.0m ・側径間(A1-P1)の桁高変化はあるが，添架物配置に影響はない　◎	［桁高］一般部 2.5m，桁端部 1.4m ・側径間(A1-P1)の桁高変化が大きいが添架物配置は可能　○	［桁高］一般部 2.5m，桁端部 0.8m ・側径間(A1-P1)の桁高が最も低く，部材の取合いが狭いため，添架物配置が困難　△
	施工性	・工場製作や現場地組作業に問題ない　◎	・桁高変化による異寸法部材が生じるため工場製作や現場地組作業が若干煩雑になるが影響はほとんどない　◎	・桁高変化による異寸法部材が生じるため工場製作や現場地組作業が若干煩雑になるが，問題はない　○	・異寸法部材が最も多く，工場製作や現場地組作業の煩雑度は大きい。　△
	維持管理性	・桁高 2.0m 以上あるため，上部工検査路設置に問題はなく，近接目視は容易である　◎	同左　◎	・A1 橋台付近の桁高が低いため歩行姿勢は悪くなるが，検査路からの近接目視は可能である　○	・A1 橋台付近は桁高が低く，上部工検査路が設置できないため近接目視が困難 （橋梁点検車が必要になり，地震後の緊急点検への対応が遅れる）　△
経済性(経費 60%含) ［比較範囲］ 道路:No0～No4+11.9 橋梁:A1～A2		[redacted]　△	[redacted]　○	[redacted]　◎	[redacted]　◎
評価		・橋梁構造に問題はないが，歩行者の利便性や冬期における自動車の走行性・安全性に劣る	・橋梁構造に問題はないが，歩行者の利便性に劣る	・自動車や歩行者等の利用に対する基準に合致し，橋梁の構造や維持管理性に問題ない	・自動車や歩行者等の利便性に対して問題はないが，橋梁構造や維持管理の面で不利である
総合評価				○	

表 8.3.4　縦断線形比較（その２）　縦断勾配各案の橋梁特性比較

	第１案　縦断勾配 7%案 （桁高変化なし 2.5m）	第２案　縦断勾配 6%案 （桁高変化あり 2.0m～2.5m）	第３案　縦断勾配 5%案 （桁高変化あり 1.4m～2.5m）	第４案　縦断勾配 4%案 （桁高変化あり 0.8m～2.5m）
概略図				
				
構造性	・大型車走行時の振動が最も小さく，歩行者の不快感は最も小さい。 側径間　(A1-P1)　44mm＜78mm 中央径間(P1-P2)　59mm＜98mm ○	・大型車走行時の振動が小さく，歩行者の不快感も小さい。 側径間　(A1-P1)　53mm＜78mm 中央径間(P1-P2)　61mm＜98mm ○	・大型車走行時の振動が大きく，歩行者の不快感はわずかに大きくなる。 側径間　(A1-P1)　63mm＜78mm 中央径間(P1-P2)　62mm＜98mm ○	・大型車走行時の振動が最も大きく，歩行者の不快感は最も大きい。 側径間　(A1-P1)　75mm＜78mm 中央径間(P1-P2)　63mm＜98mm △
	・桁高変化は無く，添架物配置に影響はない。 ○	・側径間(A1-P1)の桁高変化はあるが，添架物配置に影響はない。 ○	・側径間(A1-P1)の桁高は低いが，添架物配置は可能である。 ○	・側径間(A1-P1)の桁高が最も低いため，主桁・対傾構・横桁との取り合いが狭く，添架物配置が困難になる。 △
施工性	・桁高変化がないので，工場製作や現場地組作業は一般的である。 ○	・桁高変化があり，主桁，横桁，対傾構の各部材寸法が変化するため工場製作や現場地組作業は若干煩雑になるが影響はほとんどない。 ○	・桁高変化があり，主桁，横桁，対傾構の各部材寸法が変化するため工場製作や現場地組作業は若干煩雑になるが問題はない。 ○	・桁高変化が最も大きいため，主桁，横桁，対傾構の各部材寸法の変化が最も大きいため，工場製作や現場地組作業の煩雑度は大きい。 △
維持管理性	・桁高 2m 以上あるため，上部工検査路設置に問題はなく，近接目視は容易である。 ○	・桁高 2m 以上あるため，上部工検査路設置に問題はなく，近接目視は容易である。 ○	・A1 橋台付近の桁高が低く，上部工検査路上の歩行姿勢は悪くなるが，検査路からの近接目視は可能である。 ○	・A1 橋台付近は桁高が低く，上部工検査路上を歩行できない区間があるため，近接目視が困難になる。（橋梁点検車が必要になり，地震後の緊急点検への対応が遅れる） △
経済性 （橋梁費）	上部工 [redacted]（鋼重 458t） 下部工 [redacted] 合　計 [redacted] 【4 位】	上部工 [redacted] 鋼重 450t） 下部工 [redacted] 合　計 [redacted] 【2 位】	上部工 [redacted]（鋼重 446t） 下部工 [redacted] 合　計 [redacted] 【1 位】	上部工 [redacted] 鋼重 453t） 下部工 [redacted] 合　計 [redacted] 【3 位】
評　価	・桁高変化が無く，構造性，施工性，維持管理性，は良いが，経済性は 4 位である。	・桁高変化が小さく，構造性，施工性，維持管理性，は良いが，経済性は 2 位である。	・桁高変化があり，構造性，施工性，維持管理性，は劣るものの大きな問題は無く，経済性は 1 位である。 ○	・桁高変化が最も大きく，構造性，施工性，維持管理性に劣り，経済性は 3 位である。

縦断比較検討図

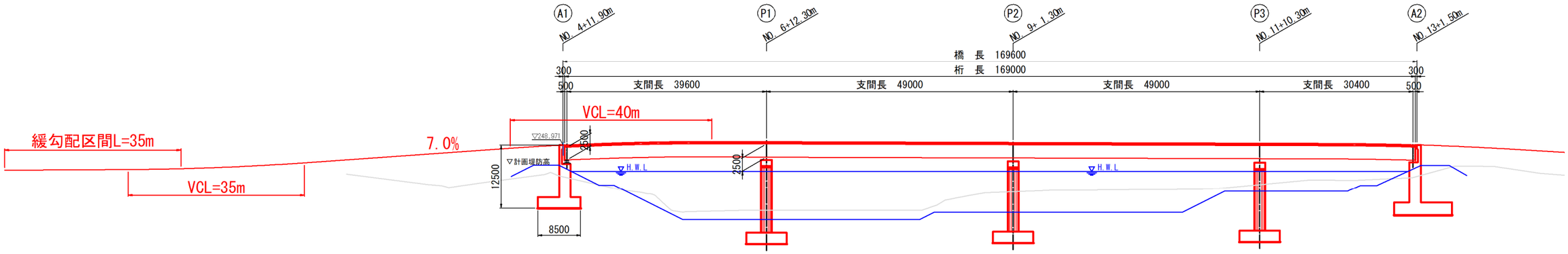
V=1：100
H=1：1000



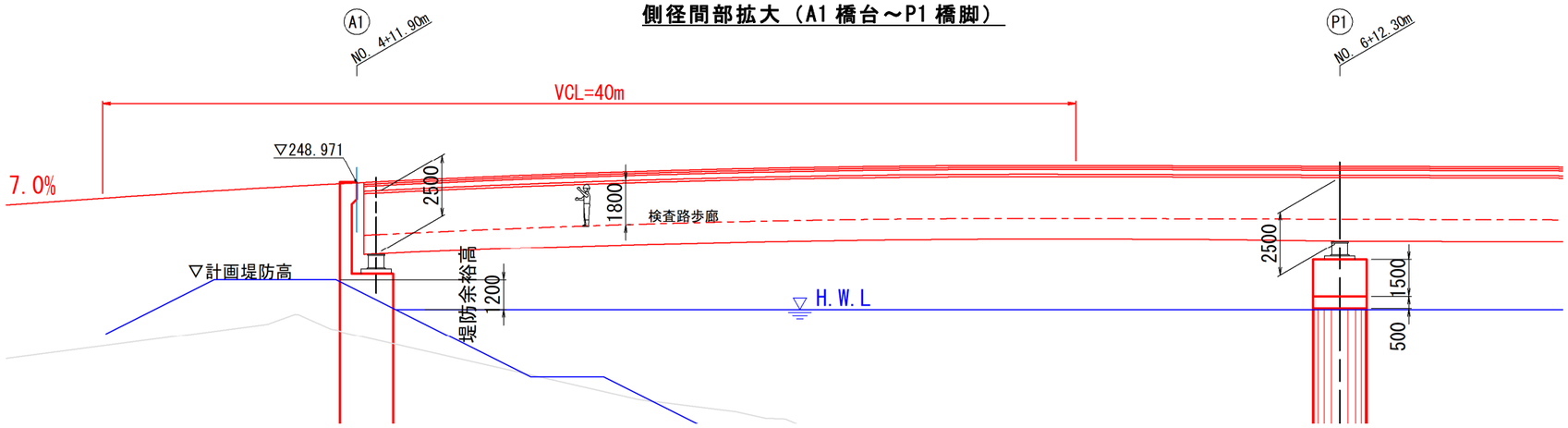
令和　　年度			
施工箇所	地内		
工事名			
図名	縦断比較検討図		
縮尺	H=1:100 V=1:1,000	全	葉の内
作成年月	令和　　年　　月		
東北地方整備局　福島河川国道事務所			

図 8.3.2 縦断比較検討図

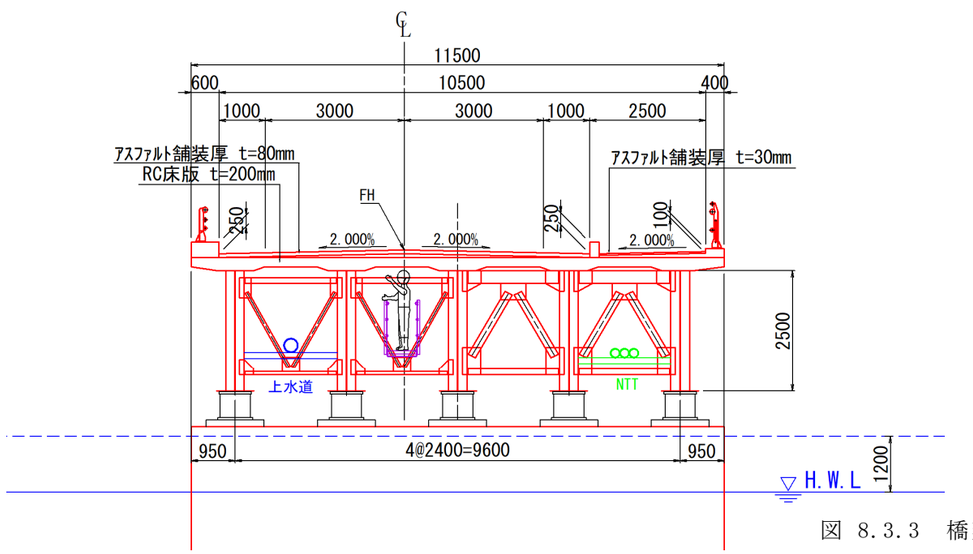
第１案　縦断勾配 7%案（桁高変化なし 2.5m）



側径間部拡大（A1 橋台～P1 橋脚）



A1 橋台付近　断面図



P1 橋脚付近　断面図

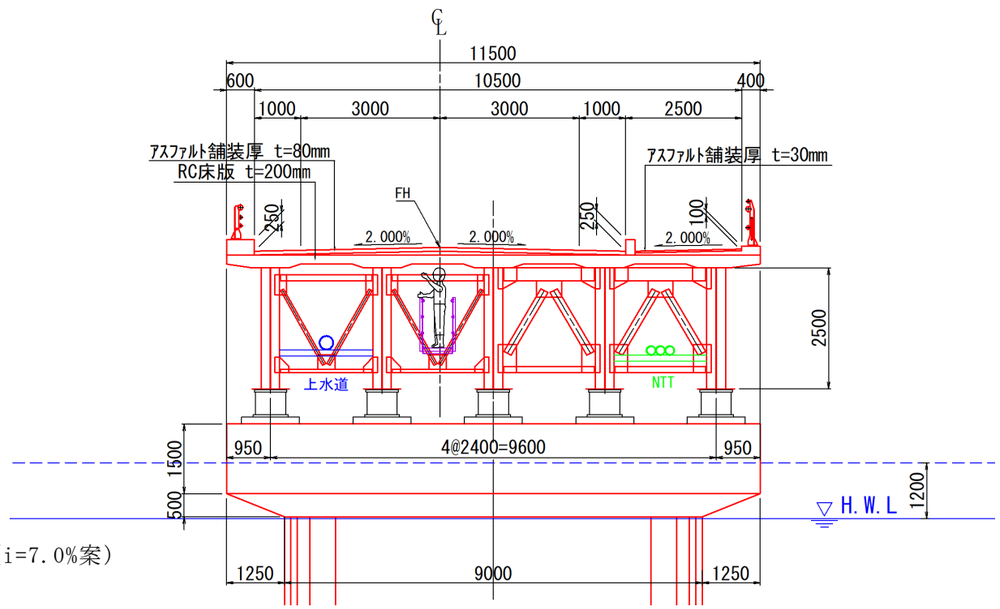
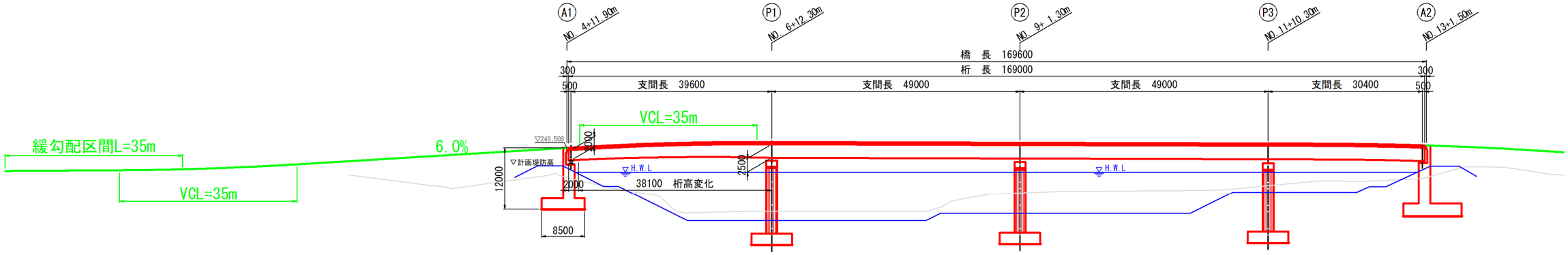
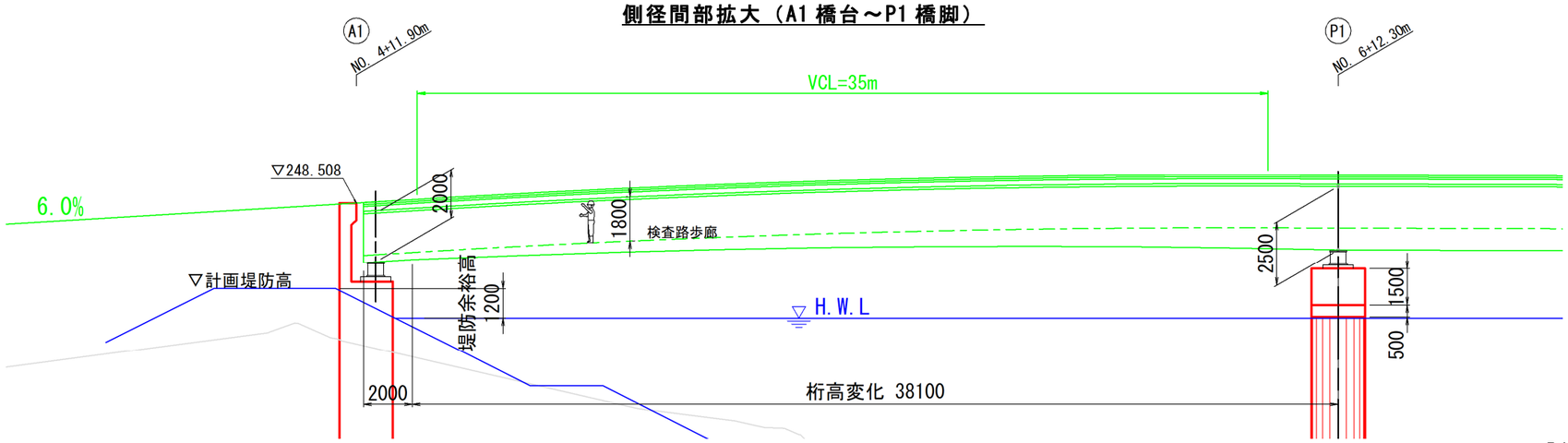


図 8.3.3　橋梁構造検討図（i=7.0%案）

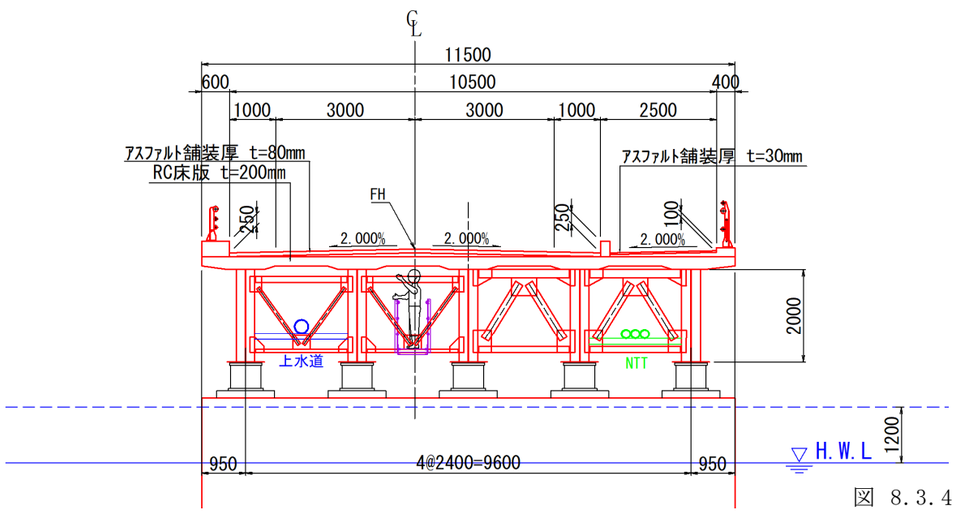
第２案　縦断勾配 6%案（桁高変化あり 2.0m～2.5m）



側径間部拡大（A1 橋台～P1 橋脚）



A1 橋台付近　断面図



P1 橋脚付近　断面図

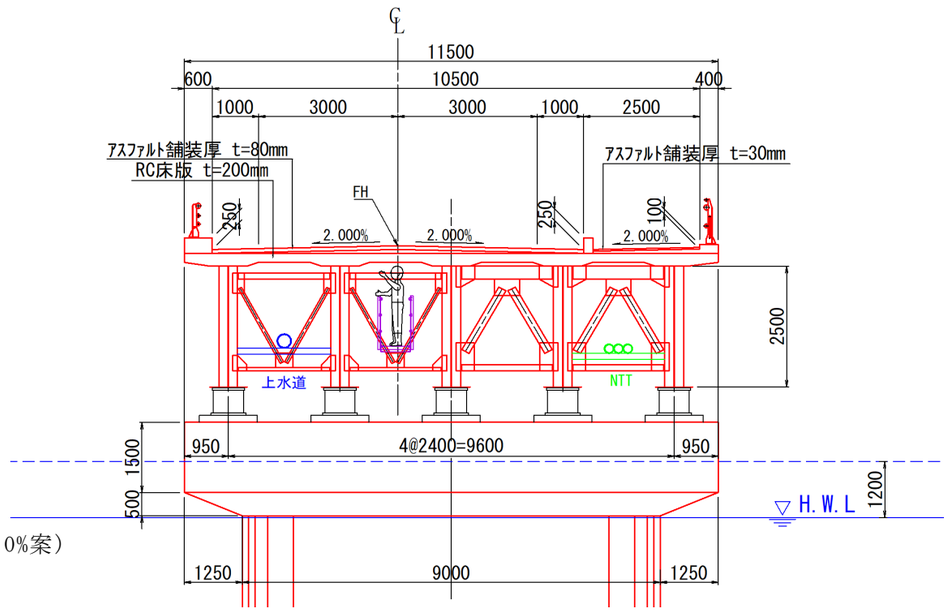
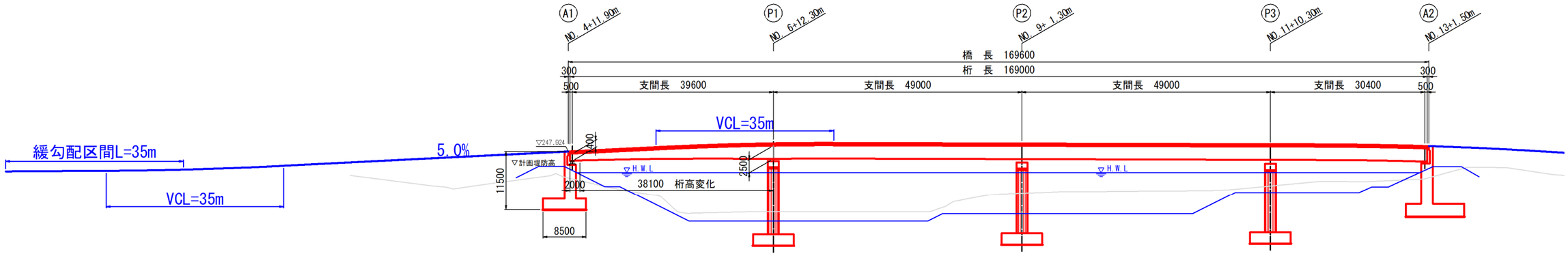
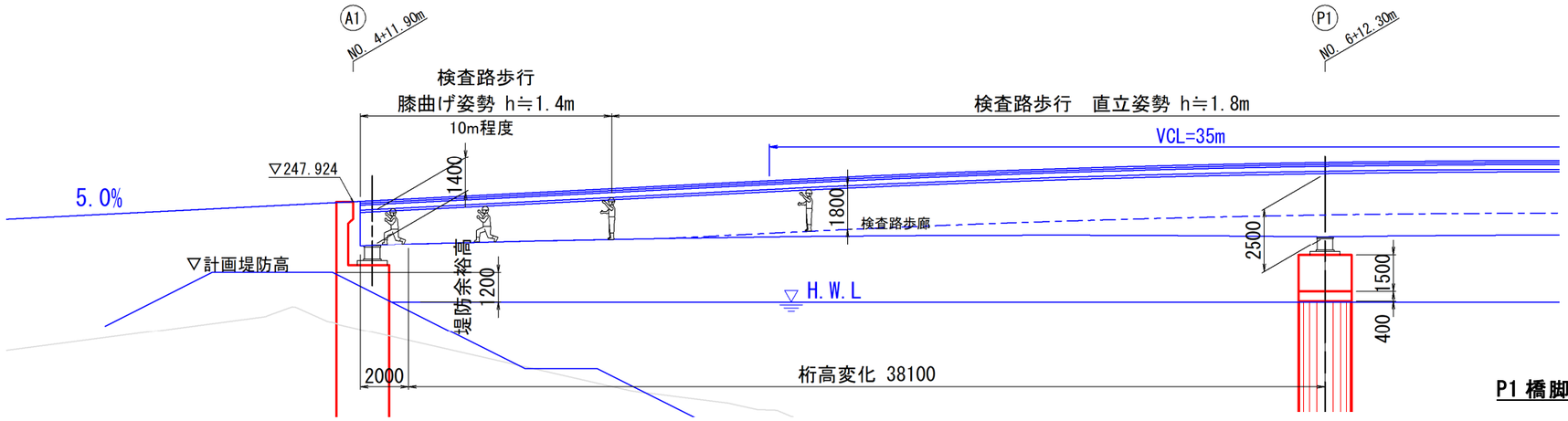


図 8.3.4　橋梁構造検討図（i=6.0%案）

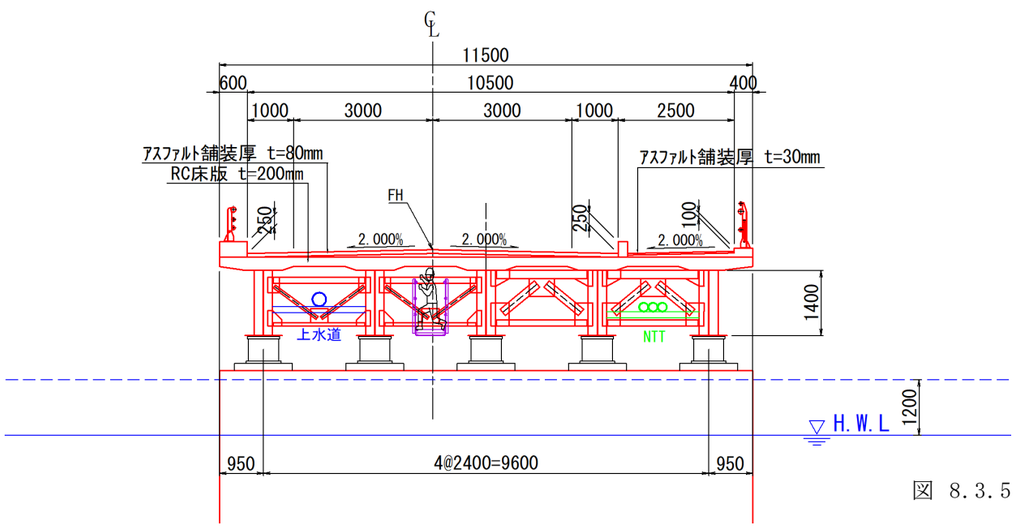
第３案　縦断勾配 5%案（桁高変化あり 1.4m～2.5m）



側径間部拡大（A1 橋台～P1 橋脚）



A1 橋台付近　断面図



P1 橋脚付近　断面図

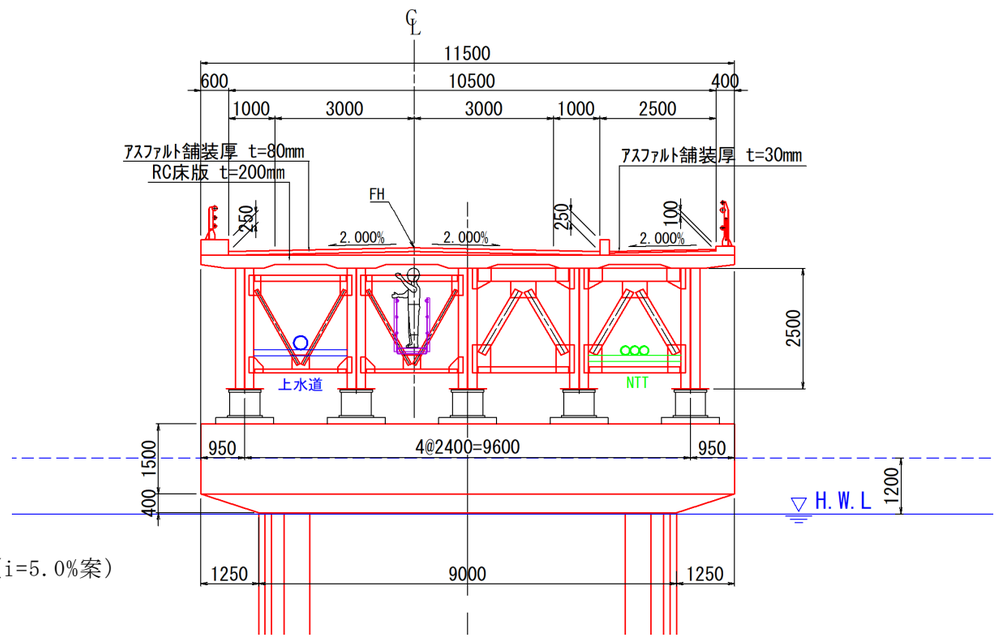


図 8.3.5　橋梁構造検討図（i=5.0%案）

第４案　縦断勾配 4%案（桁高変化あり 0.8m～2.5m）

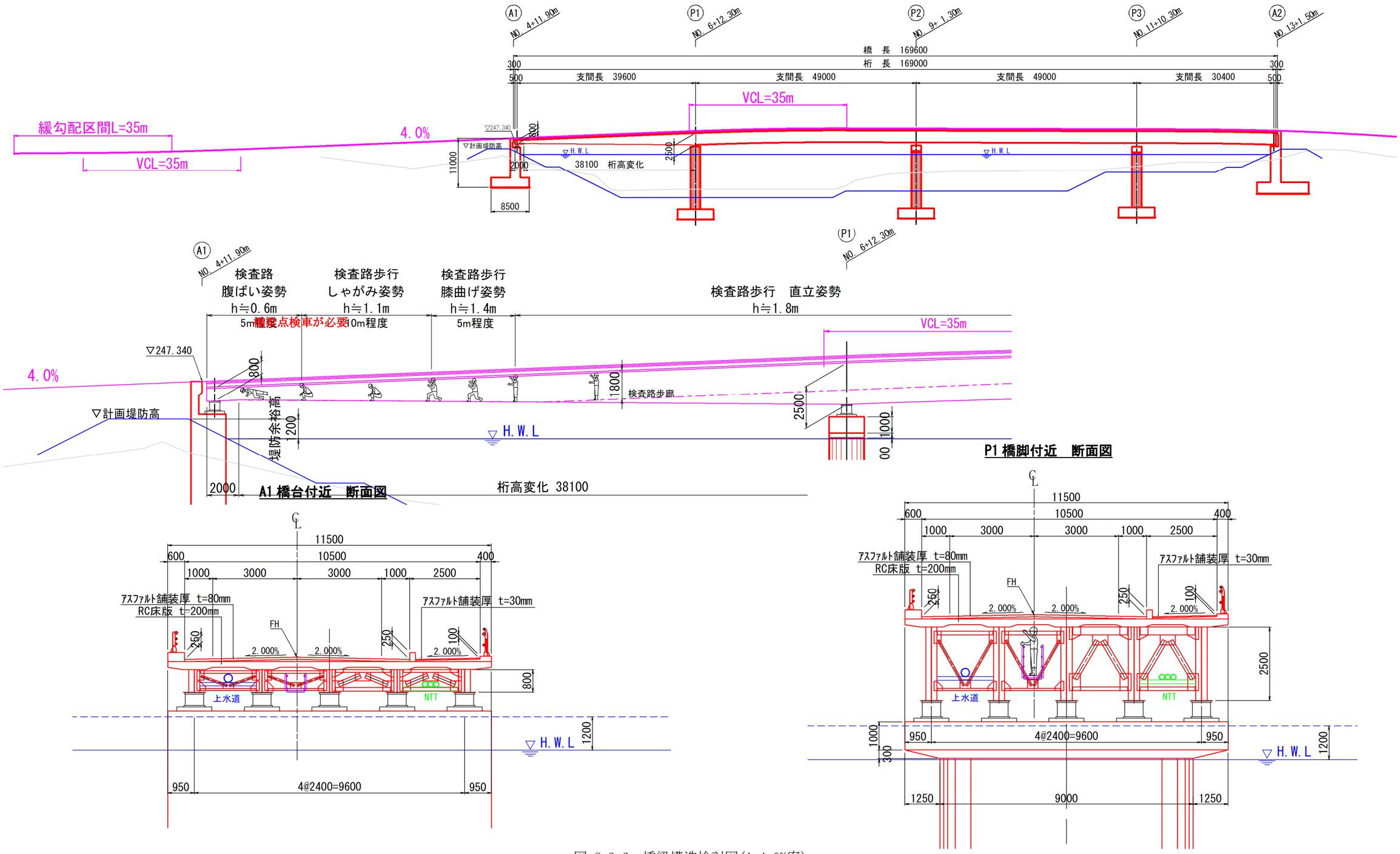


図 8.3.6　橋梁構造検討図(i=4.0%案)

8.4 縦断線形の修正

道路の縦断線形は，下記事項を満足する「第 3 案 縦断勾配 5.0%案」を基本とする。

１．JR 水郡線の停止線位置において緩勾配区間 35m を確保する。
２．縦断勾配の最大値は，歩行者や車いすの安全な通行を考慮し 5.0%以下とする。
３．橋梁の構造は，特殊構造とせず維持管理しやすい構造とする。
４．経済性に有利である。

A2 橋台側（左岸側）は，歩行者および自転車の利用を鑑みると A1 橋台側（右岸側）と同様の縦断勾配とするのが望ましいため，左岸側の縦断勾配についても i=5%とする。

現道すりつけ部の路面高は，現地盤や現道路面と整合することが望ましいことから，横断面形状を参照して計画路面高の修正を行った。

橋梁構造の詳細検討を踏まえ，県道母畑須賀川線の縦断線形は，図 8.4.1 のとおりとする。

縦断検討図(i=5%案-3径間案)

V=1:100,H=1:1,000

橋梁の長さは，170.6mとする。
橋梁の径間数は3径間とする。
終点側現道すりつけ部は平面線形・片勾配を変更する。

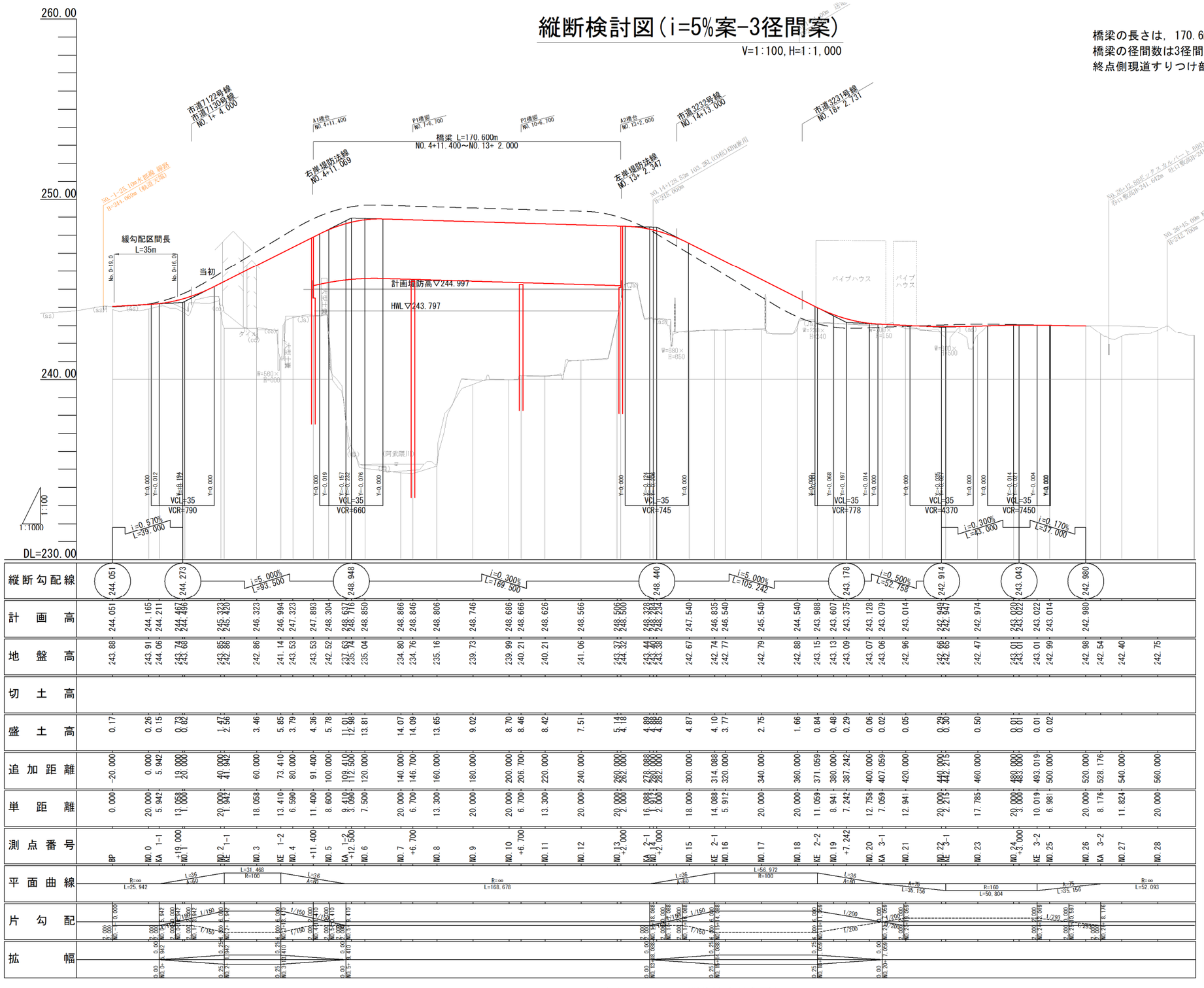


図 8.4.1 縦断図(採用)

令和 年度	
施工箇所	地内
工事名	
図名	縦断検討図(i=5.0%案-3)
縮尺	H=1:100 V=1:1,000 全 葉の内
作成年月	令和 年 月
東北地方整備局 福島河川国道事務所	

第9章 道路詳細設計

9.1 設計方針

9.1.1 設計の方針

一般県道母畑須賀川線は，過年度の道路予備設計[令和 2 年度付替県道予備設計業務（県道母畑須賀川線）]にもとづいて詳細設計を行うことを基本とするが，本業務の「第 8 章道路予備設計」において下記の計画変更・改善を行い，関係機関との協議を踏まえて決定している。

表 9.1.1　設計方針

項目	設計方針
平面線形	平面線形は過年度成果を基本とする。 ただし，終点側の現道すりつけ部は，縦断的・横断的に現況路面にすりつくよう，曲線区間の片勾配見直しを含め平面線形を下記のとおり変更する。 【当初】A60-R100-A60（曲線区間の片勾配 6.0%） 【変更】A75-R160-A75（曲線区間の片勾配 2.0%）
縦断線形	縦断線形は，歩行者の利便性に配慮し，最大縦断勾配を 5.0%とする。また，縦断曲線長は道路構造令の最小値(VCL=35m)を基本とし，積雪寒冷地の視距(L=45m)確保する縦断曲線半径(凸 VCR=509m，凹 VCR=450m)以上とする。 JR 水郡線交差部の停止線では，緩勾配区間 L=35m を確保する。
横断形状 擁壁計画	道路の横断面(土工区間)は，盛土構造を基本とする。 ただし，No.2～No.4 左側は，家屋への影響回避，現道及び取付道路の幅員確保のため擁壁を設置する。
排水計画	須賀川市の下水道（雨水）計画及び阿武隈川堤脚水路（排水樋門）の統廃合検討結果を考慮して計画する。
平面交差点	過年度の警察との協議を踏まえ，平面交差部は市道側の一時停止とする。県道には右折車線を設置しない。
市道取付道路	平面線形及び縦断線形は，沿道への影響を最小限とするため，極力短区間での現道すりつけを行う計画とする。 平面線形は，現道の通行車両（設計車両）を想定し，交差点付近の速度低下を考慮のうえ物理的に通行可能な最小限の線形及び幅員(曲線拡幅考慮)を設定する。 縦断線形は，県道交差点部の停止位置手前に緩勾配区間(2.5%以下)を設け，最急縦断勾配は，歩行者に配慮した勾配として 8%以下（やむを得ない場合の値）とする。

9.1.2 幾何構造条件一覧表

(県)母畑須賀川線の幾何構造条件は，表 9.1.2 のとおりである。

表 9.1.2　幾何構造条件一覧

項目			単位	設計基準			採用値	摘要	
				望ましい値	標準値	特例値		道路構造令	解説と運用記載頁
道路の区分		種			第3種			第3条第1項	p. 133
		級			第3級			第3条第2項	p. 134
					普通道路			第3条第6項	p. 139
設計速度			km/h		60, 50, 40	30	40	第13条第1項	p. 161
平面線形	最小曲線半径		m	100	60	50	100	第15条	p. 341, p. 349
	最小曲線長		m		500/θ	70	103.5		p. 354
	緩和区間長		m		35		35.2	第18条第3項	p. 384
	最小パラメータ				50	40	60		p. 392
	緩和曲線が省略できる半径		m		500				p. 394
	視　距		m		40		46.5	第19条	p. 413
縦断線形	最大縦断勾配		%		7.0	10.0	5.0	第20条	p. 424
	縦断勾配の特例値		m		8.0%⇒制限長400m		---		p. 433
					9.0%⇒制限長300m		---		
					10.0%⇒制限長200m		---		
	縦断曲線半径	凸型	m	700	450		660	第22条第2項	p. 452, p. 464
		凹型	m	700	450		778		
	縦断曲線長		m		35		35	第22条第3項	p. 453
横断勾配	標準勾配		%		2.0		2.0	第24条第1項	p. 466
	最大片勾配		%		8.0		6.0	第16条	p. 358
	片勾配の打切曲線半径		m		800				p. 361
	曲線半径と片勾配の値	2.0	m		400m以上 800m未満		160		p. 362
		3.0	m		280m以上 400m未満				
		4.0	m		210m以上 280m未満				
		5.0	m		160m以上 210m未満				
		6.0	m		130m以上 160m未満		100		
		7.0	m		100m以上 130m未満				
		8.0	m		80m以上 100m未満				
	片勾配のすり付け率	最大			1/100		150		p. 398, p. 403
		最小			1/285				
最大合成勾配			%		11.5		7.8	第25条第1項	p. 470

※道路構造令の運用と解説[R3.3月]

9.2 平面設計

9.2.1 平面線形の幾何構造条件

一般県道母畑須賀川線の平面線形は，設計速度 40km/h より，以下の幾何構造条件に従って設計する。

(1) 最小曲線半径：R=100m 以上

道路構造令第 15 条(表 9.2.1)より，設計速度 40km/h の最小曲線半径は R=60m 以上，望ましい最小曲線半径(表 9.2.2)は R=100m 以上である。

表 9.2.1 最小曲線半径(道路構造令第 15 条)

設計速度 (V)	横滑り摩擦係数(f)	最小曲線半径	
		標準値 (片勾配 6%)	特例値 (片勾配 10%)
120	0.10	710	570
100	0.11	460	380
80	0.12	280	230
60	0.13	150	120
50	0.14	100	80
40	**0.15**	**60**	50
30	0.15	30	
20	0.15	15	

表 9.2.2 最小曲線半径の望ましい値(道路構造令解説 p.349)

設計速度 (V)	横滑り摩擦係数(f)	片勾配	最小曲線半径
120	0.05	6.0%	1,000
100	0.05	6.0%	700
80	0.06	7.0%	400
60	0.06	8.0%	200
50	0.05	8.0%	150
40	**0.06**	**7.0%**	**100**
30	0.05	6.0%	65
20	0.05	6.0%	30

最小曲線半径は，設計速度(V)に応じて，設計上の横滑り摩擦係数(f)と片勾配(i)により次式より求められる。

$$R=V^2/(127*(f+i))$$ ----------(「道路構造令解説」p343)

R：曲線半径
V：設計速度
f：横滑り摩擦係数 (「道路構造令解説」p345 より)
i：勾 配

表 9.2.3 設計に用いる横すべり摩擦係数(道路構造令解説 p.345)

設計速度 V (km/h)	120	100	80	60	50	40 以下
設計上の横すべり摩擦係数 f	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15

なお，最小曲線半径の望ましい値は，f が 0.05～0.06 前後になる様に求められたものである（道路構造令解説 p.349）。

(2) 曲線拡幅：1 車線あたり 0.25m

設計速度 40km/h 以下の低規格の道路は，地形や地物のコントロールポイント状況に合わせて小さな曲線半径が用いられる場合が多いが，曲線半径が R=160m 未満の場合は車線の曲線拡幅が必要となるため表 9.2.4 に応じて拡幅する。

表 9.2.4　曲線部の拡幅量(道路構造令解説 p.374)

曲線半径(m)						拡幅量(m) (1 車線あたり)
普通道路				小型道路		
第 1 種， 第 2 種， 第 3 種第 1 級， 第 4 種第 1 級		その他の道路				
150 以上	280 未満	90 以上	160 未満	44 以上	55 未満	0.25
100	150	60	90	22	44	0.50
70	100	45	60	15	22	0.75
50	70	32	45			1.00
		26	32			1.25
		21	26			1.50
		19	21			1.75
		16	19			2.00
		15	16			2.25

(3) 最小曲線長：L=70m 以上

設計速度 40km/h の最小曲線長は，表 9.2.5 より L=70m 以上である。

表 9.2.5　最小曲線長(道路構造令解説 p.354)

設計速度 (V)	最小曲線長		
	道路交角が 7° 未満の場合		交角 7° 以上
		交角 2° 以下	
120	1,400/θ	700	200
100	1,200/θ	600	170
80	1,000/θ	500	140
60	700/θ	350	100
50	600/θ	300	80
40	**500/θ**	**250**	**70**
30	350/θ	175	50
20	280/θ	140	40

なお，地形の状況その他やむを得ない場合は，交角が 7 度未満の場合でも最小値を採用する。

(4) 緩和曲線区間：L=35m 以上，A=50 以上

道路構造令第 18 条より，設計速度 40km/h の最小緩和曲線長は表 9.2.6 より L=35m 以上である。また,緩和曲線(クロソイド曲線)の最小パラメータは表 9.2.7 より,A=50 である。

表 9.2.6　緩和区間の長さ(道路構造令第 18 条)

設計速度 (V)	最小緩和曲線長
120	100
100	85
80	70
60	50
50	40
40	**35**
30	25
20	20

※設計速度による 3 秒走行距離

表 9.2.7　許容量最小パラメータ(道路構造令解説 p.392)

設計速度 (V)	第 1 種・第 2 種		第 3 種・第 4 種	
	P=0.35※1	P=0.50※2	P=0.60※3	P=0.75※4
120	325	280		
100	250	210		
80	180	150	140	
60	120	100	90	80
50	90	75	70	60
40	70	55	**50**	40
30			35	30
20			20	15

※1：高速道路の場合この値をとるのが望ましい。
※2：高速道路における最小絶対値。設計速度 80km/h の一般国道にも，この値を用いる方がよい。
※3：設計速度 60km/h 以下の一般国道，主要地方道に用いる。
※4：山地部その他特殊区間では，この値まで落としてもやむを得ない。

曲線半径とクロソイド曲線パラメータの関係は，次式のとおりである。

$A^2 = R \cdot L$　　(道路構造令解説 p392)

A：パラメータ　R：接続する曲線半径　L：緩和区間長

表 9.2.8　計画路線の緩和区間設計値

	IP.1	IP.2	IP.3	備考
曲線半径 R(m)	100	100	160	100m 以上
クロソイド パラメータ A	60	60	75	50 以上
緩和区間長 L(m)	36.0	36.0	35.156	35m 以上

(5) 緩和曲線が省略できる最小曲線半径：R=500m 以上

設計速度 40km/h の緩和曲線が省略できる曲線半径は,表 9.2.9 より R=500m 以上である。

表 9.2.9　緩和曲線が省略できる曲線半径(道路構造令解説 p.394,p.396)

設計速度 (V)	限界曲線半径	標準 限界曲線半径
120	2,100	4,000
100	1,500	3,000
80	900	2,000
60	500	1,000
50	350	700
40	**250**	**500**
30	130	－
20	60	－

(6) 制動停止視距：R=45m 以上

道路構造令第 19 条より，設計速度 V=40km/h の視距は L=40m である。冬季交通の路面が氷結した場合の制動停止視距は L=45m である。

表 9.2.10　視　距(道路構造令第 19 条)

設計速度 (km/h)	制動停止視距 (一般地)	冬季 走行速度 (km/h)	路面が氷結した場合の 制動停止視距 (道路構造令解説 p.418)
120	210	60	135
100	160		
80	110		
60	75	50	100
50	55	40	70
40	**40**	**30**	**45**
30	30	20	25
20	20	20	25

車道曲線区間の内側に植樹帯や防護柵のような路上施設(障害物)を設ける場合には，視距を阻害しないように空間(視距拡幅)を設けなければならない。

車道中心から空間限界(包絡円)までの必要距離は「道路構造令解説 p.423」より，次式によって求められる。

$$E = D^2 / 8R$$

ここに，E：内側車道中心から包絡円までの距離(m)
　　D：視　距(m)
　　R：内側車道中心半径(m)

表 9.2.11　計画路線の曲線部における視距(視距が円曲線内にある場合)

	IP.1	IP.2	IP.3	備考
曲線半径 R(m)	100	100	160	100m 以上
車線幅員(m)	3.0	3.0	3.0	
内側車線中心の 曲線半径 R(m)	100-0.25-3.0/2 =98.25	100-0.25-3.0/2 =98.25	160-3.0/2 =158.5	拡幅量を考慮
E	3.0/2+0.25+1.0	3.0/2+0.25+1.0	3.0/2+1.0	拡幅,路肩含む
視距 D(m)	46.492	46.492	56.303	45m 以上

9.2.2 道路の平面線形

本業務の「第 8 章道路予備設計」において，終点側の現道すりつけ部が縦断的・横断的に現況路面にすりつくよう，曲線区間の片勾配見直しを含め平面線形の修正について検討した。

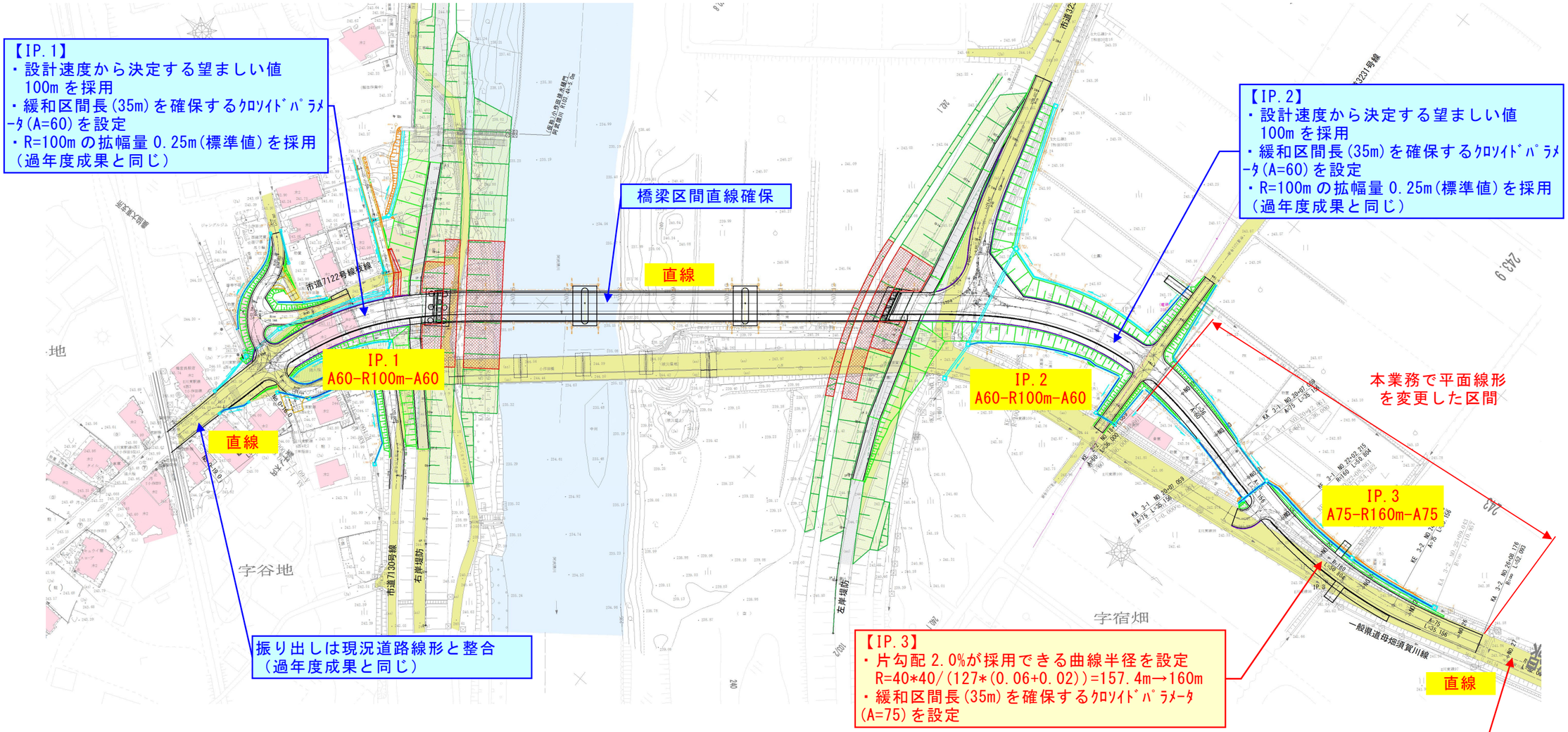


図 9.2.1　平面線形の検討図

9.2.3 座標計算

本業務で変更した平面線形の座標計算書を示す。

主要点座標リスト

ファイル名　：県道母畑須賀川線_修正案210916
線形名　　：県道母畑須賀川線_修正案210916
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：20　　開始測点:　　-1-00.000000

No	主要点名	測　点	X 座標	Y 座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	BP	-1-00.000000	141,225.715382	50,924.739954	0.000000		0.000000	25.942199	282-06-46.118
2	KA 1-1	0+05.942199	141,231.159020	50,899.375323	0.000000	60.000000	100.000000	36.000000	282-06-46.118
3	KE 1-1	2+01.942199	141,240.795748	50,864.742887	100.000000		100.000000	31.467754	292-25-33.783
4	KE 1-2	3+13.409953	141,257.142279	50,838.005904	100.000000	60.000000	0.000000	36.000000	310-27-20.686
5	KA 1-2	5+09.409953	141,283.574816	50,813.642137	0.000000		0.000000	168.677668	320-46-08.351
6	KA 2-1	13+18.087621	141,414.232919	50,706.962169	0.000000	60.000000	100.000000	36.000000	320-46-08.351
7	KE 2-1	15+14.087621	141,443.391317	50,685.936947	100.000000		100.000000	56.971580	331-04-56.016
8	KE 2-2	18+11.059201	141,498.242677	50,673.679615	100.000000	60.000000	0.000000	36.000000	3-43-28.335
9	KA 3-1	20+07.059201	141,533.577308	50,680.292934	0.000000	75.000000	-160.000000	35.156250	14-02-16.000
10	KE 3-1	22+02.215451	141,567.954528	50,687.562268	-160.000000		-160.000000	50.803822	7-44-35.071
11	KE 3-2	24+13.019274	141,618.531087	50,686.367438	-160.000000	75.000000	0.000000	35.156250	349-33-01.068
12	KA 3-2	26+08.175524	141,652.526684	50,677.482852	0.000000		0.000000	52.092804	343-15-20.139
13	EP	29+00.268328	141,702.410727	50,662.474771					343-15-20.139

平面線形(設計)の変更区間

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：県道母畑須賀川線_修正案210916
線形名　　：県道母畑須賀川線_修正案210916
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	X 座標	Y 座標	ＩＰ間距離	方向角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,225.715382	50,924.739954						
			79.186506	282-06-46.118				
IP.1	141,242.331655	50,847.316429			38-39-22.232 (右)	60.000000	100.000000	60.000000
			290.324435	320-46-08.351				
IP.2	141,467.217619	50,663.701123			53-16-07.649 (右)	60.000000	100.000000	60.000000
			130.106659	14-02-16.000				
IP.3	141,593.438774	50,695.260003			30-46-55.861 (左)	75.000000	160.000000	75.000000
			113.797004	343-15-20.139				
EP	141,702.410727	50,662.474771						

[県道母畑須賀川線_修正案210916]
測地系 : JGD2011

IPNO. 1 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,242.331655 Y = 50,847.316429 交 角(IA) 38-39-22.232 (右カーブ)
曲線中点 (SP) 2+17.676076 X = 141,247.915147 Y = 50,850.730080 接線方向角 301-26-27.235

構成要素 A1 = 60.000000 R1 = 100.000000 A2 = 60.000000
セカント SL = 6.544341
曲 線 長 CL = 103.467754
接 線 長 TL = 53.244307

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
KA 1-1	0+05.942199	36.000000	35.948187	141,231.159020	50,899.375323	282-06-46.118
KE 1-1	2+01.942199	31.467754	31.338082	141,240.795748	50,864.742887	292-25-33.783
円 心 1			1.235223	141,333.233015	50,902.891958	
KE 1-2	3+13.409953	36.000000	35.948187	141,257.142279	50,838.005904	310-27-20.686
KA 1-2	5+09.409953			141,283.574816	50,813.642137	320-46-08.351

(クロソイド(A) 諸量)

A = 60.000000
R = 100.000000 τ = 10-18-47.665 X = 35.883535 Y = 2.155006 ΔR = 0.539376 XM = 17.980577
W = 35.263729

A = 60.000000
R = 100.000000 τ = 10-18-47.665 X = 35.883535 Y = 2.155006 ΔR = 0.539376 XM = 17.980577
W = 35.263729

[県道母畑須賀川線_修正案210916]
測地系 : JGD2011

IPNO. 2 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,467.217619 Y = 50,663.701123 交 角(IA) 53-16-07.649 (右カーブ)
曲線中点 (SP) 17+02.573411 X = 141,469.938147 Y = 50,675.875441 接線方向角 347-24-12.175

構成要素 A1 = 60.000000 R1 = 100.000000 A2 = 60.000000
セカント SL = 12.474585
曲 線 長 CL = 128.971580
接 線 長 TL = 68.402460

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
KA 2-1	13+18.087621	36.000000	35.948187	141,414.232919	50,706.962169	320-46-08.351
KE 2-1	15+14.087621	56.971580	56.204216	141,443.391317	50,685.936947	331-04-56.016
円 心 1			4.029840	141,491.746711	50,773.468404	
KE 2-2	18+11.059201	36.000000	35.948187	141,498.242677	50,673.679615	3-43-28.335
KA 3-1	20+07.059201			141,533.577308	50,680.292934	14-02-16.000

(クロソイド(A) 諸量)

A = 60.000000
R = 100.000000 τ = 10-18-47.665 X = 35.883535 Y = 2.155006 ΔR = 0.539376 XM = 17.980577
W = 50.421882

A = 60.000000
R = 100.000000 τ = 10-18-47.665 X = 35.883535 Y = 2.155006 ΔR = 0.539376 XM = 17.980577
W = 50.421882

[県道母畑須賀川線_修正案210916]
測地系 : JGD2011

IPNO. 3 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,593.438774 Y = 50,695.260003 交 角(IA) 30-46-55.861 (左カーブ)
曲線中点 (SP) 23+07.617362 X = 141,593.290331 Y = 50,688.976488 接線方向角 358-38-48.069

構成要素 A1 = 75.000000 R1 = -160.000000 A2 = 75.000000
セカント SL = 6.285268
曲 線 長 CL = 121.116322
接 線 長 TL = 61.704199

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
KA 3-1	20+07.059201	35.156250	35.137394	141,533.577308	50,680.292934	14-02-16.000
KE 3-1	22+02.215451	50.803822	50.590670	141,567.954528	50,687.562268	7-44-35.071
円 心 1			2.012197	141,589.511516	50,529.021118	
KE 3-2	24+13.019274	35.156250	35.137394	141,618.531087	50,686.367438	349-33-01.068
KA 3-2	26+08.175524			141,652.526684	50,677.482852	343-15-20.139

(クロソイド(A) 諸量)

A = 75.000000
R = -160.000000 τ = -6-17-40.928 X = 35.113840 Y = -1.286351 ΔR = -0.321726 XM = 17.571055
W = -44.133144

A = 75.000000
R = -160.000000 τ = -6-17-40.928 X = 35.113840 Y = -1.286351 ΔR = -0.321726 XM = 17.571055
W = -44.133144

9.2.4　交差点計画

交差点計画は，過年度に以下の通り須賀川警察署と協議を行っているため、その協議結果に従う。

業務打合せ・協議記録簿

第 13 回									
発注者承認印	総括調査員	主任調査員	調査員	調査員	担当	担当	受注者確認印	管理技術者	担当技術者	照査技術者
								[redacted]		
発注者名	東北地方整備局 福島河川国道事務所 事業対策課						受注者名	株式会社東京建設コンサルタント		
業 務 名	雲水峯大橋、小作田橋予備設計他業務						整理番号			
出席者	発注者	今田建設監督官、新澤技官					日　時	令和3年3月2日 (火) 10：00～10：30		
							場　所	須賀川警察署		
	受注者	[redacted]					打合せ方式	会議 ・~~電話~~		

一般県道母畑須賀川線及び市道Ⅰ-22号の付替道路計画の方針等の確認、今後必要となる協議内容等について打合せを行った。

1. **出席者 (交通管理者)**
   須賀川警察署　交通課 [redacted]

2. **提出資料**
   ・交通管理者（須賀川警察署）　事前協議資料

3. **打合せ内容**
   ・各付替道路の道路規格、設計速度、幅員構成（歩道設置位置含む）及び幾何構造について説明した。

   ・県道は市道に比べ交通量が多いので、縦断勾配や緩勾配の確保などに配慮が必要である。
   （特に起点部の踏切へのアプローチ箇所は可能な範囲で緩勾配を長くとることが望ましい）
   ・県道のNO. 14付近で交差する市道については、計画堤防高及び現道の高さが決まっていることから、緩勾配の確保ができないのはやむを得ない。
   ・市道は交通量が少ないので現在の計画で問題ない。

交差点部

   ・県道のNO. 14付近で交差する市道側は（現況通り）一時停止制御とする。県道のそれ以外の交差道路は県道の外側線をドット処理し主従関係を明確にすることで、一時停止制御とはしない。
   ・市道の起終点交差部（旧道取付）も、市道の外側線をドット処理し主従関係を明確にするのとで、一時停止制御とはしない。
   ・県道、市道共に、交通量及び右折需要より判断して取付道路部における右折レーンの設置は不要と思われるが県警本部（交通規制課）へ確認して連絡を受ける。

   ・小規模の取付道路の接続形状は、福島県のマニュアルに準拠することで良い。
   ・県道のNO. 18付近の高圧線のクリアランスは東北電力の基準で問題ない。

   ・2路線とも交差点協議（意見照会）は必要と思われるが、県警本部（交通規制課）へ確認して連絡を受ける。（道路管理者が国でないことから、協議が必要な場合は発議者についても連絡を受ける）

－以上－

出典：「雲水峯大橋、小作田橋予備設計他業務」より

(1) 交差角

道路の交差角度は，直角で交差するのが望ましい。しかし，やむを得ない場合には直角に近い角度(75 度以上)（特に必要のある場合は 60 度以上）とする。

(2) 交通制御方式

県道母畑須賀川線と市道 3232 号線の交差点における交通制御方式は，現況と同様に市道側を従道路とした一時停止制御の平面交差点とする。

市道 7122 号線，市道 7130 号線，市道 3231 号線の交差部は，県道の外側線にドット線を設置し，主従関係を明確にする。

(3) 設計車両と通行方法

右左折車の通行方法は，道路種別に応じて表 9.2.13 より決定される。

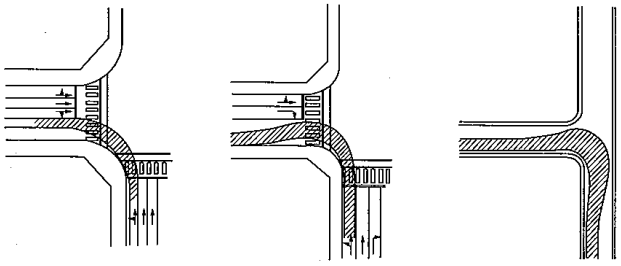
表 9.2.12　交差点における右左折車の通行方法(普通道路相互の交差)

条件＼道路種別			第1種	第3種 1級	第3種 2級	第3種 3級	第3種 4級	第3種 5級	第4種 1級	第4種 2級	第4種 3級	第4種 4級	S:セミトレーラ T:普通自動車 (道路構造令解説p.515)
一時停止制御の場合	流入部		S4	S4	T4	**T4**	**T4**	T1	S4	T4	T4	T1	
	流出部	主道路	S4	S4	T4	**T3**	T2	T1	S4	T3	T2	T1	
		従道路			T3	T3	**T2**	T1		T2	T2	T1	
信号制御の場合	流入部			S4	T4	T4	T4	T1	S4	T4	T4	T1	
	流出部			S3	T3	T2	T2	T1	S3	T2	T2	T1	

表 9.2.13　交差点における右左折車の通行方法
(小型道路相互および普通道路と小型道路の交差)

条件＼道路種別			第1種	第3種 1級	第3種 2級	第3種 3級	第3種 4級	第3種 5級	第4種 1級	第4種 2級	第4種 3級	第4種 4級	C:小型自動車等 (道路構造令解説p.515)
一時停止制御の場合	流入部		C4	C4	C4	**C4**	C4	**C1**	C4	C4	C4	C1	
	流出部	主道路	C4	C4	C4	**C3**	C2	C1	C4	C3	C2	C1	
		従道路			C3	C3	C2	**C1**		C2	C2	C1	
信号制御の場合	流入部			C4	C4	C4	C4	C1	C4	C4	C4	C1	
	流出部			C3	C3	C2	C2	C1	C3	C2	C2	C1	

1. 車道全幅を使用する。
2. 車道の中央から左側を使用する。対向車線は使用しない。
3. 屈折車線または最右車線(右折時)もしくは最左車線(左折時)およびそれに接する他の 1 車線を使用する。ただし対向車線は使用しない。
4. 屈折車線または最右車線(右折時)もしくは最左車線(左折時)のみ使用する。



(a) S4→S3　(b) T4→T2 および C4→C2　(c) T1→T1 および C1→C1

出典：道路構造令解説 p516

図 4－26　交差点の通行方法

県道母畑須賀川線と市道 3232 号線の交差点は，普通道路相互の交差点のため表 9.2.12 により設定する。市道 7122 号線，市道 7130 号線，市道 3231 号線は，設計車両に小型自動車等を想定するため表 9.2.13 を準用する。

表.9.2.14　計画交差点の通行方法

	路線名	右折		左折	
		流入部	流出部	流入部	流出部
主	県道母畑須賀川線	T4，C4 対向車線不使用	T3，C3 対向車線不使用	T4，C4 対向車線不使用	T3，C3 対向車線不使用
従	市道 7122 号線	C1	C1	C1	C1
従	市道 7130 号線	C1	C1	C1	C1
従	市道 3231 号線	C1	C1	C1	C1
従	市道 3232 号線	T4 対向車線不使用	T2 対向車線不使用	T4 対向車線不使用	T2 対向車線不使用

(4) 右折車線について

平面交差点には，次に掲げる場合を除き，原則として右折車線が設けられる。

〔道路構造令 p499 参照〕

①.右折を認めない場合。
②.第3種第4級，第3種第5級，第4種3級，第4種第4級の道路にあって，当該道路および交差道路のピーク時の処理能力に十分余裕がある場合。
③.設計速度40km/h以下の2車線道路において，設計交通量が極めて少ない場合。

※「設計交通量が極めて少ない場合」とは，設計時間交通量が 200 台／時未満でかつ右折率が 20%未満の場合である。

表 9.2.15 に示す通り，県道母畑須賀川線には右折車線が必要と判定されるが，河川事業における現況機能補償を基本とするため，右折車線は設置しない方針である。

表 9.2.15　右折車線の必要性判定

路線名	道路の区分	設計速度	除外要件			右折車線の必要性
			①	②	③	
県道母畑須賀川線	第 3 種 第 3 級	40km/h	×	×	×	**必要**
(市)7122 号線	第 3 種 第 5 級	20km/h	×	○	○	**設置しない**
(市)7130 号線	第 3 種 第 5 級	20km/h	×	○	○	**設置しない**
(市)3231 号線	第 3 種 第 5 級	20km/h	×	○	○	**設置しない**
(市)3232 号線	第 3 種 第 4 級	30km/h	×	○	○	**設置しない**

H27 交通センサス（時間帯別交通量表）

都道府県指定市コード	交通量調査単位区間番号	道路種別	路線番号	平成27年度調査交通量観測・非観測の別	個別調査観測値活用の別	12・24時間観測の別	交通量観測年月日	天候	上り・下りの別	車種区分	時間帯別自動車類交通量（台/時） 7時台	8時台	9時台	10時台	11時台	12時台	13時台	14時台	15時台	16時台	17時台	18時台	昼間12時間自動車類交通量（台）
7000	60720	6	138	1	0	1	20151014	1	1	1	177	122	55	64	75	64	64	60	84	100	135	105	1105
7000	60720	6	138	1	0	1	20151014	1	1	2	2	8	7	5	6	6	1	1	6	2	0	0	44
7000	60720	6	138	1	0	1	20151014	1	2	1	163	114	87	87	82	71	62	48	97	92	169	113	1185
7000	60720	6	138	1	0	1	20151014	1	2	2	1	5	3	5	3	3	1	3	3	3	1	0	31
								合計			343	249	152	161	166	144	128	112	190	197	305	218	2365

(1) 右折車線の設置

平面交差点には，次に掲げる場合を除き，原則として，右折車線を設けるものとする。

1. 右折を認めない場合
2. 第３種第４級，第３種第５級，第４種第３級，第４種第４級の道路にあって，当該道路および交差道路のピーク時の処理能力に十分余裕がある場合
3. 設計速度 40 km/h 以下の２車線道路において，設計交通量が極めて少ない場合

(県)母畑須賀川線
- 道路の区分：第３種第３級
- 設計速度：40km/h
- 車線数：2 車線
- ピーク時間交通量：
  朝夕ピーク時(7･8 時，17･18 時)に 200 台を超える

右折車線設置の要件から
本路線は必要である

■本事業の方針
機能補償のため現況と同様とする
（右折車線無し）

(5) 交差点計画諸元覧

計画交差点における設計条件表を以下に示す。

表 9.2.16　交差点設計条件表(1)

位置		No.1+4.0（十字交差点）					
交差角		82° 00‘, 90° 00’					
交通抑制方式		従道路側の一時停止					
道路		主		従			
		県道母畑須賀川線		市道 7122 号線		市道 7130 号線	
道路区分		第 3 種 3 級		第 3 種 5 級		第 3 種 5 級	
設計速度		40km/h		徐行(20km/h 相当)		徐行(20km/h 相当)	
設計車両		小型自動車等		小型自動車等		小型自動車等	
通行方法		流入部	流出部	流入部	流出部	流入部	流出部
	右折	C4	C3	C1	C1	C1	C1
	左折	C4	C3	C1	C1	C1	C1

表 9.2.17　交差点設計条件表(2)

位置		No.14+13.0（丁字交差点）					
交差角		90° 00’					
交通抑制方式		一時停止交差点					
道路		主		従			
		県道母畑須賀川線		市道 3232 号線			
道路区分		第 3 種 3 級		第 3 種 4 級			
設計速度		40km/h		30km/h(交差点付近)			
設計車両		普通自動車		普通自動車			
通行方法		流入部	流出部	流入部	流出部		
	右折	T4	T3	T1	T1		
	左折	T4	T3	T1	T1		

表 9.2.18　交差点設計条件表(3)

位置		No.18+2.73（十字交差点）					
交差角		89° 32’					
交通抑制方式		従道路側の一時停止					
道路		主		従			
		県道母畑須賀川線		市道 3231 号線		市道 3131 号線	
道路区分		第 3 種 3 級		第 3 種 5 級		第 3 種 5 級	
設計速度		40km/h		徐行(20km/h 相当)		徐行(20km/h 相当)	
設計車両		小型自動車		小型自動車		小型自動車	
通行方法		流入部	流出部	流入部	流出部	流入部	流出部
	右折	C4	C3	C1	C1	C1	C1
	左折	C4	C3	C1	C1	C1	C1

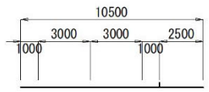
(6) 交差点計画図

交差点計画図(1)

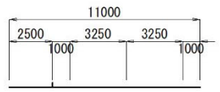
S=1:500

S=1:100

A–A

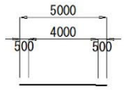


B–B



※曲線拡幅考慮の幅員

C–C



D–D

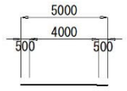
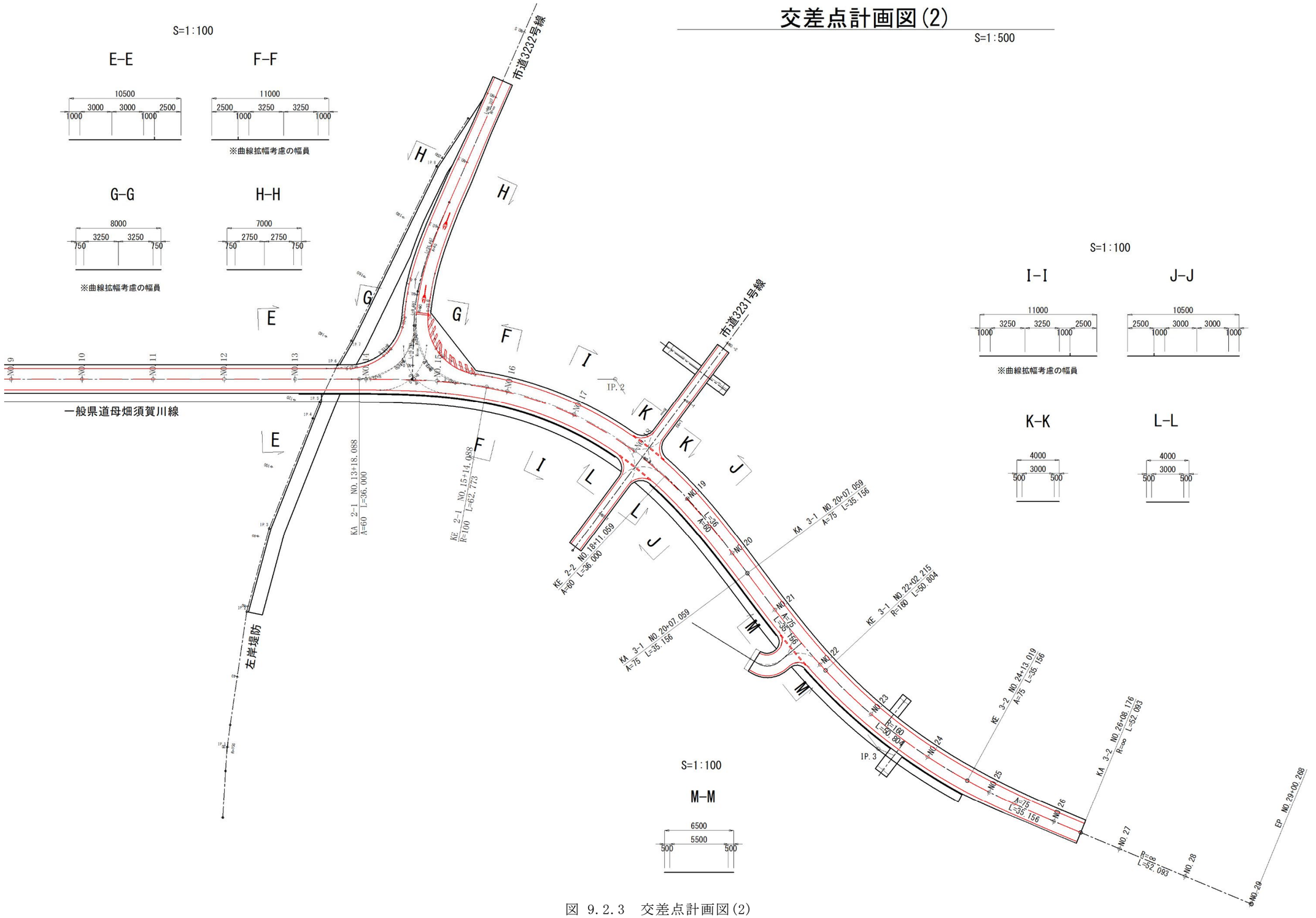


図 9.2.2 交差点計画図(1)

交差点計画図(2)

S=1:500



S=1:100

E-E

F-F

※曲線拡幅考慮の幅員

G-G

H-H

※曲線拡幅考慮の幅員

S=1:100

I-I

J-J

※曲線拡幅考慮の幅員

K-K

L-L

S=1:100

M-M

図 9.2.3　交差点計画図(2)

(7) 交差点平面図・車両軌跡図

交差点名	
交差位置	No.1+4.0
交差角	82° 00’
設計車両	小型自動車等
交差道路	主：一般県道母畑須賀川線 従：市道7122号線 従：市道7130号線
交通制御	一時停止制御

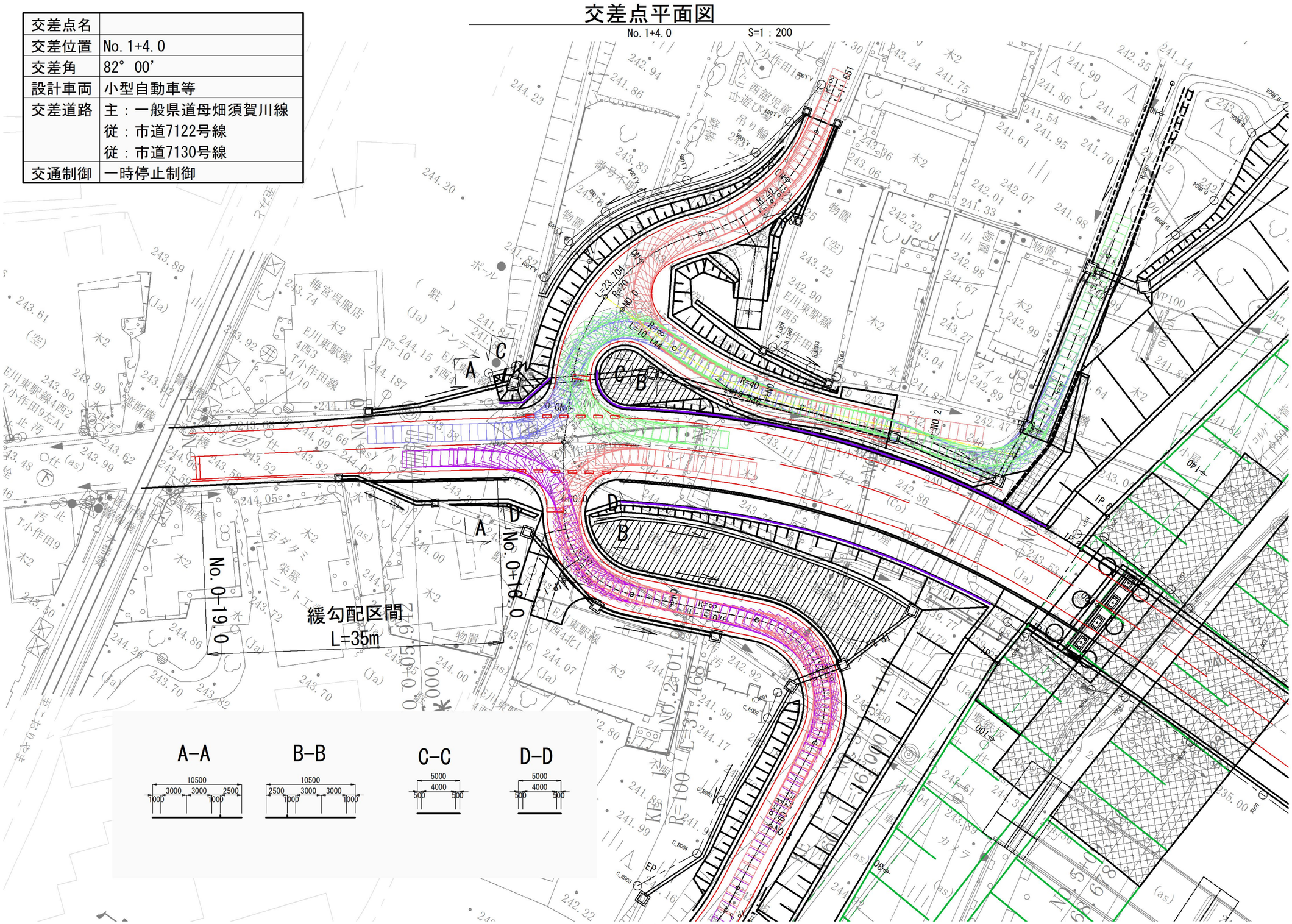


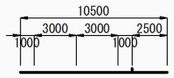
図 9.2.4 交差点平面図(No.1+4.0)

交差点平面図

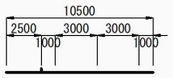
No. 14+13.0　　S=1：200

交差点名	
交差位置	No. 14+13.0
交差角	90° 00’
設計車両	普通自動車
交差道路	主：一般県道母畑須賀川線 従：市道3232号線
交通制御	一時停止制御

A-A



B-B



C-C

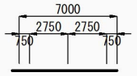
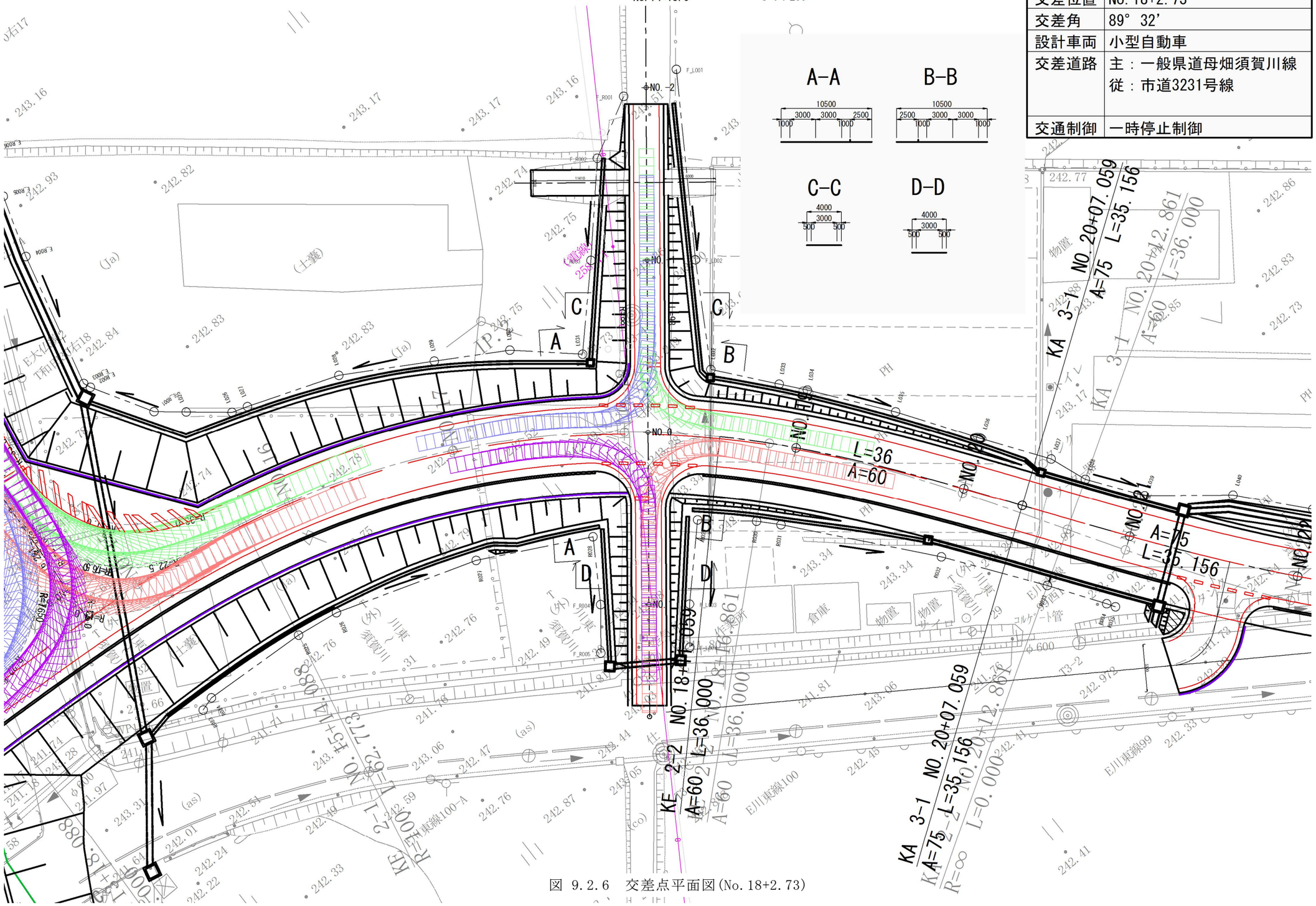


図 9.2.5　交差点平面図(No. 14+13.0)

交差点平面図

No. 14+13.0　　S=1：200

交差点名	
交差位置	No. 18+2. 73
交差角	89° 32’
設計車両	小型自動車
交差道路	主：一般県道母畑須賀川線 従：市道3231号線
交通制御	一時停止制御


A-A
10500
3000 3000 2500
1000 1000
B-B
10500
2500 3000 3000
1000 1000
C-C
4000
3000
500 500
D-D
4000
3000
500 500
NO. -2
NO. 0
NO. 18+6.059
NO. 20+07.059
NO. 20+12.861
NO. 21
KE 2-2 NO. 18+6.059 L=36.000 A=60
KA 3-1 NO. 20+07.059 A=75 L=35.156
KA 3-1 NO. 20+12.861 A=60 L=36.000
L=36
A=60
A=75
L=35.156
R=∞
L=0.000
R=15.0
R=22.5
R=1630
R=16.0
E川東線100
E川東線100-A
E川東線99
須賀川～三春
物置
倉庫
(土壌)
(Ja)
(as)
(co)
(Ap)
(Ps)
(Ps-Ap)
(Ps-Ja)
(Ps-as)
(Ps-co)
(Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ap)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ja)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-as)
(Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-Ps-co)
(Ps-

9.3 縦断設計

9.3.1 縦断線形の幾何構造条件

縦断線形は，以下の幾何構造条件に従って設計する。

(1) 最急縦断勾配：7.0%以下

道路構造令第 20 条より，第 3 種道路における設計速度 40km/h の最急縦断勾配は imax=7.0%である。

歩道等を有する道路の場合は，車いすの安全な通行等のバリアフリーについて配慮する必要があるため，縦断勾配は 5.0%(ただし，やむを得ない場合は 8.0%)以下とする（道路構造令解説 p444)。

表 9.3.1　縦断勾配(道路構造令第 20 条)

区　分		設計速度 (km/hr)	縦断勾配(%)	
			規定値	特例値(制限長)
第 1 種，第 2 種及び第 3 種	普通道路	120	2	3　(<800m) 4　(<500m) 5　(<400m)
		100	3	4　(<700m) 5　(<500m) 6　(<400m)
		80	4	5　(<600m) 6　(<500m) 7　(<400m)
		60	5	6　(<500m) 7　(<400m) 8　(<300m)
		50	6	7　(<500m) 8　(<400m) 9　(<300m)
		40	**7**	**8　(<400m)** **9　(<300m)** **10　(<200m)**
		30	8	11
		20	9	12
	小型道路	120	4	5
		100		6
		80	7	
		60	8	
		50	9	
		40	10	
		30	11	
		20	12	

(2) 最小縦断勾配：0.3%以上

縦断勾配の値は小さいほうが望ましいが，路面の排水性を保つため横断勾配と縦断勾配を付しておくことが望ましい。また，路面排水側溝（街渠等）が設置される場合は，動水勾配を確保する必要があることから，道路の縦断勾配の最小値として 0.3～0.5%程度を確保する(道路構造令解説 p444)。

(3) 交差点付近の緩勾配区間：2.5%以下，L=35m 以上

交差点付近における停止線手前の縦断勾配は i=2.5%以下の緩勾配とし，緩勾配区間長は表 9.3.2 以上を確保する。

表 9.3.2　緩勾配区間長の最小値(道路構造令解説 p494)

道路の区分		最小区間長(m)
第 3 種	第 4 種	
第 1 級，第 2 級	第 1 級	40
第 3 級	第 2 級	**35**
第 4 級	第 3 級	15
第 5 級	－	10
－	第 4 級	6

第 3 種第 3 級の道路は，停止線の手前 35m 区間は緩勾配とする。なお，一時停止制御交差点の主道路は停止線が設置されないため，単路部と同様であることから緩勾配区間を確保しないものとする。

(4) 縦断曲線長：L=35m 以上

道路構造令第 22 条より，設計速度 40km/h の縦断曲線長は 35m 以上である。

表 9.3.3　縦断曲線長(道路構造令第 22 条第 3 項)

設計速度 (km/hr)	縦断曲線の長さ(m)
120	100
100	85
80	70
60	50
50	40
40	**35**
30	25
20	20

(5) 縦断曲線半径：凸部 R=509m 以上，凹部 R=450m 以上

道路構造令第 22 条より，設計速度 40km/h の最小縦断曲線半径は，凸部 VCR=450m，凹部 VCR=450m である。望ましい最小縦断曲線半径は凸部 VCR=700m，凹部 VCR=700m である。

表 9.3.4　縦断曲線半径(道路構造令第 22 条第 2 項)

設計速度 (km/hr)	縦断曲線の曲線形	縦断曲線の半径(m)		
		一般地		
		望ましい値	規定値	特例値
60	凸型曲線	2,000	1,400	1,000
	凹型曲線	1,500	1,000	
50	凸型曲線	1,200	800	
	凹型曲線	1,000	700	
40	**凸型曲線**	**700**	**450**	
	凹型曲線	**700**	**450**	
30	凸型曲線	400	250	
	凹型曲線	400	250	
20	凸型曲線	200	100	
	凹型曲線	200	100	

設計箇所は寒冷地域に属するため，冬季交通の安全性を考慮し表 9.3.5,表 9.3.6 に示す縦断曲線半径を確保する。

設計速度 40km/h の制動停止視距は，一般地の場合は 40m であるが，積雪寒冷地において路面が氷結した場合の制動停止距離は 45m となる。平面的な視距と同様に縦断的な視距を確保する必要があるため，凸型縦断曲線半径は，表 9.3.5 より VCR=509m 以上とする。

表 9.3.5　凸型曲線の縦断曲線半径

設計速度 (km/hr)	冬季走行速度 (km/hr)	衝撃緩和 $L_V=\frac{V^2}{360}\Delta$	視距確保 一般地 $L_V=\frac{D^2}{398}\Delta$		視距確保 積雪寒冷地 $L_V=\frac{D^2}{398}\Delta$		縦断曲線半径採用値 (LV*100/Δ) ※Lv は最大値
			D(m)		D(m)		
80	60	17.8Δ	110	30.2Δ	136.2	46.61Δ	4,661
60	50	10.0Δ	75	14.1Δ	100.4	25.33Δ	2,533
50	40	7.0Δ	55	7.6Δ	70	12.32Δ	1,232
40	30	4.4Δ	40	4.1Δ	45	5.09Δ	**509**
30	20	2.5Δ	30	2.3Δ	25	1.57Δ	250
20	20	1.1Δ	20	1.1Δ	25	1.57Δ	157

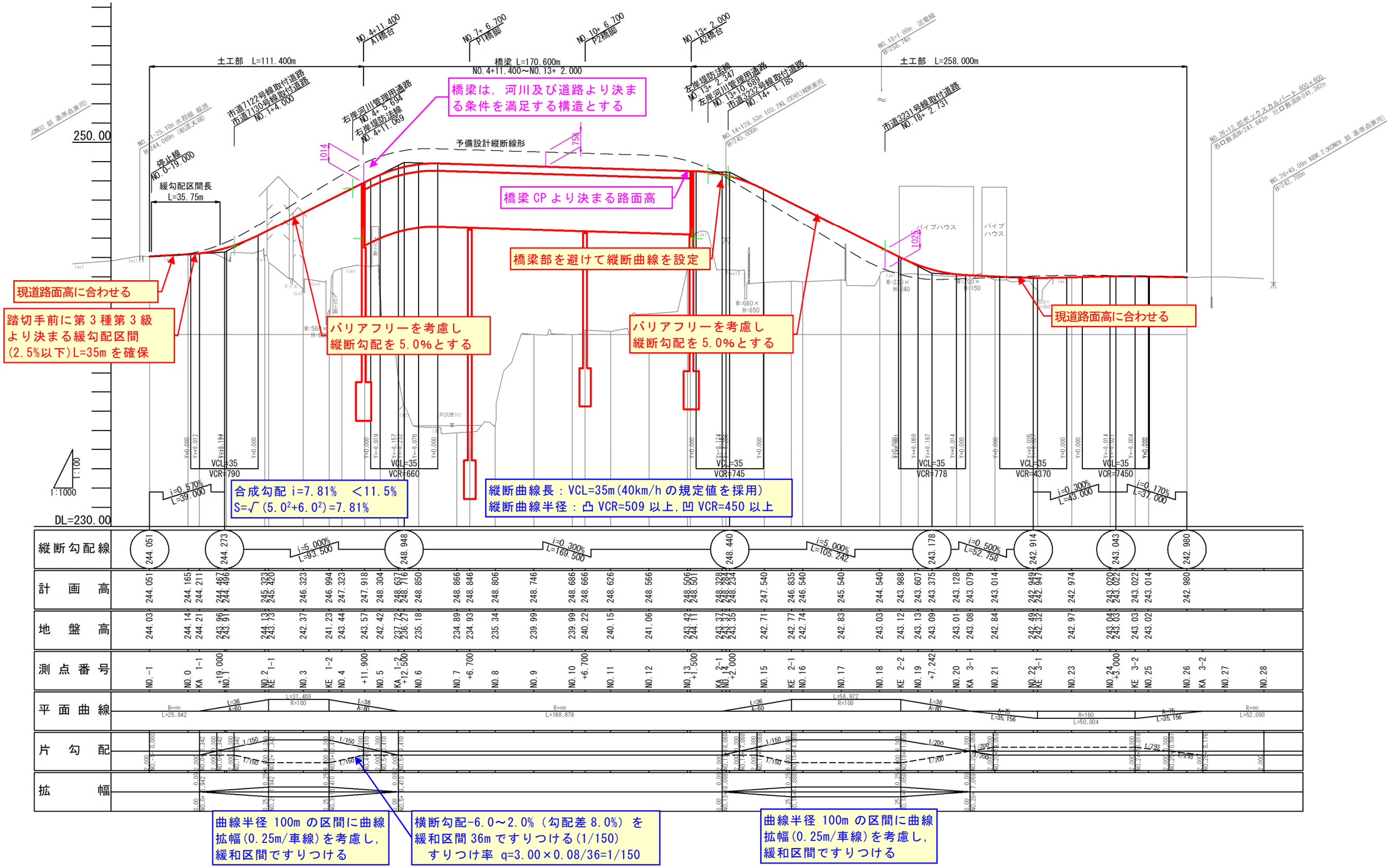
表 9.3.6　凹型曲線の縦断曲線半径

設計速度 (km/hr)	冬季走行速度 (km/hr)	衝撃緩和 $L_V=\frac{V^2}{360}\Delta$	視距確保 一般地 $L_V=\frac{D^2}{2692}\Delta$		視距確保 積雪寒冷地 $L_V=\frac{D^2}{2692}\Delta$		縦断曲線半径採用値 (LV*100/Δ) ※Lv は最大値
			D(m)		D(m)		
80	60	17.8Δ	110	4.5Δ	136.2	6.89Δ	2,000
60	50	10.0Δ	75	2.1Δ	100.4	3.74Δ	1,000
50	40	7.0Δ	55	1.1Δ	70	1.82Δ	700
40	30	4.4Δ	40	0.6Δ	45	0.76Δ	**450**
30	20	2.5Δ	30	0.3Δ	25	0.24Δ	250
20	20	1.1Δ	20	0.1Δ	25	0.15Δ	100(110)

※積雪寒冷地の視距は冬季走行速度(設計速度の 1 ランク下)を用いている。

9.3.2 道路の縦断線形

本業務の「第 8 章道路予備設計」において，自動車・歩行者の利便性や橋梁構造への影響を含めて縦断線形の比較検討を行い，予備設計の見直しを行った。



9.3.3 計画路面高

県道母畑須賀川線の計画路面高を以下に示す。

(1) 計画路面高

縦断入力データ

ファイル名　：県道母畑須賀川線_修正案210916
コメント　：県道母畑須賀川線_修正案210916
測点範囲　：　-1-00.000000　～　29+00.268328

縦断線形名称　：縦断検討3%案

No.	測点	累加距離	(区間距離)	交点高	(高低差)	(勾配%)	VCL	VCR	非VC区間距離
1	-1-00.000000	0.000000	39.000000	244.051000	0.222300	0.570000			21.500000
2	0+19.000000	39.000000	93.500000	244.273300	4.675000	5.000000	35.000000	790.067720	58.500000
3	5+12.500000	132.500000	169.500000	248.948300	-0.508500	-0.300000	35.000000	660.377360	134.500000
4	14+02.000000	302.000000	105.242222	248.439800	-5.262111	-5.000000	35.000000	744.681020	70.242222
5	19+07.242222	407.242222	52.757778	243.177689	-0.263789	-0.500000	35.000000	777.778320	17.757778
6	22+00.000000	460.000000	43.000000	242.913900	0.129000	0.300000	35.000000	4,374.988490	8.000000
7	24+03.000000	503.000000	36.999998	243.042900	-0.062900	-0.170000	35.000000	7,446.808370	19.499998
8	25+19.999998	539.999998		242.980000					

縦断成果(中間点)出力－付加情報(備考)

No.	測点	接線高	Y	計画高	備考
1	-1-00.000000	244.051000	0.000000	244.051000	変化点 BP
2	0+00.000000	244.165000	0.000000	244.165000	
3	0+01.500000	244.173550	0.000000	244.173550	VCL
4	0+05.942199	244.198871	0.012488	244.211359	↑ KA 1-1
5	0+19.000000	244.273300	0.193813	244.467113	変化点
6	1+00.000000	244.323300	0.172295	244.495595	↓
7	1+16.500000	245.148300	0.000000	245.148300	VCL
8	2+00.000000	245.323300	0.000000	245.323300	
9	2+01.942199	245.420410	0.000000	245.420410	KE 1-1
10	3+00.000000	246.323300	0.000000	246.323300	
11	3+13.409953	246.993798	0.000000	246.993798	KE 1-2
12	4+00.000000	247.323300	0.000000	247.323300	
13	4+11.400000	247.893300	0.000000	247.893300	A1橋台
14	4+15.000000	248.073300	0.000000	248.073300	VCL
15	5+00.000000	248.323300	-0.018929	248.304371	↑
16	5+09.409953	248.793798	-0.157218	248.636579	↑ KA 1-2
17	5+12.500000	248.948300	-0.231875	248.716425	変化点
18	6+00.000000	248.925800	-0.075714	248.850086	↓
19	6+08.018868	248.901743	-0.002972	248.898772	↓ クレスト
20	6+10.000000	248.895800	0.000000	248.895800	VCL
21	7+00.000000	248.865800	0.000000	248.865800	
22	7+06.700000	248.845700	0.000000	248.845700	P1橋脚
23	8+00.000000	248.805800	0.000000	248.805800	
24	9+00.000000	248.745800	0.000000	248.745800	
25	10+00.000000	248.685800	0.000000	248.685800	
26	10+06.700000	248.665700	0.000000	248.665700	P2橋脚
27	11+00.000000	248.625800	0.000000	248.625800	
28	12+00.000000	248.565800	0.000000	248.565800	
29	13+00.000000	248.505800	0.000000	248.505800	
30	13+02.000000	248.499800	0.000000	248.499800	A2橋台
31	13+04.500000	248.492300	0.000000	248.492300	VCL
32	13+18.087621	248.451537	-0.123961	248.327576	↑ KA 2-1
33	14+00.000000	248.445800	-0.161311	248.284489	↑
34	14+02.000000	248.439800	-0.205625	248.234175	変化点
35	14+19.500000	247.564800	0.000000	247.564800	VCL
36	15+00.000000	247.539800	0.000000	247.539800	
37	15+14.087621	246.835419	0.000000	246.835419	KE 2-1
38	16+00.000000	246.539800	0.000000	246.539800	
39	17+00.000000	245.539800	0.000000	245.539800	
40	18+00.000000	244.539800	0.000000	244.539800	
41	18+09.742222	244.052689	0.000000	244.052689	VCL
42	18+11.059201	243.986840	0.001115	243.987955	↑ KE 2-2
43	19+00.000000	243.539800	0.067643	243.607443	↑
44	19+07.242222	243.177689	0.196875	243.374564	変化点
45	20+00.000000	243.113900	0.014457	243.128357	↓
46	20+04.742222	243.090189	0.000000	243.090189	VCL
47	20+07.059201	243.078604	0.000000	243.078604	KA 3-1
48	21+00.000000	243.013900	0.000000	243.013900	
49	21+02.500000	243.001400	0.000000	243.001400	VCL
50	22+00.000000	242.913900	0.035000	242.948900	変化点

No.	測点	接線高	Y	計画高	備考
51	22+02.215451	242.920546	0.026699	242.947245	↓ KE 3-1
52	22+04.375000	242.927025	0.019688	242.946713	↓ サグ
53	22+17.500000	242.966400	0.000000	242.966400	VCL
54	23+00.000000	242.973900	0.000000	242.973900	
55	23+05.500000	242.990400	0.000000	242.990400	VCL
56	24+00.000000	243.033900	-0.014117	243.019783	↑
57	24+03.000000	243.042900	-0.020563	243.022337	変化点
58	24+07.840425	243.034671	-0.010761	243.023911	↓ クレスト
59	24+13.019274	243.025867	-0.003757	243.022110	↓ KE 3-2
60	25+00.000000	243.014000	-0.000017	243.013983	↓
61	25+00.500000	243.013150	0.000000	243.013150	VCL
62	25+19.999998	242.980000	0.000000	242.980000	変化点
63	26+00.000000	242.980000	0.000000	242.980000	
64	26+08.175524	242.966102	0.000000	242.966102	KA 3-2
65	27+00.000000	242.946000	0.000000	242.946000	
66	28+00.000000	242.912000	0.000000	242.912000	
67	29+00.000000	242.878000	0.000000	242.878000	
68	29+00.268328	242.877544	0.000000	242.877544	EP

(2) 緩勾配区間長

指定縦断勾配の位置

縦断勾配　I 1(／) = 0.57000 %
　　I 2(／) = 5.00000 %
縦断曲線長　VCL = 35 m
縦断曲線半径　VCR = 790.068
縦断変化点　No0 + 19.000
※測点間隔　20.000 m

縦断勾配が　2.500 %となる位置は

I 1端より　15.24831 m　No0 + 16.74831
I 2端より　19.75169 m　No0 + 16.74831

停止線　No0 + -19.000

緩勾配区間長　35.74831 m

縦断成果(中間点)出力－付加情報(合成勾配)

No.	測点	接線高	Y	計画高	縦断勾配	合成勾配	左車線勾配	右車線勾配	合成勾配
1	-1-00.000000	244.051000	0.000000	244.051000	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
2	-0-18.000000	244.062400	0.000000	244.062400	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
3	-0-16.000000	244.073800	0.000000	244.073800	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
4	-0-14.000000	244.085200	0.000000	244.085200	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
5	-0-12.000000	244.096600	0.000000	244.096600	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
6	-0-10.000000	244.108000	0.000000	244.108000	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
7	-0-08.000000	244.119400	0.000000	244.119400	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
8	-0-07.000000	244.125100	0.000000	244.125100	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
9	-0-06.000000	244.130800	0.000000	244.130800	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
10	-0-04.000000	244.142200	0.000000	244.142200	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
11	-0-02.000000	244.153600	0.000000	244.153600	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
12	0+00.000000	244.165000	0.000000	244.165000	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
13	0+01.500000	244.173550	0.000000	244.173550	0.570000	2.079639	2.000000	-2.000000	2.079639
14	0+02.000000	244.176400	0.000158	244.176558	0.633286	2.097868	2.000000	-2.000000	2.097868
15	0+04.000000	244.187800	0.003955	244.191755	0.886429	2.187637	2.000000	-2.000000	2.187637
16	0+05.942199	244.198871	0.012488	244.211359	1.132255	2.298261	2.000000	-2.000000	2.298261
17	0+06.000000	244.199200	0.012815	244.212015	1.139571	2.290722	1.987155	-2.000000	2.301874
18	0+08.000000	244.210600	0.026738	244.237338	1.392714	2.078367	1.542711	-2.000000	2.437140
19	0+10.000000	244.222000	0.045724	244.267724	1.645857	1.978645	1.098266	-2.000000	2.590144
20	0+12.000000	244.233400	0.069772	244.303173	1.899000	2.008403	0.653822	-2.000000	2.757934
21	0+14.000000	244.244800	0.098884	244.343684	2.152143	2.162304	0.209378	-2.000000	2.937979
22	0+16.000000	244.256200	0.133058	244.389258	2.405286	2.416745	-0.235067	-2.000000	3.128162
23	0+16.748310	244.260465	0.147146	244.407612	2.500000	2.532013	-0.401358	-2.000000	3.201562
24	0+18.000000	244.2[illegible]5	[illegible]	244.439895	2.658429	2.743898	-0.679511	-2.000000	3.326747
25	0+19.000000	244.2[illegible]3	[illegible]	244.467113	2.785000	2.927345	-0.901734	-2.000000	3.428735
26	1+00.000000	244.323300	0.172295	244.495595	2.911571	3.120981	-1.123956	-2.000000	3.532315
27	1+02.000000	244.423300	0.133058	244.556358	3.164714	3.532038	-1.568400	-2.000000	3.743717
28	1+03.942199	244.520410	0.099801	244.620210	3.410541	3.953706	-2.000000	-2.000000	3.953706
29	1+04.000000	244.523300	0.098884	244.622184	3.417857	3.966521	-2.012845	-2.012845	3.966521
30	1+06.000000	244.623300	0.069772	244.693073	3.671000	4.417523	-2.457289	-2.457289	4.417523
31	1+08.000000	244.723300	0.045724	244.769024	3.924143	4.880467	-2.901734	-2.901734	4.880467
32	1+10.000000	244.823300	0.026738	244.850038	4.177286	5.352254	-3.346178	-3.346178	5.352254
33	1+12.000000	244.923300	0.012815	244.936115	4.430429	5.830739	-3.790622	-3.790622	5.830739
34	1+14.000000	245.023300	0.003955	245.027255	4.683571	6.314399	-4.235067	-4.235067	6.314399
35	1+16.000000	245.123300	0.000158	245.123458	4.936714	6.802130	-4.679511	-4.679511	6.802130
36	1+16.500000	245.148300	0.000000	245.148300	5.000000	6.924598	-4.790622	-4.790622	6.924598
37	1+18.000000	245.223300	0.000000	245.223300	5.000000	7.159254	-5.123956	-5.123956	7.159254
38	2+00.000000	245.323300	0.000000	245.323300	5.000000	7.483788	-5.568400	-5.568400	7.483788
39	2+01.942199	245.420410	0.000000	245.420410	5.000000	7.810250	-6.000000	-6.000000	7.810250

緩勾配区間

9.4 横断設計

9.4.1 標準横断勾配

(1) 車道部の標準横断勾配

車道部の標準横断勾配は，表 9.4.1 によると片側 1 車線の道路の場合には 1.5%となるが，東北地方などの積雪地域においては冬季の路面湿潤期間が長いことから，車線数にかかわらず速やかな排水を考慮して標準的に 2.0%が適用されている。したがって，標準横断勾配は，i=2.0%拝み勾配とする。

表 9.4.1　横断勾配の標準値

	横断勾配（%）	
	片側 1 車線の場合	片側 2 車線の場合
道路構造令第 23 条第 2 項に規定する基準に適合するセメントコンクリート舗装およびアスファルトコンクリート適合する舗装等の場合	1.5	2.0
上記以外の路面	3.0～5.0	

出典：「R3 道路構造令解説」p467

ここで，道路構造令第 23 条第 2 項に規定する基準とは「車道及び側帯の舗装の構造の基準に関する省令」（平成 13 年国土交通省令第 103 号）で定めている，疲労破壊に対する耐久力，わだち掘れに対する抵抗力，路面の平坦性，雨水等の透水能力のことをいう。

(2) 歩道等の標準横断勾配

歩道または自転車道等には，道路構造令第 24 条第 2 項より 2.0%を標準として横断勾配を付することとされており，特に車いすの通行に配慮が必要な重点整備地区等の横断勾配については，「移動円滑化のために必要な道路の構造に関する基準を定める省令(平成 18 年国土交通省令第 116 号)」に定められているとおり，透水性舗装を用いて円滑な排水性を確保したうえで 1.0%が採用される。

当該地域は，重点整備地区等に該当しないため歩道舗装の種類を細粒度アスファルト舗装(非透水性)と想定し，横断勾配は 2.0%とする。

9.4.2 片勾配およびすり付け

車道部の最大片勾配の値は，当該地域の積雪寒冷の度合いより，表 9.4.2 に示す値以下とする。また，自転車が車道部を通行することを考慮し，最大片勾配は 6.0%とする。

表 9.4.2　曲線部の最大片勾配(道路構造令第 16 条)

区分	道路の存する地域		最大片勾配(%)
第 1 種，第 2 種及び第 3 種	積雪寒冷地域	積雪寒冷の度がはなはだしい地域	6
		その他の地域	8
	その他の地域		**10**
第 4 種			6

出典：「R3 道路構造令解説」p358

第 3 種の道路で自転車道等を設けないものにあっては 6 パーセント以下とする。

第 4 種の道路にあっては，地形の状況その他の特別の理由によりやむを得ないが合いにおいては，片勾配を附さないことができる。

標準横断勾配～片勾配のすりつけは，表 9.4.3 のすりつけ率により，次式で求まる区間長以上ですりつけるものとし，原則として緩和区間内で行う。なお，横断勾配が 2.0%より小さい区間では排水性が問題となるので，すりつけ率は 1/285～1/350 以上とする。

片勾配すりつけ区間長：Ls=B×i/q

B：回転軸から車道端までの距離（路肩幅員を含まない）

i：片勾配代数差の絶対値

q：所定の片勾配すりつけ率

表 9.4.3　片勾配すりつけ率

設計速度 V(km/h)	片勾配のすりつけの割合
120	1/200
100	1/175
80	1/150
60	1/125
50	**1/115**
40	**1/100**
30	1/75
20	1/50

出典：「R3 道路構造令解説」p398

9.4.3 合成勾配

合成勾配は，表 9.4.4 の値以下とする。また，合成勾配の最小値は排水性に配慮し 0.3～0.5%以上とする(R3 道路構造令解説 p474)。

当該路線の合成勾配は，道路の存する地域が「積雪寒冷の度がはなはだしい地域」ではないことから，表 9.4.4 の標準値（11.5%）以下とする。

表 9.4.4　最大合成勾配

設計速度 V(km/h)	合成勾配(%)		積雪寒冷の度がはなはだしい地域の合成勾配(%)
	標準値	特例値	
120	10		8.0
100			
80	10.5		
60			
50	**11.5**		
40			
30		12.5	
20			

合成勾配の値は，次式で算出される。例として，最大横断勾配(6.0%)箇所における縦断勾配ごとの合成勾配の値を表 9.4.5 に示す。

$S=\sqrt{(i^2+j^2)}$

S：合成勾配(%)，　i：横断勾配または片勾配(%)，　j：縦断勾配(%)

表 9.4.5　合成勾配(計算値)

縦断勾配	4.0%	5.0%	6.0%	7.0%
最大横断勾配	6.0%	6.0%	6.0%	6.0%
合成勾配(計算値)	7.21%	7.81%	8.49%	9.22%

9.4.4 曲線拡幅

曲線半径が 160m 以下の区間については、曲線拡幅を行う。自動車が曲線部を走行する場合には,後車輪は前車輪の内側を通るので原則として拡幅は車線の内側に行うこととし,他の車線を侵さないために車線ごとに拡幅を行う。拡幅のすりつけは，原則として緩和区間内で行う。

表 9.4.6　曲線区間の拡幅量

区間	曲線半径(設計値)	1 車線当たりの拡幅量	車線幅員	備考
KE1-1 ～KE1-2	100m	0.25	3.25	内側拡幅
KE2-1 ～KE2-2	100m	0.25	3.25	内側拡幅
KE3-1 ～KE3-2	160m	無し	3.00	

9.4.5 片勾配すりつけ

車道，中央帯(分離帯を除く)および車道に接続する路肩の曲線部には，当該曲線部の曲線半径の値および設計速度に応じて片勾配を付す。片勾配を付する場合，または片勾配の値の変化する場合には，原則として緩和区間内ですりつけを行う。

表 9.4.7　片勾配すりつけ率

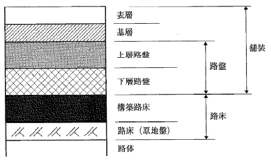
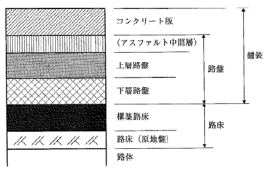
区間	片勾配	緩和 区間長	設計	すりつけ率　q
KA1-1 KE1-1	-2% ～6%	36m	片勾配のすりつけは緩和区間全長で一様に行う	1/150　$=\frac{3.00\times0.08}{36}$
KE1-2 KA1-2	6% ～-2%	36m	片勾配のすりつけは緩和区間全長で一様に行う	1/150　$=\frac{3.00\times0.08}{36}$
KA2-1 KE2-1	-2% ～6%	36m	片勾配のすりつけは緩和区間全長で一様に行う	1/150　$=\frac{3.00\times0.08}{36}$
KE2-2 No.21	6% ～0%	36m	片勾配のすりつけは緩和区間全長で一様に行う	1/200　$=\frac{3.00\times0.06}{36}$
KE3-2 KA3-2	2% ～-2%	35.156m	片勾配のすりつけは緩和区間全長で一様に行う	1/293　$=\frac{3.00\times0.04}{35.156}$

9.4.6 車道部の舗装

(1) 舗装の種類

舗装の種類は，経済性や施工性，現道との整合等を考慮し，アスファルト舗装を基本とする。

表 9.4.8 アスファルト舗装とコンクリート舗装の特徴

項　目	アスファルト舗装	コンクリート舗装
設計年数	設計の目標は一般的に 10 年。ただし、道路環境条件等に応じて適宜設定できる。	設計の目標は一般的に 20 年。ただし、道路環境条件等に応じて適宜設定できる。
耐変形性・耐摩耗性	変形してわだち掘れを生じやすい。チェーン等による摩擦に対して抵抗が小さい。	わだち掘れのような変形を生じにくく、耐摩耗性も一般に大きい。
騒音・振動	コンクリート舗装に比べて騒音、振動ともに小さい。	目地による振動、粗面による騒音が問題となることがある。
明色性	路面反射が弱く、トンネル内等での走行性に劣る。	夜間、トンネル内等で明るい。
平坦性	コンクリート舗装より良好。	－
施工性	一般にコンクリート舗装に比べ、施工上の制約を受ける事項が少なく、その施工速度は大きい。	施工機械が長大編成となり、路床仕上げ状態の良好さの引き渡し等制約条件を受け、アスファルト舗装に比べその施工速度は小さい。
維持修繕の容易さ	簡易な工法で維持修繕が可能である。	比較的規模の大きい工法を採用しなければならないので、軟弱地盤への適用は問題がある。
建設費と維持費	建設費は、コンクリート舗装に比べて安い。維持修繕を頻繁に行う必要があり、20 年ぐらいの比較では割高となる場合もある。	建設費はアスファルト舗装に比べ高い。打換える場合は、アスファルト舗装より高い。
舗装構成と各層の名称	 <舗装設計施工指針(H18.2)　3-2-1 図-3.2.2> <舗装設計便覧(H18.2)　2-2-1 図-2.2.2> 【図－3.2.2 アスファルト舗装各層の名称】	 <舗装設計施工指針(H18.2)　3-2-1 図-3.2.3> <舗装設計便覧(H18.2)　2-2-1 図-2.2.3> 【図－3.2.3 コンクリート舗装各層の名称】

（出典：福島県/土木設計マニュアル[道路編](H29/4 月) 第 2 編 p.6-15）

(2) 設計期間

舗装の設計期間は，交通による繰り返し荷重に対する舗装構造全体の耐荷力を設定するための期間であり，疲労破壊によるひび割れが生じるまでの期間として設定される。一般に，舗装の設計期間は 10 年が採用される。

福島県では，下記のとおり設計期間 10 年である。

(2)　舗装の設計期間

①　舗装の設計期間は、交通による繰り返し荷重に対する舗装構造全体の耐荷力を設定するための期間であり、疲労破壊によりひび割れが生じるまでの期間として設定されるものである。

②　設計期間は、道路交通や沿道環境に及ぼす舗装工事の影響、当該舗装のライフサイクルコスト等を総合的に勘案して道路管理者が適宜設定するものとするが、当面、以下を標準とする。

・一般国道及び県道の新設、改築及び大規模な修繕(延長 200m以上の全層打ち換え)は、アスファルト舗装は 10 年、コンクリート舗装は 20 年を目安とする。

・現道拡幅等の場合、既設の舗装構成を勘案して設計期間を設定するものとする。

・通常の維持・修繕工事等は 10 年を目安とする。
　これによりがたい場合は、主務課と協議のこと。

（出典：福島県/土木設計マニュアル[道路編](H29/4 月) 第 2 編 p.6-13）

(3) 舗装計画交通量

舗装計画交通量は，1 車線 1 方向あたりの大型車交通量であり，以下のとおり算定される。

表 9.4.9　舗装計画交通量の算出

項　目	単位	設計値	摘　要
計画交通量	台/日	2,885	H27 交通センサスより
大型車交通量	台/日	193	H27 交通センサスより
重方向率	%	51.4	
舗装設計交通量	台/日･方向	100	193×51.4%=99.2→100

(4) 疲労破壊輪数(N)

舗装の設計期間が 10 年の場合の疲労破壊輪数は，表 9.4.10 のとおりである。舗装の設計期間が 10 年以外の場合は，表の疲労破壊輪数に当該設計期間の 10 年に対する割合を乗じた値以上とする。

表 9.4.10　交通量区分と疲労破壊輪数の基準値(普通道路，標準荷重 49kN)

交通量区分		舗装設計交通量 (台/日・方向)	疲労破壊輪数 (回/10 年)
旧区分			
D 交通	N7	3,000 以上	35,000,000
C 交通	N6	1,000 以上 3,000 未満	7,000,000
B 交通	N5	250 以上 1,000 未満	1,000,000
A 交通	**N4**	**100 以上 250 未満**	**150,000**
L 交通	N3	40 以上 100 未満	30,000
	N2	15 以上 40 未満	7,000
	N1	15 未満	1,500

(出典：舗装設計便覧(H18/2 月) p 30)

計画道路の疲労破壊輪数は，

150,000(回/10 年)×10(年)/10=150,000 回とする。

(5) 路床 CBR

計画道路の路床 CBR は，現状土または使用材料の土質試験結果にもとづいて設定され，現状路床土の設計CBRが3%未満の場合でも路床改良等を行って設計CBR3%以上を確保する。

ここでは，設計 CBR3%と想定して設計する。

(6) 舗装の信頼性

「福島県/土木設計マニュアル第２編 p6-16」より，舗装の信頼性は，計画道路が「一般国道および県道の場合」に該当するため 90%とする。

２－１－１　アスファルト舗装の設計

(1)　アスファルト舗装の設計は、信頼性を考慮したＴＡ法による設計を行うものとする。また、その信頼性は一般国道及び県道の場合原則 90%とする。ただし交通区分 N1～N3 の道路、迂回路および工事用道路等については、現場条件・経済性等を勘案し 50～75%とすることもできる。

(2)　路床の構築は、現状路床の設計 CBR が３未満の場合、または３以上であっても路床改良等を行った方が有利な場合は、現状路床の改良を積極的に行うこととする。なお、改良等を行った路床の設計 CBR は３以上とし、その目的と妥当性を検証する。

(3)　特殊な工法や材料を採用する場合(排水性舗装、透水性舗装、フルデプスアスファルト舗装、コンポジット舗装、ブロック系舗装、土系舗装等)は、所内管理担当課と協議の後に主務課と協議することとする。

(4)　舗装材料については、原則再生材を使用する。再生材の使用については、平成 11 年３月 10 日付け 11 土検第 75 号「公共工事における建設副産物の再生利用促進に関する当面の運用について」の一部改正について(通知)に従うこと。

(5)　舗装構成の決定にあたっては、施工上その他やむを得ない場合を除き、工事費の比較を行って安価なものを採用することを原則とする。また、下層より上層の方が厚くならないよう、舗装厚のバランスを考慮して舗装構成を決定することとする。

(6)　上層路盤に瀝青安定処理(加熱混合)を採用するにあたっては、舗装厚に制限がある場合等を除き経済比較を行い決定するものとする。

(7)　寒冷地域の舗装では、凍結深さから求めた必要な置換え深さと舗装の厚さとを比較し、もし置換え深さが大きい場合は、路盤の下にその厚さの差だけ、凍上の生じにくい材料の層を設ける。この部分を凍上抑制層と呼び、路床の一部と考えるとともにＴＡの計算に含めない。

　置換えの深さは設計期間ｎ年に一度生じる理論凍結深さの 70%あるいは経験値とする。しかし、舗装の一部に断熱性の高い材料を使用する場合は、別途検討する必要がある。

(8)　直線区間における横断勾配は 1.5%～2.0%を標準とする。

舗装が設定された設請期間を通して，疲労破壊しない確からしさを設計の信頼性という。90%の信頼性とは，疲労破壊を起こすまでの期間が設計期間を上回るものが全体の 90%ということである。参考までに，AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officals，米国州政府道路交通運輸担当官協会)の道路舗装に関する技術基準である AASHTO Guide for Design of Pavement Structres(1986 年版)における信頼性と交通量の関係を以下に示す。

表 9.4.11　信頼性と交通量換算(参考)

信頼性	50%	75%	90%
意　味	疲労破壊を起こすまでの期間が設計期間を上回るものが全体の50%	疲労破壊を起こすまでの期間が設計期間を上回るものが全体の75%	疲労破壊を起こすまでの期間が設計期間を上回るものが全体の90%
交通量換算	1 倍	2 倍	4 倍
疲労破壊までの期間（参考）	設計条件のとおりであれば設計期間を通して疲労破壊を生じない舗装	設計条件に若干の変動があっても設計期間を通して疲労破壊を生じない舗装および設計条件のとおりであれば設計期間を若干超過しても疲労破壊を生じない舗装	設計条件に大幅な変動があっても設計期間を通して疲労破壊を生じない舗装および設計条件のとおりであれば設計期間を大幅に超過しても疲労破壊を生じない舗装

(7) 必要等値換算厚(ＴＡ)

舗装構造は TA 法により設計するものとし，信頼性の設定に応じて目標 TA を次式より求める。

表 9.4.12　必要等値換算厚(ＴＡ)算出式

信頼度	目標ＴＡ算出式
90%	**$3.84N^{0.16}/CBR^{0.3}$**
75%	$3.43N^{0.16}/CBR^{0.3}$
50%	$3.07N^{0.16}/CBR^{0.3}$

(出典：舗装設計便覧(H18/2 月) p 76)

ここで　ＴＡ　：必要等値換算厚(cm)

Ｎ　　：疲労破壊輪数(回)

ＣＢＲ：路床の設計ＣＢＲ(%)

必要等値換算厚 $TA=3.84N^{0.16}/CBR^{0.3}$

$=3.84\times150,000^{0.16}/3^{0.3}=18.59$ →　目標 TA は 19cm とする

(8) 舗装構成および舗装材料

舗装構成は，下記表を参考に舗装構成を設定する。

表 9.4.13　舗装構成表(福島県)

設計交通量の区分	設計 CBR	表層＋基層		上層路盤		下層路盤	T_A'	目標 T_A	合計厚
		密粒度 As20	粗粒度 As20	瀝青安定処理	粒度調整砕石	ｸﾗｯｼｬﾗﾝ			
N3	3	5			15	20	15.25	15	40
	4	5			15	15	14	14	35
	6	5			15※	15※	14	12	35※
	8	5			15※	15※	14	11	35※
	12	―			―	―	―	―	―
	20 以上	―			―	―	―	―	―
N4	3	5			15	35	19	19	55
	4	5			15	35	19	18	55
	6	5			15	25	16.5	16	45
	8	5			15	15	14	14	35
	12	5			15※	15※	14	13	35※
	20 以上	―			―	―	―	―	―
N5	3	5	5		25	30	26.25	26	65
	4	5	5		15	35	24	24	60
	6	5	5		15	25	21.5	21	50
	8	5	5		15	15	19	19	40
	12	5	5		15※	15※	19	17	40
	20 以上	―	―		―	―	―	―	―
N6	3	5	5	9	30	30	35.5	35	79
	4	5	5	10	15	35	32	32	70
	6	5	5	10	15	20	28.25	28	55
	8	5	5	9	15	15	26.2	26	49
	12	5	5	10		20	23	23	40
	20 以上	5	5	8		15※	20.15	20	33

(注 1)　※印は路盤材の標準寸法 40 ㎜を考慮した各層の最小仕上げ厚さで決定される厚さである。これにより がたい場合は、流通性・経済性等を考慮し別途検討のこと。

(出典：福島県/土木設計マニュアル[道路編](H29/4 月)　第 2 編 p. 6-27)

舗装構成および材料は，以下のとおりとする。

表 9.4.14　車道の舗装構成

	舗装厚	舗装材料	TA’	備　考
表　　層	5cm	密粒度アスファルト(20)	5.0×1.00= 5.0	
上層路盤	15cm	粒度調整砕石(RM-40)	15.0×0.35= 5.25	
下層路盤	35cm	クラッシャーラン(RC-40)	35.0×0.25= 8.75	
計	55cm		19.00	目標 TA=19cm

(2)　アスファルト混合物の選定上の留意点

①　基層には、通常、粗粒度アスファルト混合物を用いる。

②　積雪寒冷地の表層には、通常、耐摩耗性に優れるＦ付きの混合物を用いる。ただし、Ｆ付きの混合物は細粒分が多いため耐流動性に劣る傾向がある。

③　大型車交通量が多い箇所の表層には、一般に耐流動性に優れた混合物を選定する。また、交通量の少ない箇所の表層には、たわみ性や耐水性に富み、ひび割れの起こりにくい混合物を選定する。

④　骨材の最大粒径が 20 ㎜のものと 13 ㎜のものとを比較すると、一般に、前者は耐流動性、耐摩耗性、すべり抵抗性などの品質に優れ、後者は耐水性やひび割れに対する抵抗性に優れている。

⑤　表層用混合物の種類と特性および主な使用箇所は、表２－１－２のとおりである。

⑥　適用については、６その他(福島県の標準的な考え方)６－１加熱アスファルト混合物の使用区分によることとし、これによりがたい場合は、主務課と協議のこと。

（出典：福島県/土木設計マニュアル[道路編](H29/4 月) 第 2 編 p.6-17）

表 9.4.15　表層用混合物の種類と特徴および使用箇所

表２－１－２　表層用混合物の種類と特性および主な使用箇所

アスファルト混合物	特性					主な使用箇所		
	耐流動性	耐磨耗性	すべり抵抗性	耐水性・耐ひび割れ	透水性	一般地域	積雪寒冷地域	急勾配坂路
②密粒度アスファルト混合物(20,13)						※		※
③細粒度アスファルト混合物(13)	△			○		※		
④密粒度ギャップアスファルト混合物(13)			○			※		※
⑤密粒度アスファルト混合物(20F,13F)	△	○					※	
⑥細粒度ギャップアスファルト混合物(13F)	△	○		○			※	
⑦細粒度アスファルト混合物(13F)	△	○		○			※	
⑧密粒度ギャップアスファルト混合物(13F)	△	○	○				※	※
⑨開粒度アスファルト混合物(13)		△	○		○	※		
⑩ポーラスアスファルト混合物(20,13)	○	△	○		○	※	※	

(注 1)　特性欄の○印は、②密粒度アスファルト混合物を標準とした場合、これより優れていることを、無印は同等であることを、△印は劣ることを示す。
(注 2)　△印の場合、その特性を改善するために改質アスファルトを使用することもある。
(注 3)　主な使用箇所欄の※印は、使用実績の多い地域、場所を示す。
(注 4)　⑦細粒度アスファルト混合物(13F)は歩行者系道路舗装の表層として用いられることもある。
(注 5)　⑩ポーラスアスファルト混合物(20、13)は、排水性舗装や低騒音舗装、車道の透水性舗装の表層あるいは表・基層に用いられる。

（出典：福島県/土木設計マニュアル[道路編](H29/4 月) 第 2 編 p.6-18）

■舗装各層に用いる材料・工法の等値換算係数

使用する層	材料・工法	品質規格	等値換算係数 a
表層 基層	加熱アスファルト混合物	ストレートアスファルトを使用，混合物の性状は表－５．２．12 による。	1.00
上層路盤	瀝青安定処理	加熱混合：安定度 3.43kN 以上	0.80
		常温混合：安定度 2.45kN 以上	0.55
	セメント・瀝青安定処理	一軸圧縮強さ〔7 日〕1.5～2.9MPa 一次変位量〔7 日〕5～30　1/100cm 残留強度率〔7 日〕65%以上	0.65
	セメント安定処理	一軸圧縮強さ〔7 日〕2.9MPa	0.55
	石灰安定処理	一軸圧縮強さ〔10 日〕0.98MPa	0.45
	粒度調整砕石・粒度調整鉄鋼スラグ	修正 CBR80 以上	0.35
	水硬性粒度調整鉄鋼スラグ	修正 CBR80 以上 一軸圧縮強さ〔14 日〕1.2MPa	0.55
下層路盤	クラッシャラン，鉄鋼スラグ，砂など	修正 CBR30 以上	0.25
		修正 CBR20 以上 30 未満	0.20
	セメント安定処理	一軸圧縮強さ〔7 日〕0.98MPa	0.25
	石灰安定処理	一軸圧縮強さ〔10 日〕0.7MPa	0.25

〔注〕
1．表層，基層の加熱アスファルト混合物に改質アスファルトを使用する場合には，その強度に応じた等値換算係数 a を設定する。
2．安定度とは，マーシャル安定度試験により得られる安定度（kN）をいう。この試験は直径 101.6mm のモールドを用いて作製した高さ 63.5 ± 1.3mm の円柱形の供試体を 60 ± 1℃の下で，円形の載荷ヘッドにより載荷速度 50 ± 5mm/min で載荷する。
3．一軸圧縮強さとは，安定処理材料の安定材の添加量を決定することを目的として実施される一軸圧縮試験により得られる強度（MPa）をいう。〔　〕内は供試体の養生期間を表わす。なお，試験条件はセメント安定処理および石灰安定処理とセメント・瀝青安定処理とでは異なる（「舗装試験法便覧」参照）。
4．一次変位量とは，セメント・瀝青安定処理路盤材料の配合設計を目的として実施される一軸圧縮試験により得られる一軸圧縮強さ発現時における供試体の変位量（1 /100cm）をいう。この試験は，直径 101.6mm のモールドを用いて作製した高さ 68.0 ± 1.3mm の円柱形の供試体を載荷速度 1mm/min で載荷する。
5．残留強度率とは，一軸圧縮強さ発現時からさらに供試体を圧縮し，一次変位量と同じ変位量を示した時点の強度の一軸圧縮強さに対する割合をいう。
6．修正 CBR とは，修正 CBR 試験により得られる所定の締固め度における CBR 値（%）をいう。
7．再生アスファルト混合所において製造された再生加熱アスファルト混合物および再生路盤材混合所で製造された再生路盤材の等値換算係数も上記の数値を適用する。
8．排水性舗装に使用されるポーラスアスファルト混合物の等値換算係数は 1.0 を用いる。

（出典：舗装設計便覧(H18/2 月）p 79）

(9) 凍結深

設計箇所の凍結深は，図 9.4.1 より設定する。

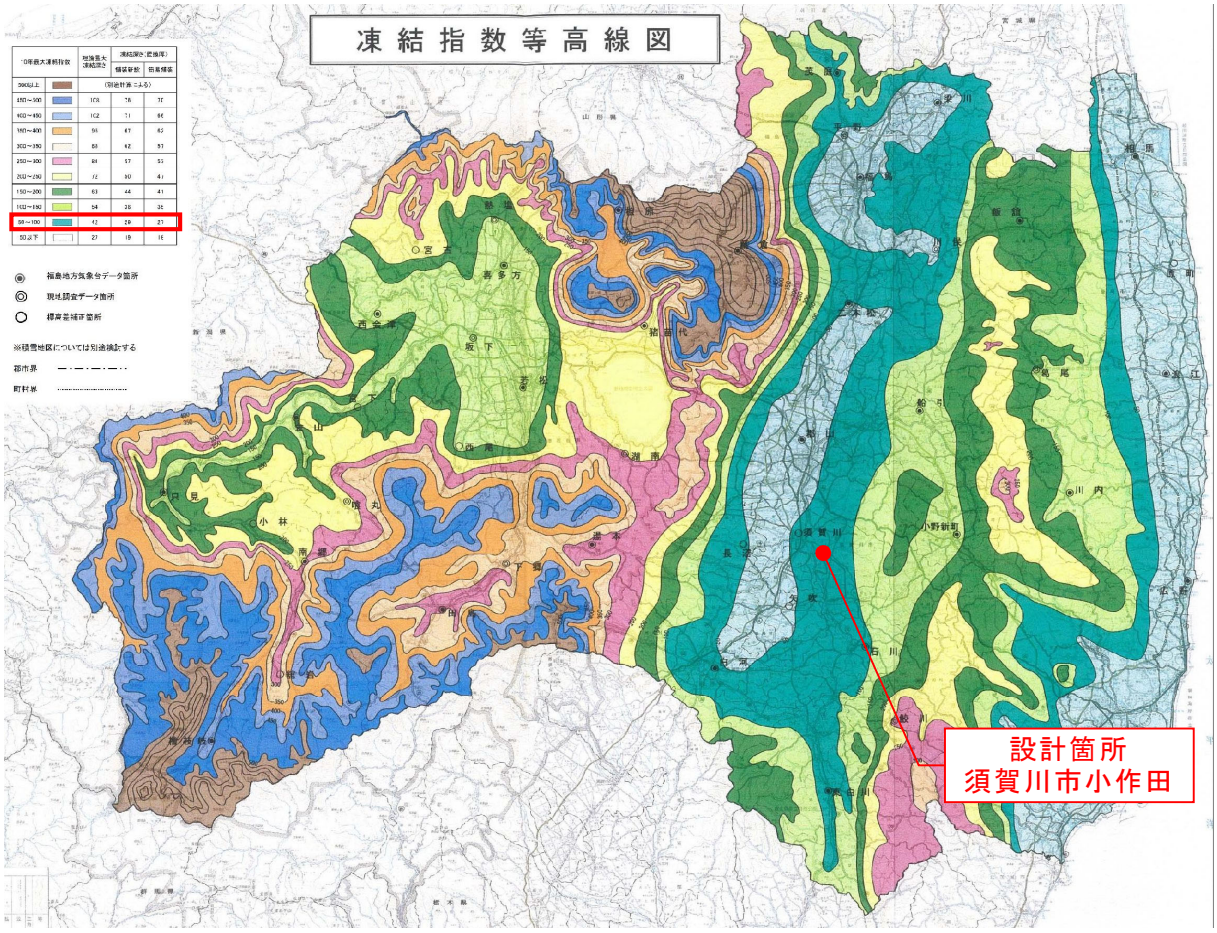


図 9.4.1　凍結指数等高線図(福島県)

表２－１－10　設計に用いる凍結深さ(置換厚)一覧表

凍結指数 (℃／days)	理論最大凍結深さ (cm)	凍結深さ（置換厚）cm	
		交通量区分 N３～N７	交通量区分 N１～N２
0～ 50	27	19	18
50～100	42	29	27
100～150	54	38	35
150～200	63	44	41
200～250	72	50	47
250～300	81	57	53
300～350	88	62	57
350～400	95	67	62
400～450	102	71	66
450～500	108	76	70

設計箇所の
凍結深さ 29cm

(出典：福島県/土木設計マニュアル[道路編](H29/4 月) 第 2 編 p.6-24～26)

設計舗装厚(55cm)より凍結深さ(29cm)が小さいことから，凍上抑制層は不要である。

9.4.7 歩道部の舗装

歩道部の舗装は，下記より「区分 1」とし，表層 3cm，路盤工 10cm とする。

表 9.4.16　歩道の舗装構成

	舗装厚	舗装材料	備　考
表　　層	3cm	細粒度アスファルト	
路　　盤	10cm	クラッシャーラン(RC-40)	
計	13cm		

(1)　舗装区分と舗装構成

歩行者系道路舗装の構造設計に用いる設計区分は、利用する車輌も考慮し次の２種類とする。なお、一般的な使用材料は表４－１－１に示す加熱混合物の使用区分により選定する。

【区分１】：歩行者、自転車の交通に供する歩道、自転車歩行者道、一般的には表層３cm、路盤工 10 cmとする。

【区分２】：公園や商店街名などの歩行者系道路で、歩行者や自転車以外に管理車両や限定された一般車両の進行を考慮して、39KN 程度の車輌を想定する。
一般的には、表層４cm、路盤工 15 cmとする。

注１）凍上抑制層
積雪寒冷地で凍上のおそれのある箇所では、路床の一部に厚さ 15 cm以上の凍上抑制層を設ける。

注２）車輌の乗り入れ部の構造については、第１編第２章３－４歩道等の車輌乗入部(第１編２－19 頁)を参照のこと。

注３）歩道の路盤材には適切な粒径の路盤材を使用すること。

歩行者系道路舗装の表層材料は、まずその歩行者系道路を含めて周辺環境との関係などを十分に考慮し、目的にあわせて選定し、舗装構造及び使用材料の違いを踏まえて、表４－１－１の歩行者系道路舗装の分類を参考に選定する。

表４－１－１　歩道および自転車道等の舗装の種類

舗装方法	表層の種類	表層の主な使用材料
アスファルト系混合物	加熱アスファルト舗装	アスファルト混合物(密粒・細粒)
	着色加熱アスファルト舗装	ストレートアスファルト、顔料、着色骨材
	半たわみ性舗装	顔料、特殊セメントミルク
	透水性舗装	(着色)開粒度アスファルト混合物
	保水性舗装	保水材
	遮熱性舗装	遮熱性材料
樹脂系混合物	着色加熱アスファルト舗装	石油樹脂、着色骨材、顔料
	合成樹脂混合物舗装	エポキシ等の樹脂、自然石、球状セラミック
コンクリート系	コンクリート舗装	コンクリート、透水性コンクリート
ブロック系	コンクリート平板舗装	(着色)コンクリート平板
	インターロッキングブロック舗装	インターロッキングブロック
	アスファルトブロック舗装	アスファルトブロック
	レンガ舗装	レンガ、レンガブロック、ゴムレンガ
	天然石舗装	天然石ブロック
二層構造系	タイル舗装	石器質タイル、磁器質タイル
	天然石舗装	小舗石、鉄平石、大谷石
その他	常温塗布式舗装	エポキシ塗材、アクリル塗材
	土系舗装	結合材料、クレー、ダスト、山砂
	木質系舗装	木レンガ、ウッドチップ、エポキシ等樹脂
	型枠式カラー舗装	コンクリート、顔料、アクリル樹脂、天然骨材
	弾力性舗装	ゴム、樹脂
	スラリーシール舗装	着色スラリーシール混合物

<舗装設計施工指針(H18.2)　5-3-3 表-5.3.1>

<舗装設計便覧(H18.2)　7-3-9 表-7.3.4>

（出典：福島県/土木設計マニュアル[道路編](H29/4 月）第 2 編 p.6-36～37）

9.4.8 法面形状

福島県土木設計マニュアルに基づいて以下のとおり設定する。

(1) 盛土法面勾配

盛土法面勾配は，表 9.4.17 を目安として設定する。

表 9.4.17　盛土材料及び盛土高に対する標準のり面勾配の目安

盛土材料	盛土高(m)	勾　配	摘　要	標準値
粒度の良い砂(S)，礫及び細粒分混じり礫(G)	5 以下	1:1.5～1:1.8	・基礎地盤の支持力が十分にあり，浸水の影響がなく 5 章に示す締固め管理基準を満足する盛土に適用する。 ・()の統一分類は代表的なものを示したものである。 ・標準法面勾配の範囲外の場合は安定計算を行う。	1.5
	5～15	1:1.8～1:2.0		1.8
粒度の悪い砂(SG)	10 以下	1:1.8～1:2.0		1.8
岩塊(ずりを含む)	10 以下	1:1.5～1:1.8		1.5
	10～20	1:1.8～1:2.0		1.8
砂質土(SF)，硬い粘質土，硬い粘土(洪積層の硬い粘質土，粘土，関東ローム等)	5 以下	1:1.5～1:1.8		1.5
	5～15	1:1.8～1:2.0		1.8
火山灰質粘性土(V)	5 以下	1:1.8～1:2.0		1.8

※盛土高はのり肩とのり尻の高低差をいう　　出典：道路土工 盛土工指針 p106

福島県土木設計マニュアル第 2 編 p1-10

盛土の全直高が 5.0m 以下の場合は，1：1.5 とする。

盛土の全直高が 5.0m を超える場合は，上下の法面とも 1：1.8 とする。

(2) 保護路肩

盛土の法肩に設ける保護路肩の幅は，0.5m とする。

(3) 盛土法面小段

小段は原則として 5mを超える場合に設けるものとし，小段間隔は直高 5mを標準とする。また，小段幅は 1.5mを標準とする。

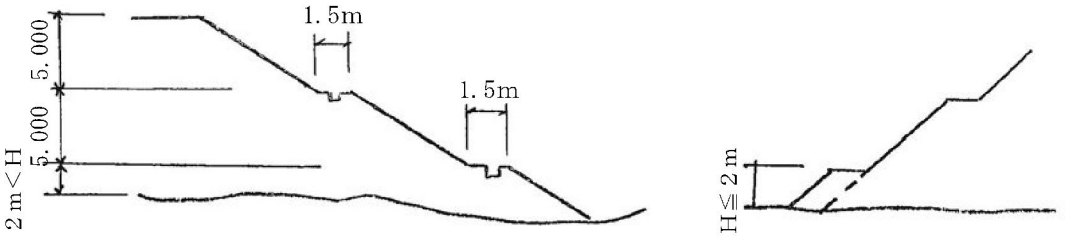


図１－３－６　小段を設ける場合の標準図

(4) 盛土の犬走り

盛土の犬走幅は，原則として 0.5m を標準とする。

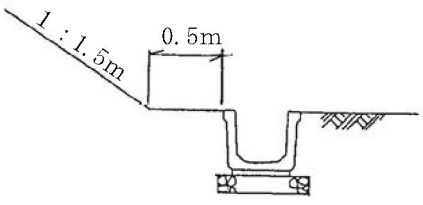


図１－３－７　犬走りの形状

(5) 切土法面勾配

設計区間における切土高は小規模のものであるので,表 9.4.18 を参照し1:1.0とする。

表 9.4.18　切土に対する標準のり面勾配

地山の土質		切土高	勾　配	標準値
硬　岩			1:0.3～1:0.8	0.3
中硬岩				0.5
軟　岩			1:0.5～1:1.2	0.8
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1:1.5～	1.8
砂質土	密実なもの	5m 以下	1:0.8～1:1.0	1.0
		5～10m	1:1.0～1:1.2	1.0
	密実でないもの	5m 以下	1:1.0～1:1.2	1.0
		5～10m	1:1.2～1:1.5	1.2
砂利または岩塊まじりの砂質土	密実なもの，または粒度分布のよいもの	10m 以下	1:0.8～1:1.0	1.0
		10～15m	1:1.0～1:1.2	1.0
	密実でないもの，または粒度分布の悪いもの	10m 以下	1:1.0～1:1.2	1.0
		10～15m	1:1.2～1:1.5	1.0
粘性土		10m 以下	1:0.8～1:1.2	1.0
岩塊または玉石混じりの粘性土		5m 以下	1:1.0～1:1.2	1.0
		5～10m	1:1.2～1:1.5	1.2

出典：土工指針 切土工･法面安定工指針 p136

福島県土木設計ﾏﾆｭｱﾙ第 2 編 p1-10

(6) 切土法面小段

切土の小段は，直高 7mごとに設けるものとし，小段幅は 1.5m(軟岩，土砂)を標準とする。

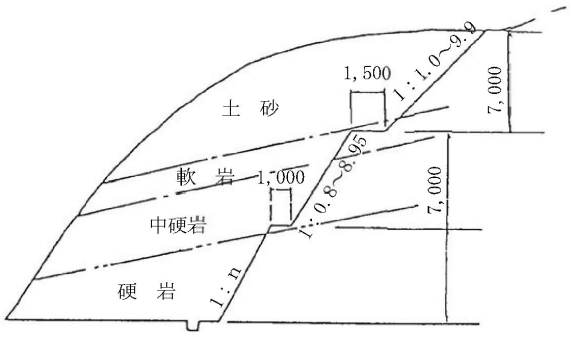


図１－３－９　切土小段を設ける場合の標準

(7) 切土法尻余裕幅

切土の犬走幅は，原則として 1.0m を標準とする。

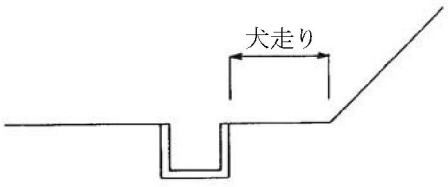


図１－３－11　犬走りの形状

9.4.9 標準横断図

(1) 横断勾配

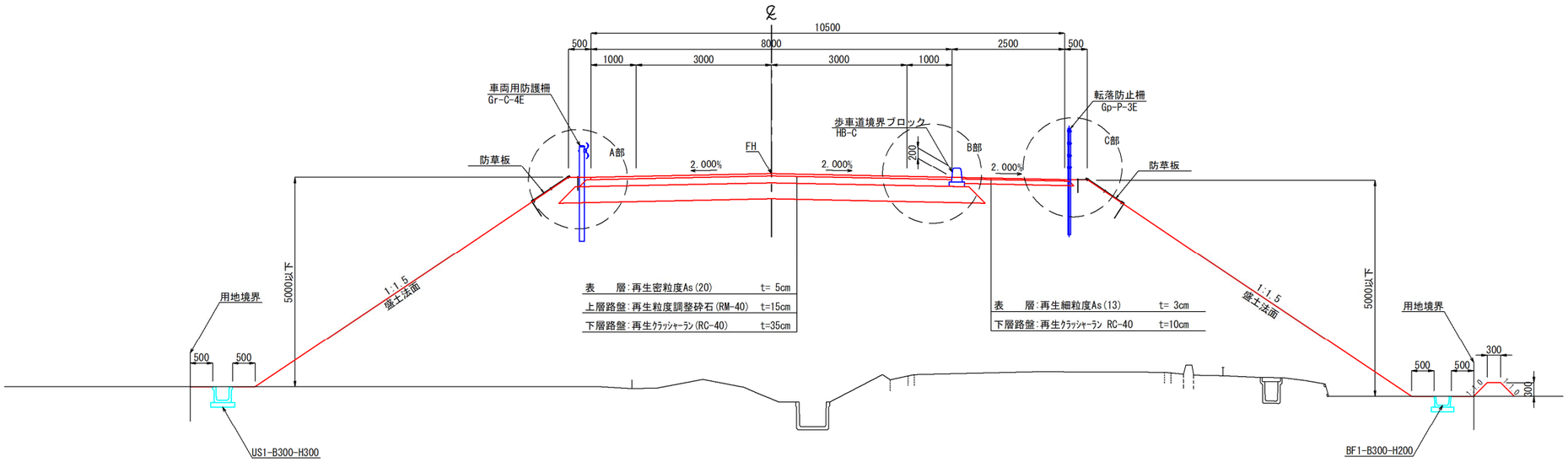
雨水の適切な排水を考慮し，i=2.0%の拝み勾配とする。

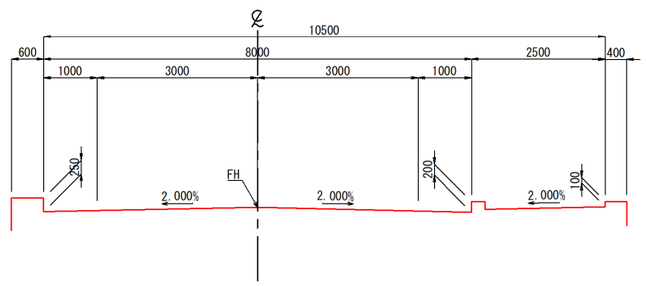
(2) 歩道形式

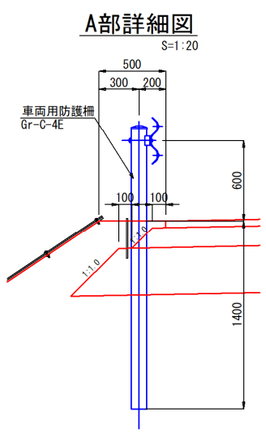
歩道の形式は，現況と整合を図りフラット形式とする。

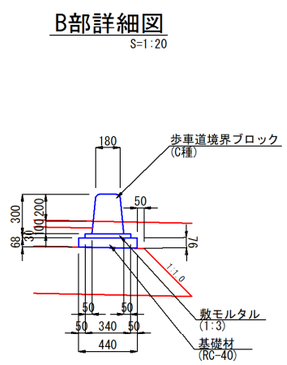
設 計 条 件

道 路 区 分	第3種第3級
設 計 速 度	V=40km/h
交 通 区 分	N4
設 計 C B R	3%（仮定）
設 計 凍 結 深	29cm









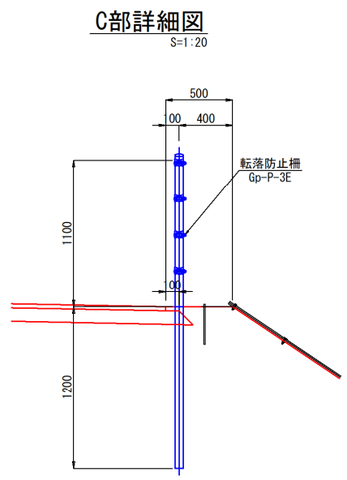


図 9.4.2 標準横断図

9.5 擁壁工設計

9.5.1 計画概要

(1) 目　的

阿武隈川右岸の県道母畑須賀川線の盛土は，隣接する市道 7122 号線枝線及び宅地に影響が及ぶことから，擁壁を設置して影響を回避する。

(2) 平面形状

擁壁の配置は，下記の地元対応を考慮して決定する。

・堤脚部付近の土地への乗入れ確保のため，川裏堤脚に通路(W=4.0m)を設置する。
・川裏堤脚通路通行する車両の走行軌跡を設定し，必要な通行スペースを確保する（設計車両：小型自動車等)。
・隣接する土地(①宅地)に隅切り(用地取得)が生じない様に計画する。
・通行スペース確保のため，県道盛土及び右岸河川管理用通路盛土を抑える擁壁を設置する。
　■右岸管理用通路部は，ブロック積擁壁を適用する
　■県道路側部は，補強土壁を適用する(予備設計より)。

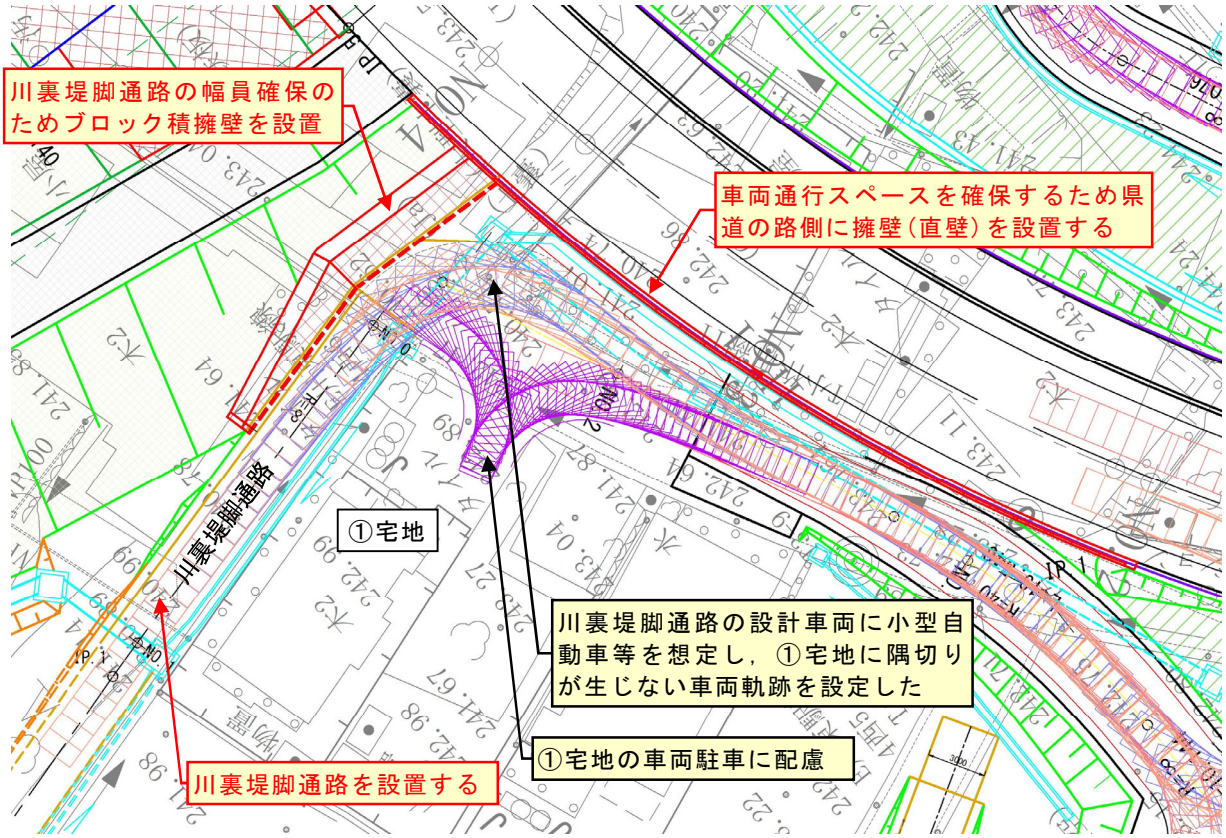


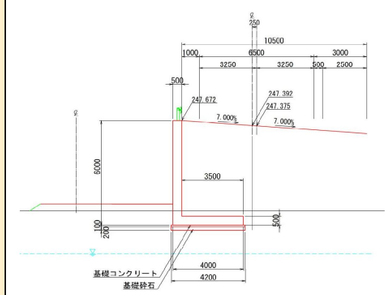
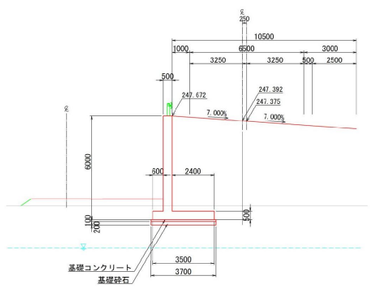
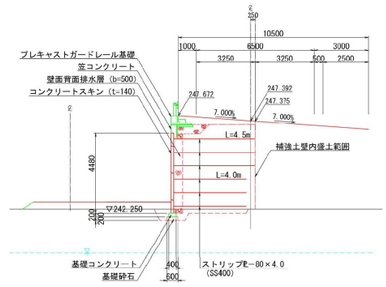
図 9.5.1　擁壁の平面計画図

(3) 擁壁形式

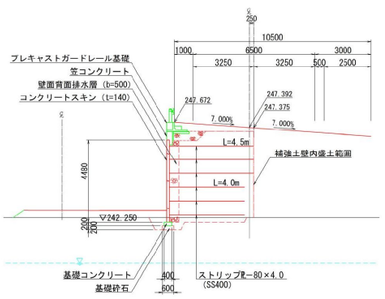
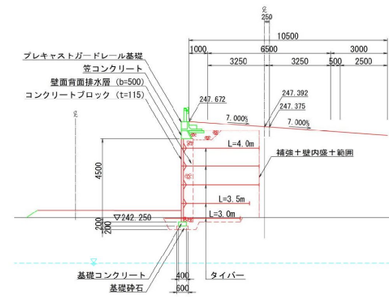
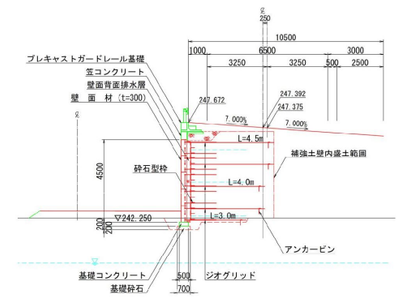
過年度業務において擁壁形式の比較検討（参照）が行われており，「帯鋼補強土壁工」が選定されている。
擁壁形式比較表を以下に示す。

表 9.5.1 過年度業務における擁壁形式比較表①

擁壁工法 選定比較表（二次比較）

設計条件	・検討断面 ： NO.3+05 ・盛土材条件 ： γ＝19kN/m³，φ＝30°，C＝0kN/㎡（Ces=10kN/m2） ・設計水平震度 ： kH=0.17（重要度1，レベル2，Ⅱ種地盤，地域区分B）		
工 法	**第１案 L型擁壁**	**第２案 逆T式擁壁**	**第３案 補強土壁**
断面図			 ※テールアルメ工法を代表として記載
工法概要	・一般的な擁壁構造である。 ・片持ばり式擁壁は，それを構成するたて壁と底版の各々が外力に対して片持ばりとして抵抗する構造である。	・一般的な擁壁構造である。 ・片持ばり式擁壁は，それを構成するたて壁と底版の各々が外力に対して片持ばりとして抵抗する構造である。	・盛土中に帯状の鋼製補強材を層状に埋設し，補強材に働く土圧力を補強材の引張り強度と補強材と土粒子の間に働く摩擦力によって均衡させることで，盛土の安定を図る工法である。
安定性	・鉄筋コンクリート構造であることおよびかかと版上の裏込め土が自重として擁壁の安定に寄与するため，重力式擁壁に比べてコンクリートの使用量が少なくなる。 ・逆T型擁壁と同じ底版幅の場合，自重として見る仮想背面に囲まれた領域が大きくなるため支持力の面で不利となる。 ○	・鉄筋コンクリート構造であることおよびかかと版上の裏込め土が自重として擁壁の安定に寄与するため，重力式擁壁に比べてコンクリートの使用量が少なくなる。 ○	・壁面が空積み構造の柔な構造であるため，盛土の変形や沈下に対する追随性が非常に高い。 ○
施工性	・従来工法であり，特殊な技術・重機を要せず，施工上特に難しい点はない。 ・現場での鉄筋の組立や型枠の設置が必要で，施工手間が多く工期も長くなる。 ・コンクリート打ち込みは現場作業が主となり品質管理に注意を要する。 壁高6.0m ： コンクリート4.75m3、鉄筋529.5kg(mあたり) △	・従来工法であり，特殊な技術・重機を要せず，施工上特に難しい点はない。 ・現場での鉄筋の組立や型枠の設置が必要で，施工手間が多く工期も長くなる。 ・コンクリート打ち込みは現場作業が主となり品質管理に注意を要する。 壁高6.0m ： コンクリート4.5m3、鉄筋485.3kg(mあたり) △	・使用される部材が工場製品であり品質管理が十分である。 ・組立に特殊な技術・施工機械が不要であり，単純作業の繰り返しである。 ・補強材が層厚管理材の役目を果たすため，締固め管理が容易である。 ・部材の種類が比較的少ない為，施工時の管理・取り扱いが容易である。 ○
規準書	・道路土工－擁壁工指針に準じた検討手法・施工方法であるため信頼性は高い。 ・壁高6.0mまでは標準図集も準備されており，構造上の問題はない。 ○	・道路土工－擁壁工指針に準じた検討手法・施工方法であるため信頼性は高い。 ・壁高6.0mまでは標準図集も準備されており，構造上の問題はない。 ○	・規準書として，(財)土木研究センターより，「補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル」が発刊されており，信頼性は高い。 ○
経済性 1.0m当り直接工事費	[redacted] **施工パッケージ積算：58,780円/m3×[redacted]** **経 済 比 率（1.26）** △	[redacted] **施工パッケージ積算：58,780円/m3×[redacted]** **経 済 比 率（1.20）** △	[redacted] **経 済 比 率（1.00）** ○
総合評価	△	△	○（施工性及び経済性において優位）

補強土壁工法 選定比較表

設計条件	・検討断面 ： NO.3+05 ・盛土材条件 ： γ＝19kN/m³，φ＝30°，C＝0kN/㎡（Ces=10kN/m2） ・設計水平震度 ： kH=0.17（重要度1，レベル2，Ⅱ種地盤，地域区分B）		
工 法	**第１案 帯鋼補強土壁工**	**第２案 アンカー補強土壁工**	**第３案 ジオテキスタイル補強土壁工**
断面図			
工法概要	 盛土中に帯状の鋼製補強材を層状に埋設し，補強材に働く土圧力を補強材の引張り強度と補強材と土粒子の間に働く摩擦力によって均衡させることで，盛土の安定を図る工法である。	 盛土前面に直壁を設け，この壁面に作用する土圧力と盛土内の安定領域に設置したアンカープレートと称する支圧板の引き抜き抵抗力とを釣り合わせ，盛土の安定を図る工法である。	 盛土中にジオテキスタイルを層状に敷設することで，土とジオテキスタイルとの間にインターロッキング効果が作用し，それにより盛土の安定を図る工法である。
安定性	壁面が空積み構造の柔な構造であるため，盛土の変形や沈下に対する追随性が非常に高い。 ○	壁面が結合され一体化されているため，盛土の変形や沈下への追随性に乏しい。 △	二重構造であるため，盛土の変形や沈下への追随性が非常に高い。 ○
施工性	・使用される部材が工場製品であり品質管理が十分である。 ・組立に特殊な技術・施工機械が不要であり，単純作業の繰り返しである。 ・補強材が層厚管理材の役目を果たすため，締固め管理が容易である。 ・部材の種類が比較的少ない為，施工時の管理・取り扱いが容易である。 ○	・使用される部材が工場製品であり品質管理が十分である。 ・組立に特殊な技術・施工機械が不要であり，単純作業の繰り返しである。 ・補強材が層厚管理材の役目を果たすため，締固め管理が容易である。 ・部材の種類が多いため，管理・取り扱いに十分な注意が必要である。 ・補強原理の特性上，応力がアンカープレートに集中するため，プレートの前面 の土が圧縮されないよう，近接部の締固めに注意が必要である。 △	・使用される部材が工場製品であり品質管理が十分である。 ・組立に特殊な技術・施工機械が不要であり，単純作業の繰り返しである。 ・補強材が層厚管理材の役目を果たすため，締固め管理が容易である。 ・二重構造のため部材数・施工工程が多くなり，管理・取り扱いに十分な注意 が必要となる。 ・補強材の所定長さへの切断や緊張杭の打ち込み等，現場での作業が多い。 △
規準書	規準書として，(財)土木研究センターより，「補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル」が発刊されており，信頼性は高い。 ○	規準書として，(財)土木研究センターにより「多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル」が発刊されており，信頼性は高い。 ○	規準書として，(財)土木研究センターより「アデムウォール(補強土壁)工法設計・施工マニュアル」が発刊されており，信頼性は高い。 ○
経済性 1.0m当り直接工事費	[redacted] **経 済 比 率（1.00）** ○	[redacted] **経 済 比 率（1.04）** △	[redacted] **経 済 比 率（1.08）** △
総合評価	○（総合的に最適と判断）	△	△

出典：令和２年度付替え県道予備設計業務/東京建設Ｃ

9.5.2 設計条件

(1) 基　準

擁壁設計にあたり，下記基準に準拠する。

・道路土工　擁壁工指針

・補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル_第 4 回改訂版　H26.8

(2) 現況地盤の土質定数

現地盤の土質定数は，「第 3 章 設計条件」より以下のとおりとする。

表 9.5.3　設計用地盤定数

	設定 N 値	単位体積重量 (kN/m³)	粘着力 (kN/m²)	せん断抵抗角 (度)	変形係数 [常時] (kN/m²)	地盤種別
盛土・表土 [Bs, Ts]	3	18	0	30	8,400	【A1 橋台】 Ⅱ種地盤 【P1 橋脚】 Ⅰ種地盤 【P2 橋脚】 Ⅰ種地盤 【A2 橋台】 Ⅰ種地盤
粘性土 [Ac]	1	16	6	0	2,800	
砂・砂質土 [As]	2	18	0	25	5,600	
礫質土 [Ag]	15	20	0	35	42,000	
砂・砂質土 [Ds]	40	20	0	35	110,000	
風化凝灰角礫岩 [wDt2]	68	18	208	21	200,000	
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 [wsct]	56	18	185	21	170,000	

擁壁基礎部の土質

(3) 盛土材の土質定数

盛土材の土質定数は，橋梁設計の採用値を準用し，「設計施工マニュアル(案)」p6-8 の値を採用する。

単位堆積重量：γ=20 kN/m³

粘着力　　：c= 0 kN/m³

せん断抵抗角：φ=30 度

出典：「設計施工マニュアル(案)」p6-8

1) 橋台裏込土の単位重量(γ)と、せん断抵抗角(φ)は、土質の状況によってさまざまに変化するが、一般的には、φ＝30°～35°、γ＝18kN/m³～20kN/m³ の範囲にある。したがって、裏込土の産出箇所を設計段階で特定できない場合については、経済性にも大きく影響を与えることなく、安全性の高い設計となる表 6-11 に示す値を用いる。

表 6-11　橋台裏込土の諸定数

裏込土の種類	単位重量 kN/m³	せん断抵抗角（度）
砂質土および砂、砂礫	20	30

2) 橋台裏込めには原則として、粘性土は用いない。

(4) 土層断面図

土層断面図を以下に示す。

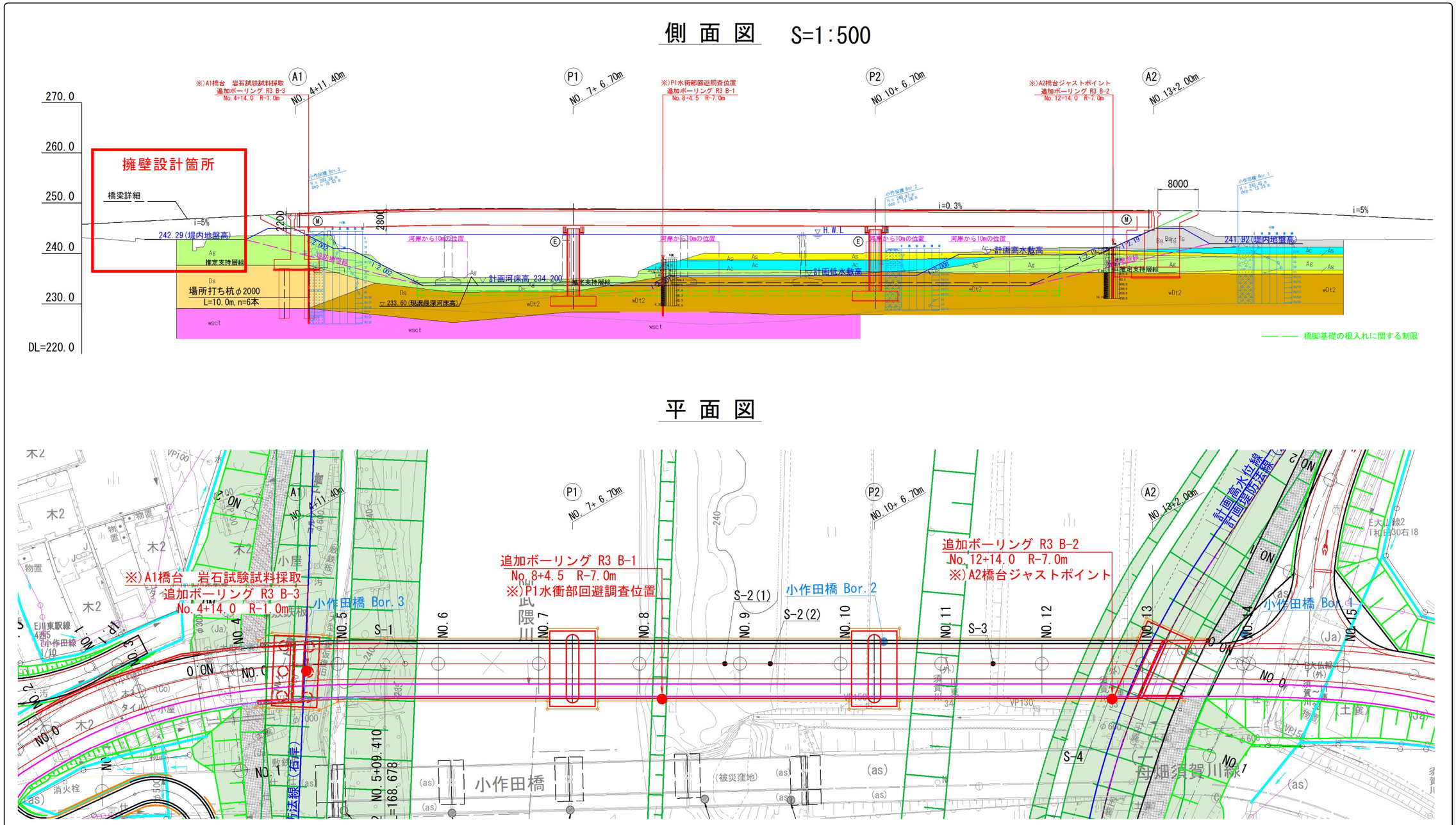


図 9.5.2 土層断面図

(5) 荷重条件

擁壁の設計に考慮する荷重の条件は，表 9.5.4 のとおりである。

表 9.5.4　荷重の種類

荷重の種別	内　容	設定値		備考
自重	構造体を構成する材料の単位体積重量を適切に評価して設定する。			擁壁工指針 p52
載荷重	活荷重，嵩上げ盛土荷重及びその他の載荷重を考慮し，適切な値を定める。	常時ケースにおいて，擁壁上面(路面)に考慮する q=10kN/m2（活荷重）		擁壁工指針 p52
土圧	土質条件，施工条件，構造物を含む地形等を考慮して適切に設定する。	擁壁背面に主働土圧を考慮する		擁壁工指針 p53
水圧および浮力	(1)水圧は，地盤条件や水位の変動等を考慮して適切に設定する。 (2)浮力は，間隙水や水位の変動等を考慮して適切に設定する。また，浮力は鉛直方向に作用するものとする。	設置箇所に水位が無く，地下水位が擁壁基礎より低い位置にあるため考慮しない		擁壁工指針 p55
地震の影響	地震の影響として，次のものを考慮する。 (1)補強領域の自重に起因する地震時慣性力 (2)盛土材料および背面盛土による地震時土圧 (3)地盤の液状化	地盤種別：Ⅱ種地盤 地域補正係数：Ｃz=0.85 (B 地域)	レベル 1：Kh=0.13 レベル 2：Kh=0.17	擁壁工指針 p56
風荷重	補強土(テールアルメ)壁の遮音壁等に作用する風荷重は，補強土(テールアルメ)壁の設置位置，地形及び地表条件，道路等の形状，補強土(テールアルメ)壁の構造等を考慮して適切に設定する。	遮音壁等は設置しないため考慮しない		擁壁工指針 p58
雪荷重	雪荷重を考慮する必要のある地方においては，補強土(テールアルメ)壁の設置地点や施設管理の状況に応じて雪荷重を適切に設定する。	積雪地帯ではないため考慮しない		擁壁工指針 p60
衝突荷重	擁壁天端に車両用防護柵を設置するため，衝突荷重を考慮する。	擁壁天端に車両用防護柵を設置するため，設計速度 40km/h より決まる荷重を考慮する		擁壁工指針 p61
その他荷重	上記以外で擁壁の設計に特別に考慮しなければならない施設等の荷重	なし		

(6) 擁壁の要求性能

擁壁の重要度の区分は，下記の地域状況を考慮して設定するものとする。

～地域状況～
・県道母畑須賀川線は，小作田地区の中央を通る幹線的な役割を担っている。
・阿武隈川を渡河する道路であり，周辺に迂回路がない。
・擁壁設置箇所に近接して住宅が点在する。

以上より，万一擁壁が損傷すると交通機能に著しい影響を与えるため「重要度１」とする。

(1) 擁壁の設計に当たっては，使用目的との適合性，構造物の安全性について，安全性，供用性，修復性の観点から，次の(2)～(4)に従って要求性能を設定することを基本とする。
(2) 擁壁の要求性能の水準は，以下を基本とする。
性能１：想定する作用によって擁壁としての健全性を損わない性能
性能２：想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり，擁壁としての機能の回復が速やかに行い得る性能
性能３：想定する作用による損傷が擁壁として致命的とならない性能
(3) 擁壁の重要度の区分は，以下を基本とする。
重要度１：万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合，あるいは隣接する施設に重大な影響を与える場合
重要度２：上記以外の場合
(4) 擁壁の要求性能は，想定する作用と擁壁の重要度に応じて，上記(2)に示す要求性能の水準から適切に選定する。

（出典：「道路土工 擁壁工指針 H24.7」p42）

重要度の区分によって要求される性能は，表 9.5.5 のとおりである。

表 9.5.5 擁壁の要求性能の例

想定する作用＼重要度		重要度１	重要度２
常時の作用		性能１	性能１
降雨の作用※		性能１	性能１
地震動の作用	レベル１地震動	性能１	性能２
	レベル２地震動	性能２	性能３

（出典：「道路土工 擁壁工指針 H24.7」p44）

補強土壁の地震動の作用に対する性能は以下のとおりである。

レベル 1 地震動に対する設計水平深度に対して，部材の安全性と補強土壁の安定性を満足する場合には，レベル 1 地震動に対して性能 1 を，レベル 2 地震動に対して性能 3 を満足する	本擁壁は，壁高約 5m で重要度 1 の擁壁とするため，レベル 2 地震動に対する設計を行って性能 2 を確保する。
レベル 2 地震動に対する設計水平深度に対して，部材の安全性と補強後壁の安定性を満足する場合には，レベル 2 地震動に対して性能 2 を満足する	
高さ 8m 以下の補強土壁で部材の安全性と補強後壁の安定性を満足する場合には，地震動の作用に対する照査を行わなくてもレベル 1 地震動に対して性能 2 を，レベル 2 地震動に対して性能 3 を満足する	

（出典：「道路土工 擁壁工指針 H24.7」p235）

(7) 地震動の作用

擁壁に考慮する地震動の作用については「道路土工要綱 H21.6（p349～352)」に従って設定する。設計水平震度は下式により算出する。

Ｋｈ ＝ Ｃｚ・Kho

Kh ：設計水平震度(小数点以下２けたに丸める)

Cz ：地域別補正係数

Kho:設計水平震度の標準値

表 9.5.6 設計水平深度

	地域別補正係数	設計水平深度の標準値	設計水平深度(Kh)
	福島県須賀川市	Ⅱ種地盤	
レベル１地震動	0.85	0.15	0.13
レベル２地震動	0.85	0.20	0.17

補強土壁自体の安定性照査（外的安定検討）に用いる設計水平深度は，「補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル_第４回改訂版 H26.8(p98)」より，表 9.5.6 の値に補正係数(ν=0.7)を乗じた「修正設計水平深度(KHν)」を用いて照査する。

また，補強土壁を含む全体安定照査（全体安定検討）に用いる設計水平深度は，

表 9.5.7 補強土壁の設計に用いる設計水平深度

	外的安定検討の 修正設計水平深度	全体安定検討の 設計水平深度
	Kh×0.7	
レベル１地震動	0.90	0.85×0.10=0.09
レベル２地震動	0.12	0.85×0.20=0.17

1) 水平震度の標準値

設計水平深度の標準値は，表 9.5.8 のとおりである。

表 9.5.8 設計水平震度の標準値

	地盤種別		
	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル１地震動	0.12	0.15	0.18
レベル２地震動	0.16	0.20	0.24

（出典：「道路土工 擁壁工指針 H24.7」p96）

擁壁構造体の全体安定性（円弧すべりの安定性）の検討に用いる設計水平深度の標準値は，表 9.5.9 のとおりである。表 9.5.9 は，円弧すべり面を仮定した安定計算に用いることを想定して，既往地震における盛土の被害・無被害事例の逆解析結果にもとづいて設定されたものである。

表 9.5.9 設計水平震度の標準値

地震動		地盤種別		
		Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル１地震動	慣性力用	0.08	0.10	0.12
レベル２地震動	慣性力用	0.16	0.20	0.24

（出典：「道路土工 盛土工指針 H22.4」p125）

2) 地域別補正係数

当該地域（福島県須賀川市）の地域区分は，図 9.5.3 より「B」である。地域別補正係数 Cz は，「0.85」である。

表 9.5.10　地域別補正係数 Cz

地域区分	地域別補正係数 c_z	対 象 地 域
A	1.0	下記 2 地域以外の地域
B	0.85	「Z の数値，R_t 及び A_i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」（建設省告示）第 1 項（Z の数値）表中（二）に掲げる地域
C	0.7	「Z の数値，R_t 及び A_i を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」（建設省告示）第 1 項（Z の数値）表中（三）及び（四）に掲げる地域

（出典：「道路土工要綱 H21.6」p349）

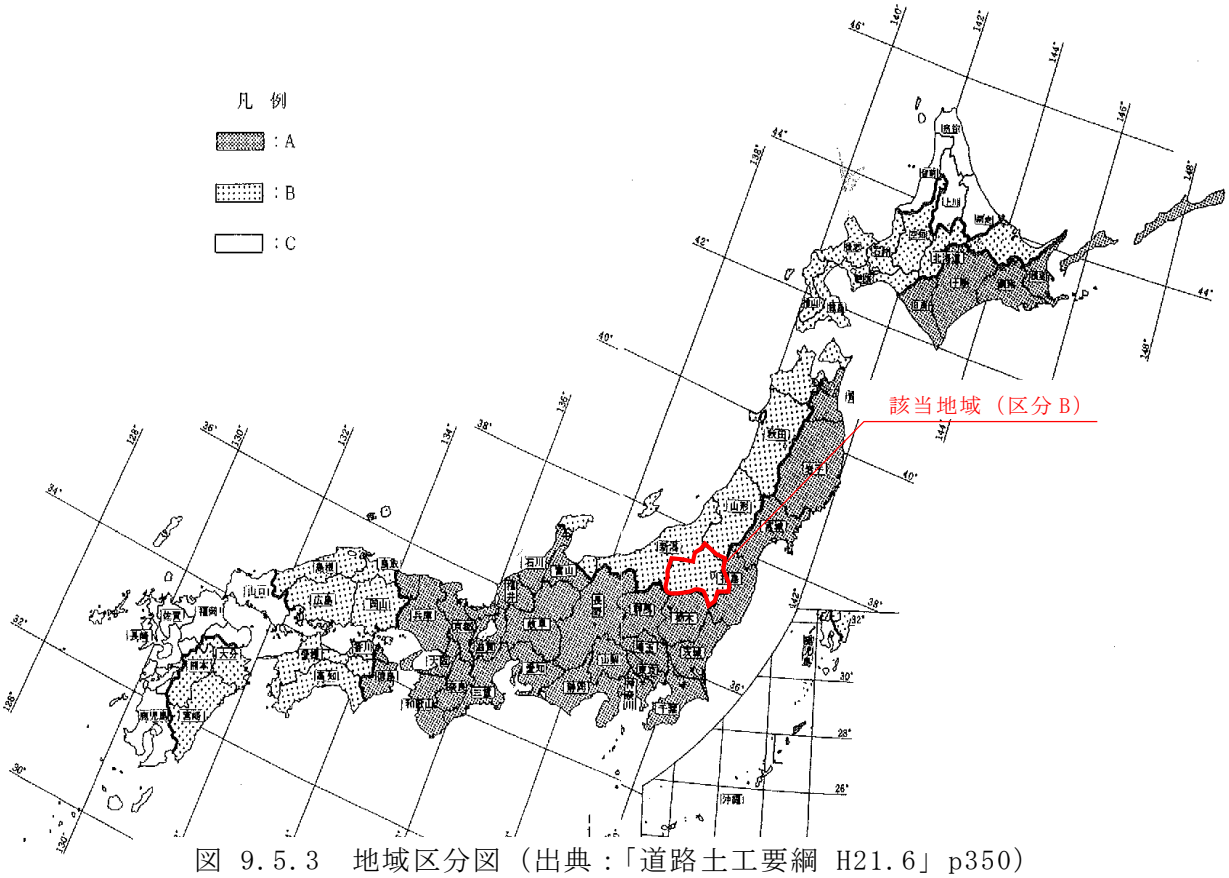


図 9.5.3　地域区分図（出典：「道路土工要綱 H21.6」p350）

3）地盤種別

当該箇所の地盤種別は，表 9.5.12 による地盤の特性値が 0.2≦T_G＜0.6 であることから，表 9.5.11 より「Ⅱ種」である。

表 9.5.11　耐震設計上の地盤種別

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

（出典：「道路土工要綱 H21.6」p353）

地盤の特性値 T_G は次式による。

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

ここに，T_G：地盤の特性値（ｓ）

Hi：ｉ番目の地層の厚さ（ｍ）

Vsi：ｉ番目の地盤の平均せん断波速度（ｍ／ｓ）

だだし，実測値がない場合は下式により求める。

（粘性土層で 1≦Ｎ≦25 の場合）

$Vsi=100Ni^{1/3}$

（砂層で 1≦Ｎ≦50 の場合）

$Vsi=80Ni^{1/3}$

Ni：標準貫入試験によるｉ番目の地層の平均Ｎ値

ｉ：当該地盤が地表面から基盤面までｎ層に区分されるときの，地表面からのｉ番目の地層の番号

基盤面とは，粘性土層の場合はＮ値が 25 以上の地層の上面，砂質土層の場合はＮ値が 50 以上の地層の上面，もしくはせん断波速度 Vs が Vs≧300ｍ／ｓ程度の地層の上面をいう。

当該箇所の地盤種別は，設計用地盤定数を用いるとり「Ⅱ種」となる。

表 9.5.12　地盤種別の判定

土　層		項　目	小作田橋				
			A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	A2橋台	
			小作田橋 Bor.3	R3 B-1	小作田橋 Bor.2	R3 B-2	小作田橋 Bor.1
			①	②	①	②	①
			No.4+14.0m 道路CL	No.8+4.5m R-7.0m	No.10+8.5m L-4.5m	No.12+14.0m R-7.0m	No.14 L-6.0m
盛土・表土 (Bs,Ts)	砂質土	平均N値	3		2	—	3
		Vsi(m/s)	115		100	50	115
		Hi(m)	1.55		0.30	0.50	2.20
		Hi/Vsi	0.013		0.003	0.01	0.019
完新世 粘性土 (ac)	粘性土	平均N値			2		3
		Vsi(m/s)			125		144
		Hi(m)			0.40		1.35
		Hi/Vsi			0.003		0.009
完新世 砂・砂質土 (As)	砂質土	平均N値			2	—	28
		Vsi(m/s)			100	50	242
		Hi(m)			1.55	0.75	0.60
		Hi/Vsi			0.016	0.015	0.002
完新世 粘性土 (Ac)	粘性土	平均N値		5	2		
		Vsi(m/s)		170	125		
		Hi(m)		2.10	2.40		
		Hi/Vsi		0.012	0.019		
完新世 礫質土 (Ag)	砂質土	平均N値	17	14		18	28
		Vsi(m/s)	205	192		209	242
		Hi(m)	5.20	1.50		3.65	2.60
		Hi/Vsi	0.025	0.008		0.017	0.011
完新世 砂・砂質土 (As)	砂質土	平均N値					13
		Vsi(m/s)					188
		Hi(m)					0.75
		Hi/Vsi					0.004
更新世 砂・砂質土 (Ds)	砂質土	平均N値	43				
		Vsi(m/s)	280				
		Hi(m)	8.55				
		Hi/Vsi	0.031				
風化凝灰角礫岩 (wDt2)	—	平均N値					
		Vsi(m/s)					
		Hi(m)					
		Hi/Vsi					
風化泥岩～風化凝灰質砂岩 (wsct)	—	平均N値					
		Vsi(m/s)					
		Hi(m)					
		Hi/Vsi					
TG			0.276	0.080	0.164	0.168	0.180
地盤種別			0.2≦TG＜0.6 Ⅱ種地盤	TG<0.2 Ⅰ種地盤	TG<0.2 Ⅰ種地盤	TG<0.2 Ⅰ種地盤	TG<0.2 Ⅰ種地盤

擁壁計画箇所の地盤の特性値

注1）赤線は基盤面（換算N値50以上）を表す。

注2）業務名：①「R2年度 雲水峯大橋，小作田橋予備設計他業務」
②「R2年度 阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務」

（第3章設計条件より抜粋）

(8) 安定条件

擁壁の安定性の照査は，常時および地震時の設計で考慮する荷重に対し，滑動，転倒および支持に対して行い，表 9.5.13 に示す安全率を確保する。

滑動に対する安定は，擁壁に作用する滑動力と滑動に対する抵抗力と比べ，所定の安全率を有することを照査する。
転倒に対する安定は，擁壁底面に作用する荷重の合力の作用位置が，常時では擁壁底面の中心より擁壁底面幅の 1/6 以内，地震時では擁壁底面幅の 1/3 以内にあることを照査する。
支持に対する安定は，擁壁底面における鉛直地盤反力度が，基礎地盤の許容鉛直支持力度を超えないことを照査する。

表 9.5.13　設計安全率

安全率の種類	設計安全率	
	常時	地震時
滑動に対する安全率	Fs≧1.5	FsE≧1.2
転倒に対する許容偏心量	e≦B/6	e≦B/3
支持に対する許容支持力	qs≦qa	qsE≦qaE

解表4－8　基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度（常時値）

基礎地盤の種類		許容鉛直支持力度 q_a (kN/m²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 q_u (kN/m²)	N値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	
	軟岩・土丹	300	1,000以上	
礫層	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300		
砂質地盤	密なもの	300	—	30～50
	中位なもの	200		20～30
粘性土地盤	非常に硬いもの	200	200～400	15～30
	硬いもの	100	100～200	10～15

補強土壁の安定性の照査は，以下のとおり行う。

1) 内的安定検討

補強土（テールアルメ）壁の内的安定に対しては，以下に示す項目について照査を行い，表 9.5.14 の安全率を確保する。

ストリップの引き抜きの発生といった土との大きな相対変位を起こさないことを照査する。
ストリップが破断したり，ストリップの連結ボルトが折損したりしないことを照査する。
スキンが破壊したり，ストリップとの連結部材（コネクティブ）が破断したり，スキンから引き抜きが生じないことを照査する。

表 9.5.14　設計安全率(内的安定)

安　全　率　の　種　類	設 計 安 全 率	
	常　時	地震時
引抜きに対する安全率	Ｆｓ ＝ 2.00	ＦｓＥ ＝ 1.20

2) 外的安定検討

補強土（テールアルメ）壁の外的安定に対しては，滑動，転倒および支持に対する照査を行い，表 9.5.15 の安全率を確保する。

表 9.5.15　設計安全率(外的安定)

安　全　率　の　種　類		設計安全率	
		常時	地震時
滑動に対する安全率		Fs≧1.5	FsE≧1.2
転倒に対する許容偏心量		e≦B/6	e≦B/3
支持に対する許容支持力	壁面直下	qw≦qa	qwE≦qaE
	盛土直下	qs≦qa	qsE≦qaE

Fs：常時の滑動に対する安全率
FsE：地震時の滑動に対する安全率
e:テールアルメ底面中央からご応力の作用位置までの偏心距離(m)
B:テールアルメ底面の幅（スキンの厚さ+最下段のストリップ長）(m)
qw，qwE:壁面の基礎底面における常時もしくは地震時の地盤反力度(kN/m2)
qa，qaE:基礎地盤の常時もしくは地震時の許容支持力度(kN/m2)
qs，qsE:テールアルメ底面における常時もしくは地震時の鉛直地盤反力度(kN/m2)
qa，qaE:基礎地盤の常時もしくは地震時の許容支持力度(kN/m2)

3) 全体安定検討

補強土（テールアルメ）壁の全体安定に対しては，擁壁外側を通る円弧すべりに対して，表 9.5.16 の安全率を確保する。

表 9.5.16　設計安全率(全体安定)

安　全　率　の　種　類	設 計 安 全 率	
	常　時	地震時
全体安定・円弧すべりに対する安全率	Ｆｓ ≧ 1.20	ＦｓＥ ≧ 1.00

9.5.3 擁壁の形状

(1) 平面配置

擁壁の平面配置は，図 9.5.4 のとおり計画する。

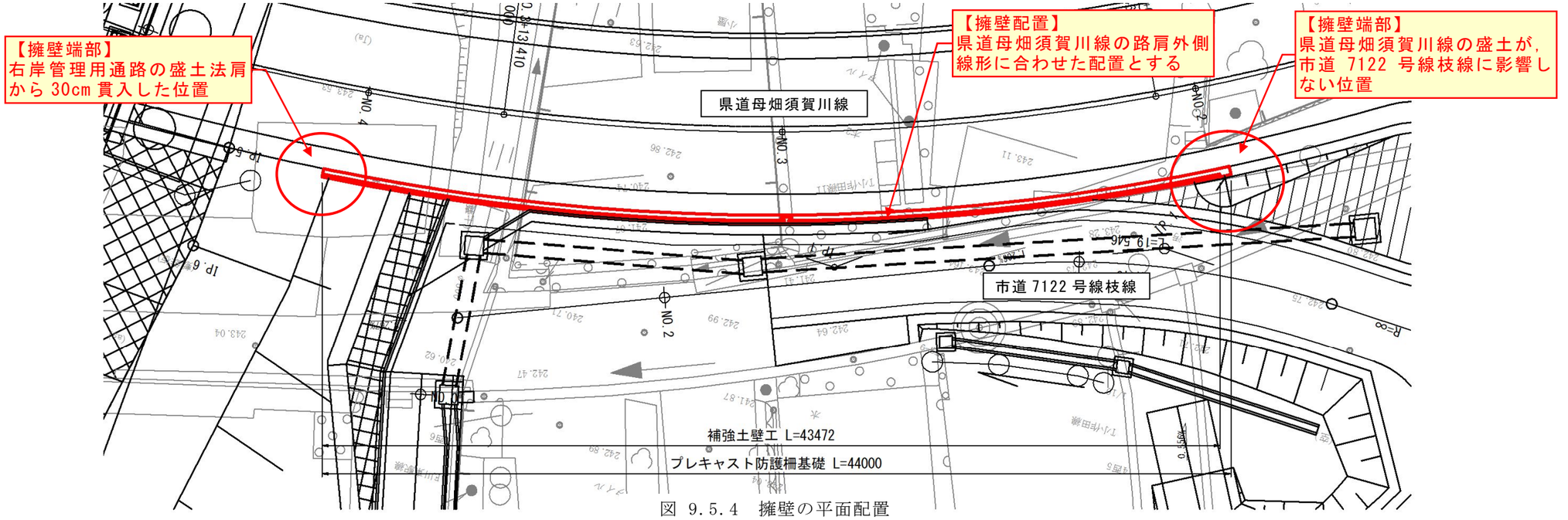


図 9.5.4 擁壁の平面配置

(2) 正面形状

擁壁の正面形状は，県道の計画高，市道 7122 号線枝線の計画高および現地盤高に合わせて，図 9.5.5 のとおり計画する。

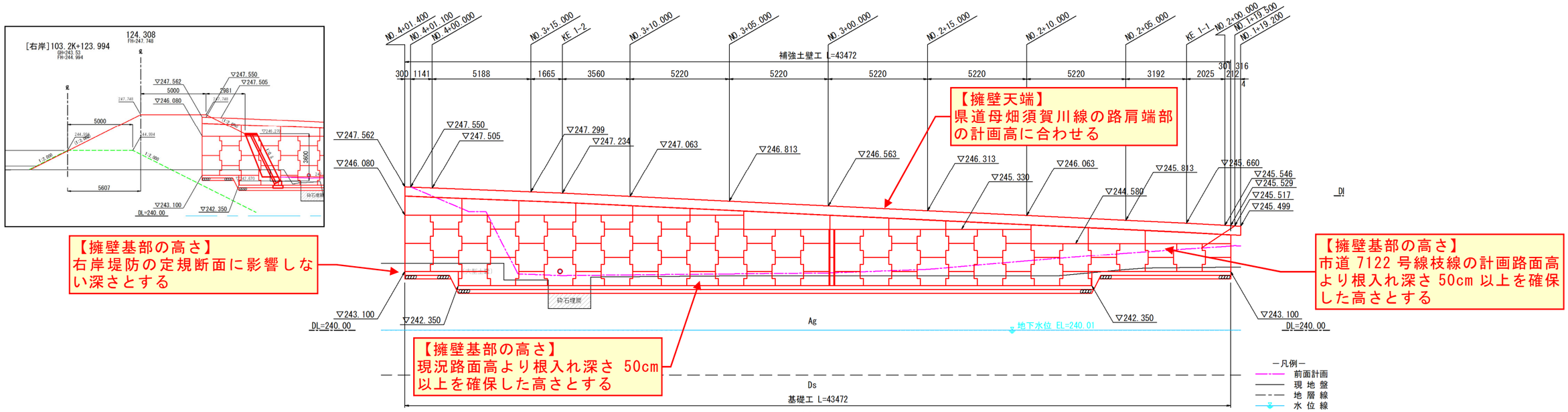


図 9.5.5 擁壁の正面図

9.5.4 擁壁設計

(1) 設計手順

補強土壁は，以下の設計手順に従って設計する。

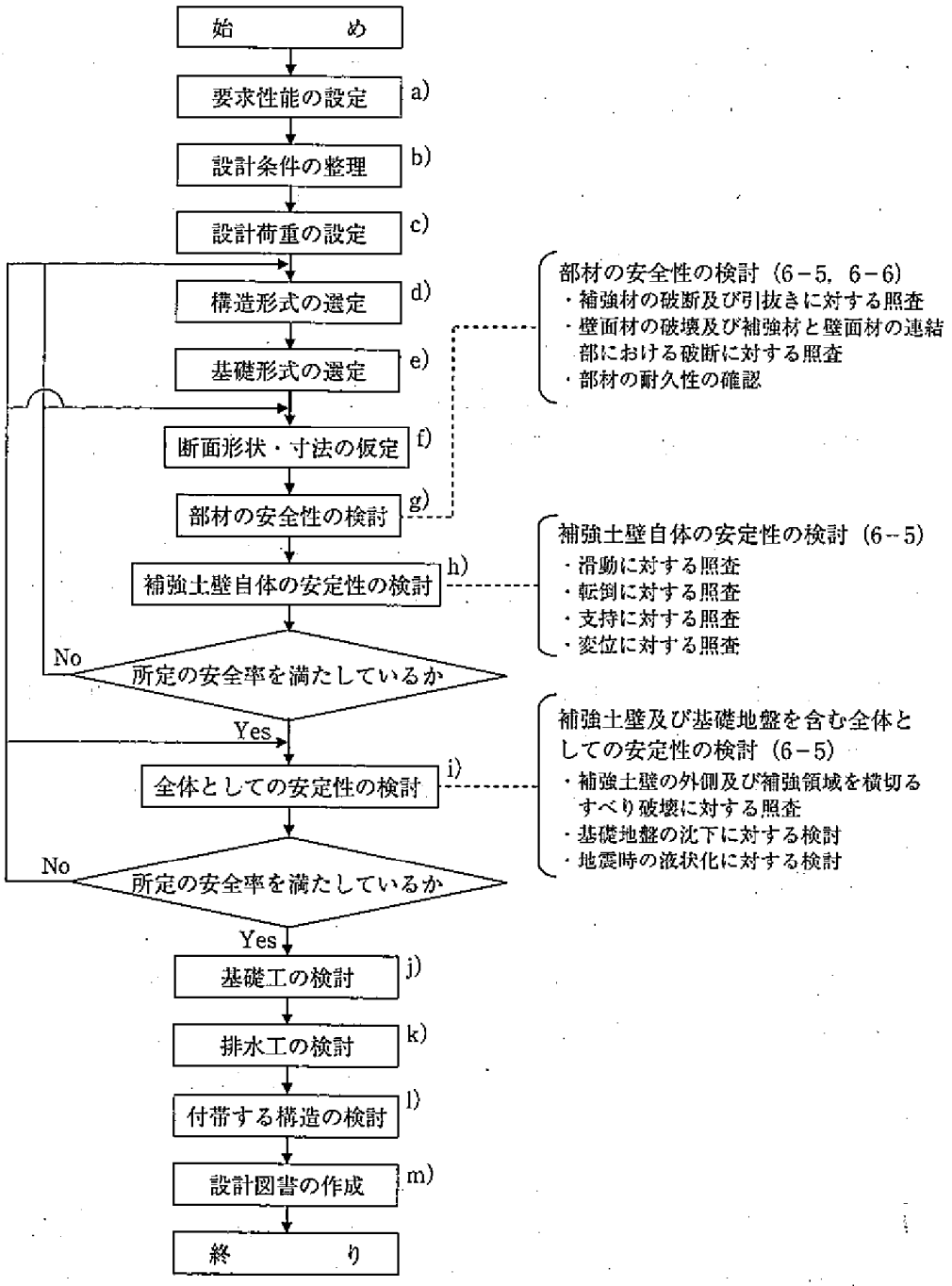


図 9.5.6　補強土壁の設計手順

（出典：「道路土工 擁壁工指針」p237）

(2) 基礎工

補強土壁は平たん地に設置されることから，布状基礎を採用する。

基礎の根入れ深さは，豪雨時の洗堀や人為的な掘り返しによる前面地盤の消失により不安定化しないよう原則として 50cm 以上根入れする。

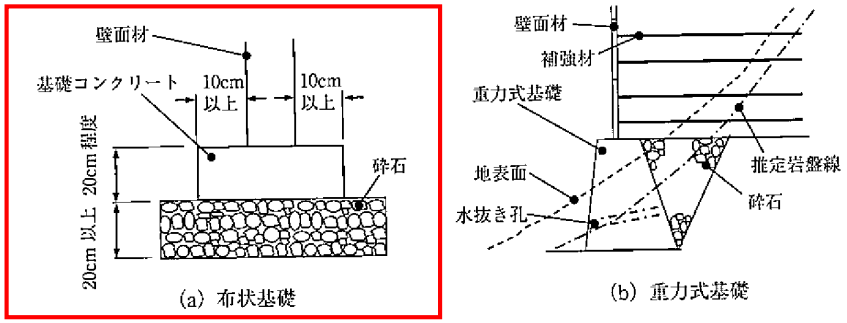


図 9.5.7 壁面工の基礎形式

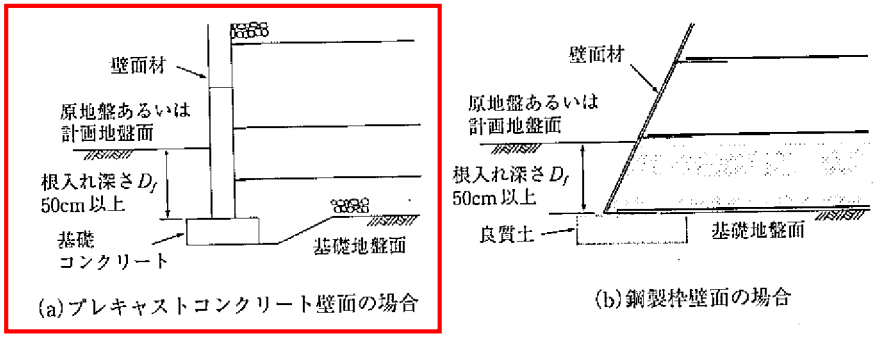


図 9.5.8 基礎の根入れ深さ

（出典：「道路土工 擁壁工指針」p262）

(3) 排水工

補強土壁は，補強領域内の盛土に水が浸入すると土圧の増加に加え補強材の引抜き抵抗力や支圧抵抗が減少するなど，安定性に及ぼす影響が大きい。したがって，適切な排水工を設置することが重要である。本擁壁は盛土部に設置されることから，壁面背面排水層，基盤排水層，水平排水層を適切に設けるものとする。

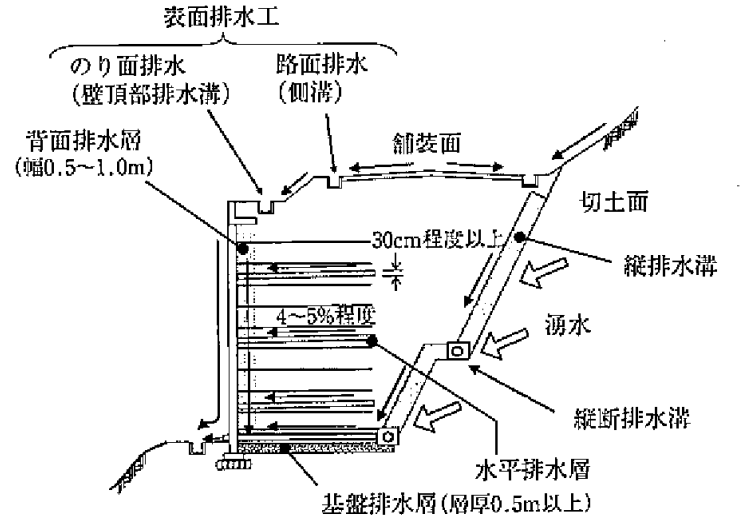


図 9.5.9 補強土壁の排水工

（出典：「道路土工 擁壁工指針」p264）

(4) 天端構造

擁壁の天端は，道路の幅員端部であり車両用防護柵の設置が必要であることから，補強土壁の天端にはＬ型独立防護柵基礎を設置する。

Ｌ型独立防護柵基礎は，プレキャスト製品が広く使用されていることから，設計箇所においてもプレキャスト防護柵基礎を採用する。

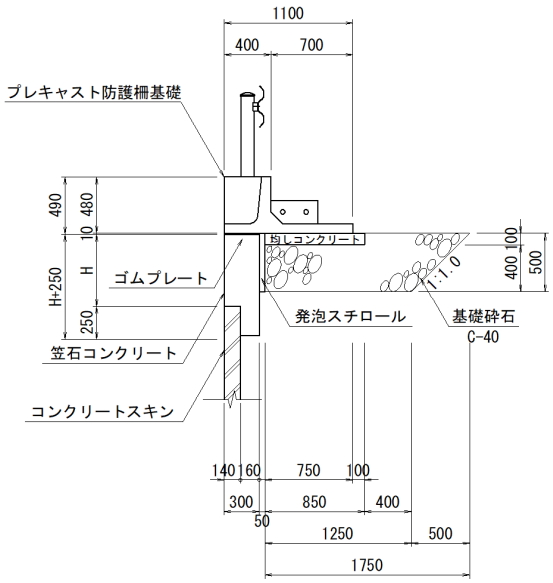
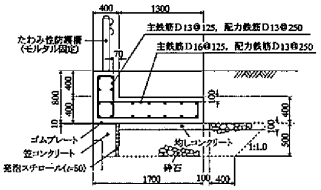
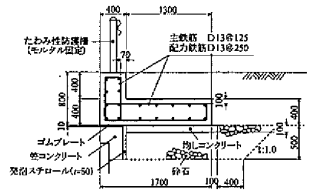
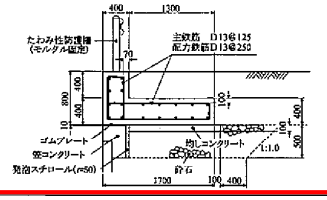
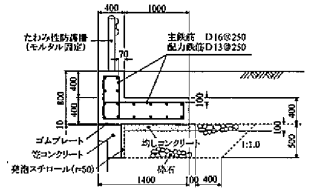


図 9.5.10　天端部の構造

表 9.5.17　Ｌ型独立防護柵基礎(例)

技資表 3-3　Ｌ型独立防護柵基礎－たわみ性防護柵用（モルタル固定）

種　　別	たわみ性防護柵（モルタル固定）を設置する場合
SS 種 SA 種 SB 種 $P_L=60$ kN $h_t=0.76$ m	
SC 種 $P_L=60$ kN $h_t=0.6$ m	
A 種 $P_L=60$ kN $h_t=0.6$ m	
BC 種 $P_L=40$ kN $h_t=0.6$ m	

注 1) Ｌ型独立防護柵基礎の奥行き長（ブロック長）は，9.0 m とする。
注 2) P_L：衝突荷重（kN），h_t：たて壁天端からの作用高さ（m）

出典：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル H26.8(p346)

9.5.5 設計計算

(1) 設計モデル

設計断面は，最大壁高となる断面を抽出し，図 9.5.11 に示すモデルで設計計算を行う。

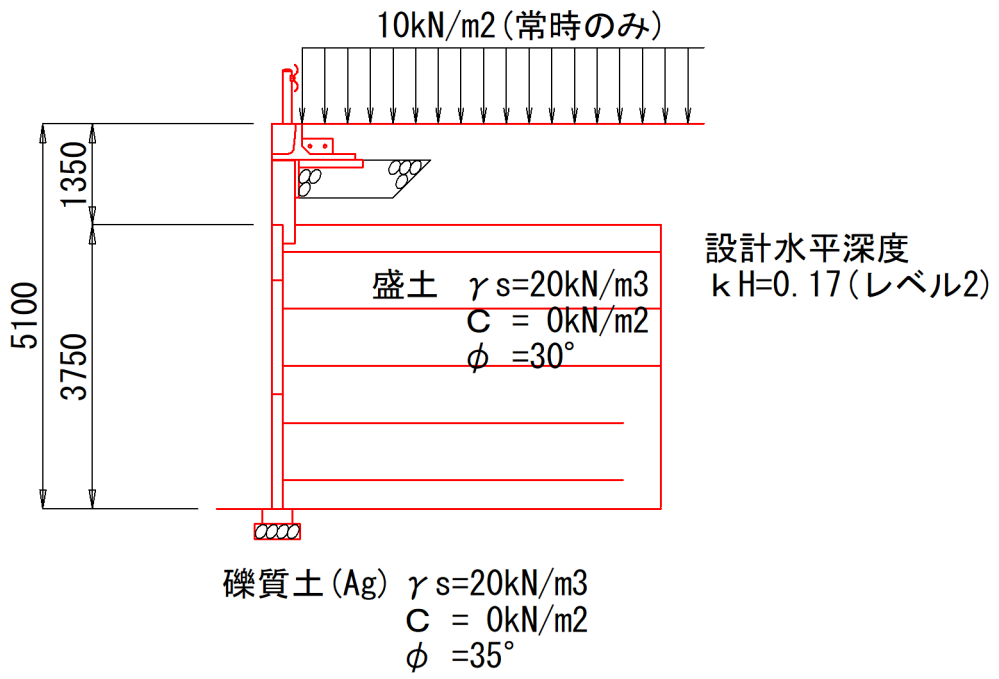


図 9.5.11 設計モデル図

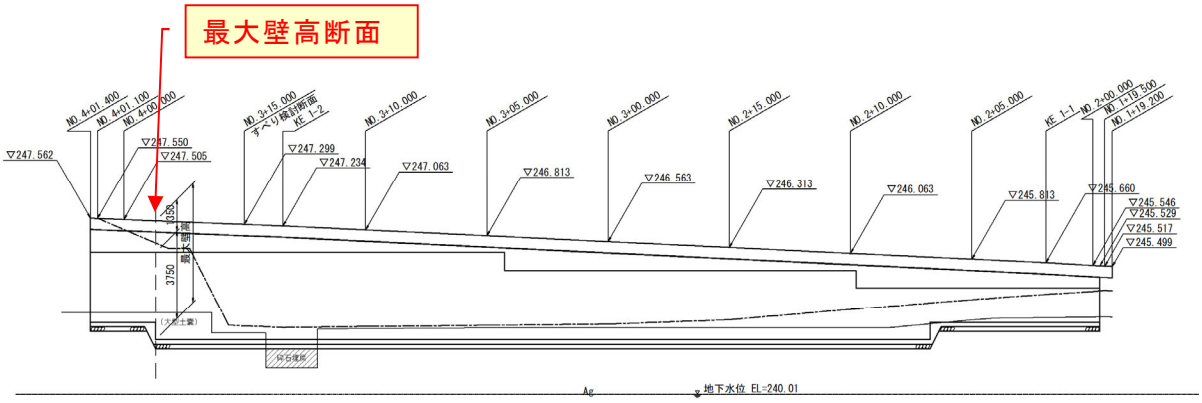


図 9.5.12 設計断面の抽出位置

(2) 設計結果一覧

1. 設計ケース一覧表

補強土壁高		H4	断面形状
Hmax	Hmin		
3.75m	1.50m	1.37m	路肩形状

※ 地下水位について

・内的安定検討 … 補強土領域外のため考慮しない

・外的安定検討 … 常　時 ： 補強土基面に水位があるものとして検討する

地震時 ： 地下水位が深いため考慮しない

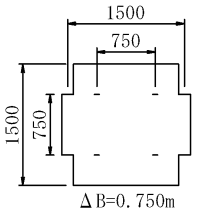
・円弧すべり検討… 常　時 ： 補強土基面に水位があるものとして検討する

地震時 ： 地下水位EL=240.01を考慮して検討する

2. 決定ストリップ長

タイプ	1	2	3	4
段＼壁高	3.75m	3.00m	2.25m	1.50m
i=1	5.00m	5.00m	4.50m	4.00m
i=2	↓	↓	↓	↓
i=3	↓	4.50m	4.00m	
i=4	4.50m	4.00m		
i=5	↓			

ΔB=0.750m



3. 外的安定検討結果一覧

安全率

	常　時	地震時
滑　動	≧1.50	≧1.20
転倒(偏心距離)	≦L/6	≦L/3
支持力	≧3.00	≧2.00

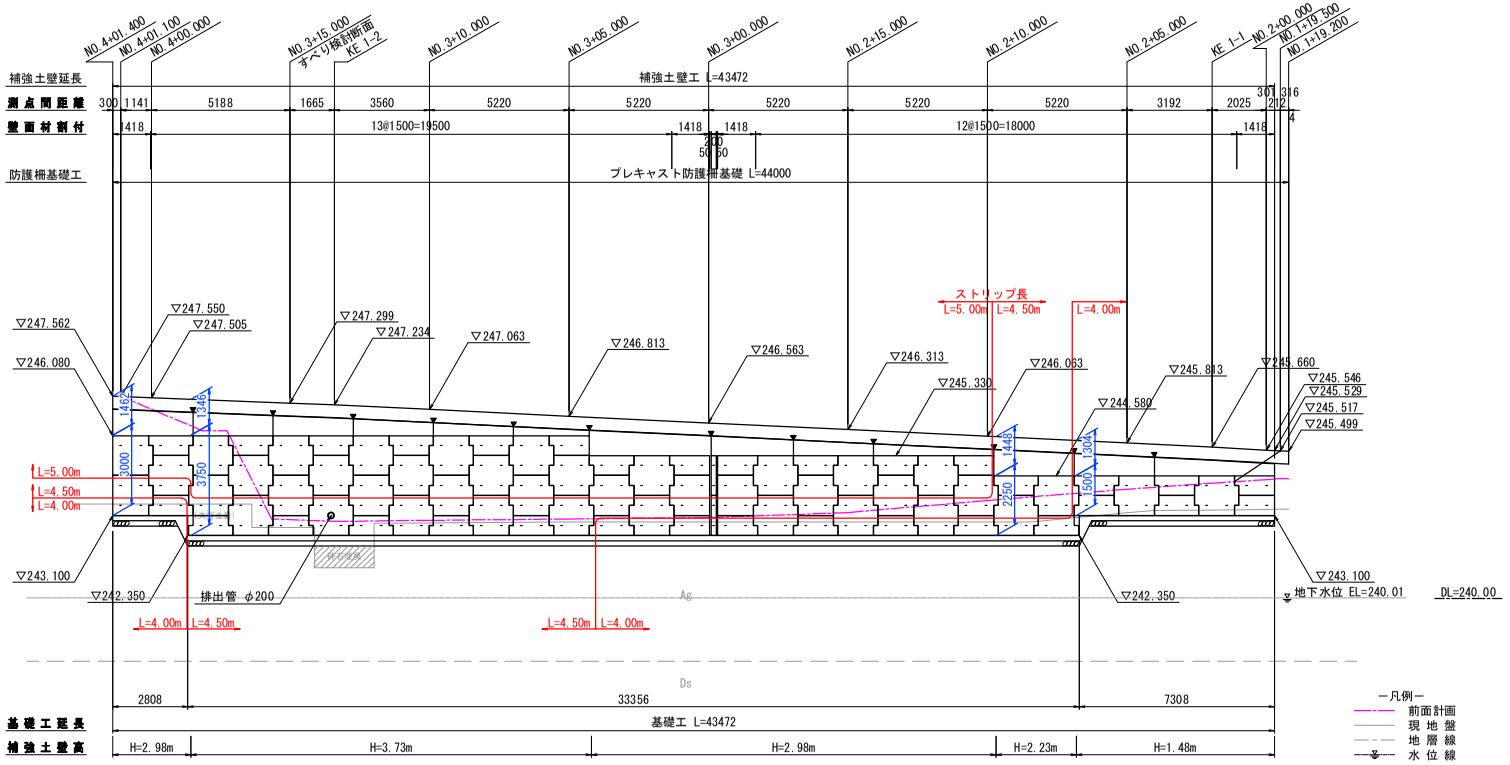
( )内は許容値

検 討 項 目		常　時		地震時	
		計算結果	判定	計算結果	判定
滑動に対する安定	滑動安全率 Fs	4.792 (1.500)	○	2.317 (1.200)	○
転倒に対する安定	偏心距離 e(m)	-0.120 (0.763)	○	0.191 (1.526)	○
盛土直下の支持に対する安定	鉛直反力度 Na(kN/m2)	127.718 (198.931)	○	117.410 (266.880)	○
壁面直下における支持に対する安定	鉛直反力度 N(kN/m2)	123.140 (180.682)	○	109.781 (302.073)	○

4. 円弧すべり検討結果

検討断面	形　　状	安全率(Fs)		必要安全率	判定
NO.3+15.000	H=3.75m 補強土壁安定断面	常　時- 4	1.760	≧1.200	OK
		常　時- 6	1.920	≧1.200	OK
		地震時- 5	1.612	≧1.000	OK
		地震時- 6	1.671	≧1.000	OK

展 開 図(正面) S=1:200



凡 例

記 号	内 容
－	ストリップ(設計長)を直角方向に敷設する。
▼	伸縮目地(t=20mm)設置位置を示す。

寸法凡例



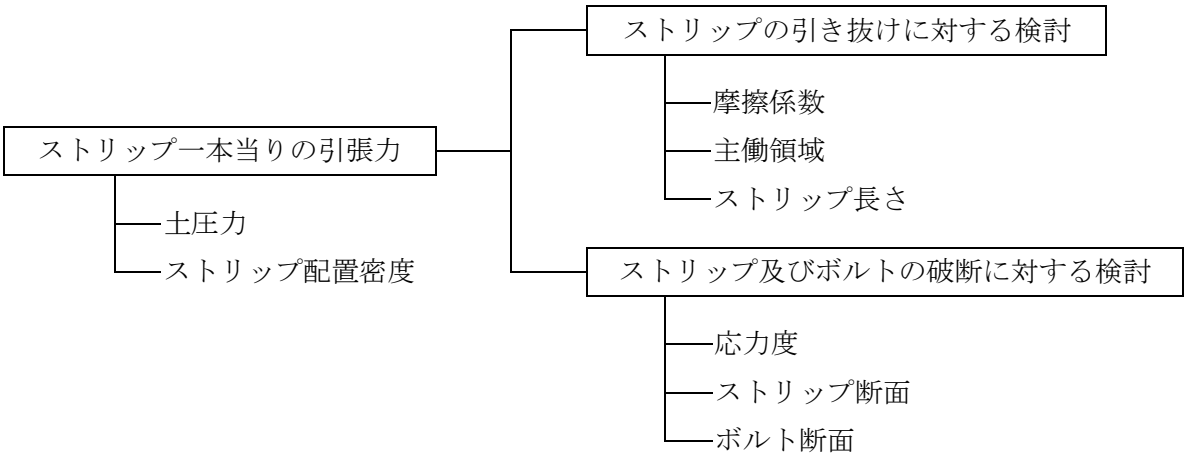
(3)設計指針

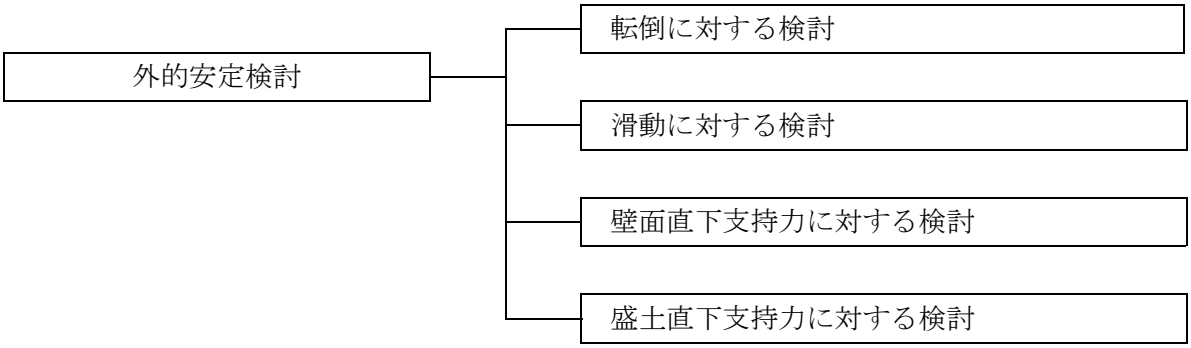
1　設計の基本

テールアルメ工法は、土とストリップ（補強材）から構成される複合材料構造物である。テールアルメ壁工法の原理は、粘着力のない粗粒土でできた盛土中に、拡張力の高い補強材を順次層状に埋めこみ、砂質土の土工用材料としての唯一の欠点とも言えるせん断抵抗における粘着力項の欠如を、補強材と土の間に働く摩擦力により補い、あたかも粘着力が加わったような材料として挙動させて構築される盛土である。

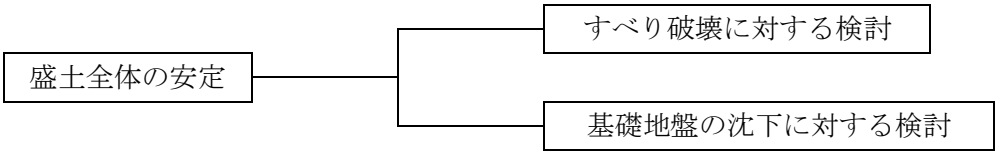
テールアルメ壁工法の設計の基本を次に示す。

設計の基本





また、テールアルメ壁を含む盛土全体が、基礎地盤及び盛土斜面のすべり破壊や基礎地盤に沈下のおそれがある場合には、これらに対する検討を行う。



【参考文献】

１．道路土工要綱
平成２１年６月　　社団法人　日本道路協会

２．道路土工　盛土工指針
平成２２年４月　　社団法人　日本道路協会

３．道路土工　擁壁工指針
平成２４年７月　　社団法人　日本道路協会

４．補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル　第４回改訂版
平成２６年８月　　財団法人　土木研究センター

2　設計条件

2－1　許容応力度、安全率

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-116～P-117 参照）

表　2－1　許容応力度、安全率

検討項目				常時	地震時
内的安定検討	ストリップの引き抜けに対する安全率			Fs≧2.0	Fs≧1.2 ※1
	ストリップ、ボルトの許容応力度	ストリップの引張に対して	SM490A	185.0N/mm^2	277.5N/mm^2
			SS400	140N/mm^2	210N/mm^2
		ボルトのせん断に対して		200N/mm^2	300N/mm^2
外的安定検討	転倒に対する安全条件(偏心距離)			e ≦B/6 ※2	e ≦B/3 ※2
	滑動に対する安全率			Fs≧1.5	Fs≧1.2
	支持力に対する安全率 (壁面直下および補強領域全体)			Fs≧3.0	Fs≧2.0
	すべり破壊に対する安全率			Fs≧1.2 ※3	Fs≧1.0 ※3

※1）荷重の組合せにその他の特殊荷重を考慮する場合は、1.35 とする。ただし、特殊荷重に抵抗する区間にあるストリップに対して適用する。

※2）B：テールアルメ底面の幅(壁面材の厚さ＋補強領域底面の幅)

※3)「道路土工-切土工・斜面安定工指針」による

２－２　設計水平震度

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-98～P-99 参照）

テールアルメの自重に起因する慣性力及び地震時土圧の算定には、「道路土工-擁壁工指針 5-2-3 地震の影響」に示された 表 ２－２を基に次式により算出される設計水平震度を用い、地域別補正係数の値及び耐震設計上の地盤種別の算出方法については、「道路土工要綱 巻末資料 資料-1」によるものとする。

$$kh = Cz \cdot kho$$

ここに　kh　：設計水平震度(小数点以下 2 けたに丸める)
　　kho　：標準設計水平震度の標準値で、表 ２－２、表 ２－３ を用いてよい
　　Cz　：「道路土工要綱 巻末資料 資料-1」に示す地域別補正係数

補強土（テールアルメ）壁自体の安定性の照査(外的安定検討)において静的照査法によって地震の影響を考慮する場合、設計水平震度は、表 ２－２の設計水平震度の標準値（ｋho）に補正係数(ν=0.7)を乗じた「修正設計水平震度」（ｋｈν）を用いてテールアルメ自体の安定性を照査する。

また、補強土（テールアルメ）壁を含む全体安定検討においては、表 ２－３に示す「道路土工-盛土工指針 4-3-4 地震動の作用に対する盛土の安定性の照査」の設計水平震度の標準値(kho)を基にした設計水平震度(kh)を用いる。なお、地盤の液状化の判定に用いる設計水平震度については「道路土工-軟弱地盤対策工指針」を参照する。

表　２－２　設計水平震度の標準値 kho(部材の安定性及びテールアルメ自体の安定照査時)

	地盤種別		
	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル 1 地震動	0.12	0.15	0.18
レベル 2 地震動	0.16	0.20	0.24

※出典：道路土工-擁壁工指針

※「補強土（テールアルメ）壁自体の安定性の検討(外的安定検討)」時には補正係数(ν=0.7)を乗じる。

表　２－３　設計水平震度の標準値 kho(全体安定の検討時)

	地盤種別		
	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル 1 地震動	0.08	0.10	0.12
レベル 2 地震動	0.16	0.20	0.24

※出典：道路土工-盛土工指針

２－３　盛土材料

（参考文献.１　テールアルメマニュアル P-36、P-111～P-112 参照）

１）盛土材料の選定

盛土材料は、次に示す[Ａ１]材料、もしくは[Ａ２]材料を用いることを原則とする。また、土質材料で[Ｂ]材料と、岩石質材料で[Ｃ]材料の範囲にあるものは、適用上の対応策を施したうえで、これを使用する。

［Ａ１］ 細粒分（粒径 75μｍ以下）の含有量が 25%以下の土質材料

［Ａ２］ 岩石材料の寸法（以下寸法と呼ぶ）が 250㎜を越える大きい寸法のものを含まない硬岩ずりで、75㎜ふるい通過分中の細粒分の含有量が 25%以下で、かつ、大小の寸法のものが適度に混合して締固めのしやすいもの。

［Ｂ］ 細粒分の含有量が 25％～35％の土質材料

［Ｃ］ 短軸が 250㎜より大きい寸法のものを含まない岩石材料で、75㎜ふるい通過分中の細粒分の含有量が 25%以下の材料

２）盛土材料の土性

予備設計段階等で土質試験を行うことが困難な場合は、地盤工学的な知見や過去の類似の工事等で得られた経験に基づいた表 ２－４に示す目安値を用いてもよい。

表　２－４　盛土材料の土質定数に関する目安値の例

土　の　種　類	単位体積重量 (kN/m³)	せん断抵抗角 (°)	粘着力 (kN/m²)
①　礫質土	20	35	考慮しない
②　砂及び砂礫	20	35 ※1	考慮しない※1
③　砂質土	19	30	考慮しない※2

※1　「設計要領　第二章　擁壁編　平成 26 年 7 月」

※2　補強土（テールアルメ）壁を含む全体安定検討時には粘着力 10kN/m² を見込んでもよい。

3　設計の手順

3－1　フローチャート

設計手順のフローチャートを図３－１に示す。

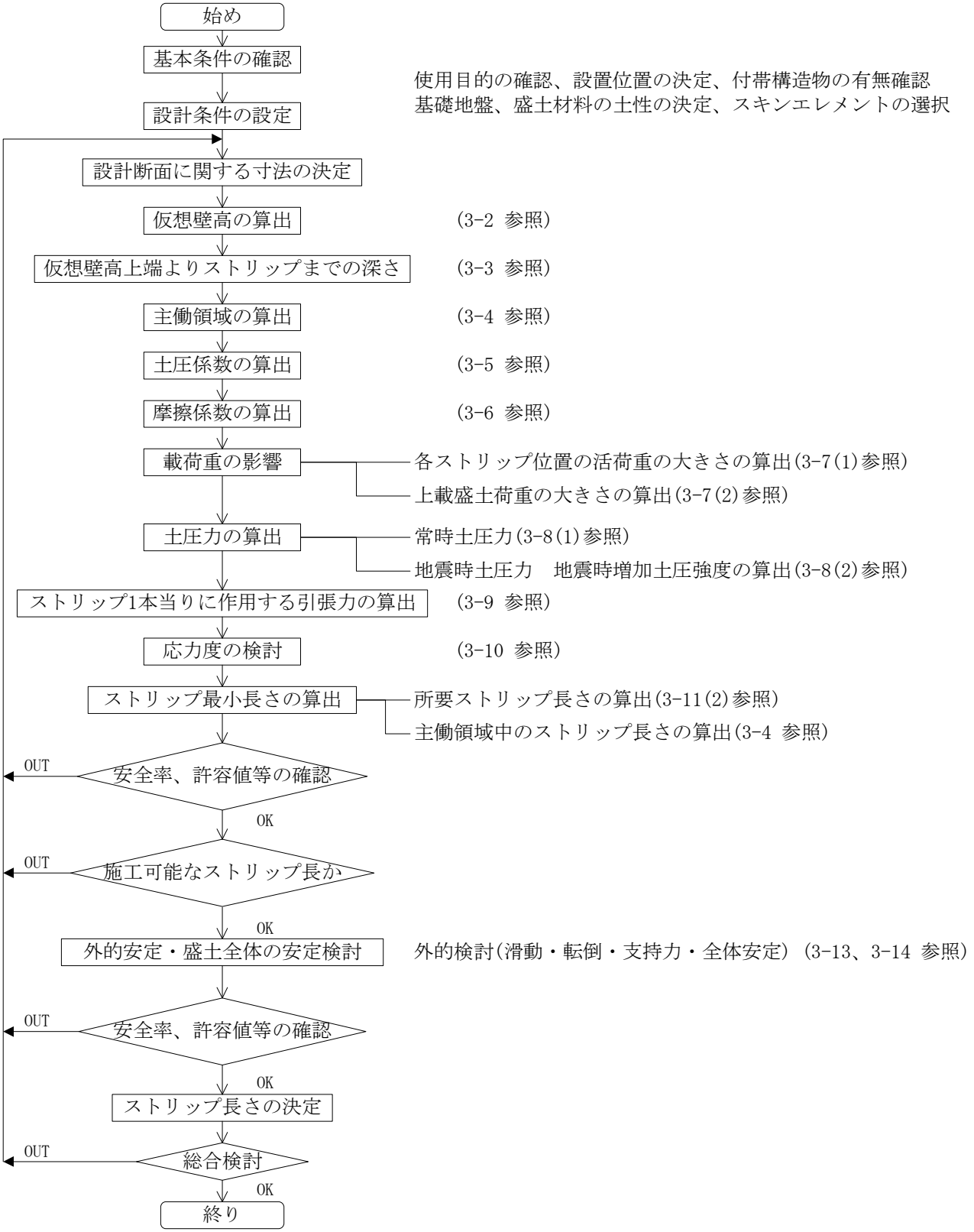


図　３－１　フローチャート

３－２　仮想壁高の算出

（参考文献.１　テールアルメマニュアル P-127～P-128 参照）

仮想壁高は、主働領域、摩擦係数、土圧係数の算出、並びに構造細目におけるストリップ最小長さ、最小根入れ深さの算出などに用いられる。図３－２に示すように、壁下端の０点より壁面に対して $\tan^{-1}$ 0.3 の勾配をもった直線と路面または、地表面の交点との鉛直距離である。

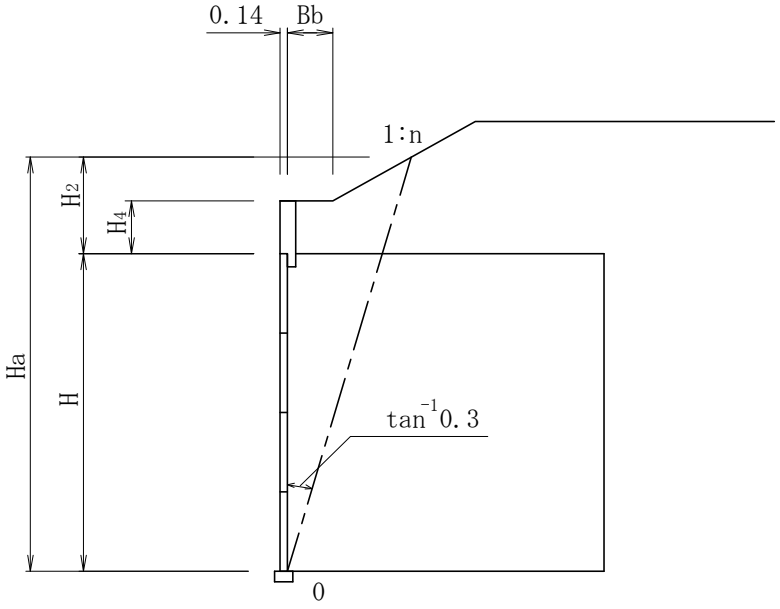


図　３－２　仮想壁高

$$Ha = H + H_2$$

$$H_2 = \frac{0.3\ (\ H + H_4\ ) - Bb}{n - 0.3} + H_4$$

ここに　Ha　：仮想壁高　(m)

H　：テールアルメの壁高　(m)

H_2　：仮想壁高とテールアルメ壁高との差　(m)

H_4　：笠石コンクリートの高さ　(m)

Bb　：上載盛土の法尻の水平小段幅　(m)

n　：上載盛土の法勾配

３－３　仮想壁高上端よりストリップまでの深さ

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-286 参照）

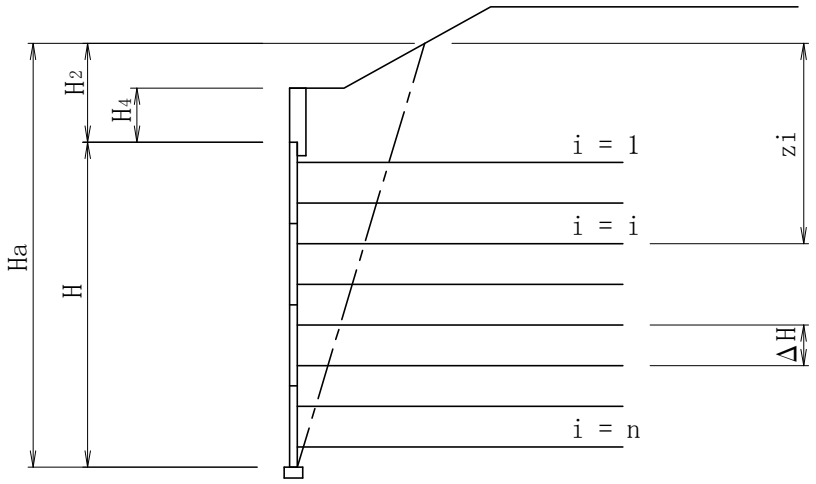


図　３－３　仮想壁高上端よりストリップまでの深さ

$$zi = \Delta H \left(i - \frac{1}{2} \right) + H_2$$

ここに　zi　：仮想壁高上端より i 段目ストリップまでの深さ　(m)

ΔH　：ストリップの鉛直間隔　(m)

H_2　：仮想壁高とテールアルメ壁高との差　(m)

３－４　主働領域の算出

（参考文献.１　テールアルメマニュアル P-130、P-153 参照）

主働領域は、仮想壁高の１/２ より上部では、0.3 Ｈａの位置から壁面と平行に、それより下部では、壁下端から $\tan^{-1}$ 0.6の角度で引き上げた線がＨａ/2 で交わる点で囲まれた部分（図３－４　ｏ，ａ，ｍ）である。

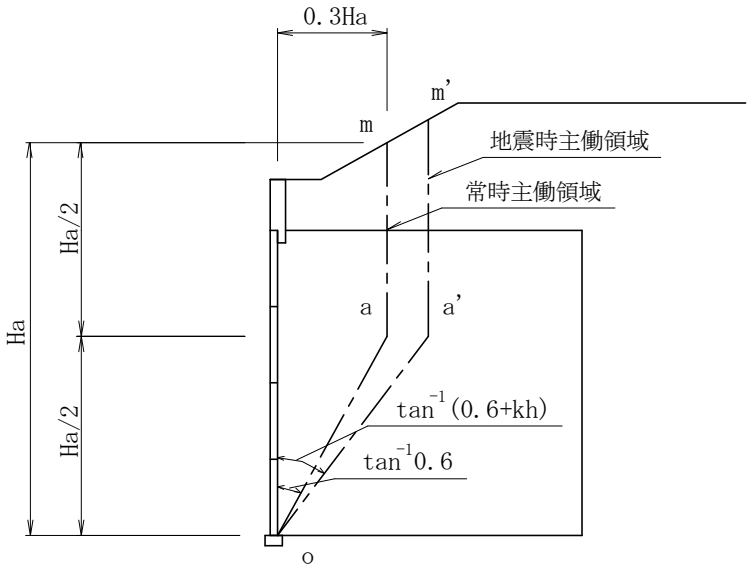


図　３－４　主働領域

１）　常　時

$$Loi = 0.3\,Ha \quad \cdots\cdots zi \leqq Ha / 2$$

$$Loi = 0.6\,(Ha - zi) \quad \cdots\cdots zi > Ha / 2$$

２）　地震時

$$LoEi = (0.6+kh)\frac{Ha}{2} \quad \cdots\cdots zi \leqq Ha / 2$$

$$LoEi = (0.6+kh)(Ha - zi) \quad \cdots\cdots zi > Ha / 2$$

ここに　Loi　：常時ｉ段目における主働領域中のストリップ長さ　(m)
　　LoEi　：地震時ｉ段目における主働領域中のストリップ長さ　(m)
　　Ha　：仮想壁高　(m)
　　zi　：仮想壁上端よりｉ段目のストリップまでの深さ　(m)
　　kh　：設計水平震度

３－５　土圧係数の算出

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-133 参照）

土圧力の算出に用いられる土圧係数Kiは、仮想壁高Haの上端から深さ方向6.0ｍまでは、静止土圧係数Koから主働土圧係数K_Aに直線的に変化し、6.0ｍ以深においては、主働土圧係数とする。

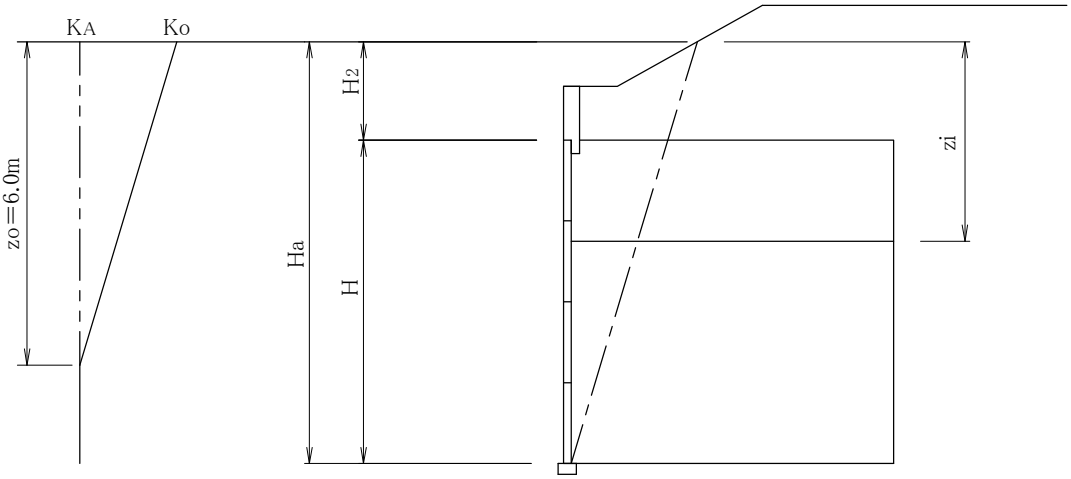


図　３－５　土圧係数

$$Ki = Ko\left(1-\frac{zi}{zo}\right) + K_A\frac{zi}{zo} \quad \cdots\cdots zi \leqq zo = 6.0m$$

$$Ki = K_A \quad \cdots\cdots zi > zo = 6.0m$$

ここに

Ki　：ｉ段目のストリップにおける土圧係数

Ko　：静止土圧係数

$$Ko = 1 - \sin\phi$$

K_A　：主働土圧係数

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

zi　：仮想壁高上端よりｉ段目のストリップまでの深さ　(m)

zo　：仮想壁高上端より土圧係数変化点までの深さ　(＝6.0m)

ϕ　：盛土材のせん断抵抗角　(°)

３－６　摩擦係数の算出

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-136 参照）

土とストリップの摩擦係数は、仮想壁高 Ha の上端から深さ方向 6.0m までは、見掛けの摩擦係数の最大値 fo* から $\tan\phi_1$ に直線的に変化し、6.0m 以深においては、$\tan\phi_1$ とする。

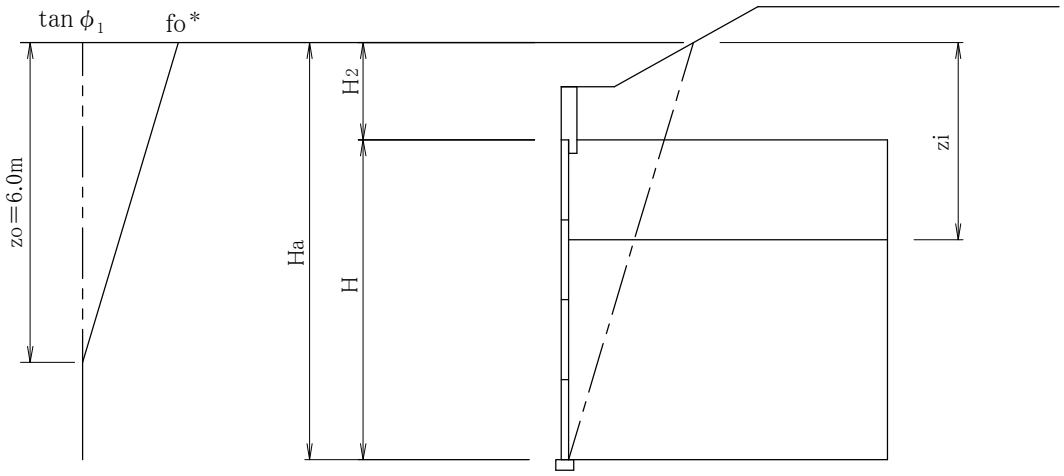


図　３－６　見掛けの摩擦係数

$$fi^* = fo^* \left(1 - \frac{zi}{zo}\right) + \tan\phi_1 \frac{zi}{zo} \quad \cdots\cdots zi \leqq zo = 6.0m$$

$$fi^* = \tan\phi_1 \quad \cdots\cdots zi > zo = 6.0m$$

ここに　fo*　：見掛けの摩擦係数の最大値

ϕ_1　：土とストリップの摩擦角　（°）

zi　：仮想壁高上端より i 段目のストリップまでの深さ　（m）

zo　：仮想壁高上端より摩擦係数変化点までの深さ　（=6.0m）

３－７　載荷重の影響（qi の算出）

（参考文献.１　テールアルメマニュアル P-141～P-143 参照）

１）活荷重

活荷重は、図３－８に示す様に、テールアルメ壁の横断方向に水平と鉛直の比が１:２の勾配で土中に分布する。ここで、活荷重の影響は、図３－７（ａ）の様に、その影響線が主働領域に侵入しない場合には、これを考慮する必要はなく、図３－７（ｂ）のように主働領域に侵入する場合についてその影響を及ぼす範囲に配置されるストリップに対して考慮する。

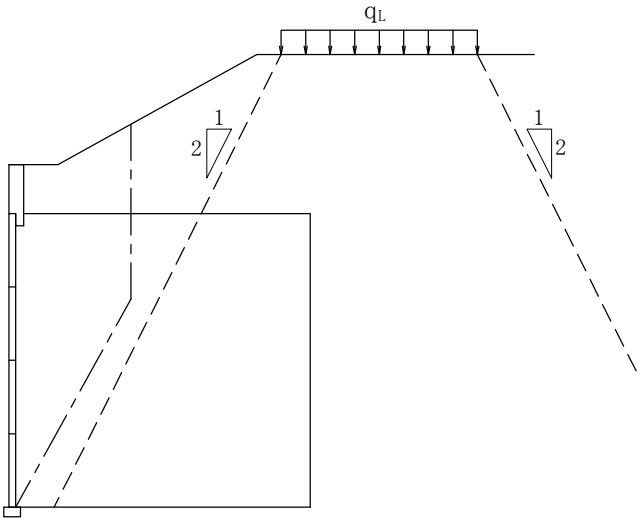


図　３－7(ａ)　活荷重を考慮しない場合

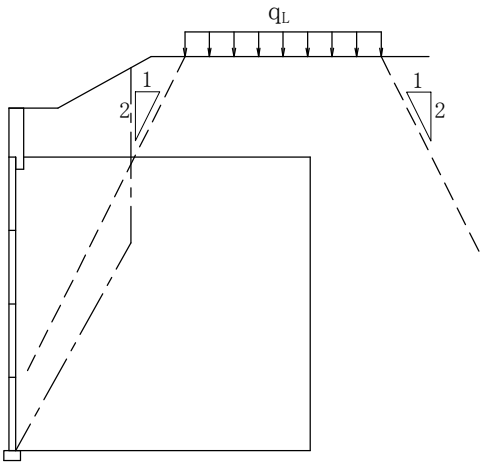


図　３－７（ｂ）　活荷重を考慮する場合

活荷重を考慮する場合、各段ストリップに作用する活荷重影響値は、次式により算定する。

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-142 参照）

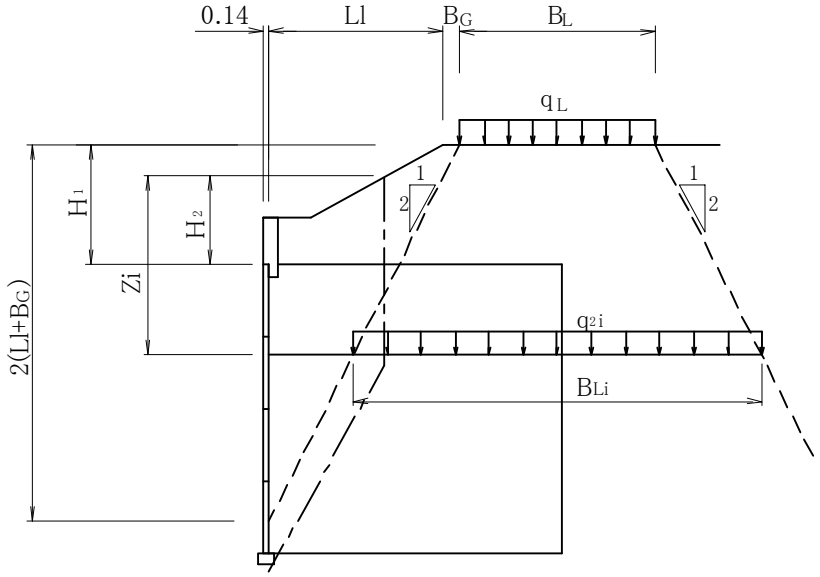


図　３－８　活荷重の分布形状

$$q_{2}i = q_{L}\frac{B_{L}}{B_{Li}}$$

$B_{Li} = B_{L} + zi + H_{1} - H_{2}$ …… $zi + H_{1} - H_{2} \leqq 2(L1+B_{G})$

$B_{Li} = B_{L} + L1 + (zi + H_{1} - H_{2}) / 2$ …… $zi + H_{1} - H_{2} > 2(L1+B_{G})$

ここに

$q_{2}i$	：ｉ段目に作用する活荷重	(kN/㎡)
q_{L}	：上載する活荷重	(kN/㎡)
B_{L}	：路面または、地表面における活荷重の分布幅	(m)
B_{Li}	：ｉ段目における活荷重の分布幅	(m)
zi	：仮想壁高上端からｉ段目のストリップまでの深さ	(m)
H_{1}	：テールアルメの上部にある上載盛土の盛土高	(m)
H_{2}	：仮想壁高とテールアルメの壁高との差	(m)
L1	：壁背面より法肩までの距離	(m)
B_{G}	：路肩幅員	(m)

2）　上載盛土による荷重

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-91、P-141、P-128 参照）

上載盛土を一種の荷重と考え、盛土の重量に見合った一様な荷重がテールアルメ壁の上に載荷されるものとする。

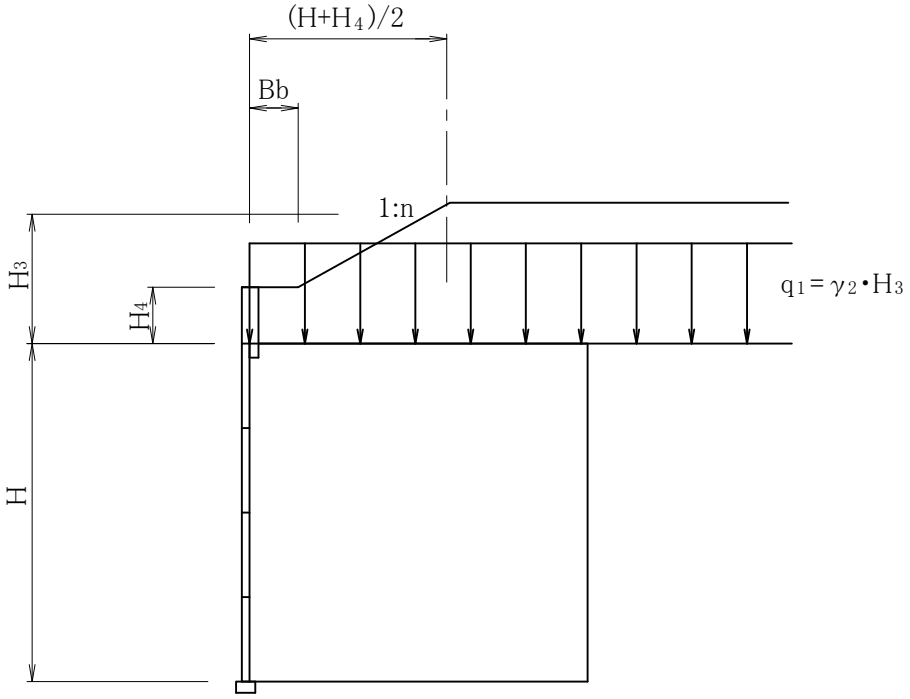


図　3－9　上載盛土を一様荷重に換算する方法

$$q_1 = \gamma_2 \cdot H_3$$

$$H_3 = \frac{(H + H_4) / 2 - Bb}{n} + H_4$$

ここに

q_1	：上載盛土による載荷重	(kN/m^2)
γ_2	：上載盛土の単位体積重量	(kN/m^3)
H_3	：上載盛土を鉛直荷重に置換えるための換算高さ	(m)

３－８　土圧力の算出

テールアルメ壁の安定を検討する上で、最も重要でかつ基本的な事が、ストリップの各段に作用する土圧力の算出である。

１）常　時

（参考文献.１　テールアルメマニュアル P-139～P-141 参照）

$$Pi = Ki \cdot \sigma vi \cdot \Delta H$$

ここに　Pi　：ｉ段目のストリップの位置に作用する土圧力　(kN/m)

Ki　：ｉ段目のストリップの位置における土圧係数

σvi　：ｉ段目のストリップの位置における鉛直応力　(kN/m^2)

$$\sigma vi = \gamma_1 \cdot xi + qi$$
$$= \gamma_1 \cdot \Delta H (i - 1/2) + qi$$

γ_1　：盛土材料の単位体積重量　(kN/m^3)

xi　：ｉ段目のストリップの壁面材天端からの深さ　(m)

$$xi = \Delta H (i - 1/2)$$

qi　：ｉ段目のストリップの位置に作用する載荷重による鉛直応力　(kN/m^2)

ΔH　：ストリップの鉛直方向間隔　(m)

2）地震時

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-144～P-145 参照）

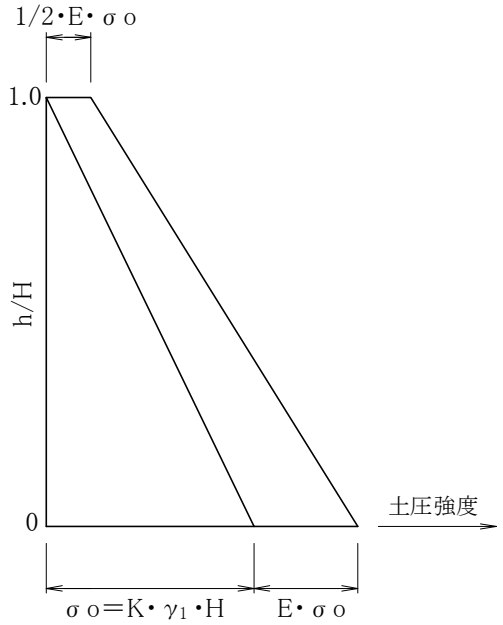


図　３－１０　地震時における土圧強度の増加模式図

$$P_{Ei} = P_i + \Delta P_i$$

$$\Delta P_i = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{z_i}{H_a}\right) \alpha \cdot kh \cdot P_n$$

ここに　P_{Ei} ：ｉ段目のストリップの位置に作用する地震時の土圧力　(kN/m)
P_i ：ｉ段目のストリップの位置に作用する土圧力　(kN/m)
ΔP_i ：ｉ段目のストリップに作用する地震時における増加土圧力　(kN/m)
z_i ：仮想壁高上端よりｉ段目のストリップまでの深さ　(m)
α ：地震時の増加係数(＝1.4)
kh ：設計水平震度
P_n ：最下段のストリップの位置に作用する土圧力(活荷重なし)　(kN/m)

３－９　ストリップ一本当りに作用する引張力の算出

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-150 参照）

各段のストリップに作用する引張力 Ti は、次式により算出する。

（常時）　$T_i = P_i \cdot \Delta B_i$

（地震時）　$T_{Ei} = P_{Ei} \cdot \Delta B_i$

ここに　T_i、T_{Ei}　：ｉ段目のストリップ一本に作用する常時もしくは地震時の引張力　(kN/本)
P_i、P_{Ei}　：ｉ段目のストリップの位置に作用する常時もしくは地震時の土圧力　(kN/m)
ΔB_i　：ｉ段目のストリップの水平間隔　(m)

３－１０　応力度の検討

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-157 参照）

ストリップの水平間隔は、ストリップに作用する引張力に対してストリップの破断やボルトのせん断を生じない間隔とし、各ストリップに対し、その応力度の照査を行う。

１）引張応力度

$$\text{（常時）}\quad \sigma ti = \frac{Ti}{Ag} \text{ 及び } \sigma oti = \frac{0.75 \times Ti}{An}$$

$$\text{（地震時）}\quad \sigma tEi = \frac{TEi}{Ag} \text{ 及び } \sigma otEi = \frac{0.75 \times TEi}{An}$$

ここに　σti、σtEi　：ｉ段目のストリップの一般部における常時もしくは地震時の引張応力度　(N/mm²)

σoti、σotEi　：壁面材との連結部におけるｉ段目のストリップの常時もしくは地震時の引張応力度　(N/mm²)

Ti、TEi　：ｉ段目のストリップ１本に作用する常時もしくは地震時の引張力　(kN/本)

0.75　：壁面材連結部のストリップの引張力は、ストリップの引張力の75%と考える。

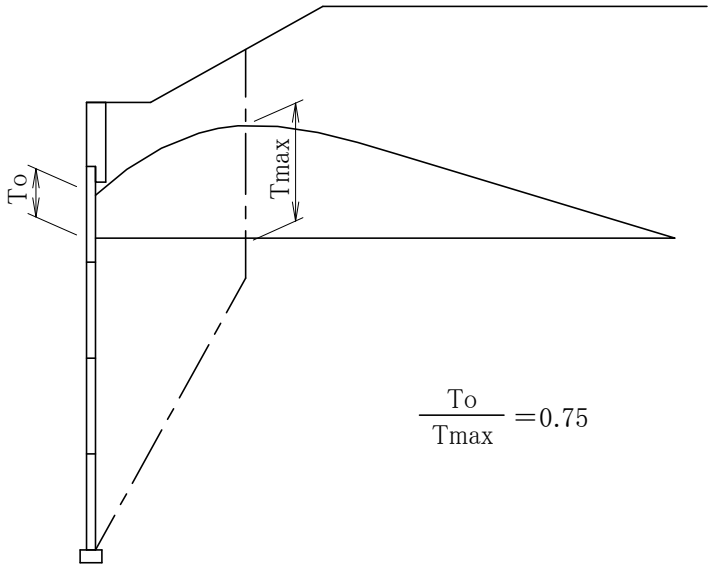


図　３－１１　ストリップの張力比

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-296 参照）

Ag　：ストリップの総断面積　　(㎟)

$$Ag = b\,(t - Cm)$$

b　：ストリップの幅　　(㎜)
t　：ストリップ厚さ　　(㎜)
Cm：ストリップの腐食代　　(㎜)

An　：ストリップの純断面積　　(㎟)

$$An = \{b - n'\,(3 + d)\}\,(t - Cm)$$

n'　：ストリップの幅方向の取付けボルト本数
d　：取付けボルトの呼び径 (㎜)

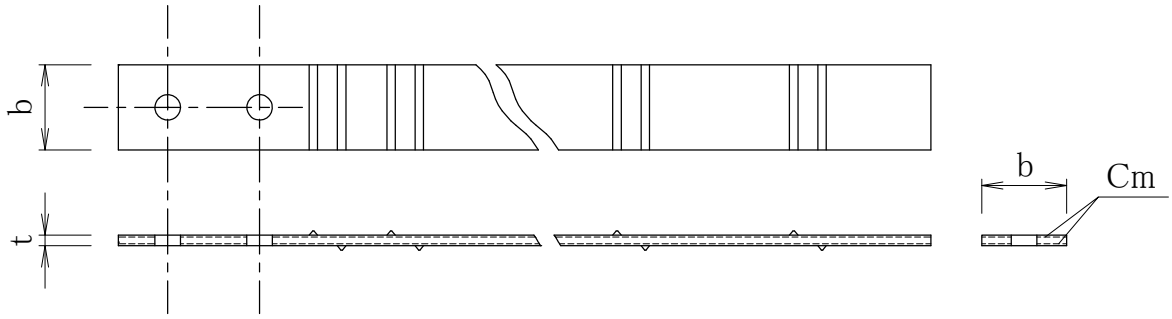


図　３－１２　ストリップ断面

２）ボルトせん断応力度

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-157 参照）

$$\text{(常時)}\quad \tau oi = \frac{0.75 \cdot Ti}{A\tau} = \frac{0.75 \cdot Ti}{j \cdot n \cdot Ae}$$

$$\text{(地震時)}\quad \tau oEi = \frac{0.75 \cdot TEi}{A\tau} = \frac{0.75 \cdot TEi}{j \cdot n \cdot Ae}$$

ここに　τoi、τoEi　：壁面材との連結部における i 段目のボルトの常時もしくは地震時のせん断応力度　(N/㎟)
Ti、TEi　：i 段目のストリップ１本に作用する常時もしくは地震時の引張力　(kN/本)
$A\tau$　：ストリップ１本のボルトの有効せん断面積　(㎟)
j　：連結方式によるせん断面の数
n　：取付けボルトの本数　(本)
Ae　：取付けボルトのネジ部有効断面積　(㎟)

３－１１　ストリップ最小長さの算出

（参考文献.１　テールアルメマニュアル P-151 参照）

ストリップの長さ(Lmin)は、図３－１３に示すように主働領域中にある長さ(Lo)と抵抗領域中の長さ(Lreq)との和である。

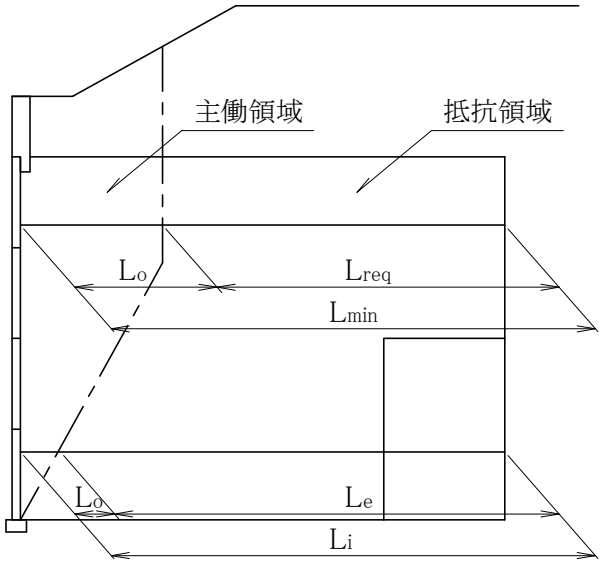


図　３－１３　ストリップ長

（常時）　$L_{min.i} = L_{oi} + L_{req.i}$

（地震時）　$L_{min.Ei} = L_{oEi} + L_{req.Ei}$

１）主働領域中の長さ（無視長さ）

３－４　主働領域算出の項参照

２）抵抗領域中の長さ（有効長さ）

（常時）　$L_{req.i} = \dfrac{F_{si} \cdot T_i}{2 \cdot f_i^* \cdot \sigma_{vi} \cdot b}$

（地震時）　$L_{req.Ei} = \dfrac{F_{sEi} \cdot T_{Ei}}{2 \cdot f_i^* \cdot \sigma_{vEi} \cdot b}$

ここに　F_{si}、F_{sEi}　：ｉ段目のストリップにおける引き抜けに対する常時もしくは地震時の安全率

T_i、T_{Ei}　：ｉ段目のストリップ１本に作用する常時もしくは地震時の引張力　(kN/本)

f_i^*　：ｉ段目のストリップの位置の見かけの摩擦係数

σ_{vi}、σ_{vEi}　：ｉ段目のストリップの位置における常時もしくは地震時の鉛直応力　(kN/m^2)

b　：ストリップ１本の幅　(m)

３－１２　構造細目

１）ストリップの最小長さ及び最大間隔

（参考文献.１　テールアルメマニュアル P-187～P-189 参照）

①ストリップの最小長さ

ストリップの配置は、表３－１の値を下回らないものとする。

ストリップは、ある一定以上の長さが土中に埋設されることによって、はじめて周辺の土砂を拘束し、設計上想定した補強効果が得られるものである。

したがって,『補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル』第４回改訂版 「5.1 設計の概説」及び「5.2 部材の安全性及び補強土（テールアルメ）壁の安定性の検討」の規定に基づいて実施した設計計算により，仮に短いストリップ長で安定であるという結果が得られた場合においても，表３－１に示した最小ストリップの値Lsd を下回らないようにする。

表　３－１　最小ストリップ長

補強土壁の種別	着目箇所	最小ストリップ長 Lsd 注)	最小ストリップ長の配置区域
a）上載盛土高が 2m未満のとき 0m　≦　Hl　＜　2m	上段付近	0.7・Ha	Ha の上端より 0.5・Ha 以上
	下段付近	0.4・Ha, かつ 4m	補強土壁下端より 0.3･Ha 以下
b）上載盛土高が 2m以上のとき Hl　≧　2m	上段付近	0.7・Ha	Ha の上端より 0.6・Ha 以上
	下段付近	0.4・Ha, かつ 4m	補強土壁下端より 0.3･Ha 以下
c）背面が負の勾配を持った盛土を支える補強土壁 La ＜ 0.7Ha	全段	0.6・Ha	全段

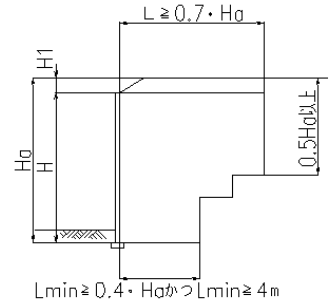
注）La は補強材設置可能幅（ここでは天端幅）。

Lsd は構造細目から決まる最小ストリップ長である。

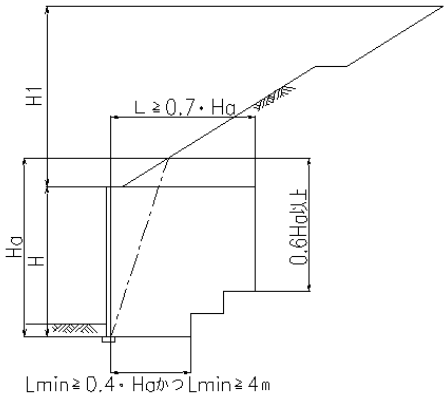
道路拡幅の腹付け盛土や鉄道における腹付け線増等のように、施工幅に制約がある場合においては、特に盛土材料を厳選し、小型の振動締固め機を用いて、入念な締固め施工がなされることを前提条件として、表３－１の a）およびb）の下段付近の最小長さを 0.4Ha かつ 2.5m までとしてよい。

表３－１の　c）において、この表に示す最小ストリップ長(0.6・Ha)を適用する場合には、原則として長方形断面とする。壁高によるストリップ長の変化を行う場合には、同表の a）及び b）と同様とする。

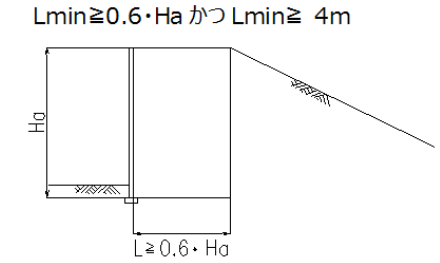
表３－１の内容を図示したものが、図３－１４である。



a）上載盛土高が2m未満のとき



b）上載盛土高が2m以上のとき



c）背面が負の勾配をもった
盛土を支える補強土壁

図　３－１４　最小ストリップ長

②ストリップの最大間隔

(参考文献　1　テールアルメマニュアル P-189 参照)

テールアルメの上段付近は、一般に土圧が小さいので、ストリップの応力度のみをみれば、その水平間隔は、かなり広くてもよいことになる。しかし、現在までの実施例や、これにともなう設計・施工上の経験等から、表　３－２に示す値を水平間隔及び鉛直間隔の最大間隔としている。

表　３－２　ストリップの最大間隔　　(単位：m)

壁面材種別	コンクリートスキンⅠ，Ⅱ	メタルスキン
鉛直間隔　ΔHsd	0.75	0.333
水平間隔　ΔBsd	0.75	1.5

2）ストリップの種類数

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-154、P-122 参照）

ストリップの種類が多いと、現地での施工が繁雑となり、最悪の場合には、取付けミスにより構造体の安定性に対して重大な支障をきたすこととなる。このため、実際に使用するストリップの長さは、計算により求められたｉ段目のストリップの常時もしくは地震時の最小必要長さLmin.i(Lmin.Ei)以上で、かつ、0.5mごとの長さとし、さらに１箇所のテールアルメにおけるストリップ長は、規模によっても異なるが、一般には壁高毎にまとめて3～5種類程度以下としている。

テールアルメの設計のうち内的安定検討では、盛土材料や基礎地盤の性状に適合し、作用荷重に対し必要なストリップの部材断面、長さ、その配置（水平間隔、鉛直間隔）並びに壁面材の平面及び正面的な割付けを決定する。このとき、計算によって算出されたストリップの長さをできるだけきめ細かくすれば経済的にはなるが、施工が煩雑となり、誤って配置されるおそれもある。このため、ストリップの長さや断面の選定及び壁面材の配置等に当っては、経済性と施工性をともに考慮した均衡のとれた設計としなければならない。

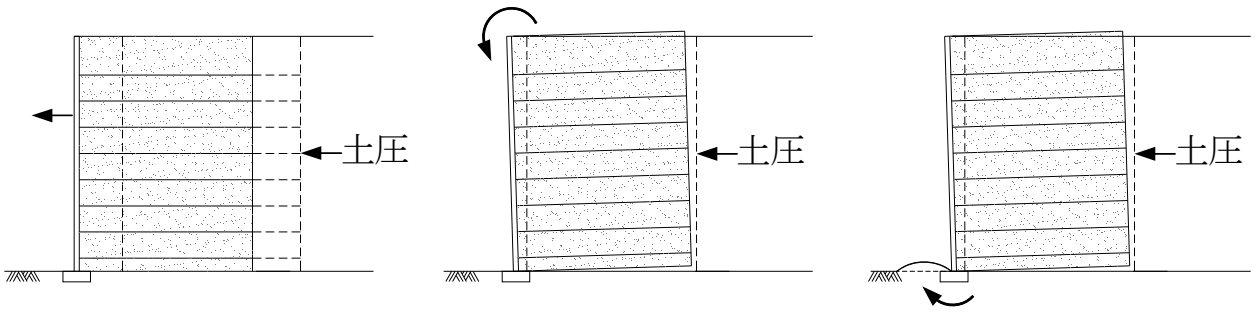
３－１３　補強土（テールアルメ）壁自体の安定性の検討(外的安定検討)

（参考文献.1　テールアルメマニュアル P-158～P-166 参照）

１）外的安定検討の基本

テールアルメ自体の安定性に対しては、テールアルメを一つの土工構造物とみなし、この土工構造物に作用する荷重に対して安定であるとともに、変位が許容変位以下であることを照査・検討する。このときの許容変位は、テールアルメにより形成される道路及び隣接する施設に有害な影響を及ぼさない変位とする。なお、変位の検討については、通常の地盤では、安定に対する照査を行えば一般に省略してもよい。これは、本マニュアルで示した設計方法は、論理的な妥当性を有する方法や実験等による検証がなされ、これまでの経験・実績から妥当とみなせる手法に基づいたものであり、これまでの多くの施工実績による長年の経験の蓄積により、所定の規模の範囲内であれば変位の検討を行わなくとも、一定の性能を確保するとみなすことができることによる。ただし、テールアルメの規模や地盤条件等からテールアルメの変形が予想される場合、変形に関する制限が厳しい箇所等、厳しい条件下でテールアルメを適用する場合は、必要に応じて沈下・変形に対する照査・検討を行う。

テールアルメ自体の安定性の検討については、壁面と内的安定検討により決定した補強領域からなるテールアルメを一つの土工構造物とみなし、「道路土工ー擁壁工指針　5−3−2　直接基礎の擁壁における擁壁自体の安定性の照査」に準拠し、『補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル』第 4 回改訂版　「4.2 設計に用いる荷重」から「4.4　部材の許容応力度及び安全率」に示す荷重や設計諸定数、許容応力度及び安全率に従い、図３－１５のように、滑動、転倒及び支持に対して安定であることを照査する。なお、テールアルメの盛土材料と背面の盛土材料および上載盛土における盛土材料がそれぞれ異なる場合には、それぞれの盛土材料に応じた設計定数を設定してテールアルメ自体の安定性の検討を行なうこと。



(a) 滑動に対する照査　　(b) 転倒に対する照査　　(c) 支持に対する照査

図　３－１５　テールアルメ自体の安定性の検討項目

1）－1　滑動に対する安定の照査

テールアルメの滑動に対しては、補強領域に作用する外力の水平成分に対して、テールアルメ底面におけるせん断抵抗力との釣り合いを考慮して、所定の安全率（常時 1.5、地震時 1.2）を満足することを照査する。

1）－2　転倒に対する安定の照査

テールアルメの転倒に対しては、外的作用力の合力の作用位置が常時には底面中央の底面幅 1／3（ミドルサード）、地震時には 2／3 の範囲にあることを照査する。その際、テールアルメは後方へ転倒するような挙動を示さないため、テールアルメ底面の幅 B の中央から後方に位置する場合は、転倒に対しては安定とみなしてよい。

1）－3　支持に対する安定の照査

テールアルメの支持に対しては、壁面の基礎（以降、壁面直下とする）とテールアルメ底面の基礎地盤面（以降、盛土直下とする）の 2 箇所においてそれぞれの鉛直地盤反力度が基礎地盤の許容支持力度以下であることを照査する。

2）滑動に対する安定の照査

テールアルメも擁壁と同様に、テールアルメを前面側に押し出そうとする滑動力（主として主働土圧、慣性力等の水平成分）とこれに対してテールアルメの底面と基礎地盤との間に生じる滑動抵抗力（主として底面と基礎地盤との間に生じるせん断抵抗力）が作用しているとして滑動に対する照査を行なう。

滑動に対する照査は、次式により求まる安全率 Fs（F_{sE}）が常時では 1.5、地震時では 1.2 を下回ってはならない。なお、地震時における ΣH_E の算出には、修正設計水平震度 kh_ν（『補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル』第 4 回改訂版 「4.2.6 地震動の影響」） を用いる。

$$（常時）\quad Fs = \frac{滑動抵抗力}{滑動力} = \frac{c_B \cdot B + \mu \cdot \Sigma V}{\Sigma H}$$

$$（地震時）\quad F_{sE} = \frac{c_B \cdot B + \mu \cdot \Sigma V_E}{\Sigma H_E}$$

ここに　Fs、F_{sE}　：常時もしくは地震時の滑動に対する安全率
（常時；1.5、地震時；1.2）

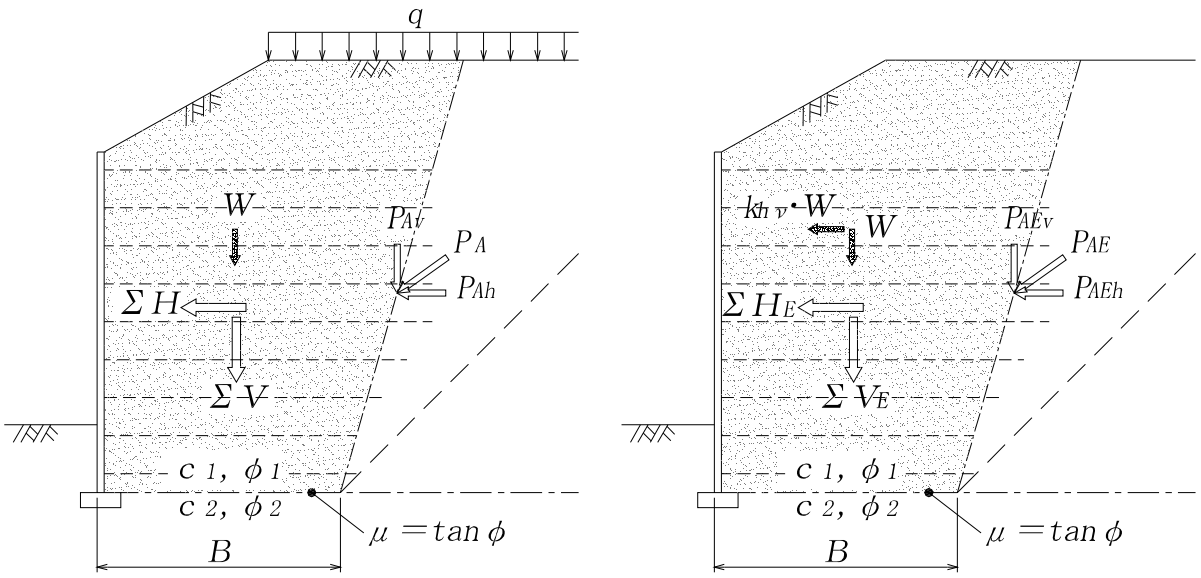
ΣV、ΣV_E　：テールアルメ底面における奥行き 1 m当たりの常時もしくは地震時の全鉛直荷重　(kN/m)

ΣH、ΣH_E　：テールアルメ底面における奥行き 1 m当たりの常時もしくは地震時の全水平荷重　(kN/m)

μ　：テールアルメ底面と基礎地盤との間の摩擦係数

c_B　：テールアルメ底面と基礎地盤との問の付着力　(kN/m²)

B　：テールアルメ底面の幅
（壁面材の厚さ＋補強領域底面の幅）　(m)



(a) 常　時　　(b) 地震時

図　３－１６　仮想擁壁の滑動のイメージ

摩擦係数と粘着力μ、c_Bは、盛土材料（c1、tanϕ1）、基礎地盤（c2、tanϕ2）の組み合わせの内、（c・B＋μ・ΣV）が最小となる定数を採用する。

安全率が所定の値を満足できない場合は、原則として（仮想背面の勾配を固定したまま）ストリップ長さを変化させて安定させるものとする。ただし地形条件等の制約によりやむを得ない場合は、仮想背面の勾配を変化させることで安全率を確保してもよい。なお、この場合においても、仮想背面は最下段と最上段のストリップの後端を結んだ線とする。

３）転倒に対する安定の照査

テールアルメの転倒に対する安定は、作用荷重の合力の作用位置が許容範囲内であることを照査する。なお、テールアルメの転倒に対する照査は、本マニュアルに定める標準的な寸法、形状においては、一般に省略してよい。これは、テールアルメは柔な構造特性を有し、底面に作用する地盤反力は、仮想背面に土圧が作用しても剛な抗土圧構造物に見られるような偏った反力分布が生じにくいことによる。また、補強領域の背面が階段状でもたれ擁壁のような形状となるために、合力の作用位置が許容範囲内、あるいは背面側に位置することから、転倒による破壊が生じる可能性は少ないことによる。しかし、テールアルメの高い位置に水平荷重が作用する場合や背面の切土形状等によっては、転倒モーメントが卓越することが考えられるので、転倒に対する安定を照査する。

転倒に対しては、次式により安定性を照査する。転倒に対する安定条件は、図３－１７ に示すように合力の作用位置が常時でテールアルメ底面幅中央の1／3（ミドルサード）の範囲内になければならない。また、地震時はテールアルメ底面幅中央の2／3以内になければならない。ただし、テールアルメは、後方へ転倒するような挙動は示さないため、合力の作用位置がテールアルメの底面幅Ｂの中央から後方に位置する場合は、転倒に対しては安定とみなしてよい。

$$(\text{常時}) \quad e = \frac{B}{2} - d \quad 、 \quad (\text{地震時}) \quad e = \frac{B}{2} - d_E$$

$$(\text{常時}) \quad e \leqq \frac{B}{6} 、 \quad (\text{地震時}) \quad e \leqq \frac{B}{3}$$

ここに e　：テールアルメ底面中央から合力の作用位置までの偏心距離　(m)

B　：テールアルメ底面の幅
(壁面材の厚さ＋補強領域底面の幅)　(m)

d、dE　：テールアルメ底面の壁面下端から合力の作用位置までの
常時もしくは地震時の距離　(m)

$$(\text{常時}) \quad d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} 、 \quad (\text{地震時}) \quad d_E = \frac{\Sigma Mr_E - \Sigma Mo_E}{\Sigma V_E}$$

ΣMr、ΣMr_E　：テールアルメ底面の壁面下端回りの常時もしくは地震時の
抵抗モーメント　(kN・m/m)

ΣMo、ΣMo_E　：テールアルメ底面の壁面下端回りの常時もしくは地震時の
転倒モーメント　(kN・m/m)

ΣV、ΣV_E　：テールアルメ底面における奥行き 1m あたりの常時もしくは
地震時の全鉛直荷重　(kN/m)

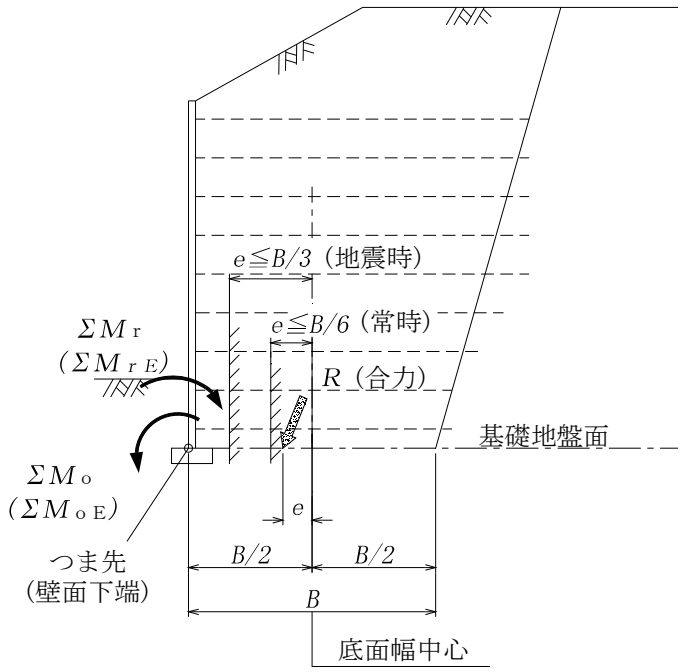
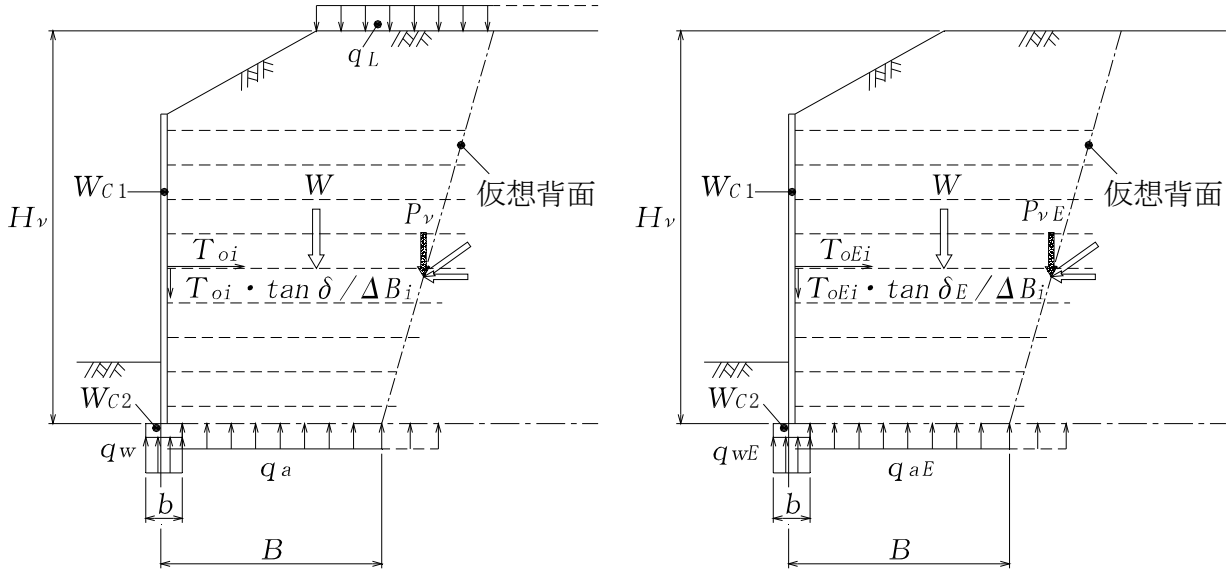


図　３－１７　転倒に対して安定となる合力の作用位置の範囲

４）支持に対する安定の照査

テールアルメは、一般のコンクリート擁壁等に比べると柔な構造特性を有し、壁面の直下付近を除くと、盛土としての挙動が期待できるため、剛なコンクリート擁壁において見られるような偏った反力分布は生じにくいことが実構造物による計測や実験等で確認されている。このため、擁壁工指針では、円弧すべりにより基礎地盤のせん断破壊を照査することで、補強領域の盛土直下の支持に対する安定の照査を省略してよいとされている。ただし、コンクリートスキンを用いる場合は、壁面の基礎底面に地盤反力が集中することがあり、支持に対する安定の照査を行う。また、壁面の基礎と補強領域の基礎地盤面で沈下・変形に大きな差が生じないように盛土直下（テールアルメ底面）でも照査を行う。

支持に対する安定の照査は、図３－１８ に示す分布の地盤反力度を算出し、基礎地盤の極限支持力度に所定の安全率（常時 3.0、地震時 2.0）を考慮した許容支持力度以下であるかを照査する。壁面の基礎に働く鉛直荷重は、『補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル』第４回改訂版 「5.2.1 (2)ストリップ各段に作用する水平土圧力」に示すストリップ各段に作用する土圧力に壁面摩擦角（常時２φ／3、地震時φ／2）を考慮して算出する。一方、盛土直下の支持に対しては、盛土荷重等による地盤反力が均等に分布するものとして照査を行う。



(a) 常　時　　(b) 地震時

図　３－１８　テールアルメ底面の地盤反力の分布

以下にテールアルメにおける支持に対する安定の照査に用いる計算式を示す。これらは、現時点においてコンクリートスキンに連結されているストリップの影響が明確になっていないために、安全を考慮して壁面直下と盛土直下を個別に計算するものである。今後、ここに示す計算式や検討方法が変更になる場合も考えられる。

４）－１　壁面直下の支持に対する安定の照査

壁面直下の支持に対する安定は，次式より照査する。

$$\text{(常時)}\quad qw = \frac{Qw}{b} = \frac{\Sigma(Toi\cdot\tan\delta/\Delta Bi)+Wc1+Wc2}{b} \leqq \frac{qu}{Fs} = qa$$

$$\text{(地震時)}\quad qw_E = \frac{Qw_E}{b} = \frac{\Sigma(To_Ei\cdot\tan\delta_E/\Delta Bi)+Wc1+Wc2}{b} \leqq \frac{qu_E}{Fs_E} = qa_E$$

ここに	qw、qw_E	：壁面の基礎底面における常時もしくは地震時の地盤反力度	(kN/m²)
	Qw、Qw_E	：壁面の基礎底面における常時もしくは地震時の地盤反力	(kN/m)
	b	：基礎コンクリートの幅	(m)
	qa、qa_E	：基礎地盤の常時もしくは地震時の許容支持力度	(kN/m²)
	qu、qu_E	：基礎地盤の常時もしくは地震時の極限支持力度	(kN/m²)
	Fs、Fs_E	：地盤の支持力に対する常時もしくは地震時の安全率 （常時；3.0、地震時；2.0）	
	Toi、To_Ei	：壁面背面付近におけるｉ段目のストリップ１本に作用する常時もしくは地震時の引張力	(kN/本)
	ΔBi	：ｉ段目のストリップ１本の水平間隔	(m/本)
	δ、δ_E	：常時もしくは地震時の壁面摩擦角 （常時;$2\phi/3$、地震時;$\phi/2$）	(°)
	$Wc1$	：コンクリートスキンの重量	(kN/m)
	$Wc2$	：基礎コンクリートの重量	(kN/m)

4）－2　盛土直下（テールアルメ底面）の支持に対する安定の照査

盛土直下における支持に対する安定は，次式より照査する。

$$\text{（常時）}\quad qs = \frac{Qs}{B} = \frac{W+q2+P\nu}{B} \leqq \frac{qu}{Fs} = qa$$

$$\text{（地震時）}\quad qs_E = \frac{Qs_E}{B} = \frac{W+q2+P\nu_E}{B} \leqq \frac{qu_E}{Fs_E} = qa_E$$

ここに　qs、qs_E　：テールアルメ底面における常時もしくは地震時の鉛直地盤反力度　(kN/m²)

Qs、Qs_E　：テールアルメ底面における常時もしくは地震時の全鉛直荷重　(kN/m)

qa、qa_E　：基礎地盤の常時もしくは地震時の許容支持力度　(kN/m²)

qu、qu_E　：基礎地盤の常時もしくは地震時の極限支持力度　(kN/m²)

Fs、Fs_E　：地盤の支持力に対する常時もしくは地震時の安全率
（常時；3.0、地震時；2.0）

W　：テールアルメの自重　(kN/m)

$q2$　：載荷重（活荷重，その他荷重）　(kN/m²)

$P\nu$、$P\nu_E$　：テールアルメの仮想背面に作用する常時もしくは
地震時の主働土圧合力の鉛直成分　(kN/m)

B　：テールアルメの底面幅
（壁面材の厚さ＋補強領域底面の幅）　(m)

4）－3　基礎地盤の極限支持力の算定

基礎地盤の極限支持力（Qu）は，次式より計算する。

$$Qu = A\left\{\alpha\cdot\kappa\cdot c\cdot Nc\cdot Sc+\kappa\cdot q\cdot Nq\cdot Sq+\frac{1}{2}\gamma 1\cdot\beta\cdot Be\cdot Nr\cdot Sr\right\}$$

ここに　Qu　：荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の
極限支持力　(kN)

c　：地盤の粘着力　(kN/m²)

q　：上載荷重　(kN/m²)
$q=\gamma 2\cdot Df$

A　：載荷面積　(m²)

$\gamma 1$、$\gamma 2$　：支持地盤および根入れ地盤の土の単位体積重量　(kN/m³)
ただし，地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

Be　：基礎幅　(m)

Df　：基礎の有効根入れ深さ　(m)

α、β　：基礎の形状係数

κ　：根入れ効果に対する割増し係数

Ne、Nq、Nr　：荷重の傾斜を考慮した支持力係数

Sc、Sq、Sr　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数

（「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編」より）

基礎地盤の極限支持力は、標準貫入試験によるN値、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、平板載荷試験等の結果を総合的に判断して内部摩擦角φ及び粘着力cを決定して求める。なお、盛土直下の支持に対する照査ではテールアルメの荷重は等分布で作用するため荷重の偏心を考慮する必要はない。

4）－4　斜面地盤上の基礎地盤の支持力

斜面地盤上の基礎地盤の支持力は、主に地形的な要因から同一地盤でも平坦地の場合より小さくなる。これは、斜面に近接した基礎では、支持力が斜面側へのすべり出し破壊によって決まるためで、斜面地盤上にテールアルメを構築する場合には、地盤の傾斜を考慮した支持力の照査を行う必要がある。地盤の傾斜を考慮した支持力の照査は、「道路土工－擁壁工指針（参考5－3）斜面上の基礎地盤の極限支持力の算出方法」を参考にするとよい。

３－１４　補強土（テールアルメ）壁を含む全体安定の検討

（参考文献 1　テールアルメマニュアル P-167～P-170 参照）

1）テールアルメの外側及び補強領域を横切るすべりに対する安定の検討

テールアルメの外側及び補強領域を横切るすべりに対しては、テールアルメを含めた背面盛土及び基礎地盤を含む全体のすべりに対する安定を検討する。特に、図３－１９に示すように、テールアルメの背後に高い上載盛土を設ける場合や斜面上等にテールアルメを設置する場合は、背面盛土及び基礎地盤を含めたテールアルメの外側及び補強領域を通過するすべりに対する検討を行う。また、上載盛土の盛土斜面内のすべりに対する検討も必要である。すべりに対する安定の検討は、「道路土工－盛土工指針」を参考に、地震時におけるすべりに対する安定の検討においては、「２－２　設計水平震度」の表２－３に示す設計水平震度の標準値を用いる。

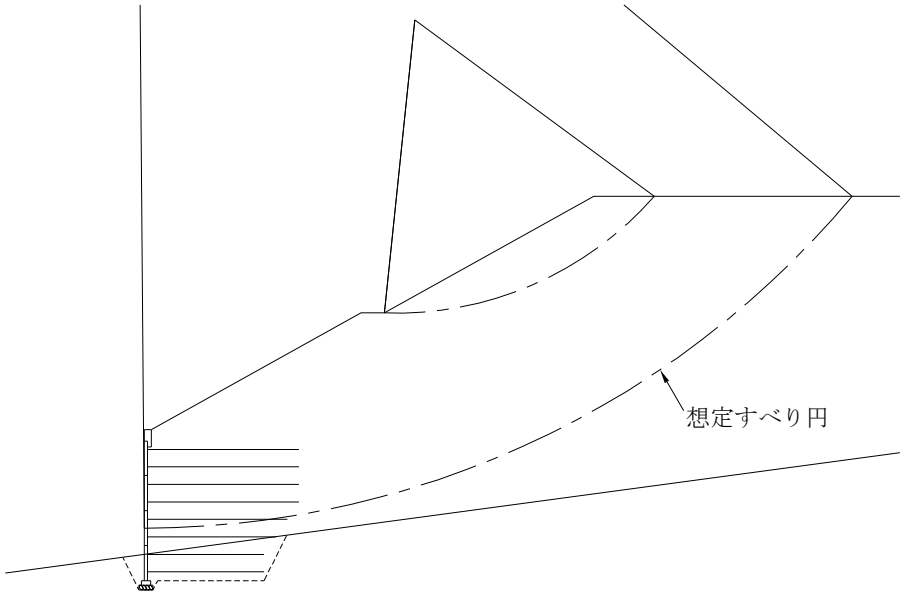


図　３－１９　想定される全てのすべり面に対する安定の検討

2）すべりに対する安定性の検討

a）補強領域を横切るすべりに対する安定性の検討

テールアルメの補強領域を横切るすべりに対しては、従前より、①テールアルメの補強領域内にストリップの引張強さに応じた見かけの粘着力を考慮する方法、②補強領域内は十分な強度を有するため、すべり面が侵入しないとする方法が用いられてきた。これらについては過去の施工実績から一定の合理性を有するが、性能設計の枠組みを導入したことに伴い、より明確な適用限界を明らかにすることが必要となった。

したがって、当面の間においては、③テールアルメを含む地盤のすべり破壊として円弧すべり面を仮定し、ストリップの引抜き抵抗力を抵抗モーメントに加える方法により、すべりの安定性の検討を行うこととした。次式に安全率の算定式を示す。

$$(\text{常時}) \quad Fs = \frac{R \cdot \Sigma\{c \cdot l + (W \cdot \cos\alpha + Tavail.i \cdot \sin\theta)\tan\phi + Tavail.i \cdot \cos\theta\}}{R\Sigma W \cdot \sin\alpha}$$

(地震時)

$$Fs_E = \frac{R \cdot \Sigma\{c \cdot l + (W \cdot \cos\alpha - kh \cdot W \cdot \sin\alpha)\tan\phi\} + R \cdot \Sigma Tavail.i\ (\cos\theta + \sin\theta \cdot \tan\phi)}{\Sigma(R \cdot W \cdot \sin\alpha + kh \cdot W \cdot yG)}$$

ここに

Fs、Fs_E	：常時もしくは地震時の円弧すべりに対する安全率	
c	：粘着力	(kN/ ㎡)
ϕ	：せん断抵抗角	(°)
l	：分割片で切られたすべり面の長さ	(m)
W	：分割片の全重量（載荷重を含む）	(kN/m)
b	：分割片の幅	(m)
α	：分割片で切られたすべり面の中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度	(°)
Tavail.i	：ストリップの発揮可能な引張強さ（想定すべり円より奥側にあるストリップの許容引張強さ（T_A、T_{A_E}）または引抜抵抗力（Tp、Tp_E）の小さい方の値）	(kN/m)
θ	：ストリップ位置でのすべり面の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度	(°)
R	：すべり円弧の半径	(m)
kh	：設計水平震度	
yG	：円弧中心から分割片重心までの鉛直距離	(m)

なお、予備設計段階においては、テールアルメやその背後の盛土材料に砂質土を使用する場合には、粘着力を 10kN/m2 見込んでもよい。ただし、詳細設計の段階では、『補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル』第４回改訂版 「第３章 計画・調査」に従って土質試験により得られた結果に基づくものとする。

ｂ）テールアルメの外側を通過するすべりに対する安定検討

テールアルメの外側となる基礎地盤及び盛土斜面のすべりに対する安定検討は、一般に分割法による円弧すべり法による。計算に用いる設計諸定数は、『補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル』第４回改訂版 「4.３土・地盤の設計諸定数」をもとに原地盤及び盛土材料の力学的な性質を適切に評価して定める。また、上載盛土の規模が大きい場合には、十分な調査・検討を行わなければならない。円弧すべり法による安全率の算出は、予備設計段階では、基礎地盤の圧密による強度増加を無視した全応力法によって、次式により求めることが多い。なお、テールアルメが砂質地盤上に設置される場合は、c_u、ϕ_uに代えてc_d、ϕdもしくは、標準貫入試験のＮ値より推定したせん断抵抗角ϕの値を用いることができる。

全応力法に用いる強度定数と間隙水圧を表３－３に示す。

表　３－３　全応力法に用いる強度定数と間隙水圧

検討時期	全 応 力 法		
施工直後	透水性が低い場合	急速施工の場合	c_u , ϕ_u , u_r , u_0
		緩速施工の場合	c_{cu} , ϕ_u , u_r , u_0
	透水性が高い場合		c_d , ϕ_d , u_0
長期間経過	透水性が低い場合		c_{cu}, ϕ_{cu} , u_0
	透水性が高い場合		c_d, ϕ_d, u_0

c_u、ϕ_u　：非圧密非排水試験（UU）より得られる強度定数
c_{cu}、ϕ_{cu}　：圧密非排水試験（CU）より得られる強度定数
c_d、ϕ_d　：圧密排水試験（CD）より得られる強度定数
u_r　：施工直後の残留間隙水圧
u_0　：降雨・地山の地下水等の浸透による間隙水圧

$$(\text{常時}) \quad F_S = \frac{\Sigma(c \cdot l + W \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi)}{\Sigma W \cdot \sin\alpha}$$

$$(\text{地震時}) \quad F_{S_E} = \frac{\Sigma\{c \cdot l + (W \cdot \cos\alpha - kh \cdot W \cdot \sin\alpha)\tan\phi\}}{\Sigma(W \cdot \sin\alpha + kh \cdot W \cdot \frac{yG}{R})}$$

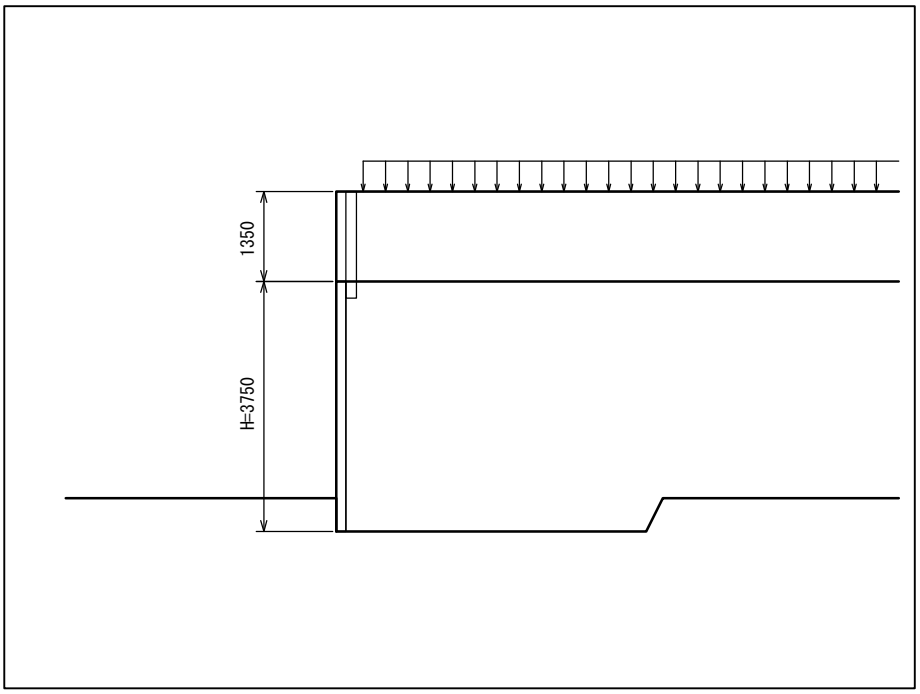
ここに，記号はａ）における式を参照。

(4) 補強土壁安定検討

1. 設計条件

1.1 補強土壁形状および地盤形状

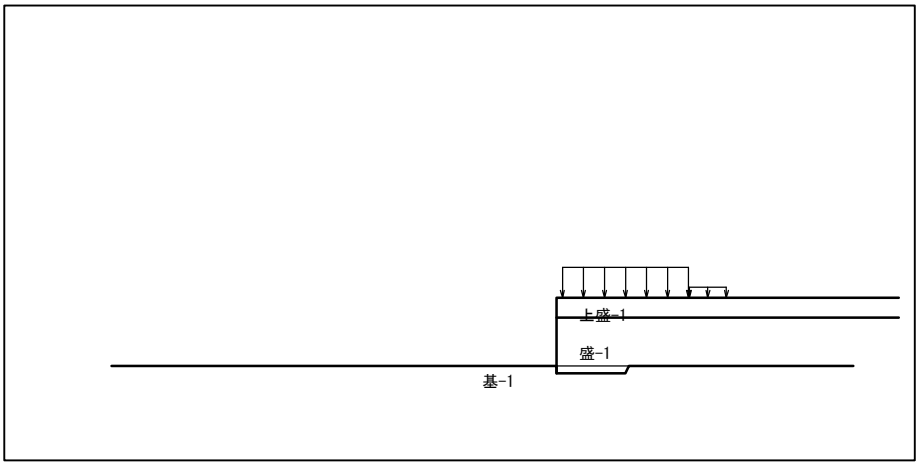
1.1.1 補強土壁形状図



補強土壁の壁高　　：H　＝ 3.750 (m)

笠石コンクリートの高さ　　：H4 ＝ 1.350 (m)

1.1.2　地盤形状図



(1) 補強土壁形状座標

補強土壁番号	補強土壁層の下端座標		補強土壁層の上端座標	
	XL (m)	YL (m)	XU (m)	YU (m)
盛－1	0.000	0.000	0.000	3.750

(2) 上載盛土座標

上載盛土番　号	座　標番　号	X座標 (m)	Y座標 (m)
上盛－1	1	0.000	3.750
	2	0.000	5.100

(3) 基礎地盤座標

基礎地盤番　号	座　標番　号	X座標 (m)	Y座標 (m)
基－1	1	-30.000	0.500
	2	20.000	0.500

(4) 水位線 (外的安定)

常時水位　　：Hwf ＝ 0.000 (m)

(5) 地山掘削形状

余裕幅 (m)	小段高 (m)	小段幅 (m)	掘削勾配 1 : n
0.000	0.500	―	1:0.50

1.2　盛土材料および基礎地盤の土質定数

土層番号	Hs (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	φ (°)	c (kN/m²)	ce (kN/m²)
上盛－1	1.350	20.0	11.0	30.0	0.0	10.0
盛－1	3.750	20.0	11.0	30.0	0.0	10.0
基－1	―	20.0	11.0	35.0	0.0	―

土層番号	fo*	tanφ1
上盛－1	―	―
盛－1	1.50	0.727
基－1	―	―

上盛：上載盛土,　盛：補強土壁,　背：背面盛土,　基：基礎地盤

Hs　：層厚（m）

γ　：土の単位体積重量（kN/m³）

γ'　：土の水中単位体積重量（kN/m³）

φ　：土のせん断抵抗角（°）

c　：土の粘着力（kN/m²）

ce　：全体安定検討に用いる土の粘着力の仮定値（kN/m²）

fo*　：見かけの摩擦係数

tanφ1　：見かけの摩擦係数

1.3　設計外力

載荷重番号	荷重の種類	壁天端からの離れ L+Bg(m)	荷重幅 BL (m)	荷重 q (kN/m²)	
				常時	地震時
荷－1	活荷重1	0.400	8.500	10.00	―
荷－2	活荷重2	8.950	2.500	3.50	―

1.4　設計水平震度

内的安定検討および外的安定検討時（擁壁工指針対応）

$k_h = c_z \cdot k_{ho} = 0.17$

ただし，k_h　：設計水平震度

k_{ho}　：標準設計水平震度 = 0.20［ 地盤種別：レベル2地震動Ⅱ種 ］

c_z　：地域別補正係数　= 0.85［ 地域区分：B ］

1.5　基礎底面地盤の土質定数

( )内は水中

基礎底面地盤	支持地盤			根入れ地盤	
	γ (kN/m³)	φ (°)	c (kN/m²)	有効根入れ Df (m)	γ' (kN/m³)
盛土直下の基礎地盤	20.0 (11.0)	35.0	0.0	0.500	20.0
壁面直下の基礎地盤	20.0 (11.0)	35.0	0.0	0.700	20.0

1.6　基礎地盤の許容地盤支持力度

	常　時 Qa (kN/m²)	地震時 QaE (kN/m²)
盛土直下の基礎地盤	198.93	266.88
壁面直下の基礎地盤	180.68	302.07

1.7　基礎コンクリート

幅 b (m)	高さ hc (m)	単位体積重量 γc (kN/m³)
0.400	0.200	23.0

1.8　設計安全率

設計安全率	常　時	地震時
補強材の引抜けに対する安全率	Fs≧2.00	FsE≧1.20
滑動に対する安全率	Fs≧1.50	FsE≧1.20
転倒に対する安定条件	e ≦L／6	e ≦L／3
支持力に対する安全率	Fs≧3.00	FsE≧2.00

1.9　部材

(1) 壁面材：テールアルメ

(2) ボルトおよび補強材（ストリップ）の寸法

腐食代：Cm ＝ 1.0 (mm)

ストリップの総断面積　：Ag ＝ b･(t－Cm)

ストリップの純断面積　：An ＝ {b－n'･(3.0＋d)}･(t－Cm)

ボルトの有効せん断面積：Aτ ＝ j･n･Ae

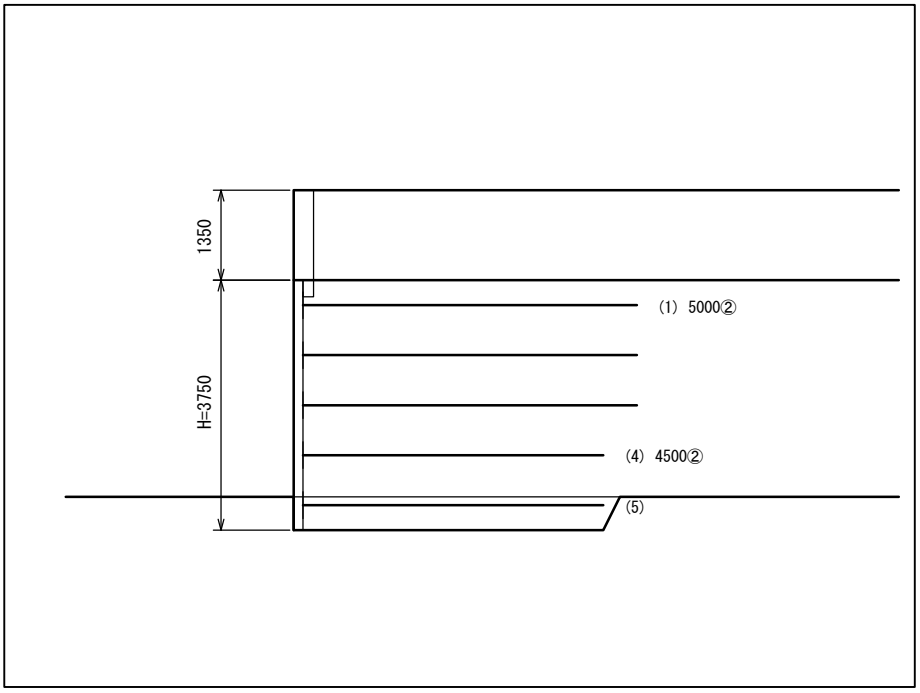
部材 No-1	項目	記号	単位	諸元
ストリップ (SM490A)	板幅	b	mm	60.0
	板厚	t	mm	4.0
	総断面積	Ag	mm^2	180.0
	純断面積	An	mm^2	135.0
	降伏強度	σy	N/mm^2	325.0
ボルト	呼び径	d	mm	M12
	有効断面積	Ae	mm^2	84.3
	連結部１ヶ所当りのボルト本数	n	本	2
	補強材の幅方向のボルト本数	n'	本	1
	せん断の数	j	箇所	1
	有効せん断面積	Aτ	mm^2	168.6

(3) ボルトおよび補強材（ストリップ）の許容応力度

部材 No-1	項目	記号	単位	常　時	地震時
ストリップ (SM490A)	引張許容応力度	σta	N/mm^2	185.0	277.5
ボルト	せん断許容応力度	τa	N/mm^2	200.0	300.0

2. 計算結果の総括

2.1　補強材の配置



2.2　補強材長および引抜けに対する安全率

段数 (i)	深さ Z (m)	鉛直間隔 ΔH (m)	水平間隔 ΔB (m)	設計長 L (m)	必要長		引抜け安全率		判定
					常　時 Lr (m)	地震時 LrE (m)	常　時 Fs	地震時 FsE	
1	1.725	0.750	0.750	5.000	4.847	4.662	2.092	1.350	○
2	2.475	0.750	0.750	5.000	4.953	4.610	2.027	1.377	○
3	3.225	0.750	0.750	5.000	4.674	4.117	2.184	1.596	○
4	3.975	0.750	0.750	4.500	4.373	4.000	2.069	1.587	○
5	4.725	0.750	0.750	4.500	4.105	4.000	2.203	1.766	○

2.3　部材の応力度

段数 (i)	常　時			地震時			判定
	σt (N/mm²)	σot (N/mm²)	τo (N/mm²)	σtE (N/mm²)	σotE (N/mm²)	τoE (N/mm²)	
1	61.2	61.2	49.02	66.1	66.1	52.91	○
2	78.2	78.2	62.59	86.0	86.0	68.83	○
3	93.2	93.2	74.65	103.9	103.9	83.18	○
4	106.4	106.4	85.21	119.8	119.8	95.96	○
5	117.7	117.7	94.25	133.9	133.9	107.18	○

σt，　σtE　　：補強材の一般部における引張応力度（N/mm²）

σot，σotE　：壁面材との結合部における補強材の引張応力度（N/mm²）

τo，　τoE　　：壁面材との結合部におけるボルトのせん断応力度（N/mm²）

2.4　外的安定検討（仮想的な擁壁に対する安定検討）

（ ）内は許容値

検　討　項　目		常　時		地震時	
		計算結果	判　定	計算結果	判　定
滑動に対する安定	滑動安全率 Fs	4.792 (1.500)	○	2.317 (1.200)	○
転倒に対する安定	偏心距離 e（m）	-0.120 (0.763)	○	0.191 (1.526)	○
盛土直下の支持に対する安定	鉛直反力度 Na（kN/m²）	127.718 (198.931)	○	117.410 (266.880)	○
壁面直下における支持に対する安定	鉛直反力度 N（kN/m²）	123.140 (180.682)	○	109.781 (302.073)	○

2.5　各断面における内的安定検討結果

2.5.1　各壁高補強材長一覧

注）各段数部における補強材水平間隔は，以下の記号で表す。

②＝　0.750（m），

ｉ：補強材段数

Ｈ：補強土壁の壁高（m）

表中の数値は最小補強材長（m），（ ）内は実行補強材長（m）

i	(1) H=3.750(m)	(2) H=3.000(m)	(3) H=2.250(m)	(4) H=1.500(m)
1	② 4.847（5.0）	② 4.674（5.0）	② 4.441（4.5）	② 3.987（4.0）
2	② 4.953	② 4.567	② 4.114	② 3.642
3	② 4.674	② 4.246（4.5）	② 3.792（4.0）	
4	② 4.373（4.5）	② 3.950（4.0）		
5	② 4.105			

2.5.2　各壁高構造細目一覧

補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアルより

Ｈ　　：補強土壁の壁高（m）
Ｈ4　　：笠石コンクリートの高さ
Ｈa　　：仮想壁高（m）
Ｈ1　　：補強土壁の上部にある上載盛土の盛土高（m）
ｎ　　：のり面勾配
Ｂb　　：上載盛土のり尻の水平小段幅（m）
Ｌ1　　：壁面からのり肩までの距離（m）
ＱＬj_Ｗ1　：各段の補強材に作用する活荷重（常時）（kN/m²）
Ｂg　　：上載盛土ののり肩から載荷重までの水平距離（m）
ＢＬ　　：載荷幅（m）
Ｌsd　　：構造細目（m）
Ｈmin　　：最小長さの補強材の配置区域（m）

(1) Ｈ ＝ 3.750（m），Ｈ4 ＝ 1.350（m），Ｈa ＝ 5.100（m），Ｈ1 ＝ 1.350（m）
１：ｎ ＝ 1：0.000，Ｂb ＝ 0.000（m），Ｌ1 ＝ 0.000（m）
ＱＬ1_Ｗ1 ＝ 10.000（kN/m²），Ｂg＋Ｌ1 ＝ 0.400（m），ＢＬ ＝ 8.500（m）
ＱＬ2_Ｗ1 ＝ 3.500（kN/m²），Ｂg＋Ｌ1 ＝ 8.950（m），ＢＬ ＝ 2.500（m）
上段付近：Ｌsd ＝ 0.7･Ｈa ＝ 3.570（m）
上段付近：Ｈmin ＝ 0.5･Ｈa ＝ 2.550（m）・・・＜ 1 段から 2 段まで ＞
下段付近：Ｌsd ＝ 0.4･Ｈa ＝ 2.040 ≧ 4.0（m）
下段付近：Ｈmin ＝ 0.3･Ｈa ＝ 1.530（m）・・・＜ 4 段から 5 段まで ＞

(2) Ｈ ＝ 3.000（m），Ｈ4 ＝ 1.470（m），Ｈa ＝ 4.470（m），Ｈ1 ＝ 1.470（m）
１：ｎ ＝ 1：0.000，Ｂb ＝ 0.000（m），Ｌ1 ＝ 0.000（m）
ＱＬ1_Ｗ1 ＝ 10.000（kN/m²），Ｂg＋Ｌ1 ＝ 0.400（m），ＢＬ ＝ 8.500（m）
ＱＬ2_Ｗ1 ＝ 3.500（kN/m²），Ｂg＋Ｌ1 ＝ 8.950（m），ＢＬ ＝ 2.500（m）
上段付近：Ｌsd ＝ 0.7･Ｈa ＝ 3.129（m）
上段付近：Ｈmin ＝ 0.5･Ｈa ＝ 2.235（m）・・・＜ 1 段から 1 段まで ＞
下段付近：Ｌsd ＝ 0.4･Ｈa ＝ 1.788 ≧ 4.0（m）
下段付近：Ｈmin ＝ 0.3･Ｈa ＝ 1.341（m）・・・＜ 3 段から 4 段まで ＞

(3) H ＝ 2.250 (m), H4 ＝ 1.450 (m), Ha ＝ 3.700 (m), H1 ＝ 1.450 (m)
１：ｎ ＝ 1:0.000, Ｂb ＝ 0.000 (m), Ｌl ＝ 0.000 (m)
QL1_W1 ＝ 10.000 (kN/m^2), Ｂg＋Ｌl ＝ 0.400 (m), ＢL ＝ 8.500 (m)
QL2_W1 ＝ 3.500 (kN/m^2), Ｂg＋Ｌl ＝ 8.950 (m), ＢL ＝ 2.500 (m)
上段付近：Ｌsd ＝ 0.7･Ha ＝ 2.590 (m)
上段付近：Hmin ＝ 0.5･Ha ＝ 1.850 (m)・・・＜ 1 段から 1 段まで ＞
下段付近：Ｌsd ＝ 0.4･Ha ＝ 1.480 ≧ 4.0 (m)
下段付近：Hmin ＝ 0.3･Ha ＝ 1.110 (m)・・・＜ 3 段から 3 段まで ＞

(4) H ＝ 1.500 (m), H4 ＝ 1.310 (m), Ha ＝ 2.810 (m), H1 ＝ 1.310 (m)
１：ｎ ＝ 1:0.000, Ｂb ＝ 0.000 (m), Ｌl ＝ 0.000 (m)
QL1_W1 ＝ 10.000 (kN/m^2), Ｂg＋Ｌl ＝ 0.400 (m), ＢL ＝ 8.500 (m)
QL2_W1 ＝ 3.500 (kN/m^2), Ｂg＋Ｌl ＝ 8.950 (m), ＢL ＝ 2.500 (m)
上段付近：Ｌsd ＝ 0.7･Ha ＝ 1.967 (m)
上段付近：Hmin ＝ 0.5･Ha ＝ 1.405 (m)・・・＜ 1 段から 1 段まで ＞
下段付近：Ｌsd ＝ 0.4･Ha ＝ 1.124 ≧ 4.0 (m)
下段付近：Hmin ＝ 0.3･Ha ＝ 0.843 (m)・・・＜ 2 段から 2 段まで ＞

2.6　各断面における外的安定検討結果

2.6.1　各断面の底版幅及び基礎形状

壁高 H(m)	底版幅 B(m)	基礎幅 b(m)	基礎高 hc(m)
3.750	4.578	0.400	0.200
3.000	3.973	0.400	0.200
2.250	4.015	0.400	0.200
1.500	4.140	0.400	0.200

2.6.2　各断面における検討結果

( )内は許容値

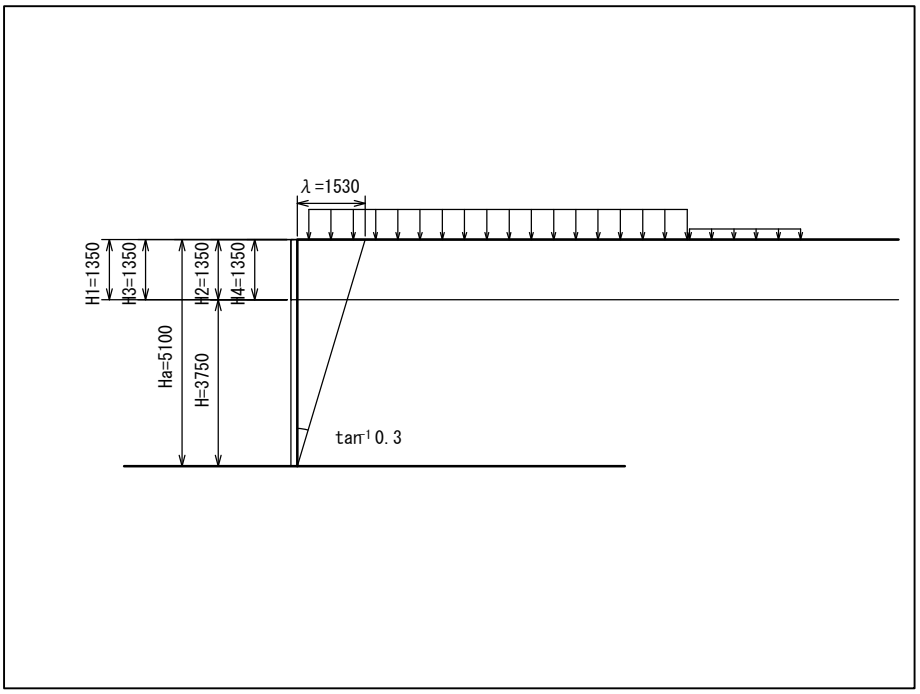
検討項目		滑動に対する安定	転倒に対する安定	盛土直下の支持	壁面直下の支持	判定
壁高 H(m)	ケース	滑動安全率 Fs	偏心距離 e (m)	鉛直反力度 Na (kN/m^2)	鉛直反力度 N (kN/m^2)	
3.750	①	4.792 (1.500)	-0.120 (0.763)	127.718 (198.931)	123.140 (180.682)	○
	②	2.317 (1.200)	0.191 (1.526)	117.410 (266.880)	109.781 (302.073)	○
3.000	①	7.594 (1.500)	-0.434 (0.662)	126.663 (216.373)	100.023 (180.682)	○
	②	2.736 (1.200)	-0.130 (1.324)	112.860 (289.694)	89.163 (302.073)	○
2.250	①	6.970 (1.500)	-0.255 (0.669)	98.912 (213.688)	75.468 (180.682)	○
	②	2.748 (1.200)	-0.020 (1.338)	87.008 (291.981)	67.220 (302.073)	○
1.500	①	5.392 (1.500)	-0.028 (0.690)	68.935 (202.485)	51.228 (180.682)	○
	②	2.680 (1.200)	0.132 (1.380)	59.730 (290.143)	45.657 (302.073)	○

ケース　①：常時，②：地震時

3. 内的安定検討

3.1　形状および寸法

3.1.1　設計断面



補強土壁の壁高	：H	＝ 3.750 (m)
補強材の鉛直間隔	：ΔH	＝ 0.750 (m)
笠石の垂直高さ	：Hk	＝ 1.350 (m)
上載盛土の盛土高	：H1	＝ 1.350 (m)
のり面勾配（1：n）	：n	＝ 0.000

3.1.2　仮想壁高

Ha ＝ H＋H2 ＝ 5.100 (m)

ここに，Ha　：仮想壁高 (m)

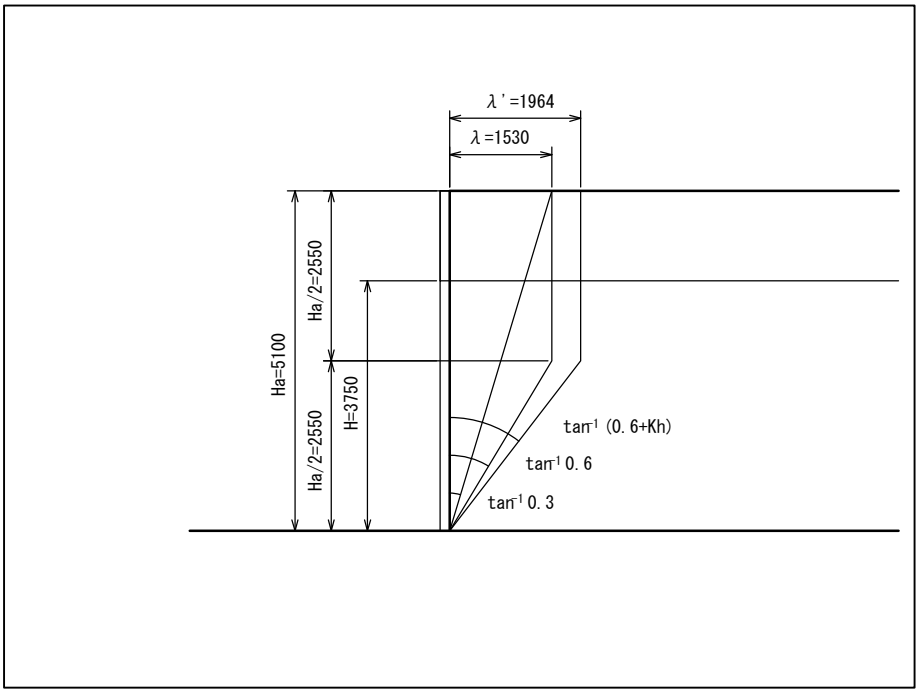
H　：補強土壁の壁高 ＝ 3.750 (m)

H2　：仮想壁高と補強土壁の壁高との差 (m)

H2 ＝ H4 ＝ 1.350 (m)

H4　：笠石の垂直高さ ＝ 1.350 (m)

3.1.3　主働領域の決定


λ'=1964
λ=1530
Ha=5100
Ha/2=2550
H=3750
Ha/2=2550
tan-1 (0.6+Kh)
tan-1 0.6
tan-1 0.3

3.1.4　仮想壁高上端から補強材までの深さ

$$z_i = \Delta H \cdot (i - 1/2) + H2$$

ここに，z_i　：仮想壁高上端からｉ段目の補強材設置位置までの深さ

ΔH　：補強材の鉛直間隔 ＝ 0.750 (m)

H2　：仮想壁高と補強土壁の壁高との差 ＝ 1.350 (m)

段数 (i)	ｚｉ (m)
1	1.725
2	2.475
3	3.225
4	3.975
5	4.725

3.2　荷重

3.2.1　上載盛土荷重

上載盛土による荷重は，上載盛土高を荷重換算高さとした有効上載荷重として断面方向に一様に分布する荷重として扱う。このとき，上載盛土による荷重は以下の式により算出する。

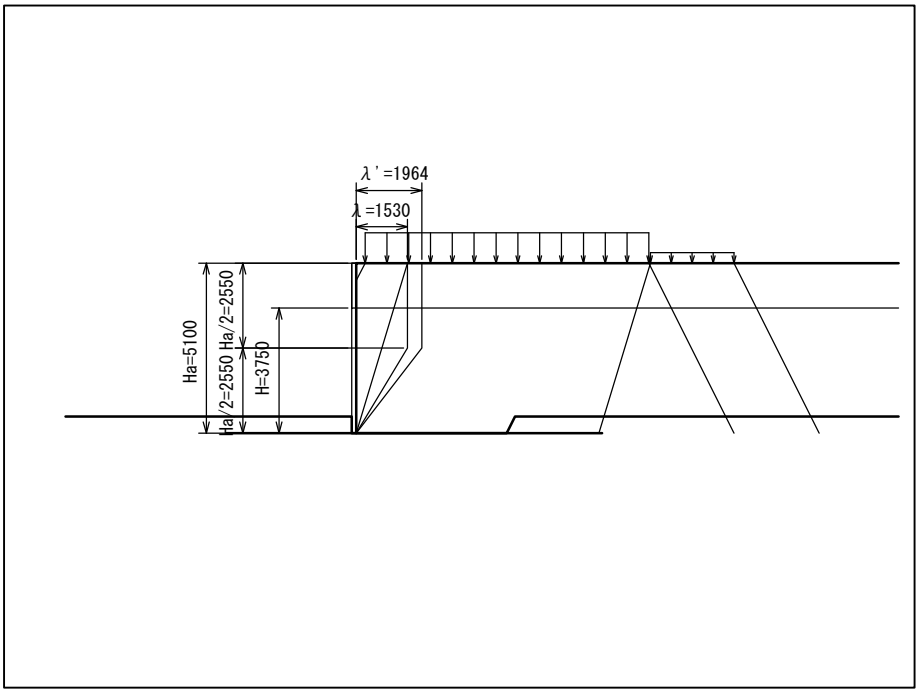
$$q1 = \gamma 2 \cdot H3 = 27.000 \ (kN/m^2)$$

ここに，$q1$　：上載盛土による載荷重 (kN/m^2)

$\gamma 2$　：上載盛土の単位体積重量 ＝ 20.0 (kN/m^3)

$H3$　：上載盛土の荷重換算高さ ＝ 1.350 (m)

3.2.2　活荷重



活荷重は道路の横断方向に鉛直と水平との比が２：１の勾配で土中に分布するものとする。ただし，補強材に作用する引張力の算定に際しては，活荷重分布領域が主働領域中に侵入する補強材についてのみ，これを考慮するものとして以下の式により算出する。

$$qLi = qL \cdot \frac{BL}{BLi}$$

ここに，qLi　：ｉ段目の補強材に作用する活荷重（kN/m^2）

qL　：上載する活荷重（kN/m^2）

BL　：活荷重の載荷幅（m）

BLi　：ｉ段目の補強材設置位置における活荷重の分布幅（m）

$L+Bg$：活荷重の離れ（m）

(1) 活荷重-1

q_{L1} ＝ 10.000 (kN/m^2)

B_{L1} ＝ 8.500 (m)

$L + B_{g1}$ ＝ 0.400 (m)

段数 (i)	z_i (m)	B_{Li} (m)	q_{Li} (kN/m^2)
1	1.725	9.623	8.833
2	2.475	9.998	8.502
3	3.225	10.373	8.195
4	3.975	10.748	7.909
5	4.725	11.123	7.642

(2) 活荷重-2

ｑL2　　＝ 3.500 (kN/m^2)

ＢL2　　＝ 2.500 (m)

Ｌ＋Ｂg2 ＝ 8.950 (m)

段数 (i)	ｚｉ (m)	ＢLi (m)	ｑLi (kN/m^2)
1	1.725	4.225	0.000
2	2.475	4.975	0.000
3	3.225	5.725	0.000
4	3.975	6.475	0.000
5	4.725	7.225	0.000

(3) 補強材に影響を及ぼす最大活荷重

段数 (i)	ｚｉ (m)	ＢＬｉ (m)	ｑＬｉ (kN/m^2)
1	1.725	9.623	8.833
2	2.475	9.998	8.502
3	3.225	10.373	8.195
4	3.975	10.748	7.909
5	4.725	11.123	7.642

3.2.3　載荷重等による鉛直荷重の集計

(1) 常時の場合

載荷重等による常時の鉛直荷重を以下の式により求める。

主働領域で用いる鉛直荷重

$$q_i = q_1 + q_{Li}$$

抵抗領域で用いる鉛直荷重

$$q_i' = q_1 + q_{Li}$$

ここに，q_i　：i段目の補強材に作用する載荷重などによる鉛直荷重（kN/m²）

q_1　：上載盛土による載荷重 ＝ 27.000（kN/m²）

q_{Li}　：i段目の補強材に作用する活荷重（kN/m²）

段数 (i)	z_i (m)	q_{Li} (kN/m²)	主働領域 q_i (kN/m²)	抵抗領域 q_i' (kN/m²)
1	1.725	8.833	35.833	35.833
2	2.475	8.502	35.502	35.502
3	3.225	8.195	35.195	35.195
4	3.975	7.909	34.909	34.909
5	4.725	7.642	34.642	34.642

(2) 地震時の場合

載荷重等による地震時の鉛直荷重を以下の式により求める。

主働領域で用いる鉛直荷重

$$q_{Ei} = q_1$$

抵抗領域で用いる鉛直荷重

$$q_{Ei}' = q_1$$

ここに，q_{Ei} ：i段目の補強材に作用する載荷重などによる鉛直荷重（kN/m^2）

q_1 ：上載盛土による載荷重 ＝ 27.000（kN/m^2）

段数 (i)	z_i (m)	主働領域 q_{Ei} (kN/m^2)	抵抗領域 q_{Ei}' (kN/m^2)
1	1.725	27.000	27.000
2	2.475	27.000	27.000
3	3.225	27.000	27.000
4	3.975	27.000	27.000
5	4.725	27.000	27.000

3.3　土圧

3.3.1　土圧係数

以下の式により各段の補強材設置位置における土圧係数を算出する。

$z_i \leqq z_o = 6.0$ (m) のとき

$$K_i = K_o \cdot \left(1 - \frac{z_i}{z_o}\right) + K_A \cdot \frac{z_i}{z_o}$$

$z_i > z_o = 6.0$ (m) のとき

$$K_i = K_A$$

ここに，K_i　：i段目の補強材設置位置における土圧係数

K_o　：静止土圧係数

$$K_o = 1 - \sin\phi$$

K_A　：主働土圧係数

$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

z_i　：仮想壁高上端からi段目の補強材設置位置までの深さ (m)

z_o　：仮想壁高上端から土圧係数変化点までの深さ ＝ 6.000 (m)

段数 (i)	z_i (m)	ϕ (°)	K_o	K_A	K_i
1	1.725	30.0	0.500	0.333	0.4521
2	2.475	30.0	0.500	0.333	0.4313
3	3.225	30.0	0.500	0.333	0.4104
4	3.975	30.0	0.500	0.333	0.3896
5	4.725	30.0	0.500	0.333	0.3687

3.3.2　土圧力

(1) 常時土圧力

以下の式により各段の補強材設置位置における常時の土圧力を算出する。

$$Pi = Ki \cdot \sigma vi \cdot \Delta H$$

$$To = 0.75 \cdot Pi$$

ここに，Pi　：ｉ段目の補強材設置位置における常時の土圧力（kN/m）

To　：ｉ段目の補強材設置位置における常時の壁際引張力（kN/m）

Ki　：ｉ段目の補強材設置位置における土圧係数

ΔH　：補強材の鉛直間隔 ＝ 0.750（m）

H4　：天端調整高さ ＝ 1.350（m）

σvi　：ｉ段目の補強材設置位置における土の鉛直応力度（kN/m^2）

$\sigma vi = \gamma 1 \cdot xi + qi$

γ1　：補強土の単位体積重量 ＝ 20.0（kN/m^3）

xi　：補強土壁の壁高の上端からｉ段目の補強材設置位置までの深さ（m）

$xi = \Delta H \cdot (i - 1/2)$

qi　：主働領域におけるｉ段目の補強材に作用する常時の鉛直荷重（kN/m^2）

段数 (i)	xi (m)	Ki	qi (kN/m^2)	σvi (kN/m^2)	Pi (kN/m)	To (kN/m)
1	0.375	0.4521	35.833	43.333	14.693	11.020
2	1.125	0.4313	35.502	58.002	18.760	14.070
3	1.875	0.4104	35.195	72.695	22.376	16.782
4	2.625	0.3896	34.909	87.409	25.540	19.155
5	3.375	0.3687	34.642	102.142	28.249	21.187

(2) 地震時土圧力

以下の式により各段の補強材設置位置における地震時の土圧力を算出する。

$$P_{Ei} = P_i' + \Delta P_i$$

$$\Delta P_i = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{z_i}{Ha}\right) \cdot \alpha \cdot k_h \cdot P_n'$$

$$T_{oE} = 0.75 \cdot P_{Ei}$$

ここに，P_{Ei} ：ｉ段目の補強材設置位置における地震時の土圧力（kN/m）

P_i' ：ｉ段目の補強材設置位置における常時の土圧力（活荷重なし）（kN/m）

$P_i' = K_i \cdot \sigma_{vEi} \cdot \Delta H$

ΔP_i ：ｉ段目の補強材設置位置における地震時の増加土圧力（kN/m）

T_{oE} ：ｉ段目の補強材設置位置における地震時の壁際引張力（kN/m）

P_n' ：最下段補強材設置位置における常時の土圧力（活荷重なし）

＝ 26.135（kN/m）

z_i ：仮想壁高上端からｉ段目の補強材設置位置までの深さ（m）

Ha ：仮想壁高 ＝ 5.100（m）

α ：地震時の増加係数 ＝ 1.4

k_h ：設計水平震度 ＝ 0.17

σ_{vEi} ：ｉ段目の補強材設置位置における土の鉛直応力度（kN/m^2）

$\sigma_{vEi} = \gamma_1 \cdot x_i + q_{Ei}$

γ_1 ：補強土の単位体積重量 ＝ 20.0（kN/m^3）

x_i ：補強土壁の壁高の上端からｉ段目の補強材設置位置までの深さ（m）

K_i ：ｉ段目の補強材設置位置における土圧係数

q_{Ei} ：ｉ段目の補強材設置位置における載荷重などによる鉛直荷重（kN/m^2）

段数 (i)	xi (m)	Ki	qEi (kN/m^2)	σvEi (kN/m^2)	Pi' (kN/m)
1	0.375	0.4521	27.000	34.500	11.698
2	1.125	0.4313	27.000	49.500	16.010
3	1.875	0.4104	27.000	64.500	19.854
4	2.625	0.3896	27.000	79.500	23.229
5	3.375	0.3687	27.000	94.500	26.135

段数 (i)	zi (m)	ΔPi (kN/m)	PEi (kN/m)	ToE (kN/m)
1	1.725	4.162	15.860	11.895
2	2.475	4.619	20.630	15.472
3	3.225	5.077	24.931	18.698
4	3.975	5.534	28.763	21.572
5	4.725	5.991	32.127	24.095

3.4　補強材の水平間隔

(1) 常時の場合

以下の式により常時における補強材の水平間隔を算出する。

・補強材の引張応力度から

$$\Delta B1i = \frac{\sigma a \cdot Ag}{Pi}$$

壁面材背面付近の補強材に作用する引張力Toに対して

・補強材の引張応力度から

$$\Delta B2i = \frac{\sigma a \cdot An}{0.75 \cdot Pi} = \frac{\sigma a \cdot An}{To}$$

・ボルトのせん断応力度から

$$\Delta B3i = \frac{\tau a \cdot A\tau}{0.75 \cdot Pi} = \frac{\tau a \cdot A\tau}{To}$$

ここに，$\Delta B1i$　：最大引張力から算出される補強材の水平間隔（m）

$\Delta B2i$　：壁面材背面付近の引張力から算出される補強材の水平間隔（m）

$\Delta B3i$　：ボルトのせん断強度から算出される補強材の水平間隔（m）

σa　：補強材の許容引張応力度（N/mm^2）

τa　：取付けボルトの許容せん断応力度（N/mm^2）

Pi　：ｉ段目の補強材設置位置における常時の土圧力（kN/m）

To　：ｉ段目の補強材設置位置における常時の壁際引張力（kN/m）

Ag　：補強材の総断面積（mm^2）

An　：壁面材の取付部における，補強材の純断面積（mm^2）

$A\tau$　：ボルトの有効せん断面積（mm^2）

・補強材の引張応力度から求まる水平間隔

段数 (i)	部材 No	Pi (kN/m)	σa (N/mm²)	Ag (mm²)	ΔB1i (m)
1	1	14.693	185.0	180.0	2.266
2	1	18.760	185.0	180.0	1.775
3	1	22.376	185.0	180.0	1.488
4	1	25.540	185.0	180.0	1.303
5	1	28.249	185.0	180.0	1.178

・壁面材背面付近の引張応力度から求まる水平間隔

段数 (i)	部材 No	To (kN/m)	σa (N/mm²)	An (mm²)	ΔB2i (m)
1	1	11.020	185.0	135.0	2.266
2	1	14.070	185.0	135.0	1.775
3	1	16.782	185.0	135.0	1.488
4	1	19.155	185.0	135.0	1.303
5	1	21.187	185.0	135.0	1.178

・ボルトのせん断応力度から求まる水平間隔

段数 (i)	部材 No	To (kN/m)	τa (N/mm²)	Aτ (mm²)	ΔB3i (m)
1	1	11.020	200.0	168.6	3.060
2	1	14.070	200.0	168.6	2.396
3	1	16.782	200.0	168.6	2.009
4	1	19.155	200.0	168.6	1.760
5	1	21.187	200.0	168.6	1.591

(2) 地震時の場合

以下の式により地震時における補強材の水平間隔を算出する。

・補強材の引張応力度から

$$\Delta B_{1Ei} = \frac{\sigma_{aE} \cdot A_g}{P_{Ei}}$$

壁面材背面付近の補強材に作用する引張力Ｔｏに対して

・補強材の引張応力度から

$$\Delta B_{2Ei} = \frac{\sigma_{aE} \cdot A_n}{0.75 \cdot P_{Ei}} = \frac{\sigma_{aE} \cdot A_n}{T_{oE}}$$

・ボルトのせん断応力度から

$$\Delta B_{3Ei} = \frac{\tau_{aE} \cdot A_\tau}{0.75 \cdot P_{Ei}} = \frac{\tau_{aE} \cdot A_\tau}{T_{oE}}$$

ここに，ΔB_{1Ei} ：最大引張力から算出される補強材の水平間隔（m）

ΔB_{2Ei} ：壁面材背面付近の引張力から算出される補強材の水平間隔（m）

ΔB_{3Ei} ：ボルトのせん断強度から算出される補強材の水平間隔（m）

σ_{aE} ：補強材の許容引張応力度（N/mm^2）

τ_{aE} ：取付けボルトの許容せん断応力度（N/mm^2）

P_{Ei} ：ｉ段目の補強材設置位置における地震時の土圧力（kN/m）

T_{oE} ：ｉ段目の補強材設置位置における地震時の壁際引張力（kN/m）

A_g ：補強材の総断面積（mm^2）

A_n ：壁面材の取付部における，補強材の純断面積（mm^2）

A_τ ：ボルトの有効せん断面積（mm^2）

・補強材の引張応力度から求まる水平間隔

段数 (i)	部材 No	PEi (kN/m)	σaE (N/mm²)	Ag (mm²)	ΔB1Ei (m)
1	1	15.860	277.5	180.0	3.149
2	1	20.630	277.5	180.0	2.421
3	1	24.931	277.5	180.0	2.003
4	1	28.763	277.5	180.0	1.736
5	1	32.127	277.5	180.0	1.554

・壁面材背面付近の引張応力度から求まる水平間隔

段数 (i)	部材 No	ToE (kN/m)	σaE (N/mm²)	An (mm²)	ΔB2Ei (m)
1	1	11.895	277.5	135.0	3.149
2	1	15.472	277.5	135.0	2.421
3	1	18.698	277.5	135.0	2.003
4	1	21.572	277.5	135.0	1.736
5	1	24.095	277.5	135.0	1.554

・ボルトのせん断応力度から求まる水平間隔

段数 (i)	部材 No	ToE (kN/m)	τaE (N/mm²)	Aτ (mm²)	ΔB3Ei (m)
1	1	11.895	300.0	168.6	4.252
2	1	15.472	300.0	168.6	3.269
3	1	18.698	300.0	168.6	2.705
4	1	21.572	300.0	168.6	2.344
5	1	24.095	300.0	168.6	2.099

(3) 設計水平間隔

設計水平間隔は，常時および地震時において算出した各段の値の中で最小の値を以下の値に丸めた値を上限として設定する。

$\Delta Bi \geqq 0.750$ の場合　　$\Delta Bi = 0.750$

段数 (i)	$\Delta B1i$ (m)	$\Delta B2i$ (m)	$\Delta B3i$ (m)	$\Delta B1Ei$ (m)	$\Delta B2Ei$ (m)	$\Delta B3Ei$ (m)	ΔBi (m)
1	2.266	2.266	3.060	3.149	3.149	4.252	0.750
2	1.775	1.775	2.396	2.421	2.421	3.269	0.750
3	1.488	1.488	2.009	2.003	2.003	2.705	0.750
4	1.303	1.303	1.760	1.736	1.736	2.344	0.750
5	1.178	1.178	1.591	1.554	1.554	2.099	0.750

3.5　補強材に作用する引張力

(1) 常時の場合

以下の式により補強材に作用する常時の引張力を算出する。

$$Ti = Pi \cdot \Delta Bi$$

$$Tfi = Toi \cdot \Delta Bi$$

ここに，Ti　：ｉ段目の補強材１本当りに作用する常時の引張力（kN/本）
　　Tfi　：ｉ段目の補強材１本当りに作用する常時の壁際引張力（kN/本）
　　Pi　：ｉ段目の補強材設置位置における常時の土圧力（kN/m）
　　Toi　：ｉ段目の補強材設置位置における常時の壁際引張力（kN/m）
　　ΔBi　：補強材の水平間隔（m）

段数 (i)	ΔBi (m)	Pi (kN/m)	Toi (kN/m)	Ti (kN/本)	Tfi (kN/本)
1	0.750	14.693	11.020	11.020	8.265
2	0.750	18.760	14.070	14.070	10.553
3	0.750	22.376	16.782	16.782	12.587
4	0.750	25.540	19.155	19.155	14.366
5	0.750	28.249	21.187	21.187	15.890

(2) 地震時の場合

以下の式により補強材に作用する地震時の引張力を算出する。

$T_{Ei} = P_{Ei} \cdot \Delta B_i$

$T_{fEi} = T_{oEi} \cdot \Delta B_i$

ここに，T_{Ei}　：ｉ段目の補強材１本当りに作用する地震時の引張力（kN/本）

T_{fEi}　：ｉ段目の補強材１本当りに作用する地震時の壁際引張力（kN/本）

P_{Ei}　：ｉ段目の補強材設置位置における地震時の土圧力（kN/m）

T_{oEi}　：ｉ段目の補強材設置位置における地震時の壁際引張力（kN/m）

ΔB_i　：補強材の水平間隔（m）

段数 (i)	ΔB_i (m)	P_{Ei} (kN/m)	T_{oEi} (kN/m)	T_{Ei} (kN/本)	T_{fEi} (kN/本)
1	0.750	15.860	11.895	11.895	8.921
2	0.750	20.630	15.472	15.472	11.604
3	0.750	24.931	18.698	18.698	14.023
4	0.750	28.763	21.572	21.572	16.179
5	0.750	32.127	24.095	24.095	18.071

3.6　補強材長

3.6.1　摩擦係数

以下の式により見かけの摩擦係数を算出する。

$z_i \leqq z_o = 6.0$ (m) の場合

$$f_i^* = f_o^* \cdot \left(1 - \frac{z_i}{z_o}\right) + \tan\phi_1 \cdot \frac{z_i}{z_o}$$

$z_i > z_o = 6.0$ (m) の場合

$$f_i^* = \tan\phi_1$$

ここに，f_i^*　：i段目の補強材設置位置における見かけの摩擦係数

$f_o^* = 1.50$

$\phi_1 = 36.0$ (°)

z_i　：仮想壁高上端からi段目の補強材設置位置までの深さ (m)

z_o　：仮想壁高上端から土圧係数変化点までの深さ ＝ 6.000 (m)

段数 (i)	z_i (m)	f_o^*	$\tan\phi_1$	f_i^*
1	1.725	1.500	0.727	1.2776
2	2.475	1.500	0.727	1.1809
3	3.225	1.500	0.727	1.0843
4	3.975	1.500	0.727	0.9876
5	4.725	1.500	0.727	0.8909

3.6.2　主働領域長

(1) 常時の場合

以下の式により常時の主働領域長を算出する。

$z_i \leqq Ha/2 = 2.550$ (m) のとき　　$L_{oi} = 0.3 \cdot Ha$

$z_i > Ha/2 = 2.550$ (m) のとき　　$L_{oi} = 0.6 \cdot (Ha - z_i)$

ここに，L_{oi}　：ｉ段目の補強材設置位置における常時の主働領域の長さ (m)

Ha　：仮想壁高 ＝ 5.100 (m)

z_i　：仮想壁高上端からｉ段目の補強材設置位置までの深さ (m)

(2) 地震時の場合

以下の式により地震時の主働領域長を算出する。

$z_i \leqq Ha/2 = 2.550$ (m) のとき　　$L_{oEi} = (0.6 + k_h) \cdot (Ha/2)$

$z_i > Ha/2 = 2.550$ (m) のとき　　$L_{oEi} = (0.6 + k_h) \cdot (Ha - z_i)$

ここに，L_{oEi}　：ｉ段目の補強材設置位置における地震時の主働領域の長さ (m)

Ha　：仮想壁高 ＝ 5.100 (m)

z_i　：仮想壁高上端からｉ段目の補強材設置位置までの深さ (m)

k_h　：設計水平震度 ＝ 0.17

段数 (i)	z_i (m)	L_{oi} (m)	L_{oEi} (m)
1	1.725	1.530	1.964
2	2.475	1.530	1.964
3	3.225	1.125	1.444
4	3.975	0.675	0.866
5	4.725	0.225	0.289

3.6.3　所要補強材長

(1) 常時の場合

以下の式により常時の所要補強材長を算出する。

$$Lreq = \frac{Fs \cdot Ti}{2 \cdot fi^{*} \cdot \sigma vi' \cdot b}$$

ここに，Lreq　：ｉ段目の補強材の常時の所要補強材長

Ｆｓ　：引抜けに対する安全率 ＝ 2.00

Ｔｉ　：ｉ段目の補強材１本当りに作用する常時の引張力（kN/本）

ｆｉ*　：ｉ段目の補強材設置位置における見かけの摩擦係数

ｂ　：ｉ段目の補強材の幅（m）

σｖｉ’　：ｉ段目の補強材に作用する常時の鉛直応力（kN/m^2）

σｖｉ’ ＝ γ１・ｘｉ＋ｑｉ’

ｑｉ’　：抵抗領域におけるｉ段目の補強材に作用する常時の鉛直荷重（kN/m^2）

γ１　：補強土の単位体積重量 ＝ 20.0（kN/m^3）

ｘｉ　：補強土壁の壁高の上端からｉ段目の補強材設置位置までの深さ（m）

ｘｉ ＝ ΔＨ・(ｉ－1/2)

ΔＨ　：補強材の鉛直間隔 ＝ 0.750（m）

段数 (i)	Ｔｉ (kN/本)	ｆｉ*	ｘｉ (m)	ｑｉ’ (kN/m^2)	σｖｉ’ (kN/m^2)	ｂ (m)	Ｌreq (m)
1	11.020	1.2776	0.375	35.833	43.333	0.060	3.317
2	14.070	1.1809	1.125	35.502	58.002	0.060	3.423
3	16.782	1.0843	1.875	35.195	72.695	0.060	3.549
4	19.155	0.9876	2.625	34.909	87.409	0.060	3.698
5	21.187	0.8909	3.375	34.642	102.142	0.060	3.880

(2) 地震時の場合

以下の式により地震時の所要補強材長を算出する。

$$L_{reqE} = \frac{F_{sE} \cdot T_{Ei}}{2 \cdot f_i^* \cdot \sigma_{vEi}' \cdot b}$$

ここに，L_{reqE} ：ｉ段目の補強材の地震時の所要補強材長

F_{sE} ：引抜けに対する安全率 ＝ 1.20

T_{Ei} ：ｉ段目の補強材１本当りに作用する地震時の引張力（kN/本）

f_i^* ：ｉ段目の補強材設置位置における見かけの摩擦係数

b ：ｉ段目の補強材の幅（m）

σ_{vEi}' ：ｉ段目の補強材に作用する地震時の鉛直応力（kN/m^2）

$\sigma_{vEi}' = \gamma_1 \cdot x_i + q_{Ei}'$

q_{Ei}' ：抵抗領域におけるｉ段目の補強材に作用する地震時の鉛直荷重（kN/m^2）

γ_1 ：補強土の単位体積重量 ＝ 20.0（kN/m^3）

x_i ：補強土壁の壁高の上端からｉ段目の補強材設置位置までの深さ（m）

ΔH ：補強材の鉛直間隔 ＝ 0.750（m）

段数 (i)	T_{Ei} (kN/本)	f_i^*	x_i (m)	q_{Ei}' (kN/m^2)	σ_{vEi}' (kN/m^2)	b (m)	L_{reqE} (m)
1	11.895	1.2776	0.375	27.000	34.500	0.060	2.699
2	15.472	1.1809	1.125	27.000	49.500	0.060	2.647
3	18.698	1.0843	1.875	27.000	64.500	0.060	2.674
4	21.572	0.9876	2.625	27.000	79.500	0.060	2.748
5	24.095	0.8909	0.000	27.000	94.500	0.060	2.862

3.6.4　最小補強材長

以下の式により最小補強材長を算出する。

$$L_{mini} = L_{oi} + L_{req}$$

$$L_{minEi} = L_{oEi} + L_{reqE}$$

ここに，L_{mini}　：i段目の設置位置における常時の最小補強材長（m）

L_{oi}　：i段目の設置位置における常時の主働領域の長さ（m）

L_{req}　：i段目の設置位置における常時の所要補強材長（m）

L_{minEi}　：i段目の設置位置における地震時の最小補強材長（m）

L_{oEi}　：i段目の設置位置における地震時の主働領域の長さ（m）

L_{reqE}　：i段目の設置位置における地震時の所要補強材長（m）

段数 (i)	L_{oi} (m)	L_{req} (m)	L_{mini} (m)	L_{oEi} (m)	L_{reqEi} (m)	L_{minEi} (m)
1	1.530	3.317	4.847	1.964	2.699	4.662
2	1.530	3.423	4.953	1.964	2.647	4.610
3	1.125	3.549	4.674	1.444	2.674	4.117
4	0.675	3.698	4.373	0.866	2.748	3.614
5	0.225	3.880	4.105	0.289	2.862	3.151

3.6.5　構造細目による補強材長

構造細目から決まる補強材長は，以下の式により算出する。

上載盛土が 2m未満のとき（ 0ｍ ≦ H1 = 1.350 ＜ 2m）

仮想壁高上端より，0.5･Ha 以上

Ｌsd ＝ 0.7･Ha ＝ 3.570（m）

壁下端より，0.3･Ha 以下

Ｌsd ＝ 0.4･Ha ＝ 2.040（m）

ただし，Ｌsd ≧ 4.0m とする。

ここに，Ｌsd　：構造細目から決まる補強材長（m）

Ha　：仮想壁高 ＝ 5.100（m）

3.6.6　実行補強材長

実行補強材長（Ｌ）は，常時および地震時における最小補強材長以上の長さとする。また，構造細目から決まる補強材長を満たしていなければならない。

ここに，Ｌ　　：ｉ段目の設置位置における実行補強材長（m）
Ｌmini　：ｉ段目の設置位置における常時の最小補強材長（m）
ＬminEi：ｉ段目の設置位置における地震時の最小補強材長（m）
Ｌsd　　：構造細目から決まる補強材長（m）

段数 (i)	Ｌmini (m)	ＬminEi (m)	Ｌsd (m)	Ｌ (m)
1	4.847	4.662	3.570	5.000
2	4.953	4.610	3.570	5.000
3	4.674	4.117	―	5.000
4	4.373	3.614	4.000	4.500
5	4.105	3.151	4.000	4.500

3.7　補強材の引抜けに対する安全率の照査

(1) 常時の場合

以下の式より補強材の引抜けに対する常時の安全率を算出する。

$$Fsi = \frac{Si}{Ti} \geqq Fsa = 2.00$$

ここに，Fsi　：ｉ段目の補強材の引抜けに対する常時の安全率

Fsa　：引抜けに対する設計安全率 ＝ 2.00

Ti　：ｉ段目の補強材１本当りに作用する引張力（kN/本）

Si　：ｉ段目の補強材の摩擦抵抗力（kN/本）

$Si = 2 \cdot fi^{*} \cdot \sigma vi' \cdot b \cdot Lei$

fi^{*}　：ｉ段目の補強材設置位置における見かけの摩擦係数

$\sigma vi'$　：ｉ段目の補強材設置位置における土の鉛直応力（kN/m^2）

b　：ｉ段目の補強材の幅（m）

Lei　：ｉ段目の補強材における常時の有効補強材長（m）

$Lei = L - Loi$

L　：ｉ段目の補強材の実行補強材長（m）

Loi　：ｉ段目の補強材設置位置における主働領域の長さ（m）

段数 (i)	L (m)	Loi (m)	Lei (m)	$f1^{*}$	$\sigma vi'$ (m)	b (m)	Si (kN/本)	Ti (kN/本)	Fsi	判定
1	5.000	1.530	3.470	1.2776	43.333	0.060	23.054	11.020	2.092	○
2	5.000	1.530	3.470	1.1809	58.002	0.060	28.522	14.070	2.027	○
3	5.000	1.125	3.875	1.0843	72.695	0.060	36.652	16.782	2.184	○
4	4.500	0.675	3.825	0.9876	87.409	0.060	39.623	19.155	2.069	○
5	4.500	0.225	4.275	0.8909	102.142	0.060	46.682	21.187	2.203	○

(2) 地震時の場合

以下の式より補強材の引抜けに対する地震時の安全率を算出する。

$$F_{sEi} = \frac{S_{Ei}}{T_{Ei}} \geqq F_{saE} = 1.20$$

ここに，F_{sEi} ：ｉ段目の補強材の引抜けに対する地震時の安全率

F_{saE} ：引抜けに対する設計安全率 ＝ 1.20

T_{Ei} ：ｉ段目の補強材１本当りに作用する引張力（kN/本）

S_{Ei} ：ｉ段目の補強材の摩擦抵抗力（kN/本）

$S_{Ei} = 2 \cdot f_i^* \cdot \sigma_{vEi}' \cdot b \cdot L_{eEi}$

f_i^* ：ｉ段目の補強材設置位置における見かけの摩擦係数

σ_{vEi}' ：ｉ段目の補強材設置位置における土の鉛直応力（kN/m^2）

b ：ｉ段目の補強材の幅（m）

L_{eEi} ：ｉ段目の補強材における地震時の有効補強材長（m）

$L_{eEi} = L - L_{oEi}$

L ：ｉ段目の補強材の実行補強材長（m）

L_{oEi} ：ｉ段目の補強材設置位置における主働領域の長さ（m）

段数 (i)	L (m)	L_{oEi} (m)	L_{eEi} (m)	f_1^*	σ_{vEi}' (m)	b (m)	S_{Ei} (kN/本)	T_{Ei} (kN/本)	F_{sEi}	判定
1	5.000	1.964	3.037	1.2776	34.500	0.060	16.061	11.895	1.350	○
2	5.000	1.964	3.037	1.1809	49.500	0.060	21.301	15.472	1.377	○
3	5.000	1.444	3.556	1.0843	64.500	0.060	29.845	18.698	1.596	○
4	4.500	0.866	3.634	0.9876	79.500	0.060	34.236	21.572	1.587	○
5	4.500	0.289	4.211	0.8909	94.500	0.060	42.546	24.095	1.766	○

3.8　部材の応力度の照査

(1) 常時の場合

以下の式より常時の部材の応力度を算出する。

$$\sigma ti = \frac{Ti}{Ag} \leqq \sigma ta$$

$$\sigma oti = \frac{Tfi}{An} \leqq \sigma ta$$

$$\tau oi = \frac{Tfi}{A\tau} \leqq \tau a$$

ここに，σti　：ｉ段目の補強材の一般部における常時の引張応力度（N/mm^2）

σoti　：ｉ段目の補強材連結部における常時の引張応力度（N/mm^2）

τoi　：ｉ段目の補強材連結部におけるボルトの常時のせん断応力度（N/mm^2）

σta　：補強材の常時の許容引張応力度（N/mm^2）

τa　：ボルトの常時の許容せん断応力度（N/mm^2）

Ti　：ｉ段目の補強材１本当りに作用する常時の引張力（kN/本）

Tfi　：ｉ段目の補強材１本当りに作用する常時の壁際引張力（kN/本）

Ag　：補強材の総断面積（mm^2）

An　：壁面材の取付部における，補強材の純断面積（mm^2）

$A\tau$　：ボルトの有効せん断面積（mm^2）

・一般部における引張応力度

段数 (i)	部材 No	Ti (kN/本)	Ag (mm^2)	σti (N/mm^2)	σta (N/mm^2)	判定
1	1	11.020	180.0	61.2	185.0	○
2	1	14.070	180.0	78.2	185.0	○
3	1	16.782	180.0	93.2	185.0	○
4	1	19.155	180.0	106.4	185.0	○
5	1	21.187	180.0	117.7	185.0	○

・連結部における引張応力度

段数 (i)	部材 No	Tfi (kN/本)	An (mm^2)	σoti (N/mm^2)	σta (N/mm^2)	判定
1	1	8.265	135.0	61.2	185.0	○
2	1	10.553	135.0	78.2	185.0	○
3	1	12.587	135.0	93.2	185.0	○
4	1	14.366	135.0	106.4	185.0	○
5	1	15.890	135.0	117.7	185.0	○

・連結部におけるボルトのせん断応力度

段数 (i)	部材 No	Tfi (kN/本)	Aτ (mm^2)	τoi (N/mm^2)	τa (N/mm^2)	判定
1	1	8.265	168.6	49.0	200.0	○
2	1	10.553	168.6	62.6	200.0	○
3	1	12.587	168.6	74.7	200.0	○
4	1	14.366	168.6	85.2	200.0	○
5	1	15.890	168.6	94.2	200.0	○

(2) 地震時の場合

以下の式より地震時の部材の応力度を算出する。

$$\sigma_{tEi} = \frac{T_{Ei}}{A_g} \leqq \sigma_{taE}$$

$$\sigma_{otEi} = \frac{T_{fEi}}{A_n} \leqq \sigma_{taE}$$

$$\tau_{oEi} = \frac{T_{fEi}}{A_\tau} \leqq \tau_{aE}$$

ここに，σ_{tEi} ：ｉ段目の補強材の一般部における地震時の引張応力度（N/mm^2）

σ_{otEi} ：ｉ段目の補強材連結部における地震時の引張応力度（N/mm^2）

τ_{oEi} ：ｉ段目の補強材連結部におけるボルトの地震時のせん断応力度（N/mm^2）

σ_{taE} ：補強材の地震時の許容引張応力度（N/mm^2）

τ_{aE} ：ボルトの地震時の許容せん断応力度（N/mm^2）

T_{Ei} ：ｉ段目の補強材１本当りに作用する地震時の引張力（kN/本）

T_{fEi} ：ｉ段目の補強材１本当りに作用する地震時の壁際引張力（kN/本）

A_g ：補強材の総断面積（mm^2）

A_n ：壁面材の取付部における，補強材の純断面積（mm^2）

A_τ ：ボルトの有効せん断面積（mm^2）

・一般部における引張応力度

段数 (i)	部材 No	TEi (kN/本)	Ag (mm^2)	σtEi (N/mm^2)	σtaE (N/mm^2)	判定
1	1	11.895	180.0	66.1	277.5	○
2	1	15.472	180.0	86.0	277.5	○
3	1	18.698	180.0	103.9	277.5	○
4	1	21.572	180.0	119.8	277.5	○
5	1	24.095	180.0	133.9	277.5	○

・連結部における引張応力度

段数 (i)	部材 No	TfEi (kN/本)	An (mm^2)	σotEi (N/mm^2)	σtaE (N/mm^2)	判定
1	1	8.921	135.0	66.1	277.5	○
2	1	11.604	135.0	86.0	277.5	○
3	1	14.023	135.0	103.9	277.5	○
4	1	16.179	135.0	119.8	277.5	○
5	1	18.071	135.0	133.9	277.5	○

・連結部におけるボルトのせん断応力度

段数 (i)	部材 No	TfEi (kN/本)	Aτ (mm^2)	τoEi (N/mm^2)	τaE (N/mm^2)	判定
1	1	8.921	168.6	52.9	300.0	○
2	1	11.604	168.6	68.8	300.0	○
3	1	14.023	168.6	83.2	300.0	○
4	1	16.179	168.6	96.0	300.0	○
5	1	18.071	168.6	107.2	300.0	○

4. 外的安定検討

4.1 検討ケース

検討ケース		擁壁 自重	自　重 慣性力	常時 土圧	地震時 土　圧
ケース 1-1	常　時	○		○	
ケース 1-2	常　時	○		○	
ケース 2-1	地震時	○	○		○

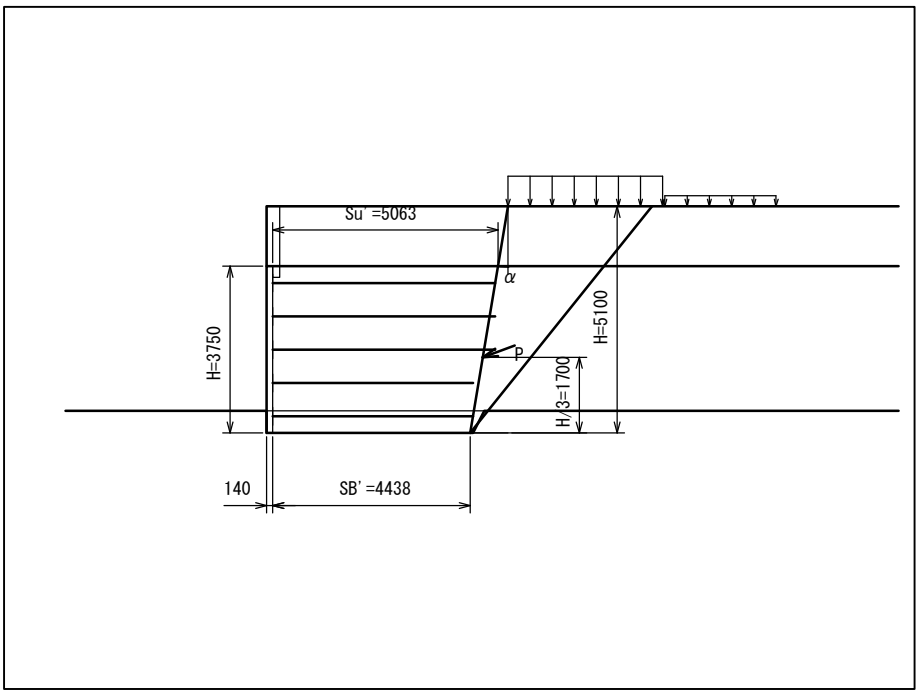
仮想的な擁壁の仮想的な背面に作用する土圧は試行くさび法により算出する。

ケース 1-1　　：擁壁自重に擁壁上の活荷重を考慮しない（滑動・転倒用）

ケース 1-2　　：擁壁自重に擁壁上の活荷重を考慮する　（支持力用）

4.2　仮想的な擁壁の背面に作用する土圧力

4.2.1　常時土圧の算出



H　：仮想的な擁壁の高さ ＝ 5.100（m）

ｈｏ　：すべり基準高さ ＝ 0.000（m）

Ho　：壁高 ＝ 3.750（m）

Ｓｕ　：仮想的な擁壁のHoにおける（壁前面からの）幅 ＝ 5.203（m）

ＳＢ　：仮想的な擁壁の底面における（壁前面からの）幅 ＝ 4.578（m）

α　：仮想的な擁壁背面の傾斜角 ＝ -9.462（°）

$$\alpha = -\tan^{-1}\frac{Su-SB}{Ho} = -9.462\ (°)$$

γ　：裏込土の単位体積重量 ＝ 19.0（kN/m^3）

φ　：裏込土のせん断抵抗角 ＝ 30.0（°）

ｃ　：裏込土の粘着力 ＝ 0.0（kN/m^2）

ｚ　：粘着高（m）

$$z = (2\cdot c/\gamma)\cdot\tan(45° + \phi/2) = 0.000\ (m)$$

δ1　：仮想的な擁壁背面の壁面摩擦角 ＝ 30.000（°）

$\omega 1$　：すべり線と水平面のなす角度 ＝ 51.298（°）

W1　：くさびの自重＋くさび上の載荷重 ＝ 189.156 (kN/m)

L1　：すべり線の長さ ＝ 6.535 (m)

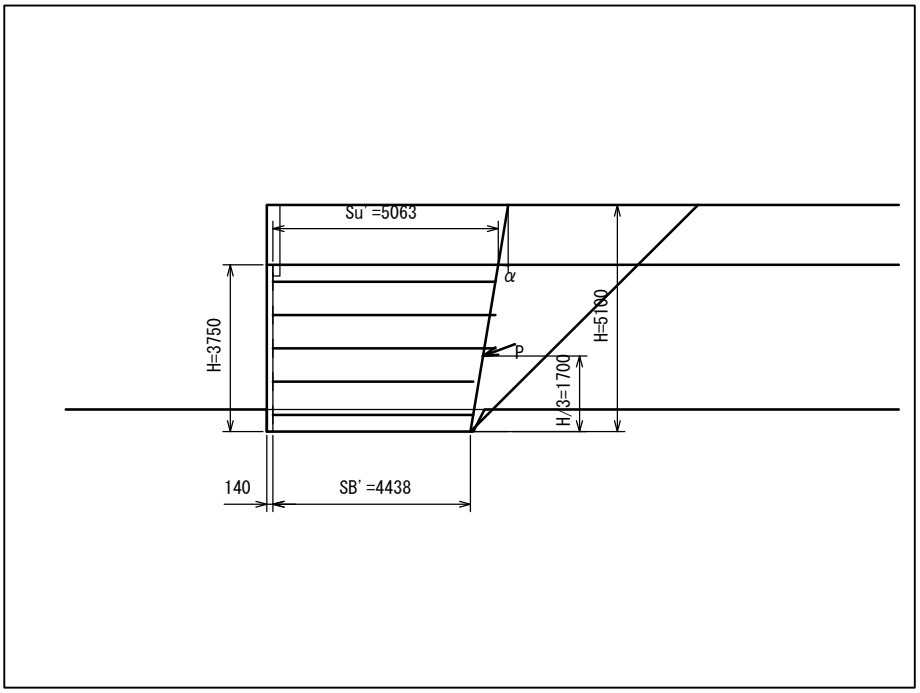
P1　：仮想的な背面に作用する土圧力 (kN/m)

$$P1 = \frac{W1 \cdot \sin(\omega 1 - \phi) - c \cdot L1 \cdot \cos\phi}{\cos(\omega 1 - \phi - \alpha - \delta 1)} = 68.710$$

Ph1　：土圧Ｐ1の水平方向成分 ＝ P1･cos(δ1＋α) ＝ 64.343 (kN/m)

Pv1　：土圧Ｐ1の鉛直方向成分 ＝ P1･sin(δ1＋α) ＝ 24.105 (kN/m)

4.2.2　地震時土圧の算出



α　　：仮想的な擁壁背面の傾斜角 ＝ -9.462（°）

φ　　：裏込土のせん断抵抗角 ＝ 30.0（°）

c　　：裏込土の粘着力 ＝ 0.0（kN/m^2）

z　　：粘着高 ＝ 0.000（m）

δ_E　：仮想的な擁壁背面の壁面摩擦角 ＝ 30.000（°）

kh　　：設計水平震度 ＝ 0.17

ν　　：設計水平震度の補正係数 ＝ 0.70

khr　：修正設計水平震度 ＝ kh・ν ＝ 0.12

θ　　：地震合成角 ＝ $\tan^{-1}$(khr) ＝ 6.843（°）

ω_E　：すべり線と水平面のなす角度 ＝ 44.938（°）

W_E　：くさびの自重＋くさび上の載荷重(任意荷重) ＝ 206.451（kN/m）

L_E　：すべり線の長さ ＝ 7.220（m）

P_E　：仮想的な背面に作用する土圧力(地震時)（kN/m）

$$P_E = \frac{W_E \cdot \sec\theta \cdot \sin(\omega_E - \phi + \theta) - c \cdot L_E \cdot \cos\phi}{\cos(\omega_E - \phi - \alpha - \delta_E)} = 77.523$$

P_{hE}　：土圧P_Eの水平方向成分 ＝ $P_E \cdot \cos(\delta_E + \alpha)$ ＝ 72.596（kN/m）

P_{vE}　：土圧P_Eの鉛直方向成分 ＝ $P_E \cdot \sin(\delta_E + \alpha)$ ＝ 27.197（kN/m）

4.3　荷重の集計

4.3.1　常時の場合

(1) 検討ケース 1-1（滑動・転倒用）

項　　目	鉛直力 V(kN/m)	作用位置 X(m)	モーメント Mx(kNm/m)	水平力 H(kN/m)	作用位置 Y(m)	モーメント My(kNm/m)
仮想擁壁自重	510.306	2.508	1279.60	0.000	0.000	0.00
常時土圧	24.105	4.861	117.18	64.343	1.700	109.38
合計	534.411		1396.78	64.343		109.38

(2) 検討ケース 1-2（支持力用）

項　　目	鉛直力 V(kN/m)	作用位置 X(m)	モーメント Mx(kNm/m)	水平力 H(kN/m)	作用位置 Y(m)	モーメント My(kNm/m)
仮想擁壁自重	510.306	2.508	1279.60	0.000	0.000	0.00
擁壁上活荷重	50.280	2.914	146.52	0.000	0.000	0.00
常時土圧	24.105	4.861	117.18	64.343	1.700	109.38
合計	584.691		1543.30	64.343		109.38

4.3.2　地震時の場合

(1) 検討ケース 2-1

k hr：修正設計水平震度 ＝ 0.12

項　　目	鉛直力 V (kN/m)	作用位置 X (m)	モーメント Mx (kNm/m)	水平力 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kNm/m)
仮想擁壁自重	510.306	2.508	1279.60	61.237	2.622	160.58
地震時土圧	27.197	4.861	132.21	72.596	1.700	123.41
合計	537.503		1411.81	133.833		283.99

4.4　常時の滑動に対する検討

(1) 検討ケース 1-1

盛土底面側

$$Fs1 = \frac{c1 \cdot SB + \mu 1 \cdot \Sigma V1}{\Sigma H1} = 4.792$$

基礎地盤側

$$Fs2 = \frac{c2 \cdot SB + \mu 2 \cdot \Sigma V1}{\Sigma H1} = 5.814$$

よって，Ｆｓ ＝ 4.792 ≧ Ｆsa ＝ 1.50 ・・・ ＯＫ

ここに，Ｆｓ　：滑動に対する安全率
Ｆsa　：滑動に対する設計安全率 ＝ 1.50
ＳＢ　：仮想的な擁壁の底面における幅 ＝ 4.578 (m)
ｃ1　：盛土底面における土の粘着力 ＝ 0.0 (kN/m^2)
ϕ1　：盛土底面における土のせん断抵抗角 ＝ 30.0 (°)
μ1　：盛土底面における摩擦係数 ＝ tanϕ1 ＝ 0.577
ｃ2　：基礎地盤の粘着力 ＝ 0.0 (kN/m^2)
ϕ2　：基礎地盤のせん断抵抗角 ＝ 35.0 (°)
μ2　：基礎地盤の摩擦係数 ＝ tanϕ2 ＝ 0.700
ΣＶ1　：仮想的な擁壁の底面における全鉛直力 ＝ 534.411 (kN/m)
ΣＨ1　：仮想的な擁壁の底面における全水平力 ＝ 64.343 (kN/m)

4.5　地震時の滑動に対する検討

(1) 検討ケース 2-1

盛土底面側

$$F_{sE1} = \frac{c1 \cdot SB + \mu 1 \cdot \Sigma V1_E}{\Sigma H1_E} = 2.317$$

基礎地盤側

$$F_{sE2} = \frac{c2 \cdot SB + \mu 2 \cdot \Sigma V1_E}{\Sigma H1_E} = 2.811$$

よって，$F_{sE} = 2.317 \geqq F_{saE} = 1.20$ ・・・ ＯＫ

ここに，
- F_{sE} ：地震時の滑動に対する安全率
- F_{saE} ：地震時の滑動に対する設計安全率 ＝ 1.20
- SB ：仮想的な擁壁の底面における幅 ＝ 4.578 (m)
- c1 ：盛土底面における土の粘着力 ＝ 0.0 (kN/m^2)
- $\phi 1$ ：盛土底面における土のせん断抵抗角 ＝ 30.0 (°)
- $\mu 1$ ：盛土底面における摩擦係数 ＝ $\tan\phi 1$ ＝ 0.577
- c2 ：基礎地盤の粘着力 ＝ 0.0 (kN/m^2)
- $\phi 2$ ：基礎地盤のせん断抵抗角 ＝ 35.0 (°)
- $\mu 2$ ：基礎地盤の摩擦係数 ＝ $\tan\phi 2$ ＝ 0.700
- $\Sigma V1_E$ ：仮想的な擁壁の底面における全鉛直力 ＝ 537.503 (kN/m)
- $\Sigma H1_E$ ：仮想的な擁壁の底面における全水平力 ＝ 133.833 (kN/m)

4.6　常時の転倒に対する検討

(1) 検討ケース 1-1

仮想的な擁壁のつま先から合力作用点までの距離を求める

$$d = \frac{\Sigma Mr1 - \Sigma Md1}{\Sigma V1} = 2.409 \text{ (m)}$$

ここに，d　　：仮想的な擁壁のつま先から合力作用点までの距離　(m)
　　ΣMr1　：つま先周りの抵抗モーメント ＝ 1396.78 (kN･m/m)
　　ΣMd1　：つま先周りの転倒モーメント ＝ 109.38 (kN･m/m)
　　ΣV1　　：仮想的な擁壁の底面における全鉛直力 ＝ 534.411 (kN/m)

底面中央から合力作用点までの偏心距離

$$e = SB/2 - d = -0.120 \leqq SB/6 = 0.763 \text{ (m)} \quad \cdots \text{ OK}$$

ここに，e　　：底面中央から合力作用点までの偏心距離 (m)
　　SB　　：仮想的な擁壁の底面における幅 ＝ 4.578 (m)
　　d　　：仮想的な擁壁のつま先から合力作用点までの距離 ＝ 2.409 (m)

4.7　地震時の転倒に対する検討

(1) 検討ケース 2-1

仮想的な擁壁のつま先から合力作用点までの距離を求める

$$d_{1E} = \frac{\Sigma Mr1_E - \Sigma Md1_E}{\Sigma V1_E} = 2.098 \text{ (m)}$$

ここに，$\Sigma Mr1_E$　：つま先周りの抵抗モーメント ＝ 1411.81 (kN･m/m)
　　$\Sigma Md1_E$　：つま先周りの転倒モーメント ＝ 283.99 (kN･m/m)
　　$\Sigma V1_E$　：仮想的な擁壁の底面における全鉛直力 ＝ 537.503 (kN/m)

底面中央から合力作用点までの偏心距離

$$e = SB/2 - d_{1E} = 0.191 \leqq SB/3 = 1.526 \text{ (m)} \quad \cdots \text{ OK}$$

ここに，e　　：底面中央から合力作用点までの偏心距離 (m)
　　SB　　：仮想的な擁壁の底面における幅 ＝ 4.578 (m)
　　d　　：仮想的な擁壁のつま先から合力作用点までの距離 ＝ 2.098 (m)

4.8　常時の盛土直下の支持力に対する検討

4.8.1　盛土直下の地盤反力度

$$Na = \Sigma V2 / SB = 127.718 \ (kN/m^2)$$

ここに，Na　　：盛土直下に作用する地盤反力度（kN/m^2）

ΣV2　　：仮想的な擁壁の底面における全鉛直力 ＝ 584.691（kN/m）

（荷重の集計 - 検討ケース 1-2 を参照）

SB　　：仮想的な擁壁の底面における幅 ＝ 4.578（m）

4.8.2　基礎地盤の極限支持力度

$$Qu = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot Nc \cdot Sc + \kappa \cdot q \cdot Nq \cdot Sq + (1/2) \cdot \gamma 1 \cdot \beta \cdot Be \cdot Nr \cdot Sr$$
$$= 596.793 \ (kN/m^2)$$

ここに，Qu　：基礎地盤の極限支持力度（kN/m²）
c　：基礎地盤の土の粘着力 ＝ 0.0（kN/m²）
q　：上載荷重 ＝ γ2･Df ＝ 10.000（kN/m²）
γ1　：支持地盤の土の単位体積重量 ＝ 11.0（kN/m³）
γ2　：根入れ地盤の土の単位体積重量 ＝ 20.0（kN/m³）
Df　：基礎の有効根入れ深さ ＝ 0.500（m）
α，β　：基礎の形状係数 ＝ 1.0
Be　：基礎の有効載荷幅 ＝ SB ＝ 4.578（m）
κ　：根入れ効果に対する割増し係数
　κ ＝ 1＋0.3･Df'／Be ＝ 1.000
Df'　：支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ ＝ 0.000（m）
φ　：基礎地盤のせん断抵抗角 ＝ 35.0（°）
tanθ　：荷重の傾斜 ＝ ΣH/ΣV ＝ 0.110
ΣH　：水平荷重 ＝ 64.343（kN/m²）
ΣV　：鉛直荷重 ＝ 584.691（kN/m²）
Nc　：支持力係数 ＝ 36.787
Nq　：支持力係数 ＝ 26.516
Nr　：支持力係数 ＝ 21.870
Sc　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ $(c^*)^{\lambda}$ ＝ 1.000
Sq　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ $(q^*)^{\nu}$ ＝ 1.000
Sr　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ $(B^*)^{\mu}$ ＝ 0.602
λ，ν，μ　：係数 ＝ -1/3
c^*　：$c^* = c / c_o$ ＝ 0.000 ただし，$1 \leqq c^* \leqq 10$　∴ c^* ＝ 1.000
c_o　：10（kN/m²）
q^*　：$q^* = q / q_o$ ＝ 1.000 ただし，$1 \leqq q^* \leqq 10$　∴ q^* ＝ 1.000
q_o　：10（kN/m²）
B^*　：$B^* = SB / Bo$ ＝ 4.578 ただし，$1 \leqq B^*$　∴ B^* ＝ 4.578
Bo　：1.0（m）

4.8.3　基礎地盤の許容支持力度

$Qa = Qu / Fs = 198.931$ (kN/m^2)

ここに，Qa　　：基礎地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

Qu　　：基礎地盤の極限支持力度 ＝ 596.793 (kN/m^2)

Fs　　：地盤の支持に対する安全率 ＝ 3.00

4.8.4　盛土直下の支持力に対する検討

$Na = 127.718 \leqq Qa = 198.931$ (kN/m^2)　・・・ ＯＫ

ここに，Na　　：盛土直下の地盤反力度 (kN/m^2)

Qa　　：基礎地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

4.9　地震時の盛土直下支持力に対する検討

4.9.1　盛土直下の地盤反力度

$$N_{aE} = \Sigma V_{1E} / SB = 117.410 \ (kN/m^2)$$

ここに，N_{aE}　　：盛土直下に作用する地盤反力度（kN/m^2）

ΣV_{1E}　：仮想的な擁壁の底面における全鉛直力 ＝ 537.503（kN/m）

（荷重の集計 - 検討ケース 2-1 を参照）

SB　　：仮想的な擁壁の底面における幅 ＝ 4.578（m）

4.9.2　基礎地盤の極限支持力度

$$Q_{uE} = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot Nc \cdot Sc + \kappa \cdot q \cdot Nq \cdot Sq + (1/2) \cdot \gamma 1 \cdot \beta \cdot Be \cdot Nr \cdot Sr$$
$$= 533.761 \ (kN/m^2)$$

ここに，Q_{uE}　：基礎地盤の極限支持力度 (kN/m^2)

c　：基礎地盤の土の粘着力 ＝ 0.0 (kN/m^2)

q　：上載荷重 ＝ $\gamma 2 \cdot Df$ ＝ 10.000 (kN/m^2)

$\gamma 1$　：支持地盤の土の単位体積重量 ＝ 20.0 (kN/m^3)

$\gamma 2$　：根入れ地盤の土の単位体積重量 ＝ 20.0 (kN/m^3)

Df　：基礎の有効根入れ深さ ＝ 0.500 (m)

α, β　：基礎の形状係数 ＝ 1.0

Be　：基礎の有効載荷幅 ＝ SB ＝ 4.578 (m)

κ　：根入れ効果に対する割増し係数

$\kappa = 1 + 0.3 \cdot Df' / Be$ ＝ 1.000

Df'　：支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ ＝ 0.000 (m)

ϕ　：基礎地盤のせん断抵抗角 ＝ 35.0 (°)

$\tan\theta$　：荷重の傾斜 ＝ $\Sigma H_E / \Sigma V_E$ ＝ 0.249

ΣH_E　：水平荷重 ＝ 133.833 (kN/m^2)

ΣV_E　：鉛直荷重 ＝ 537.503 (kN/m^2)

Nc　：支持力係数 ＝ 26.636

Nq　：支持力係数 ＝ 19.027

Nr　：支持力係数 ＝ 12.458

Sc　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ $(c^*)^{\lambda}$ ＝ 1.000

Sq　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ $(q^*)^{\nu}$ ＝ 1.000

Sr　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ $(B^*)^{\mu}$ ＝ 0.602

λ, ν, μ　：係数 ＝ -1/3

c^*　：$c^* = c / c_o$ ＝ 0.000 ただし，$1 \leqq c^* \leqq 10$　　$\therefore c^*$ ＝ 1.000

c_o　：10 (kN/m^2)

q^*　：$q^* = q / q_o$ ＝ 1.000 ただし，$1 \leqq q^* \leqq 10$　　$\therefore q^*$ ＝ 1.000

q_o　：10 (kN/m^2)

B^*　：$B^* = SB / Bo$ ＝ 4.578 ただし，$1 \leqq B^*$　　$\therefore B^*$ ＝ 4.578

Bo　：1.0 (m)

4.9.3　基礎地盤の許容支持力度

$Q_{aE} = Q_{uE} / F_{sE} = 266.880$ (kN/m^2)

ここに，Q_{aE}　：基礎地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

Q_{uE}　：基礎地盤の極限支持力度 ＝ 533.761 (kN/m^2)

F_{sE}　：地盤の支持に対する安全率 ＝ 2.00

4.9.4　盛土直下の支持力に対する検討

$N_{aE} = 117.410 \leqq Q_{aE} = 266.880$ (kN/m^2)　・・・ ＯＫ

ここに，N_{aE}　：盛土直下の地盤反力度 (kN/m^2)

Q_{aE}　：基礎地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

4.10　常時の壁面直下支持力に対する検討

4.10.1 土圧に起因する壁際の鉛直分力

$$Vc = \Sigma (To \cdot \tan\delta) = 29.923 \ (kN/m)$$

ここに，To　　：壁際引張力（kN/m）

δ　　：壁面摩擦角（°）＝ 2/3ϕ

ϕ　　：土のせん断抵抗角（°）

段数 (i)	To (kN/m)	ϕ (°)	tanδ (m)	Vci (kN/m)
1	11.020	30.0	0.364	4.011
2	14.070	30.0	0.364	5.121
3	16.782	30.0	0.364	6.108
4	19.155	30.0	0.364	6.972
5	21.187	30.0	0.364	7.711
合計				29.923

4.10.2 基礎底面に作用する地盤反力度

$$N = \frac{Wc1 + Wc2 + Vc}{b} = 123.140 \ (kN/m^2)$$

ここに，N　　：常時の基礎底面に作用する地盤反力度（kN/m^2）

Wc1　　：壁面材の自重（kN/m）

Wc1 ＝ γc1･Hta･t ＝ 17.493（kN/m）

Wc2　　：基礎コンクリート重量（kN/m）

Wc2 ＝ hf･b･γc2 ＝ 1.840（kN/m）

Vc　　：壁際の鉛直分力 ＝ 29.923（kN/m）

b　　：基礎コンクリート幅 ＝ 0.400（m）

γc1　　：壁面材の単位体積重量 ＝ 24.5（kN/m^3）

Hta　　：壁全高 ＝ 5.100（m）

t　　：壁面材の厚さ ＝ 0.140（m）

hf　　：基礎コンクリート高さ ＝ 0.200（m）

γc2　　：基礎コンクリートの単位体積重量 ＝ 23.0（kN/m^3）

4.10.3 基礎地盤の極限支持力度

$$Qu = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot Nc \cdot Sc + \kappa \cdot q \cdot Nq \cdot Sq + (1/2) \cdot \gamma 1 \cdot \beta \cdot Be \cdot Nr \cdot Sr$$
$$= 542.045 \ (kN/m^2)$$

ここに，Qu　：基礎地盤の極限支持力度（kN/m^2）

c　：基礎地盤の土の粘着力 ＝ 0.0（kN/m^2）

q　：上載荷重 ＝ γ2･Df ＝ 14.000（kN/m^2）

γ1　：支持地盤の土の単位体積重量 ＝ 11.0（kN/m^3）

γ2　：根入れ地盤の土の単位体積重量 ＝ 20.0（kN/m^3）

Df　：基礎の有効根入れ深さ ＝ 0.700（m）

α，β　：基礎の形状係数 ＝ 1.0

Be　：基礎の有効載荷幅 ＝ b ＝ 0.400（m）

κ　：根入れ効果に対する割増し係数

$\kappa = 1 + 0.3 \cdot Df' / Be = 1.000$

Df'　：支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ ＝ 0.000（m）

φ　：基礎地盤の土のせん断抵抗角 ＝ 35.0

tanθ　：荷重の傾斜 ＝ 0.000

Nc　：支持力係数 ＝ 46.124

Nq　：支持力係数 ＝ 33.296

Nr　：支持力係数 ＝ 34.500

Sc　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ 1.0

Sq　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ 1.0

Sr　：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ 1.0

4.10.4 基礎地盤の許容支持力度

$Qa = Qu / Fs = 180.682$ (kN/m^2)

ここに，Qa　：基礎地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

Qu　：基礎地盤の極限支持力度 ＝ 542.045 (kN/m^2)

Fs　：地盤の支持に対する安全率 ＝ 3.00

4.10.5 壁面直下支持力に対する検討

$N = 123.140 \leqq Qa = 180.682$ (kN/m^2)　・・・ ＯＫ

ここに，N　：基礎底面に作用する地盤反力度 (kN/m^2)

Qa　：基礎地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

4.11　地震時の壁面直下支持力に対する検討

4.11.1 土圧に起因する壁際の鉛直分力

$$V_{cE} = \Sigma \left(T_{oE} \cdot \tan\delta_E \right) = 24.580 \ (kN/m)$$

ここに，T_{oE}　　：地震時の壁際引張力（kN/m）

δ_E　　：地震時の壁面摩擦角（°）＝ $\phi/2$

ϕ　　：土のせん断抵抗角（°）

段数 (i)	T_{oE} (kN/m)	ϕ (°)	$\tan\delta_E$ (m)	V_{cEi} (kN/m)
1	11.895	30.0	0.268	3.187
2	15.472	30.0	0.268	4.146
3	18.698	30.0	0.268	5.010
4	21.572	30.0	0.268	5.780
5	24.095	30.0	0.268	6.456
合計				24.580

4.11.2 基礎底面に作用する地盤反力度

$$N_E = \frac{Wc1 + Wc2 + V_{cE}}{b} = 109.781 \ (kN/m^2)$$

ここに，N_E　：地震時の基礎底面に作用する地盤反力度（kN/m^2）

$Wc1$　：壁面材の自重（kN/m）

$Wc1 = \gamma c1 \cdot Hta \cdot t = 17.493$（kN/m）

$Wc2$　：基礎コンクリート重量（kN/m）

$Wc2 = hf \cdot b \cdot \gamma c2 = 1.840$（kN/m）

V_{cE}　：地震時の壁際の鉛直分力 ＝ 24.580（kN/m）

b　：基礎コンクリート幅 ＝ 0.400（m）

$\gamma c1$　：壁面材の単位体積重量 ＝ 24.5（kN/m^3）

Hta　：壁全高 ＝ 5.100（m）

t　：壁面材の厚さ ＝ 0.140（m）

hf　：基礎コンクリート高さ ＝ 0.200（m）

$\gamma c2$　：基礎コンクリートの単位体積重量 ＝ 23.0（kN/m^3）

4.11.3 基礎地盤の極限支持力度

$$Q_{uE} = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot Nc \cdot Sc + \kappa \cdot q \cdot Nq \cdot Sq + (1/2) \cdot \gamma 1 \cdot \beta \cdot Be \cdot Nr \cdot Sr$$
$$= 604.145 \ (kN/m^2)$$

ここに，Q_{uE} ：基礎地盤の極限支持力度 (kN/m^2)

c ：基礎地盤の土の粘着力 ＝ 0.0 (kN/m^2)

q ：上載荷重 ＝ $\gamma 2 \cdot Df$ ＝ 14.000 (kN/m^2)

$\gamma 1$ ：支持地盤の土の単位体積重量 ＝ 20.0 (kN/m^3)

$\gamma 2$ ：根入れ地盤の土の単位体積重量 ＝ 20.0 (kN/m^3)

Df ：基礎の有効根入れ深さ ＝ 0.700 (m)

α，β ：基礎の形状係数 ＝ 1.0

Be ：基礎の有効載荷幅 ＝ b ＝ 0.400 (m)

κ ：根入れ効果に対する割増し係数

$\kappa = 1 + 0.3 \cdot Df' / Be = 1.000$

Df' ：支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ ＝ 0.000 (m)

ϕ ：基礎地盤の土のせん断抵抗角 ＝ 35.0

$\tan\theta$ ：荷重の傾斜 ＝ 0.000

Nc ：支持力係数 ＝ 46.124

Nq ：支持力係数 ＝ 33.296

Nr ：支持力係数 ＝ 34.500

Sc ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ 1.0

Sq ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ 1.0

Sr ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ＝ 1.0

4.11.4 基礎地盤の許容支持力度

$Q_{aE} = Q_{uE} / F_{sE} = 302.073$ (kN/m^2)

ここに, Q_{aE} : 地震時の基礎地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

Q_{uE} : 基礎地盤の極限支持力度 ＝ 604.145 (kN/m^2)

F_{sE} : 地盤の支持に対する安全率 ＝ 2.00

4.11.5 壁面直下支持力に対する検討

$N_E = 109.781 \leqq Q_{aE} = 302.073$ (kN/m^2) ・・・ ＯＫ

ここに, N_E : 地震時の基礎底面に作用する地盤反力度 (kN/m^2)

Q_{aE} : 地震時の基礎地盤の許容支持力度 (kN/m^2)

Version : 2.19.00

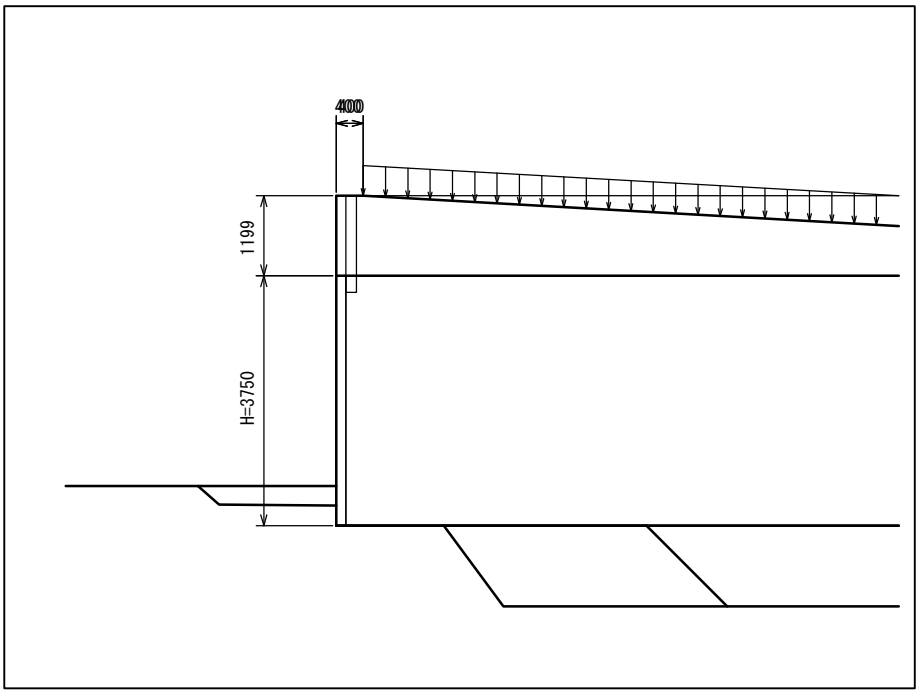
(5)円弧すべり検討

円弧すべり検討は，No.3+15横断図を用いて行う。

1. 設計条件

1.1 補強土壁形状および地盤形状

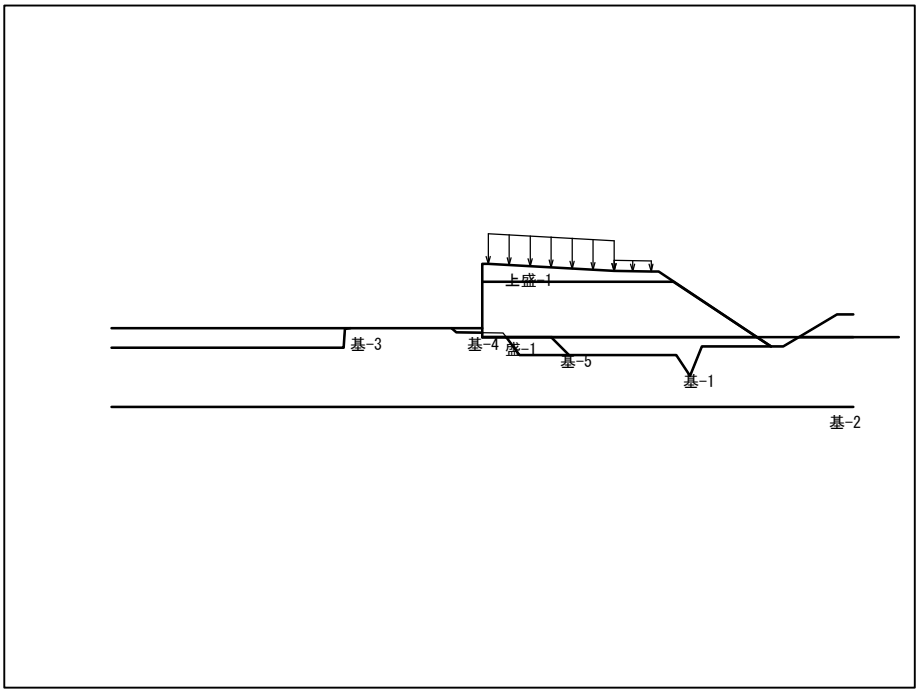
1.1.1 補強土壁形状図



補強土壁の壁高　　：H　＝ 3.750 (m)

笠石コンクリートの高さ　　：H4 ＝ 1.199 (m)

1.1.2　地盤形状図



(1) 補強土壁形状座標

補強土壁番号	補強土壁層の下端座標		補強土壁層の上端座標	
	XL (m)	YL (m)	XU (m)	YU (m)
盛－1	0.000	0.000	0.000	3.750

(2) 上載盛土座標

上載盛土番　号	座　標番　号	X座標 (m)	Y座標 (m)
上盛－1	1	0.000	3.750
	2	0.000	4.949
	3	0.400	4.949
	4	8.878	4.470
	5	11.378	4.420
	6	11.878	4.420
	7	19.454	-0.630

(3) 基礎地盤座標

基礎地盤 番　号	座　標 番　号	X座標 (m)	Y座標 (m)
基－1	1	-25.000	-0.710
	2	-15.100	-0.710
	3	-9.340	-0.710
	4	-9.269	0.552
	5	-8.895	0.594
	6	-2.074	0.594
	7	-1.759	0.318
	8	1.400	0.285
	9	1.610	0.000
	10	2.499	-1.210
	11	5.850	-1.210
	12	13.074	-1.210
	13	14.005	-2.610
	14	14.802	-0.630
	15	19.454	-0.630
	16	20.274	-0.630
	17	23.900	1.538
	18	25.000	1.538
基－2	1	-25.000	-4.709
	2	-15.100	-4.709
	3	21.787	-4.709
	4	25.000	-4.709
基－3	1	-25.000	0.594
	2	-15.100	0.594
	3	-8.895	0.594
基－4	1	-2.074	0.594
	2	0.000	0.594
基－5	1	1.610	0.000
	2	4.640	0.001
	3	5.850	-1.210

(4) 水位線座標（円弧すべり）

円弧すべり　常時

座　標 番　号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	-25.000	0.000
2	25.000	0.000

円弧すべり　地震時

座　標 番　号	X座標 (m)	Y座標 (m)
1	-25.000	-2.340
2	25.000	-2.340

(5) 地山掘削形状

余裕幅 (m)	小段高 (m)	小段幅 (m)	掘削勾配 1 : n
0.000	5.000	—	1:0.50

1.2 盛土材料および基礎地盤の土質定数

土層番号	Hs (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	ϕ (°)	c (kN/m^2)	ce (kN/m^2)
上盛－1	1.199	20.0	11.0	30.0	0.0	10.0
盛－1	3.750	20.0	11.0	30.0	0.0	10.0
基－1	—	20.0	11.0	35.0	0.0	—
基－2	—	20.0	11.0	35.0	0.0	—
基－3	—	20.0	11.0	30.0	0.0	—
基－4	—	20.0	11.0	30.0	0.0	—
基－5	—	20.0	11.0	35.0	0.0	—

土層番号	fo*	tanϕ1
上盛－1	—	—
盛－1	1.50	0.727
基－1	—	—
基－2	—	—
基－3	—	—
基－4	—	—
基－5	—	—

上盛：上載盛土, 盛：補強土壁, 背：背面盛土, 基：基礎地盤

Hs : 層厚 (m)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m^3)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

c : 土の粘着力 (kN/m^2)

ce : 全体安定検討に用いる土の粘着力の仮定値 (kN/m^2)

fo* : 見かけの摩擦係数

tanϕ1 : 見かけの摩擦係数

1.3　設計外力

載荷重 番　号	荷重の 種　類	壁天端から の離れ L+Bg(m)	荷重幅 BL (m)	荷重 q (kN/m^2)	
				常時	地震時
荷－1	活荷重 1	0.400	8.478	10.00	―
荷－2	活荷重 2	8.878	2.500	3.50	―

1.4　設計水平震度

全体安定の検討時（盛土工指針対応）

$k_h = c_z \cdot k_{ho} = 0.17$

ただし，k_h　：設計水平震度

k_{ho}　：標準設計水平震度 = 0.20［ 地盤種別：レベル 2 地震動Ⅱ種 ］

c_z　：地域別補正係数　= 0.85［ 地域区分：B ］

1.5　設計安全率

設計安全率	常　時	地震時
補強材の引抜けに対する安全率	$F_s \geqq 2.00$	$F_{sE} \geqq 1.20$
円弧すべりに対する安全率	$F_s \geqq 1.20$	$F_{sE} \geqq 1.00$

1.6　部材

(1) 壁面材：テールアルメ

(2) ボルトおよび補強材（ストリップ）の寸法

腐食代：Cm ＝ 1.0（mm）　，　Cm(水中) ＝ 1.5（mm）

ストリップの総断面積　：Ag ＝ b･(t－Cm)

ストリップの純断面積　：An ＝ {b－n'･(3.0＋d)}･(t－Cm)

ボルトの有効せん断面積：Aτ ＝ j･n･Ae

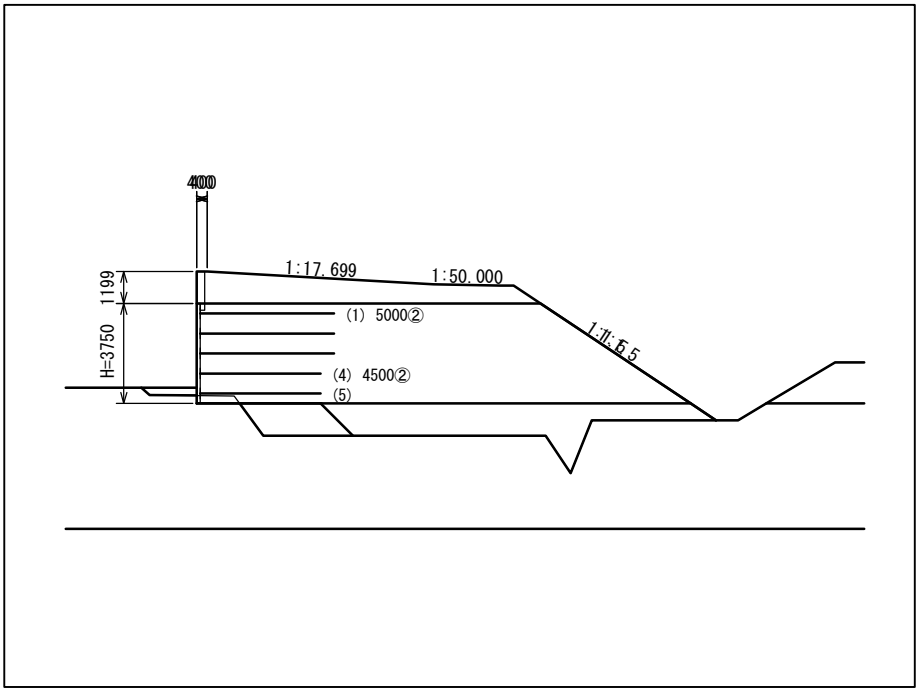
部材 No-1	項目	記号	単位	諸元 (水中)
ストリップ (SM490A)	板幅	b	mm	60.0
	板厚	t	mm	4.0
	総断面積	Ag	mm^2	180.0 (150.0)
	純断面積	An	mm^2	135.0 (112.5)
	降伏強度	σy	N/mm^2	325.0
ボルト	呼び径	d	mm	M12
	有効断面積	Ae	mm^2	84.3
	連結部１ヶ所当りのボルト本数	n	本	2
	補強材の幅方向のボルト本数	n'	本	1
	せん断の数	j	箇所	1
	有効せん断面積	Aτ	mm^2	168.6

(3) ボルトおよび補強材（ストリップ）の許容応力度

部材 No-1	項目	記号	単位	常　時	地震時
ストリップ (SM490A)	引張許容応力度	σta	N/mm^2	185.0	277.5
ボルト	せん断許容応力度	τa	N/mm^2	200.0	300.0

2. 計算結果の総括

2.1 補強材の配置



段数 (i)	深さ Z (m)	鉛直間隔 ΔH (m)	水平間隔 ΔB (m)	設計長 L (m)
1	1.574	0.750	0.750	5.000
2	2.324	0.750	0.750	5.000
3	3.074	0.750	0.750	5.000
4	3.824	0.750	0.750	4.500
5	4.574	0.750	0.750	4.500

2.2 円弧すべりに対する安定計算

ケース	円弧中心座標		半径 R (m)	Fsmin	Fsa	判定
	X (m)	Y (m)				
常　時-4	-6.000	17.000	17.322	1.760	1.200	○
常　時-6	-1.000	5.000	7.537	1.920	1.200	○
地震時-5	-1.000	9.000	9.055	1.612	1.000	○
地震時-6	-1.000	8.000	9.788	1.671	1.000	○

3. 円弧すべりに対する安定検討

3.1　常時の検討

3.1.1　常時の補強材の引張強度

$$T_A = \frac{\sigma a \cdot Ag}{\Delta B}$$

ここに，T_A　：単位幅（１ｍ）当たり引張強度（kN/m）

σa　：常時の補強材の許容引張応力度（N/mm^2）

Ag　：腐食しろを差し引いた補強材の総断面積（mm^2）

$Ag = b \cdot (t - Cm)$

b　：補強材の幅（mm）

t　：補強材の板厚（mm）

Cm　：補強材の腐食しろ（mm）

ΔB　：補強材の水平間隔（m）

段数 (i)	σa (N/mm^2)	b (mm)	t (mm)	Cm (mm)	Ag (mm^2)	ΔB (m)	T_A (kN/m)
1	185.0	60.0	4.0	1.0	180.0	0.750	44.400
2	185.0	60.0	4.0	1.0	180.0	0.750	44.400
3	185.0	60.0	4.0	1.0	180.0	0.750	44.400
4	185.0	60.0	4.0	1.0	180.0	0.750	44.400
5	185.0	60.0	4.0	1.0	180.0	0.750	44.400

3.1.2　常時の円弧すべり安定計算式

$$Fs = \frac{r\Sigma\{c\cdot l+(W'\cdot\cos\alpha+Tavail\cdot\sin\theta)\tan\phi+Tavail\cdot\cos\theta\}}{r\Sigma(W\cdot\sin\alpha)}$$

ここに，Ｆｓ　　：常時の円弧すべりに対する安全率

ｌ　　：分割片で切られたすべり面の弧長（m）

Ｗ　　：分割片の土塊重量（kN/m）

Ｗ’　　：浮力を考慮した分割片の土塊重量（kN/m）

α　　：各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度（°）

ｃ　　：土の粘着力（kN/m^2）

ϕ　　：土のせん断抵抗角（°）

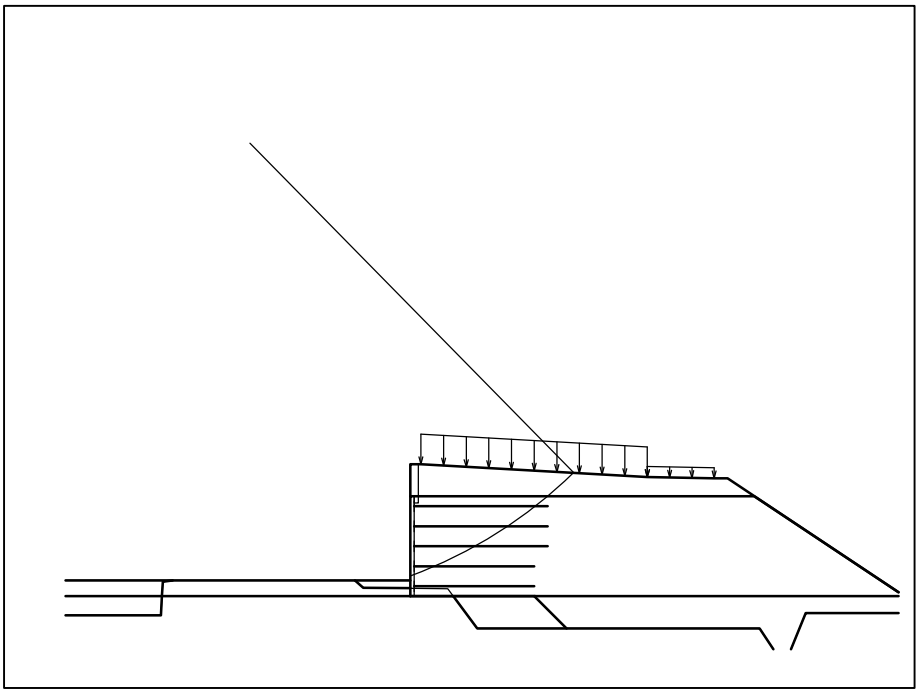
Tavail　：各補強材の引張力（kN/m）

θ　　：補強材位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度（°）

ｒ　　：すべり円弧の半径（m）

3.1.3　補強領域を横切る円弧すべりに対する安定計算［常時-4］

(1) 円弧すべり形状



(2) 補強材の発揮可能引張強さ

$$Tavail = min(Tp,\ T_A)$$

$$Tp = \frac{2 \cdot fi^* \cdot \sigma vi \cdot b \cdot Le}{Fs} \times \frac{1}{\Delta B}$$

ここに，Tavail　：補強材の発揮可能引張強さ（kN/m）

Tp　：補強材に作用する定着部の引抜き抵抗力（kN/m）

T_A　：補強材の引張強度（kN/m）

fi*　：i段目の補強材に対する見かけの摩擦係数

σvi　：i段目の定着部の中央における土の鉛直応力 ＝ γ・zi（kN/m^2）

zi　：i段目の定着部の中央から盛土天端までの距離（m）

b　：補強材の幅（m）

Le　：すべり線より奥の補強材の定着長（m）

⊿B　：水平間隔（m）

Fs　：常時の補強材の引き抜けに対する安全率 ＝ 2.00

段数 (i)	fi*	γ (kN/m^3)	zi (m)	σvi (kN/m^2)	b (m)	Le (m)	⊿B (m)	Tp (kN/m)	TA (kN/m)	Tavail (kN/m)
1	1.2971	20.0 20.0	0.944 0.375	26.374	0.060	0.443	0.750	1.212	44.400	1.212
2	1.2004	20.0 20.0	0.973 1.125	41.957	0.060	1.474	0.750	5.939	44.400	5.939
3	1.1037	20.0 20.0	1.007 1.875	57.647	0.060	2.696	0.750	13.723	44.400	13.723
4	1.0070	20.0 20.0	1.064 2.625	73.784	0.060	3.708	0.750	22.042	44.400	22.042
5	0.9104			0.000	0.060	0.000	0.750	0.000	44.400	0.000

(3) 補強時の安全率一覧表

Ｆｓ		円　弧　中　心　Ｘ　座　標（m）						
		-9.0	-8.0	-7.0	-6.0	-5.0	-4.0	-3.0
円弧中心Ｙ標(m)	20.0	*****	*****	1.812	1.905	2.019	2.156	2.335
	19.0	*****	*****	1.770	1.854	1.964	2.096	2.266
	18.0	*****	*****	*****	1.807	1.908	2.036	2.197
	17.0	*****	*****	*****	1.760	1.853	1.975	2.126
	16.0	*****	*****	*****	*****	1.801	1.915	2.060
	15.0	*****	*****	*****	*****	*****	1.853	1.993
	14.0	*****	*****	*****	*****	*****	1.797	1.926

(4) 補強時の円弧すべり安定計算結果

( )内は許容値

項　目	記　号	単　位	常時-4	判定
最小安全率	Ｆsmin Ｆsa		1.760 (1.200)	○
抵抗モーメント	[MRC] [MRF]	kN･m/m	[1264.4] [3067.4]	—
	MR	kN･m/m	4331.8	—
	MT	kN･m/m	855.1	—
起動モーメント	MD	kN･m/m	2946.5	—
円弧中心Ｘ座標 Ｙ座標	X Y	m	-6.000 17.000	—
半径	r	m	17.322	—

MRC　：土塊の粘着力（ｃ）による抵抗モーメント（kN･m/m）

MRF　：土塊のせん断抵抗角（φ）による抵抗モーメント（kN･m/m）

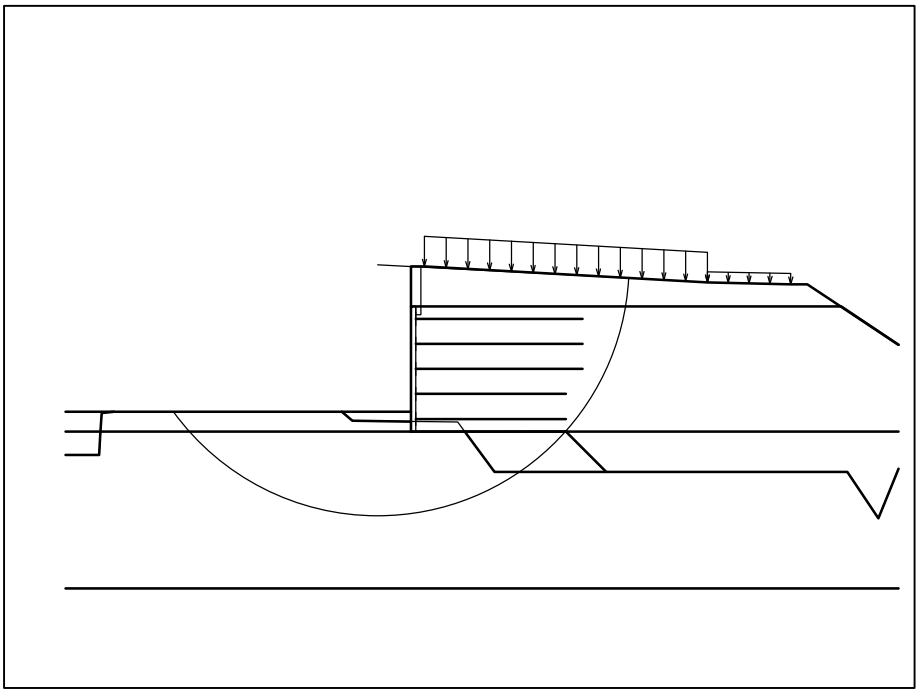
MR　：土塊による抵抗モーメント ＝ MRC＋MRF（kN･m/m）

MT　：補強材による抵抗モーメント（kN･m/m）

Ｆsmin　：円弧すべりの最小安全率 ＝（MR＋MT）/ MD

3.1.4　補強領域外の円弧すべりに対する安定計算［常時-6］

(1) 円弧すべり形状



(2) 補強時の安全率一覧表

Ｆｓ		円　弧　中　心　Ｘ　座　標（m）						
		-4.0	-3.0	-2.0	-1.0	0.0	1.0	2.0
円弧中心Ｙ標(m)	8.0	2.205	2.067	2.001	2.012	2.129	2.408	2.982
	7.0	2.224	2.062	1.972	1.962	2.061	2.325	2.894
	6.0	2.268	2.078	1.962	1.928	2.007	2.265	2.863
	5.0	2.349	2.128	1.981	1.920	1.979	2.234	2.908
	4.0	2.461	2.206	2.025	1.933	1.970	2.231	3.049
	3.0	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
	2.0	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****

(3) 補強時の円弧すべり安定計算結果

( )内は許容値

項　目	記　号	単　位	常時-6	判定
最小安全率	Ｆsmin Ｆsa		1.920 (1.200)	○
抵抗モーメント	[MRC] [MRF]	kN･m/m	[382.0] [4038.2]	—
	MR	kN･m/m	4420.3	—
	MT	kN･m/m	0.0	—
起動モーメント	MD	kN･m/m	2302.2	—
円弧中心Ｘ座標 Ｙ座標	X Y	m	-1.000 5.000	—
半径	r	m	7.537	—

MRC　：土塊の粘着力（ｃ）による抵抗モーメント（kN･m/m）

MRF　：土塊のせん断抵抗角（φ）による抵抗モーメント（kN･m/m）

MR　：土塊による抵抗モーメント ＝ MRC＋MRF（kN･m/m）

MT　：補強材による抵抗モーメント（kN･m/m）

Ｆsmin　：円弧すべりの最小安全率 ＝（MR＋MT）/ MD

3.2　地震時の検討

3.2.1　地震時の補強材の引張強度

$$T_{AE} = \frac{\sigma'a \cdot Ag}{\Delta B}$$

ここに，T_{AE}　：単位幅（１ｍ）当たり引張強度（kN/m）

$\sigma'a$　：地震時の補強材の許容引張応力度（N/mm^2）

Ag　：腐食しろを差し引いた補強材の総断面積（mm^2）

$Ag = b \cdot (t - Cm)$

b　：補強材の幅（mm）

t　：補強材の板厚（mm）

Cm　：補強材の腐食しろ（mm）

ΔB　：補強材の水平間隔（m）

段数 (i)	σ'a (N/mm^2)	b (mm)	t (mm)	Cm (mm)	Ag (mm^2)	ΔB (m)	T_{AE} (kN/m)
1	277.5	60.0	4.0	1.0	180.0	0.750	66.600
2	277.5	60.0	4.0	1.0	180.0	0.750	66.600
3	277.5	60.0	4.0	1.0	180.0	0.750	66.600
4	277.5	60.0	4.0	1.0	180.0	0.750	66.600
5	277.5	60.0	4.0	1.0	180.0	0.750	66.600

3.2.2　地震時の円弧すべり安定計算式

$$F_{sE} = \frac{r\Sigma\{c\cdot l+(W'\cdot\cos\alpha-kh\cdot W\cdot\sin\alpha)\tan\phi\}+r\cdot\Sigma Tavail(\cos\theta+\sin\theta\cdot\tan\phi)}{\Sigma(r\cdot W\cdot\sin\alpha + kh\cdot W\cdot yG)}$$

ここに，F_{sE}　：地震時の円弧すべりに対する安全率

l　：分割片で切られたすべり面の弧長（m）

W　：分割片の土塊重量（kN/m）

W'　：浮力を考慮した分割片の土塊重量（kN/m）

α　：各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度（°）

c　：土の粘着力（kN/m^2）

ϕ　：土のせん断抵抗角（°）

$Tavail$　：各補強材の引張力（kN/m）

θ　：補強材位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度（°）

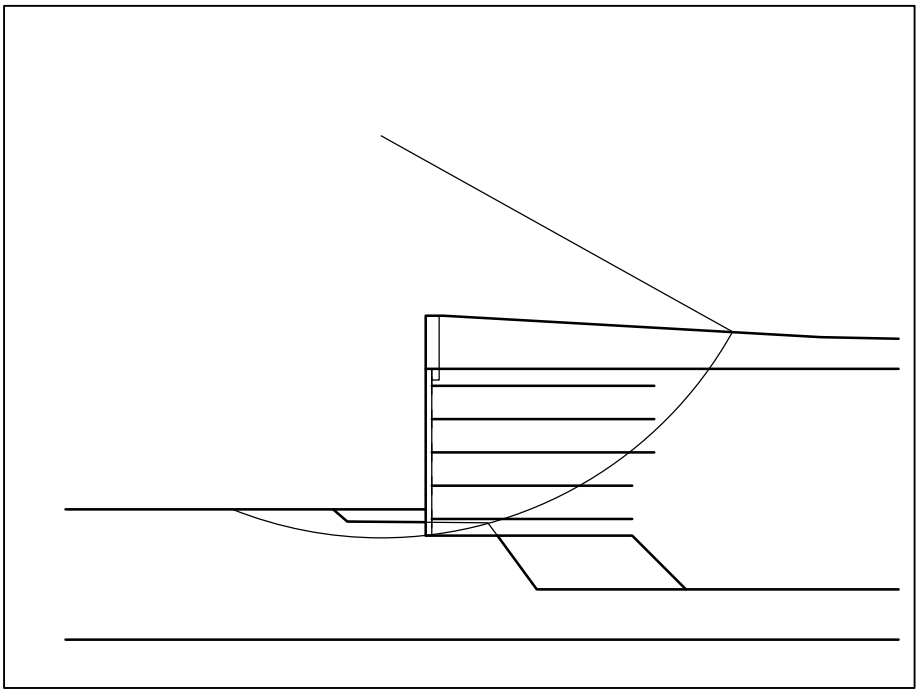
r　：すべり円弧の半径（m）

kh　：設計水平震度 ＝ 0.17

yG　：円弧中心から分割片重心までの鉛直距離（m）

3.2.3　補強領域を横切る円弧すべりに対する安定計算［地震時-5］

(1) 円弧すべり形状



(2) 補強材の発揮可能引張強さ

$$T_{avail} = min(T_{pE},\ T_{AE})$$

$$T_{pE} = \frac{2 \cdot fi^* \cdot \sigma_{vEi} \cdot b \cdot Le}{F_{sE}} \times \frac{1}{\Delta B}$$

ここに，T_{avail}　：補強材の発揮可能引張強さ（kN/m）

T_{pE}　：補強材に作用する定着部の引抜き抵抗力（kN/m）

T_{AE}　：補強材の引張強度（kN/m）

fi^*　：i段目の補強材に対する見かけの摩擦係数

σ_{vEi}　：i段目の定着部の中央における土の鉛直応力 ＝ $\gamma \cdot z_i$（kN/m^2）

z_i　：i段目の定着部の中央から盛土天端までの距離（m）

b　：補強材の幅（m）

Le　：すべり線より奥の補強材の定着長（m）

ΔB　：水平間隔（m）

F_{sE}　：地震時の補強材の引き抜けに対する安全率 ＝ 1.20

段数 (i)	fi*	γ (kN/m^3)	zi (m)	σvEi (kN/m^2)	b (m)	Le (m)	⊿B (m)	TpE (kN/m)	TAE (kN/m)	Tavail (kN/m)
1	1.2971			0.000	0.060	0.000	0.750	0.000	66.600	0.000
2	1.2004			0.000	0.060	0.000	0.750	0.000	66.600	0.000
3	1.1037	20.0 20.0	0.947 1.875	56.435	0.060	0.551	0.750	4.576	66.600	4.576
4	1.0070	20.0 20.0	0.992 2.625	72.349	0.060	1.169	0.750	11.356	66.600	11.356
5	0.9104	20.0 20.0	1.041 3.375	88.317	0.060	2.881	0.750	30.885	66.600	30.885

(3) 補強時の安全率一覧表

F_{sE}		円 弧 中 心 X 座 標 (m)						
		-4.0	-3.0	-2.0	-1.0	0.0	1.0	2.0
円弧中心Y標(m)	12.0	1.775	1.678	1.640	1.655	1.733	1.875	2.078
	11.0	1.801	1.686	1.631	1.632	1.704	1.855	2.068
	10.0	*****	1.701	1.627	1.619	1.676	1.836	2.063
	9.0	*****	*****	1.637	1.612	1.658	1.818	2.063
	8.0	*****	*****	*****	1.614	1.644	1.806	2.075
	7.0	*****	*****	*****	1.637	1.653	1.804	2.104
	6.0	*****	*****	*****	*****	1.685	1.822	2.169

(4) 補強時の円弧すべり安定計算結果

( )内は許容値

項 目	記 号	単 位	地震時-5	判定
最小安全率	F_{smin} F_{saE}		1.612 (1.000)	○
設計水平震度	kh		0.17	—
抵抗モーメント	[MRC] [MRF]	kN･m/m	[779.3] [2223.0]	—
	MR	kN･m/m	3002.3	—
	MT	kN･m/m	481.7	—
起動モーメント	MD	kN･m/m	2161.9	—
円弧中心X座標 Y座標	X Y	m	-1.000 9.000	—
半径	r	m	9.055	—

MRC ：土塊の粘着力（c）による抵抗モーメント（kN･m/m）

MRF ：土塊のせん断抵抗角（φ）による抵抗モーメント（kN･m/m）

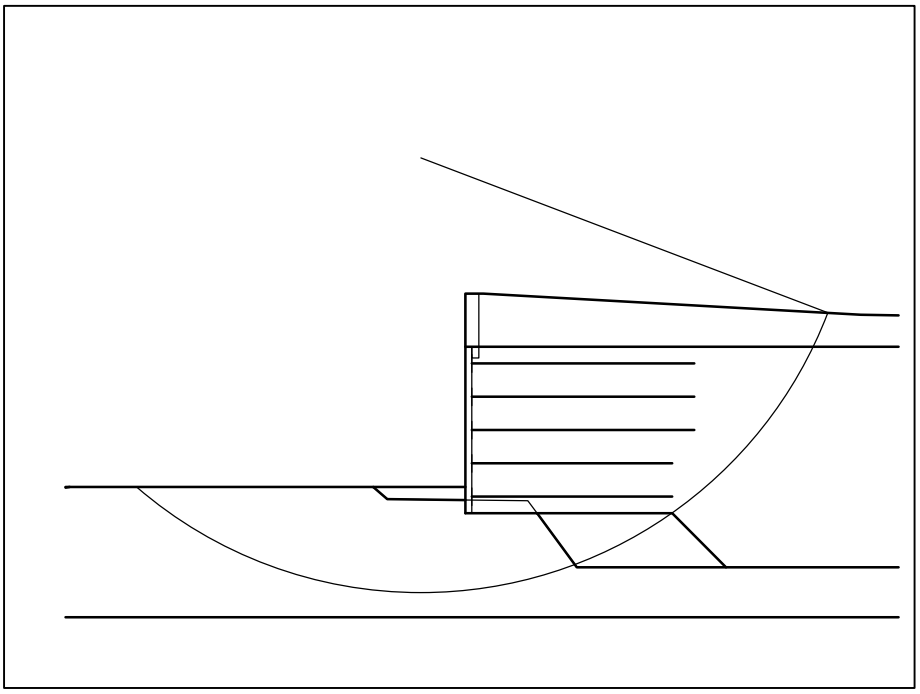
MR ：土塊による抵抗モーメント ＝ MRC＋MRF（kN･m/m）

MT ：補強材による抵抗モーメント（kN･m/m）

F_{smin} ：円弧すべりの最小安全率 ＝（MR＋MT）/ MD

3.2.4　補強領域外の円弧すべりに対する安定計算［地震時-6］

(1) 円弧すべり形状



(2) 補強時の安全率一覧表

FsE		円弧中心X座標(m)						
		-4.0	-3.0	-2.0	-1.0	0.0	1.0	2.0
円弧中心Y標(m)	11.0	1.834	1.773	1.715	1.697	1.740	1.857	2.065
	10.0	1.833	1.772	1.710	1.683	1.720	1.837	2.058
	9.0	1.838	1.773	1.713	1.673	1.702	1.820	2.058
	8.0	1.849	1.780	1.725	1.671	1.690	1.808	2.067
	7.0	1.872	1.795	1.738	1.681	1.688	1.806	2.093
	6.0	1.910	1.825	1.762	1.710	1.702	1.821	2.151
	5.0	1.972	1.877	1.806	1.761	1.745	1.870	2.273

(3) 補強時の円弧すべり安定計算結果

( )内は許容値

項　目	記　号	単　位	地震時-6	判定
最小安全率	Fsmin FsaE		1.671 (1.000)	○
設計水平震度	kh		0.17	—
抵抗モーメント	[MRC] [MRF]	kN･m/m	[567.4] [5705.2]	—
	MR	kN･m/m	6272.6	—
	MT	kN･m/m	0.0	—
起動モーメント	MD	kN･m/m	3753.4	—
円弧中心X座標 Y座標	X Y	m	-1.000 8.000	—
半径	r	m	9.788	—

MRC　：土塊の粘着力（c）による抵抗モーメント（kN･m/m）

MRF　：土塊のせん断抵抗角（φ）による抵抗モーメント（kN･m/m）

MR　：土塊による抵抗モーメント ＝ MRC＋MRF（kN･m/m）

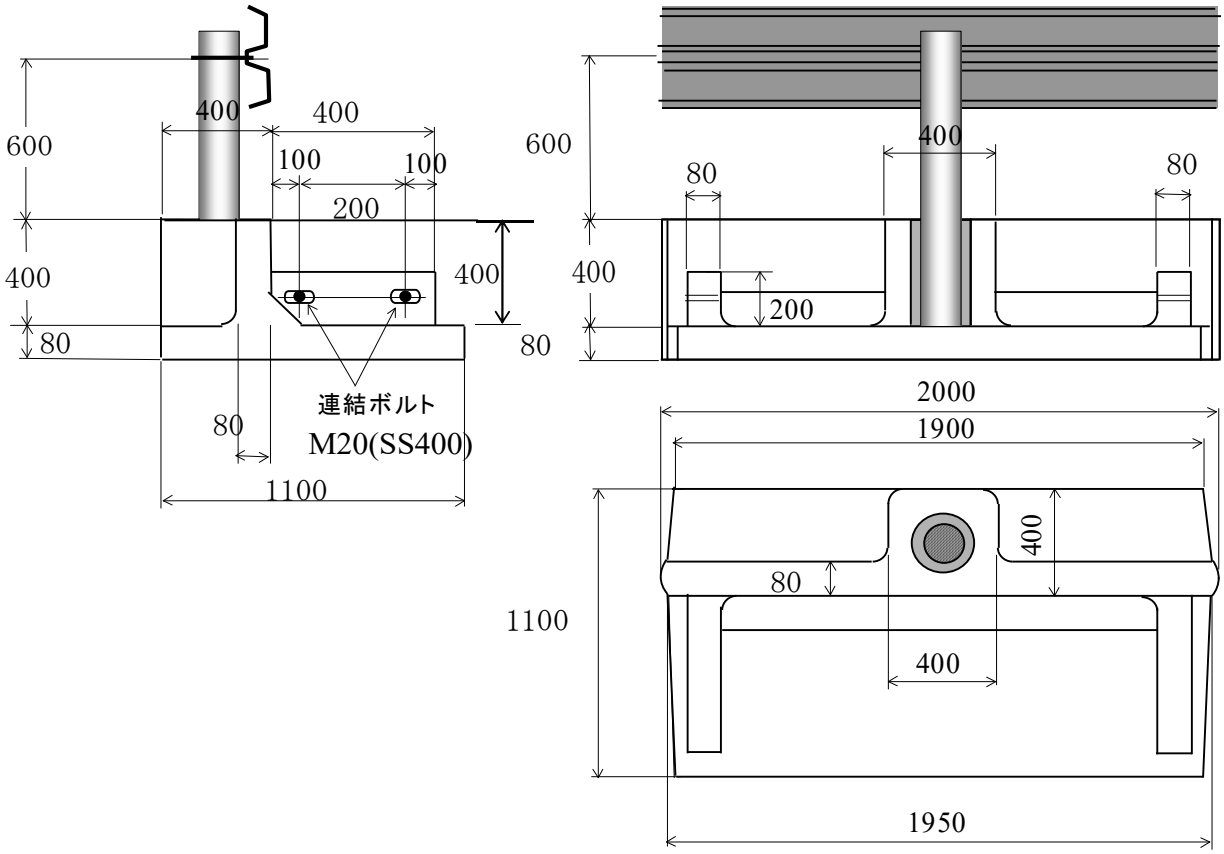
MT　：補強材による抵抗モーメント（kN･m/m）

Fsmin　：円弧すべりの最小安全率 ＝（MR＋MT）/ MD

(6) ガードレール基礎の設計

1. 設計条件

BC種ガードレール用（RT-BC-1100）



(1)構造名称　　プレキャストコンクリートガードレール基礎
(2)ガードレールの種別　　BC種　ガードレール
(3)基礎の総延長　　ΣL=　　20 m
(4)基礎の寸法

前壁	長さ	L=	2.00 m
	高さ	h_w=	0.40 m
	厚さ	t_w=	0.08 m
底版	長さ	L_1=	1.95 m
		L_2=	1.90 m
	底幅	B=	1.10 m
	厚さ	t_f=	0.08 m
柱	高さ	h_c=	0.40 m
	長さ	L_c=	0.40 m
	柱幅	b_c=	0.40 m
リブ	長さ	L_b=	0.40 m
	高さ	h_b=	0.20 m
	厚さ	t_b=	0.08 m
	ボルト間隔	a=	0.20 m

支柱箱抜き孔径　d= 0.185 m
かかと版上土砂厚　hs= 0.400 m
底面摩擦を無視する　f= 0.350 m

(5)衝突荷重　自動車衝突時
衝突荷重　P= 30 kN　(BC種)
衝突高さ　h_p= 0.6 m
前輪荷重　W= 25 kN

(6)地震荷重
設計水平震度　kh= 0

(6)裏込土砂
単位体積重量　γ= 20 kN/m^3
せん断抵抗角　ϕ= 35 deg

(7)支持地盤
摩擦係数　μ= 0.6
極限支持力　q_d= 300 kN/m^2

(8)コンクリート
(a)プレガード本体

単位体積重量	γ_c=	24.5 kN/m^3		
設計基準強度	σ_{ck}=	30 N/mm^2		
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}=	10	×1.5=	15 N/mm^2
許容せん断応力度	τ_{ca}=	0.25	×1.5=	0.37 N/mm^2
許容押し抜きせん断応力度	τ_{ca}=	1.00	×1.5=	1.5 N/mm^2

(b)間詰コンクリート

設計基準強度	σ_{ck}=	24 N/mm^2		
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}=	8	×1.5=	12 N/mm^2

(9)鉄　筋
材質　SD295

降伏強度	σ_{sy}=	295 N/mm^2		
許容引張応力度	σ_{sa}=	180	×1.5=	270 N/mm^2
純かぶり	w=	20 mm以上		

(10)連結ボルト
材質 SS400相当　直径　M20　mm

降伏強度	σ_{sy}=	235 N/mm^2		
許容引張応力度	σ_{sa}=	140	×1.5=	210 N/mm^2

許容せん断応力度　$\tau_{sa}=\dfrac{\sigma_{sa}}{\sqrt{3}}=$　121 N/mm^2

2. 荷　重(ガードレール基礎1ブロック当り)

2.1自重

	寸法(m)			個数
	幅	長さ	高さ	(個)
前壁	0.080	2.000	0.400	1.0
柱	0.320	0.400	0.400	1.0
底版	1.100	1.925	0.080	1.0
リブ	0.080	0.400	0.200	2.0
箱抜き孔	0.185	***	0.400	1.0
Σ	***	***	***	***

	体積	重心位置		$V \cdot x$	$V \cdot y$
	V(m^3)	x(m)	y(m)	(m^4)	(m^4)
前壁	0.064	0.360	0.280	0.023	0.018
柱	0.051	0.160	0.280	0.008	0.014
底版	0.169	0.550	0.040	0.093	0.007
リブ	0.013	0.600	0.180	0.008	0.002
箱抜き孔	-0.011	0.245	0.280	-0.003	-0.003
Σ	0.287	***	***	0.129	0.038

1ブロック当り体積　　V= 0.287 m^3

単位体積重量　　γ_c = 24.5 kN/m^3

1ブロック当り重量　　W_c = 0.287×24.5= 7.032 kN

地震時慣性力　　H_c = 0×7.032= 0.000 kN

重心位置　　x_c = 0.129/0.287= 0.449 m

y_c = 0.038/0.287= 0.132 m

2.2 上載土砂

	寸法(m)			個数
	幅	長さ	高さ	(個)
底版上	0.700	2.000	0.400	1.0
リブ部	0.080	0.400	0.200	2.0
Σ	***	***	***	***

体積	重心位置		V・x	$V \cdot y$
V(m^3)	x(m)	y(m)	(m^4)	(m^4)
0.560	0.750	0.28	0.420	0.157
-0.013	0.600	0.180	-0.008	-0.002
0.547	***	***	0.412	0.155

1ブロック当り体積　　V= 0.547 m^3

単位体積重量　　γ = 20 kN/m^3

1ブロック当り重量　　W_s = 0.547×20=10.94kN

地震時慣性力　　H_s = 0×10.94=0kN

重心位置　　x_s = 0.412/0.547=0.753m

y_s = 0.155/0.547=0.283m

2．3 主働土圧

地表面載荷重　q=　0 kN/m^2
単位体積重量　γ =　20 kN/m^3
せん断抵抗角　ϕ =　35 °
設計水平震度　kh=　0
$\theta = \tan^{-1} k_h$ =　0 °

壁面摩擦角

$$\Delta = \sin^{-1}\frac{\sin\theta}{\sin\phi} = 0\ ^\circ$$

$$\delta = \tan^{-1}\frac{\sin\phi\sin(\theta+\Delta)}{1-\sin\phi\cos(\theta+\Delta)} = 0$$

主働土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right\}^2} = 0.271$$

基礎の高さ　h=　0.48 m
基礎の長さ　L=　2 m

主働土圧合力

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma\cdot h^2 K_A L\left(1+\frac{2q}{\gamma\cdot h}\right) = 1.249\ \text{kN}$$

鉛直成分 $P_{AV} = P_A\sin\delta$ = 0 kN
水平成分 $P_{AH} = P_A\cos\delta$ = 1.249 kN

主働土圧の作用位置

$$y_A = \frac{h}{3}\cdot\frac{3q+\gamma\cdot h}{2q+\gamma\cdot h} = 0.16\ \text{m}$$

x_A = 1.10 m

2．4 衝突荷重

設計衝突荷重　P=　30 kN
基礎総延長　ΣL=　20 m
前輪荷重　W=　25 kN

基礎１ブロック当り衝突荷重　$P_0=\frac{P}{\Sigma L}L$=　3 kN
基礎1ブロック当り前輪荷重　$w_0=\frac{W}{\Sigma L}L$=　2.5 kN

作用位置　y_P= 0.6+0.4+0.08=1.08m

2．5 荷重の集計

	鉛直力	水平力	作用位置		モーメント	
	V	H	x	y	Vx	Hy
自重	7.032	0.000	0.449	0.132	3.157	0.000
上載土砂	10.940	0.000	0.753	0.283	8.238	0.000
活荷重	0.000	0.000	0.753	***	0.000	0.000
主働土圧	0.000	1.249	1.100	0.160	0.000	0.200
衝突荷重	0.000	3.000	***	1.080	0.000	3.240
前輪荷重	2.500	0.000	0.245	***	0.613	0.000
Σ	20.472	4.249	***	***	12.008	3.440

鉛直力　ΣV=　20.472 kN
水平力　ΣH=　4.249 kN

荷重の合力の作用位置

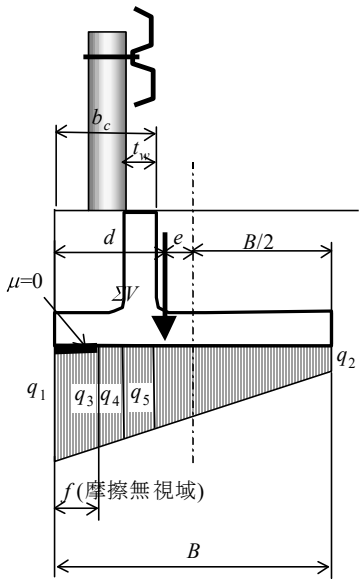
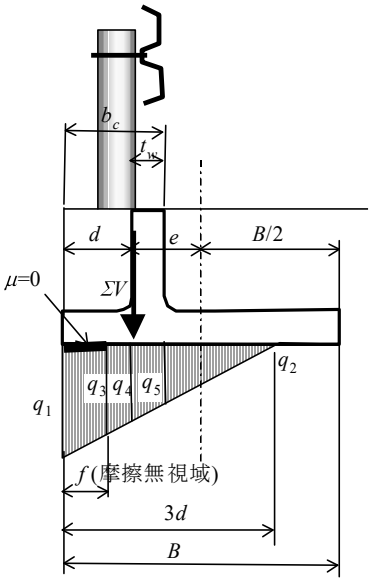
$$d=\frac{\Sigma Vx-\Sigma Hy}{\Sigma V}$$ = (12.008-3.44)/20.472=0.419m

荷重の合力の偏心量

$$e=\frac{B}{2}-d$$ = 1.1/2-0.419=0.131m　<B/6=0.18m　核内

3. 安定計算

3.1 地盤反力度

荷重偏心量	$e \le \frac{B}{6}$ 合力が核内	$e > \frac{B}{6}$ 合力が核外
地盤反力	 $q_1 = \frac{\Sigma V}{BL}\left(1+\frac{6e}{B}\right)$ $q_2 = \frac{\Sigma V}{BL}\left(1-\frac{6e}{B}\right)$ $q_3 = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{B} f$ $q_4 = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{B}(b_c - t_w)$ $q_5 = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{B} b_c$	 $q_1 = \frac{2\Sigma V}{3dL}$ $q_2 = 0$ $q_3 = q_1\left(1-\frac{f}{3d}\right)$ $q_4 = q_1\left(1-\frac{b_c - t_w}{3d}\right)$ $q_5 = q_1\left(1-\frac{b_c}{3d}\right)$
滑動抵抗力	$H_u = \frac{q_2 + q_3}{2}(B - f)L\mu$	$H_u = \frac{1}{2} q_3 (3d - f)L\mu$

基礎幅	B=	1.10 m
柱幅	b_c=	0.40 m
前壁厚さ	t_w=	0.08 m
基礎長	L=	2 m
摩擦を無視する幅	f=	0.350 m
摩擦係数	μ=	0.6

鉛直地盤反力度

q_1=	15.95 kN/m^2	q_4=	12.08 kN/m^2
q_2=	2.66 kN/m^2	q_5=	11.12 kN/m^2
q_3=	11.72 kN/m^2		

滑動抵抗力 H_u= 6.47 kN

３．１ 転倒に対する照査

安全率 $F_s = \dfrac{\Sigma Vx}{\Sigma Hy}$ = 12.008/3.44=3.49 ＞ 1.2 SAFE

許容偏心量 ea=1.1/3=0.37m ＞ 0.131 SAFE

３．２ 滑動に対する照査

摩擦係数 μ = 0.6

安全率F_s= $Hu/\Sigma H$= 6.47 / 4.249=1.52 ＞ 1.2 SAFE

３．３ 支持力に対する照査

地盤反力度

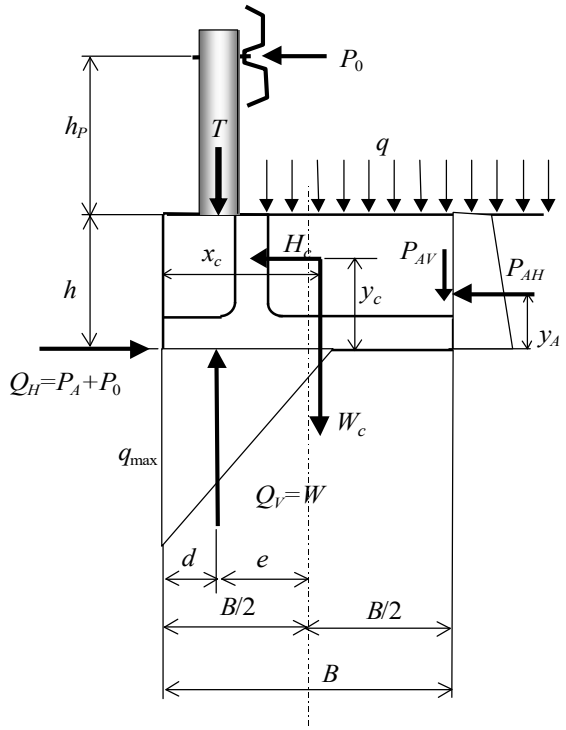
q1= 20.472/(1.1×2)×(1+6×0.131/1.1)=15.95kN/m2
q2= 20.472/(1.1×2)×(1-6×0.131/1.1)=2.66kN/m2

最大地盤反力度 q= 15.95 kN/m^2

極限支持力度 q_d= 300 kN/m^2

支持の安全率

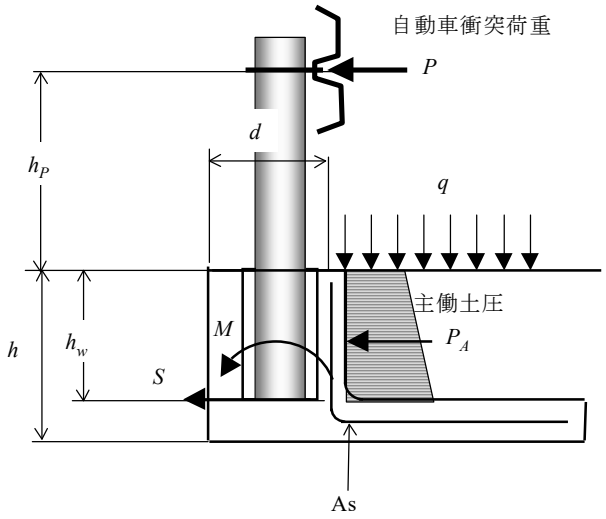
$F_s = \dfrac{q_d}{q}$ = 300/15.95=18.81 ＞ 2 SAFE



h_P=	0.6	m
h=	0.48	m
h_w=	0.40	m
B=	1.10	m
d=	0.419	m
e=	0.131	m
P_0=	3.000	kN
T=	2.500	kN
W_c=	7.032	kN
H_c=	0.000	kN
x_c=	0.449	m
y_c=	0.132	m
W_s=	10.940	kN
H_s=	0.000	kN
x_s=	0.753	m
y_s=	0.283	m
P_{AV}=	0.000	kN
P_{AH}=	1.249	kN
x_A=	1.10	m
y_A=	0.160	m

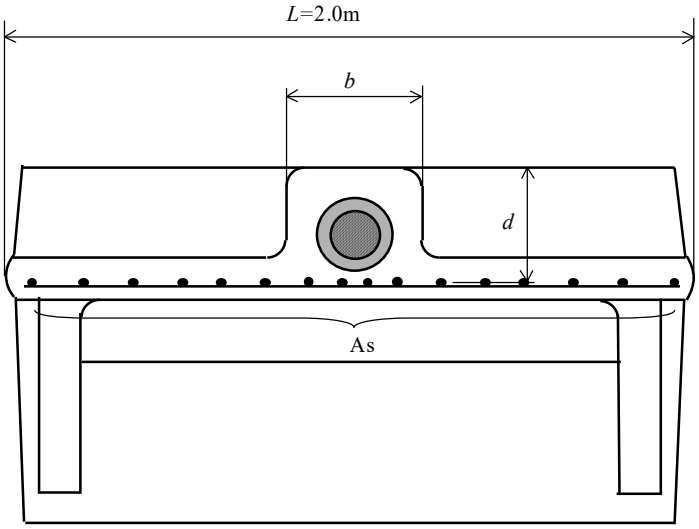
4. 応力計算

4．1 前壁鉛直方向の応力度 （配筋図面W2の鉄筋）



(a)断面図

h_P= 0.600 m
h= 0.480 m
h_w= 0.400 m
hs= 0.400 m
P= 30 kN



(b)平面図

b= 0.400 m
d= 0.363 m

(1)荷重

(a)衝突荷重

衝突荷重	$P=$	30 kN
作用高	$h_p=$	0.6 m

(b)主働土圧

盛土高さ	$h_s=$	0.400 m
基礎の長さ	$L=$	2.000 m
地表載荷重	$q=$	0 kN/m^2
単位体積重量	$\gamma=$	20 kN/m^3
せん断抵抗角	$\phi=$	35 °
地震合成角	$\theta=$	0 °
壁面摩擦角	$\delta=$	17.5 °

主働土圧係数

$$K_A=\frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos\theta\cos(\delta+\theta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta)}{\cos(\delta+\theta)}}\right\}^2} = 0.202$$

主働土圧

$$P_A=\frac{1}{2}\gamma\cdot {h_w}^2 K_A L\left(1+\frac{2q}{\gamma\cdot h_w}\right) = 0.646 \text{ kN}$$

鉛直成分 $P_{AV}=P_A\sin\delta$ = 0.194 kN

水平成分 $P_{AH}=P_A\cos\delta$ = 0.616 kN

主働土圧の作用位置

$$y_A=\frac{h_w}{3}\cdot\frac{3q+\gamma\cdot h_w}{2q+\gamma\cdot h_w} = 0.133 \text{ m}$$

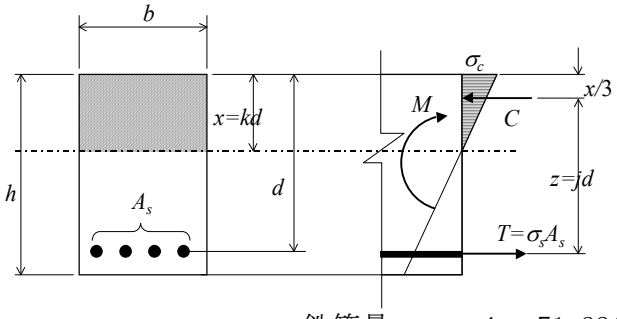
(2)断面力

せん断力 $S=P+P_{AH}$= 30+0.616 = 30.616 kN

曲げモーメント M= 30×(0.600+0.400)+0.616×0.133 = 30.082 kNm

(3)応力度

単鉄筋長方形断面として計算する.



有効幅	b=	400 mm
有効高	d=	400-37.5=362.5mm
鉄筋径	ϕ =	10 mm
鉄筋本数	m=	9 本

鉄筋量 As= 71.33×9=641.97mm2

ﾔﾝｸﾞ係数比 $n=\dfrac{E_S}{Ec}=15$

鉄筋比 $np=n\dfrac{A_S}{b\cdot d}=$ $\dfrac{15\times641.97}{400\times362.5}$ =0.066

$k=\sqrt{(np)^2+2np}-np=$ $\sqrt{\quad}$ 0.066^2+2×0.066-0.066=0.303

$j=1-\dfrac{k}{3}=$ 1-0.303/3=0.899

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$\sigma_c=\dfrac{2M}{k\cdot j\cdot b\cdot d^2}=\dfrac{2\times30082000}{0.303\times0.899\times400\times362.5^2}$ =4.2N/mm2 ＜ 15N/mm2

SAFE

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s=\dfrac{M}{A_S\cdot j\cdot d}=\dfrac{30082000}{641.97\times0.899\times362.5}$ =144N/mm2 ＜ 270N/mm2

SAFE

コンクリートの平均せん断応力度

有効高に対する補正係数 d=362.5mm Ce=1.3

軸方向鉄筋比に関する補正係数 pt=0.44% Cpt=1.1

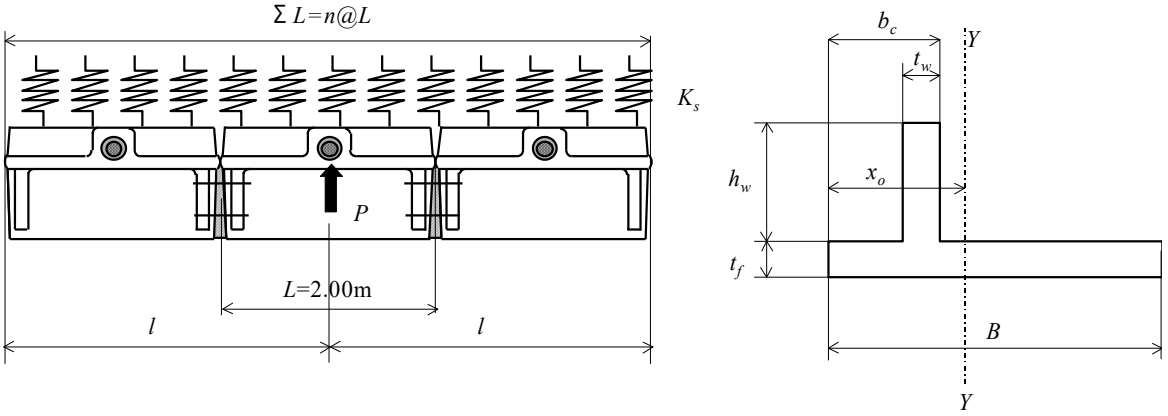
許容せん断応力度 τa=0.37×1.3×1.1=0.53N/mm2

$\tau_m=\dfrac{S}{b\cdot d}=\dfrac{30616}{400\times362.5}$ =0.21N/mm2 ＜ 0.53N/mm2

SAFE

4．2 前壁水平方向の応力度 （配筋図面W3の鉄筋）

基礎底面がせん断バネで支持された有限長の弾性梁として解析する．



(1)材料特性

基礎の断面性能

支柱柱部は無視し，前壁と底版のみで計算する．

部材	幅(m)	高さ(m)	A(m^2)	x(m)	Ax(m^3)	$A_x{}^2$(m^4)	I_o(m^4)
前壁	0.08	0.4	0.032	0.36	0.0115	0.00415	0.00002
底版	1.10	0.08	0.088	0.55	0.0484	0.02662	0.00887
Σ			0.12		0.0599	0.03077	0.00889

重心位置 x_o= 0.499 m

重心に関する断面２次モーメント I= 0.0098 m^4

コンクリートのヤング係数 E= 2.80E+07 kN/m^2

支持地盤のN値 N= 15

支持地盤の変形係数 E_0=2800N= 42000 kN/m^2

鉛直方向地盤反力係数 $k_v = 1.2077\left\{\dfrac{(\alpha E_0)^{32}}{(EI)^3 B^9}\right\}^{1/29}$ = 87138kN/m3（α=2とする）

せん断バネ定数 K_s=1/λ $k_v B$= 31950.6 kN/m2 （λ=3とする）

地盤の特性値 $\beta = \sqrt[4]{\dfrac{K_s}{4EI}}$ = 0.413 m^{-1}

βl= 0.413×10=4.13

(2)弾性床上の梁の方程式とその解

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ \dfrac{P}{4\beta^3} \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & 1 & 1 \\ -e^{\beta l}\sin\beta l & e^{\beta l}\cos\beta l & e^{-\beta l}\sin\beta l & -e^{-\beta l}\cos\beta l \\ -e^{\beta l}(\cos\beta l+\sin\beta l) & e^{\beta l}(\cos\beta l-\sin\beta l) & e^{-\beta l}(\cos\beta l-\sin\beta l) & e^{-\beta l}(\cos\beta l+\sin\beta l) \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{pmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ 1.06\text{E+}02 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & 1 & 1 \\ 51.92796 & -34.1991 & -0.01343 & 0.00885 \\ 86.1271 & 17.72881 & 0.00459 & -0.02228 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{pmatrix}$$

4元連立方程式の解は

$A(EI)=$	0.01	$A=$	3.43E-08
$B(EI)=$	0.01	$B=$	2.61E-08
$C(EI)=$	53.20	$C=$	1.94E-04
$D(EI)=$	53.19	$D=$	1.94E-04

(2)断面力

$$\frac{d^2y}{dx^2} = 2\beta^2 e^{\beta\cdot x}(B\cos\beta\cdot x - A\sin\beta\cdot x) - 2\beta^2 e^{-\beta\cdot x}(D\cos\beta\cdot x - C\sin\beta\cdot x)$$

$$\frac{d^3y}{dx^3} = 2\beta^3 e^{\beta\cdot x}\{B(\cos\beta\cdot x - \sin\beta\cdot x) - A(\cos\beta\cdot x + \sin\beta\cdot x)\}$$
$$+ 2\beta^3 e^{-\beta\cdot x}\{C(\cos\beta\cdot x - \sin\beta\cdot x) + D(\cos\beta\cdot x + \sin\beta\cdot x)\}$$

$$M_x = EI\frac{d^2y}{dx^2}$$

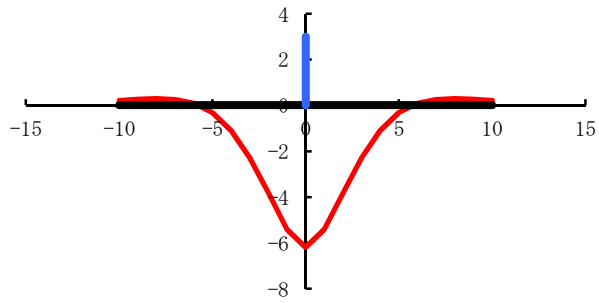
$$S_x = EI\frac{d^3y}{dx^3}$$

基礎全体のせん断力および曲げモーメント

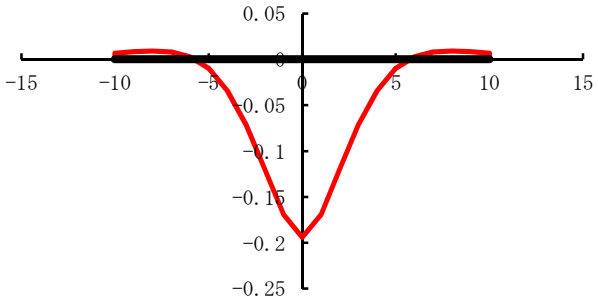
$l=\Sigma L/2=$	10.00 m	$EI=$	2.74E+05 kNm^2
$\beta=$	0.4130 m^{-1}		

位置 x(m)	たわみ y(mm)	たわみ角 θ(rad)	モーメント M(kN-m)	せん断力 S(kN)	地盤反力 q(kN/m)
-10.000	-0.007	0.000	0.000	0.001	-0.219
-9.000	-0.008	0.000	0.116	0.241	-0.264
-8.000	-0.009	0.000	0.504	0.528	-0.295
-7.000	-0.008	0.000	1.171	0.812	-0.263
-6.000	-0.003	0.000	2.087	1.005	-0.095
-5.000	0.010	0.000	3.077	0.921	0.314
-4.000	0.034	0.000	3.735	0.240	1.095
-3.000	0.071	0.000	3.256	-1.401	2.281
-2.000	0.120	0.000	0.499	-4.409	3.819
-1.000	0.169	0.000	-6.244	-9.127	5.411
0.000	0.194	0.000	-18.151	-15.000	6.196
0.000	0.194	0.000	-18.151	15.000	6.196
1.000	0.169	0.000	-6.244	9.127	5.411
2.000	0.120	0.000	0.499	4.409	3.819
3.000	0.071	0.000	3.256	1.401	2.281
4.000	0.034	0.000	3.735	-0.240	1.095
5.000	0.010	0.000	3.077	-0.921	0.314
6.000	-0.003	0.000	2.087	-1.005	-0.095
7.000	-0.008	0.000	1.171	-0.812	-0.263
8.000	-0.009	0.000	0.504	-0.528	-0.295
9.000	-0.008	0.000	0.116	-0.241	-0.264
10.000	-0.007	0.000	0.000	-0.001	-0.219

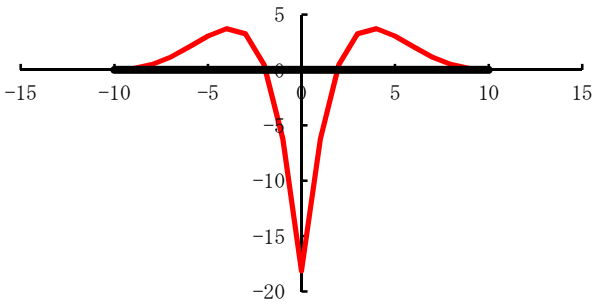
地盤反力図



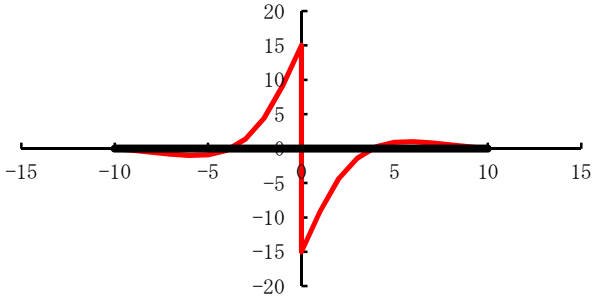
たわみ量図



曲げモーメント図



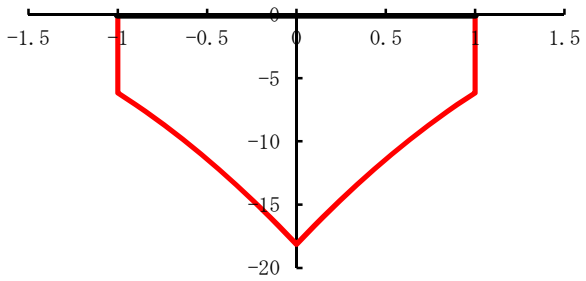
せん断力図



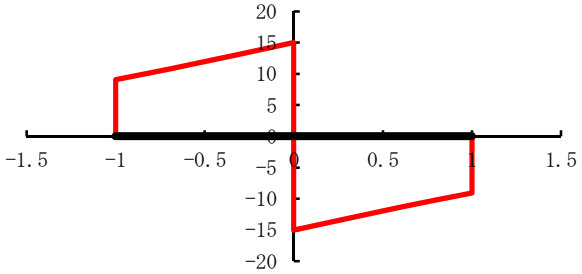
衝突荷重が作用するブロックのせん断力および曲げモーメント

位置 x(m)	たわみ y(mm)	たわみ角 θ(rad)	モーメント M(kN-m)	せん断力 S(kN)	地盤反力 q(kN/m)
-1.000	0.169	0.000	-6.175	-9.087	5.401
-0.900	0.173	0.000	-7.111	-9.634	5.533
-0.800	0.177	0.000	-8.103	-10.194	5.657
-0.700	0.181	0.000	-9.150	-10.765	5.771
-0.600	0.184	0.000	-10.256	-11.348	5.875
-0.500	0.187	0.000	-11.420	-11.940	5.966
-0.400	0.189	0.000	-12.644	-12.541	6.045
-0.300	0.191	0.000	-13.929	-13.149	6.109
-0.200	0.193	0.000	-15.274	-13.763	6.156
-0.100	0.194	0.000	-16.682	-14.380	6.186
0.000	0.194	0.000	-18.151	-15.000	6.196
0.000	0.194	0.000	-18.151	15.000	6.196
0.100	0.194	0.000	-16.682	14.380	6.186
0.200	0.193	0.000	-15.274	13.763	6.156
0.300	0.191	0.000	-13.929	13.149	6.109
0.400	0.189	0.000	-12.644	12.541	6.045
0.500	0.187	0.000	-11.420	11.940	5.966
0.600	0.184	0.000	-10.256	11.348	5.875
0.700	0.181	0.000	-9.150	10.765	5.771
0.800	0.177	0.000	-8.103	10.194	5.657
0.900	0.173	0.000	-7.111	9.634	5.533
1.000	0.169	0.000	-6.175	9.087	5.401

曲げモーメント図

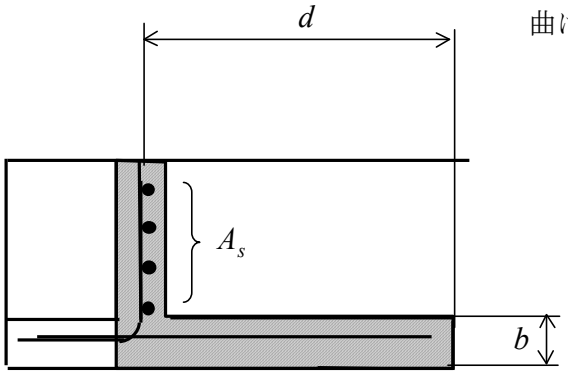


せん断力図



(3)応力度

単鉄筋長方形断面として単位長さ当りで計算する.



曲げモーメント　M=　18.15 kN-m
せん断力　S=　15.00 kN
有効幅　b=　80 mm
有効高 d=(1100-400)+37.5-(10+10)/2
=　727.5 mm
鉄筋径　ϕ=　10 mm
鉄筋本数　m=　4.0 本

鉄筋量　A_s= 71.33×4=285.32mm2

ﾔﾝｸﾞ係数比　$n=\frac{E_S}{Ec}=15$

鉄筋比　$np=n\frac{A_S}{b\cdot d}=$ $\frac{15\times285.32}{80\times727.5}$ =0.0735

$k=\sqrt{(np)^2+2np}-np=$ $\sqrt{0.0735\text{^}2+2\times0.0735}-0.0735=0.317$

$j=1-\frac{k}{3}=$ 1-0.317/3=0.894

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$\sigma_c=\frac{2M}{k\cdot j\cdot b\cdot d^2}=$ $\frac{2\times18150000}{0.317\times0.894\times80\times727.5\text{^}2}$ =3N/mm2 ＜ 15N/mm2

SAFE

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s=\frac{M}{A_S\cdot j\cdot d}=$ $\frac{18150000}{285.32\times0.894\times727.5}$ =97.8N/mm2 ＜ 270N/mm2

SAFE

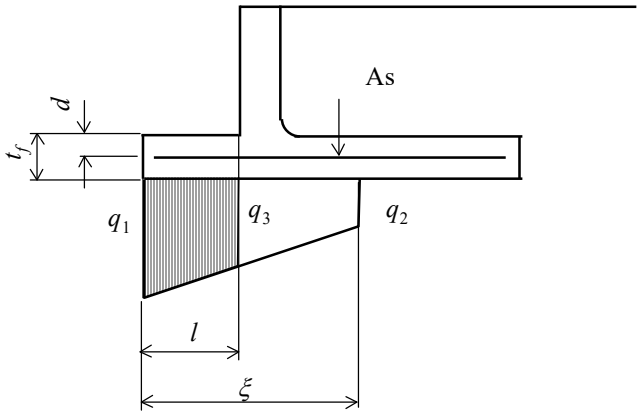
コンクリートの平均せん断応力度

有効高に対する補正係数　d=727.5mm　Ce=1.1
軸方向鉄筋比に関する補正係数　pt=0.49%　Cpt=1.2
許容せん断応力度　τa=0.37×1.1×1.2=0.49N/mm2

$\tau_m=\frac{S}{b\cdot d}=$ $\frac{15000}{80\times727.5}$ =0.26N/mm2 ＜ 0.49N/mm2

SAFE

4．3 つま先版の応力度　　(配筋図面F1の鉄筋)



ξ =	1.1	m
l =	0.32	m
t_f =	0.08	m
d =	0.04	m
q_1 =	15.95	kN/m^2
q_2 =	2.66	kN/m^2

(1)荷重

つま先版には，地盤反力とつま先版の自重が作用するが，安全側を考え，
つま先版の自重は無視する．

つま先長　　l = 0.32 m

地盤反力度

つま先位置	q_1 =	15.95 kN/m^2
付け根位置	q_3 =	12.08 kN/m^2

(2)断面力

せん断力　$S=\frac{l}{2}(q_1+q_3)L=$ $\frac{0.32\times(15.95+12.08)}{2}$ ×2=8.97kN

曲げモーメント　$M=\frac{l^2}{6}(2q_1+q_3)L=$ $\frac{0.32\hat{}2\times(2\times15.95+12.08)}{6}$ ×2=1.5kNm

(3)応力度

単鉄筋長方形断面として計算する.

有効幅　$b=$　2000 mm
有効高　$d=$　40 mm
鉄筋径　$\phi=$　10 mm
鉄筋本数　$m=$　9.00 本
鉄筋量　$A_s=$ 71.33× 9=641.97mm2

ﾔﾝｸﾞ係数比　$n=\frac{E_S}{Ec}=15$

鉄筋比　$np=n\frac{A_S}{b\cdot d}=$ $\frac{15\times 641.97}{2000\times 40}$ =0.12

$k=\sqrt{(np)^2+2np}-np=$ $\sqrt{\quad 0.12\hat{}2+2\times 0.12}-0.12=0.384$

$j=1-\frac{k}{3}=$ 1-0.384/3=0.872

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$\sigma_c=\frac{2M}{k\cdot j\cdot b\cdot d^2}=$ $\frac{2\times 1500000}{0.384\times 0.872\times 2000\times 40\hat{}2}$ =2.8N/mm2 ＜ 15N/mm2

SAFE

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s=\frac{M}{A_S\cdot j\cdot d}=$ $\frac{1500000}{641.97\times 0.872\times 40}$ =67N/mm2 ＜ 270N/mm2

SAFE

コンクリートの平均せん断応力度

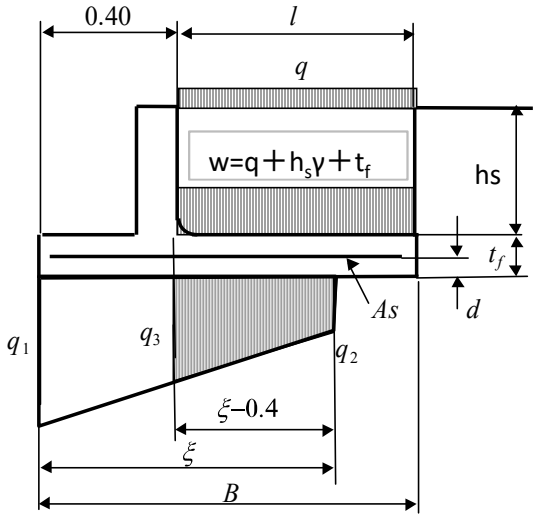
有効高に対する補正係数　d=40mm　Ce=1.4
軸方向鉄筋比に関する補正係数　pt=0.8%　Cpt=1.4
許容せん断応力度　τa=0.37×1.4×1.4=0.73N/mm2

$\tau_m=\frac{S}{b\cdot d}=$ $\frac{8970}{2000\times 40}$ =0.11N/mm2 ＜ 0.73N/mm2

SAFE

4．4 かかと版の応力度　　(配筋図面F1の鉄筋)

(1)荷重



q=	0 kN/m^2
B=	1.100 m
l=	0.700 m
h_s=	0.400 m
t_f=	0.080 m
d=	0.040 m
ξ =	1.100 m
q_1=	15.95 kN/m^2
q_2=	2.66 kN/m^2

かかと版長　　l=　0.7　m

荷重強度

$w=q+hs\cdot\gamma+tf\cdot\gamma c$　　0+0.4×20+0.08×24.5=9.96kN/m2

$q_3 = q_1 - \frac{q_1 - q_2}{\xi} \times 0.4 =$　　15.95-(15.95-2.66)/1.1×0.4=11.12kN/m2

(2)断面力

せん断力

$$S = \left\{ wl - \frac{1}{2}(\xi - 0.4)(q_2 + q_4) \right\} L$$

=｛9.96×0.7-1/2×(1.1-0.4)×(2.66+11.12)｝×2=4.3kN

曲げモーメント

$$M = \left\{ \frac{w \cdot l^2}{2} - \frac{1}{6}(\xi - 0.4)^2 (2q_2 + q_3) \right\} L$$

= ｛0.5×9.96×0.7^2-1/6×(1.1-0.4)^2×(2×2.66+11.12)｝×2=2.2kNm

(3)応力度

単鉄筋長方形断面として計算する.

有効幅	$b=$	2000 mm
有効高	$d=$	40 mm
鉄筋径	$\phi=$	10 mm
鉄筋本数	$m=$	9.00 本
鉄筋量	$As=$	71.33×9=641.97mm2

ヤング係数比 $n=\dfrac{E_S}{Ec}=15$

鉄筋比 $np=n\dfrac{A_S}{b\cdot d}=$ $\dfrac{15\times641.97}{2000\times40}$ =0.12

$k=\sqrt{(np)^2+2np}-np=$ $\sqrt{\quad}$ 0.12^2+2×0.12-0.12=0.384

$j=1-\dfrac{k}{3}=$ 1-0.384/3=0.872

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$\sigma_c=\dfrac{2M}{k\cdot j\cdot b\cdot d^2}=$ $\dfrac{2\times2200000}{0.384\times0.872\times2000\times40^2}$ =4.1N/mm2 ＜ 15N/mm2

SAFE

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s=\dfrac{M}{A_S\cdot j\cdot d}=$ $\dfrac{2200000}{641.97\times0.872\times40}$ =98.2N/mm2 ＜ 270N/mm2

SAFE

コンクリートの平均せん断応力度

有効高に対する補正係数 d=40mm Ce=1.4

軸方向鉄筋比に関する補正係数 pt=0.8% Cpt=1.4

許容せん断応力度 τa=0.37×1.4×1.4=0.73N/mm2

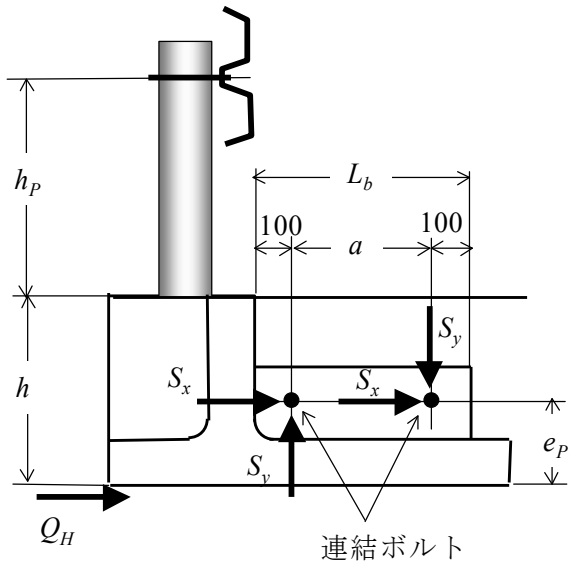
$\tau_m=\dfrac{S}{b\cdot d}=$ $\dfrac{4300}{2000\times40}$ =0.05N/mm2 ＜ 0.73N/mm2

SAFE

5. 連結部の照査

5．1 ボルトのせん断応力度

連結ボルトは下図に示すように１連結箇所当り２本配置する.



h_p= 0.60 m
h= 0.48 m
L_b= 0.40 m
a= 0.20 m
e_p= 0.18 m

(1)衝突荷重によってボルトに作用するせん断力

弾性床上の梁の計算結果より
隣接連結部のせん断力 S= 9.09 kN
せん断力によるねじりモーメント $M_t=S\cdot e_P$= 9.09×0.18=1.64kN-m

水平方向せん断力(ボルト1本当り) $S_x=S/2$= 9.09/2=4.55kN
鉛直方向せん断力(ボルト1本当り)
ボルト間隔 a= 0.20 m

$S_y=M_t/a$= 1.64/0.2=8.2kN

合せん断力 $S=\sqrt{S_x^2+S_y^2}$= $\sqrt{4.55\hat{}2+8.2\hat{}2}$ =9.38kN

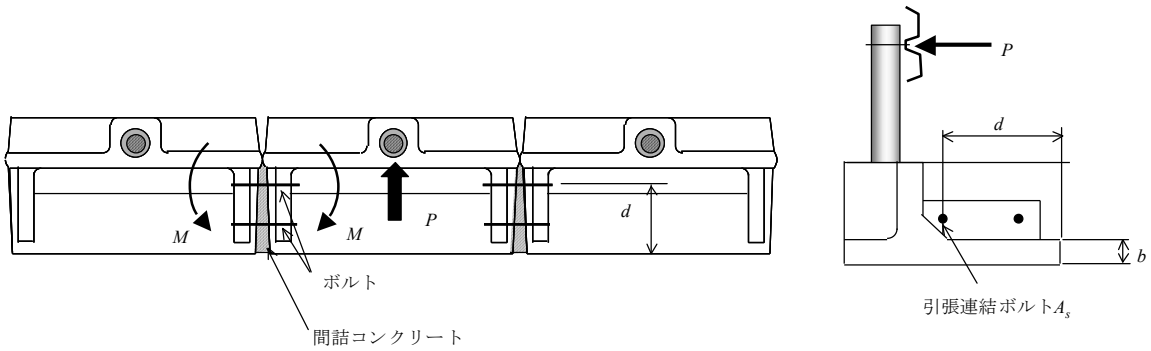
(2)せん断応力度

材質 SS400相当
使用ボルト径 M= 20 mm
有効断面積 A_s= 245 mm^2

せん断応力度 $\tau=\frac{S}{A_s}$= 9380/245= 38.29N/mm2 ＜ 121N/mm2
SAFE

5．2 ボルトの合成応力度

(1)衝突荷重によって連結位置に作用する曲げモーメント



弾性床上の梁の計算結果より　　M=　　6.18 kN-m

(2)曲げ応力度

単鉄筋長方形断面として単位長さ当りで計算する.

有効幅	b=	80 mm
有効高	d=	600 mm
ボルト径	M=	20 mm
ボルト本数	m=	1.00 本
ボルトの断面積	As=	245×1=245mm2

ﾔﾝｸﾞ係数比　　$n=\dfrac{E_S}{Ec}=15$

$$np=n\frac{A_S}{b\cdot d}=\frac{15\times245}{80\times600}=0.077$$

$$k=\sqrt{(np)^2+2np}-np=\sqrt{0.077\text{^}2+2\times0.077}-0.077=0.323$$

$$j=1-\frac{k}{3}=1-0.323/3=0.892$$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c=\frac{2M}{k\cdot j\cdot b\cdot d^2}=\frac{2\times6180000}{0.323\times0.892\times80\times600\text{^}2}=1.5\text{N/mm2}<12\text{N/mm2}$$

SAFE

ボルトの引張応力度

$$\sigma_s=\frac{M}{A_S\cdot j\cdot d}=\frac{6180000}{245\times0.892\times600}=47.1\text{N/mm2}<210\text{N/mm2}$$

SAFE

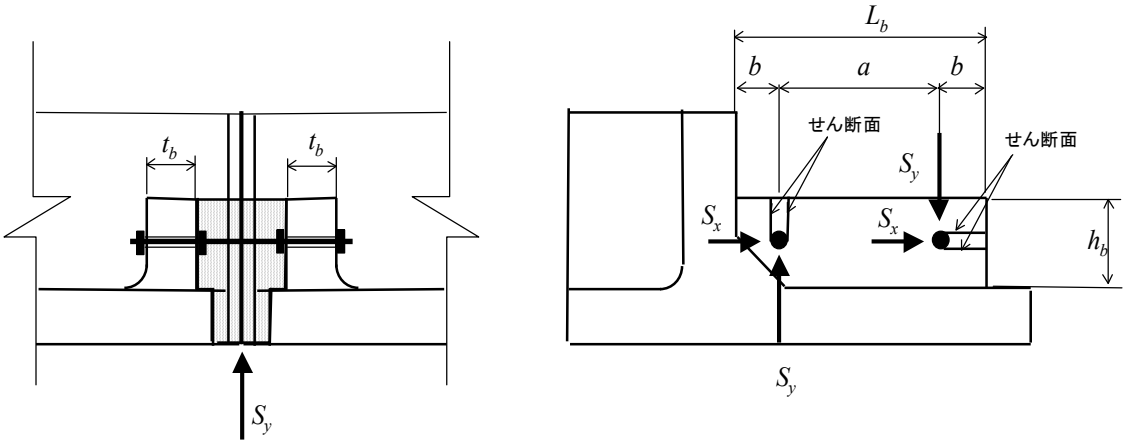
(3)ボルトの合成応力度

σ_s= 47.1 N/mm^2　　σ_{sa}= 210 N/mm^2

τ_s= 38.29 N/mm^2　　τ_{sa}= 121 N/mm^2

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{sa}}\right)^2+\left(\frac{\tau_s}{\tau_{sa}}\right)^2 = \quad (47.1/210)\text{^}2+(38.29/121)\text{^}2=0.15 < 1.2 \quad \text{SAFE}$$

5．3 リブコンクリートの押し抜きせん断応力度



水平方向押し抜きせん断応力

S_x= 4.55 kN
t_b= 80 mm
L_b= 400 mm
a= 200 mm

$$\tau_x=\frac{S_x}{t_b(L_b-a)}= \quad \frac{4550}{80\times(400-200)} \quad =0.28\text{N/mm2} < \tau\text{ca}=1.5\text{N/mm2} \quad \text{SAFE}$$

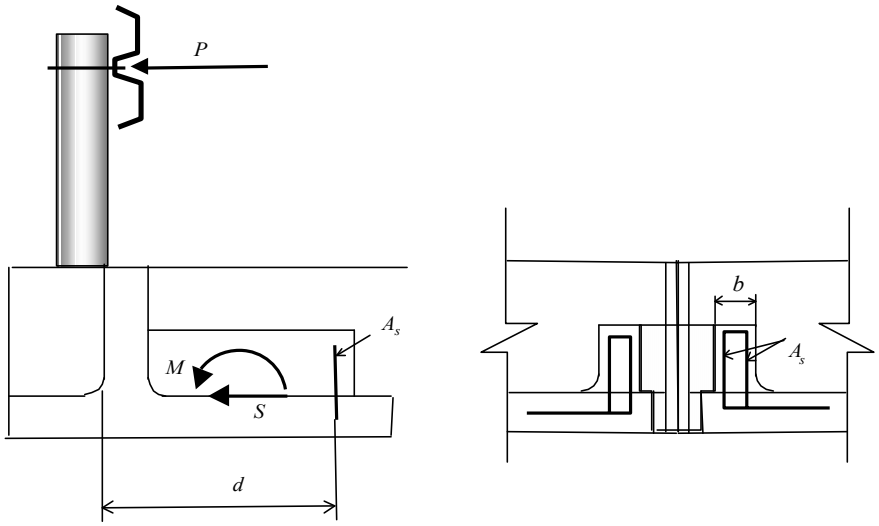
鉛直方向押し抜きせん断応力

S_y= 8.20 kN
t_b= 80 mm
h_b= 200 mm

$$\tau_y=\frac{S_y}{t_b h_b}= \quad 8200/(80\times200)=0.51\text{N/mm2}<\tau\text{ca}=1.5\text{N/mm2}$$

SAFE

５．４ リブと底版との結合部の応力度　　(配筋図面R2の鉄筋)



(1)断面力

弾性床上の梁の計算結果より

せん断力　　S=　　9.09 kN

ねじりモーメント　　M_t=　　1.64 kN-m

(2)応力度

単鉄筋長方形断面として単位長さ当りで計算する.

有効幅　　b=　　80 mm
有効高　　d=　　440 mm
鉄筋径　　ϕ=　　10 mm
鉄筋本数　　m=　　1.00 本
鉄筋量　　As= 71.33×1=71.33mm2

ﾔﾝｸﾞ係数比　　$n=\frac{E_S}{Ec}=15$

鉄筋比　　$np=n\frac{A_S}{b\cdot d}=$ $\frac{15\times71.33}{80\times440}$ =0.03

$k=\sqrt{(np)^2+2np}-np=$　　$\sqrt{\ 0.03\hat{}2+2\times0.03}-0.03-0.03=0.217$

$j=1-\frac{k}{3}=$ 1-0.217/3=0.928

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = \quad \frac{2 \times 1640000}{0.217 \times 0.928 \times 80 \times 440\hat{}2} = 1.1\text{N/mm2} < 15\text{N/mm2}$$

SAFE

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_S \cdot j \cdot d} = \quad \frac{1640000}{71.33 \times 0.928 \times 440} = 56.3\text{N/mm2} < 270\text{N/mm2}$$

SAFE

コンクリートの平均せん断応力度

有効高に対する補正係数　　d=440mm　Ce=1.2

軸方向鉄筋比に関する補正係数　　pt=0.2%　　Cpt=0.9

許容せん断応力度　τa=0.37×1.2×0.9=0.4N/mm2

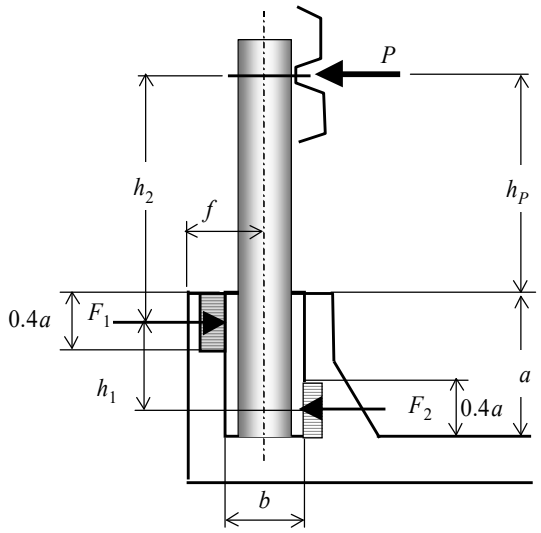
$$\tau_m = \frac{S}{b \cdot d} = \quad \frac{9090}{80 \times 440} = 0.26\text{N/mm2} < 0.4\text{N/mm2}$$

SAFE

6. ガードレール支柱取り付け部の照査

防護柵の設置基準・同解説(日本道路協会，平成20年)に準拠する.

6．1 衝突荷重による反力

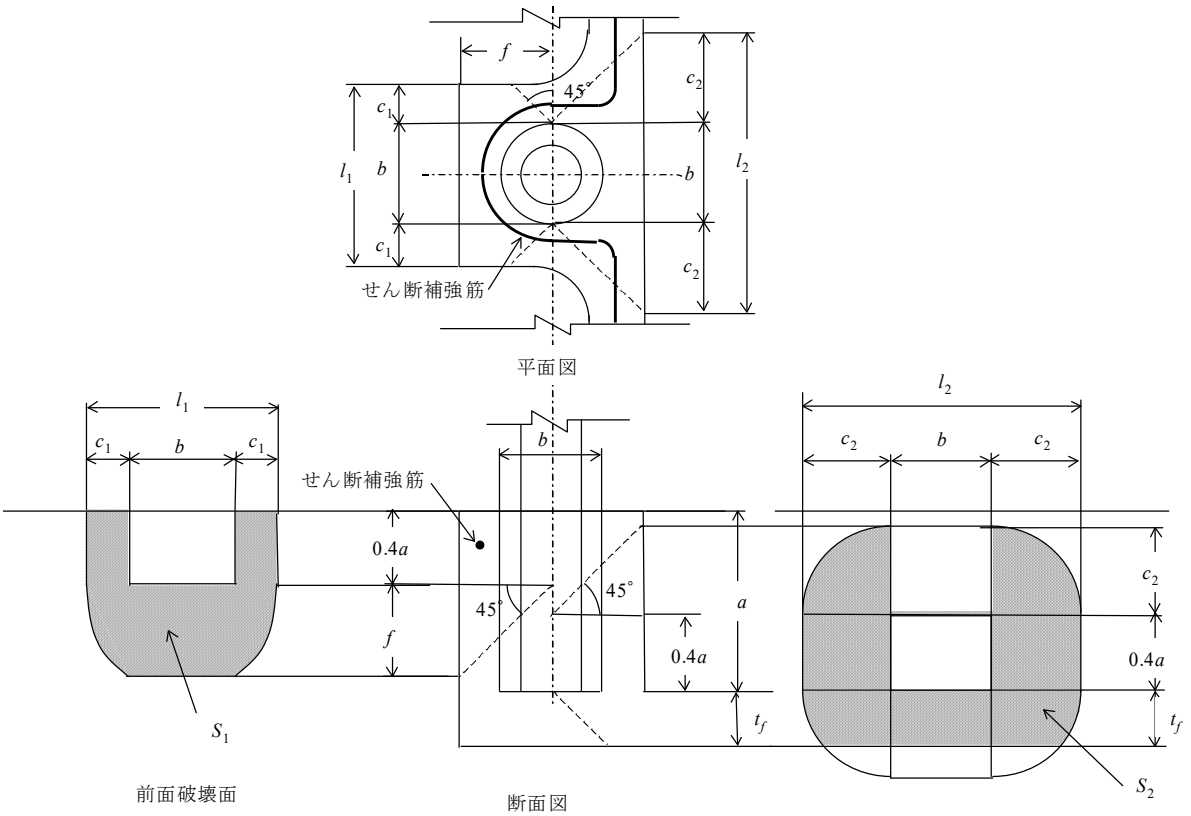


h_p=	0.6 m
a=	0.4 m
b=	0.185 m
c_1=	0.1075 m
c_2=	0.155 m
f=	0.245 m
h_1=	0.24 m
h_2=	0.68 m
P=	30 kN

前部 $F_1 = \frac{h_1 + h_2}{h_1} P = \frac{0.24+0.68}{0.24} \times 30 = 115\text{kN}$

後部 $F_2 = \frac{h_2}{h_1} P = \frac{0.68}{0.24} \times 30 = 85\text{kN}$

6．2 せん断抵抗力



(b)押し抜きせん断破壊面

(1)前部

せん断面の垂直投影面積

$$S_1 = c_1\left(0.8a + \frac{4}{3}f\right) + b \cdot f \quad = 107.5\times(0.8\times400+4/3\times245)+185\times245=114842\text{mm2}$$

許容押し抜きせん断応力度　　τpa=　1.5　N/mm^2

せん断補強筋(U型)

鉄筋径　　ϕ =　13　mm

鉄筋本数　　m=　2　本

鉄筋量　　A_s = 126.7×2=253.4mm2

鉄筋の降伏強度　　σsy=　295　N/mm^2

せん断抵抗力

$$F_{a1} = \tau_{pa}S_1 + 2A_s\sigma_{sy} = \quad 1.5\times114842+2\times253.4\times295=321769\text{N} > 115000\text{N}$$

SAFE

(2)後部

せん断面の垂直投影面積

$$S_2 = \left\{ 0.8a + \left(\frac{\pi}{2} + \sin^{-1} \frac{t_f}{c_2} \right) c_2 \right\} c_2 + t_f \left(b + \sqrt{{c_2}^2 - {t_f}^2} \right)$$

={0.8×400+(3.14/2+ASIN(80/155)×155}×155+80×{185+(155^2-80^2)^0.5}
=125788mm2

せん断抵抗力

$F_{a2} = \tau_{pa} S_2 =$

1.5×125788=188682N ＞ 85000N　　SAFE

9.6 機能補償道路の設計

9.6.1 目　的

一級河川阿武隈川大規模災害関連事業の一環として，小作田橋の架け替え及び一般県道母畑須賀川線の道路改良に伴い，周辺市道の機能補償の必要性が生じたことから，機能補償構造について検討する。

9.6.2 対象箇所

機能補償道路の対象箇所は，図 9.6.1 のとおりである。

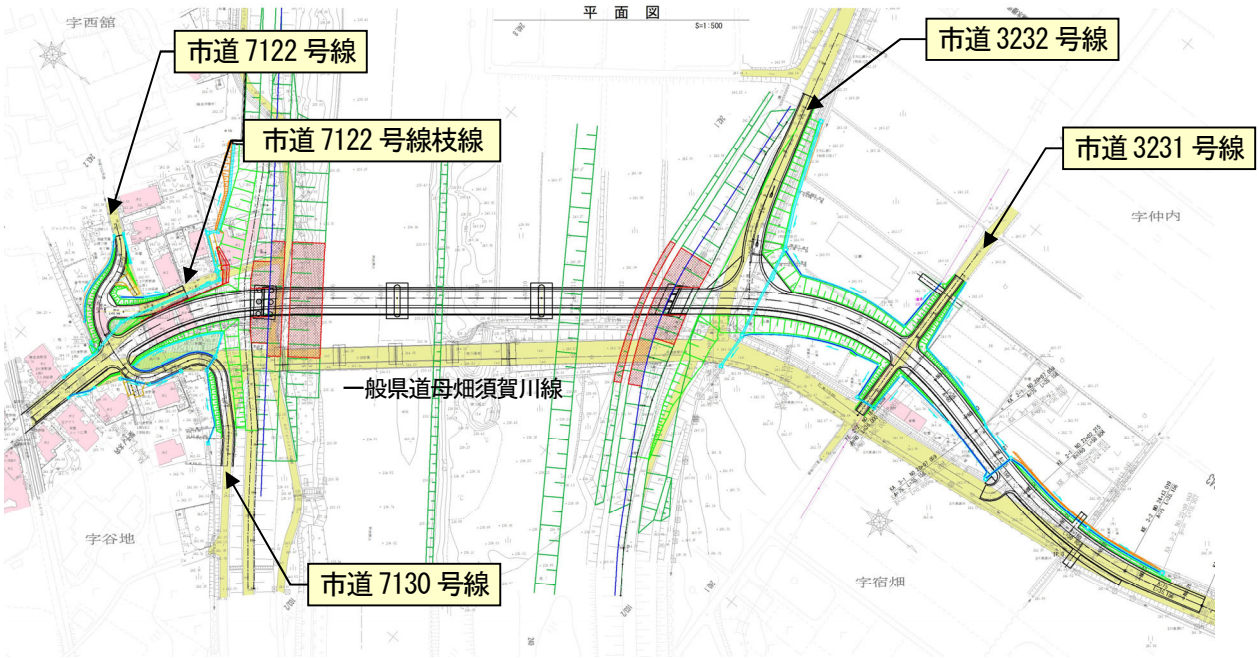


図 9.6.1　機能補償道路の位置

9.6.3 設計方針

(県)母畑須賀川線の改良に伴い，現況市道の機能補償道路は，以下の方針によって設計する。

(1) 道路の区分・設計速度

右岸側は住宅地として土地利用されており，現況市道は宅地にアクセスする区画道路として機能している 1 車線道路である。機能補償道路は，現況の道路状況から第 3 種第 5 級相当とし，県道との交差点付近であることから速度低下を考慮して設計する。

左岸側の市道 3232 号線は，現況の車線数が 2 車線の道路であることから，第 3 種第 4 級相当として設計する。

(2) 通行車両

通行車両は，現況幅員や交差部の隅切り形状より普通自動車または小型自動車等の通行を想定する。

(3) 機能補償道路の配置

(県)母畑須賀川線と現況市道の接続は，現況と同様の配置での接続が基本であるが，現地盤から路面高が高くなる場合は，隣接する住宅への乗り入れが困難となったり，補償規模が大きくなるなどの問題が生じる。したがって，機能補償道路は，地域への影響が極力小さくなる様に配置する。

また，平面交差部は，過年度の警察協議を踏まえ，市道側の一時停止制御とする方針であることから，交差点における視認性に配慮して極力直角またはそれに近い角度（75°以上）で交差させる。

(4) 幅　員

機能補償道路の幅員は，道路構造令に規定される値を確保したうえで，現況幅員を勘案して設定する。

(5) 平面線形

機能補償道路の平面線形は，道路の取付に伴う地域への影響が最小限となるよう，設計車両が安全かつ物理的に通行可能な最小限の形状とする。

(6) 縦断勾配

機能補償道路の最急勾配は，歩行者の通行性に配慮して 5.0%または 8.0%(特例値)以下とする。

また，県道交差部の縦断勾配は，自動車の一時停止を安全かつ円滑に行えるよう 2.5%以下の緩勾配とする。

9.6.4 設計条件

県道改築に伴う現況市道の機能補償道路の条件は表 9.6.1 のとおりである。

表 9.6.1　機能補償道路の設計条件一覧表

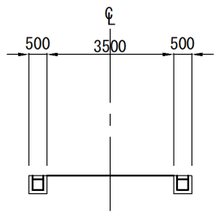
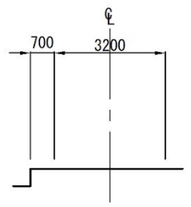
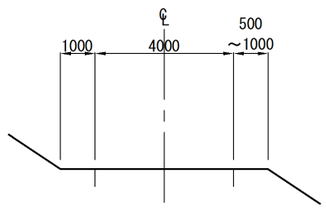
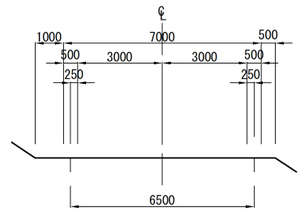
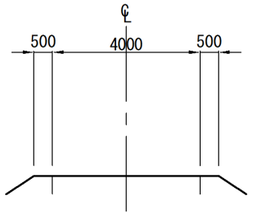
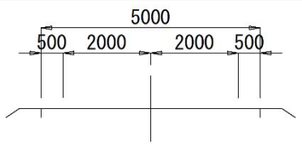
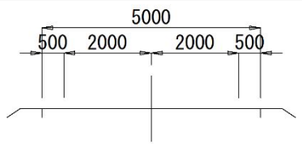
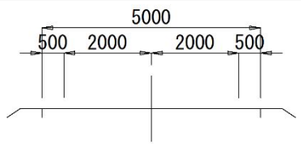
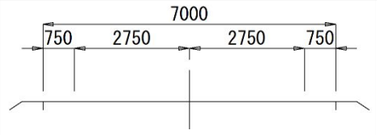
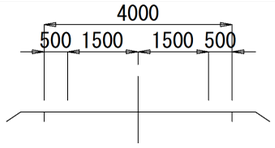
位　置（取付位置の県道測点）		阿武隈川 右岸			阿武隈川 左岸	
		No. 1+4. 0	No. 1+4. 0	No. 1+4. 0	No. 14+13. 0	No. 18+2. 73
市道名		市道 7122 号線	市道 7122 号線の枝線	市道 7130 号線	市道 3232 号線	市道 3231 号線
現況写真						
現道幅員						
計画幅員						
		設計車両が交差点付近の小曲線区間を走行するのに必要な占有幅を確保し，車道 4.0m に設定	設計車両が交差点付近の小曲線区間を走行するのに必要な占有幅を確保し，車道 4.0m に設定	設計車両が交差点付近の小曲線区間を走行するのに必要な占有幅を確保し，車道 4.0m に設定	現道幅員に合わせ，第 3 種第 4 級の規定幅員を設定	農耕地の取付道路のため現道幅員に合わせて設定
道路の区分		第 3 種第 5 級	第 3 種第 5 級	第 3 種第 5 級	第 3 種第 4 級	第 3 種第 5 級
設計車両		小型自動車等	小型自動車等	小型自動車等	普通自動車	小型自動車
設計速度		徐行(20km/h 相当)	徐行(20km/h 相当)	徐行(20km/h 相当)	30km/h(交差点付近)	徐行(20km/h 相当)
平面線形	最小曲線半径	15m　または 設計車両の最小回転半径 7m 以上	15m　または 設計車両の最小回転半径 7m 以上	15m　または 設計車両の最小回転半径 7m 以上	30m	15m　または 設計車両の最小回転半径 6m 以上
	最小曲線長	道路状況に合わせた徐行走行を想定するため設定しない	道路状況に合わせた徐行走行を想定するため設定しない	道路状況に合わせた徐行走行を想定するため設定しない		道路状況に合わせた徐行走行を想定するため設定しない
	緩和区間	幅員内で緩和走行を想定するため設定しない	幅員内で緩和走行を想定するため設定しない	幅員内で緩和走行を想定するため設定しない	L=25m 以上 ｸﾛｿｲﾄﾞﾊﾟﾗﾒｰﾀ A=35 以上	幅員内で緩和走行を想定するため設定しない
縦断線形	最急縦断勾配	8.0%	8.0%	8.0%	6.0%	8.0%
		歩行者の通行に配慮し，歩道の最急勾配(特例値)を採用	歩行者の通行に配慮し，歩道の最急勾配(特例値)を採用	歩行者の通行に配慮し，歩道の最急勾配(特例値)を採用	河川管理用通路と兼用するため 6.0%を採用	歩行者の通行に配慮し，歩道の最急勾配(特例値)を採用
	最小縦断曲線半径 凸	100m	100m	100m	250m	100m
	最小縦断曲線半径 凹	100m	100m	100m	250m	100m
	最小縦断曲線長	衝撃緩和として最小縦断曲線半径を確保する最小長を確保	衝撃緩和として最小縦断曲線半径を確保する最小長を確保	衝撃緩和として最小縦断曲線半径を確保する最小長を確保	L=25m	衝撃緩和として最小縦断曲線半径を確保する最小長を確保
	緩勾配区間長	10m 以上	6m 以上	10m 以上	15m 以上	6m 以上
横断面	標準横断勾配	2.0%	2.0%	2.0%	2.0%	2.0%
	片勾配の最大値	±2.0%	±2.0%	±2.0%	±2.0%	±2.0%
		交差点付近の徐行・一時停止を考慮して平坦な路面とする	交差点付近の徐行・一時停止を考慮して平坦な路面とする	交差点付近の徐行・一時停止を考慮して平坦な路面とする	交差点付近の徐行・一時停止を考慮して平坦な路面とする	交差点付近の徐行・一時停止を考慮して平坦な路面とする

表 9.6.2　機能補償道路の設計結果一覧表

位　置 （取付位置の県道測点）		阿武隈川 右岸			阿武隈川 左岸	
		No.1+4.0	No.1+4.0	No.1+4.0	No.14+13.0	No.18+2.73
市道名		市道 7122 号線	市道 7122 号線の枝線	市道 7130 号線	市道 3232 号線	市道 3231 号線
道路の区分		第 3 種第 5 級	第 3 種第 5 級	第 3 種第 5 級	第 3 種第 4 級	第 3 種第 5 級
設計車両		小型自動車等	小型自動車等	小型自動車等	普通自動車	小型自動車
設計速度		徐行(20km/h 相当)	徐行(20km/h 相当)	徐行(20km/h 相当)	30km/h(交差点付近)	徐行(20km/h 相当)
幅員構成						
取付道路長		L=48.0m	L=34.1m	L=76.0m	L=84.0m	L=58.9m(34.2+24.7)
平面線形	最小曲線半径	R20m-R20m	R40m	R10m-R10m	R60m+A40	直線
	最小曲線長	L=18.853m	L=16.685m	L=13.684m	L=36.358m	－
	緩和区間	－	－	－	L=26.667m	－
縦断線形	最急縦断勾配	8.0%	8.0%	8.0%	6.0%	8.0%
	最小縦断曲線半径 凸	190m	133m	276m	342m	106m
	最小縦断曲線半径 凹	245m	117m	238m	362m	100m
	最小縦断曲線長	VCL=20m	VCL=8m	VCL=8m	VCL=25m	VCL=6m
	緩勾配区間長	10m	6m	10m 以上	15m	6m
横断面	標準横断勾配	2.0%	2.0%	2.0%	2.0%	2.0%
	片勾配の最大値	±2.0%	±2.0%	±2.0%	±2.0%	±2.0%
舗　装 須賀川市より	設計 CBR	3%	3%	3%	3%	3%
	目標 TA	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm
	凍結深	29cm	29cm	29cm	29cm	29cm
	舗装構成 （須賀川市より）	表　　層 5cm(再生密粒度 As(20F)) 上層路盤 15cm(M-40) 下層路盤 20cm(RC-40) t=40cm　(TA=15.25cm)	表　　層 5cm(再生密粒度 As(20F)) 上層路盤 15cm(M-40) 下層路盤 20cm(RC-40) t=40cm　(TA=15.25cm)	表　　層 5cm(再生密粒度 As(20F)) 上層路盤 15cm(M-40) 下層路盤 20cm(RC-40) t=40cm　(TA=15.25cm)	表　　層 5cm(再生密粒度 As(20F)) 上層路盤 15cm(M-40) 下層路盤 20cm(RC-40) t=40cm　(TA=15.25cm)	表　　層 5cm(再生密粒度 As(20F)) 上層路盤 15cm(M-40) 下層路盤 20cm(RC-40) t=40cm　(TA=15.25cm)
設計概要		・阿武隈川右岸西館地区の住宅地中央に位置する道路。 ・利用者が限定的であり，物理的に通行可能な最小限の構造とする。 ・終端は 10m 程度の区間で現況幅員にすり付ける	・宅地につながる小規模な道路 ・利用者が限定的であり，物理的に通行可能な最小限の構造とする。 ・終端は 10m 程度の区間で現況幅員にすり付ける	・阿武隈川右岸堤防法尻に位置する農耕地につながる道路。 ・利用者が限定的であり，物理的に通行可能な最小限の構造とする。 ・終端は 10m 程度の区間で現況幅員にすり付ける	・阿武隈川左岸と並行する広域交通を担う 2 車線の道路。 ・道路構造令に準拠した道路構造で機能補償する。 ・終端は 10m 程度の区間で現況幅員にすり付ける	・耕作地につながる小規模な道路 ・利用者が限定的であり，物理的に通行可能な最小限の構造とする。

9.6.5 機能補償道路の舗装構成

(1) 須賀川市協議回答

機能補償道路の舗装構成は，道路管理者（須賀川市）との協議結果に従う。

R4.1/14(金)須賀川市(道路河川課)協議　回答

【１月１４日（金）打合せの道路河川課の回答について】

【小作田橋】

～市道の機能補償道路について～

Ｐ１　（６）縦断勾配　８％（特例値）について

回答）橋りょうの高さからやむを得ないところですので、了。

但し、地元の理解を得る必要があります。

Ｐ２～９　現況の道路幅員と舗装構成について

回答）道路幅員については、現況幅員を確保する考えで、了。

回答）道路の舗装構成については、幹線道路（市道Ⅰ-○○号線）以外の今回のような４桁市道については、下記の基準で占用等の舗装復旧を指示しているところであります。

Ｌ交通、設計ＣＢＲ３、目標ＴＡ＝１５

表　層　工　ｔ＝　５cm（再生Ａｓ密粒２０Ｆ）

上路路盤工　ｔ＝１５cm（Ｍ　－４０）

下層路盤工　ｔ＝２０cm（ＲＣ－４０）

※資料Ｐ９上段の信頼度のような補正は行っておりません。

参考資料１

アスファルト舗装の標準舗装構成を下表に示すが，採用にあたっては各地域毎に経済比較のうえ決定する。

標準舗装構成（一般部）

設計交通量の区分	設計CBR	表層＋基層 密粒度 As20	表層＋基層 粗粒度 As20	上層路盤 瀝青安定処理	上層路盤 粒度調整砕石	下層路盤 クラッシャラン	T_A'	目標 T_A	合計厚
L	3	5			15	20	15.25	15	40
	4	5			15	15	14	14	35
	6	5			15※	15※	14	12	35※
	8	5			15※	15※	14	11	35※
	12	－			－	－	－	－	－
	20以上	－			－	－	－	－	－
A	3	5			15	35	19	19	55
	4	5			15	35	19	18	55
	6	5			15	25	16.5	16	45
	8	5			15	15	14	14	35
	12	5			15※	15※	14	13	35※
	20以上	－			－	－	－	－	－
B	3	5	5		25	30	26.25	26	65
	4	5	5		15	35	24	24	60
	6	5	5		15	25	21.5	21	50
	8	5	5		15	15	19	19	40
	12	5	5		15※	15※	19	17	40
	20以上	－	－		－	－	－	－	－
C	3	5	5	9	30	30	35.5	35	79
	4	5	5	10	15	35	32	32	70
	6	5	5	10	15	20	28.25	28	55
	8	5	5	9	15	15	26.2	26	49
	12	5	5	10		20	23	23	40
	20以上	5	5	8		15※	20.15	20	33

（注１）※印は各層の最小仕上げ高さで決定される厚さである。

（注２）積雪寒冷地で交通量区分がＣ・Ｄ交通の場合は更に２cmの摩耗層を加算する。（T_A計算には含めない）

諸元（単位			前　端		後　端	最　小

(2) 舗装構成および舗装材料

舗装構成および材料は，以下のとおりとする。

表 9.6.3　機能補償道路の舗装構成

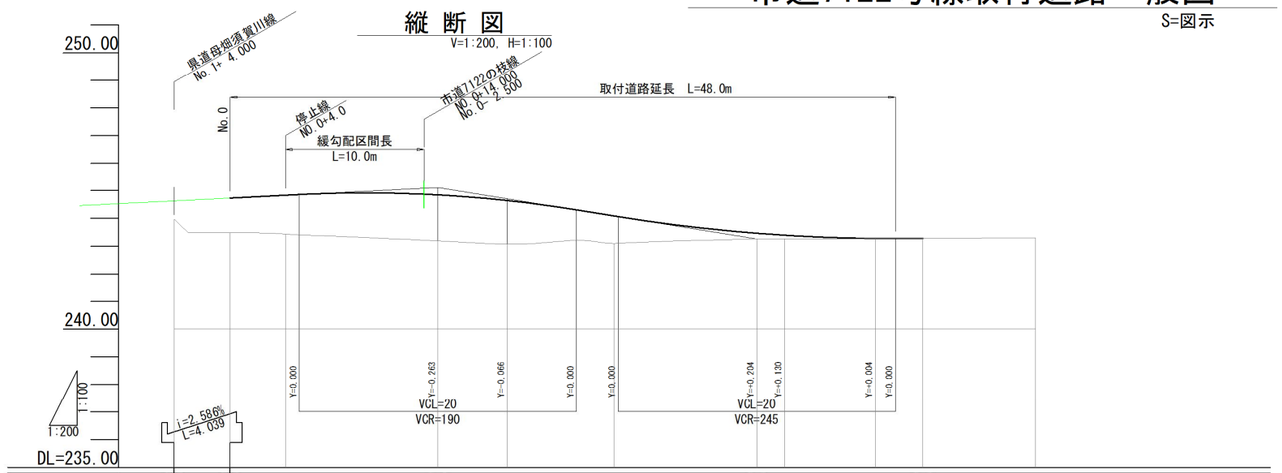
	舗装厚	舗装材料	TA'	備　考
表　　層	5cm	密粒度アスファルト(20)	5.0×1.00= 5.0	
上層路盤	15cm	粒度調整砕石(RM-40)	15.0×0.35= 5.25g	
下層路盤	20cm	クラッシャーラン(RC-40)	20.0×0.25= 5.0	
計	40cm		15.25	目標 TA=15cm

市道7122号線取付道路一般図

S=図示

縦 断 図

V=1:200, H=1:100



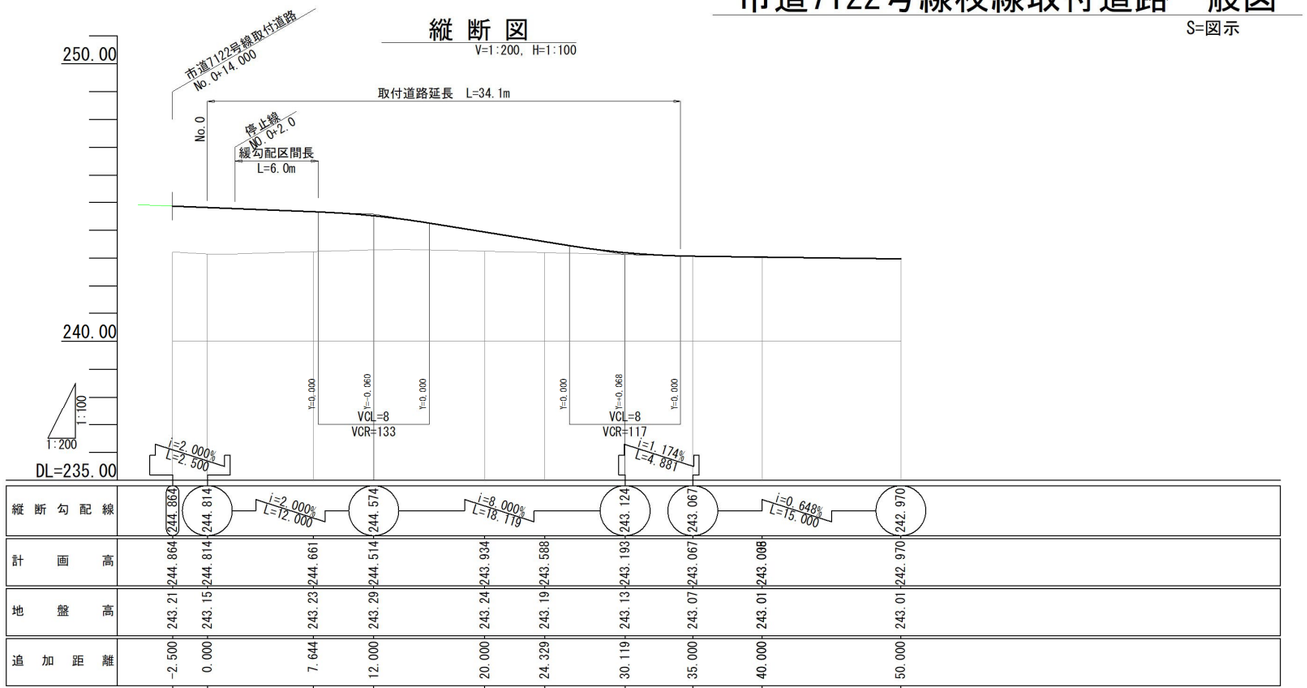
| | | |

市道7122号線枝線取付道路一般図

S=図示

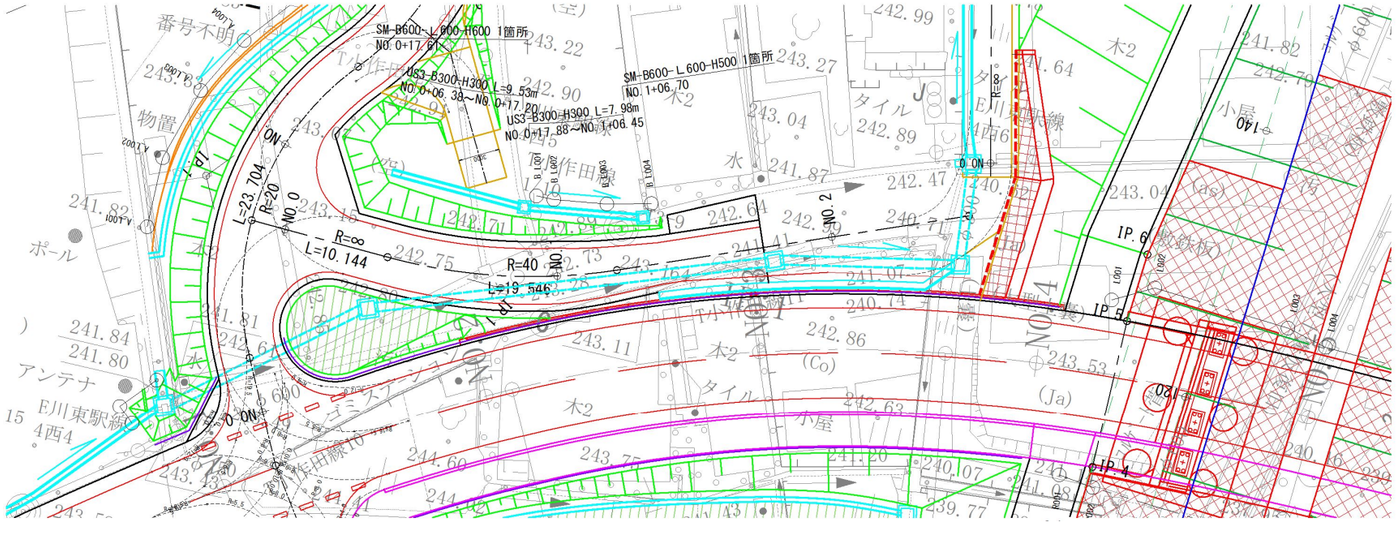
縦 断 図

V=1:200, H=1:100



平 面 図

S=1:200

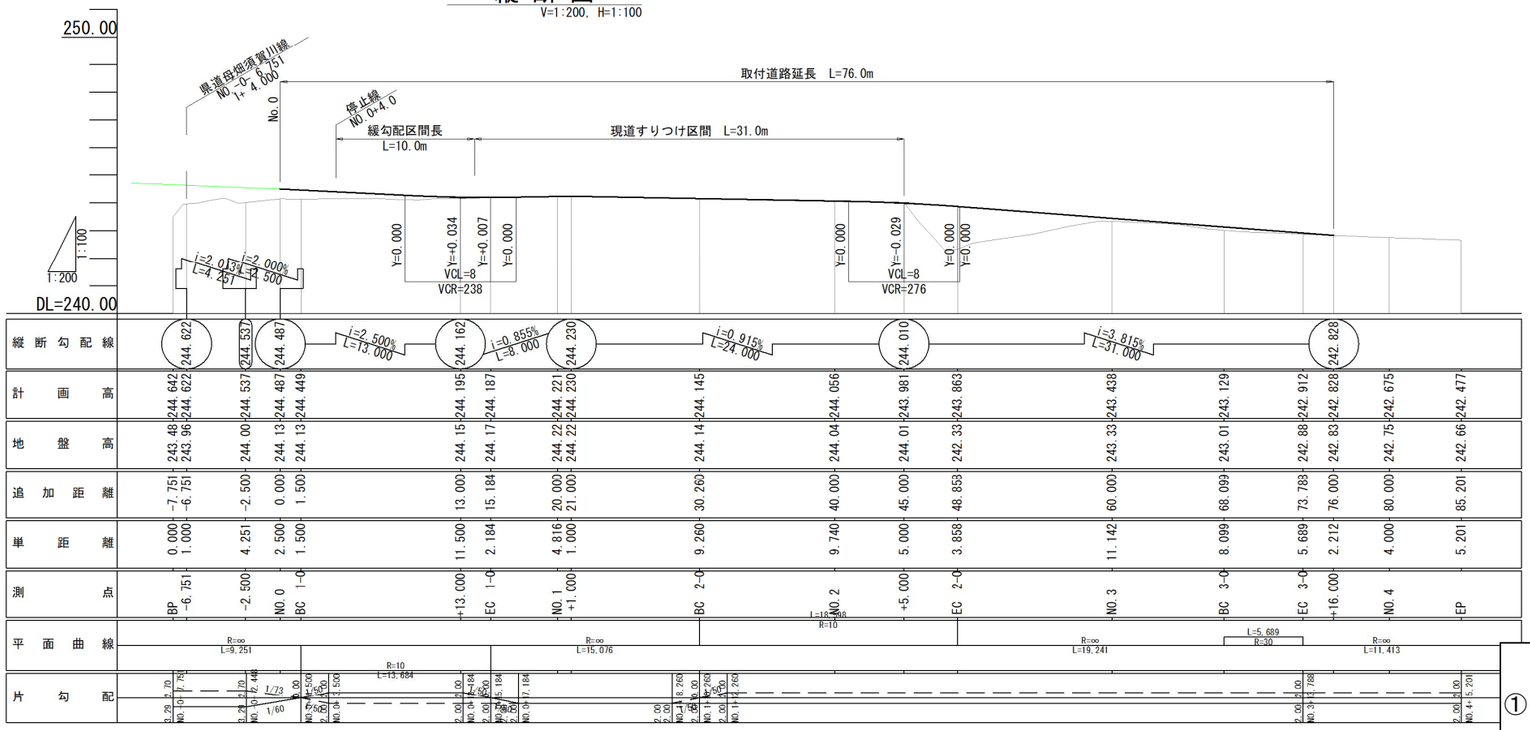

SM-B600-L600-H600 1箇所
NO.0+17.00
US3-B300-H300 L=9.53m
NO.0+06.38～NO.0+17.20
US3-B300-H300 L=7.98m
NO.0+17.88～NO.1+06.45
SM-B600-L600-H500 1箇所
NO.1+06.70
R=∞
L=10.144
R=40
L=19.546
L=23.704
R=20
NO.0
NO.1
NO.2
IP.6
IP.5
IP.4
0 ON
1 ON
2 ON
ポール
アンテナ
E川東駅線
4西4
物置
作田線
タイル
小屋
木2
水
(Co)
(Ja)
(Ga)
(Ag)
(Ag-Co)
(Ag-Ga)
(Ag-Ja)
(Ag-Ja-Co)
(Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co)
(Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag-Ja-Ga-Co-Ag)
(Ag-Ja-Ga-Co-

市道7130号線取付道路一般図

S=図示

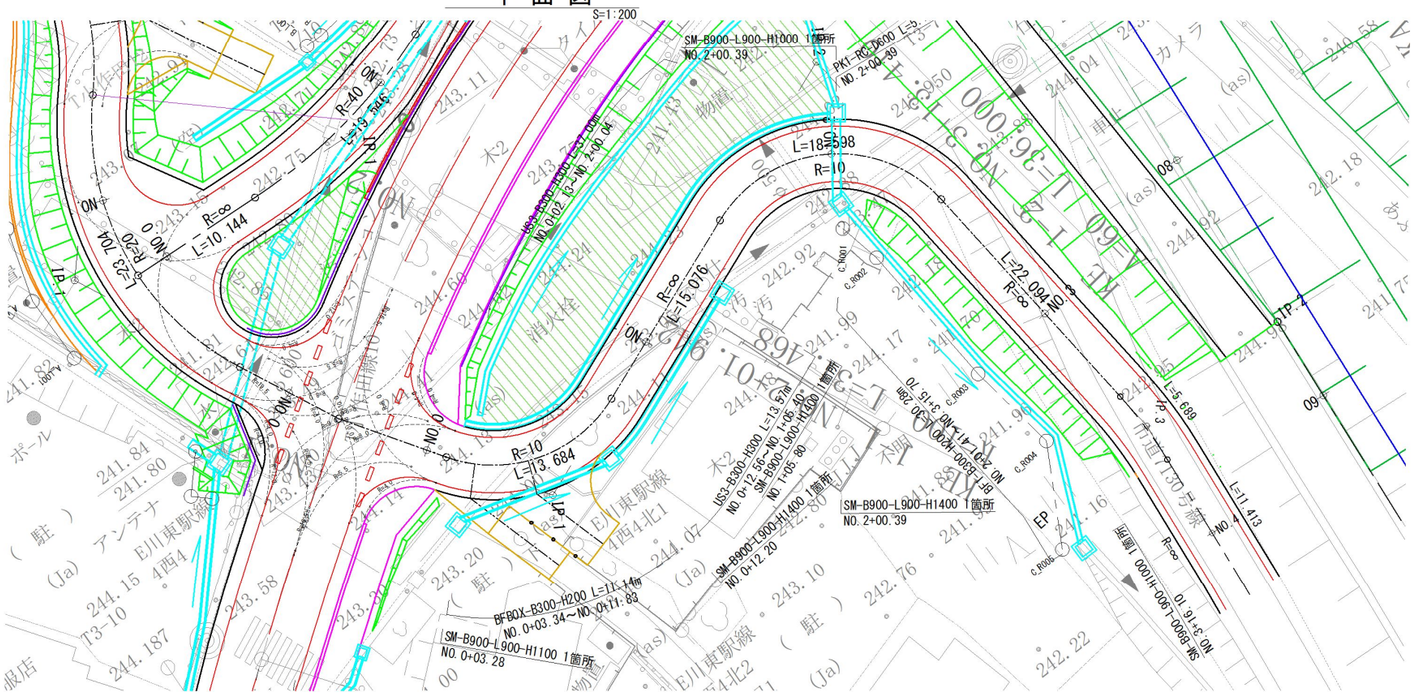
縦 断 図

V=1:200, H=1:100



平 面 図

S=1:200

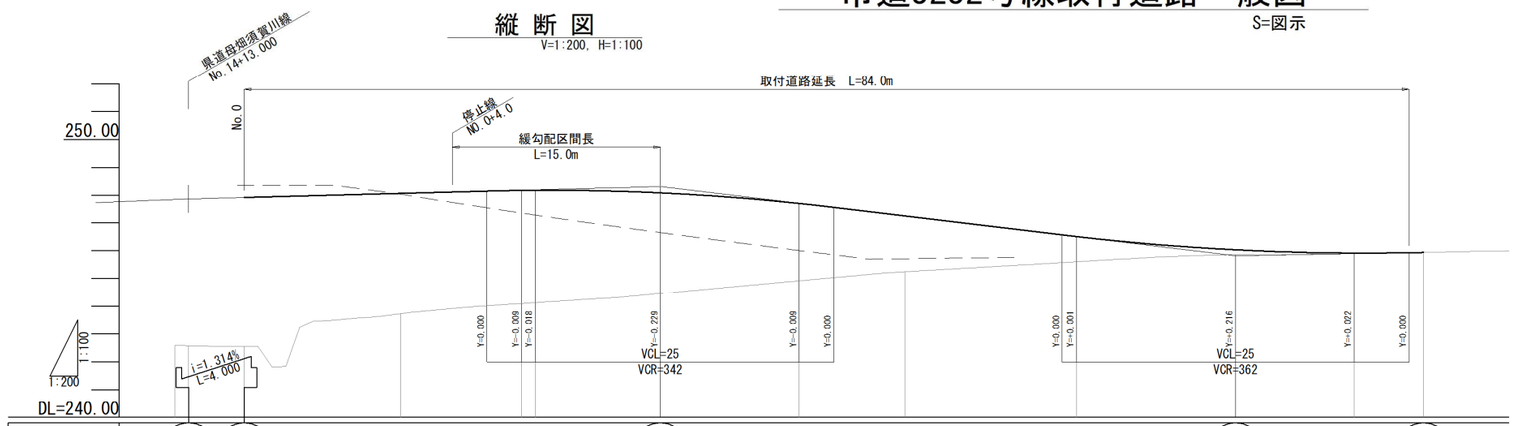


市道3232号線取付道路一般図

S=図示

縦 断 図

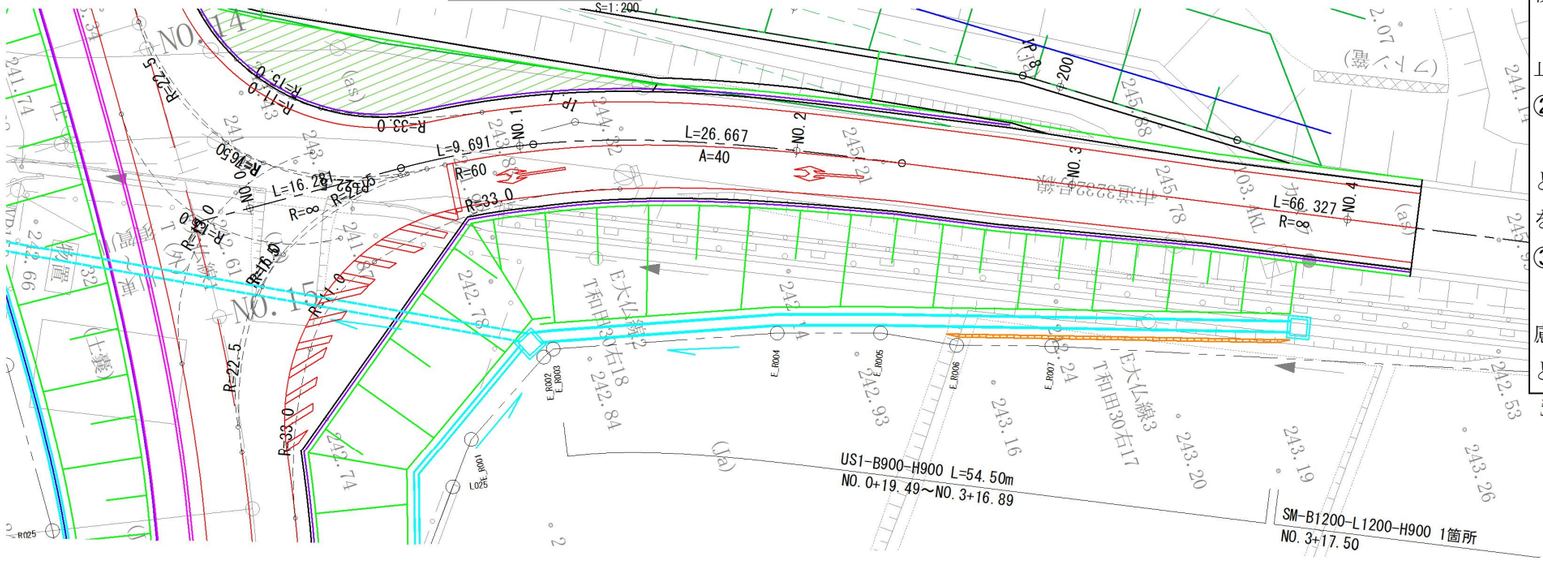
V=1:200, H=1:100



縦断勾配線	247.861	247.914	i=1.314% L=30.000	248.308	i=6.000% L=41.460	245.821	i=0.898% L=13.540	245.942		
計画高	247.848 247.861	247.914	248.062	248.168 248.172	248.080	247.699	247.250	246.510	246.036	245.919	245.942
地盤高	242.59 242.58	242.56	243.72	244.09 244.12	244.45	244.92	245.25	245.61	245.86	245.90	245.94
追加距離	-5.000 -4.000	0.000	11.281	20.000 20.972	30.000	40.000	47.639	60.000	71.460	80.000	85.000
単距離	0.000 1.000	4.000	11.281	8.719 0.972	9.028	10.000	7.639	12.361	11.460	8.540	5.000
測点	BP -4.000	No.0	BC 1-0	No.1 KE 1-1	+10.000	No.2	KA 1-1	No.3	+11.460	No.4	+5.000
平面曲線	R=∞ L=16.281		L=9.691 R=60.000		L=26.667 A=40.000					R=∞ L=66.327	
片勾配	0.97 0.46 No.-4.000	0.97 0.46 No.-4.000	1/423 1/282 No.0+11.281	2.00 2.00 No.1+2.972	1/242 No.1+10.028	2.00 2.00	1/242 No.2+7.639	2.00 2.00	No.3+11.460	2.00 2.00 No.4+5.000	

平 面 図

S=1:200



設 計 条 件

道 路 区 分	第3種第4級
設 計 速 度	V=30km/h

標準横断図

S=1:100

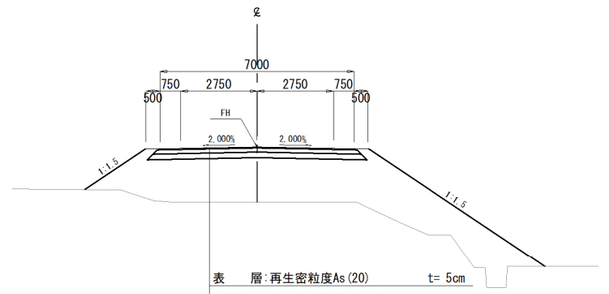


表　層:再生密粒度As(20)　t= 5cm
上層路盤:再生粒度調整砕石(RM-40)　t=15cm
下層路盤:再生ｸﾗｯｼｬｰﾗﾝ(RC-40)　t=20cm

市道 3232 号線枝線の設計

①平面線形

阿武隈川左岸を並走し，集落や農耕地を広域的に結ぶ 2 車線道路であり，第 3 種第 4 級に相当する構造を有している。設計速度は標準最小の 30km/h に設定し，県道との直角交差する平面線形とした。なお，交差点付近は低速走行や停止を考慮して，横断勾配(片勾配)の最大値は 2.0%とした。

交差点は，普通自動車を設計車両として巻込み形状および停止線位置を設定した。

②縦断線形

縦断勾配は，河川管理用通路との兼用を考慮して 6.0%以下とし，停止付近の緩勾配区間長は，第 3 種第 4 級の規定値 15m を確保した。

③幅員及びすりつけ

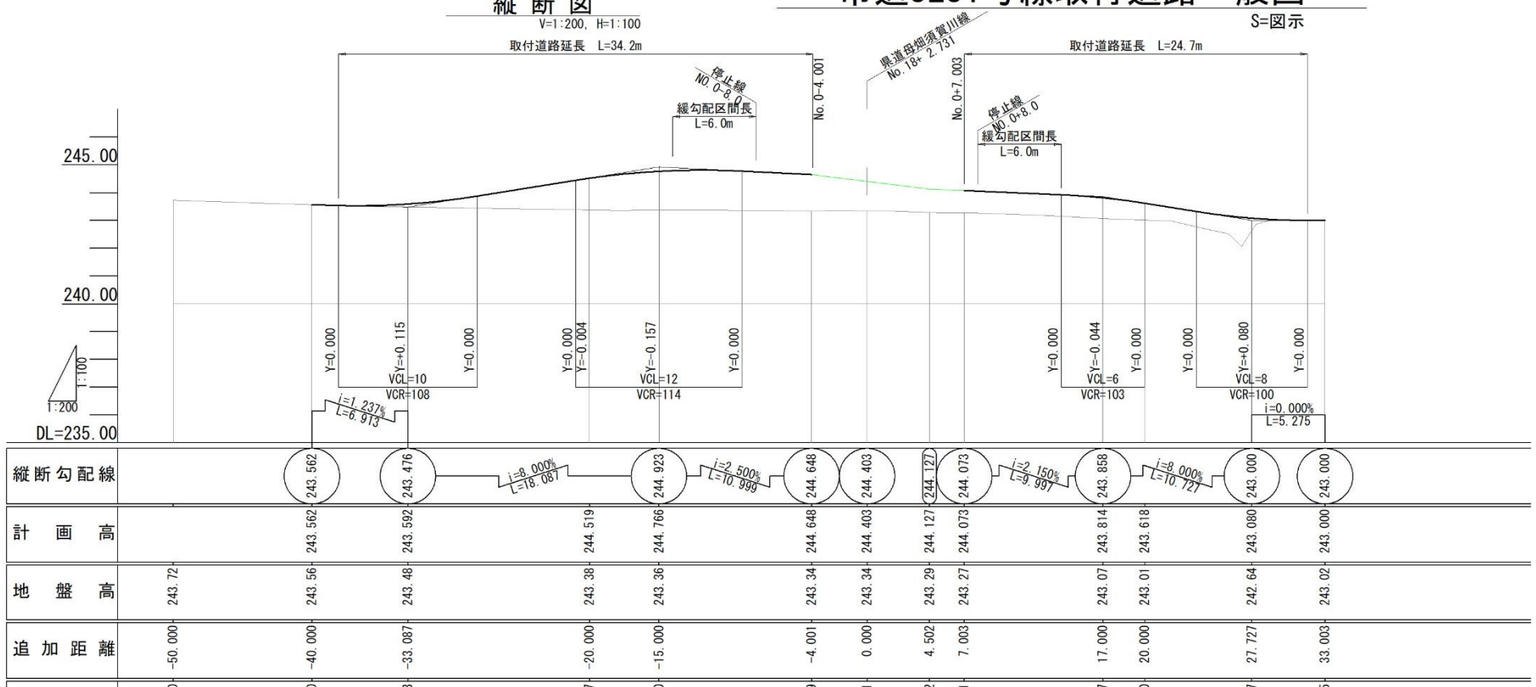
第 3 種第 4 級より規定される最小幅員を基本に曲線拡幅を考慮して幅員を設定し，約 10m 程度で現道幅員にすり付けるものとした。

市道3231号線取付道路一般図

S=図示

縦 断 図

V=1:200, H=1:100



設 計 条 件

道 路 区 分	第3種第5級
設 計 速 度	V=20km/h

標準横断図

S=1:100

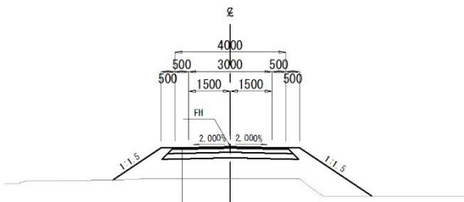
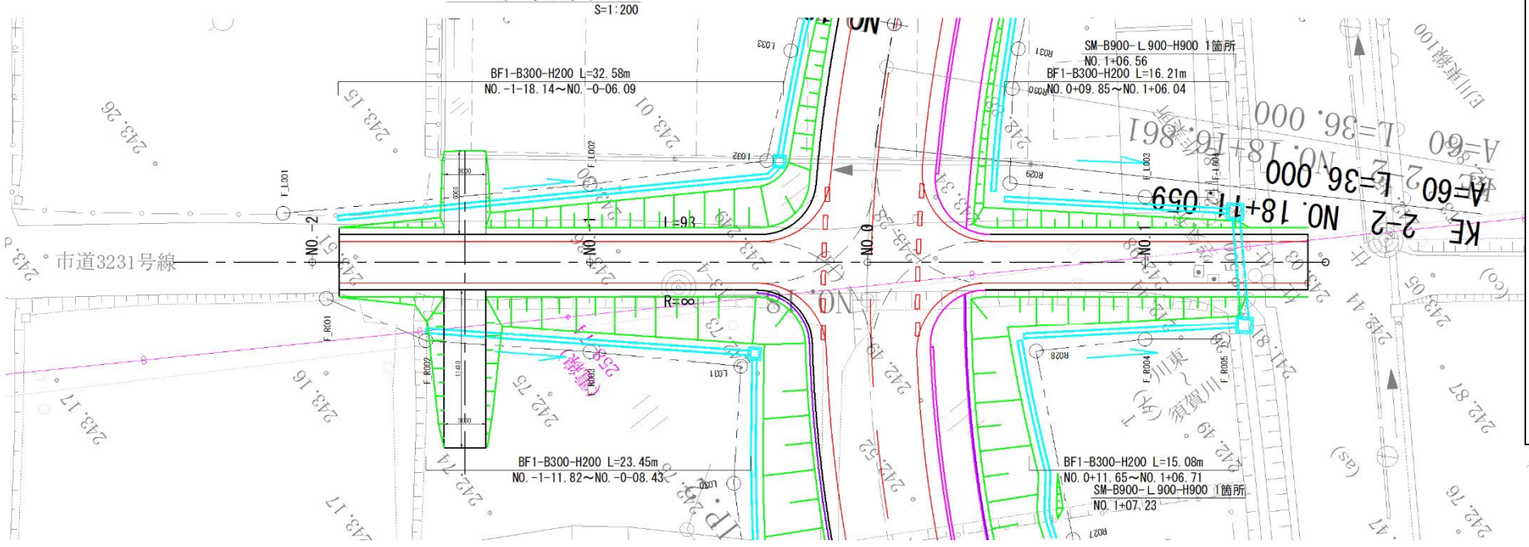


表　　層:再生密粒度As(20)　　t= 5cm
上層路盤:再生粒度調整砕石(RM-40)　　t=15cm
下層路盤:再生ｸﾗｯｼｬｰﾗﾝ(RC-40)　　t=20cm

平 面 図

S=1:200



市道 3231 号線の設計

①平面線形

農耕地に通じる道路であり，現道は直線を呈しているため，平面線形は直線とした

②縦断線形

県道路肩から 4m の位置に停止位置を想定し，設計車両 1 台程度の長さ(6m)の緩勾配区間長を確保した。最急勾配は，すりつけ影響範囲の短縮と歩行者が通行可能な最大勾配を考慮して 8.0%とした。縦断曲線長は，縦断の衝撃緩和に必要な縦断曲線半径 100m を確保する最小値とした。

③幅員及びすりつけ

現道幅員は約 4.0m であるため，現道と同様とした。

9.7 道路付帯構造物設計

9.7.1 河川管理用通路

(1) 目　的

阿武隈川の左右岸の堤防には橋台が設置されるため，河川管理に支障を及ぼさないように，堤防天端から交差道路に至る河川管理用通路(取付通路)を設ける。

(2) 構　造

河川管理用通路の取付部は，以下の基準に従って設計する。

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

1) 取付通路の構造は、次による。

ｲ) 幅員は、原則として、堤防天端幅以上とし、のりこう配は堤防ののりこう配以下として確保するが、土地利用の状況などで、特にやむを得ないと認められる場合は、土留擁壁などを設ける。

ﾛ) 縦断こう配は、6%以下とし、橋梁付近には5m程度のレベル区間を設ける。

ﾊ) 平面すり付けは、1:10以上とする。

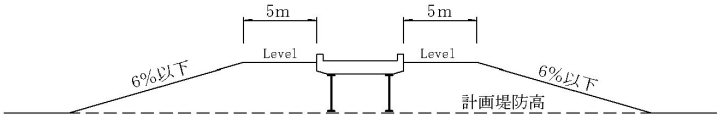
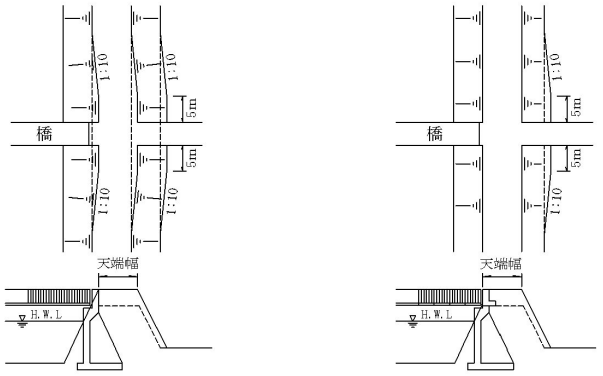


図1-18　取付通路の縦断勾配



(a) 盛土の場合　　(b) 土留擁壁の場合

図1-19　取付通路の構造

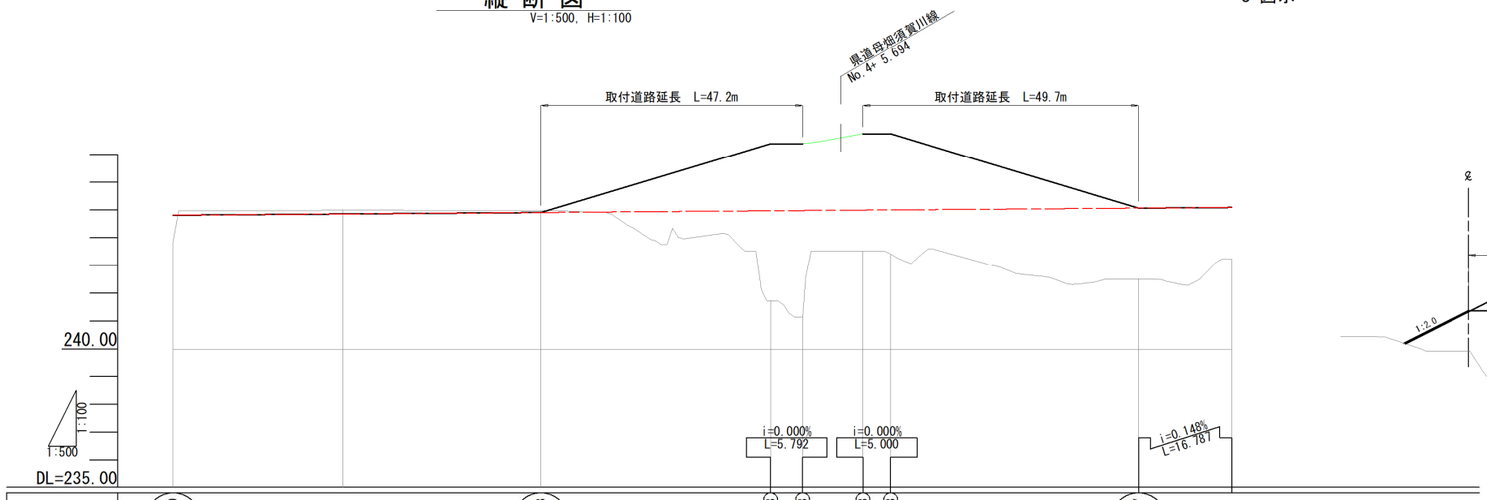
出典：設計施工マニュアル(案)H28.3/東北地整 p.1-24

河川管理用通路(右岸)取付道路一般図

S=図示

縦 断 図

V=1:500, H=1:100

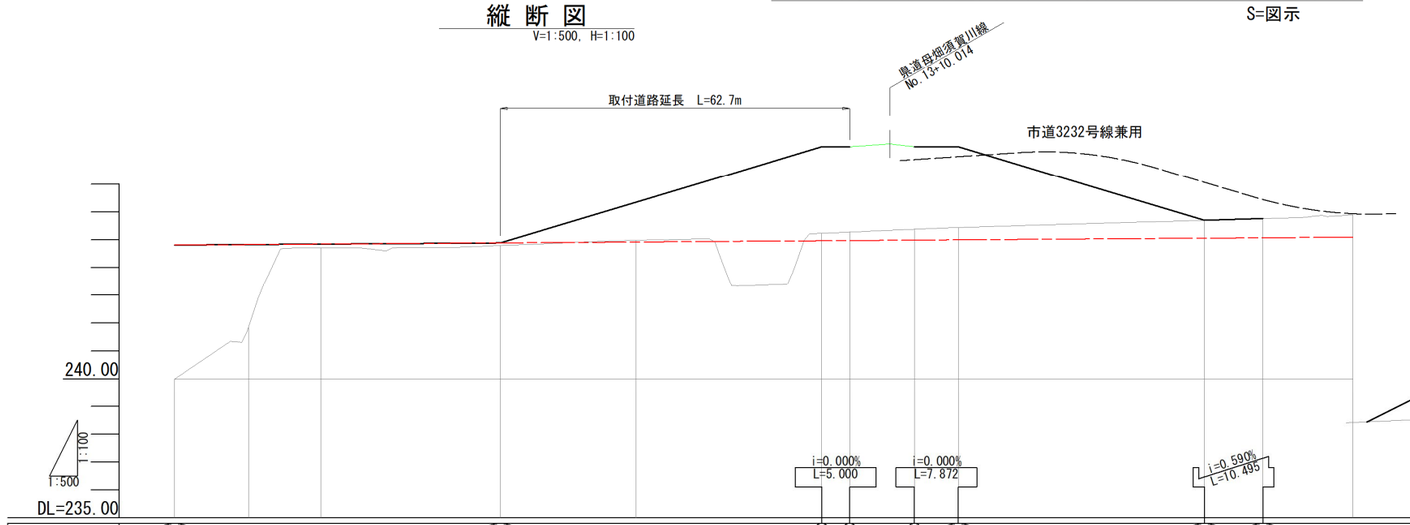


| | | |

河川管理用通路(左岸)取付道路一般図

縦 断 図

V=1:500, H=1:100



| | | |

9.7.2 ブロック積擁壁

(1) 目　的

右岸上流側の川裏側に地元要望による自動車の通行を考慮したスペースを確保するため，河川管理用通路の盛土を抑えるための擁壁（ブロック積擁壁）を設置する。

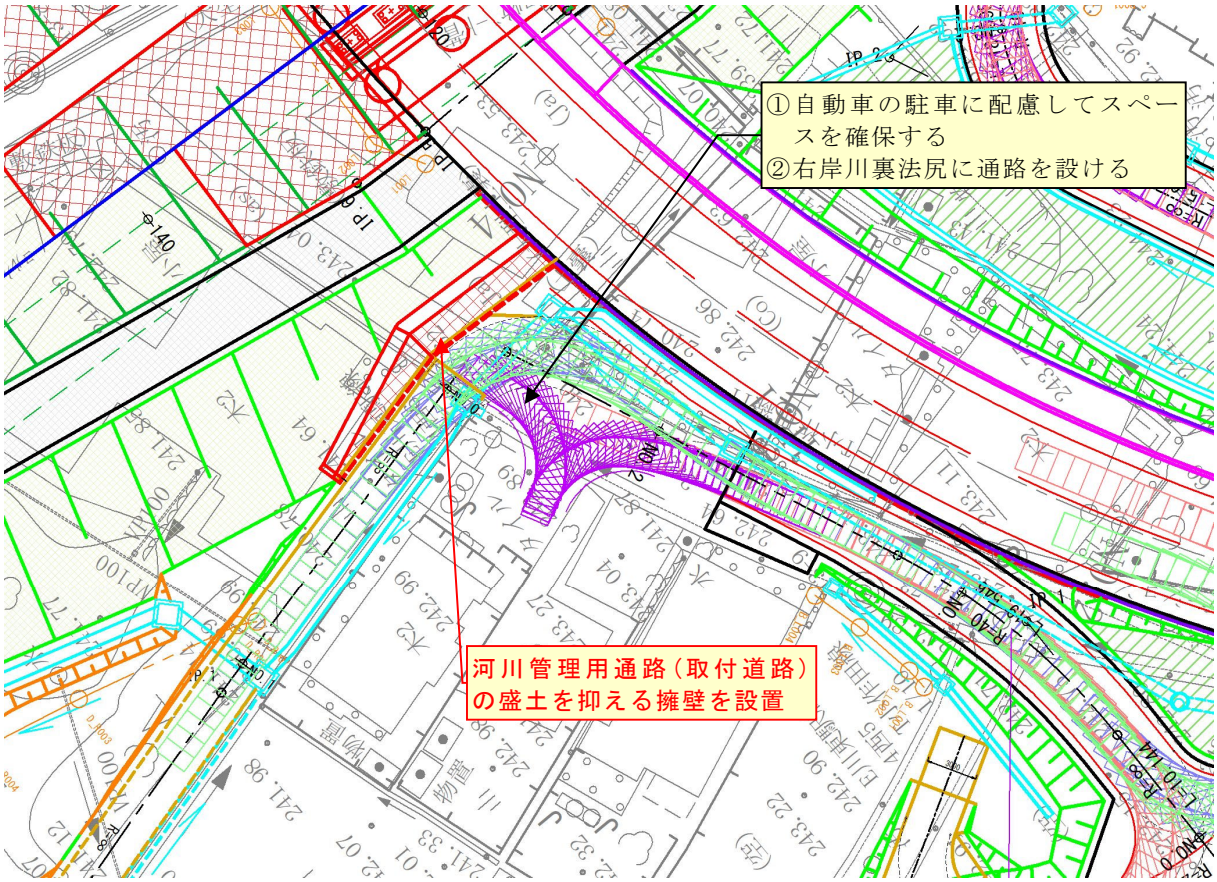


図 9.7.3　土留め擁壁の設置位置

(2) 構　造

ブロック積擁壁の構造は，「土木工事標準設計図集(H15)/東北地整」を参照する。
壁高は，最大 H=3.6m となる。

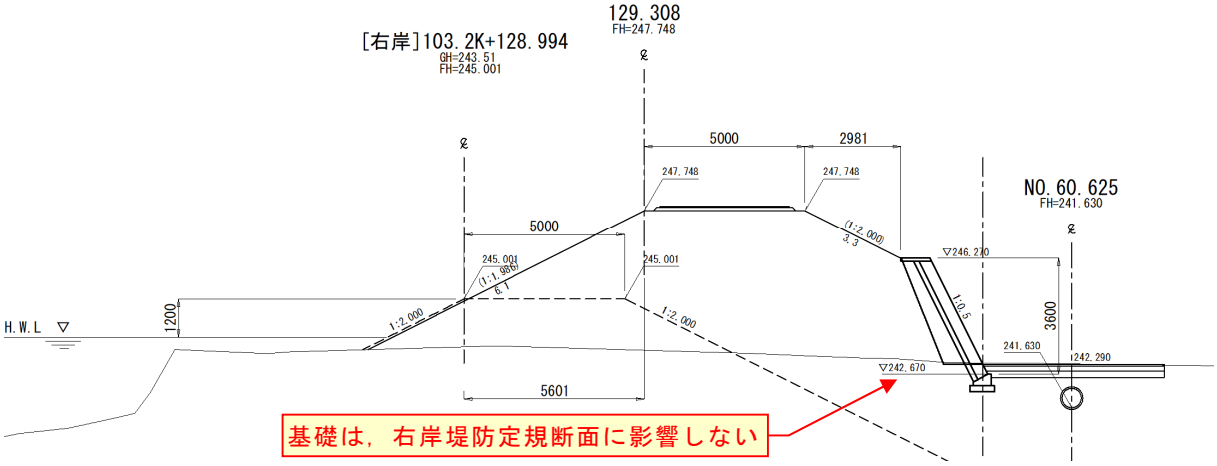
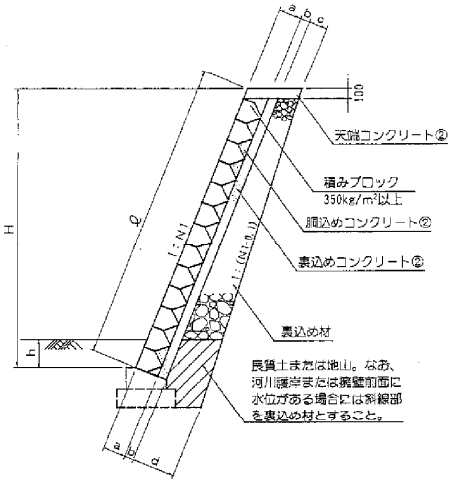


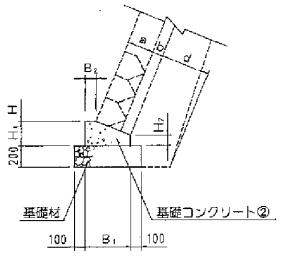
図 9.7.4　擁壁の計画断面

工種記号	(東北) BW－H(　)－U(　)－N1(　) (直高)　(裏込め土の種類)　(前面勾配)
名　　称	ブロック積擁壁(裏込めコンクリートあり)

標準断面図



基　礎



[仕　様]

1．積ブロック　JIS A 5371（質量区分A）
2．コンクリート②　呼び強度
　裏込めコンクリート
　胴込めコンクリート
　天端コンクリート
　基礎コンクリート
　→ σck＝18N/mm²
3．基礎材及び裏込め材はクラッシャーラン(最大粒径80mm以下)とする。
4．伸縮目地間隔は、10m以下とし排水工は現場の状況に応じてφ50mm程度の水抜孔を2.0～3.0m²に1箇所設けること。
　ただし河川護岸又は擁壁前面に水位がある場合は、前面水位以下に水抜孔を設けないこと。
5．中間の設計条件に対しては、直近上位のものを使用する。
6．比較的よく締まった地山の切土部に使用する場合は、裏込め材を上下等厚とし、材厚30～40ｃｍとしてよい。
7．設計にあたっては、「労働安全衛生規則」等を考慮し、掘削方法や構造を決定すること

[設計表示方法]

BW－H(　)－U(　)－N1(　)－A＝ ○○ m²
(直高)　(裏込め土の種類)　(前面勾配)　(面積)

寸法表

H(直高)(m)	ℓ(法長)(mm) N1(前面勾配) 1:0.3	1:0.4	1:0.5	控長(mm) a	裏込めコンクリート厚さ b	裏込め材厚さ(mm) U1(裏込め土が良好) C	d 1:0.3	d 1:0.4	d 1:0.5	U2(裏込め土が普通) C	d 1:0.3	d 1:0.4	d 1:0.5
1.00	1044	1077	1118	350	100	200	344	339	334	300	444	439	434
1.50	1566	1616	1677	350	100	200	392	386	379	300	492	486	479
2.00	－	2154	2236	350	100	200	－	432	424	300	－	532	524
2.50	－	2693	2795	350	100	200	－	479	468	300	－	579	568
3.00	－	3231	3354	350	100	200	－	525	513	300	－	625	613
3.50	－	－	3913	350	150	200	－	－	562	300	－	－	662
4.00	－	－	4472	350	150	200	－	－	607	300	－	－	707
4.50	－	－	5031	350	150	200	－	－	652	300	－	－	752
5.00	－	－	5590	350	150	200	－	－	696	300	－	－	796

※ 裏込めコンクリートおよび裏込め材の寸法は、前面勾配に直角として表示してある。

材料表

H(直高)(m)	裏込めコンクリート(m³)	参考数量表(10m²当り) 裏込め材(m³) U1(裏込め土が良好) 1:0.3	1:0.4	1:0.5	U2(裏込め土が普通) 1:0.3	1:0.4	1:0.5	参考数量表(端部型枠 伸縮目地)(10箇所当り)(m²) U1(裏込め土が良好) 1:0.3	1:0.4	1:0.5	U2(裏込め土が普通) 1:0.3	1:0.4	1:0.5
1.00	1.0	1.4(3.9)	1.4(3.8)	1.4(3.8)	2.0(5.3)	2.0(5.2)	2.0(5.2)	5.2	5.5	5.8	5.3	5.6	5.9
1.50		1.9(3.8)	1.9(3.8)	1.9(3.7)	2.7(5.1)	2.6(5.0)	2.6(5.0)	7.6	7.9	8.3	7.7	8.0	8.4
2.00		－	2.3(3.8)	2.2(3.8)	－	3.1(5.0)	3.0(5.0)	－	10.3	10.8	－	10.4	10.9
2.50		－	2.6(4.0)	2.5(3.9)	－	3.4(5.1)	3.4(5.1)	－	12.7	13.3	－	12.9	13.4
3.00		－	2.9(4.2)	2.8(4.1)	－	3.7(5.3)	3.7(5.2)	－	15.2	15.6	－	15.3	15.9
3.50	1.5	－	－	3.1(4.4)	－	－	4.0(5.5)	－	－	20.4	－	－	20.5
4.00		－	－	3.3(4.5)	－	－	4.2(5.7)	－	－	23.2	－	－	23.3
4.50		－	－	3.6(4.7)	－	－	4.5(5.8)	－	－	26.0	－	－	26.1
5.00		－	－	3.8(4.9)	－	－	4.7(6.0)	－	－	28.6	－	－	28.9

※ ① 裏込め材の(　)内は河川護岸または擁壁前面に水位がある場合。
※ ② 裏込め材の数量は、根入れ深さ(h)を300mmと仮定してある。
※ ③ 胴込めコンクリートは、別途計上のこと。

基　礎

a(控長)	b(裏込めコンクリート厚さ)	寸法表(mm) B₁	B₂	H₁	H₂	参考数量表(10m当り) コンクリート(m³)	型枠(m²)	基礎材(m³)	(m²)	端部型枠および伸縮目地10箇所当り(m²)
350	100	520	100	300	100	1.1	4.0	1.4	7	1.1
	150	550	100	350	100	1.4	4.6	1.5	8	1.4

天　端

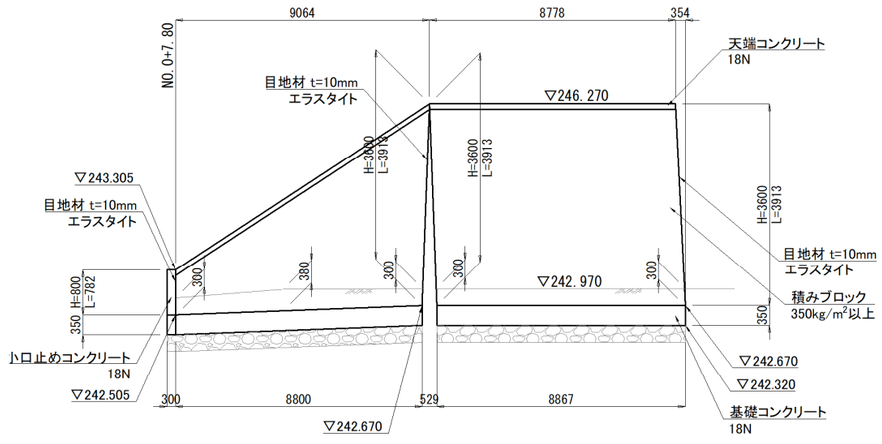
H(直高)(m)	参考数量表(10m当り) 天端コンクリート(m³) U1 1:0.3	1:0.4	1:0.5	U2 1:0.3	1:0.4	1:0.5
1.0～1.5	0.68	－	－	0.78	－	－
1.0～3.0	－	0.70	0.73	－	0.81	0.84
3.5～5.0	－	－	0.78	－	－	0.89

ブロック積み擁壁工一般図

図示

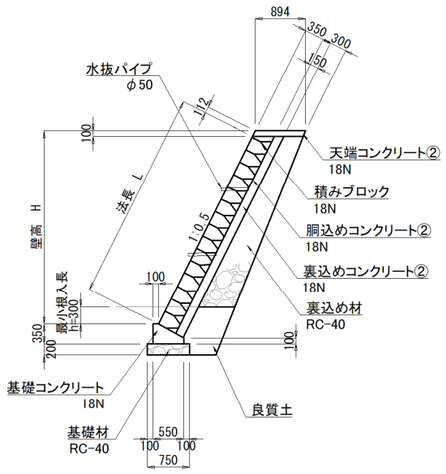
ブロック積擁壁正面

V=1:50, H=1:100



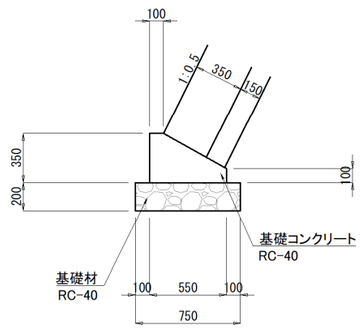
ブロック積擁壁断面図

S=1:50



基礎工詳細図

S=1:20



平面図

S=1:100

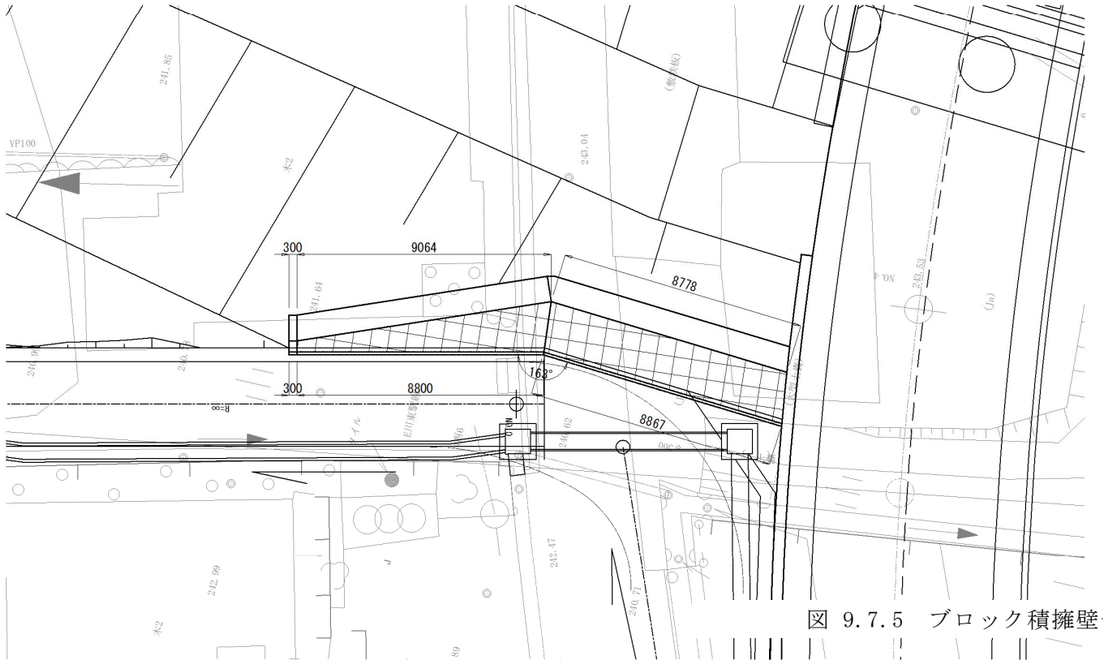
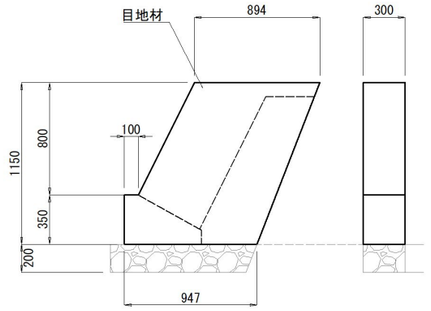


図 9.7.5　ブロック積擁壁一般図

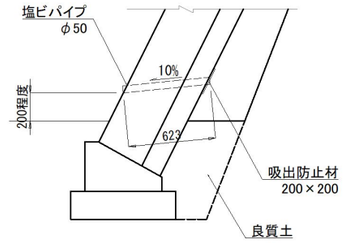
小口止め工詳細図

S=1:20



水抜工詳細図

S=1:20



※塩ビパイプは2m²に1箇所設置

9.7.3 乗入れ工

(1) 設計基準

車両乗入れ部の舗装構成は，「福島県土木設計マニュアル p.2-8」を参考に設定する。

３－３　歩道等の車輌乗入部

（１）乗入部の通路の種類

①　第１種道路

大型トラック、トレーラー、普通乗用車(トラックを含む)等の出入りするガソリンスタンド、工場、大型店舗、ドライブイン、駐車場および倉庫等の通路。(重量 6.5ｔ超)

②　第２種道路

普通乗用車(トラック含む)等の出入りする通路で、１種および３種通路以外のもの。(重量 6.5ｔ以下)

③　第３種道路

普通乗用車程度が出入りする一般家屋等の通路

（２）通路の形状

通路の形状は、車輌の回転半径、見通し、現場の状況等から２種類とする。

①　Ａ型(通路の両側にすみ切りを有するもの)

②　Ｂ型(通路の片側にのみすみ切りを有するもの)

③　一方通行、中央分離帯設置区間および中央分離帯設置計画のある区間で通路を２箇所設ける場合は、原則としてＢ型とする。

（３）車輌乗入部の舗装

車輌乗入部の舗装構成は、原則として下記のとおりとする。ここで、設計期間、舗装の性能指標は周辺の舗装設計に準ずるものとする。

①　第１種道路

原則として、舗装設計指針および舗装設計便覧により施工することとし、交通量区分Ｎ４を満足する T_Aで施工することとするが、交通量区分がＮ４より多い場合は別途検討すること。

②　第２種道路

原則として、舗装設計指針および舗装設計便覧により施工することとし、交通量区分Ｎ２～Ｎ３を満足するT_Aで施工することとするが、交通量区分がＮ３より多い、またはＮ１、Ｎ２に相当する場合は別途検討すること。

③　第３種道路

原則として、舗装設計指針および舗装設計便覧における小型道路の構造設計により施工することとし、交通量区分Ｓ１を満足するT_Aで施工することとする。

(2) 通路の種類

乗入れ部は，主に乗用車が通行すると推測されるため，乗入れ通路は「第 3 種道路」を適用する。

(3) 乗入れ部の舗装

乗入れ部の舗装構成は，基準に従って以下の条件を設定する。

表 9.7.1　乗入れ舗装の条件設定

項目	設定値	備考
設計期間	10 年	舗装の設計期間は，交通による繰り返し荷重に対する舗装構造全体の耐荷力を設定するための期間であり，疲労破壊によるひび割れが生じるまでの期間として設定される。一般に，舗装の設計期間は 10 年が採用される。
交通量区分	S1	基準に従い，交通量区分 S1 とする。
疲労破壊輪数	660,000 回/10 年	小型道路の舗装の設計期間が 10 年の場合の疲労破壊輪数は表 9.7.2 のとおりである。
路床 CBR	3%	設計 CBR3%と想定して設計する。
必要等値換算係数	TA=12cm	$TA=1.95N^{0.16}/CBR^{0.3}$ $=1.95\times660,000^{0.16}/3^{0.3}=11.97$ → 目標 TA は 12cm とする

表 9.7.2　交通量区分と疲労破壊輪数の基準値(小型道路，標準荷重 17kN)

交通量区分	舗装設計交通量 (台/日・方向)	疲労破壊輪数 (回/10 年)
S4	3,000 以上	11,000,000
S3	650 以上 3,000 未満	2,400,000
S2	300 以上 650 未満	1,100,000
S1	300 未満	660,000

(出典：舗装設計便覧(H18/2 月) p 30)

■必要等値換算厚(ＴＡ)

舗装構造は TA 法により設計するものとし，目標 TA を次式より求める。

表 9.7.3　必要等値換算厚(ＴＡ)算出式

	目標ＴＡ算出式
小型道路	$1.95N^{0.16}/CBR^{0.3}$

(出典：舗装設計便覧(H18/2 月) p 76，p107)

ここに，ＴＡ　：必要等値換算厚(cm)

Ｎ　　：疲労破壊輪数(回)

ＣＢＲ：路床の設計ＣＢＲ(%)

■乗入れ部の舗装構成

乗入れ部の舗装構成は以下のとおりとする。

表 9.7.4　乗入れ部の舗装構成

	舗装厚	舗装材料	TA’	備　考
表　　層	5cm	細粒度アスファルト	5.0×1.00= 5.0	
下層路盤	30cm	クラッシャーラン(RC-40)	30.0×0.25= 7.5	
計	35cm		12.50	目標 TA=12cm

参考として，東北地方整備局 設計施工マニュアル(p2-7-17)の乗入れ部の舗装構成を示す。第3種乗入れ部に該当する舗装（下図の□）の必要等値換算厚TAは11.25cmであり，設計箇所に必要な舗装厚を満たさない。ここでは，層厚を変更して適用するものとし，下層路盤厚25cm→30cmとして目標TAを確保する。

表層の材料は，施工箇所が歩道部であることを考慮し，歩道舗装と同材料とする。

8．乗り入れ部の構造

（1）舗装構成

① 乗り入れ部の舗装構成は、出入り車両の特性に応じ表8－1のとおりとする。

② 舗装の種類、使用材料については、“第6章舗装工　6－9　出入口の舗装”に準じる。

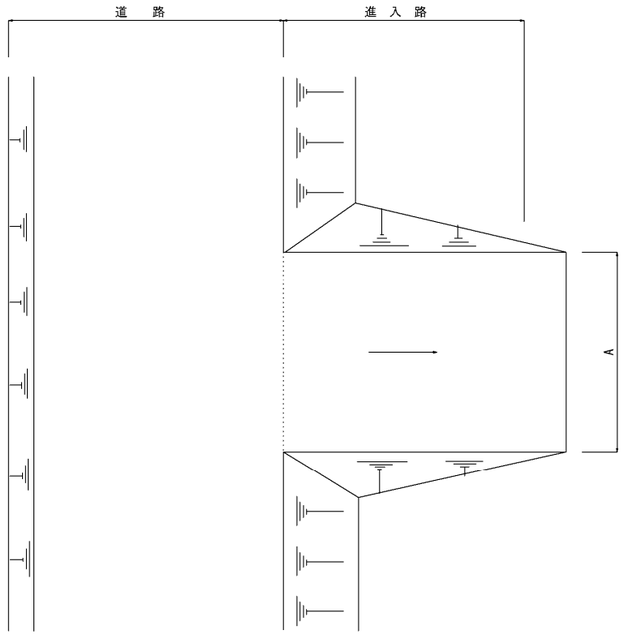
表8－1　乗り入れ部の舗装構成

第1種		第2種		第3種	
大型車両の出入りの多い場合		普通乗用車の多い場合		一般道路	
表層	50	表層	50	表層	50
基層	100	基層	50	下層路盤（クラッシャラン）	250
下層路盤（クラッシャラン）	300	下層路盤（クラッシャラン）	250	TA=11.25cm	

30cmとして適用

(4) 農耕地への進入路

農耕地への進入路は，「福島県土地改良事業標準設計図集」を参考として計画する。



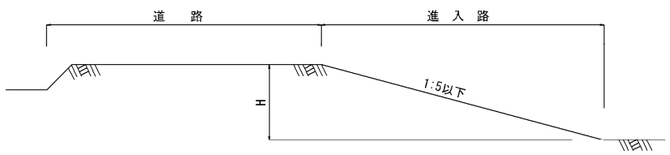
設計規格	進入路幅 A(m)	進入路高 H(m)	BF暗渠 B(m)	ヒューム管暗渠 B(m) L=2.43	ヒューム管暗渠 B(m) L=2.00
03-03	3.0	0.3～0.6	5.0	4.860 (2.0)	5.000 (2.5)
03-06		0.6～0.9	6.0	6.075 (2.5)	6.000 (3.0)
03-09		0.9～1.2	6.0	6.075 (2.5)	6.000 (3.0)
03-12		1.2～1.5	7.0	7.290 (3.0)	7.000 (3.5)
03-15		1.5～1.8	7.0	7.290 (3.0)	7.000 (3.5)
04-03	4.0	0.3～0.6	6.0	6.075 (2.5)	6.000 (3.0)
04-06		0.6～0.9	7.0	7.290 (3.0)	7.000 (3.5)
04-09		0.9～1.2	7.0	7.290 (3.0)	7.000 (3.5)
04-12		1.2～1.5	8.0	7.290 (3.0)	8.000 (4.0)
04-15		1.5～1.8	8.0	8.505 (3.5)	8.000 (4.0)
06-03	6.0	0.3～0.6	8.0	8.505 (3.5)	8.000 (4.0)
06-06		0.6～0.9	9.0	8.505 (3.5)	9.000 (4.5)
06-09		0.9～1.2	9.0	9.720 (4.0)	9.000 (4.5)
06-12		1.2～1.5	10.0	9.720 (4.0)	10.000 (5.0)
06-15		1.5～1.8	10.0	10.935 (4.5)	10.000 (5.0)

（　）内はヒューム管本数

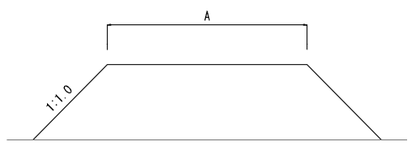
注　意　事　項

1. 基盤整地と同時に施工する場合は、心土を設置箇所に集積盛土するものとする。
2. 盛土材を搬入して設置する場合は、特別仕様書による。
3. ﾍﾞﾝﾁﾌﾘｭｰﾑ水路の場合、蓋の規格は(社)農業土木事業協会規格Ⅱ型を使用し、幅Bまで施工する。
   ただし、寸法表に示した長さは標準寸法であり、現場条件により監督員の指示に基づき長さを変更するものとする。
4. 素堀水路の場合、ヒューム管(JIS5303)B型１種を使用し、幅N本を施工する。
   ただし、寸法表に示した長さは標準寸法であり、現場条件により監督員の指示に基づき長さを変更するものとする。
5. 田区１枚に１箇所の場合はB=4.0m、田区２枚に1箇所の場合は、B=6.0mを標準とする。

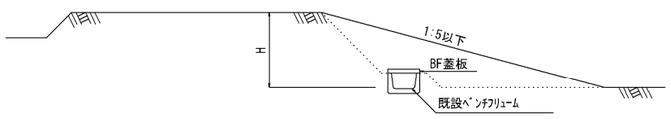
盛土型機械進入路



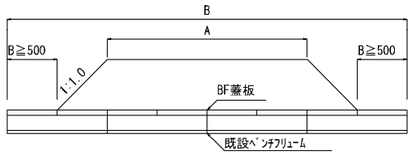
盛土型機械進入路



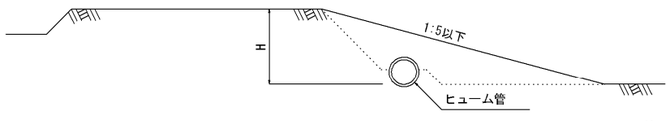
ﾍﾞﾝﾁﾌﾘｭｰﾑ型機械進入路



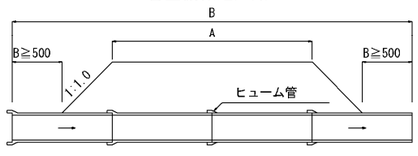
ﾍﾞﾝﾁﾌﾘｭｰﾑ型機械進入路



ﾋｭｰﾑ管型機械進入路



ﾋｭｰﾑ管型機械進入路



【設計規格】

○○ - ○○
進入路
幅A　高H

0　1,000　2,000　3,000　4,000 (mm)

※この図面はＡ１サイズ、縮尺S=1:50です

図面の名称	図面番号
機械進入路工	
測量	
設計	
製図原図	
図複写	
作成日	令和3年1月1日
図面番号	07-01[03]

福島県土地改良事業標準設計図集

図 9.7.6　進入路の標準形状

9.7.4 防護柵

(1) 設置範囲

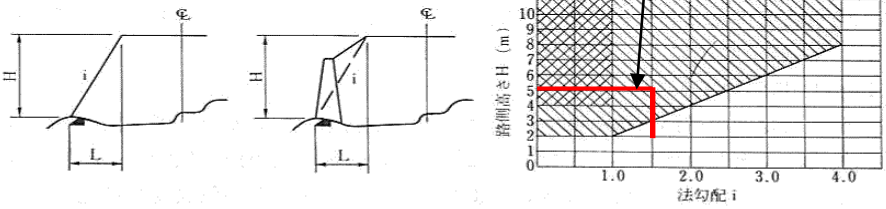
車両用防護柵は，路面と路外の高低差が下記基準の範囲にある箇所や車両逸脱により二次的な危険が考えられる箇所に設置する。

＜車両用防護柵の設置箇所＞

路外の高低差が 3.0m 以上の箇所

路側高さ 4ｍ以上，かつ法勾配 1.0 以下の区間（図―2･1･1 の▨の範囲内にある区間）については，路外の危険度が特に高い区間として車両用防護柵を設置することが必要である。

また，図―2･1･1 の▧の範囲は，▨の範囲の区間ほどではないものの，車両が路外に逸脱した場合に乗員に被害を及ぼすおそれがあると考えられる区間の目安を示したものであり，路外の危険度が高い区間と考えられる。しかし，この区間では車両が路外に逸脱した場合に，必ずしも致命的な傷害になるとは限らないと考えられることから，道路の状況と路外の危険性との比較により路外の危険度を判断することが適当な区間である。



法面勾配 1：1.5
高低差が 3.0m 以上の箇所に設置

注） 法勾配 i ：自然のままの地山の法面の勾配，盛土部における法面の勾配および構造物との関連によって想定した法面の勾配を含み，垂直高さ 1 に対する水平長さ L の割合をいう(i＝L/H)。

路側高さ H：在来地盤から路面までの垂直高さをいう。

図―2･1･1 路外の危険度が高い区間

図 9.7.7 設置位置の一般基準

(2) 種 別

防護柵の種別は当該道路の設計速度に応じて表 9.7.5 より選定する。

計画道路は，設計速度 40km/h であるのでＣ種を適用する。

表 9.7.5 種別の適用

道路の区分	設計速度	一般区間	重大な被害が発生するおそれのある区間	新幹線などと交差または近接する区間
高速自動車国道 自動車専用道路	80km/h 以上	Ａ，Ａm	ＳＢ，ＳＢm	ＳＳ
	60km/h 以下		ＳＣ，ＳＣm	ＳＡ
その他の道路	60km/h 以上	Ｂ，Ｂm，Ｂp	Ａ，Ａm，Ａp	ＳＢ，ＳＢp
	50km/h 以下	**Ｃ，Ｃm，Ｃp**	Ｂ，Ｂm，Ｂp 注）	

注）設計速度 40km/h 以下での道路では，Ｃ，Ｃm，Ｃp を使用することができる。

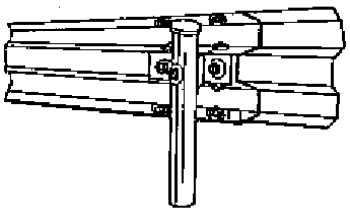
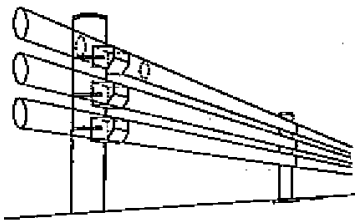
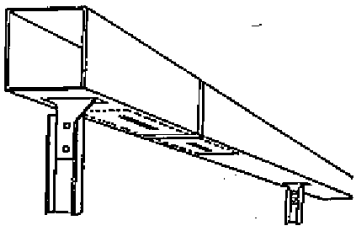
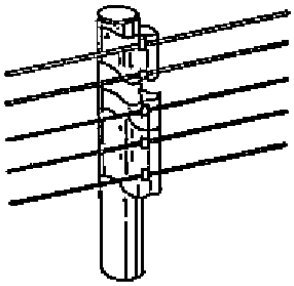
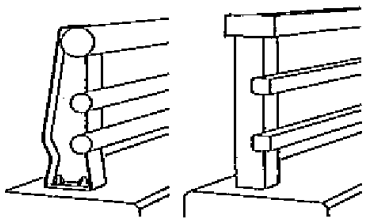
（防護柵の設置基準・同解説 p35）

(3) 形　式

車両用防護柵は，一般に表 9.7.6 に示す形式が採用される。一般道の路側ではガードレール，ガードパイプ，ガードケーブルの採用実績が多い。

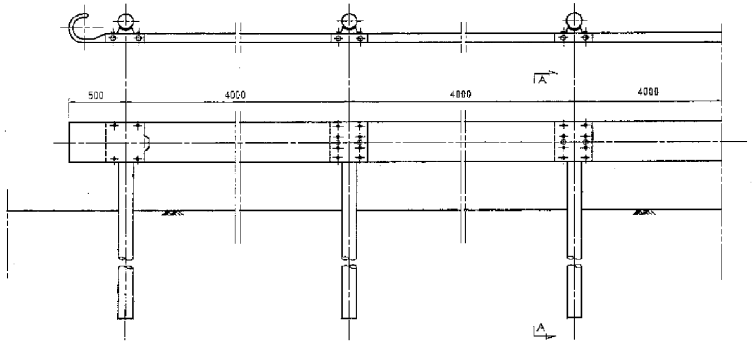
計画箇所では，周辺で用いられているガードレールを採用するものとし，「土木工事標準設計図集(H15)/東北地整」を参照する。

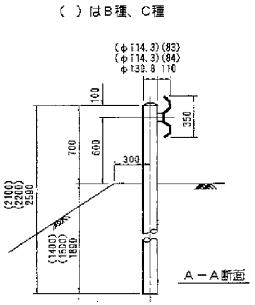
表 9.7.6　たわみ性防護柵

ガードレール	ガードパイプ	ボックスビーム
適度な剛性とじん性を有する波型断面のビームおよび支柱により構成され，車両衝突時の衝撃に対してビームの引っ張り都市中の変形で抵抗する防護柵である。破損個所の局部取替えが容易である。 	適度な剛性とじん性を有する複数のパイプのビームおよび適度な剛性とじん性を有する支柱により構成され，車両衝突時の衝撃に対してビームの引張りと支柱の変形で抵抗する防護柵である。ガードレールに比べ快適展望性において優れるが，施工性は劣る。 	高い剛性とじん性を有する一本の角形パイプのビームと比較的強度が弱い支柱により構成され，車両衝突時の衝撃に対して主ビームの曲げ強度で抵抗する防護柵である。表裏がないため，分離帯用として使用することが有利である。 
木製防護柵	**ガードケーブル**	**橋梁用ビーム型防護柵**
主としてビームに木材を用いた防護柵であり，車両衝突時に対して，木製ビームの合成と金属製接続部や支柱基礎部の変形で抵抗する防護柵である。 	弾性域内で働く複数のケーブルおよび適度な剛性とじん性を有する支柱により構成され，車両衝突時の衝撃に対してビームの引張りと支柱の変形で抵抗する防護柵である。快適展望性に優れるものの，高い衝撃度での衝突に対しては，状況によってケー物が一体として機能しない場合があるため，高規格道路の中央分離帯などでの使用は制限されている。 	高い剛性とじん性を有する複数の丸型または角形のパイプのビームと支柱により構成され，車両衝突時の衝撃に対してビームの曲げおよび支柱の合成で抵抗する防護柵であり，たわみ性防護柵の中では比較的変形業が少なく，また端部処理が比較的容易であることや景観上の観点から，橋梁，高架部なのでの使用例が多い。 

(4) 構　造

工種記号	(東北)Gr－(　)－4E (種別)　(支柱間隔)(土中用)
名　　称	路側用ガードレール(標準型)





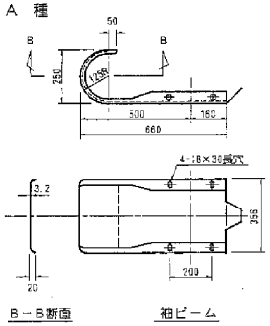
[適用条件]

種別及び型式等の選定については「防護柵の設置基準・同解説(日本道路協会)」による。

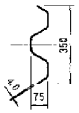
[設計表示方法]

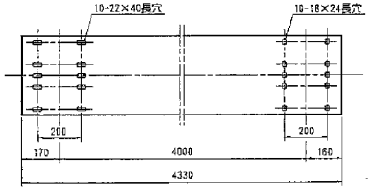
Gr－(　)－4　E－L＝OOm
(種別)　(支柱間隔)　(延長)

A　種

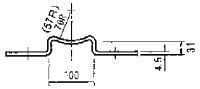


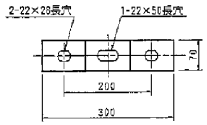
B－B断面　　袖ビーム



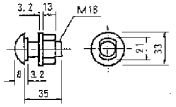


ビーム



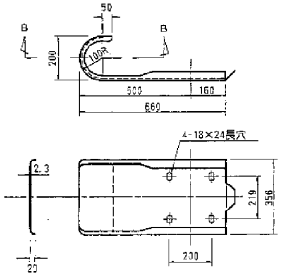


ブラケット

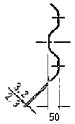


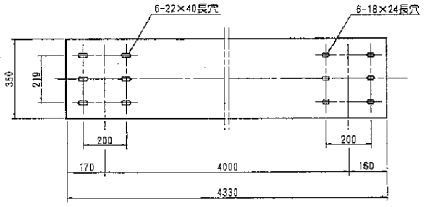
ビーム取付および継手用ボルト、ナット、ワッシャー

B種、C種



B－B断面　　袖ビーム





ビーム

( )はB種、C種

ブラケット取付用ボルト、ナット、ワッシャー

型式記号	ビーム	支柱		ブラケット
標準型 種別 支柱間隔	厚さ×幅×長さ (mm)	外径×厚さ×長さ (mm)	埋込み深さ (cm)	厚さ×幅×長さ (mm)
Gr－A－4E	4.0×350×4330	139.8×4.5×2590	189	4.5×70×300
Gr－B－4E	3.2×350×4330	114.3×4.5×2200	150	4.5×70×300
Gr－C－4E	2.3×350×4330	114.3×4.5×2100	140	4.5×70×300

9.7.5 路面標示

横断構成を定める路面標示としては，中央線，車線境界線，車道外側線，路側帯の表示などがあり，単路部における路面標示設置の基本的な考え方は表 9.7.7 のとおりである。

表 9.7.7　単路部における路面標示

種類	記号	基本的考え方
中央線	L6 L1 L2	中央帯を設けない道路で，往復分離を明示すべき場合は中央線を設置する。 片側 1 車線では，中央線は白色破線(L6)とするが，法定の追越し禁止区間では白色実線(L1)を，追越しのための右側部分はみ出し通行禁止区間では黄色実線(L2)を設置する。
車線境界線	L7 L1 L2	片側 2 車線以上の道路には，自動車の走行車線を明示するために車線境界線を設置する。 車線境界線は原則として白色破線(L7)とするが，法定の追越し禁止区間では白色実線(L1)を，追越しのための右側部分はみ出し通行禁止区間では黄色実線(L2)を設置する。
車道外側線	L1	車道と路肩の境界を明示し視線を誘導するために，原則として車道外側線を設置する。 車道外側線を設置する場合は原則として白色実線(L1)とする。

出典：路面標示設置マニュアル

計画箇所における路面標示は，基本的な考え方に従って設置するものとし，現況道路における設置状況を考慮して計画する。





図 9.7.8　現道の路面標示

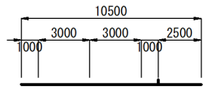
表 9.7.8　路面標示の様式

記号	形状・寸法	色彩	区画線	道路標示
L1	0.15 ※車道中央線のみ0.15～0.20	白	車道中央線 車線境界線 車道外側線	中央線 車線境界線 車両通行帯 路側帯
L2	0.15	黄		追越しのための右側部分はみ出し通行禁止 進路変更禁止 駐停車禁止
L3	0.10～0.15 0.10～0.15 0.10～0.15	白	車道中央線	中央線
L4	0.10～0.15 0.10～0.15 0.10～0.15	黄	車道中央線	追越しのための右側部分はみ出し通行禁止
L5	0.15～0.20 0.10 0.10～0.15	白		歩行者用路側帯
L6	0.15 ℓ_1 ℓ_2 $\ell_1 : \ell_2 = 1 : 1$	白	車道中央線 路上駐車場	中央線 （指導線）
L7	0.15 ℓ_1 ℓ_2 $\ell_1 : \ell_2 = 2 : 3$	白	車線境界線	車両通行帯 車線境界線

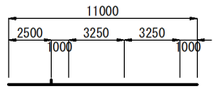
黄色表示は，警察による規制が伴うので，警察の指導に従って計画しなければならない。

S=1:100

A–A

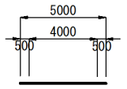


B–B



※曲線拡幅考慮の幅員

C–C



D–D

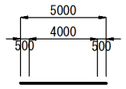


図 9.7.10　路面標示詳細図（その 1）

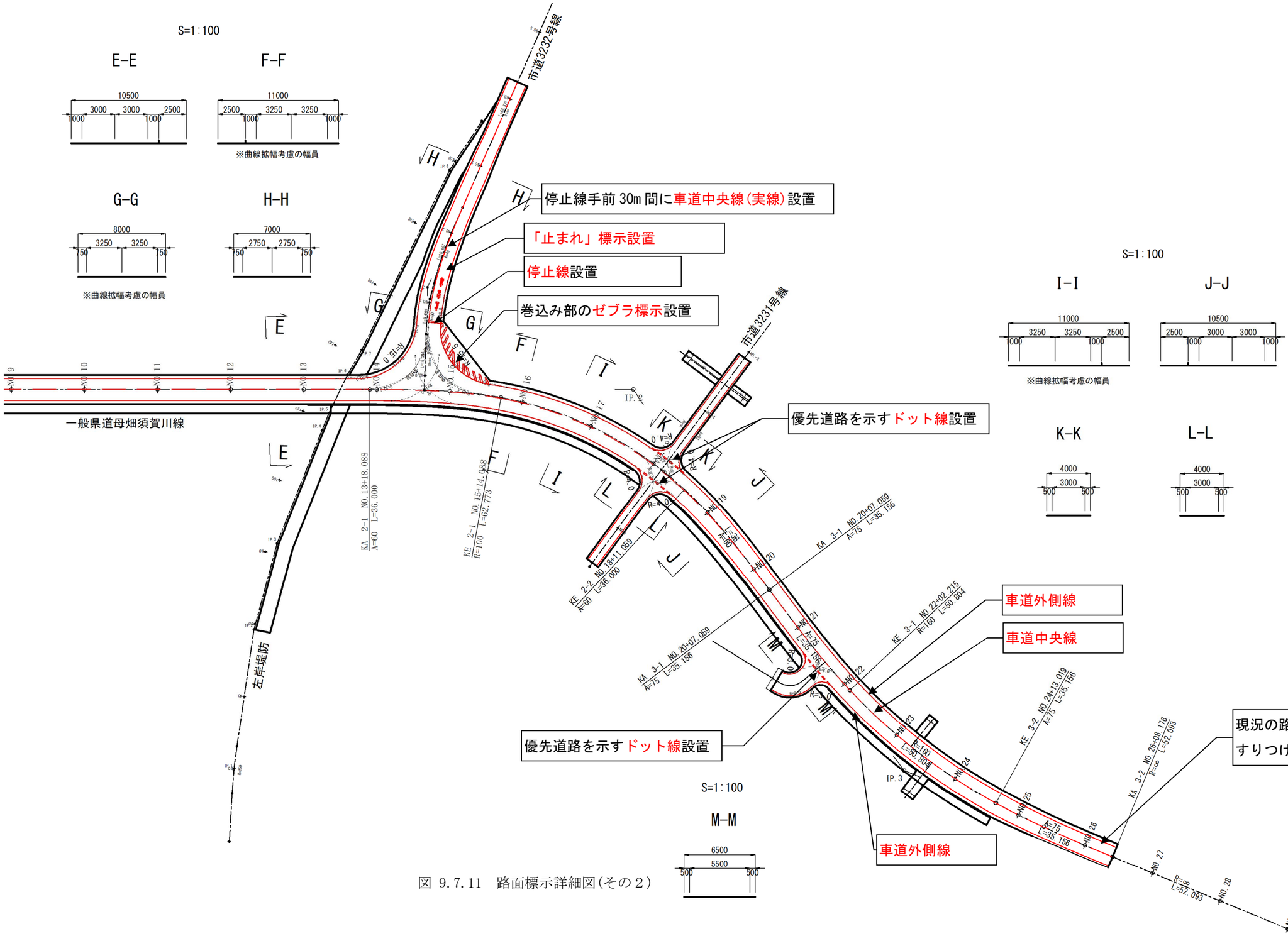


図 9.7.11　路面標示詳細図(その２)

9.8 用排水設計

9.8.1 基本方針

道路計画に伴って設置・改築される用排水路は，下記の方針により設計する。

① 設計箇所は，須賀川市の下水道(雨水)計画により流出量が設定されている。したがって，道路排水施設の設定にあたっては上流域の流出量を考慮して設計する。

② 道路排水施設の設計にあたっては，「福島県土木設計マニュアル 第3章排水工」に準拠する。

③ 水路の勾配は,現地の地形状況および計画道路の路面形状を考慮して勾配を設定する。
縦断勾配は，0.5%以上を原則とするが，コンクリート側溝の場合は0.2%程度までゆるくすることができる。

④ 排水溝(管)の断面決定は，沈泥砂，不遊物等の余裕を見込んで流出量の20%増しを排水路の設計流量とする。流量計算の径深の値などは，満流時の値を用いて算出する。

⑤ 側溝の最小断面は，流量計算にかかわらず0.3m(W)×0.3m(H)とする。

⑥ 管渠の最小断面は，以下のとおりとする。

表 9.8.1 管渠の最小径

適用箇所	最小径	備 考
街渠桝より歩道を横断し，官民境界付近の側溝または桝等に接続する場合	φ200	
道路縦断方向に街渠桝と街渠桝を連結する場合	φ300	
本線を横断して布設する場合	φ600	
取付道路（延長が短い）を横断し，維持管理に支障が無い場合	φ450	

「福島県土木設計マニュアル 第2編 3-7」

⑦ 集水桝は,側溝等の断面変化位置や屈折する箇所に設ける。なお,屈折角度が小さく,側溝製品の斜切り加工・突き合わせ接続が可能な場合は不要とする。
集水桝の内高 1.0m以上については維持管理に支障とならない断面とするとともに,昇降用金具(ステップ)を取り付ける。また，桝底の深さは，接続水路から0.2m程度の土砂溜めを確保する。

⑧ 集水桝に設ける蓋は，以下のとおりとする。

表 9.8.2 桝蓋の種類

適用箇所	蓋の種類	備考
車両の通行箇所に設置する場合	グレーチング蓋	設計荷重T-25または 通行車両の重量を考慮
歩行者の通行箇所に設置する場合	グレーチング蓋(細目)	歩道用
のり尻に設ける場合	しま鋼板蓋(t=4.5mm)	

9.8.2 用排水設計の条件

(1) 降雨確率年

道路排水施設は，道路の表面および道路敷地外からの表面水を流末まで導くための施設であり，湧水や地下水の排除などを考慮する場合もあるが，一般的には降雨による流出量を対象として設計される。降雨確率年は計画道路の種類，規格，交通量および沿道の状況を考慮して表 9.8.3，表 9.8.4 より選定する。

表 9.8.3　道路区分による選定基準

道路の種別 / 計画交通量(台/日)	高速自動車国道および自動車専用道路	一般国道	**都道府県道**	市町村道
10,000以上	A	A	A	A
10,000～4,000	A	A，B	A，B	A，B
4,000～500	A，B	B	**B**	B，C
500未満	－	－	C	C

迂回路のない道路については，その道路の重要性等を考慮して，１ランク上げても良い。

[(H21)道路土工要綱 p111]

表 9.8.4　排水施設別採用降雨確率年の標準

分　類	排水能力の高さ	降雨確率年	
		(イ)	(ロ)
A	高　い	**３　年**	10年以上(ハ)
B	**一般的**		**７　年**
C	低　い		５　年

(イ)は路面や小規模な法面など，一般の道路排水施設に適用する。
(ロ)は長大な自然斜面から流出する水を排除する道路横断排水施設，平坦な都市部で内水排除が重要な場所の道路横断排水施設など，重要な排水施設に適用する。
(ハ)道路管理上重要性の高い道路横断排水施設については 30 年程度とするのがよい。

計画道路は,計画交通量 10,000～4,000 台/日未満の一般国道であるので分類Ｂとなり，降雨確率年は，3 年および 7 年である。

表 9.8.5　排水施設の設計方法

降雨確率年	(イ) 3 年	(ロ) 7 年
適　用	路面や小規模の法面等の**一般的な排水施設**の設計	下記の**道路横断排水施設**の設計 ・長大な自然斜面の排水 ・内水排除が重要な場所の排水
排水施設名	・路面排水側溝 ・小段排水工，法尻排水工 ・短い管渠工等	道路横断管渠 道路横断函渠
降雨強度の設定方法	標準降雨強度図(3 年確率 10 分間降雨強度)を用いる	特性係数法により，確率降雨強度式を求めて，降雨強度を算出する
	(H21)道路土工要綱 p130	(H21)道路土工要綱 p131

(2) 降雨強度

「道路土工要綱(p.128)」では，降雨強度を求める方法として以下の方式があげられている。

①近傍観測所の確率降雨強度式の適用

②標準降雨強度図の利用

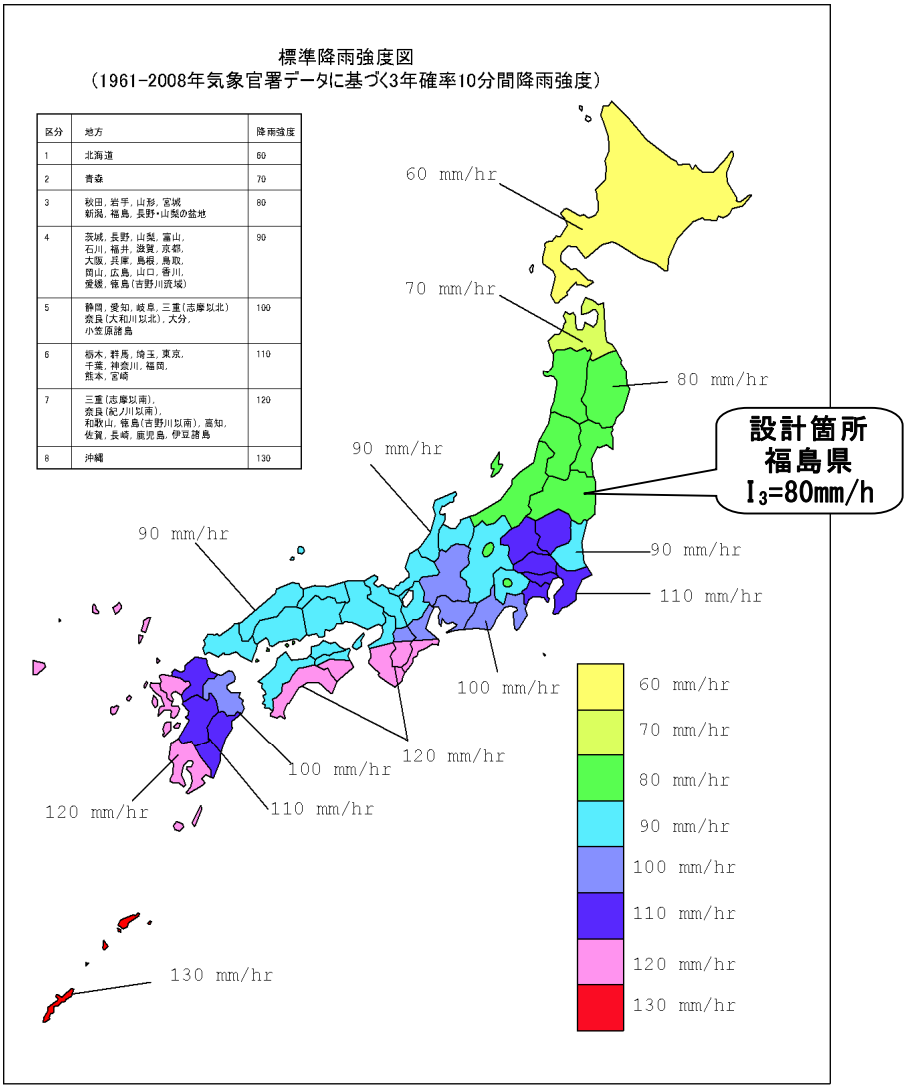
③特性係数法の適用

一般に，側溝桝のような路面排水施設の設計には上記 ②の方法が用いられる。また，道路を横断するカルバート等の重要な排水施設の設計にあたっては，上記①の方法が適用され，近傍における雨量観測所の降雨量の資料が得られない場合には③の方法が適用される。

■一般的な排水施設の設計

路面排水施設の設計は 3 年確率降雨を用い，降雨強度は図 9.8.1 より設定する。

福島県は 80mm/h である。



解図 2－14　路面排水工等に用いる標準降雨強度（３年確率 10 分間降雨強度）

[(H21)道路土工要綱 p130]

図 9.8.1　標準降雨強度(3 年確率)

■道路横断排水施設の設計

横断排水施設の断面設計に用いる降雨強度は，次式より算出する。

$$I_n = R_n \cdot \frac{a'}{t+b}$$

$$a' = b + 60$$

$$b = (60 - 10\beta_n^{10}) / (\beta_n^{10} - 1)$$

Ｉｎ　：ｎ年確率の降雨強度(mm/h)

Ｒｎ　：ｎ年確率 60 分降雨強度(mm/h)

a’，ｂ　：定数

βn^{10}　：降雨の地域特性を示す係数

ｔ　：流達時間(min)

降雨強度の算定				摘　要
項目	数式	条件値	単位	
n =		7	年確率	
Rn =		45.0	mm/h	
β^{10} =		2.25		図 9.8.2 参照 図 9.8.3 参照
b =	(60-10*2.25)/(2.25-1)=	30.0		
a’ =	30.0+60=	90.0		
t =		10.0	分	

7 年確率降雨強度

$$In = \frac{45.0}{10.0} \times \frac{90.0}{+\ 30.0} = 101.25 \quad mm/h$$

設計降雨強度　102 mm/h

流達時間が 10 分未満の場合は，10 分とする。

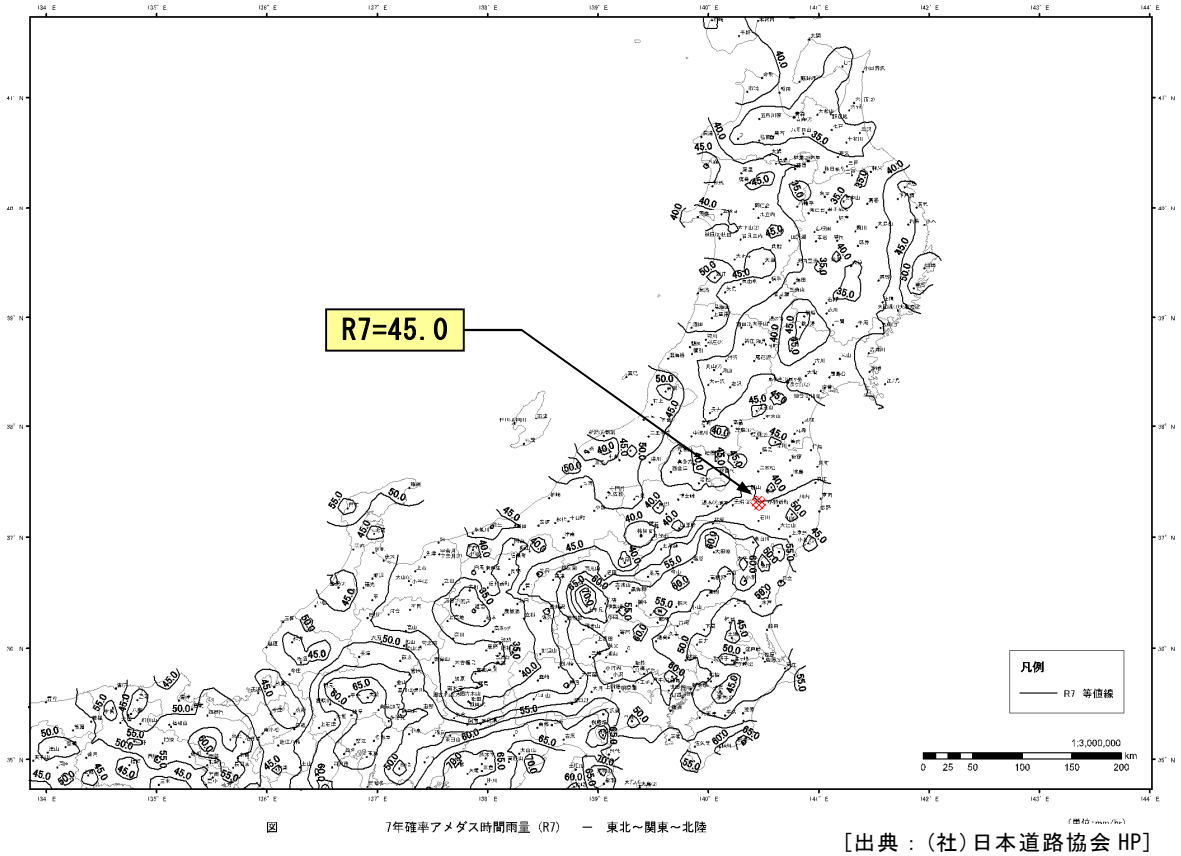


図　7年確率アメダス時間雨量（R7）　－　東北～関東～北陸

［出典：(社)日本道路協会 HP］

図 9.8.2　7 年確率 60 分降雨強度(Ｒｎ)

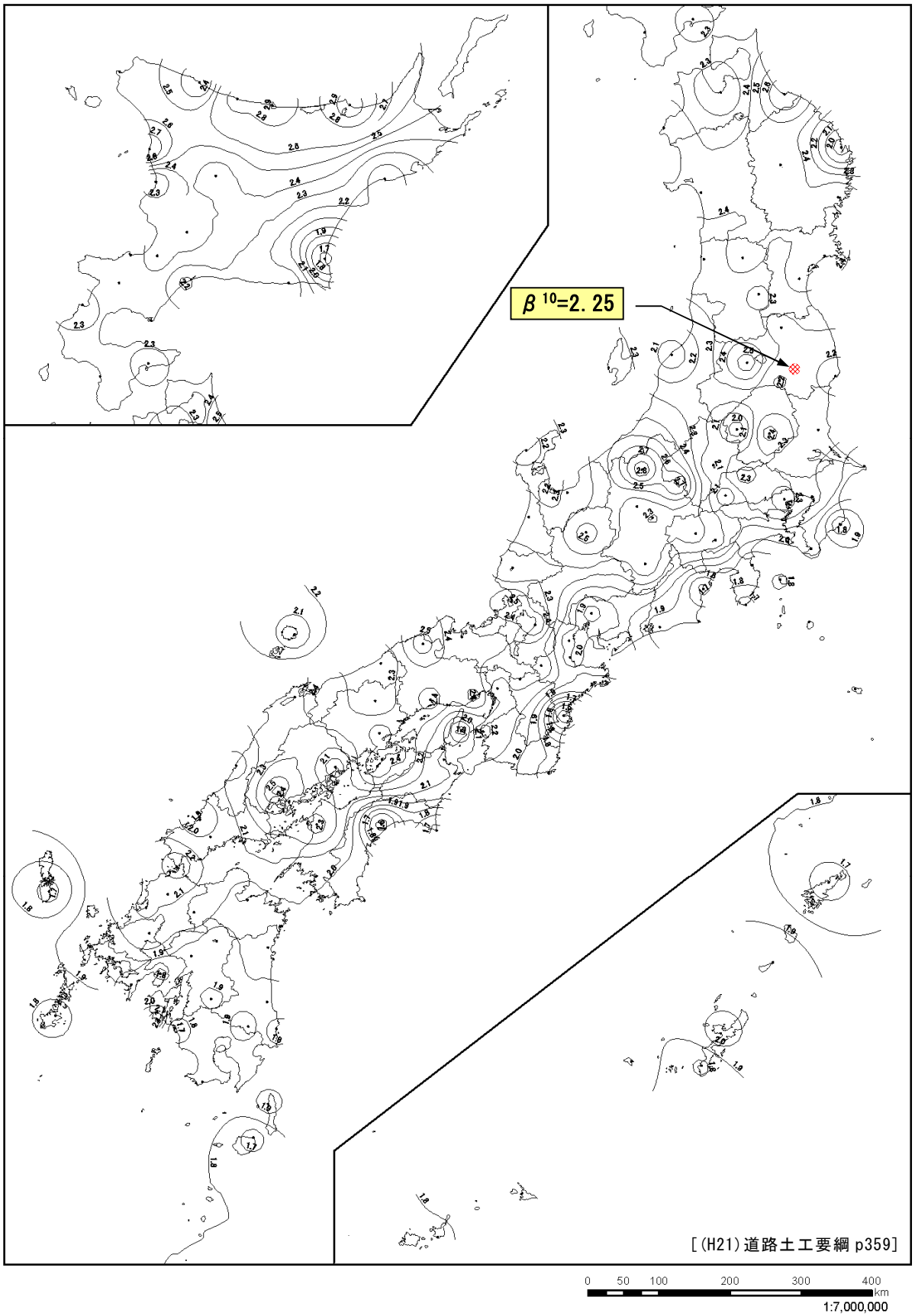


図 9.8.3　降雨の地域特性を示す係数 β_{10} 図

(3) 流達時間の算出

流達時間は，集水区域の最遠点から排水施設に達するまでの時間(流入時間 t1)と管渠等を流れて計画地点に達するまでの時間(流下時間 t2)の合計で算出される。

■流入時間(t1)の算出

流入時間は，「道路土工要綱 p.366」より，次式を用いて算出する。

$$t1=1.445\left(\frac{N\cdot L}{\sqrt{S}}\right)^{0.467} \qquad L\leqq 370m$$

ここに，　t1：流入時間(min)

Ｌ：流下長(m)

Ｓ：勾配

Ｎ：Kerby の粗度係数

表 9.8.6　Kerby の粗度係数 N

工　　種	粗度係数
アスファルト，コンクリート面	0.013
滑らかな不浸透面	0.02
滑らかな締固め土面	0.10
低密な芝地面，耕地	0.20
芝地牧草地	0.40
落葉樹林	0.60
針葉樹林	0.80

■流下時間(t2)の算出

流下時間は，「中小河川計画の手引き/中小河川計画研究会 p.57」を準用し，次式を用いて算出する。

$$t2=\frac{L}{60\cdot W}$$

ここに，　t2：流下時間(min)

Ｌ：流路長(m)

Ｗ：洪水伝播速度(m/s)

I	1/100 以上	1/100～1/200	1/200 以下
W	3.5m/s	3.0m/s	2.1m/s

(4) 流出係数

流出係数は表 9.8.7 のとおりとする。

表 9.8.7　流出係数

① 路面排水施設など降雨確率年の低い排水施設

地表面の工種別基礎流出係数

地表面の種類		流出係数 範囲	採用値
路　面	舗　装	0.70 ～ 0.95	0.95
	砂利道	0.30 ～ 0.70	0.70
路肩，法面など	細粒土	0.40 ～ 0.65	0.65
	粗粒土	0.10 ～ 0.30	0.30
	硬　岩	0.70 ～ 0.85	0.85
	軟　岩	0.50 ～ 0.75	0.75
砂質土の芝生	勾配0～2%	0.05 ～ 0.10	0.10
	勾配2～7%	0.10 ～ 0.15	0.15
	勾配7%以上	0.15 ～ 0.20	0.20
粘性土の芝生	勾配0～2%	0.13 ～ 0.17	0.17
	勾配2～7%	0.18 ～ 0.22	0.22
	勾配7%以上	0.25 ～ 0.35	0.35
屋　根		0.75 ～ 0.95	0.95
間　地		0.20 ～ 0.40	0.40
芝，樹林の多い公園		0.10 ～ 0.25	0.25
勾配の緩い山地		0.20 ～ 0.40	0.40
勾配の急な山地		0.40 ～ 0.60	0.60
田，水田		0.70 ～ 0.80	0.80
畑		0.10 ～ 0.30	0.30

用途地域別平均流出係数

用地地域の種類		流出係数 範囲	採用値
商業地域	下町	0.70 ～ 0.95	0.95
	下町の近隣区域	0.50 ～ 0.70	0.70
工業地域	あまり密集していない地域	0.50 ～ 0.80	0.80
	密集している地域	0.60 ～ 0.90	0.90
住宅地域	間地の少ない住宅地域	0.65 ～ 0.80	0.80
	アパート区域	0.50 ～ 0.70	0.70
	間地庭園の多い住宅区域	0.30 ～ 0.50	0.50
緑地，その他	公園，墓地	0.10 ～ 0.25	0.25
	競技場	0.20 ～ 0.35	0.35
	鉄道操車場	0.20 ～ 0.40	0.40
	田畑，林など	0.10 ～ 0.30	0.30

② カルバートのように降雨確率年の比較的高い排水施設

流出係数

地域の種類	流出係数 範囲	採用値
路面および法面	0.70 ～ 1.00	1.00
急峻な山地	0.75 ～ 0.90	0.90
緩い山地	0.70 ～ 0.80	0.80
起伏のある土地および樹林	0.50 ～ 0.75	0.75
平坦な耕地	0.45 ～ 0.60	0.60
たんすいした水田	0.70 ～ 0.80	0.80
市　街	0.60 ～ 0.90	0.90
森林地帯	0.20 ～ 0.40	0.40
山地河川流域	0.75 ～ 0.85	0.85
平地河川流域	0.45 ～ 0.75	0.75
半分以上平地の大河川流域	0.50 ～ 0.75	0.75

9.8.3 右岸側の現況水路

須賀川市小作田地区（右岸側）における下水道計画(雨水)の区画割施設平面図を図 9.8.4 に示す。

道路改築に伴い，雨水排水系統の水路に改築が生じるため，道路排水施設の設計にあたっては，雨水排水流域を考慮する。

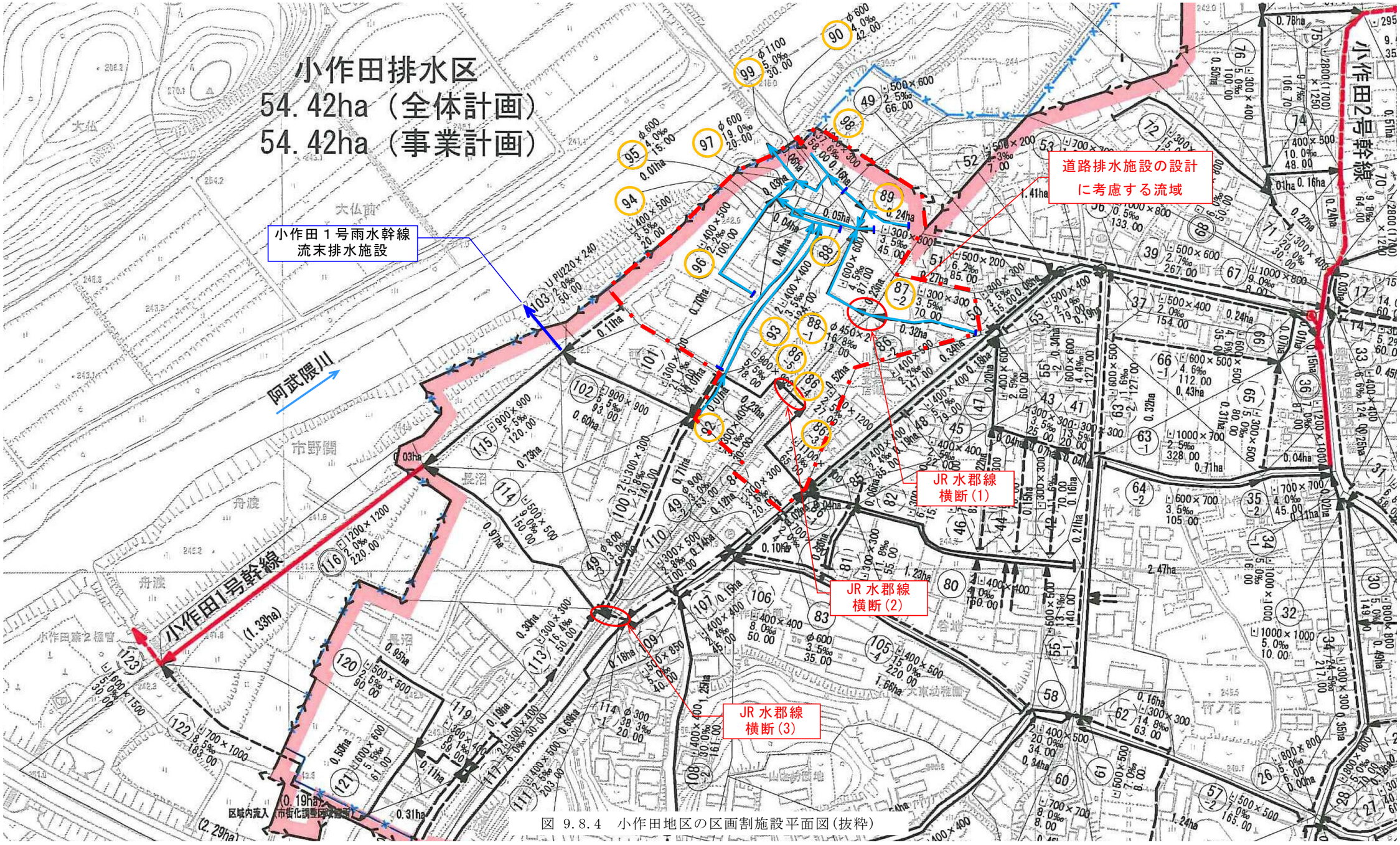


図 9.8.4　小作田地区の区画割施設平面図(抜粋)

流 量 計 算 書（雨 水）

小作田排水区

管記号	面積 各線 市街化区域	面積 各線 市街化調整区域	面積 各線 区域外流入	面積 各線 合計	面積 通加 市街化区域	面積 通加 市街化調整区域	面積 通加 小計	面積 通加 区域外流入	面積 通加 合計	延長 各線	延長 最長	流達時間	流出量 雨水量 ヘクタール当たり降水量	流出量 雨水量 総量	流出量 汚水量	流出量 総水量	計画下水管 断面	計画下水管 勾配	計画下水管 流速	計画下水管 流量	計画下水管 管底高 起点 終点	計画下水管 地盤高 起点 終点	計画下水管 上被り 起点 終点	備考
	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	m	m	min	$m^3/s \cdot ha$	m^3/s	m^3/s	m^3/s	mm	‰	m/s	m^3/s	m	m	m	
107	0.15			0.15	0.15		0.15		0.15	45.00	45.00	7.5	0.364	0.027		0.027	□400x400	2.4	0.81	0.103	244.200 244.092	244.60 244.57	0.00 0.08	既設
			49-3 へ流入																					
108-1	0.87			0.87	0.87		0.87		0.87	84.00	84.00	7.9	0.358	0.156		0.156	□300x300	128.4	4.88	0.351	271.766 260.980	272.07 261.28	0.00 0.00	既設
108-2	1.25			1.25	2.12		2.12		2.12	161.00	245.00	9.7	0.337	0.357		0.357	□400x400	30.0	2.86	0.366	249.000 244.170	261.28 244.57	11.88 0.00	新設
			49-3 へ流入																					
110	0.14			0.14	0.14		0.14		0.14	100.00	100.00	8.1	0.356	0.025		0.025	□300x500	2.8	0.81	0.097	244.100 243.820	244.60 244.57	0.00 0.25	既設
			49-3 へ流入																					
86	0.59			0.59	0.59		0.59		0.59	154.00	154.00	8.7	0.348	0.103		0.103	□300x500	6.0	1.18	0.141	244.284 243.360	244.82 243.86	0.04 0.00	新設
			88-1 へ流入																					
87-2	0.32			0.32	0.32		0.32		0.32	70.00	70.00	7.8	0.360	0.058		0.058	□300x300	3.5	0.81	0.058	243.470 243.225	243.77 243.86	0.00 0.34	既設
88-1					0.91		0.91		0.91	12.00	166.00	8.8	0.347	0.158		0.158	2× ⊙450	16.8	2.33	0.740	242.679 242.477	243.86 244.13	0.69 1.17	既設
88	0.22			0.22	1.13		1.13		1.13	87.00	253.00	9.8	0.336	0.190		0.190	□600x600	4.5	1.45	0.418	242.327 241.935	244.13 244.29	1.20 1.76	新設
			90 へ流入																					
89	0.24			0.24	0.24		0.24		0.24	45.00	45.00	7.5	0.364	0.044		0.044	□300x300	3.5	0.81	0.058	244.000 243.842	244.30 244.29	0.00 0.15	既設
90	0.05			0.05	1.42		1.42		1.42	42.00	295.00	10.3	0.330	0.234		0.234	⊙600	4.0	1.37	0.388	241.935 241.767	244.29 243.28	1.71 0.86	新設
			95 へ流入																					
92	0.15			0.15	0.15		0.15		0.15	30.00	30.00	7.3	0.366	0.027		0.027	□300x400	3.1	0.81	0.078	242.890 242.797	243.29 244.04	0.00 0.84	既設
93	0.54			0.54	0.69		0.69		0.69	124.00	154.00	8.7	0.348	0.120		0.120	2× □400x400	3.5	0.98	0.250	242.797 242.363	244.04 243.50	0.84 0.74	新設
94	0.04			0.04	0.73		0.73		0.73	20.00	174.00	8.9	0.346	0.126		0.126	□400x500	3.5	1.03	0.165	242.263 242.193	243.50 243.28	0.71 0.59	新設
95	0.01			0.01	2.16		2.16		2.16	15.00	310.00	10.4	0.329	0.355		0.355	⊙600	4.0	1.37	0.388	241.767 241.707	243.28 243.28	0.86 0.92	新設
			97 へ流入																					
96	0.70			0.70	0.70		0.70		0.70	100.00	100.00	8.1	0.356	0.125		0.125	□400x500	2.2	0.82	0.131	242.790 242.570	243.29 243.28	0.00 0.21	新設

雨水流出量　Q＝1/360×C×I7×A　(m3/sec)
降雨強度式　I7＝3,600／（t＋20）　(mm/hr)
流出係数　C－0.50
排水面積　A　(ha)

流達時間　t＝t1＋t2　(min)
流入時間　t1　(min)
流下時間　t2　(min)

※流入時間　t1
・基本はt1＝7min
・地区外流入等はカーペイ式を参考としている
t1＝（2/3×3.28×L×n/S0.5）0.467　(min)
ここに、L；斜面距離　(m)　S；斜面 n；遅滞係数 落葉樹林 → n=0.60
耕地 → n=0.20

※流下時間　t2
t2＝L／(60×v)　(min)

ここに、L；路線延長　(m)
v；平均流速　1.5m/s

流 量 計 算 書（雨 水）

小作田排水区

管記号	面積 各線 市街化区域 ha	面積 各線 市街化調整区域 ha	面積 各線 区域外流入 ha	面積 各線 合計 ha	面積 通加 市街化区域 ha	面積 通加 市街化調整区域 ha	面積 通加 小計 ha	面積 通加 区域外流入 ha	面積 通加 合計 ha	延長 各線 m	延長 最長 m	流達時間 min	流出量 雨水量 ヘクタール当たり降水量 m³/s・ha	流出量 雨水量 総量 m³/s	流出量 汚水量 m³/s	流出量 総水量 m³/s	計画下水管 断面 mm	勾配 ‰	流速 m/s	流量 m³/s	管底高 起点 終点 m	地盤高 起点 終点 m	上被り 起点 終点 m	備考
97	0.03			0.03	2.89		2.89		2.89	20.00	330.00	10.7	0.326	0.471		0.471	⊙600	19.0	2.99	0.846	241.480 241.100	243.28 242.35	1.15 0.60	既設
			99	へ流入																				
98	0.16			0.16	0.16		0.16		0.16	58.00	58.00	7.6	0.362	0.029		0.029	□300x300	37.6	2.64	0.190	241.230 242.049	241.53 242.35	0.00 0.00	既設
99	0.06			0.06	3.11		3.11		3.11	30.00	360.00	11.0	0.323	0.502		0.502	⊙1100	5.0	2.30	2.186	240.462 240.312	242.35 242.10	0.70 0.60	既設
			阿武隈川	へ流入																				
100	0.67			0.67	0.67		0.67		0.67	140.00	140.00	8.6	0.350	0.117		0.117	2× □300x300	3.9	0.98	0.141	243.530 242.984	243.83 243.29	0.00 0.01	既設
			102	へ流入																				
101	0.07			0.07	0.07		0.07		0.07	35.00	35.00	7.4	0.365	0.013		0.013	□300x400	21.4	2.13	0.205	243.639 242.890	244.04 243.29	0.00 0.00	既設
102	0.60			0.60	1.34		1.34		1.34	93.00	233.00	9.6	0.338	0.226		0.226	700 U 500x800	11.0	2.45	0.909	242.483 241.460	243.29 242.26	0.01 0.00	既設
			104	へ流入																				
103	0.11			0.11	0.11		0.11		0.11	50.00	50.00	7.6	0.362	0.020		0.020	240 U PU220x240	2.0	0.62	0.026	242.120 242.020	242.36 242.26	0.00 0.00	既設
104	0.04			0.04	1.49		1.49		1.49	25.00	258.00	9.9	0.334	0.249		0.249	⊙600	5.0	1.54	0.434	240.975 240.850	242.26 242.10	0.64 0.60	既設
			阿武隈川	へ流入																				
109	0.18			0.18	0.18		0.18		0.18	40.00	40.00	7.4	0.365	0.033		0.033	□500x850	5.0	1.75	0.596	243.710 243.510	244.57 244.36	0.01 0.00	既設
			114-1	へ流入																				
111	0.69			0.69	0.69		0.69		0.69	203.00	203.00	9.3	0.341	0.118		0.118	□400x500	2.5	0.87	0.139	243.890 243.382	244.39 244.36	0.00 0.48	新設
			114-1	へ流入																				
113	0.30			0.30	0.30		0.30		0.30	50.00	50.00	7.6	0.362	0.054		0.054	□300x300	16.4	1.74	0.126	244.380 243.560	244.68 243.86	0.00 0.00	既設
			114	へ流入																				
114-1					0.87		0.87		0.87	20.00	223.00	9.5	0.339	0.147		0.147	⊙300	38.3	2.68	0.189	243.098 242.333	244.36 243.86	0.93 1.20	既設
114	0.97			0.97	2.14		2.14		2.14	150.00	373.00	11.1	0.322	0.344		0.344	□500x500	9.0	1.82	0.363	242.333 240.983	243.86 241.50	1.03 0.02	新設
			116	へ流入																				

雨水流出量　Q＝1/360×C×I7×A　(m3/sec)
降雨強度式　I7＝3,600／（t＋20）　(mm/hr)
流出係数　C－0.50
排水面積　A　(ha)

流達時間　t＝t1＋t2　(min)
流入時間　t1　(min)
流下時間　t2　(min)

※流入時間　t1
・基本はt1＝7min
・地区外流入等はカーペイ式を参考としている
t1－（2/3×3.28×L×n／S0.5）0.467　(min)
ここに、L；斜面距離　(m)　S；斜面　n；遅滞係数 落葉樹林 → n=0.60
耕地 → n=0.20

※流下時間　t2
t2＝L／(60×v)　(min)

ここに、L；路線延長　(m)
v；平均流速　1.5m/s

道路排水計画に関わる現況水路の流出量(計画)を抜粋すると，以下のとおりである。

番号	面積 ha	流出係数	流達時間 min	降雨強度 mm/h	流出量 m3/s	計画断面	計画勾配	通水能力 m3/s
88	1.13	0.5	9.8	120.8	0.190	U-B600-H600	0.45%	0.418
93	0.69	0.5	8.7	125.4	0.120	2-U-B400-H400	0.40%	0.250
96	0.70	0.5	8.1	128.1	0.125	U-B400-H500	0.22%	0.131
98	0.16	0.5	7.6	130.4	0.029	U-B300-H300	3.76%	0.190

現地踏査を踏まえ，現況水路の状況を図 9.8.5 に示す。また，現況流下能力の推定結果を表 9.8.9 に示す。

＜番号 93 水路について＞

市道 7122 号線の路側に設置されている側溝（番号 93）は，下水道(雨水)計画で設定されている水路断面による整備は行われていない。また，現況側溝の流下能力は，計画流出量に満たないものである。したがって，道路改良に伴う水路の改築に対しては，現況の流下能力を確保する同等断面により機能補償する。

＜番号 96 水路について＞

番号 96 の水路は，現況流末部が計画道路敷内のため廃止され，樋門統廃合検討（別途，予備検討あり）の結果より上流側に流向が変更となる。したがって，本設計の対象としないものとする。

以上を踏まえ，道路排水の設計に考慮する流出量は以下のとおりとする。

表 9.8.8　道路設計で考慮する現況流出量

現況上流水路	本業務の取扱い	流出量(m3/s)	備　考
番号 88	下水道(雨水)計画の計画流量を考慮する	0.190	Q1
番号 93	現況流下能力の流量を考慮する	0.078(町側) 0.016(川側)	Q2 Q3
番号 96	下水道(雨水)計画の計画流量を考慮する	0.125	Q4
番号 98	道路排水側溝として改築する		

■現地の状況

番号：88





U-B600-H600 で整備済みである

番号：93





現況は U-B300-H300 であり，計画断面となっていない。

番号：96



現況は U-B300-H400 であり，計画断面となっていない。

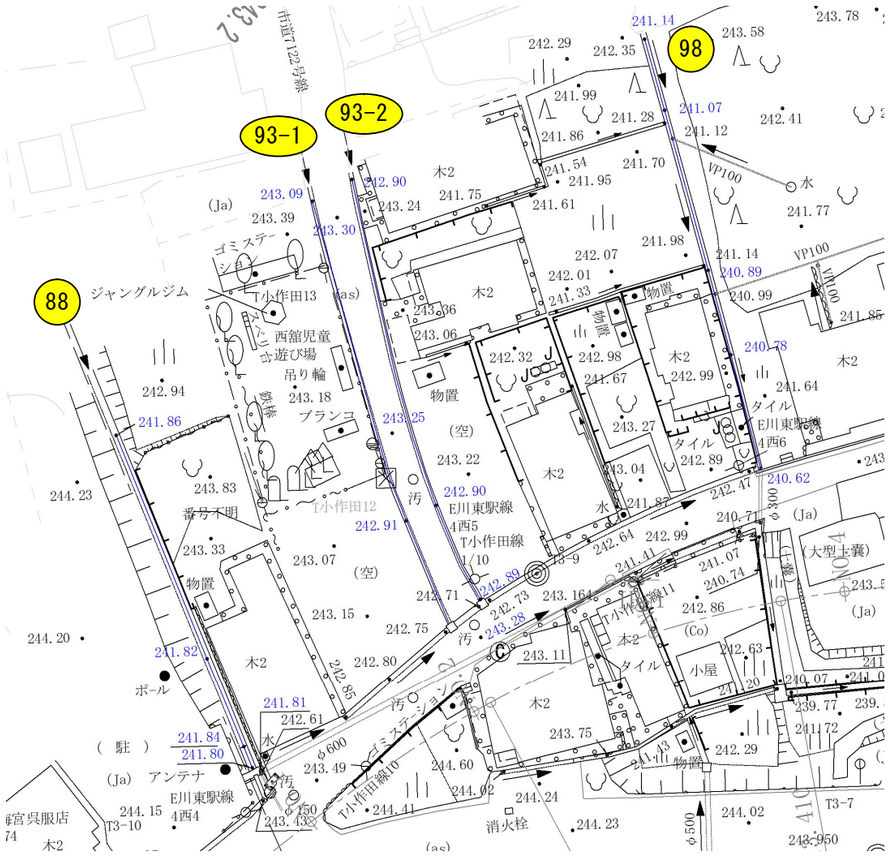
番号：98



現況は VS-B300-H900(可変勾配側溝)であり，U-B300-H300 以上の断面となっている。

図 9.8.5　現況水路状況（右岸側）

表 9.8.9　右岸側現況水路の流下能力



	番号：88			
	距離(m)	標高(m)	Δh(m)	勾配
1		241.86		
2	24.59	241.82	0.040	0.163%
3	9.71	241.84	-0.020	-0.206%
4	2.31	241.80	0.040	1.732%
5				
6				
計	36.61		0.06	0.164%

	番号：93-1			
	距離(m)	標高(m)	Δh(m)	勾配
1		243.09		
2	33.94	242.91	0.180	0.530%
3				
4				
5				
6				
計	33.94		0.18	0.530%

	番号：93-2			
	距離(m)	標高(m)	Δh(m)	勾配
1		242.90		
2	34.34	242.90	0.000	0.000%
3	10.59	242.89	0.010	0.094%
4				
5				
6				
計	44.93		0.01	0.022%

	番号：98			
	距離(m)	標高(m)	Δh(m)	勾配
1		241.14		
2	7.51	241.07	0.070	0.932%
3	16.92	240.89	0.180	1.064%
4	8.92	240.78	0.110	1.233%
5	11.95	240.62	0.160	1.339%
6				
計	45.30		0.52	1.148%

位　置	番号：88	番号：93-1	番号：93-2	番号：98
現況水路断面	U-B600-H600	U-B300-H300	U-B300-H300	U-B300-H400
現況流下能力	Q=0.266 m3/s	Q=0.078 m3/s	Q=0.016 m3/s	Q=0.159 m3/s
水理計算 (8割水深)	■水路寸法 上　幅 B1 = 0.600 m 左側壁幅 B2 = 0.035 m 下　幅 W2 = 0.530 m 右側壁幅 B3 = 0.035 m 高　さ H = 0.600 m 左側壁面勾配 m1 = 1:0.058 右側壁面勾配 m2 = 1:0.058 左側斜比 L1 = 1.0017 H 右側斜比 L2 = 1.0017 H ■水路の通水量の計算 通水断面 水　面　幅 W1 = 0.586 m 下　幅 W2 = 0.530 m 水　深 h = 0.480 m 合成粗度係数 n = 0.013 水路勾配 I = 0.164% Q1 潤辺 P / 粗度係数 n / P･n L1 0.4808 / 0.013 / 0.00625 W2 0.5300 / 0.013 / 0.00689 L2 0.4808 / 0.013 / 0.00625 Σ 1.4916 / 0.01939 断　面　積 A = (0.586+0.53)/2*0.48 = 0.268 m2 潤　辺 P = 0.48*(1.0017+1.0017)+0.53 = 1.4916 m 径　深 R = 0.268/1.4916 = 0.1797 平均流速 V = 0.1797^(2/3)*√(0.00164)/0.013 = 0.992 m/s 通　水　量 Q = 0.268*0.992 = 0.266 m3/s	■水路寸法 上　幅 B1 = 0.300 m 左側壁幅 B2 = 0.010 m 下　幅 W2 = 0.280 m 右側壁幅 B3 = 0.010 m 高　さ H = 0.300 m 左側壁面勾配 m1 = 1:0.033 右側壁面勾配 m2 = 1:0.033 左側斜比 L1 = 1.0006 H 右側斜比 L2 = 1.0006 H ■水路の通水量の計算 通水断面 水　面　幅 W1 = 0.296 m 下　幅 W2 = 0.280 m 水　深 h = 0.240 m 合成粗度係数 n = 0.013 水路勾配 I = 0.530% Q2 潤辺 P / 粗度係数 n / P･n L1 0.2401 / 0.013 / 0.00312 W2 0.2800 / 0.013 / 0.00364 L2 0.2401 / 0.013 / 0.00312 Σ 0.7603 / 0.00988 断　面　積 A = (0.296+0.28)/2*0.24 = 0.069 m2 潤　辺 P = 0.24*(1.0006+1.0006)+0.28 = 0.7603 m 径　深 R = 0.069/0.7603 = 0.0908 平均流速 V = 0.0908^(2/3)*√(0.0053)/0.013 = 1.131 m/s 通　水　量 Q = 0.069*1.131 = 0.078 m3/s	■水路寸法 上　幅 B1 = 0.300 m 左側壁幅 B2 = 0.010 m 下　幅 W2 = 0.280 m 右側壁幅 B3 = 0.010 m 高　さ H = 0.300 m 左側壁面勾配 m1 = 1:0.033 右側壁面勾配 m2 = 1:0.033 左側斜比 L1 = 1.0006 H 右側斜比 L2 = 1.0006 H ■水路の通水量の計算 通水断面 水　面　幅 W1 = 0.296 m 下　幅 W2 = 0.280 m 水　深 h = 0.240 m 合成粗度係数 n = 0.013 水路勾配 I = 0.022% Q3 潤辺 P / 粗度係数 n / P･n L1 0.2401 / 0.013 / 0.00312 W2 0.2800 / 0.013 / 0.00364 L2 0.2401 / 0.013 / 0.00312 Σ 0.7603 / 0.00988 断　面　積 A = (0.296+0.28)/2*0.24 = 0.069 m2 潤　辺 P = 0.24*(1.0006+1.0006)+0.28 = 0.7603 m 径　深 R = 0.069/0.7603 = 0.0908 平均流速 V = 0.0908^(2/3)*√(0.00022)/0.013 = 0.230 m/s 通　水　量 Q = 0.069*0.23 = 0.016 m3/s	■水路寸法 上　幅 B1 = 0.300 m 左側壁幅 B2 = 0.015 m 下　幅 W2 = 0.270 m 右側壁幅 B3 = 0.015 m 高　さ H = 0.400 m 左側壁面勾配 m1 = 1:0.038 右側壁面勾配 m2 = 1:0.038 左側斜比 L1 = 1.0007 H 右側斜比 L2 = 1.0007 H ■水路の通水量の計算 通水断面 水　面　幅 W1 = 0.294 m 下　幅 W2 = 0.270 m 水　深 h = 0.320 m 合成粗度係数 n = 0.013 水路勾配 I = 1.148% Q4 潤辺 P / 粗度係数 n / P･n L1 0.3202 / 0.013 / 0.00416 W2 0.2700 / 0.013 / 0.00351 L2 0.3202 / 0.013 / 0.00416 Σ 0.9104 / 0.01184 断　面　積 A = (0.294+0.27)/2*0.32 = 0.090 m2 潤　辺 P = 0.32*(1.0007+1.0007)+0.27 = 0.9104 m 径　深 R = 0.09/0.9104 = 0.0989 平均流速 V = 0.0989^(2/3)*√(0.01148)/0.013 = 1.763 m/s 通　水　量 Q = 0.09*1.763 = 0.159 m3/s
備　考	計画流量 0.190 m3/s：流下能力を有する	計画流量(番号 93)0.120 m3/s：現況は計画流量を満たしていない		計画流量 0.125 m3/s：流下能力を有する

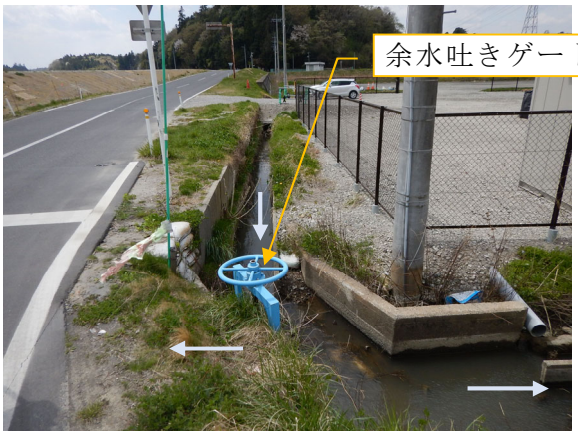
9.8.4 左岸側の現況水路

左岸側の道路計画箇所は，農耕地を通過するルートであり，現況の用水路及び排水路に対して機能補償が必要である。現地踏査を踏まえ，現況水路の状況を図 9.8.6 に示す。また，現況流下能力の推定結果を表 9.8.10 に示す。

■現地の状況

市道 3232 号線法尻





U-B700-H700 で整備済みである

農業排水路



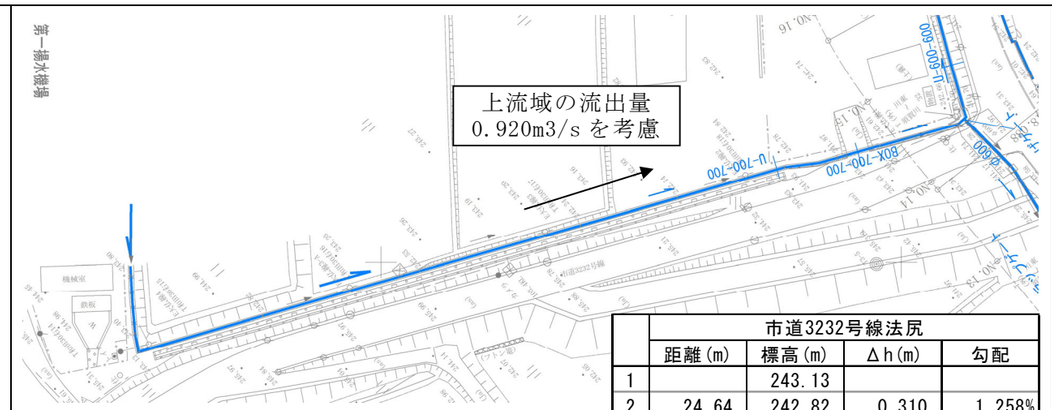
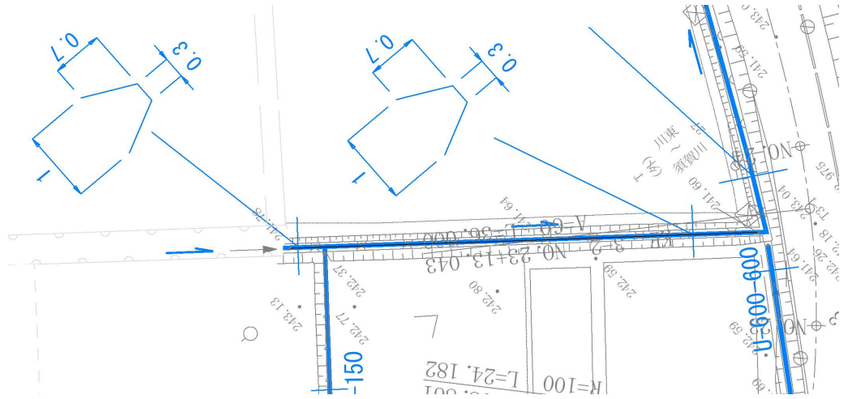
現況は台形断面 B1000(300)-H700 であり，農業排水路として機能している。

図 9.8.6　現況水路状況（左岸側）

市道 3232 号線法尻水路は，用水路として設置されているが，パイプラインの整備により用水の利用はない。また，樋門統廃合検討（別途，予備検討あり）において，左岸上流域から下流の和田樋門に至る堤脚水路として位置づけられている。

ここでは，樋門統廃合検討で定められた上流域の流出量（Q=0.920 m3/s）を考慮して設計する。

表 9.8.10　左岸側現況水路の流下能力

説明図	 市道3232号線法尻	 農業排水路
位　置	市道 3232 号線法尻	農業排水路
現況水路断面	U-B700-H700	台形-B1000(300)-H700
現況流下能力	Q=0.922 m3/s	Q=0.271 m3/s
水理計算 (8 割水深)	■水路寸法 上　幅 B1 = 0.700 m 左側壁幅 B2 = 0.035 m 下　幅 W2 = 0.630 m 右側壁幅 B3 = 0.035 m 高　さ H = 0.700 m 左側壁面勾配 m1 = 1:0.050 右側壁面勾配 m2 = 1:0.050 左側斜比 L1 = 1.0012 H 右側斜比 L2 = 1.0012 H ■水路の通水量の計算 通水断面 水　面　幅 W1 = 0.686 m 下　幅 W2 = 0.630 m 水　深 h = 0.560 m 合成粗度係数 n = 0.013 水路勾配 I = 0.850% Q5 断　面　積 A = (0.686+0.63)/2*0.56 = 0.368 m2 潤　辺 P = 0.56*(1.0012+1.0012)+0.63 = 1.7513 m 径　深 R = 0.368/1.7513 = 0.2101 平均流速 V = 0.2101^(2/3)*√(0.0085)/0.013 = 2.506 m/s 通　水　量 Q = 0.368*2.506 = 0.922 m3/s	■水路寸法 上　幅 B1 = 1.000 m 左側壁幅 B2 = 0.350 m 下　幅 W2 = 0.300 m 右側壁幅 B3 = 0.350 m 高　さ H = 0.700 m 左側壁面勾配 m1 = 1:0.500 右側壁面勾配 m2 = 1:0.500 左側斜比 L1 = 1.1180 H 右側斜比 L2 = 1.1180 H ■水路の通水量の計算 通水断面 水　面　幅 W1 = 0.860 m 下　幅 W2 = 0.300 m 水　深 h = 0.560 m 合成粗度係数 n = 0.017 水路勾配 I = 0.162% Q6 断　面　積 A = (0.86+0.3)/2*0.56 = 0.325 m2 潤　辺 P = 0.56*(1.118+1.118)+0.3 = 1.5522 m 径　深 R = 0.325/1.5522 = 0.2094 平均流速 V = 0.2094^(2/3)*√(0.00162)/0.017 = 0.835 m/s 通　水　量 Q = 0.325*0.835 = 0.271 m3/s
備　考		

9.8.5 水路系統計画

計画道路の集水面積区分および計画水路断面の照査ポイントを図 9.8.7，図 9.8.8 に示す。

流　域　図　(1)

S=1:500

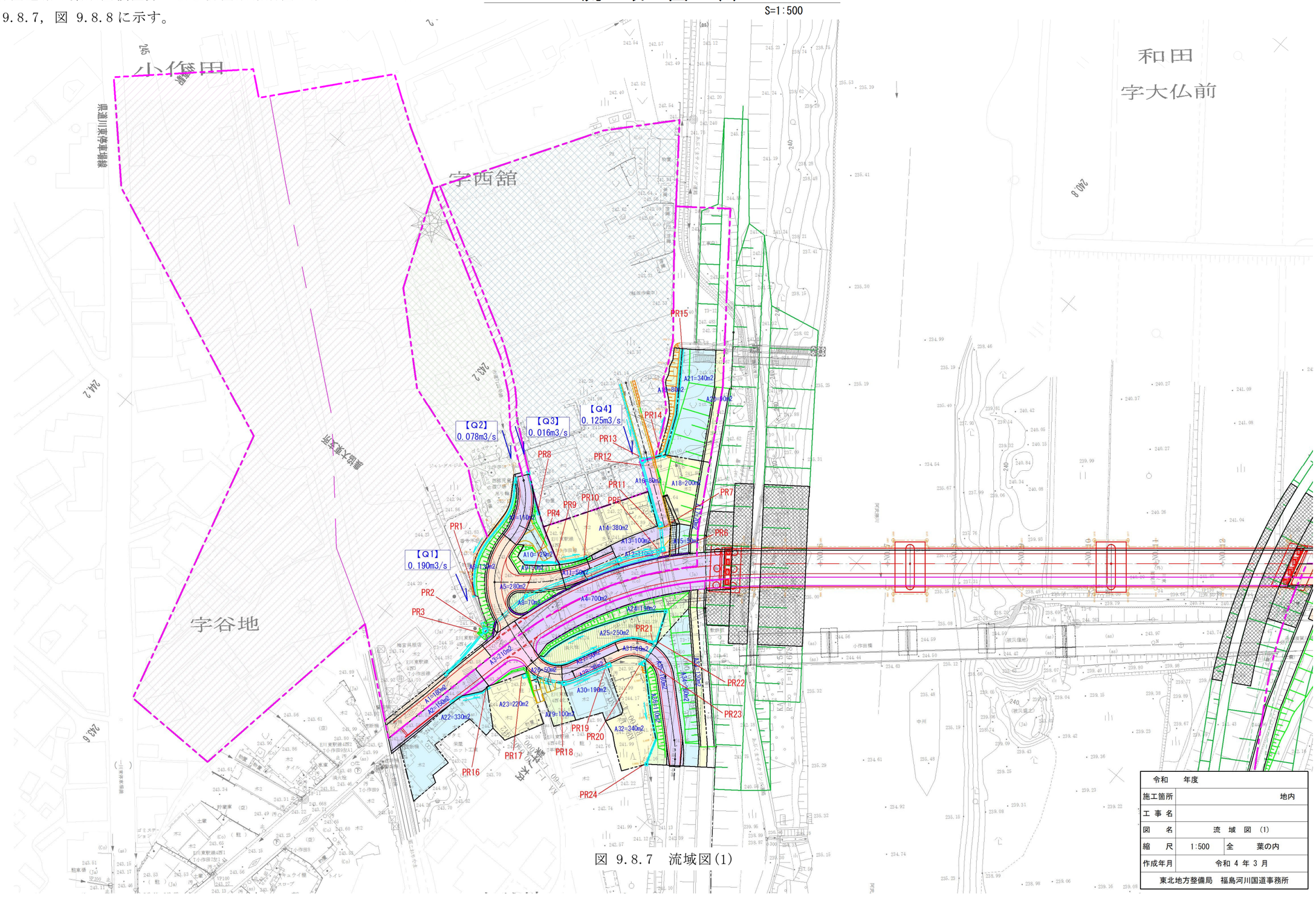
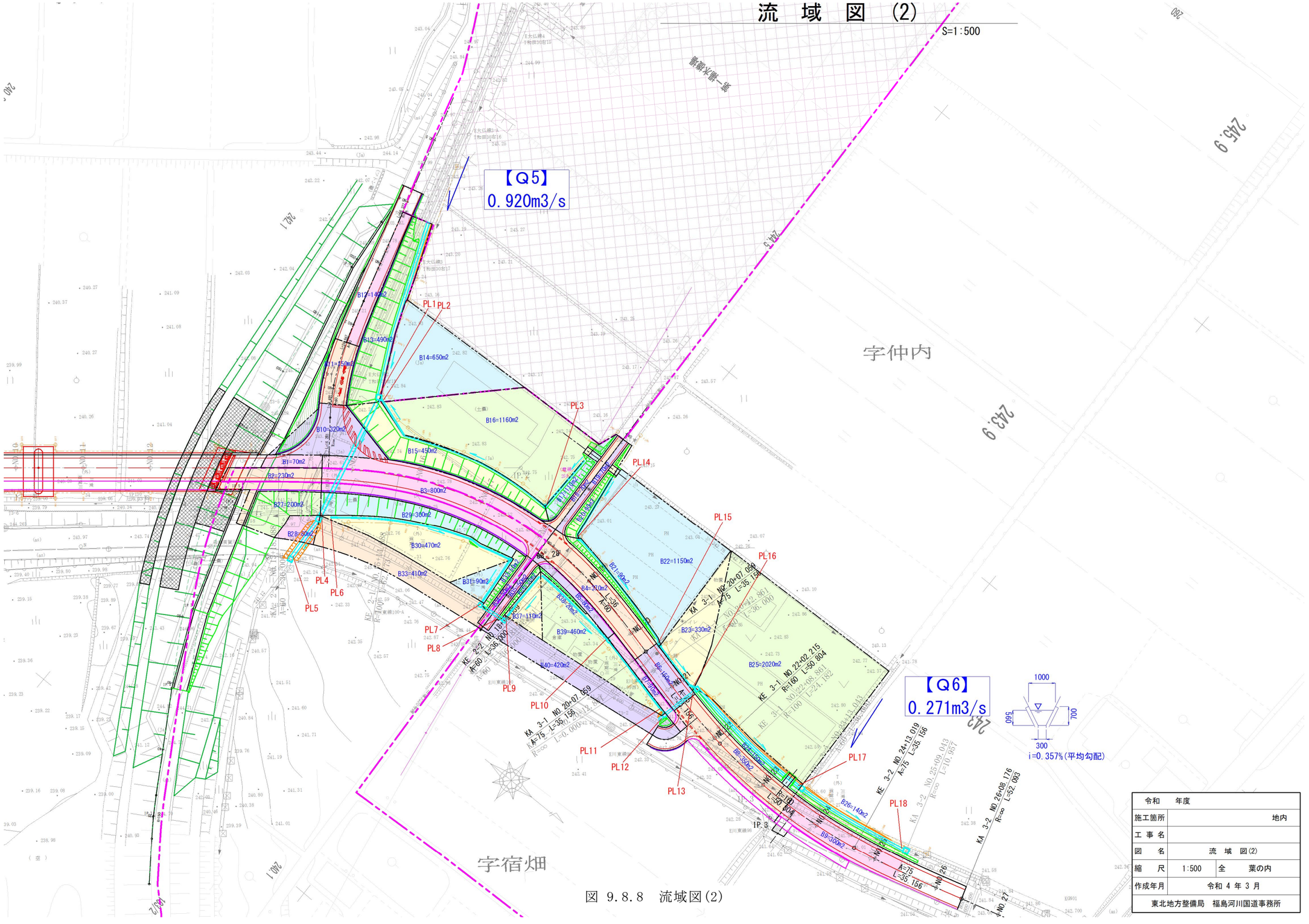


図 9.8.7　流域図(1)

令和　　年度			
施工箇所	地内		
工 事 名			
図　　名	流　域　図　(1)		
縮　　尺	1:500	全	葉の内
作成年月	令和 4 年 3 月		
東北地方整備局　福島河川国道事務所			

流　域　図　(2)

S=1:500



令和　年度			
施工箇所			地内
工事名			
図名	流　域　図(2)		
縮尺	1:500	全	葉の内
作成年月	令和 4 年 3 月		
東北地方整備局　福島河川国道事務所			

図 9.8.8　流域図(2)

集水面積一覧表

右岸側					左岸側				
種　類	番号	面　積 (m2)	流出係数	備　考	種　類	番号	面　積 (m2)	流出係数	備　考
路面	A1	180.0	0.95		路面	B1	70.0	0.95	
路面	A2	150.0	0.95		路面	B2	230.0	0.95	
路面	A3	210.0	0.95		路面	B3	800.0	0.95	
路面	A4	700.0	0.95		路面	B4	370.0	0.95	
路面	A5	280.0	0.95		路面	B5	80.0	0.95	
路面	A6	130.0	0.95		路面	B6	150.0	0.95	
路面	A7	110.0	0.95		路面	B7	90.0	0.95	
法面	A8	70.0	0.65		路面	B8	350.0	0.95	
法面	A9	50.0	0.65		路面	B9	300.00	0.95	
路面	A10	120.0	0.95		路面	B10	320.00	0.95	
路面	A11	50.0	0.95		路面	B11	150.0	0.95	
路面	A12	110.0	0.95		路面	B12	140.0	0.95	
路面	A13	100.0	0.95		法面	B13	490.0	0.65	
宅地1	A14	380.0	0.80		宅地2	B14	650.00	0.50	
法面	A15	50.0	0.65		法面	B15	450.0	0.65	
路面	A16	80.0	0.95		宅地2	B16	1,160.0	0.50	
路面	A17	70.0	0.95		法面	B17	110.0	0.65	
法面	A18	200.0	0.65		路面	B18	70.0	0.95	
法面	A19	80.0	0.65		路面	B19	70.0	0.95	
路面	A20	90.0	0.95		法面	B20	90.0	0.65	
法面	A21	340.0	0.65		法面	B21	90.0	0.65	
宅地1	A22	330.0	0.80		畑	B22	1,150.0	0.30	
宅地1	A23	220.0	0.65		畑	B23	330.0	0.30	
法面	A24	190.0	0.65		法面	B24	150.0	0.65	
法面	A25	250.0	0.65		畑	B25	2,020.0	0.50	
路面	A26	50.0	0.95		法面	B26	140.0	0.65	
路面	A27	50.0	0.95		法面	B27	200.0	0.65	
路面	A28	30.0	0.95		路面	B28	80.0	0.95	
宅地1	A29	100.0	0.80		法面	B29	300.0	0.65	
宅地1	A30	190.0	0.80		畑	B30	470.0	0.30	
路面	A31	60.0	0.95		畑	B31	90.0	0.30	
宅地1	A32	340.0	0.80		法面	B32	50.0	0.65	
路面	A33	130.0	0.95		路面	B33	410.0	0.95	
宅地1	A34	260.0	0.65		路面	B34	50.0	0.95	
路面	A35	180.0	0.95		路面	B35	50.0	0.95	
路面	A36	110.0	0.65		法面	B36	30.0	0.65	
					畑	B37	110.0	0.30	
					法面	B38	20.0	0.65	
Σ		6,040.0			畑	B39	460.0	0.30	
					路面	B40	420.0	0.95	
					Σ		12,760.0		

その他流入量一覧表

種　類	番号	用途	流出量 m3/s	備　考	種　類	番号	用途	流出量 m3/s	備　考
	Q1	現況排水量	0.190	下水道(雨水)計画より					
	Q2	現況排水量	0.078	現況流下能力より					
	Q3	現況排水量	0.016	現況流下能力より					
	Q4	現況排水量	0.125	下水道(雨水)計画より					
	Q5	現況排水量	0.920	樋門統廃合検討より					
	Q6	現況排水量	0.271	現況流下能力より					
	Q7	分水	0.220	樋門統廃合検討より					
	-Q7	分水	-0.220	樋門統廃合検討より					

(1) 右岸側

照査位置	流域 種類		番号	面積 A (m2)	流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2) q1 (m3/s)	q2 (その他流出量) (m3/s)	設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画 側溝名称	勾配	通水能力	備考
PR1	合計			240.0		0.00006	80	0.0048	0.0780	0.099	US1-B360-H360	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.121 平均流速 (m/s) 1.008 判定 ok 81.8%	
	流入	路面	A7	110.0	0.95	0.00003		0.0024						
		法面	A6	130.0	0.95	0.00003		0.0024						
		隣接地												
	流下	流出量												
		その他流出量	Q2						0.0780					
PR2	合計			240.0		0.00006	120.8	0.0072	0.2680	0.330	D700	0.200%	許容流量 (m3/s) 0.414 平均流速 (m/s) 1.077 判定 ok 79.7%	雨水排水路
	流入	路面												
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量	PR1	240.0		0.00006		0.0072	0.0780					
		その他流出量	Q1						0.1900					
PR3	合計			180.0		0.00005	80	0.0040	0.0000	0.005	VS-B300-H300	0.200%	許容流量 (m3/s) 0.061 平均流速 (m/s) 0.689 判定 ok 8.2%	
	流入	路面	A1	180.0	0.95	0.00005		0.0040						
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量												
		その他流出量												
PR4	合計			420.0		0.00011	120.8	0.0132	0.2680	0.337	D600	0.500%	許容流量 (m3/s) 0.434 平均流速 (m/s) 1.536 判定 ok 77.6%	雨水排水路
	流入	路面												
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量	PR2	240.0		0.00006		0.0072	0.2680					
			PR3	180.0		0.00005		0.0060	0.0000					
		その他流出量												

設計概要

照査位置	流域 種類	流域 番号	面積 A (m2)	流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2) q1 (m3/s)	流出量 Q (=q1+q2) q2(その他流出量) (m3/s)	設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画 側溝名称	排水施設計画 勾配	排水施設計画 通水能力	備考
PR5	合計		420.0		0.00011	120.8	0.0133	0.2680	0.338	D600	0.500%	許容流量 (m3/s) 0.434 平均流速 (m/s) 1.536 判定 ok 77.9%	雨水排水路
	流入 路面												
	流入 法面												
	流入 隣接地												
	流下 流出量	PR4	420.0		0.00011		0.0133	0.2680					
	流下 その他流出量												
										設計概要			
PR6	合計		110.0		0.00003	80	0.0024	0.0000	0.003	L型側溝	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.004 平均流速 (m/s) 0.356 判定 ok 75.0%	
	流入 路面	A12	110.0	0.95	0.00003		0.0024						
	流入 法面												
	流入 隣接地												
	流下 流出量												
	流下 その他流出量												
										設計概要			
PR7	合計		580.0		0.00015	120.8	0.0181	0.2680	0.343	D600	0.500%	許容流量 (m3/s) 0.434 平均流速 (m/s) 1.536 判定 ok 79.0%	雨水排水路
	流入 路面												
	流入 法面	A15	50.0	0.65	0.00001		0.0012						
	流入 隣接地												
	流下 流出量	PR5	420.0		0.00011		0.0133	0.2680					
		PR6	110.0		0.00003		0.0036	0.0000					
	流下 その他流出量												
										設計概要			
PR8	合計		0.0		0.00000	80	0.0000	0.0160	0.019	VS-B300-H300	0.022%	許容流量 (m3/s) 0.020 平均流速 (m/s) 0.229 判定 ok 95.0%	
	流入 路面												
	流入 法面												
	流入 隣接地												
	流下 流出量												
	流下 その他流出量	Q3						0.0160					
										設計概要			

照査位置	流域 種類		番号	面積 A (m2)	流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2) q1 (m3/s)	q2(その他流出量) (m3/s)	設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画 側溝名称	勾配	通水能力	備考
PR9	合計			520.0		0.00012	80	0.0096	0.0000	0.012	US3-B300-H300	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.078 平均流速 (m/s) 0.901 判定 ok 15.4%	
	流入	路面	A5	280.0	0.95	0.00007		0.0056						
			A10	120.0	0.95	0.00003		0.0024						
		法面	A8	70.0	0.65	0.00001		0.0008						
			A9	50.0	0.65	0.00001		0.0008						
		隣接地												
	流下	流出量												
		その他流出量												
											設計概要			
PR10	合計			570.0		0.00013	80	0.0104	0.0160	0.032	US3-B300-H300	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.078 平均流速 (m/s) 0.901 判定 ok 41.0%	
	流入	路面	A11	50.0	0.95	0.00001		0.0008						
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量	PR8	0.0		0.00000		0.0000	0.0160					
			PR9	520.0		0.00012		0.0096	0.0000					
		その他流出量												
											設計概要			
PR11	合計			1,050.0		0.00024	80	0.0192	0.0160	0.042	US3-B300-H300	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.078 平均流速 (m/s) 0.901 判定 ok 53.8%	現況側溝
	流入	路面	A13	100.0	0.95	0.00003		0.0024						
		法面												
		隣接地	A14	380.0	0.80	0.00008		0.0064						
	流下	流出量	PR10	570.0		0.00013		0.0104	0.0160					
		その他流出量												
											設計概要			
PR12	合計			1,710.0		0.00041	120.8	0.0495	0.2840	0.400	VS-B400-H600	3.462%	許容流量 (m3/s) 0.900 平均流速 (m/s) 3.753 判定 ok 44.4%	雨水排水路
	流入	路面	A16	80.0	0.95	0.00002		0.0024						
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量	PR7	580.0		0.00015		0.0181	0.2680					
			PR11	1,050.0		0.00024		0.0290	0.0160					
		その他流出量												
											設計概要			

照査位置	流域 種類		番号	面積 A (m2)	流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2) q1 (m3/s)	q2(その他流出量) (m3/s)	設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画 側溝名称	勾配	通水能力	備考
PR13	合計			0.0		0.00000	128.1	0.0000	0.1250	0.150	US3-B300-H400	1.148%	許容流量 (m3/s) 0.211 平均流速 (m/s) 1.852 判定 ok 71.1%	雨水排水路
	流入	路面												
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量												
		その他流出量	Q4						0.1250					
PR14	合計			1,980.0		0.00047	120.8	0.0567	0.4090	0.559	VS-B700-H600	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.600 平均流速 (m/s) 1.431 判定 ok 93.2%	雨水排水路
	流入	路面	A17	70.0	0.35	0.00002		0.0024						
		法面	A18	200.0	0.35	0.00004		0.0048						
		隣接地												
	流下	流出量	PR12	1,710.0		0.00041		0.0495	0.2840					
			PR13	0.0		0.00000		0.0000	0.1250					
		その他流出量												
PR15	合計			2,490.0		0.00056	120.8	0.0676	0.4090	0.572	U-B700-H700	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.734 平均流速 (m/s) 1.578 判定 ok 77.9%	雨水排水路 堤脚水路
	流入	路面	A20	90.0	0.35	0.00002		0.0024						
		法面	A19	80.0	0.35	0.00001		0.0012						
			A21	340.0	0.35	0.00006		0.0072						
		隣接地												
	流下	流出量	PR14	1,980.0		0.00047		0.0568	0.4090					
		その他流出量												
PR16	合計			480.0		0.00011	80	0.0088	0.0000	0.011	US3-B300-H300	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.078 平均流速 (m/s) 0.901 判定 ok 14.1%	
	流入	路面	A2	150.0	0.35	0.00004		0.0032						
		法面												
		隣接地	A22	330.0	0.30	0.00007		0.0056						
	流下	流出量												
		その他流出量												

照査位置	流域				流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2)		設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画			備考
	種類		番号	面積 A (m2)				q1 (m3/s)	q2(その他流出量) (m3/s)		側溝名称	勾配	通水能力	
PR17	合計			910.0		0.00021	80	0.0168	0.0000	0.020	US3-B300-H300	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.078	
	流入	路面	A3	210.0	0.95	0.00006		0.0048					平均流速 (m/s) 0.901	
		法面												
		隣接地	A23	220.0	0.65	0.00004		0.0032						
	流下	流出量	PR16	480.0		0.00011		0.0088	0.0000					
		その他流出量												
											設計概要		判定 ok 25.6%	
PR18	合計			1,060.0		0.00024	80	0.0192	0.0000	0.023	VS-B300-H300	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.075	
	流入	路面	A26	50.0	0.95	0.00001		0.0008					平均流速 (m/s) 0.843	
		法面												
		隣接地	A29	100.0	0.80	0.00002		0.0016						
	流下	流出量	PR17	910.0		0.00021		0.0168	0.0000					
		その他流出量												
											設計概要		判定 ok 30.7%	
PR19	合計			1,280.0		0.00029	80	0.0232	0.0000	0.028	US3-B300-H300	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.078	
	流入	路面	A28	30.0	0.95	0.00001		0.0008					平均流速 (m/s) 0.901	
		法面												
		隣接地	A30	190.0	0.80	0.00004		0.0032						
	流下	流出量	PR18	1,060.0		0.00024		0.0192	0.0000					
		その他流出量												
											設計概要		判定 ok 35.9%	
PR20	合計			1,340.0		0.00031	80	0.0248	0.0000	0.030	US3-B300-H300	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.078	
	流入	路面	A31	60.0	0.95	0.00002		0.0016					平均流速 (m/s) 0.901	
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量	PR19	1,280.0		0.00029		0.0232	0.0000					
		その他流出量												
											設計概要		判定 ok 38.5%	

照査位置	流域 種類		番号	面積 A (m2)	流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2) q1 (m3/s)	q2(その他流出量) (m3/s)	設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画 側溝名称	勾配	通水能力	備考
PR21	合計			300.0		0.00006	80	0.0048	0.0000	0.006	US3-B300-H300	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.078 平均流速 (m/s) 0.901 判定 ok 7.7%	
	流入	路面	A27	50.0	0.95	0.00001		0.0008						
		法面	A25	250.0	0.65	0.00005		0.0040						
		隣接地												
	流下	流出量												
		その他流出量												
	設計概要													
PR22	合計			890.0		0.00021	80	0.0168	0.0000	0.020	BF-B300-H200	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.045 平均流速 (m/s) 0.812 判定 ok 44.4%	
	流入	路面	A4	700.0	0.95	0.00018		0.0144						
		法面	A24	190.0	0.65	0.00003		0.0024						
		隣接地												
	流下	流出量												
		その他流出量												
	設計概要													
PR23	合計			1,190.0		0.00027	102	0.0275	0.0000	0.033	D450	0.300%	許容流量 (m3/s) 0.156 平均流速 (m/s) 0.982 判定 ok 21.2%	横断管渠
	流入	路面												
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量	PR21	300.0		0.00006		0.0061	0.0000					
			PR22	890.0		0.00021		0.0214	0.0000					
		その他流出量												
	設計概要													
PR24	合計			3,550.0		0.00081	80	0.0648	0.0000	0.078	US1-B300-H300	0.400%	許容流量 (m3/s) 0.086 平均流速 (m/s) 1.031 判定 ok 90.7%	
	流入	路面	A33	130.0	0.95	0.00003		0.0024						
			A35	180.0	0.95	0.00005		0.0040						
		法面	A34	260.0	0.65	0.00005		0.0040						
			A36	110.0	0.65	0.00002		0.0016						
		隣接地	A32	340.0	0.80	0.00008		0.0064						
	流下	流出量	PR20	1,340.0		0.00031		0.0248	0.0000					
			PR23	1,190.0		0.00027		0.0216	0.0000					
		その他流出量												
	設計概要													

(2) 左岸側

照査位置	流域 種類	流域 番号	流域 面積 A (m2)	流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2) q1 (m3/s)	流出量 Q (=q1+q2) q2(その他流出量) (m3/s)	設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画 側溝名称	排水施設計画 勾配	排水施設計画 通水能力 (m3/s)	備考
PL1	合計		1,430.0		0.00026	80	0.0208	0.9200	1.129	U-B700-H700	0.850%	許容流量 (m3/s) 1.236 平均流速 (m/s) 2.656 判定 ok 91.3%	
	流入 路面	B11	150.0	0.95	0.00004		0.0032						
		B12	140.0	0.95	0.00004		0.0032						
	流入 法面	B13	490.0	0.65	0.00009		0.0072						
	流入 隣接地	B14	650.0	0.50	0.00009		0.0072						
	流下 流出量												
	流下 その他流出量	Q5						0.9200					
PL2	合計		2,010.0		0.00034	80	0.0272	0.0000	0.033	US1-B300-H300	0.200%	許容流量 (m3/s) 0.061 平均流速 (m/s) 0.729 判定 ok 54.1%	
	流入 路面	B1	70.0	0.95	0.00002		0.0016						
		B11	150.0	0.95	0.00004		0.0032						
	流入 法面	B15	450.0	0.65	0.00008		0.0064						
	流入 隣接地	B16	1,160.0	0.50	0.00016		0.0128						
	流下 流出量	PL3	180.0		0.00004		0.0032	0.0000					
	流下 その他流出量												
PL3	合計		180.0		0.00004	80	0.0032	0.0000	0.004	BF-B300-H200	0.200%	許容流量 (m3/s) 0.037 平均流速 (m/s) 0.663 判定 ok 10.8%	
	流入 路面	B18	70.0	0.95	0.00002		0.0016						
	流入 法面	B17	110.0	0.65	0.00002		0.0016						
	流入 隣接地												
	流下 流出量												
	流下 その他流出量												
PL4	合計		3,440.0		0.00060	102	0.0612	0.9200	1.177	D900	0.602%	許容流量 (m3/s) 1.404 平均流速 (m/s) 2.208 判定 ok 83.8%	横断管渠 (堤脚水路)
	流入 路面												
	流入 法面												
	流入 隣接地												
	流下 流出量	PL1	1,430.0		0.00026		0.0265	0.9200					
		PL2	2,010.0		0.00034		0.0347	0.0000					
	流下 その他流出量												

照査位置	流域 種類	流域 番号	流域 面積 A (m2)	流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2) q1 (m3/s)	流出量 Q (=q1+q2) q2(その他流出量) (m3/s)	設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画 側溝名称	排水施設計画 勾配	排水施設計画 通水能力 (m3/s)	備考
PL5	合計		3,440.0		0.00060	80	0.0480	0.7000	0.898	U-B800-H600	2.467%	許容流量 (m3/s) 2.143 平均流速 (m/s) 4.641 判定 ok 41.9%	(堤脚水路)
	流入 路面									設計概要			
	流入 法面												
	流入 隣接地												
	流下 流出量	PL4	3,440.0		0.00060		0.0480	0.9200					
	流下 その他流出量	-Q7						-0.2200					
PL6	合計		1,570.0		0.00030	80	0.0240	0.0000	0.029	BF-B300-H200	0.200%	許容流量 (m3/s) 0.037 平均流速 (m/s) 0.663 判定 ok 78.4%	
	流入 路面	B3	800.0	0.95	0.00021		0.0168			設計概要			
	流入 法面	B29	300.0	0.65	0.00005		0.0040						
	流入 隣接地	B30	470.0	0.30	0.00004		0.0032						
	流下 流出量												
	流下 その他流出量												
PL7	合計		1,760.0		0.00033	80	0.0264	0.0000	0.032	BF-B300-H200	0.200%	許容流量 (m3/s) 0.037 平均流速 (m/s) 0.663 判定 ok 86.5%	
	流入 路面	B34	50.0	0.95	0.00001		0.0008			設計概要			
	流入 法面	B32	50.0	0.65	0.00001		0.0008						
	流入 隣接地	B31	90.0	0.30	0.00001		0.0008						
	流下 流出量	PL6	1,570.0		0.00030		0.0240	0.0000					
	流下 その他流出量												
PL8	合計		2,170.0		0.00044	102	0.0449	0.2200	0.318	D700	0.186%	許容流量 (m3/s) 0.399 平均流速 (m/s) 1.038 判定 ok 79.7%	現況復旧
	流入 路面	B33	410.0	0.95	0.00011		0.0112			設計概要			
	流入 法面												
	流入 隣接地												
	流下 流出量	PL7	1,760.0		0.00033		0.0337	0.0000					
	流下 その他流出量	Q7						0.2200					

照査位置	流域 種類		番号	面積 A (m2)	流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2) q1 (m3/s)	q2(その他流出量) (m3/s)	設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画 側溝名称	勾配	通水能力 (m3/s)	備考
PL9	合計			190.0		0.00003	80	0.0024	0.0000	0.003	BF-B300-H200	0.200%	許容流量 (m3/s) 0.037	
	流入	路面	B35	50.0	0.95	0.00001		0.0008					平均流速 (m/s) 0.663	
		法面	B36	30.0	0.65	0.00001		0.0008						
		隣接地	B37	110.0	0.30	0.00001		0.0008						
	流下	流出量									設計概要		判定 ok 8.1%	
		その他流出量												
PL10	合計			930.0		0.00016	80	0.0128	0.0000	0.015	BF-B300-H200	0.200%	許容流量 (m3/s) 0.037	
	流入	路面	B4	370.0	0.95	0.00010		0.0080					平均流速 (m/s) 0.663	
			B5	80.0	0.95	0.00002		0.0016						
		法面	B38	20.0	0.65	0.00000		0.0000						
		隣接地	B39	460.0	0.30	0.00004		0.0032						
	流下	流出量											判定 ok 40.5%	
		その他流出量												
PL11	合計			1,020.0		0.00018	80	0.0144	0.0000	0.017	US3-B300-H300	0.150%	許容流量 (m3/s) 0.055	
	流入	路面	B7	90.0	0.95	0.00002		0.0016					平均流速 (m/s) 0.637	
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量	PL10	930.0		0.00016		0.0128	0.0000		設計概要		判定 ok 30.9%	
		その他流出量												
PL12	合計			2,780.0		0.00058	80	0.0464	0.2200	0.320	US1-B600-H600	0.150%	許容流量 (m3/s) 0.344	
	流入	路面	B40	420.0	0.95	0.00011		0.0088					平均流速 (m/s) 1.007	
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量	PL8	2,170.0		0.00044		0.0352	0.2200		設計概要		判定 ok 93.0%	
			PL9	190.0		0.00003		0.0024	0.0000					
		その他流出量												

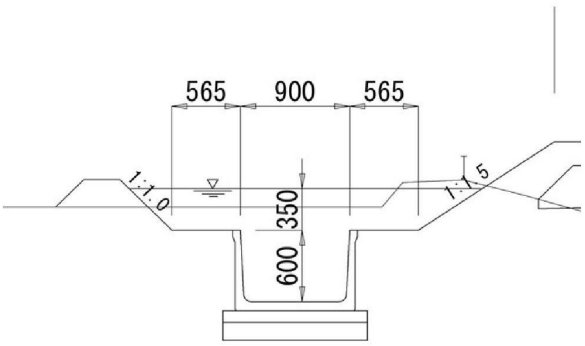
照査位置	流域 種類		番号	面積 A (m2)	流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2) q1 (m3/s)	q2(その他流出量) (m3/s)	設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画 側溝名称	勾配	通水能力 (m3/s)	備考
PL13	合計			3,800.0		0.00076	102	0.0776	0.2200	0.357	D600	0.350%	許容流量 (m3/s) 0.363 平均流速 (m/s) 1.285 判定 ok 98.3%	
	流入	路面												
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量	PL11	1,020.0		0.00018		0.0184	0.0000					
			PL12	2,780.0		0.00058		0.0592	0.2200					
		その他流出量												
PL14	合計			160.0		0.00004	80	0.0032	0.0000	0.004	BF-B300-H200	0.200%	許容流量 (m3/s) 0.037 平均流速 (m/s) 0.663 判定 ok 10.8%	
	流入	路面	B19	70.0	0.95	0.00002		0.0016						
		法面	B20	90.0	0.65	0.00002		0.0016						
		隣接地												
	流下	流出量												
		その他流出量												
PL15	合計			1,400.0		0.00016	80	0.0128	0.0000	0.015	US1-B300-H300	0.200%	許容流量 (m3/s) 0.061 平均流速 (m/s) 0.729 判定 ok 24.6%	
	流入	路面												
		法面	B21	90.0	0.65	0.00002		0.0016						
		隣接地	B22	1,150.0	0.30	0.00010		0.0080						
	流下	流出量	PL14	160.0		0.00004		0.0032	0.0000					
		その他流出量												
PL16	合計			1,880.0		0.00023	80	0.0184	0.0000	0.022	US3-B300-H300	0.916%	許容流量 (m3/s) 0.136 平均流速 (m/s) 1.574 判定 ok 16.2%	
	流入	路面	B6	150.0	0.95	0.00004		0.0032						
		法面												
		隣接地	B23	330.0	0.30	0.00003		0.0024						
	流下	流出量	PL15	1,400.0		0.00016		0.0128	0.0000					
		その他流出量												

設計概要

照査位置	流域 種類		番号	面積 A (m2)	流出係数 C	AC/(3.6*10^6)	降雨強度 I (mm/h)	流出量 Q (=q1+q2) q1 (m3/s)	q2 (その他流出量) (m3/s)	設計流出量 1.2Q (m3/s)	排水施設計画 側溝名称	勾配	通水能力 (m3/s)	備考
PL17	合計			8,200.0		0.00139	80	0.1112	0.2200	0.397	US1-B600-H600	0.216%	許容流量 (m3/s) 0.413 平均流速 (m/s) 1.208 判定 ok 96.1%	
	流入	路面	B8	350.0	0.95	0.00009		0.0072						
		法面	B24	150.0	0.65	0.00003		0.0024						
		隣接地	B25	2,020.0	0.50	0.00028		0.0224						
	流下	流出量	PL13	3,800.0		0.00076		0.0608	0.2200		設計概要			
			PL16	1,880.0		0.00023		0.0184	0.0000					
		その他流出量												
PL18	合計			8,640.0		0.00150	80	0.1200	0.4910	0.733	U-B900-H600	0.055%	許容流量 (m3/s) 0.376 平均流速 (m/s) 0.727 判定 out 194.9%	複断面水路として照査する(次頁参照) Qa=0.763 m3/s ok
	流入	路面	B9	300.0	0.95	0.00008		0.0064						
		法面	B26	140.0	0.65	0.00003		0.0024						
		隣接地												
	流下	流出量	PL17	8,200.0		0.00139		0.1112	0.2200		設計概要			
											複断面で照査			
		その他流出量	Q6						0.2710					
	合計			0.0		0.00000		0.0000	0.0000	0.000			許容流量 (m3/s) 平均流速 (m/s) 判定	
	流入	路面									設計概要			
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量												
		その他流出量												
	合計			0.0		0.00000		0.0000	0.0000	0.000			許容流量 (m3/s) 平均流速 (m/s) 判定	
	流入	路面									設計概要			
		法面												
		隣接地												
	流下	流出量												
		その他流出量												

水路の通水量の計算

水路形状



水路寸法

■高水敷

				粗度係数
上幅	B	=	3.030 m	
	B1	=	0.400 m	0.027
	B2	=	0.565 m	0.027
	B3	=	0.900 m	
	B4	=	0.565 m	0.027
	B5	=	0.600 m	0.027
	H1	=	0.400 m	
	m1	=	1:1.000	
	m2	=	1:1.500	
	L1	=	1.4142 H1	
	L2	=	1.8028 H1	

■低水路

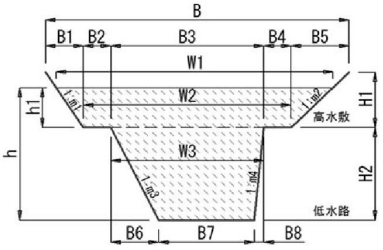
	B6	=	0.030 m	0.013
	B7	=	0.840 m	0.013
	B8	=	0.030 m	0.013
高さ	H2	=	0.600 m	
左側壁面勾配	m3	=	1:0.050	
右側壁面勾配	m4	=	1:0.050	
左側斜比	L3	=	1.0012 H	
右側斜比	L4	=	1.0012 H	

水路の通水量の計算

通水断面

水面幅	W1	=	2.905 m
高水敷部下	W2	=	2.030 m
低水路部上	W3	=	0.900 m
低水路部下	B7	=	0.840 m
水深	h	=	0.950 m
	h1	=	0.350 m
合成粗度係	n	=	0.020
水路勾配	I	=	0.055%

	潤辺 P	粗度係数 n	P·n
B1	0.4950	0.027	0.01337
B2	0.5650	0.027	0.01526
B4	0.5650	0.027	0.01526
B5	0.6310	0.027	0.01704
B6	0.6007	0.013	0.00781
B7	0.8400	0.013	0.01092
B8	0.6007	0.013	0.00781
Σ	4.2974		0.08745



断面積	A	=	(2.905+2.03)/2*0.35+(0.9+0.84)/2*(0.95-0.35)	=	1.3856	m2
潤辺	P	=	上表より	=	4.2974	m
径深	R	=	1.3856/4.2974	=	0.3224	
平均流速	V	=	0.3224^(2/3)*√(0.00055)/0.02	=	0.551	m/s
通水量	Q	=	1.3856*0.551	=	0.763	m3/s

摘要

水路別流量一覧表

種　別	細　別	重量	製品寸法				通水部断面										
		kg/個	製品長 (m)	製品幅 (m)	製品高 (m)	天端−底高 (m)	上幅 B1(m)	下幅 B2(m)	深さ H(m)	100% 水深 h(m)	水面幅 (m)	断面積 A(m2)	潤辺 P(m)	径深 R	粗度係数 n	平均流速 V (m/s)	通水量 Q (m3/s)
U型側溝	US1-B240-H240	55	0.600	0.330	0.290	0.240	0.240	0.220	0.240	0.240	0.240	0.0550	0.7004	0.0785	0.013	14.1057 ×√I	0.7758 ×√I
（プレキャスト）	US1-B300-H240	70	0.600	0.400	0.300	0.240	0.300	0.260	0.240	0.240	0.300	0.0670	0.7417	0.0903	0.013	15.4870 ×√I	1.0376 ×√I
JIS A5305	US1-B300-H300	79	0.600	0.400	0.360	0.300	0.300	0.260	0.300	0.300	0.300	0.0840	0.8613	0.0975	0.013	16.2978 ×√I	1.3690 ×√I
	US1-B300-H360	92	0.600	0.400	0.425	0.360	0.300	0.260	0.360	0.360	0.300	0.1010	0.9811	0.1029	0.013	16.8963 ×√I	1.7065 ×√I
	US1-B360-H300	90	0.600	0.460	0.365	0.300	0.360	0.310	0.300	0.300	0.360	0.1005	0.9121	0.1102	0.013	17.6812 ×√I	1.7770 ×√I
	US1-B360-H360	100	0.600	0.460	0.425	0.360	0.360	0.310	0.360	0.360	0.360	0.1206	1.0317	0.1169	0.013	18.3908 ×√I	2.2179 ×√I
	US1-B450-H450	134	0.600	0.560	0.520	0.450	0.450	0.400	0.450	0.450	0.450	0.1913	1.3014	0.1470	0.013	21.4257 ×√I	4.0987 ×√I
	US1-B600-H600	209	0.600	0.740	0.680	0.600	0.600	0.540	0.600	0.600	0.600	0.3420	1.7415	0.1964	0.013	25.9907 ×√I	8.8888 ×√I
U型側溝	US2-B250-H250	289	2.000	0.450	0.395	0.340	0.250	0.230	0.250	0.250	0.250	0.0600	0.7304	0.0821	0.013	14.5307 ×√I	0.8718 ×√I
（プレキャスト）	US2-B300-H300	348	2.000	0.500	0.455	0.395	0.300	0.280	0.300	0.300	0.300	0.0870	0.8803	0.0988	0.013	16.4397 ×√I	1.4303 ×√I
JIS A5345	US2-B300-H400	422	2.000	0.500	0.560	0.495	0.300	0.270	0.400	0.400	0.300	0.1140	1.0706	0.1065	0.013	17.2832 ×√I	1.9703 ×√I
	US2-B300-H500	501	2.000	0.500	0.665	0.595	0.300	0.260	0.500	0.500	0.300	0.1400	1.2608	0.1110	0.013	17.7666 ×√I	2.4873 ×√I
1種	US2-B400-H400	459	2.000	0.600	0.575	0.510	0.400	0.370	0.400	0.400	0.400	0.1540	1.1706	0.1316	0.013	19.9019 ×√I	3.0649 ×√I
	US2-B400-H500	541	2.000	0.600	0.680	0.610	0.400	0.360	0.500	0.500	0.400	0.1900	1.3608	0.1396	0.013	20.7005 ×√I	3.9331 ×√I
	US2-B500-H500	602	2.000	0.720	0.695	0.625	0.500	0.460	0.500	0.500	0.500	0.2400	1.4608	0.1643	0.013	23.0754 ×√I	5.5381 ×√I
	US2-B500-H600	693	2.000	0.720	0.800	0.725	0.500	0.450	0.600	0.600	0.500	0.2850	1.6510	0.1726	0.013	23.8461 ×√I	6.7961 ×√I
U型側溝	US3-B250-H250	307	2.000	0.460	0.405	0.340	0.250	0.230	0.250	0.250	0.250	0.0600	0.7304	0.0821	0.013	14.5307 ×√I	0.8718 ×√I
（プレキャスト）	US3-B300-H300	390	2.000	0.520	0.465	0.395	0.300	0.280	0.300	0.300	0.300	0.0870	0.8803	0.0988	0.013	16.4397 ×√I	1.4303 ×√I
JIS A5345	US3-B300-H400	451	2.000	0.520	0.565	0.495	0.300	0.270	0.400	0.400	0.300	0.1140	1.0706	0.1065	0.013	17.2832 ×√I	1.9703 ×√I
	US3-B300-H500	556	2.000	0.520	0.675	0.595	0.300	0.260	0.500	0.500	0.300	0.1400	1.2608	0.1110	0.013	17.7666 ×√I	2.4873 ×√I
2種	US3-B400-H400	504	2.000	0.630	0.580	0.510	0.400	0.370	0.400	0.400	0.400	0.1540	1.1706	0.1316	0.013	19.9019 ×√I	3.0649 ×√I
	US3-B400-H500	611	2.000	0.630	0.690	0.610	0.400	0.360	0.500	0.500	0.400	0.1900	1.3608	0.1396	0.013	20.7005 ×√I	3.9331 ×√I
	US3-B500-H500	685	2.000	0.750	0.705	0.625	0.500	0.460	0.500	0.500	0.500	0.2400	1.4608	0.1643	0.013	23.0754 ×√I	5.5381 ×√I
	US3-B500-H600	837	2.000	0.750	0.815	0.725	0.500	0.450	0.600	0.600	0.500	0.2850	1.6510	0.1726	0.013	23.8461 ×√I	6.7961 ×√I
ベンチフリューム	BF-B200-H150	90	2.000	0.280	0.185	0.150	0.200	0.170	0.150	0.150	0.200	0.0278	0.4715	0.0590	0.013	11.6580 ×√I	0.3241 ×√I
（プレキャスト）	BF-B250-H175	106	2.000	0.330	0.210	0.175	0.250	0.215	0.175	0.175	0.250	0.0407	0.5667	0.0718	0.013	13.2884 ×√I	0.5408 ×√I
JIS A5320	BF-B300-H200	136	2.000	0.380	0.240	0.200	0.300	0.260	0.200	0.200	0.300	0.0560	0.6620	0.0846	0.013	14.8242 ×√I	0.8302 ×√I
	BF-B350-H235	180	2.000	0.440	0.280	0.235	0.350	0.300	0.235	0.235	0.350	0.0764	0.7727	0.0989	0.013	16.4508 ×√I	1.2568 ×√I
	BF-B400-H260	227	2.000	0.510	0.310	0.260	0.400	0.345	0.260	0.260	0.400	0.0969	0.8679	0.1116	0.013	17.8306 ×√I	1.7278 ×√I
	BF-B450-H295	255	2.000	0.560	0.345	0.295	0.450	0.390	0.295	0.295	0.450	0.1239	0.9830	0.1260	0.013	19.3332 ×√I	2.3954 ×√I
	BF-B500-H320	308	2.000	0.620	0.375	0.320	0.500	0.435	0.320	0.320	0.500	0.1496	1.0783	0.1387	0.013	20.6114 ×√I	3.0835 ×√I
	BF-B550-H355	352	2.000	0.670	0.415	0.355	0.550	0.475	0.355	0.355	0.550	0.1819	1.1890	0.1530	0.013	22.0048 ×√I	4.0027 ×√I
	BF-B600-H380	378	2.000	0.720	0.440	0.380	0.600	0.520	0.380	0.380	0.600	0.2128	1.2842	0.1657	0.013	23.2063 ×√I	4.9383 ×√I
	BF-B650-H415	460	2.000	0.770	0.480	0.415	0.650	0.565	0.415	0.415	0.650	0.2521	1.3993	0.1802	0.013	24.5411 ×√I	6.1868 ×√I
その他各種側溝	U-B300-H400						0.300	0.260	0.400	0.400	0.300	0.1120	1.0610	0.1056	0.013	17.1856 ×√I	1.9248 ×√I
	U-B400-H500						0.400	0.350	0.500	0.500	0.400	0.1875	1.3512	0.1388	0.013	20.6213 ×√I	3.8665 ×√I
	U-B700-H700						0.700	0.630	0.700	0.700	0.700	0.4655	2.0317	0.2291	0.013	28.8009 ×√I	13.4068 ×√I
	U-B700-H800						0.700	0.620	0.800	0.800	0.700	0.5280	2.2220	0.2376	0.013	29.5090 ×√I	15.5808 ×√I
	U-B800-H600						0.800	0.740	0.600	0.600	0.800	0.4620	1.9415	0.2380	0.013	29.5421 ×√I	13.6485 ×√I
	U-B800-H700						0.800	0.730	0.700	0.700	0.800	0.5355	2.1317	0.2512	0.013	30.6246 ×√I	16.3995 ×√I

水路別流量一覧表

種　別	細　別	重量 kg/個	製品寸法 製品長 (m)	製品幅 (m)	製品高 (m)	天端-底高 (m)	通水部断面 管径 D(m)	水深 H(m)		100% 水深 h(m)	φ(度)	断面積 A(m2)	潤辺 P(m)	径深 R	粗度係数 n	平均流速 V (m/s)	通水量 Q (m3/s)
ﾊﾟｲﾌﾟｶﾙﾊﾞｰﾄ JIS A5303 JIS A5333	D150						0.150	0.150		0.150	180.0	0.0177	0.4712	0.0376	0.013	8.6334 ×√I	0.1528 ×√I
	D200						0.200	0.200		0.200	180.0	0.0314	0.6283	0.0500	0.013	10.4401 ×√I	0.3278 ×√I
	D300						0.300	0.300		0.300	180.0	0.0707	0.9425	0.0750	0.013	13.6804 ×√I	0.9672 ×√I
	D400						0.400	0.400		0.400	180.0	0.1257	1.2566	0.1000	0.013	16.5726 ×√I	2.0832 ×√I
	D450						0.450	0.450		0.450	180.0	0.1590	1.4137	0.1125	0.013	17.9263 ×√I	2.8503 ×√I
	D500						0.500	0.500		0.500	180.0	0.1963	1.5708	0.1250	0.013	19.2308 ×√I	3.7750 ×√I
	D600						0.600	0.600		0.600	180.0	0.2827	1.8850	0.1500	0.013	21.7162 ×√I	6.1392 ×√I
	D700						0.700	0.700		0.700	180.0	0.3848	2.1991	0.1750	0.013	24.0666 ×√I	9.2608 ×√I
	D800						0.800	0.800		0.800	180.0	0.5027	2.5133	0.2000	0.013	26.3073 ×√I	13.2247 ×√I
	D900						0.900	0.900		0.900	180.0	0.6362	2.8274	0.2250	0.013	28.4563 ×√I	18.1039 ×√I
	D1000						1.000	1.000		1.000	180.0	0.7854	3.1416	0.2500	0.013	30.5269 ×√I	23.9758 ×√I
	D1100						1.100	1.100		1.100	180.0	0.9503	3.4558	0.2750	0.013	32.5296 ×√I	30.9129 ×√I
	D1200						1.200	1.200		1.200	180.0	1.1310	3.7699	0.3000	0.013	34.4723 ×√I	38.9882 ×√I
ポリエチレン管 （内面平滑管）	PE-D100						0.100	0.100		0.100	180.0	0.0079	0.3142	0.0251	0.010	8.5727 ×√I	0.0677 ×√I
	PE-D150						0.150	0.150		0.150	180.0	0.0177	0.4712	0.0376	0.010	11.2234 ×√I	0.1987 ×√I
	PE-D200						0.200	0.200		0.200	180.0	0.0314	0.6283	0.0500	0.010	13.5721 ×√I	0.4262 ×√I
	PE-D300						0.300	0.300		0.300	180.0	0.0707	0.9425	0.0750	0.010	17.7845 ×√I	1.2574 ×√I
	PE-D400						0.400	0.400		0.400	180.0	0.1257	1.2566	0.1000	0.010	21.5443 ×√I	2.7081 ×√I
	PE-D600						0.600	0.600		0.600	180.0	0.2827	1.8850	0.1500	0.010	28.2311 ×√I	7.9809 ×√I
	PE-D900						0.900	0.900		0.900	180.0	0.6362	2.8274	0.2250	0.010	36.9932 ×√I	23.5351 ×√I
	PE-D1000						1.000	1.000		1.000	180.0	0.7854	3.1416	0.2500	0.010	39.6850 ×√I	31.1686 ×√I
	PE-D1500						1.500	1.500		1.500	180.0	1.7671	4.7124	0.3750	0.010	52.0021 ×√I	91.8929 ×√I
	PE-D2000						2.000	2.000		2.000	180.0	3.1416	6.2832	0.5000	0.010	62.9961 ×√I	197.9085 ×√I
ポリエチレン管 （内面波状管）	PEW-D100						0.100	0.100		0.100	180.0	0.0079	0.3142	0.0251	0.016	5.3579 ×√I	0.0423 ×√I
	PEW-D150						0.150	0.150		0.150	180.0	0.0177	0.4712	0.0376	0.016	7.0146 ×√I	0.1242 ×√I
	PEW-D200						0.200	0.200		0.200	180.0	0.0314	0.6283	0.0500	0.016	8.4826 ×√I	0.2664 ×√I
	PEW-D300						0.300	0.300		0.300	180.0	0.0707	0.9425	0.0750	0.016	11.1153 ×√I	0.7859 ×√I
	PEW-D400						0.400	0.400		0.400	180.0	0.1257	1.2566	0.1000	0.016	13.4652 ×√I	1.6926 ×√I
	PEW-D600						0.600	0.600		0.600	180.0	0.2827	1.8850	0.1500	0.016	17.6444 ×√I	4.9881 ×√I
	PEW-D900						0.900	0.900		0.900	180.0	0.6362	2.8274	0.2250	0.016	23.1207 ×√I	14.7094 ×√I
	PEW-D1000						1.000	1.000		1.000	180.0	0.7854	3.1416	0.2500	0.016	24.8031 ×√I	19.4804 ×√I
	PEW-D1500						1.500	1.500		1.500	180.0	1.7671	4.7124	0.3750	0.016	32.5013 ×√I	57.4330 ×√I
	PEW-D2000						2.000	2.000		2.000	180.0	3.1416	6.2832	0.5000	0.016	39.3725 ×√I	123.6926 ×√I

水路別流量一覧表

種　別	細　別	重量	製品寸法				通水部断面										
		kg/個	製品長 (m)	製品幅 (m)	製品高 (m)	天端-底高 (m)	上幅 B1(m)	下幅 B2(m)	深さ H(m)	100% 水深 h(m)	水面幅 (m)	断面積 A(m2)	潤辺 P(m)	径深 R	粗度係数 n	平均流速 V (m/s)	通水量 Q (m3/s)
勾配可変側溝（プレキャスト）	VS-B300-H300		2.000				0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.0900	0.9000	0.1000	0.014	15.3888 ×√I	1.3850 ×√I
	VS-B300-H400		2.000				0.300	0.300	0.400	0.400	0.300	0.1200	1.1000	0.1091	0.014	16.3088 ×√I	1.9571 ×√I
	VS-B300-H500		2.000				0.300	0.300	0.500	0.500	0.300	0.1500	1.3000	0.1154	0.014	16.9307 ×√I	2.5396 ×√I
	VS-B300-H600		2.000				0.300	0.300	0.600	0.600	0.300	0.1800	1.5000	0.1200	0.014	17.3777 ×√I	3.1280 ×√I
	VS-B300-H700		2.000				0.300	0.300	0.700	0.700	0.300	0.2100	1.7000	0.1235	0.014	17.7140 ×√I	3.7199 ×√I
	VS-B300-H800		2.000				0.300	0.300	0.800	0.800	0.300	0.2400	1.9000	0.1263	0.014	17.9807 ×√I	4.3154 ×√I
	VS-B300-H900		2.000				0.300	0.300	0.900	0.900	0.300	0.2700	2.1000	0.1286	0.014	18.1984 ×√I	4.9136 ×√I
	VS-B300-H1000		2.000				0.300	0.300	1.000	1.000	0.300	0.3000	2.3000	0.1304	0.014	18.3678 ×√I	5.5103 ×√I
	VS-B300-H1100		2.000				0.300	0.300	1.100	1.100	0.300	0.3300	2.5000	0.1320	0.014	18.5177 ×√I	6.1108 ×√I
	VS-B400-H400		2.000				0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.1600	1.2000	0.1333	0.014	18.6391 ×√I	2.9823 ×√I
	VS-B400-H500		2.000				0.400	0.400	0.500	0.500	0.400	0.2000	1.4000	0.1429	0.014	19.5236 ×√I	3.9047 ×√I
	VS-B400-H600		2.000				0.400	0.400	0.600	0.600	0.400	0.2400	1.6000	0.1500	0.014	20.1651 ×√I	4.8396 ×√I
	VS-B400-H700		2.000				0.400	0.400	0.700	0.700	0.400	0.2800	1.8000	0.1556	0.014	20.6639 ×√I	5.7859 ×√I
	VS-B400-H800		2.000				0.400	0.400	0.800	0.800	0.400	0.3200	2.0000	0.1600	0.014	21.0516 ×√I	6.7365 ×√I
	VS-B400-H900		2.000				0.400	0.400	0.900	0.900	0.400	0.3600	2.2000	0.1636	0.014	21.3662 ×√I	7.6918 ×√I
	VS-B400-H1000		2.000				0.400	0.400	1.000	1.000	0.400	0.4000	2.4000	0.1667	0.014	21.6353 ×√I	8.6541 ×√I
	VS-B400-H1100		2.000				0.400	0.400	1.100	1.100	0.400	0.4400	2.6000	0.1692	0.014	21.8510 ×√I	9.6144 ×√I
	VS-B400-H1200		2.000				0.400	0.400	1.200	1.200	0.400	0.4800	2.8000	0.1714	0.014	22.0400 ×√I	10.5792 ×√I
	VS-B500-H400		2.000				0.500	0.500	0.400	0.400	0.500	0.2000	1.3000	0.1538	0.014	20.5042 ×√I	4.1008 ×√I
	VS-B500-H500		2.000				0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.2500	1.5000	0.1667	0.014	21.6353 ×√I	5.4088 ×√I
	VS-B500-H600		2.000				0.500	0.500	0.600	0.600	0.500	0.3000	1.7000	0.1765	0.014	22.4751 ×√I	6.7425 ×√I
	VS-B500-H700		2.000				0.500	0.500	0.700	0.700	0.500	0.3500	1.9000	0.1842	0.014	23.1241 ×√I	8.0934 ×√I
	VS-B500-H800		2.000				0.500	0.500	0.800	0.800	0.500	0.4000	2.1000	0.1905	0.014	23.6484 ×√I	9.4594 ×√I
	VS-B500-H900		2.000				0.500	0.500	0.900	0.900	0.500	0.4500	2.3000	0.1957	0.014	24.0768 ×√I	10.8346 ×√I
	VS-B500-H1000		2.000				0.500	0.500	1.000	1.000	0.500	0.5000	2.5000	0.2000	0.014	24.4282 ×√I	12.2141 ×√I
	VS-B500-H1100		2.000				0.500	0.500	1.100	1.100	0.500	0.5500	2.7000	0.2037	0.014	24.7286 ×√I	13.6007 ×√I
	VS-B500-H1200		2.000				0.500	0.500	1.200	1.200	0.500	0.6000	2.9000	0.2069	0.014	24.9869 ×√I	14.9921 ×√I
	VS-B500-H1300		2.000				0.500	0.500	1.300	1.300	0.500	0.6500	3.1000	0.2097	0.014	25.2118 ×√I	16.3877 ×√I
	VS-B500-H1400		2.000				0.500	0.500	1.400	1.400	0.500	0.7000	3.3000	0.2121	0.014	25.4038 ×√I	17.7827 ×√I

9.9 用地巾杭

9.9.1 巾杭設置基準

■設置間隔

道路計画法線における原則 20.0m，曲線区間，測点間の計画幅変化点，その他付属施設等を考慮して設置する。

■幅杭数値

10cm ラウンドに切上げする。

9.9.2 余裕幅

用地巾杭は福島県「土木設計マニュアル（道路編）第 2 編 1-17」に準拠して設定し，以下のとおりとする。

地形が平坦地の場合の余裕幅は 0.5 を標準とする。

(2) 平地部における用地杭の設置

① 宅地及び宅地見込地の場合

・市街地に準ずる。

② 田地及び畑地の場合

・地形が平坦地の場合の余裕幅は 0.5m を標準とする。

・将来宅地化の可能性のある場所は市街地に準ずる。

・丘陵地については山地部に準ずる。

表１－４－１ 切土の場合の余裕幅

切 土 高 (H)	余 裕 幅 (W)		おおよその地形
	標 準 値	上 限 値	
H ≦ 1.5m	0.5m		
1.5 ＜ H ≦ 3m	1.0m		平地及び丘陵地
3 ＜ H ≦ 7m	1.5m	2.0m	
7 ＜ H ≦ 14m	2.0m	3.0m	山地部
14 ＜ H	3.0m	4.0m	

(注) 上表における上限値は地形が急峻、複雑な場合に採用する。

①盛土部の場合

(ｲ) 盛土部の法尻には道路構造物保全に必要な余裕をとって、用地杭を設置するものとする。
余裕幅は 0.5m を標準とするが盛土高が高い場合、地形が複雑な箇所、軟弱地盤等の場合は表１－４－１の上限値を採用してもよい。

表１－４－２ 盛土の場合の余裕幅

盛 土 高 (H) (法尻より)	余 裕 幅 (W)		おおよその地形
	標 準 値	上 限 値	
H ≦ 5m	0.5m		
5 ＜ H ≦ 10m	0.5m		
10 ＜ H ≦ 15m	0.5m	1.0m	丘陵地及び山地部
15 ＜ H ≦ 20m	0.5m	1.5m	〃

２）前項以外の田、畑地等箇所

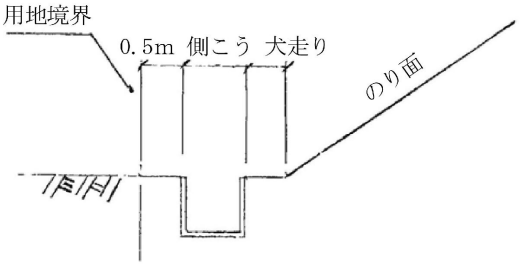
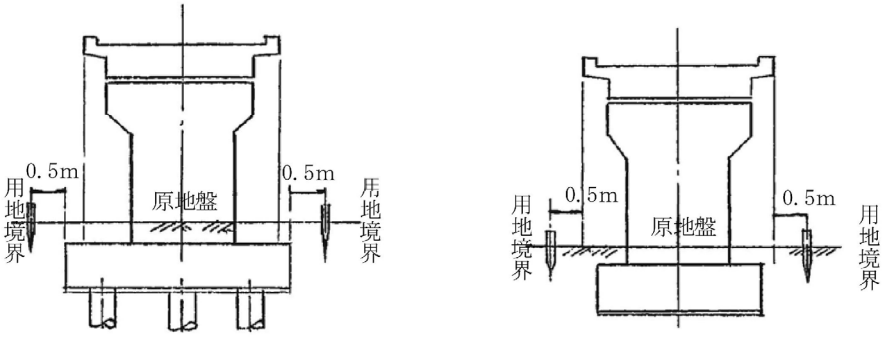


図１－４－３

４）橋梁箇所



注） 斜杭等がある場合は図１－４－４構造物箇所に準ずるものとする。

図１－４－５

＜設計施工マニュアル（案）【河川編・道路編】（東北地方整備局）（H15.4）第２編道路　2-9 図 2-22＞

主要点座標リスト

ファイル名　：県道母畑須賀川線_予備[測量]
線形名　　：県道母畑須賀川線_予備[測量]
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：20　　開始測点:　　-1-00.000000

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	BP	-1-00.000000	141,225.715382	50,924.739954	0.000000		0.000000	25.942199	282-06-46.118
2	KA 1-1	0+05.942199	141,231.159020	50,899.375323	0.000000	60.000000	100.000000	36.000000	282-06-46.118
3	KE 1-1	2+01.942199	141,240.795748	50,864.742887	100.000000		100.000000	31.467754	292-25-33.783
4	KE 1-2	3+13.409953	141,257.142279	50,838.005904	100.000000	60.000000	0.000000	36.000000	310-27-20.686
5	KA 1-2	5+09.409953	141,283.574816	50,813.642137	0.000000		0.000000	168.677669	320-46-08.351
6	KA 2-1	13+18.087622	141,414.232920	50,706.962168	0.000000	60.000000	100.000000	36.000000	320-46-08.351
7	KE 2-1	15+14.087622	141,443.391318	50,685.936947	100.000000		100.000000	62.772928	331-04-56.016
8	KE 2-2	18+16.860551	141,504.017598	50,674.224133	100.000000	60.000000	0.000000	36.000000	7-02-54.475
9	KA 2-2	20+12.860551	141,538.909339	50,682.875061	0.000000		0.000000	0.000000	17-21-42.140
10	KA 3-1	20+12.860551	141,538.909339	50,682.875061	0.000000	60.000000	-100.000000	36.000000	17-21-42.140
11	KE 3-1	22+08.860551	141,573.801080	50,691.525989	-100.000000		-100.000000	24.182097	7-02-54.475
12	KE 3-2	23+13.042648	141,597.924245	50,691.576852	-100.000000	60.000000	0.000000	36.000000	353-11-35.319
13	KA 3-2	25+09.042648	141,632.852155	50,683.073134	0.000000		0.000000	10.957351	342-52-47.654
14	EP	25+19.999998	141,643.323984	50,679.847558					342-52-47.654

設計中心線座標は，別途示す。
なお，幅杭は，測量中心線を基準として計算した。

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：県道母畑須賀川線_予備[測量]
線形名　　：県道母畑須賀川線_予備[測量]
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	Ｘ 座 標	Ｙ 座 標	ＩＰ間距離	方 向 角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,225.715382	50,924.739954						
			79.186506	282-06-46.118				
IP.1	141,242.331655	50,847.316429			38-39-22.232 （ 右 ）	60.000000	100.000000	60.000000
			294.029190	320-46-08.351				
IP.2	141,470.087331	50,661.358056			56-35-33.789 （ 右 ）	60.000000	100.000000	60.000000
			121.288592	17-21-42.140				
IP.3	141,585.850013	50,697.550929			34-28-54.486 （ 左 ）	60.000000	100.000000	60.000000
			60.138729	342-52-47.654				
EP	141,643.323984	50,679.847558						

[県道母畑須賀川線_予備[測量]]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　1　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,242.331655　Y =　50,847.316429 交　角(IA)　　38-39-22.232 (右カーブ)
曲線中点 (SP)　2+17.676076　X =　141,247.915147　Y =　50,850.730080 接線方向角　301-26-27.235

構成要素　A1 =　60.000000　R1 =　100.000000　A2 =　60.000000
セカント　SL =　6.544341
曲 線 長　CL =　103.467754
接 線 長　TL =　53.244307

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
KA　1-1	0+05.942199	36.000000	35.948187	141,231.159020	50,899.375323	282-06-46.118
KE　1-1	2+01.942199	31.467754	31.338082	141,240.795748	50,864.742887	292-25-33.783
円　心　1			1.235223	141,333.233015	50,902.891958	
KE　1-2	3+13.409953	36.000000	35.948187	141,257.142279	50,838.005904	310-27-20.686
KA　1-2	5+09.409953			141,283.574816	50,813.642137	320-46-08.351

(クロソイド(A)　諸量)

A =　60.000000
R =　100.000000　τ =　10-18-47.665　X =　35.883535　Y =　2.155006　ΔR =　0.539376　XM =　17.980577
W =　35.263729

A =　60.000000
R =　100.000000　τ =　10-18-47.665　X =　35.883535　Y =　2.155006　ΔR =　0.539376　XM =　17.980577
W =　35.263729

[県道母畑須賀川線_予備[測量]]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　2　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,470.087331　Y =　50,661.358056 交　角(IA)　　56-35-33.789 (右カーブ)
曲線中点 (SP)　17+05.474086　X =　141,472.777779　Y =　50,675.283987 接線方向角　349-03-55.245

構成要素　A1 =　60.000000　R1 =　100.000000　A2 =　60.000000
セカント　SL =　14.183444
曲 線 長　CL =　134.772928
接 線 長　TL =　72.107214

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
KA　2-1	13+18.087622	36.000000	35.948187	141,414.232920	50,706.962168	320-46-08.351
KE　2-1	15+14.087622	62.772928	61.747355	141,443.391318	50,685.936947	331-04-56.016
円　心　1			4.885248	141,491.746711	50,773.468404	
KE　2-2	18+16.860551	36.000000	35.948187	141,504.017598	50,674.224133	7-02-54.475
KA　2-2	20+12.860551			141,538.909339	50,682.875061	17-21-42.140

(クロソイド(A)　諸量)

A =　60.000000
R =　100.000000　τ =　10-18-47.665　X =　35.883535　Y =　2.155006　ΔR =　0.539376　XM =　17.980577
W =　54.126636

A =　60.000000
R =　100.000000　τ =　10-18-47.665　X =　35.883535　Y =　2.155006　ΔR =　0.539376　XM =　17.980577
W =　54.126636

[県道母畑須賀川線_予備[測量]]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　3　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,585.850013　Y =　50,697.550929 交　角(IA)　　34-28-54.486 (左カーブ)
曲線中点 (SP)　23+00.951599　X =　141,585.861123　Y =　50,692.281496 接線方向角　　0-07-14.897

構成要素　A1 =　60.000000　R1 =　-100.000000　A2 =　60.000000
セカント　SL =　5.269445
曲 線 長　CL =　96.182097
接 線 長　TL =　49.181378

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
KA　3-1	20+12.860551	36.000000	35.948187	141,538.909339	50,682.875061	17-21-42.140
KE　3-1	22+08.860551	24.182097	24.123219	141,573.801080	50,691.525989	7-02-54.475
円　心　1			0.730077	141,586.071967	50,592.281718	
KE　3-2	23+13.042648	36.000000	35.948187	141,597.924245	50,691.576852	353-11-35.319
KA　3-2	25+09.042648			141,632.852155	50,683.073134	342-52-47.654

(クロソイド(A)　諸量)

A =　60.000000
R =　-100.000000　τ =　-10-18-47.665　X =　35.883535　Y =　-2.155006　ΔR =　-0.539376　XM =　17.980577
W =　-31.200801

A =　60.000000
R =　-100.000000　τ =　-10-18-47.665　X =　35.883535　Y =　-2.155006　ΔR =　-0.539376　XM =　17.980577
W =　-31.200801

主要点座標リスト

ファイル名　：県道母畑須賀川線_修正案210916
線形名　　：県道母畑須賀川線_修正案210916
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：20　　開始測点:　　-1-00.000000

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	BP	-1-00.000000	141,225.715382	50,924.739954	0.000000		0.000000	25.942199	282-06-46.118
2	KA 1-1	0+05.942199	141,231.159020	50,899.375323	0.000000	60.000000	100.000000	36.000000	282-06-46.118
3	KE 1-1	2+01.942199	141,240.795748	50,864.742887	100.000000		100.000000	31.467754	292-25-33.783
4	KE 1-2	3+13.409953	141,257.142279	50,838.005904	100.000000	60.000000	0.000000	36.000000	310-27-20.686
5	KA 1-2	5+09.409953	141,283.574816	50,813.642137	0.000000		0.000000	168.677668	320-46-08.351
6	KA 2-1	13+18.087621	141,414.232919	50,706.962169	0.000000	60.000000	100.000000	36.000000	320-46-08.351
7	KE 2-1	15+14.087621	141,443.391317	50,685.936947	100.000000		100.000000	56.971580	331-04-56.016
8	KE 2-2	18+11.059201	141,498.242677	50,673.679615	100.000000	60.000000	0.000000	36.000000	3-43-28.335
9	KA 3-1	20+07.059201	141,533.577308	50,680.292934	0.000000	75.000000	-160.000000	35.156250	14-02-16.000
10	KE 3-1	22+02.215451	141,567.954528	50,687.562268	-160.000000		-160.000000	50.803822	7-44-35.071
11	KE 3-2	24+13.019274	141,618.531087	50,686.367438	-160.000000	75.000000	0.000000	35.156250	349-33-01.068
12	KA 3-2	26+08.175524	141,652.526684	50,677.482852	0.000000		0.000000	52.092804	343-15-20.139
13	EP	29+00.268328	141,702.410727	50,662.474771					343-15-20.139

赤枠の範囲は，平面線形(設計)の変更区間を示す

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：県道母畑須賀川線_修正案210916
線形名　　：県道母畑須賀川線_修正案210916
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	Ｘ 座 標	Ｙ 座 標	ＩＰ間距離	方 向 角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,225.715382	50,924.739954						
			79.186506	282-06-46.118				
IP.1	141,242.331655	50,847.316429			38-39-22.232 （ 右 ）	60.000000	100.000000	60.000000
			290.324435	320-46-08.351				
IP.2	141,467.217619	50,663.701123			53-16-07.649 （ 右 ）	60.000000	100.000000	60.000000
			130.106659	14-02-16.000				
IP.3	141,593.438774	50,695.260003			30-46-55.861 （ 左 ）	75.000000	160.000000	75.000000
			113.797004	343-15-20.139				
EP	141,702.410727	50,662.474771						

[県道母畑須賀川線_修正案210916]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　1　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,242.331655　Y =　50,847.316429 交　角(IA)　　38-39-22.232 (右カーブ)
曲線中点 (SP)　2+17.676076　X =　141,247.915147　Y =　50,850.730080 接線方向角　301-26-27.235

構成要素　A1 =　60.000000　R1 =　100.000000　A2 =　60.000000
セカント　SL =　6.544341
曲 線 長　CL =　103.467754
接 線 長　TL =　53.244307

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
KA　1-1	0+05.942199	36.000000	35.948187	141,231.159020	50,899.375323	282-06-46.118
KE　1-1	2+01.942199	31.467754	31.338082	141,240.795748	50,864.742887	292-25-33.783
円　心　1			1.235223	141,333.233015	50,902.891958	
KE　1-2	3+13.409953	36.000000	35.948187	141,257.142279	50,838.005904	310-27-20.686
KA　1-2	5+09.409953			141,283.574816	50,813.642137	320-46-08.351

(クロソイド(A)　諸量)

A =　60.000000
R =　100.000000　τ =　10-18-47.665　X =　35.883535　Y =　2.155006　ΔR =　0.539376　XM =　17.980577
W =　35.263729

A =　60.000000
R =　100.000000　τ =　10-18-47.665　X =　35.883535　Y =　2.155006　ΔR =　0.539376　XM =　17.980577
W =　35.263729

[県道母畑須賀川線_修正案210916]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　2　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,467.217619　Y =　50,663.701123 交　角(IA)　　53-16-07.649 (右カーブ)
曲線中点 (SP)　17+02.573411　X =　141,469.938147　Y =　50,675.875441 接線方向角　347-24-12.175

構成要素　A1 =　60.000000　R1 =　100.000000　A2 =　60.000000
セカント　SL =　12.474585
曲 線 長　CL =　128.971580
接 線 長　TL =　68.402460

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
KA　2-1	13+18.087621	36.000000	35.948187	141,414.232919	50,706.962169	320-46-08.351
KE　2-1	15+14.087621	56.971580	56.204216	141,443.391317	50,685.936947	331-04-56.016
円　心　1			4.029840	141,491.746711	50,773.468404	
KE　2-2	18+11.059201	36.000000	35.948187	141,498.242677	50,673.679615	3-43-28.335
KA　3-1	20+07.059201			141,533.577308	50,680.292934	14-02-16.000

(クロソイド(A)　諸量)

A =　60.000000
R =　100.000000　τ =　10-18-47.665　X =　35.883535　Y =　2.155006　ΔR =　0.539376　XM =　17.980577
W =　50.421882

A =　60.000000
R =　100.000000　τ =　10-18-47.665　X =　35.883535　Y =　2.155006　ΔR =　0.539376　XM =　17.980577
W =　50.421882

[県道母畑須賀川線_修正案210916]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　3　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,593.438774　Y =　50,695.260003 交　角(IA)　　30-46-55.861 (左カーブ)
曲線中点 (SP)　23+07.617362　X =　141,593.290331　Y =　50,688.976488 接線方向角　358-38-48.069

構成要素　A1 =　75.000000　R1 =　-160.000000　A2 =　75.000000
セカント　SL =　6.285268
曲 線 長　CL =　121.116322
接 線 長　TL =　61.704199

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
KA　3-1	20+07.059201	35.156250	35.137394	141,533.577308	50,680.292934	14-02-16.000
KE　3-1	22+02.215451	50.803822	50.590670	141,567.954528	50,687.562268	7-44-35.071
円　心　1			2.012197	141,589.511516	50,529.021118	
KE　3-2	24+13.019274	35.156250	35.137394	141,618.531087	50,686.367438	349-33-01.068
KA　3-2	26+08.175524			141,652.526684	50,677.482852	343-15-20.139

(クロソイド(A)　諸量)

A =　75.000000
R =　-160.000000　τ =　-6-17-40.928　X =　35.113840　Y =　-1.286351　ΔR =　-0.321726　XM =　17.571055
W =　-44.133144

A =　75.000000
R =　-160.000000　τ =　-6-17-40.928　X =　35.113840　Y =　-1.286351　ΔR =　-0.321726　XM =　17.571055
W =　-44.133144

巾 杭 調 書

ファイル名　：県道母畑須賀川線_予備[測量]
コメント　　：県道母畑須賀川線_予備[測量]
測地系　　：JGD2011
出力範囲　　：　　-1-00.000000　～　　25+19.999998
巾杭データ　：巾杭21117

摘要	名称(左)	離れ(左)	測点	離れ(右)	名称(右)	摘要
			-1-00.000000			
			0+00.000000			
			0+05.942199			
			1+00.000000			
			2+00.000000			
			2+01.942199			
			3+00.000000			
			3+13.409953			
			4+00.000000			
			4+02.900000	7.800000	R001	
	L001	5.300000	4+04.600000			
			4+05.600000	8.300000	R002	
	L002	6.700000	4+07.400000			
			4+16.100000	9.200000	R003	
	L003	5.900000	4+17.100000			
	L004	5.200000	5+00.000000	7.600000	R004	
	L005	5.100000	5+09.409953	7.400000	R005	
	L006	5.100000	6+00.000000	7.400000	R006	
	L007	5.100000	7+00.000000	7.400000	R007	
	L008	5.100000	7+01.700000	7.400000	R008	
	L009	7.000000	7+01.700000	9.000000	R009	
	L010	7.000000	7+11.700000	9.000000	R010	

巾 杭 調 書

巾杭データ　：　巾杭21117

摘要	名称(左)	離れ(左)	測点	離れ(右)	名称(右)	摘要
	L011	5.100000	7+11.700000	7.400000	R011	
	L012	5.100000	8+00.000000	7.400000	R012	
	L013	5.100000	9+00.000000	7.400000	R013	
	L014	5.100000	10+00.000000	7.400000	R014	
	L015	5.100000	10+01.700000	7.400000	R015	
	L016	7.000000	10+01.700000	9.000000	R016	
	L017	7.000000	10+11.700000	9.000000	R017	
	L018	5.100000	10+11.700000	7.400000	R018	
	L019	5.100000	11+00.000000	7.400000	R019	
	L020	5.100000	12+00.000000	7.400000	R020	
	L021	5.100000	12+19.000000			
			13+00.000000	7.400000	R021	
	L022	9.200000	13+00.800000			
			13+08.500000	7.400000	R022	
	L023	5.100000	13+09.900000			
	L024	5.100000	13+13.600000			
			13+18.087622			
			14+00.000000			
			14+18.262200	16.350000	R023	
			15+00.000000	15.700000	R024	
	L025	14.530000	15+14.087622	14.500000	R025	
	L026	12.200000	15+18.300000			
	L027	12.100000	16+00.000000	14.000000	R026	
	L028	11.800000	16+10.000000			

巾 杭 調 書

巾杭データ　：　巾杭21117

摘要	名称(左)	離れ(左)	測点	離れ(右)	名称(右)	摘要
	L029	10.600000	17+00.000000	13.100000	R027	
	L030	10.400000	17+08.000000			
	L031	9.200000	17+15.606000			
			17+15.771000	12.100000	R028	
			18+00.000000			
	L032	7.700000	18+09.348000	9.900000	R029	
	L033	7.000000	18+16.860551	9.200000	R030	
	L034	6.900000	19+00.000000	9.100000	R031	
	L035	6.800000	19+10.000000			
	L036	6.700000	20+00.000000	7.800000	R032	
	L037	7.100000	20+08.360000			
	L038	6.200000	20+12.860551	6.900000	R033	
	L039	6.700000	21+00.000000	6.600000	R034	
			21+01.058800	6.600000	R035	
	L040	10.000000	21+10.000000			
	L041	10.900000	22+00.000000			
	L042	11.300000	22+08.860551			
	L043	11.400000	23+00.000000			
	L044	11.000000	23+13.042648			
	L045	10.200000	24+00.000000			
	L046	8.300000	25+00.000000			
			25+09.042648			
	L047	7.430000	25+15.240000			
			25+19.999998			

巾 杭 成 果 出 力

ファイル名　　：県道母畑須賀川線_予備[測量]
コメント　　：県道母畑須賀川線_予備[測量]
測地系　　：JGD2011
巾杭データ　　：巾杭21117
出力範囲　　：　　-1-00.000000　～　　25+19.999998

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左) (名　称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右) (名　称)	XR (摘要)	YR
-1-00.000000	141,225.715382	50,924.739954	282-06-46.118						
0+00.000000	141,229.912126	50,905.185227	282-06-46.118						
0+05.942199	141,231.159020	50,899.375323	282-06-46.118						
1+00.000000	141,234.234394	50,885.658523	283-41-07.565						
2+00.000000	141,240.071982	50,866.545160	291-20-35.774						
2+01.942199	141,240.795748	50,864.742887	292-25-33.783						
3+00.000000	141,249.150278	50,848.761621	302-46-20.671						
3+13.409953	141,257.142279	50,838.005904	310-27-20.686						
4+00.000000	141,261.570712	50,833.126896	313-53-09.492						
4+02.900000	141,263.604835	50,831.060017	315-10-35.255				7.800000 (R001)	141,269.103255 ( )	50,836.592410 ( )
4+04.600000	141,264.817923	50,829.869059	315-52-14.607	5.300000 (L001)	141,261.127641 ( )	50,826.064875 ( )			
4+05.600000	141,265.538055	50,829.175225	316-15-27.464				8.300000 (R002)	141,271.276815 ( )	50,835.171610 ( )
4+07.400000	141,266.845669	50,827.938248	316-54-50.223	6.700000 (L002)	141,262.268926 ( )	50,823.045046 ( )			
4+16.100000	141,273.334557	50,822.144045	319-21-33.238				9.200000 (R003)	141,279.326648 ( )	50,829.125079 ( )

巾 杭 成 果 出 力

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左) (名　称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右) (名　称)	XR (摘要)	YR
4+17.100000	141,274.094537	50,821.494099	319-33-47.194	5.900000 (L003)	141,270.267738 ( )	50,817.003486 ( )			
5+00.000000	141,276.310351	50,819.623240	320-03-51.660	5.200000 (L004)	141,272.972332 ( )	50,815.636057 ( )	7.600000 (R004)	141,281.188995 ( )	50,825.450661 ( )
5+09.409953	141,283.574816	50,813.642137	320-46-08.351	5.100000 (L005)	141,280.349327 ( )	50,809.691666 ( )	7.400000 (R005)	141,288.254936 ( )	50,819.374194 ( )
6+00.000000	141,291.777890	50,806.944476	320-46-08.351	5.100000 (L006)	141,288.552401 ( )	50,802.994005 ( )	7.400000 (R006)	141,296.458010 ( )	50,812.676533 ( )
7+00.000000	141,307.269935	50,794.295503	320-46-08.351	5.100000 (L007)	141,304.044447 ( )	50,790.345031 ( )	7.400000 (R007)	141,311.950055 ( )	50,800.027560 ( )
7+01.700000	141,308.586759	50,793.220340	320-46-08.351	5.100000 (L008)	141,305.361271 ( )	50,789.269868 ( )	7.400000 (R008)	141,313.266879 ( )	50,798.952397 ( )
7+01.700000	141,308.586759	50,793.220340	320-46-08.351	7.000000 (L009)	141,304.159618 ( )	50,787.798124 ( )	9.000000 (R009)	141,314.278797 ( )	50,800.191760 ( )
7+11.700000	141,316.332782	50,786.895853	320-46-08.351	7.000000 (L010)	141,311.905641 ( )	50,781.473637 ( )	9.000000 (R010)	141,322.024820 ( )	50,793.867274 ( )
7+11.700000	141,316.332782	50,786.895853	320-46-08.351	5.100000 (L011)	141,313.107293 ( )	50,782.945382 ( )	7.400000 (R011)	141,321.012902 ( )	50,792.627910 ( )
8+00.000000	141,322.761980	50,781.646529	320-46-08.351	5.100000 (L012)	141,319.536492 ( )	50,777.696058 ( )	7.400000 (R012)	141,327.442101 ( )	50,787.378586 ( )
9+00.000000	141,338.254026	50,768.997556	320-46-08.351	5.100000 (L013)	141,335.028537 ( )	50,765.047084 ( )	7.400000 (R013)	141,342.934146 ( )	50,774.729612 ( )
10+00.000000	141,353.746071	50,756.348582	320-46-08.351	5.100000 (L014)	141,350.520583 ( )	50,752.398110 ( )	7.400000 (R014)	141,358.426191 ( )	50,762.080639 ( )
10+01.700000	141,355.062895	50,755.273419	320-46-08.351	5.100000 (L015)	141,351.837406 ( )	50,751.322948 ( )	7.400000 (R015)	141,359.743015 ( )	50,761.005476 ( )
10+01.700000	141,355.062895	50,755.273419	320-46-08.351	7.000000 (L016)	141,350.635754 ( )	50,749.851203 ( )	9.000000 (R016)	141,360.754933 ( )	50,762.244840 ( )
10+11.700000	141,362.808917	50,748.948932	320-46-08.351	7.000000 (L017)	141,358.381777 ( )	50,743.526717 ( )	9.000000 (R017)	141,368.500955 ( )	50,755.920353 ( )
10+11.700000	141,362.808917	50,748.948932	320-46-08.351	5.100000 (L018)	141,359.583429 ( )	50,744.998461 ( )	7.400000 (R018)	141,367.489038 ( )	50,754.680989 ( )

巾 杭 成 果 出 力

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左) (名　称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右) (名　称)	XR (摘要)	YR
11+00.000000	141,369.238116	50,743.699608	320-46-08.351	5.100000 (L019)	141,366.012628 ( )	50,739.749137 ( )	7.400000 (R019)	141,373.918236 ( )	50,749.431665 ( )
12+00.000000	141,384.730161	50,731.050635	320-46-08.351	5.100000 (L020)	141,381.504673 ( )	50,727.100163 ( )	7.400000 (R020)	141,389.410282 ( )	50,736.782691 ( )
12+19.000000	141,399.447604	50,719.034110	320-46-08.351	5.100000 (L021)	141,396.222116 ( )	50,715.083638 ( )			
13+00.000000	141,400.222207	50,718.401661	320-46-08.351				7.400000 (R021)	141,404.902327 ( )	50,724.133718 ( )
13+00.800000	141,400.841888	50,717.895702	320-46-08.351	9.200000 (L022)	141,395.023361 ( )	50,710.769361 ( )			
13+08.500000	141,406.806326	50,713.025847	320-46-08.351				7.400000 (R022)	141,411.486446 ( )	50,718.757904 ( )
13+09.900000	141,407.890769	50,712.140419	320-46-08.351	5.100000 (L023)	141,404.665281 ( )	50,708.189948 ( )			
13+13.600000	141,410.756797	50,709.800359	320-46-08.351	5.100000 (L024)	141,407.531309 ( )	50,705.849888 ( )			
13+18.087622	141,414.232920	50,706.962168	320-46-08.351						
14+00.000000	141,415.714457	50,705.752938	320-47-53.122						
14+18.262200	141,430.095573	50,694.501261	324-00-28.431				16.350000 (R023)	141,439.704039 ( )	50,707.730013 ( )
15+00.000000	141,431.506716	50,693.487062	324-35-23.701				15.700000 (R024)	141,440.603682 ( )	50,706.282968 ( )
15+14.087622	141,443.391318	50,685.936947	331-04-56.016	14.530000 (L025)	141,436.365279 ( )	50,673.218626 ( )	14.500000 (R025)	141,450.402850 ( )	50,698.629008 ( )
15+18.300000	141,447.120278	50,683.978284	333-29-44.668	12.200000 (L026)	141,441.675853 ( )	50,673.060490 ( )			
16+00.000000	141,448.647985	50,683.232602	334-28-11.170	12.100000 (L027)	141,443.433039 ( )	50,672.314071 ( )	14.000000 (R026)	141,454.681807 ( )	50,695.865615 ( )
16+10.000000	141,457.871848	50,679.380713	340-11-57.651	11.800000 (L028)	141,453.874614 ( )	50,668.278365 ( )			

巾 杭 成 果 出 力

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左) (名 称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右) (名 称)	XR (摘要)	YR
17+00.000000	141,467.434177	50,676.468916	345-55-44.131	10.600000 (L029)	141,464.857048 ( )	50,666.186970 ( )	13.100000 (R027)	141,470.619119 ( )	50,689.175849 ( )
17+08.000000	141,475.263620	50,674.836220	350-30-45.316	10.400000 (L030)	141,473.549378 ( )	50,664.578473 ( )			
17+15.606000	141,482.806008	50,673.868887	354-52-13.817	9.200000 (L031)	141,481.983463 ( )	50,664.705731 ( )			
17+15.771000	141,482.970359	50,673.854270	354-57-54.154				12.100000 (R028)	141,484.032298 ( )	50,685.907580 ( )
18+00.000000	141,487.189632	50,673.572292	357-23-17.093						
18+09.348000	141,496.534222	50,673.583071	2-44-38.727	7.700000 (L032)	141,496.902861 ( )	50,665.891900 ( )	9.900000 (R029)	141,496.060259 ( )	50,683.471719 ( )
18+16.860551	141,504.017598	50,674.224133	7-02-54.475	7.000000 (L033)	141,504.876561 ( )	50,667.277034 ( )	9.200000 (R030)	141,502.888677 ( )	50,683.354606 ( )
19+00.000000	141,507.126972	50,674.656795	8-46-07.696	6.900000 (L034)	141,508.178862 ( )	50,667.837445 ( )	9.100000 (R031)	141,505.739698 ( )	50,683.650430 ( )
19+10.000000	141,516.936822	50,676.584704	13-12-10.616	6.800000 (L035)	141,518.489949 ( )	50,669.964447 ( )			
20+00.000000	141,526.605979	50,679.131622	16-02-43.958	6.700000 (L036)	141,528.457868 ( )	50,672.692639 ( )	7.800000 (R032)	141,524.450048 ( )	50,686.627752 ( )
20+08.360000	141,534.612578	50,681.536112	17-12-01.878	7.100000 (L037)	141,536.712167 ( )	50,674.753655 ( )			
20+12.860551	141,538.909339	50,682.875061	17-21-42.140	6.200000 (L038)	141,540.759438 ( )	50,676.957533 ( )	6.900000 (R033)	141,536.850359 ( )	50,689.460697 ( )
21+00.000000	141,545.728508	50,684.989403	16-57-21.907	6.700000 (L039)	141,547.682487 ( )	50,678.580662 ( )	6.600000 (R034)	141,543.803693 ( )	50,691.302491 ( )
21+01.058800	141,546.741620	50,685.297074	16-49-36.678				6.600000 (R035)	141,544.831049 ( )	50,691.614488 ( )
21+10.000000	141,555.334741	50,687.766221	15-01-26.515	10.000000 (L040)	141,557.926982 ( )	50,678.108049 ( )			
22+00.000000	141,565.061169	50,690.082462	11-30-01.545	10.900000 (L041)	141,567.234359 ( )	50,679.401299 ( )			

巾 杭 成 果 出 力

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左) (名　称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右) (名　称)	XR (摘要)	YR
22+08.860551	141,573.801080	50,691.525989	7-02-54.475	11.300000 (L042)	141,575.187690 ( )	50,680.311387 ( )			
23+00.000000	141,584.909550	50,692.274962	0-39-57.711	11.400000 (L043)	141,585.042066 ( )	50,680.875732 ( )			
23+13.042648	141,597.924245	50,691.576852	353-11-35.319	11.000000 (L044)	141,596.620495 ( )	50,680.654387 ( )			
24+00.000000	141,604.800933	50,690.528059	349-35-31.444	10.200000 (L045)	141,602.958249 ( )	50,680.495885 ( )			
25+00.000000	141,624.200224	50,685.702319	343-31-50.177	8.300000 (L046)	141,621.847147 ( )	50,677.742857 ( )			
25+09.042648	141,632.852155	50,683.073134	342-52-47.654						
25+15.240000	141,638.774902	50,681.248785	342-52-47.654	7.430000 (L047)	141,636.587692 ( )	50,674.148010 ( )			
25+19.999998	141,643.323984	50,679.847558	342-52-47.654						

主要点座標リスト

ファイル名　：市道7122号線取付道路[No1+4]_211023
線形名　　：市道7122号線取付道路[No1+4]_211023
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：20　　開始測点:　　-0-04.038518

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	BP	-0-04.038518	141,235.213942	50,881.780371	0.000000		0.000000	8.038518	202-42-27.743
2	BC 1-0	0+04.000000	141,227.798520	50,878.677261	20.000000		20.000000	23.704287	202-42-27.743
3	BC 2-0	1+07.704287	141,215.520277	50,860.012696	-20.000000		-20.000000	18.853483	270-36-55.752
4	EC 2-0	2+06.557770	141,207.447115	50,843.742387	0.000000		0.000000	11.551349	216-36-15.252
5	EP	2+18.109119	141,198.174000	50,836.854500					216-36-15.252

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：市道7122号線取付道路[No1+4]_211023
線形名　　：市道7122号線取付道路[No1+4]_211023
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	Ｘ 座 標	Ｙ 座 標	ＩＰ間距離	方 向 角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,235.213942	50,881.780371						
			21.505283	202-42-27.743				
IP.1	141,215.375616	50,873.478684			67-54-28.009（右）	0.000000	20.000000	0.000000
			23.659747	270-36-55.752				
IP.2	141,215.629770	50,849.820302			54-00-40.500（左）	0.000000	20.000000	0.000000
			21.744331	216-36-15.252				
EP	141,198.174000	50,836.854500						

[市道7122号線取付道路[No1+4]_211023]
測地系 : JGD2011

IPNO. 1 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,215.375616 Y = 50,873.478684 交 角(IA) 67-54-28.009 (右カーブ)
曲線中点 (SP) 0+15.852144 X = 141,218.810339 Y = 50,871.219196 接線方向角 236-39-41.748

構成要素 R1 = 20.000000
セカント SL = 4.111279
曲 線 長 CL = 23.704287
接 線 長 TL = 13.466765

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
BC 1-0	0+04.000000	23.704287	22.341022	141,227.798520	50,878.677261	202-42-27.743
円 心 1			3.410253	141,235.519123	50,860.227537	
BC 2-0	1+07.704287			141,215.520277	50,860.012696	270-36-55.752

[市道7122号線取付道路[No1+4]_211023]
測地系 : JGD2011

IPNO. 2 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,215.629770 Y = 50,849.820302 交 角(IA) 54-00-40.500 (左カーブ)
曲線中点 (SP) 1+17.131029 X = 141,213.437196 Y = 50,850.908235 接線方向角 243-36-35.502

構成要素 R1 = -20.000000
セカント SL = 2.447648
曲 線 長 CL = 18.853483
接 線 長 TL = 10.192982

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
BC 2-0	1+07.704287	18.853483	18.163119	141,215.520277	50,860.012696	270-36-55.752
円 心 1			2.180761	141,195.521431	50,859.797855	
EC 2-0	2+06.557770			141,207.447115	50,843.742387	216-36-15.252

巾 杭 調 書

ファイル名　：市道7122号線取付道路[No1+4]_211023
コメント　：市道7122号線取付道路[No1+4]_211023
測地系　：JGD2011
出力範囲　：　-0-04.038518　～　2+18.109119
巾杭データ　：巾杭211213

摘要	名称(左)	離れ(左)	測点	離れ(右)	名称(右)	摘要
			-0-04.038518			
			0+00.000000			
			0+04.000000			
	A_L001	7.259000	0+12.215900			
	A_L002	7.500000	0+15.938000			
	A_L003	7.200000	1+00.000000			
	A_L004	6.900000	1+03.524000			
	A_L005	6.500000	1+07.704287			
	A_L006	4.900000	2+00.000000			
	A_L007	3.400000	2+06.557770			
	A_L008	1.550000	2+12.000000			
			2+18.109119			

巾 杭 成 果 出 力

ファイル名　　：市道7122号線取付道路[No1+4]_211023
コメント　　：市道7122号線取付道路[No1+4]_211023
測地系　　：JGD2011
巾杭データ　　：巾杭211213
出力範囲　　：　　-0-04.038518　～　　2+18.109119

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左) (名　称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右) (名　称)	XR (摘要)	YR
-0-04.038518	141,235.213942	50,881.780371	202-42-27.743						
0+00.000000	141,231.488465	50,880.221381	202-42-27.743						
0+04.000000	141,227.798520	50,878.677261	202-42-27.743						
0+12.215900	141,221.073165	50,874.059179	226-14-40.294	7.259000 (A_L001)	141,215.830004 ( )	50,879.079373			
0+15.938000	141,218.763308	50,871.147367	236-54-27.206	7.500000 (A_L002)	141,212.479877 ( )	50,875.242303			
1+00.000000	141,216.905106	50,867.543162	248-32-39.588	7.200000 (A_L003)	141,210.204060 ( )	50,870.176787			
1+03.524000	141,215.910955	50,864.167049	258-38-23.447	6.900000 (A_L004)	141,209.146137 ( )	50,865.526180			
1+07.704287	141,215.520277	50,860.012696	270-36-55.752	6.500000 (A_L005)	141,209.020652 ( )	50,859.942873			
2+00.000000	141,211.982347	50,848.438355	235-23-27.110	4.900000 (A_L006)	141,207.949422 ( )	50,851.221433			
2+06.557770	141,207.447115	50,843.742387	216-36-15.252	3.400000 (A_L007)	141,205.419749 ( )	50,846.471817			
2+12.000000	141,203.078238	50,840.497271	216-36-15.252	1.550000 (A_L008)	141,202.153997 ( )	50,841.741570			
2+18.109119	141,198.174000	50,836.854500	216-36-15.252						

主要点座標リスト

ファイル名　：市道7122[N01+4]の枝線_211104
線形名　　：市道7122[No1+4]の枝線_211104
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：20　　開始測点:　　-0-02.500000

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	BP	-0-02.500000	141,219.898388	50,872.717239	0.000000		0.000000	10.144453	321-21-20.145
2	BC 1-0	0+07.644453	141,227.821579	50,866.382179	-40.000000		-40.000000	16.684754	321-21-20.145
3	EC 1-0	1+04.329207	141,238.336638	50,853.583679	0.000000		0.000000	16.588446	297-27-23.208
4	EP	2+00.917653	141,245.985143	50,838.863729					297-27-23.208

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：市道7122[N01+4]の枝線_211104
線形名　　：市道7122[No1+4]の枝線_211104
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	Ｘ 座 標	Ｙ 座 標	ＩＰ間距離	方 向 角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,219.898388	50,872.717239						
			18.609928	321-21-20.145				
IP.1	141,234.433426	50,861.095616			23-53-56.937 （ 左 ）	0.000000	40.000000	0.000000
			25.053921	297-27-23.208				
EP	141,245.985143	50,838.863729						

[市道7122[No1+4]の枝線_211104]
測地系 : JGD2011

IPNO. 1 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,234.433426 Y = 50,861.095616 交 角(IA) 23-53-56.937 (左カーブ)
曲線中点 (SP) 0+15.986830 X = 141,233.748850 Y = 50,860.533179 接線方向角 309-24-21.677

構成要素 R1 = -40.000000
セカント SL = 0.885991
曲 線 長 CL = 16.684754
接 線 長 TL = 8.465475

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
BC 1-0	0+07.644453	16.684754	16.564060	141,227.821579	50,866.382179	321-21-20.145
円 心 1			0.866792	141,202.842175	50,835.140710	
EC 1-0	1+04.329207			141,238.336638	50,853.583679	297-27-23.208

巾 杭 調 書

ファイル名　：市道7122[N01+4]の枝線_211104
コメント　　：市道7122[No1+4]の枝線_211104
測地系　　：JGD2011
出力範囲　　：　　-0-02.500000　～　　2+00.917653
巾杭データ　：巾杭211213

摘要	名称(左)	離れ(左)	測点	離れ(右)	名称(右)	摘要
			-0-02.500000			
			0+00.000000			
	B_L001	5.800000	0+18.550000			
	B_L002	5.500000	1+00.000000			
	B_L003	4.800000	1+04.329207			
	B_L004	4.350000	1+07.500000			
			2+00.000000			
			2+00.917653			

巾 杭 成 果 出 力

ファイル名　　：市道7122[N01+4]の枝線_211104
コメント　　：市道7122[No1+4]の枝線_211104
測地系　　：JGD2011
巾杭データ　　：巾杭211213
出力範囲　　：　　-0-02.500000　～　　2+00.917653

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左) (名　称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右) (名　称)	XR (摘要)	YR
-0-02.500000	141,219.898388	50,872.717239	321-21-20.145						
0+00.000000	141,221.850980	50,871.156026	321-21-20.145						
0+18.550000	141,235.311435	50,858.501942	305-44-04.383	5.800000 (B_L001)	141,230.603392 ( )	50,855.114564			
1+00.000000	141,236.136763	50,857.309842	303-39-27.284	5.500000 (B_L002)	141,231.558757 ( )	50,854.261586			
1+04.329207	141,238.336638	50,853.583679	297-27-23.208	4.800000 (B_L003)	141,234.077303 ( )	50,851.370522			
1+07.500000	141,239.798609	50,850.770039	297-27-23.208	4.350000 (B_L004)	141,235.938586 ( )	50,848.764366			
2+00.000000	141,245.562037	50,839.678019	297-27-23.208						
2+00.917653	141,245.985143	50,838.863729	297-27-23.208						

主要点座標リスト

ファイル名　：市道7130号線取付道路[No1+4]_211023
線形名　　：市道7130号線取付道路[No1+4]_211023
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：20　　開始測点:　　-0-07.750803

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	BP	-0-07.750803	141,234.246708	50,881.526483	0.000000		0.000000	9.250803	14-42-27.744
2	BC 1-0	0+01.500000	141,243.194396	50,883.875151	-10.000000		-10.000000	13.684108	14-42-27.744
3	EC 1-0	0+15.184108	141,254.697866	50,878.634081	0.000000		0.000000	15.075661	296-18-12.756
4	BC 2-0	1+10.259769	141,261.378293	50,865.119369	10.000000		10.000000	18.598436	296-18-12.756
5	EC 2-0	2+08.858206	141,277.145582	50,862.221018	0.000000		0.000000	19.241104	42-51-53.043
6	BC 3-0	3+08.099309	141,291.248575	50,875.310161	30.000000		30.000000	5.689134	42-51-53.043
7	EC 3-0	3+13.788444	141,295.027680	50,879.551356	0.000000		0.000000	11.413033	53-43-48.650
8	EP	4+05.201477	141,301.779500	50,888.753000					53-43-48.650

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：市道7130号線取付道路[No1+4]_211023
線形名　　：市道7130号線取付道路[No1+4]_211023
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	Ｘ 座 標	Ｙ 座 標	ＩＰ間距離	方 向 角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,234.246708	50,881.526483						
			17.407209	14-42-27.744				
IP.1	141,251.083546	50,885.945965			78-24-14.988 （ 左 ）	0.000000	10.000000	0.000000
			36.638618	296-18-12.756				
IP.2	141,267.319093	50,853.100945			106-33-40.287 （ 右 ）	0.000000	10.000000	0.000000
			35.500778	42-51-53.043				
IP.3	141,293.339805	50,877.251054			10-51-55.607 （ 右 ）	0.000000	30.000000	0.000000
			14.266156	53-43-48.650				
EP	141,301.779500	50,888.753000						

[市道7130号線取付道路[No1+4]_211023]
測地系 : JGD2011

IPNO. 1 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,251.083546 Y = 50,885.945965 交 角(IA) 78-24-14.988 (左カーブ)
曲線中点 (SP) 0+08.342054 X = 141,249.879315 Y = 50,883.302835 接線方向角 335-30-20.250

構成要素 R1 = -10.000000
セカント SL = 2.904532
曲 線 長 CL = 13.684108
接 線 長 TL = 8.156406

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
BC 1-0	0+01.500000	13.684108	12.641149	141,243.194396	50,883.875151	14-42-27.744
円 心 1			2.250785	141,245.733276	50,874.202815	
EC 1-0	0+15.184108			141,254.697866	50,878.634081	296-18-12.756

[市道7130号線取付道路[No1+4]_211023]
測地系 : JGD2011

IPNO. 2 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,267.319093 Y = 50,853.100945 交 角(IA) 106-33-40.287 (右カーブ)
曲線中点 (SP) 1+19.558987 X = 141,268.534969 Y = 50,859.715421 接線方向角 349-35-02.899

構成要素 R1 = 10.000000
セカント SL = 6.725299
曲 線 長 CL = 18.598436
接 線 長 TL = 13.406551

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
BC 2-0	1+10.259769	18.598436	16.031464	141,261.378293	50,865.119369	296-18-12.756
円 心 1			4.021033	141,270.342884	50,869.550635	
EC 2-0	2+08.858206			141,277.145582	50,862.221018	42-51-53.043

[市道7130号線取付道路[No1+4]_211023]
測地系 : JGD2011

IPNO. 3 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,293.339805 Y = 50,877.251054 交 角(IA) 10-51-55.607 (右カーブ)
曲線中点 (SP) 3+10.943876 X = 141,293.238739 Y = 50,877.341108 接線方向角 48-17-50.847

構成要素 R1 = 30.000000
セカント SL = 0.135366
曲 線 長 CL = 5.689134
接 線 長 TL = 2.853123

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
BC 3-0	3+08.099309	5.689134	5.680614	141,291.248575	50,875.310161	42-51-53.043
円 心 1			0.134758	141,270.840479	50,897.299013	
EC 3-0	3+13.788444			141,295.027680	50,879.551356	53-43-48.650

巾 杭 調 書

ファイル名　：市道7130号線取付道路[No1+4]_211023
コメント　：市道7130号線取付道路[No1+4]_211023
測地系　：JGD2011
出力範囲　：　-0-07.750803　～　3+15.400000
巾杭データ　：巾杭211117

摘要	名称(左)	離れ(左)	測点	離れ(右)	名称(右)	摘要
			-0-07.750803			
			0+00.000000			
			0+01.500000			
			0+15.184108			
			1+00.000000			
			1+10.259769			
			2+00.000000			
			2+01.194000	5.400000	C_R001	
			2+08.858206	6.300000	C_R002	
			3+00.000000	6.500000	C_R003	
			3+06.902300	6.100000	C_R004	
			3+10.952432	8.300000	C_R005	
			3+15.400000	7.930000	C_R006	

巾 杭 成 果 出 力

ファイル名　　：市道7130号線取付道路[No1+4]_211023
コメント　　：市道7130号線取付道路[No1+4]_211023
測地系　　：JGD2011
巾杭データ　　：巾杭211117
出力範囲　　：　　-0-07.750803　～　　3+15.400000

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左) (名　称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右) (名　称)	XR (摘要)	YR
-0-07.750803	141,234.246708	50,881.526483	14-42-27.744						
0+00.000000	141,241.743545	50,883.494319	14-42-27.744						
0+01.500000	141,243.194396	50,883.875151	14-42-27.744						
0+15.184108	141,254.697866	50,878.634081	296-18-12.756						
1+00.000000	141,256.831916	50,874.316832	296-18-12.756						
1+10.259769	141,261.378293	50,865.119369	296-18-12.756						
2+00.000000	141,268.970332	50,859.645278	352-06-39.438						
2+01.194000	141,270.159996	50,859.552308	358-57-07.456				5.400000 (C_R001)	141,270.258755 ( )	50,864.951405 ( )
2+08.858206	141,277.145582	50,862.221018	42-51-53.043				6.300000 (C_R002)	141,272.859882 ( )	50,866.838677 ( )
3+00.000000	141,285.312091	50,869.800445	42-51-53.043				6.500000 (C_R003)	141,280.890337 ( )	50,874.564696 ( )
3+06.902300	141,290.371213	50,874.495871	42-51-53.043				6.100000 (C_R004)	141,286.221567 ( )	50,878.966938 ( )
3+10.952432	141,293.244430	50,877.347497	48-18-49.670				8.300000 (C_R005)	141,287.046004 ( )	50,882.867416 ( )
3+15.400000	141,295.981058	50,880.850657	53-43-48.650				7.930000 (C_R006)	141,289.587575 ( )	50,885.541954 ( )

主要点座標リスト

ファイル名　：市道3232号線取付道路[No14+12]_211023
線形名　　：市道3232号線取付道路[No14+12]_211023
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：20　　開始測点:　　-0-05.000000

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	BP	-0-05.000000	141,426.488298	50,698.444433	0.000000		0.000000	16.281013	232-32-19.037
2	BC 1-0	0+11.281013	141,416.585754	50,685.521159	60.000000		60.000000	9.691421	232-32-19.037
3	KE 1-1	1+00.972434	141,411.336700	50,677.386847	60.000000	40.000000	0.000000	26.666667	241-47-35.687
4	KA 1-1	2+07.639100	141,402.359900	50,652.338642	0.000000		0.000000	66.327061	254-31-32.311
5	EP	5+13.966161	141,384.663370	50,588.415940					254-31-32.311

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：市道3232号線取付道路[No14+12]_211023
線形名　　：市道3232号線取付道路[No14+12]_211023
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	Ｘ 座 標	Ｙ 座 標	ＩＰ間距離	方 向 角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,426.488298	50,698.444433						
			29.253450	232-32-19.037				
IP.1	141,408.695574	50,675.224112			21-59-13.274（右）	0.000000	60.000000	40.000000
			90.073334	254-31-32.311				
EP	141,384.663370	50,588.415940						

[市道3232号線取付道路[No14+12]_211023]
測地系 : JGD2011

IPNO. 1 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,408.695574 Y = 50,675.224112 交 角(IA) 21-59-13.274 (右カーブ)
曲線中点 (SP) 1+04.060873 X = 141,409.944855 Y = 50,674.630154 接線方向角 244-34-18.133

構成要素 R1 = 60.000000 A1 = 40.000000
セカント SL = 1.383289
曲 線 長 CL = 36.358087
接 線 長 T1 = 12.972437 T2 = 23.746273

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
BC 1-0	0+11.281013	9.691421	9.680889	141,416.585754	50,685.521159	232-32-19.037
円 心 1			0.195568	141,464.211565	50,649.027568	
KE 1-1	1+00.972434	26.666667	26.608185	141,411.336700	50,677.386847	241-47-35.687
KA 1-1	2+07.639100			141,402.359900	50,652.338642	254-31-32.311

(クロソイド(A) 諸量)

A = 40.000000
R = 60.000000 τ = 12-43-56.624 X = 26.535280 Y = 1.968352 ΔR = 0.492957 XM = 13.311416
W = 11.751529

巾 杭 調 書

ファイル名　：市道3232号線取付道路[No14+12]_211023
コメント　：市道3232号線取付道路[No14+12]_211023
測地系　：JGD2011
出力範囲　：　0+00.000000　～　5+00.000000
巾杭データ　：巾杭211117

摘要	名称(左)	離れ(左)	測点	離れ(右)	名称(右)	摘要
			0+00.000000			
			0+11.190000	20.160000	E_R001	
			0+11.281013			
			0+00.000000			
			1+00.000000	15.300000	E_R002	
			1+00.972434	14.800000	E_R003	
			2+00.000000	13.200000	E_R004	
			2+07.639100	12.300000	E_R005	
			2+13.187000	12.500000	E_R006	
			3+00.000000	11.700000	E_R007	
			4+00.000000			
			4+15.700000	9.144000	E_R008	
			5+00.000000			

巾 杭 成 果 出 力

ファイル名　　：市道3232号線取付道路[No14+12]_211023
コメント　　：市道3232号線取付道路[No14+12]_211023
測地系　　：JGD2011
巾杭データ　　：巾杭211117
出力範囲　　：　　0+00.000000　～　　5+00.000000

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左) (名　称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右) (名　称)	XR (摘要)	YR
0+00.000000	141,423.447165	50,694.475615	232-32-19.037						
0+11.190000	141,416.641111	50,685.593402	232-32-19.037				20.160000 (E_R001)	141,432.643383 ( )	50,673.331555
0+11.281013	141,416.585754	50,685.521159	232-32-19.037						
0+00.000000	141,423.447165	50,694.475615	232-32-19.037						
1+00.000000	141,411.803249	50,678.240040	240-51-52.707				15.300000 (E_R002)	141,425.167370 ( )	50,670.790859
1+00.972434	141,411.336700	50,677.386847	241-47-35.687				14.800000 (E_R003)	141,424.379167 ( )	50,670.391558
2+00.000000	141,404.442750	50,659.688190	253-28-50.824				13.200000 (E_R004)	141,417.097913 ( )	50,655.934943
2+07.639100	141,402.359900	50,652.338642	254-31-32.311				12.300000 (E_R005)	141,414.214025 ( )	50,649.056915
2+13.187000	141,400.879681	50,646.991854	254-31-32.311				12.500000 (E_R006)	141,412.926556 ( )	50,643.656765
3+00.000000	141,399.061924	50,640.425825	254-31-32.311				11.700000 (E_R007)	141,410.337799 ( )	50,637.304182
4+00.000000	141,393.725783	50,621.150826	254-31-32.311						
4+15.700000	141,389.536911	50,606.019952	254-31-32.311				9.144000 (E_R008)	141,398.349441 ( )	50,603.580268
5+00.000000	141,388.389641	50,601.875827	254-31-32.311						

主要点座標リスト

ファイル名　：市道3231号線取付道路210727
線形名　　：市道3231号線取付道路210727
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：20　　開始測点:　　-2-19.997209

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	BP	-2-19.997209	141,487.213408	50,613.548943	0.000000		0.000000	92.999770	87-24-54.244
2	EP	1+13.002561	141,491.407723	50,706.454082					87-24-54.244

巾 杭 調 書

ファイル名　：市道3231号線取付道路210727
コメント　：市道3231号線取付道路210727
測地系　：JGD2011
出力範囲　：　-2-19.997209　～　1+13.002561
巾杭データ　：巾杭211117

摘要	名称(左)	離れ(左)	測点	離れ(右)	名称(右)	摘要
			-2-19.997209			
	F_L001	3.520000	-2-02.100000			
			-2-00.000000			
			-1-19.000000	2.600000	F_R001	
			-1-11.830800	5.700000	F_R002	
	F_L002	5.600000	-1-00.000000	6.500000	F_R003	
			0+00.000000			
	F_L003	4.700000	1+00.000000	5.600000	F_R004	
	F_L004	4.700000	1+04.980000			
			1+05.610000	5.600000	F_R005	
			1+13.002561			

巾 杭 成 果 出 力

ファイル名　　：市道3231号線取付道路210727
コメント　　：市道3231号線取付道路210727
測地系　　：JGD2011
巾杭データ　　：巾杭211117
出力範囲　　：　　-2-19.997209　～　　1+13.002561

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左) (名　称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右) (名　称)	XR (摘要)	YR
-2-19.997209	141,487.213408	50,613.548943	87-24-54.244						
-2-02.100000	141,488.020577	50,631.427941	87-24-54.244	3.520000 (F_L001)	141,491.536995 ( )	50,631.269188 ( )			
-2-00.000000	141,488.115288	50,633.525804	87-24-54.244						
-1-19.000000	141,488.160388	50,634.524787	87-24-54.244				2.600000 (F_R001)	141,485.563033 ( )	50,634.642047 ( )
-1-11.830800	141,488.483721	50,641.686692	87-24-54.244				5.700000 (F_R002)	141,482.789521 ( )	50,641.943763 ( )
-1-00.000000	141,489.017293	50,653.505453	87-24-54.244	5.600000 (F_L002)	141,494.611595 ( )	50,653.252892 ( )	6.500000 (F_R003)	141,482.523907 ( )	50,653.798605 ( )
0+00.000000	141,489.919299	50,673.485103	87-24-54.244						
1+00.000000	141,490.821304	50,693.464752	87-24-54.244	4.700000 (F_L003)	141,495.516522 ( )	50,693.252781 ( )	5.600000 (F_R004)	141,485.227002 ( )	50,693.717314 ( )
1+04.980000	141,491.045903	50,698.439685	87-24-54.244	4.700000 (F_L004)	141,495.741121 ( )	50,698.227713 ( )			
1+05.610000	141,491.074317	50,699.069044	87-24-54.244				5.600000 (F_R005)	141,485.480015 ( )	50,699.321605 ( )
1+13.002561	141,491.407723	50,706.454082	87-24-54.244						

主要点座標リスト

ファイル名　：右岸堤防法線
線形名　　：右岸堤防法線
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：距離表示　　開始測点:　0.000000

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	103.2K	0.000000	141,342.679894	50,921.283450	0.000000		0.000000	30.536459	231-00-57.207
2	IP.1	30.536459	141,323.469260	50,897.546835	0.000000		0.000000	159.568267	233-12-18.029
3	103.4k	190.104726	141,227.895271	50,769.767164					233-12-18.029

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：右岸堤防法線
線形名　　：右岸堤防法線
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	Ｘ 座 標	Ｙ 座 標	ＩＰ間距離	方 向 角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,342.679894	50,921.283450						
			30.536459	231-00-57.207				
IP.1	141,323.469260	50,897.546835			2-11-20.822（ 右 ）			
			159.568267	233-12-18.029				
EP	141,227.895271	50,769.767164						

[右岸堤防法線]
測地系 : JGD2011

IPNO. 1 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,323.469260 Y = 50,897.546835 交 角(IA) 2-11-20.822 (右カーブ)

接 線 長 T1 = 30.536459 T2 = 159.568267

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
103.2K	0.000000			141,342.679894	50,921.283450	231-00-57.207
IP.1	30.536459			141,323.469260	50,897.546835	233-12-18.029
103.4k	190.104726			141,227.895271	50,769.767164	

主要点座標リスト

ファイル名　：左岸堤防法線
線形名　　：左岸堤防法線
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：距離表示　　開始測点:　　0.000000

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	103.2k	0.000000	141,462.692227	50,827.110510	0.000000		0.000000	13.221863	234-05-31.609
2	BC 1-0	13.221863	141,454.937818	50,816.401318	150.000000		150.000000	13.036069	234-05-31.609
3	EC 1-0	26.257932	141,447.760519	50,805.523885	0.000000		0.000000	56.417783	239-04-17.491
4	BC 2-0	82.675715	141,418.763605	50,757.128170	150.000000		150.000000	65.481632	239-04-17.491
5	EC 2-0	148.157347	141,398.234021	50,695.494441	0.000000		0.000000	65.168805	264-05-01.199
6	103.4k	213.326152	141,391.516675	50,630.672759					264-05-01.199

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：左岸堤防法線
線形名　　：左岸堤防法線
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	Ｘ 座 標	Ｙ 座 標	ＩＰ間距離	方 向 角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,462.692227	50,827.110510						
			19.744003	234-05-31.609				
IP.1	141,451.112688	50,811.118639			4-58-45.882（右）	0.000000	150.000000	0.000000
			96.210797	239-04-17.491				
IP.2	141,401.663453	50,728.588096			25-00-43.708（右）	0.000000	150.000000	0.000000
			98.439679	264-05-01.199				
EP	141,391.516675	50,630.672759						

[左岸堤防法線]
測地系 : JGD2011

IPNO. 1 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,451.112688 Y = 50,811.118639 交 角(IA) 4-58-45.882 (右カーブ)
曲線中点 (SP) 19.739898 X = 141,451.230984 Y = 50,811.040583 接線方向角 236-34-54.550

構成要素 R1 = 150.000000
セカント SL = 0.141727
曲 線 長 CL = 13.036069
接 線 長 TL = 6.522140

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
BC 1-0	13.221863	13.036069	13.031967	141,454.937818	50,816.401318	234-05-31.609
円 心 1			0.141594	141,576.431956	50,728.428740	
EC 1-0	26.257932			141,447.760519	50,805.523885	239-04-17.491

[左岸堤防法線]
測地系 : JGD2011

IPNO. 2 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,401.663453 Y = 50,728.588096 交 角(IA) 25-00-43.708 (右カーブ)
曲線中点 (SP) 115.416531 X = 141,405.122165 Y = 50,727.436033 接線方向角 251-34-39.345

構成要素 R1 = 150.000000
セカント SL = 3.645537
曲 線 長 CL = 65.481632
接 線 長 TL = 33.270874

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
BC 2-0	82.675715	65.481632	64.962916	141,418.763605	50,757.128170	239-04-17.491
円 心 1			3.559040	141,547.435042	50,680.033026	
EC 2-0	148.157347			141,398.234021	50,695.494441	264-05-01.199

主要点座標リスト

ファイル名　：右岸河川管理用通路_211208
線形名　　：右岸河川管理用通路_211208
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：距離表示　　開始測点:　　0.000000

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	103.2k	0.000000	141,342.679894	50,921.283450	0.000000		0.000000	30.536459	231-00-57.207
2	IP.1	30.536459	141,323.469260	50,897.546835	0.000000		0.000000	35.724160	233-12-18.031
3	IP.2	66.260619	141,302.072146	50,868.939509	0.000000		0.000000	41.403784	226-24-29.928
4	IP.3	107.664403	141,273.523638	50,838.951911	0.000000		0.000000	5.791770	233-12-18.012
5	IP.4	113.456173	141,270.054636	50,834.313956	0.000000		0.000000	10.852072	229-28-11.148
6	IP.5	124.308246	141,263.002425	50,826.065696	0.000000		0.000000	5.000000	233-16-17.670
7	IP.6	129.308245	141,260.012311	50,822.058301	0.000000		0.000000	44.676394	240-24-26.058
8	IP.7	173.984640	141,237.949677	50,783.209615	0.000000		0.000000	16.786619	233-12-18.027
9	103.4k	190.771259	141,227.895271	50,769.767164					233-12-18.027

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：右岸河川管理用通路_211208
線形名　　：右岸河川管理用通路_211208
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	Ｘ 座 標	Ｙ 座 標	ＩＰ間距離	方 向 角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,342.679894	50,921.283450						
			30.536459	231-00-57.207				
IP.1	141,323.469260	50,897.546835			2-11-20.824 (右)			
			35.724160	233-12-18.031				
IP.2	141,302.072146	50,868.939509			6-47-48.103 (左)			
			41.403784	226-24-29.928				
IP.3	141,273.523638	50,838.951911			6-47-48.084 (右)			
			5.791770	233-12-18.012				
IP.4	141,270.054636	50,834.313956			3-44-06.864 (左)			
			10.852072	229-28-11.148				
IP.5	141,263.002425	50,826.065696			3-48-06.522 (右)			
			5.000000	233-16-17.670				
IP.6	141,260.012311	50,822.058301			7-08-08.388 (右)			
			44.676394	240-24-26.058				
IP.7	141,237.949677	50,783.209615			7-12-08.031 (左)			
			16.786619	233-12-18.027				
EP	141,227.895271	50,769.767164						

[右岸河川管理用通路_211208]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　1　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,323.469260　Y =　50,897.546835 交　角(IA)　　2-11-20.824 (右カーブ)

接 線 長　T1 =　30.536459　T2 =　35.724160

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
103.2k	0.000000			141,342.679894	50,921.283450	231-00-57.207
IP.1	30.536459			141,323.469260	50,897.546835	233-12-18.031
IP.2	66.260619			141,302.072146	50,868.939509	

[右岸河川管理用通路_211208]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　2　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,302.072146　Y =　50,868.939509 交　角(IA)　　6-47-48.103 (左カーブ)

接 線 長　T1 =　35.724160　T2 =　41.403784

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.1	30.536459			141,323.469260	50,897.546835	233-12-18.031
IP.2	66.260619			141,302.072146	50,868.939509	226-24-29.928
IP.3	107.664403			141,273.523638	50,838.951911	

[右岸河川管理用通路_211208]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　3　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,273.523638　Y =　50,838.951911 交　角(IA)　　6-47-48.084 (右カーブ)

接 線 長　T1 =　41.403784　T2 =　5.791770

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.2	66.260619			141,302.072146	50,868.939509	226-24-29.928
IP.3	107.664403			141,273.523638	50,838.951911	233-12-18.012
IP.4	113.456173			141,270.054636	50,834.313956	

[右岸河川管理用通路_211208]
測地系 : JGD2011

IPNO. 4 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,270.054636 Y = 50,834.313956 交 角(IA) 3-44-06.864 (左カーブ)

接 線 長 T1 = 5.791770 T2 = 10.852072

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.3	107.664403			141,273.523638	50,838.951911	233-12-18.012
IP.4	113.456173			141,270.054636	50,834.313956	229-28-11.148
IP.5	124.308246			141,263.002425	50,826.065696	

[右岸河川管理用通路_211208]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　5　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,263.002425　Y =　50,826.065696 交　角(IA)　　3-48-06.522 (右カーブ)

接 線 長　T1 =　10.852072　T2 =　5.000000

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.4	113.456173			141,270.054636	50,834.313956	229-28-11.148
IP.5	124.308246			141,263.002425	50,826.065696	233-16-17.670
IP.6	129.308245			141,260.012311	50,822.058301	

[右岸河川管理用通路_211208]
測地系 : JGD2011

IPNO. 6 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,260.012311 Y = 50,822.058301 交 角(IA) 7-08-08.388 (右カーブ)

接 線 長 T1 = 5.000000 T2 = 44.676394

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.5	124.308246			141,263.002425	50,826.065696	233-16-17.670
IP.6	129.308245			141,260.012311	50,822.058301	240-24-26.058
IP.7	173.984640			141,237.949677	50,783.209615	

[右岸河川管理用通路_211208]
測地系　　: JGD2011

IPNO.　7　　[　　]

交 会 点 (IP)　　X =　141,237.949677　Y =　50,783.209615 交　角(IA)　　7-12-08.031 (左カーブ)

接 線 長　T1 =　44.676394　T2 =　16.786619

点　名	測　点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.6	129.308245			141,260.012311	50,822.058301	240-24-26.058
IP.7	173.984640			141,237.949677	50,783.209615	233-12-18.027
103.4k	190.771259			141,227.895271	50,769.767164	

主要点座標リスト

ファイル名　：左岸河川管理用通路
線形名　　：左岸河川管理用通路
測地系　　：JGD2011

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：距離表示　　開始測点:　　0.000000

No	主要点名	測点	X座標	Y座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	103.2k	0.000000	141,462.692227	50,827.110510	0.000000		0.000000	13.221864	234-05-31.609
2	BC　1-0	13.221864	141,454.937817	50,816.401317	150.000000		150.000000	13.036067	234-05-31.609
3	EC　1-0	26.257931	141,447.760519	50,805.523886	0.000000		0.000000	32.207974	239-04-17.488
4	IP.2	58.465905	141,431.206663	50,777.895577	0.000000		0.000000	24.376985	245-47-07.924
5	IP.3	82.842891	141,421.208362	50,755.663362	0.000000		0.000000	33.357453	252-24-30.958
6	IP.4	116.200343	141,411.126845	50,723.865836	0.000000		0.000000	5.000000	252-58-26.538
7	IP.5	121.200343	141,409.662820	50,719.084975	0.000000		0.000000	11.656450	256-30-25.333
8	IP.6	132.856793	141,406.943068	50,707.750260	0.000000		0.000000	7.871660	260-38-20.827
9	IP.7	140.728453	141,405.662724	50,699.983423	0.000000		0.000000	54.697993	256-48-31.499
10	IP.8	195.426446	141,393.180522	50,646.728704	0.000000		0.000000	16.141925	264-05-01.195
11	103.4k	211.568372	141,391.516675	50,630.672759					264-05-01.195

ＩＰの角度・距離計算書

ファイル名　：左岸河川管理用通路
線形名　　：左岸河川管理用通路
測地系　　：JGD2011

ＩＰ番号	Ｘ 座 標	Ｙ 座 標	ＩＰ間距離	方 向 角	Ｉ　Ａ	パラメータ１	半　径	パラメータ２
BP	141,462.692227	50,827.110510						
			19.744003	234-05-31.609				
IP.1	141,451.112688	50,811.118639			4-58-45.879 （ 右 ）	0.000000	150.000000	0.000000
			38.730113	239-04-17.488				
IP.2	141,431.206663	50,777.895577			6-42-50.437 （ 右 ）			
			24.376985	245-47-07.924				
IP.3	141,421.208362	50,755.663362			6-37-23.033 （ 右 ）			
			33.357453	252-24-30.958				
IP.4	141,411.126845	50,723.865836			0-33-55.580 （ 右 ）			
			5.000000	252-58-26.538				
IP.5	141,409.662820	50,719.084975			3-31-58.795 （ 右 ）			
			11.656450	256-30-25.333				
IP.6	141,406.943068	50,707.750260			4-07-55.494 （ 右 ）			
			7.871660	260-38-20.827				
IP.7	141,405.662724	50,699.983423			3-49-49.329 （ 左 ）			
			54.697993	256-48-31.499				
IP.8	141,393.180522	50,646.728704			7-16-29.696 （ 右 ）			
			16.141925	264-05-01.195				
EP	141,391.516675	50,630.672759						

[左岸河川管理用通路]
測地系 : JGD2011

IPNO. 1 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,451.112688 Y = 50,811.118639 交 角(IA) 4-58-45.879 (右カーブ)
曲線中点 (SP) 19.739898 X = 141,451.230984 Y = 50,811.040583 接線方向角 236-34-54.548

構成要素 R1 = 150.000000
セカント SL = 0.141727
曲 線 長 CL = 13.036067
接 線 長 TL = 6.522139

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
BC 1-0	13.221864	13.036067	13.031965	141,454.937817	50,816.401317	234-05-31.609
円 心 1			0.141594	141,576.431955	50,728.428739	
EC 1-0	26.257931			141,447.760519	50,805.523886	239-04-17.488

[左岸河川管理用通路]
測地系 : JGD2011

IPNO. 2 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,431.206663 Y = 50,777.895577 交 角(IA) 6-42-50.437 (右カーブ)

接 線 長 T1 = 32.207974 T2 = 24.376985

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
EC 1-0	26.257931			141,447.760519	50,805.523886	239-04-17.488
IP.2	58.465905			141,431.206663	50,777.895577	245-47-07.924
IP.3	82.842891			141,421.208362	50,755.663362	

[左岸河川管理用通路]
測地系 : JGD2011

IPNO. 3 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,421.208362 Y = 50,755.663362 交 角(IA) 6-37-23.033 (右カーブ)

接 線 長 T1 = 24.376985 T2 = 33.357453

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.2	58.465905			141,431.206663	50,777.895577	245-47-07.924
IP.3	82.842891			141,421.208362	50,755.663362	252-24-30.958
IP.4	116.200343			141,411.126845	50,723.865836	

[左岸河川管理用通路]
測地系 : JGD2011

IPNO. 4 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,411.126845 Y = 50,723.865836 交 角(IA) 0-33-55.580 (右カーブ)

接 線 長 T1 = 33.357453 T2 = 5.000000

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.3	82.842891			141,421.208362	50,755.663362	252-24-30.958
IP.4	116.200343			141,411.126845	50,723.865836	252-58-26.538
IP.5	121.200343			141,409.662820	50,719.084975	

[左岸河川管理用通路]
測地系 : JGD2011

IPNO. 5 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,409.662820 Y = 50,719.084975 交 角(IA) 3-31-58.795 (右カーブ)

接 線 長 T1 = 5.000000 T2 = 11.656450

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.4	116.200343			141,411.126845	50,723.865836	252-58-26.538
IP.5	121.200343			141,409.662820	50,719.084975	256-30-25.333
IP.6	132.856793			141,406.943068	50,707.750260	

[左岸河川管理用通路]
測地系 : JGD2011

IPNO. 6 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,406.943068 Y = 50,707.750260 交 角(IA) 4-07-55.494 (右カーブ)

接 線 長 T1 = 11.656450 T2 = 7.871660

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.5	121.200343			141,409.662820	50,719.084975	256-30-25.333
IP.6	132.856793			141,406.943068	50,707.750260	260-38-20.827
IP.7	140.728453			141,405.662724	50,699.983423	

[左岸河川管理用通路]
測地系 : JGD2011

IPNO. 7 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,405.662724 Y = 50,699.983423 交 角(IA) 3-49-49.329 (左カーブ)

接 線 長 T1 = 7.871660 T2 = 54.697993

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.6	132.856793			141,406.943068	50,707.750260	260-38-20.827
IP.7	140.728453			141,405.662724	50,699.983423	256-48-31.499
IP.8	195.426446			141,393.180522	50,646.728704	

[左岸河川管理用通路]
測地系 : JGD2011

IPNO. 8 [ ]

交 会 点 (IP) X = 141,393.180522 Y = 50,646.728704 交 角(IA) 7-16-29.696 (右カーブ)

接 線 長 T1 = 54.697993 T2 = 16.141925

点 名	測 点	曲線長	弦長/中央縦距	X 座 標	Y 座 標	接線角 / ia
IP.7	140.728453			141,405.662724	50,699.983423	256-48-31.499
IP.8	195.426446			141,393.180522	50,646.728704	264-05-01.195
103.4k	211.568372			141,391.516675	50,630.672759	

巾 杭 調 書

ファイル名　：右岸堤防法線
コメント　　：右岸堤防法線
測地系　　：JGD2011
出力範囲　　：　　149.000000　～　　190.104726
巾杭データ　：巾杭211210

摘要	名称(左岸)	離れ(左岸)	測点	離れ(右岸)	名称(右岸)	摘要
			149.000000	22.600000	D_R001	
			150.000000	22.100000	D_R002	
			160.000000	20.000000	D_R003	
			166.000000	19.000000	D_R004	
			175.000000	20.500000	D_R005	
			180.000000	19.100000	D_R006	
			187.000000	17.920000	D_R007	
			190.104726		103.4K	

巾 杭 成 果 出 力

ファイル名　　：右岸堤防法線
コメント　　：右岸堤防法線
測地系　　：JGD2011
巾杭データ　　：巾杭211210
出力範囲　　：　　149.000000　～　　190.104726

測点	X座標	Y座標	接線方向角	離れ巾(左岸) (名　称)	XL (摘要)	YL	離れ巾(右岸) (名　称)	XR (摘要)	YR
149.000000	141,252.515095	50,802.683160	233-12-18.029				22.600000 (D_R001)	141,234.417383 ( )	50,816.219511
150.000000	141,251.916141	50,801.882376	233-12-18.029				22.100000 (D_R002)	141,234.218821 ( )	50,815.119251
160.000000	141,245.926605	50,793.874539	233-12-18.029				20.000000 (D_R003)	141,229.910931 ( )	50,805.853611
166.000000	141,242.332884	50,789.069836	233-12-18.029				19.000000 (D_R004)	141,227.117993 ( )	50,800.449955
175.000000	141,236.942301	50,781.862783	233-12-18.029				20.500000 (D_R005)	141,220.526235 ( )	50,794.141332
180.000000	141,233.947533	50,777.858864	233-12-18.029				19.100000 (D_R006)	141,218.652564 ( )	50,789.298878
187.000000	141,229.754858	50,772.253378	233-12-18.029				17.920000 (D_R007)	141,215.404813 ( )	50,782.986627
190.104726	141,227.895271	50,769.767164	233-12-18.029						

9.10 施工計画

9.10.1 施工条件

施工にあたっては，表 9.10.1 の条件に基づいて行うものとする。

表 9.10.1　施工条件

項　目	施工条件
施工時期及び期間	令和[redacted]年度～令和[redacted]年度供用 ・上部工架設に必要なヤードを確保する必要があることから，橋梁工事を先行する ・道路整備は橋梁完成後に行う ・現道上の舗装すりつけ工事（起点部，終点部）にあたっては，一時的な片側交互通行を実施する
現況交通対策	・現県道の交通を確保して施工を行う ・市道は，適宜迂回路を設けて交通を確保する
支障物	・電柱，架空線は，事前に移設(仮移設含む)を行う ・地下埋設物(下水道，上水道)は，道路建設のスケジュールに合わせて別途施工時期を設定するものとする
事業用地の確保	・右岸の事業用地に令和[redacted]年まで立ち入りできない土地があるため，道路構造物や築堤の施工時期に留意が必要である
環境対策	施工箇所は住宅地に近接しているため，騒音・振動等の生活環境の保全に努める

9.10.2 施工方法及び手順

(1) 右岸施工ステップ

右岸側の道路整備は，以下の手順で行う。

■ステップ１
・A1 橋台背後に迂回路を設置
＜市道 7122 号線側＞
・既設水路撤去，流末水路（側溝・管渠）施工
　市道 7122 号線の交通を確保するため，以下の手順で施工する
　　流末施工手順①→③→②→④
＜市道 7130 号線側＞
・流末水路施工，流向切り替え
・取付道路盛土工

↓

■ステップ２
・迂回路に交通を切り回し
・市道 7122 号線側の盛土，舗装
・現県道仮すえつけ，新設交差点部を施工、供用　県道と市道 7122 号線の交差点部が完成
・補強土壁の基部を施工
・市道 7122 号枝線の盛土，舗装，供用

↓

■ステップ３
・迂回路撤去　この後の施工を行うため，迂回路を撤去
・A1 橋台背後盛土工，補強土壁施工
・右岸上流築堤盛土工，ブロック積擁壁施工

↓

■ステップ４
・現道すりつけ部の舗装工
・新設道路に交通切り替え
・市道 7130 号線盛土，舗装，供用
・右岸下流築堤盛土工

■施工手順

■ステップ1
・A1橋台背後に迂回路を設置
＜市道7122号線側＞
・既設水路撤去、流末水路(側溝・管渠)施工
　　流末水路施工順①→③→②→④
＜市道7130号線側＞
・流末水路施工、流向切り替え
・取付道路盛土工

■ステップ2
・迂回路に交通を切り回し
・市道7122号線の盛土、舗装
・現県道仮すりつけ、新設交差点部を施工、供用
・補強土壁の基部を施工
・市道7122号枝線の盛土、舗装、供用

■ステップ3
・迂回路撤去
・A1橋台背後盛土工、補強土壁施工
・右岸上流築堤盛土工、ブロック積擁壁施工

■ステップ4
・現道すりつけ部の舗装工
・新設道路に交通切り替え
・市道7130号線盛土、舗装、供用
・右岸下流築堤盛土工

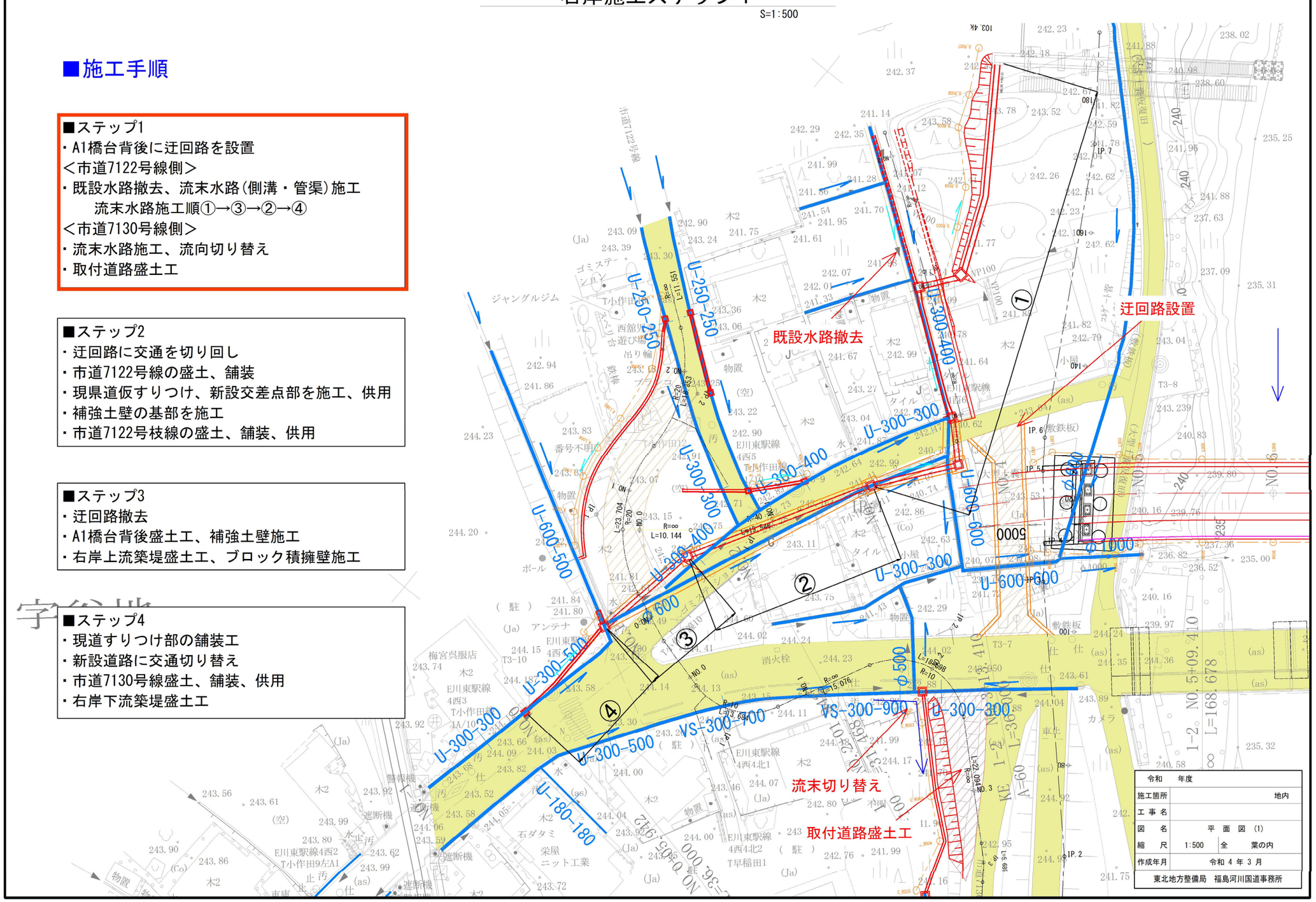


図 9.10.1 右岸施工ステップ１

■施工手順

■ステップ1
・A1橋台背後に迂回路を設置
＜市道7122号線側＞
・既設水路撤去、流末水路(側溝・管渠)施工
　　流末水路施工順①→③→②→④
＜市道7130号線側＞
・流末水路施工、流向切り替え
・取付道路盛土工

■ステップ2
・迂回路に交通を切り回し
・市道7122号線の盛土、舗装
・現県道仮すりつけ、新設交差点部を施工、供用
・補強土壁の基部を施工
・市道7122号枝線の盛土、舗装、供用

■ステップ3
・迂回路撤去
・A1橋台背後盛土工、補強土壁施工
・右岸上流築堤盛土工、ブロック積擁壁施工

■ステップ4
・現道すりつけ部の舗装工
・新設道路に交通切り替え
・市道7130号線盛土、舗装、供用
・右岸下流築堤盛土工

右岸施工ステップ２

S=1:500

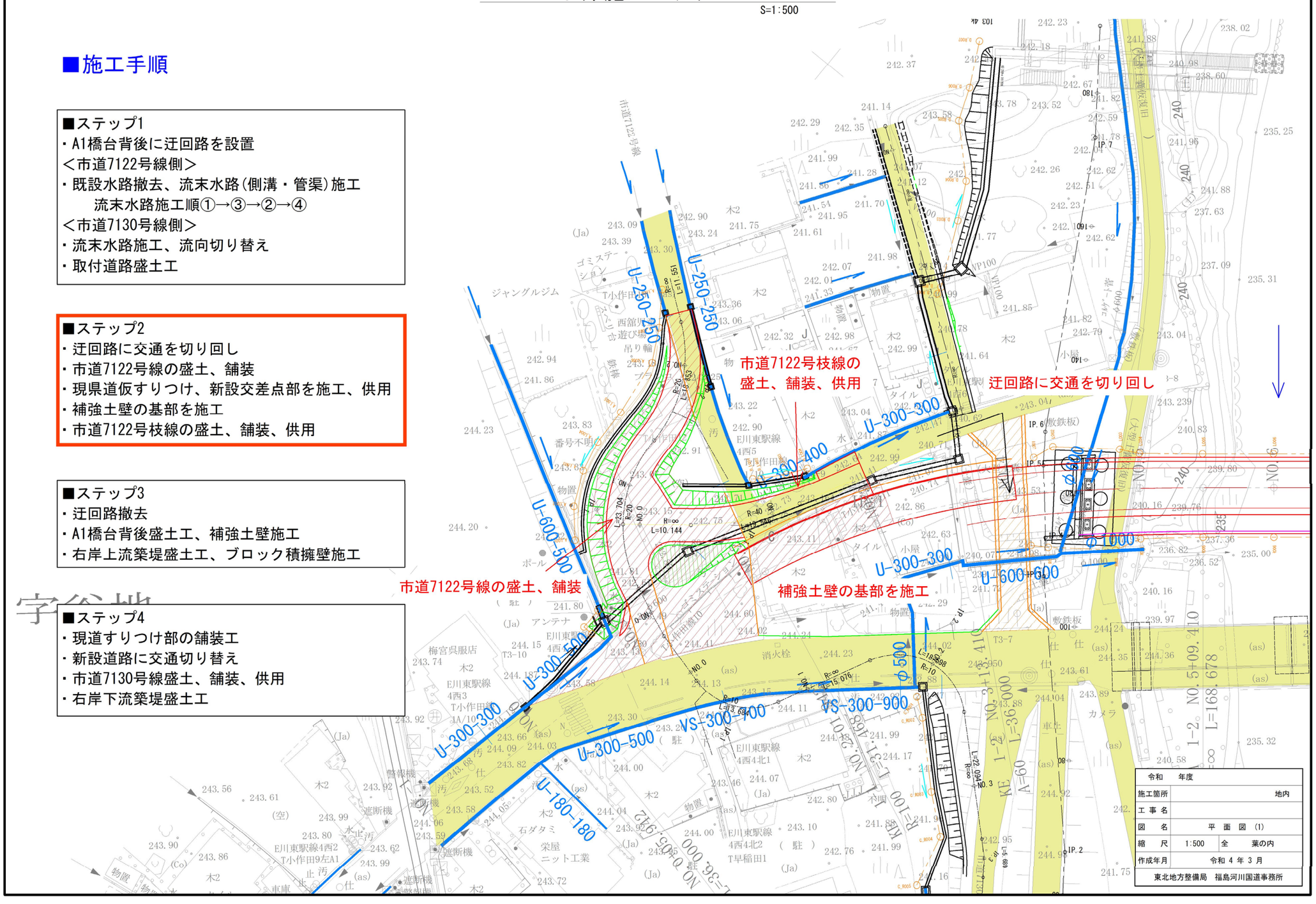


図 9.10.2 右岸施工ステップ 2

■施工手順

■ステップ1
・A1橋台背後に迂回路を設置
＜市道7122号線側＞
・既設水路撤去、流末水路(側溝・管渠)施工
　流末水路施工順①→③→②→④
＜市道7130号線側＞
・流末水路施工、流向切り替え
・取付道路盛土工

■ステップ2
・迂回路に交通を切り回し
・市道7122号線の盛土、舗装
・現県道仮すりつけ、新設交差点部を施工、供用
・補強土壁の基部を施工
・市道7122号枝線の盛土、舗装、供用

■ステップ3
・迂回路撤去
・A1橋台背後盛土工、補強土壁施工
・右岸上流築堤盛土工、ブロック積擁壁施工

■ステップ4
・現道すりつけ部の舗装工
・新設道路に交通切り替え
・市道7130号線盛土、舗装、供用
・右岸下流築堤盛土工

右岸施工ステップ３

S=1:500

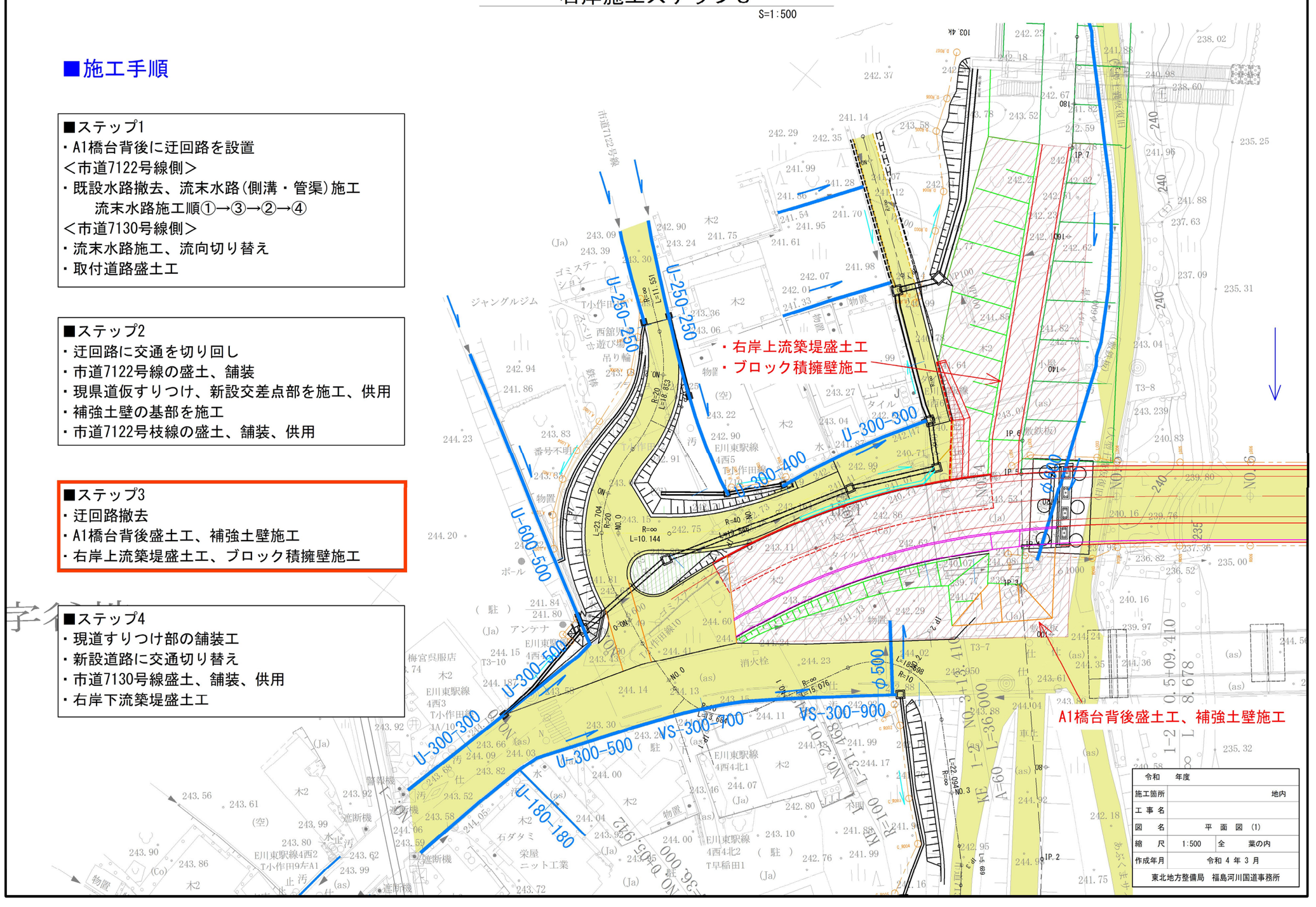


図 9.10.3 右岸施工ステップ３

右岸施工ステップ４

S=1:500

■施工手順

■ステップ1
・A1橋台背後に迂回路を設置
＜市道7122号線側＞
・既設水路撤去、流末水路(側溝・管渠)施工
　　流末水路施工順①→③→②→④
＜市道7130号線側＞
・流末水路施工、流向切り替え
・取付道路盛土工

■ステップ2
・迂回路に交通を切り回し
・市道7122号線の盛土、舗装
・現県道仮すりつけ、新設交差点部を施工、供用
・補強土壁の基部を施工
・市道7122号枝線の盛土、舗装、供用

■ステップ3
・迂回路撤去
・A1橋台背後盛土工、補強土壁施工
・右岸上流築堤盛土工、ブロック積擁壁施工

■ステップ4
・現道すりつけ部の舗装工
・新設道路に交通切り替え
・市道7130号線盛土、舗装、供用
・右岸下流築堤盛土工

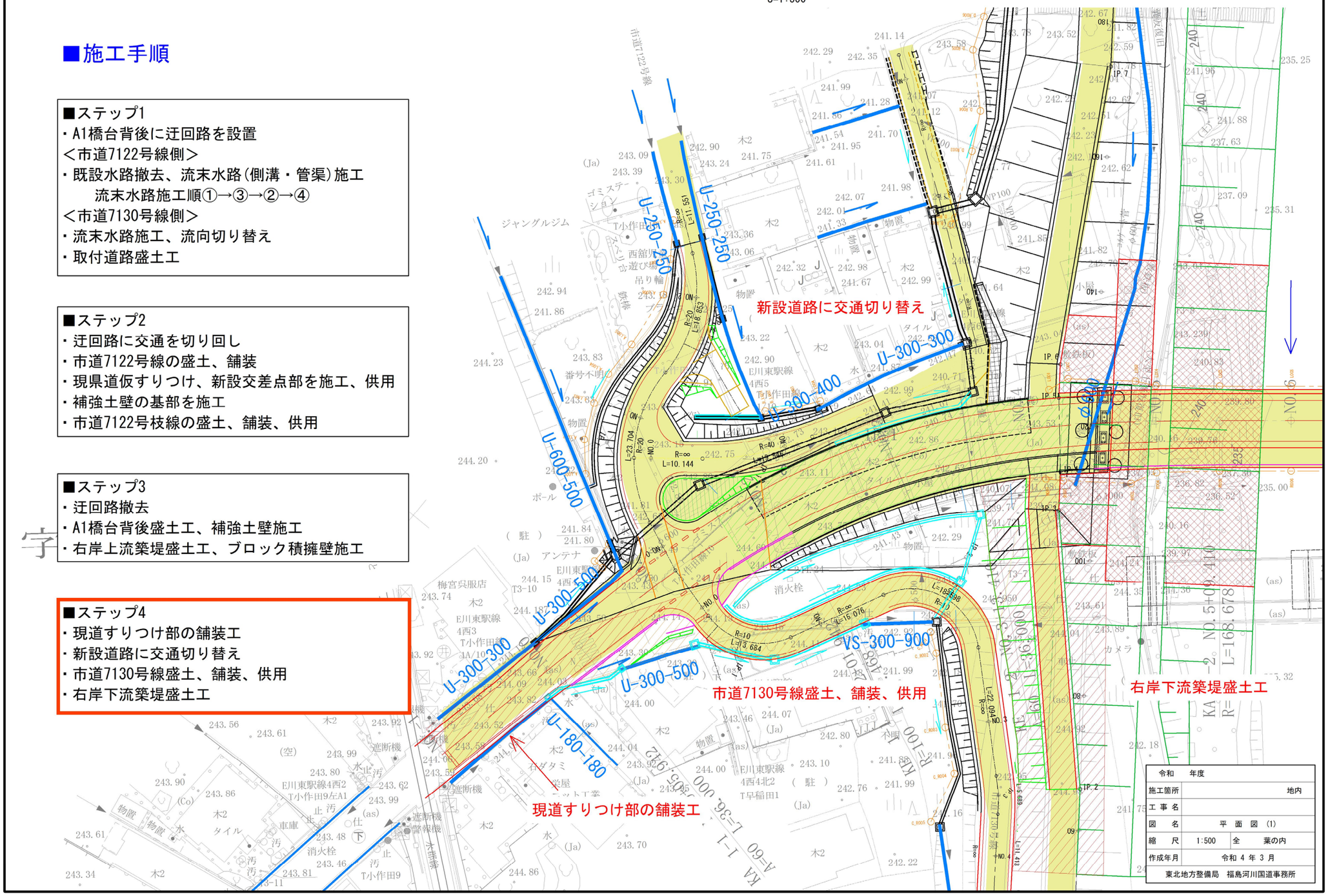
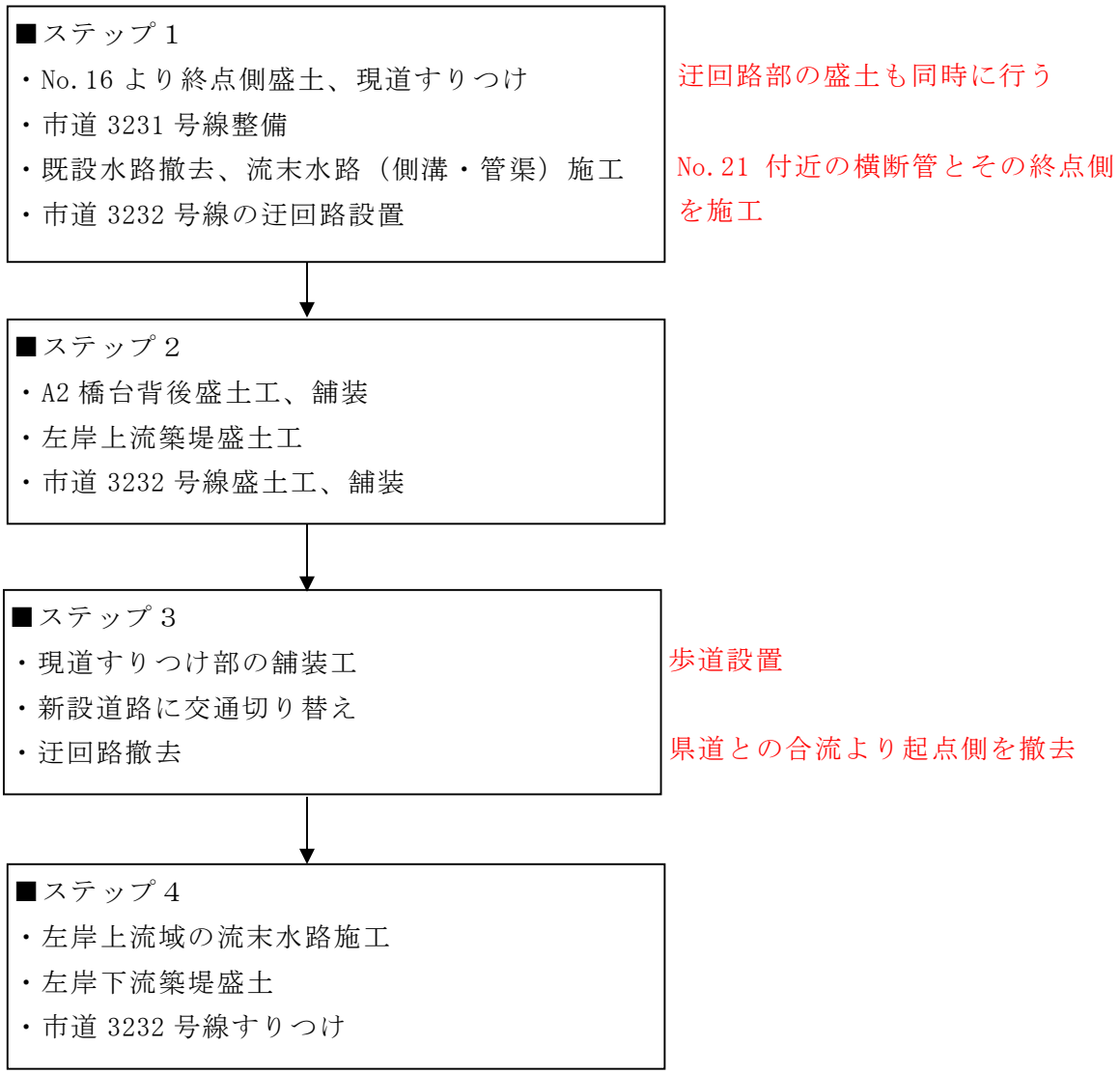


図 9.10.4 右岸施工ステップ 4

(2) 左岸施工ステップ

左岸側の道路整備は、以下の手順で行う。



左岸施工ステップ１

S=1:1000



■施工手順

■ステップ1
・No.16より終点側盛土、現道すりつけ
・市道3231号線整備
・既設水路撤去、流末水路(側溝・管渠)施工
・市道3232号線の迂回路設置

■ステップ2
・A2橋台背後盛土工、舗装
・左岸上流築堤盛土工
・市道3232号線盛土工、舗装

■ステップ3
・現道すりつけ部の舗装工
・新設道路に交通切り替え
・迂回路撤去

■ステップ4
・左岸上流域の流末水路施工
・左岸下流築堤盛土
・市道3232号線すりつけ

図 9.10.5 左岸施工ステップ 1

左岸施工ステップ２

S=1:1000



■施工手順

■ステップ1
・No.16より終点側盛土、現道すりつけ
・市道3231号線整備
・既設水路撤去、流末水路(側溝・管渠)施工
・市道3232号線の迂回路設置

■ステップ2
・A2橋台背後盛土工、舗装
・左岸上流築堤盛土工
・市道3232号線盛土工、舗装

■ステップ3
・現道すりつけ部の舗装工
・新設道路に交通切り替え
・迂回路撤去

■ステップ4
・左岸上流域の流末水路施工
・左岸下流築堤盛土
・市道3232号線すりつけ

令和　年度			
施工箇所	地内		
工事名			
図名	平面図 (1)		
縮尺	1:500	全	葉の内
作成年月	令和 4 年 3 月		
東北地方整備局　福島河川国道事務所			

図 9.10.6 左岸施工ステップ２

左岸施工ステップ３

S=1:1000



■施工手順

■ステップ1
・No.16より終点側盛土、現道すりつけ
・市道3231号線整備
・既設水路撤去、流末水路(側溝・管渠)施工
・市道3232号線の迂回路設置

■ステップ2
・A2橋台背後盛土工、舗装
・左岸上流築堤盛土工
・市道3232号線盛土工、舗装

■ステップ3
・現道すりつけ部の舗装工
・新設道路に交通切り替え
・迂回路撤去

■ステップ4
・左岸上流域の流末水路施工
・左岸下流築堤盛土
・市道3232号線すりつけ

図 9.10.7 左岸施工ステップ３

左岸施工ステップ４

S=1:1000



■施工手順

■ステップ1
・No.16より終点側盛土、現道すりつけ
・市道3231号線整備
・既設水路撤去、流末水路(側溝・管渠)施工
・市道3232号線の迂回路設置

■ステップ2
・A2橋台背後盛土工、舗装
・左岸上流築堤盛土工
・市道3232号線盛土工、舗装

■ステップ3
・現道すりつけ部の舗装工
・新設道路に交通切り替え
・迂回路撤去

■ステップ4
・左岸上流域の流末水路施工
・左岸下流築堤盛土
・市道3232号線すりつけ

令和　年度			
施工箇所	地内		
工事名			
図名	平面図 (1)		
縮尺	1:500	全	葉の内
作成年月	令和 4 年 3 月		
東北地方整備局　福島河川国道事務所			

図 9.10.8 左岸施工ステップ 4

9.10.3 迂回路

左岸側の道路整備にあたっては，市道 3232 号線の切り廻しが必要となることから，図 9.10.9 のように迂回路（仮設道路【参考】）を設置する必要がある。



図 9.10.9 迂回路平面図【参考図】

主要点座標リスト

線形名　　：工事用道路

緩和曲線種　：クロソイド(A)　　測点ﾋﾟｯﾁ　：20　　開始測点:　　0+00.000000

No	主要点名	測点	X 座標	Y 座標	始点半径	パラメータ	終点半径	線形長	接線方向角
1	BP	0+00.000000	141,531.426815	50,700.827666	0.000000		0.000000	7.919923	262-28-23.679
2	BC 1-0	0+07.919923	141,530.389391	50,692.975983	-20.000000		-20.000000	25.111337	262-28-23.679
	SP.1	1+00.475591	141,525.070140	50,681.829663					226-30-14.050
3	EC 1-0	1+13.031260	141,514.218287	50,675.932870	0.000000		0.000000	4.260528	190-32-04.422
4	BC 2-0	1+17.291788	141,510.029572	50,675.153924	-100.000000		-100.000000	22.426725	190-32-04.422
	SP.2	2+08.505150	141,498.913478	50,673.725547					184-06-35.202
5	BC 3-0	2+19.718512	141,487.707364	50,673.550019	60.000000		60.000000	58.984064	177-41-05.981
	SP.3	4+09.210545	141,459.124822	50,667.596304					205-50-52.120
6	EC 3-0	5+18.702577	141,436.736196	50,648.857099	0.000000		0.000000	119.958262	234-00-38.258
7	EP	11+18.660839	141,366.244500	50,551.795750					234-00-38.258

迂回路縦断図

V=1:100, H=1:500

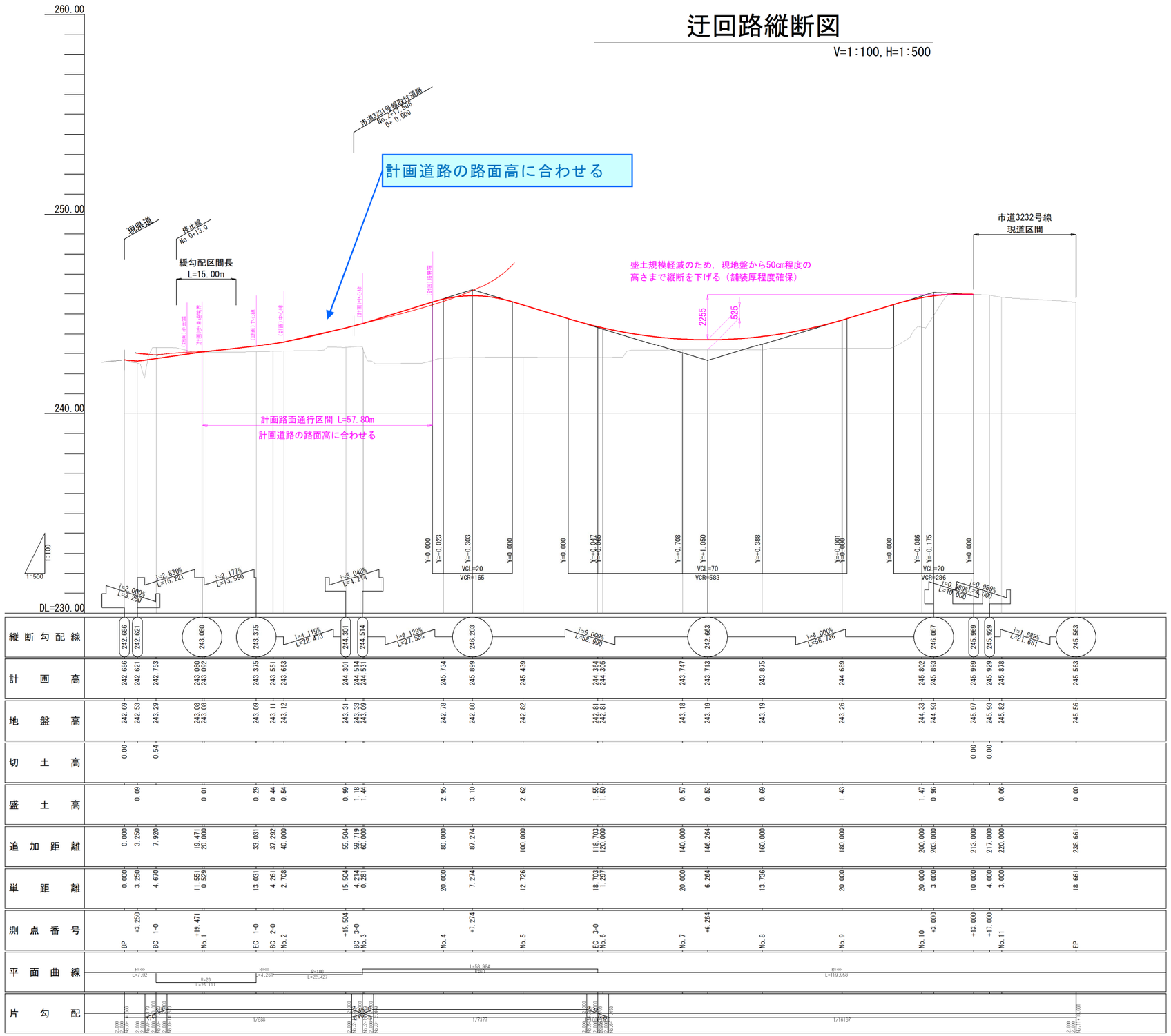


図 9.10.10 迂回路縦断図【参考図】

9.10.4 作業土工

構造物を設置する際の作業土工（床掘）は、下記の基準に従う。

（1）床掘り勾配及び余裕幅

オープン掘削の床掘り勾配は、下表のとおりとする。

土質区分	掘削面の高さ	床掘り勾配	小段の幅
中硬岩・硬岩	５ｍ未満	直	－
	全掘削高５ｍ以上	１：０．３	下からＨ＝５ｍ毎に１ｍ
軟岩Ⅰ・軟岩Ⅱ	１ｍ未満	直	－
	１ｍ以上５ｍ未満	１：０．３	－
	全掘削高５ｍ以上	１：０．３	下からＨ＝５ｍ毎に１ｍ
レキ質土・砂質土 粘性土・岩塊玉石	１ｍ未満	直	－
	１ｍ以上５ｍ未満	１：０．５	－
	全掘削高５ｍ以上	１：０．６	下からＨ＝５ｍ毎に１ｍ
砂	５ｍ未満	１：１．５	－
	全掘削高５ｍ以上	１：１．５	下からＨ＝５ｍ毎に２ｍ
発破などにより崩壊しやすい状態になっている地山	２ｍ未満	１：１．０	下からＨ＝２ｍ毎に２ｍ

注）上記により難い場合は、別途考慮できる。

（2）断面積

1）オープン掘削の場合

施工基面からの床掘り深さにより、下図を参照して施工基面から５ｍ以下の部分をＡ領域、施工基面から５ｍを超える部分をＢ領域に区分して算出する。

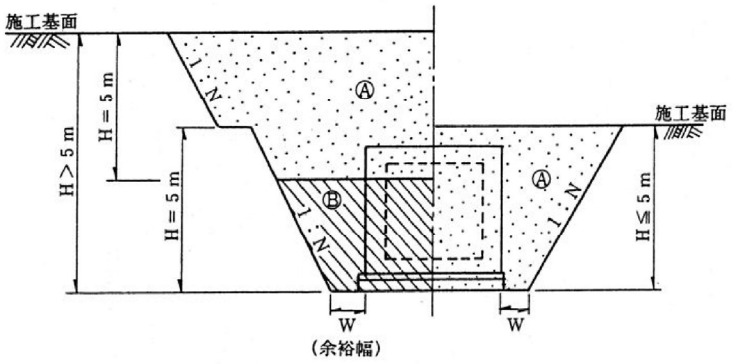


図 9.10.11 令和３年度(4月版) 土木工事数量算出要領（案）

リサイクル計画書（詳細設計）

１．設計概要

発注機関名	国土交通省　東北地方整備局　福島河川国道事務所
委託名	阿武隈川上流小作田橋橋梁詳細設計業務
履行場所	福島県須賀川市小作田梨子ノ木内～福島県須賀川市和田川原
業務概要等	・道路詳細設計　L=0.36km
工事着手予定時期	[redacted] ～ [redacted]

２．建設資材利用計画

建設資材	①利用量	②現場内利用可能量	③再生材利用可能量	④新材利用可能量	⑤再生資源利用率 (②+③)/①×100	備考
土砂	22,932 地山m³	1,004 地山m³	－ 地山m³	21,929 地山m³	4 %	
砕石	2,836 トン	－ トン	2,836 トン	－ トン	100 %	
ｱｽﾌｧﾙﾄ混合物	373 トン	－ トン	373 トン	－ トン	100 %	
	トン	トン	トン	トン	%	

※最下段にはその他の再生資材を使用する場合に記入する。

３．建設副産物搬出計画

指定副産物の種類		⑥発生量	⑦現場内利用可能量	⑧他工事への搬出可能量	⑨再資源化施設への搬出可能量	⑩最終処分場	⑪現場内利用率 ⑦/⑥×100	備考
建設発生土	第1種建設発生土	－ 地山m³	－ 地山m³	地山m³		地山m³	%	
	第2種建設発生土	1,004 地山m³	1,004 地山m³	－ 地山m³		－ 地山m³	100 %	
	第3種建設発生土	－ 地山m³	地山m³	地山m³		地山m³	%	
	第4種建設発生土	－ 地山m³	地山m³	地山m³		地山m³	%	
	泥土（浚渫土）	地山m³	地山m³	地山m³		地山m³	%	
	合計	1,004 地山m³	1,004 地山m³	－ 地山m³		－ 地山m³	100 %	
ｺﾝｸﾘｰﾄ塊		218 トン	－ トン	－ トン	218 トン		%	
ｱｽﾌｧﾙﾄ・ｺﾝｸﾘｰﾄ塊		356 トン	－ トン	－ トン	356 トン		%	
建設発生木材		トン	トン	トン	トン		%	
建設汚泥		トン	トン	トン	トン		%	

※建設発生土の区分（既存資料から判断するものとする）
①第１種建設発生土：砂，礫およびこれらに準ずるもの
②第２種建設発生土：砂質土，礫質土およびこれらに準ずるもの
③第３種建設発生土：通常の施工性が確保される粘性土およびこれらに準ずるもの
④第４種建設発生土：粘性土およびこれらに準ずるもの（第３種建設発生土を除く）
⑤泥土（浚渫土）：浚渫土のうち概ねqc2以下のもの

※建設発生木材の中には伐開除根材および剪定材を含む
※利用・搬出可能量は現時点で算出可能なものを記載する
※建設副産物の搬出計画については，基本的には全量を再利用することを原則として計画する

出典：建設リサイクルガイドライン（国交省）より

第12章 施工計画

12.1 留意事項

既往設計成果や関係機関との協議等から以下のとおりとする。

【留意点①】単年度の工事期間

1年を通じて施工は可能である。

【留意点②】現道の交通規制

架橋位置には，県道母畑須賀川線，市道がある。原則として，これら道路の機能は確保する。

【留意点③】河川に関する規制条件

出水期は6/1～10/30，非出水期は11/1～5/31とし，河道内の工事は非出水期（7箇月間）を基本とする。

【留意点④】用地買収および借地の有無

橋梁周辺の用地は買収手続き中である。また，借地についても地権者と交渉中である。

家屋移転が遅れる箇所は，施工計画で考慮する。

【留意点⑤】環境への配慮

架橋位置の右岸側周辺には，家屋が連担しているので，騒音・振動に配慮する。

【留意点⑥】資機材搬入出路

県道母畑須賀川線を利用する。

12.2 資材搬入出路・施工ヤード

12.2.1 資材搬出入路

資材搬出入路は国道４号から一般県道母畑須賀川線または主要地方道古舘須賀川線を利用する。

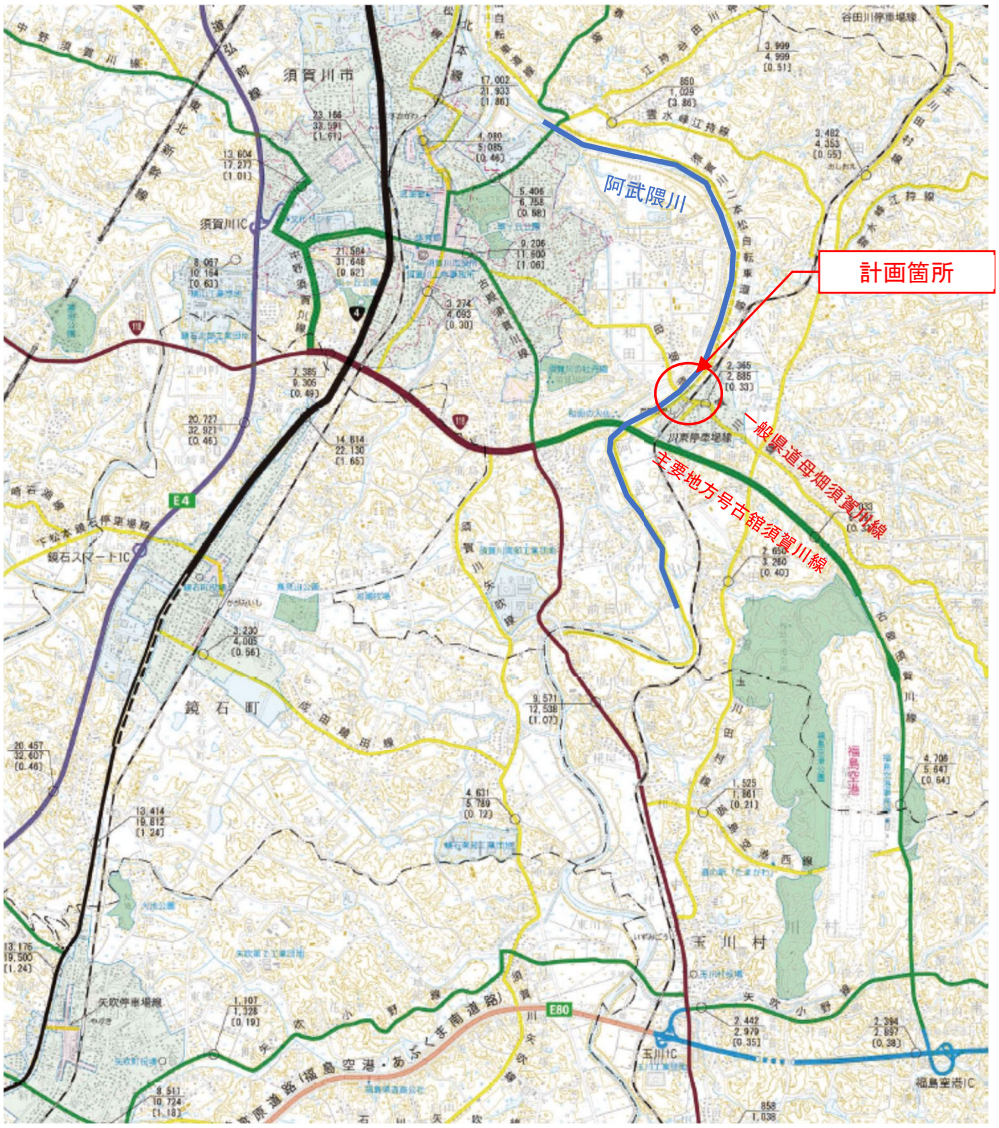


図12.2.1　資材搬出入路

12.2.2 施工ヤード

右岸の施工ヤードは，橋台背面の用地取得スペースを利用する。

左岸の施工ヤードは，堤外地の耕作地（用地取得範囲+借地範囲）を利用する。

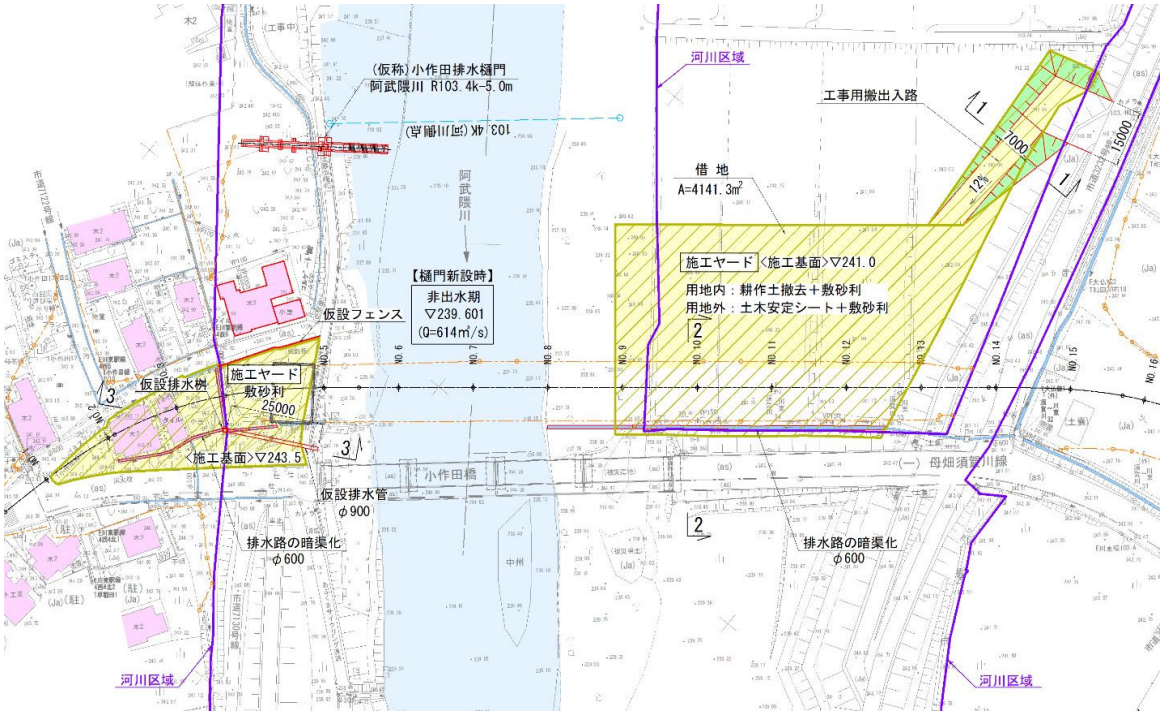
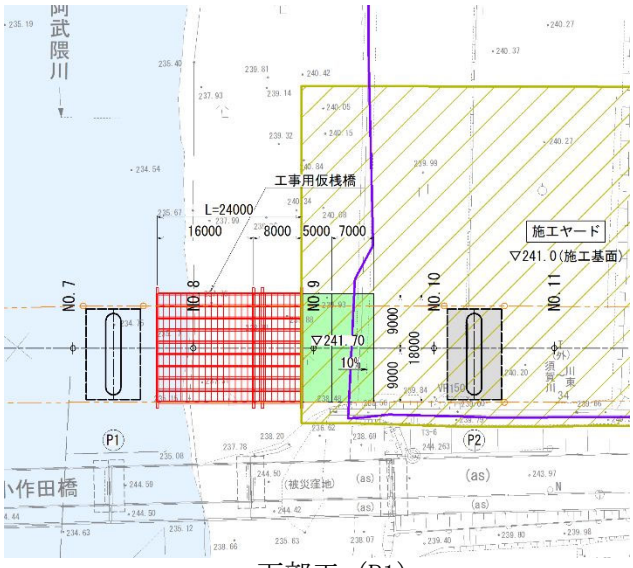
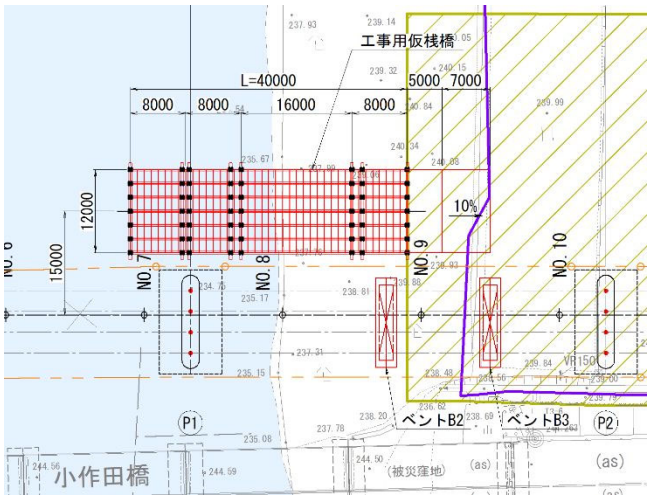


図12.2.2　施工ヤード

河道内の施工ヤードは仮設桟橋で確保する。



下部工（P1）



上部工

図12.2.3　施工ヤード（河道内）

12.3 全体工事工程

12.3.1 施工手順

(1) 下部構造

下部工の施工手順は図 12.3.1 のとおりである。

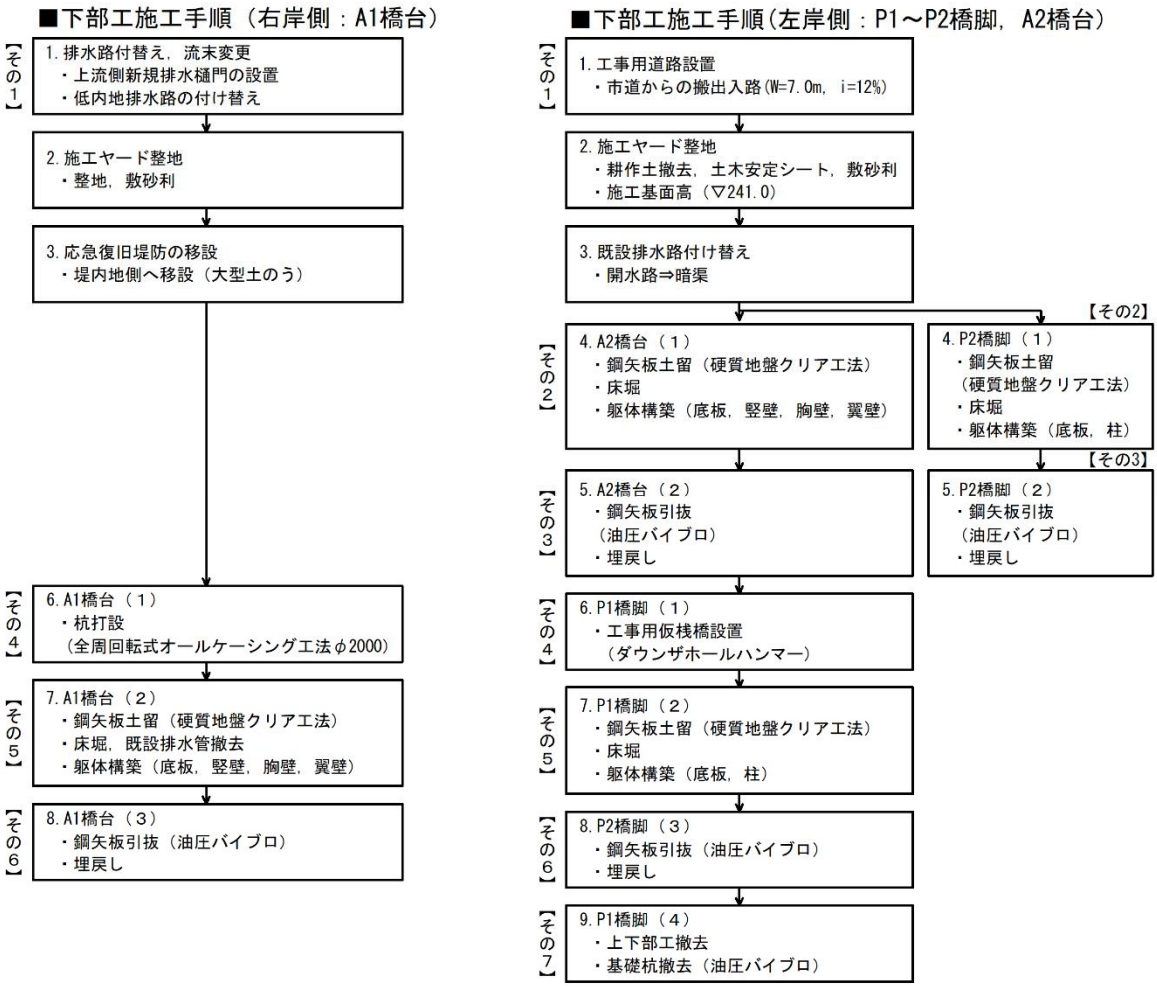


図12.3.1　下部工施工手順

(2) 上部構造

上部工の施工手順は図 12.3.2 のとおりである。

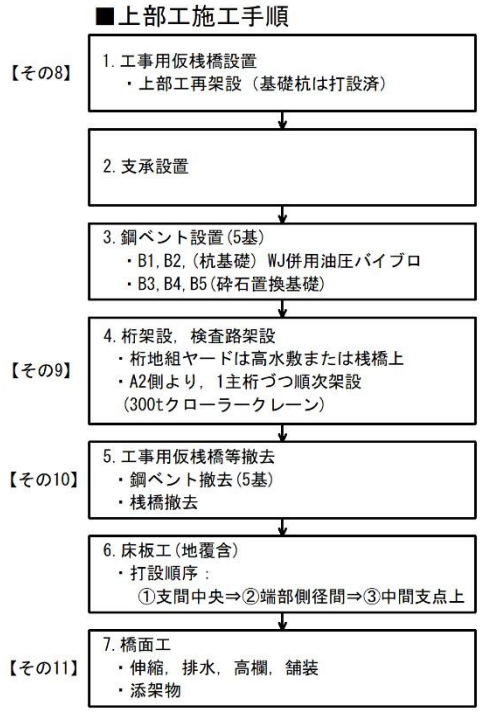


図12.3.2　上部工の施工手順

(3) 旧橋撤去

旧橋の撤去手順は図 12.3.3

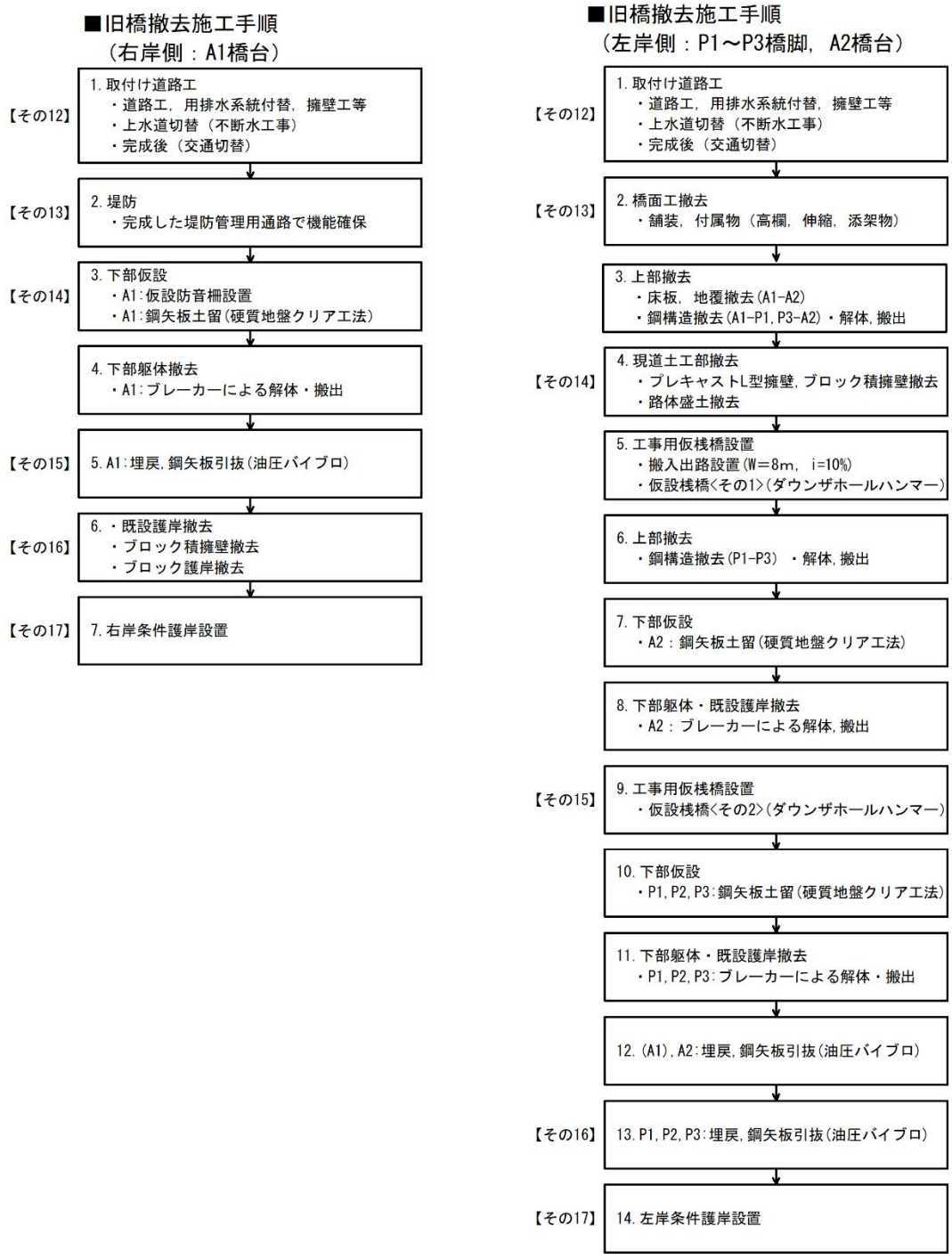
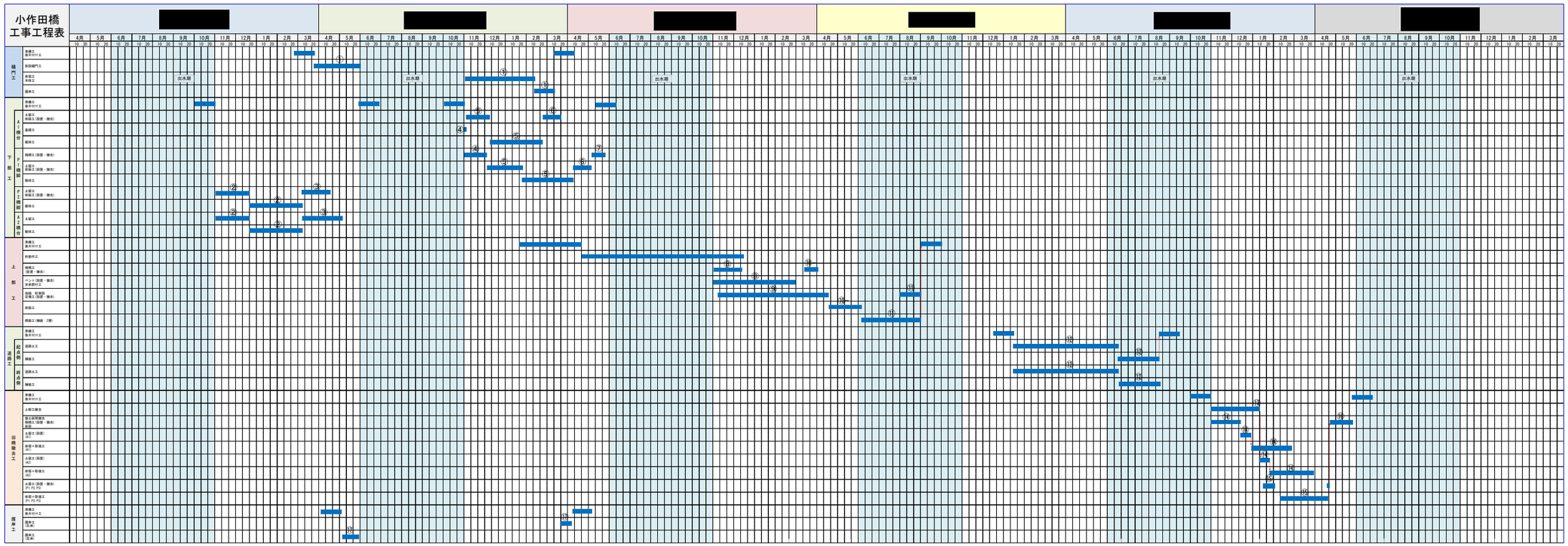


図12.3.3　旧橋撤去手順

12.3.2 工事工程

橋梁の工事工程表は表 12.3.1 のとおりである。

表12.3.1　工事工程表



12.4 新設橋梁の施工計画

12.4.1 基　礎

(1) 杭打設工法

中間層は砂礫層(Ag)，砂層(Ds)（N=15～40），支持層が風化凝灰質砂岩(Wsct)N=56 である。支持層への確実な根入れを確保するため，以下の工法を用いて杭を打設する。

・回転式（硬質用）オールケーシング工法

表12.4.1 場所打ち杭工法の適用性

工　法			オールケーシング工法		リバース工法	アースドリル工法	深礎工法
孔壁の保護工法			ケーシングチューブ		スタンドパイプと自然泥水	表層ケーシングと安定液	山留め材
標準的な杭径(m)			揺動式	回転式	0.8～3.0	0.8～3.0	2.0～4.0
			0.8～2.0	0.8～3.0			
標準的な掘削深度(m)			20～40	30～50	30～60	30～60	
地盤適用条件	地質全般		ほとんどの土質に可能である。厚い砂層では，ケーシングチューブの引抜きが難しい場合がある。被圧水位が地表面より高い場合には，施工不可能である。		ドリルパイプの中を通らない石は施工不可能である。被圧水位が地表面より高い場合は，困難である。	一般的に，安定液を用いて掘削する。被圧水位が地表面より高い場合は，不可能である。	軟弱地盤や地下水位が高い場合，施工は困難である。また，有毒ガスの噴出や酸素の欠乏する恐れのある地盤でも施工は困難である。
	ごく軟弱な粘性土，腐植土等 N≦1		杭頭部付近のコンクリート細りについて検討し，対策を実施する。		スタンドパイプ，表層ケーシング下端部の崩壊とその落下に注意する。		ヒービングについて要検討
	軟弱な粘土，シルト 1<N≦2		杭頭部付近のコンクリート細りについて要検討				
	粘土，シルトN=3～30		可		可		可
	砂	N=0～30	ボイリングについて要検討		可		
		N=30～	ケーシングチューブ引抜きについて要検討				
	礫		可		可	やや困難	
	玉　石(mm)		200～300	可	150程度	150程度	
	転　石		困　難		不　可	不　可	
	土　丹				可	可	
	軟　岩				困　難	不　可	
	硬　岩		不　可				
	鉄筋コンクリート				不　可		
	支持層の確認		可		可		
粘性土を含まない緩い砂			層厚5m以上あるときは，ケーシングチューブ引抜きについて要検討		崩壊事故に注意する。泥水比重が低くなる。溢水量が多くなる。	崩壊事故に注意する。	湧水に注意する。 ⇒土留め方法の選択
GL-10m以浅の緩い砂質土			ケーシングチューブ引抜き不能に注意する。粘土分があるときは，孔内に水を張ることにより対応が可能である。		基本的にスタンドパイプを安定した地層まで建込む。		
地中障害物			回転式掘削機を使用することにより，撤去できる。		作業員が孔内に入れる程度で，かつ孔内水がない場合は，撤去が可能である。		可燃ガスの噴出がない場合は，鋼材を含む物も可能である。
振　動			特に，掘削深度が浅い時期のハンマグラブ落下時に振動がある。		スタンドパイプ建込み，短時間ではあるがハンマグラブ落下による振動がある。	あまり問題とはならない。	ほとんど問題とならない。
騒　音			ハンマグラブの衝突により騒音が出る。		あまり問題とはならない。	掘削土をバケットから落とすときに騒音が出る。	
作業空間			掘削機械の大きさによる		泥水プラントが必要	安定液プラントが必要	ほとんど必要はない。
その他			掘削深度が深い場合，障害物撤去等の施工に，回転式掘削機が広く使われる。		鉄道や既設構造物の近接工事，空頭制限，狭隘地での深い杭施工に対応できる。	掘削機の大型化，性能アップにより，施工径，深さが増している。	

(2) 施工ヤード

「杭基礎施工便覧」p220，p236 より，目安としては，概ね図 12.4.1 のとおりである。

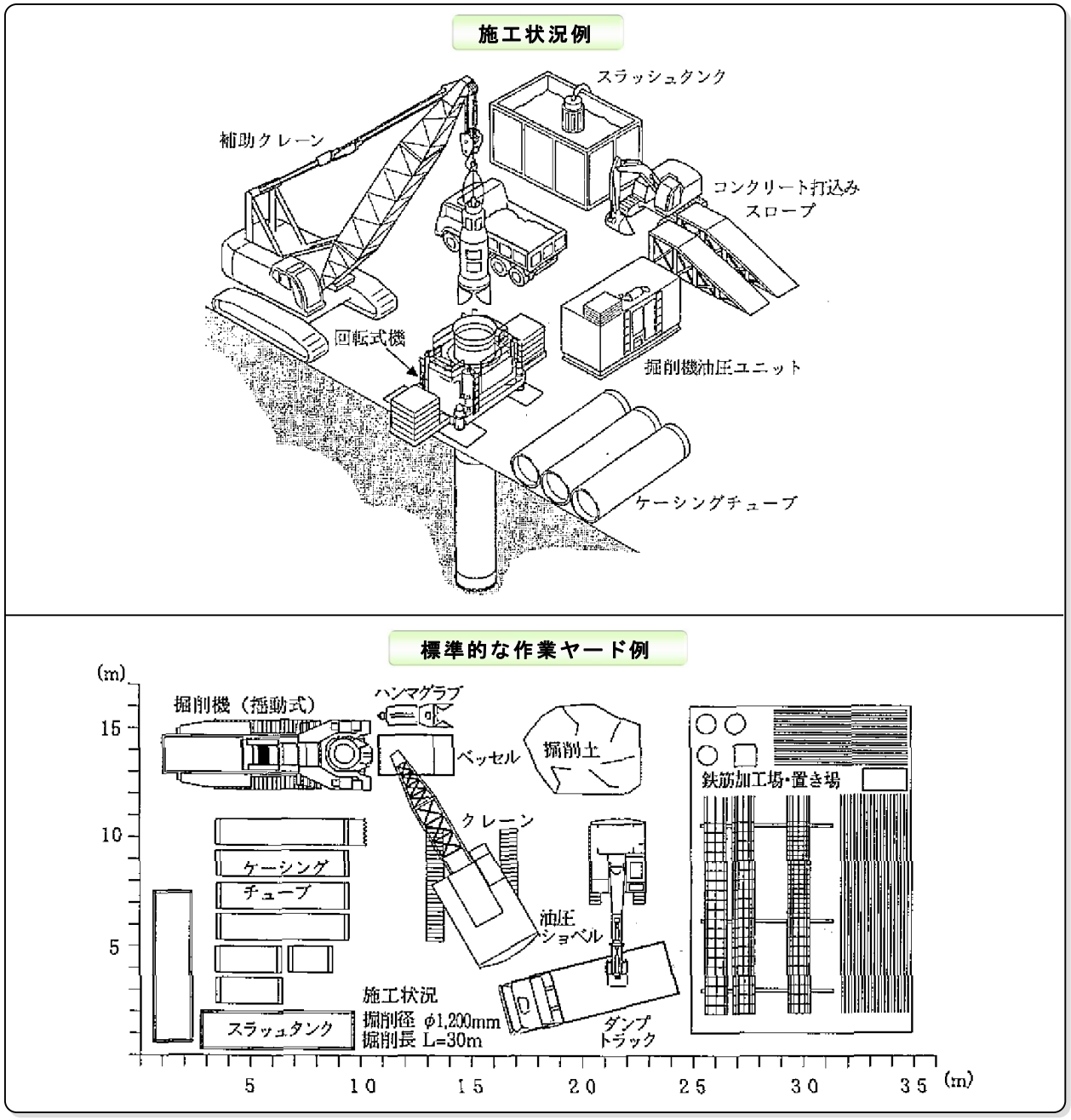


図12.4.1 施工ヤードの目安

(3) 作業順序

「杭基礎施工便覧」p238 より，一般的な作業順序を図 12.4.2 に添付する。

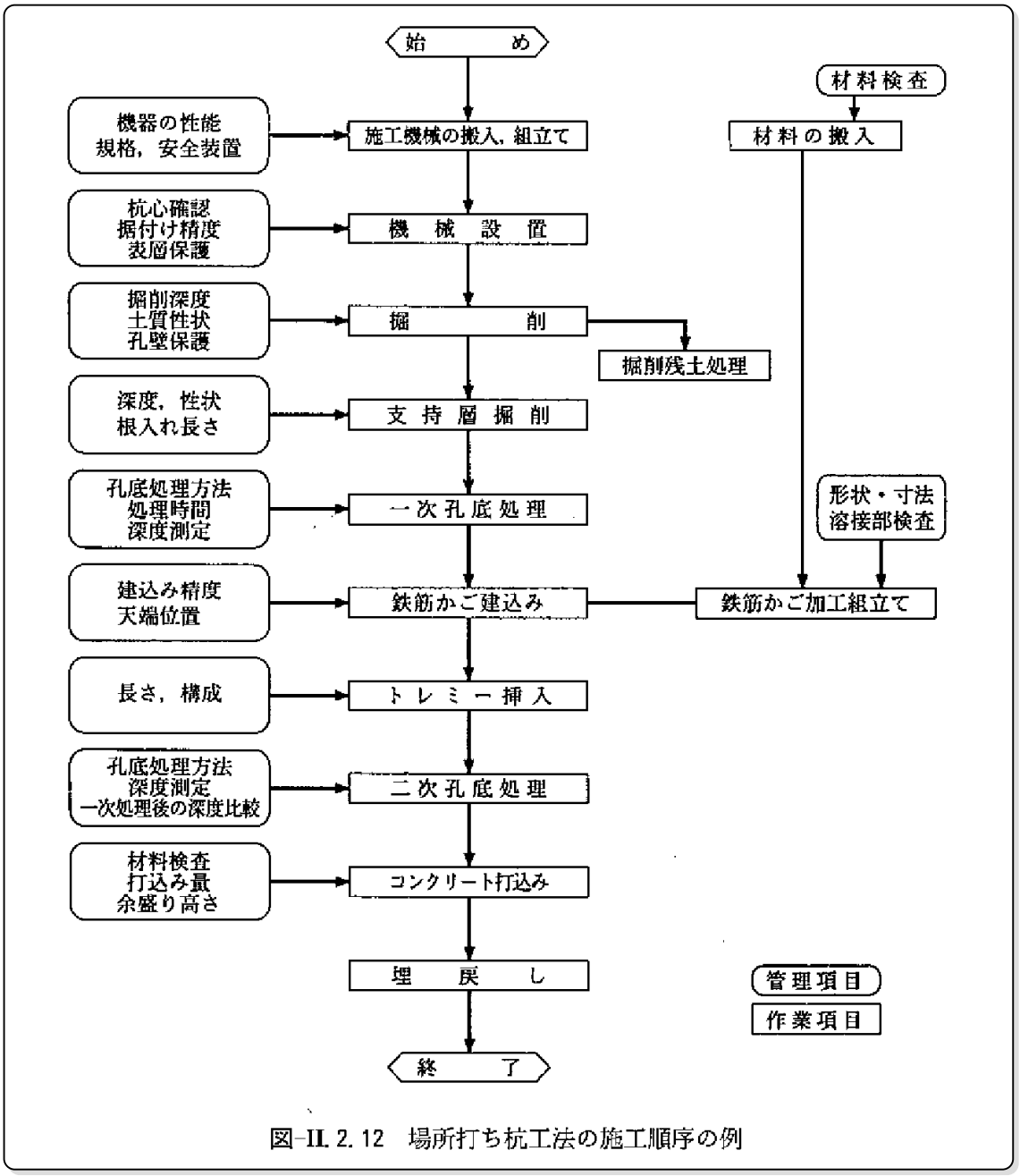


図-II. 2. 12　場所打ち杭工法の施工順序の例

図12.4.2 一般的な作業順序

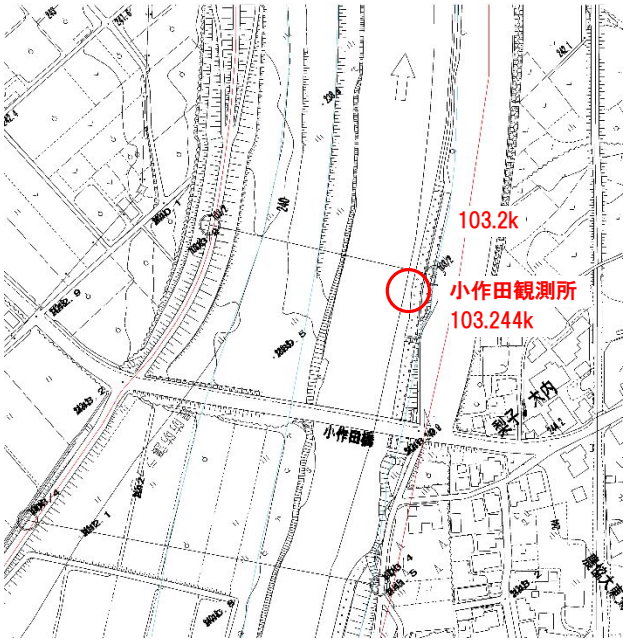
12.4.2 施工時水位

(1) 観測水位

1) 観 測 所 名 ： 小作田観測所

2) 所　在　地 ： 福島県須賀川市小作田字西舘





3) 位　　置 ： 103.244k

4) 量水標零位 ： 零点高　T.P 234.832m

観測所詳細諸元情報

観測所名			小作田（こさくだ）
観測項目			水位流量
観測所記号			302011282218320
水系名			阿武隈川
河川名			阿武隈川
観測所管理者名			国土交通省福島河川国道事務所
観測所種別			第3種
観測開始時期			1968年12月01日
位置	左右岸の別		左岸
	河口または合流点からの距離		153.27km
	所在地		福島県須賀川市小作田字西舘
	緯度経度	世界測地系	北緯 37度16分21秒 東経 140度24分25秒
		日本測地系	北緯 37度16分10秒 東経 024度37分27秒
記録方法	テレメータ		○
	自記紙		−
	電子ロガー		○
観測所諸元	流域面積		905.40km2
	零点高		234.832m
	水防団待機水位		:m
	はん濫注意水位		:m
	避難判断水位		:m
	はん濫危険水位		:m
	計画高水位		:m
	計画高水流量		:m3/s

「国土交通省 水門水質データベース」より抜粋

5）観測水位

小作田観測所にて観測された水位，流量は表 12.4.2，表 12.4.3 のとおりである。

表12.4.2　観測水位

		観測所水位 (m)		備 考
非出水期における既往最大 (橋台施工時：堤防開削)	第 1 位	4.06m	T.P+238.892m	2012.5.4 (H24)
非出水期における過去 5 ヶ年最大 (橋脚施工時：堤防開削無)	第 1 位	3.52m	T.P+238.352m	2018.3.9 (H30)
出水期含む既往最大	第 1 位	7.87m	T.P+242.702m	2019.10.13 (H31=R 元) 台風 19 号

※観測所水位＝零点高(234.832m)＋観測所水位

表12.4.3　観測流量

		観測流量 (m^3/s)	備 考
非出水期における既往最大 (橋台施工時：堤防開削)	第 1 位	613.53	2012.5.4 (H24)
非出水期における過去 5 ヶ年最大 (橋脚施工時：堤防開削無)	第 1 位	454.68	2018.3.9 (H30)
出水期含む既往最大	第 1 位	1717.8	2019.10.13 (H31=R 元) 台風 19 号

6)観測水位データ

		2011年(H23)		2012年(H24)		2013年(H25)		2014年(H26)		2015年(H27)		過去5年 2016年(H28)		2017年(H29)		2018年(H30)		2019年(H31,R1)		2020年(R2)		2021年(R3)		月毎最大	観測日
		観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	観測日	観測水位	
非出水期	1月			0.51	1月30日	0.61	1月1日	0.65	1月9日	0.63	1月27日	0.58	1月18日	0.51	1月9日	0.62	1月18日	0.31	1月2日	2.05	1月29日	0.45	1月10日	2.05	2020/1/29
	2月			0.79	2月7日	0.67	2月3日	1.06	2月28日	0.72	2月27日	1.1	2月14日	0.42	2月10日	0.46	2月12日	0.3	2月21日	0.69	2月1日	1.25	2月16日	1.25	2021/2/16
	3月			1.26	3月6日	0.48	3月2日	1.71	3月30日	1.77	3月10日	0.62	3月15日	0.67	3月28日	3.52	3月9日	0.91	3月11日	0.95	3月11日	2.02	3月22日	3.52	2018/3/9
	4月	2.12	4月24日	1.69	4月4日	1.89	4月7日	3.15	4月4日	1.68	4月15日	1	4月7日	1.12	4月18日	1.67	4月25日	0.56	4月11日	2.73	4月18日			3.15	2014/4/4
	5月	1.22	5月30日	4.06	5月4日	1.5	5月31日	1.27	5月22日	0.85	5月19日	1.11	5月17日	1.32	5月13日	1.73	5月9日	2.91	5月21日	1.2	5月24日			4.06	2012/5/4
出水期	6月	0.94	6月25日	4.47	6月20日	1.54	6月22日	1.95	6月29日	0.9	6月17日	1.05	6月13日	1.66	6月2日	0.92	6月1日	2.49	6月30日	1.2	6月28日			4.47	2012/6/20
	7月	2.16	7月29日	1.66	7月7日	2.37	7月28日	2.99	7月9日	5.19	7月16日	0.75	7月9日	1.59	7月18日	2.52	7月6日	2.9	7月4日	3.98	7月8日			5.19	2015/7/16
	8月	1.3	8月21日	0.84	8月17日	2.47	8月6日	2.05	8月18日	1.13	8月13日	3.61	8月23日	1.61	8月14日	1.91	8月28日	1.44	8月22日	1.38	8月1日			3.61	2016/8/23
	9月	7.51	9月22日	1.31	9月23日	4.36	9月16日	1.66	9月7日	3.17	9月6日	2.64	9月21日	1.49	9月18日	1.73	9月5日	3.1	9月9日	2.07	9月12日			7.51	2011/9/22
	10月	1.03	10月16日	1.98	10月1日	4.09	10月16日	4.64	10月14日	0.76	10月2日	0.97	10月29日	5.74	10月23日	3.14	10月1日	7.87	10月13日	1.44	10月10日			7.87	2019/10/13
非出水期	11月	1.36	11月20日	1.14	11月6日	0.96	11月26日	0.92	11月2日	0.96	11月19日	1.22	11月11日	1.04	11月1日	0.6	11月7日	1.19	11月24日	0.53	11月3日			1.36	2011/11/20
	12月	0.91	12月4日	1.07	12月31日	0.97	12月20日	1.39	12月21日	1.58	12月11日	1.05	12月14日	0.68	12月25日	0.44	12月12日	0.6	12月3日	0.43	12月1日			1.58	2015/12/11
出水期最大		7.51	9月22日	4.47	6月20日	4.36	9月16日	4.64	10月14日	5.19	7月16日	3.61	8月23日	5.74	10月23日	3.14	10月1日	7.87	10月13日	3.98	7月8日	－	－		
非出水期最大		2.12	4月24日	4.06	5月4日	1.89	4月7日	3.15	4月4日	1.77	3月10日	1.22	11月11日	1.32	5月13日	3.52	3月9日	2.91	5月21日	2.73	4月18日	2.02	3月22日		

H23台風15号　　R1台風19号

非出水期11.1～5.31

・堤防開削なしの設計対象水位：過去5年時刻最大：（異常出水と判断される場合は過去10年の2位水位）

出水期	5年1位	2019/10/13 2:00	7.87	10年2位	2011/9/22 2:00	7.51
非出水期	5年1位	2018/3/9 13:00	3.52	10年2位	2018/3/9 13:00	3.52

・堤防開削ありの設計対象水位：既往最高水位

出水期	2019/10/13 2:00	7.87
非出水期	2012/5/4 4:00	4.06

7)観測流量データ

		2011年(H23)		2012年(H24)		2013年(H25)		2014年(H26)		2015年(H27)		2016年(H28)		2017年(H29)		2018年(H30)		2019年(H31,R1)		月毎最大	観測日
		観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	観測日	観測流量	
非出水期	1月			11.01	1月30日	17.6	1月1日	20.44	1月9日	19.7	1月27日	19.11	1月18日	15.13	1月9日	21.53	1月18日	7.02	1月2日	21.53	2018/1/18
	2月			29.26	2月7日	21.11	2月3日	53.73	2月28日	25.18	2月27日	58.05	2月14日	10.93	2月10日	12.81	2月12日	6.79	2月21日	58.05	2016/2/14
	3月			85.77	3月6日	11.09	3月2日	138.84	3月30日	163.84	3月10日	21.36	3月15日	24.28	3月28日	454.68	3月9日	41.46	3月11日	454.68	2018/3/9
	4月	224.73	4月24日	151.59	4月4日	177.41	4月7日	371.7	4月4日	34.97	4月15日	48.92	4月7日	147.05	4月18日	134.54	4月25日	17.13	4月11日	371.7	2014/4/4
	5月	81.5	5月30日	613.53	5月4日	117.41	5月31日	75.4	5月22日	34.97	5月19日	59	5月17日	34.97	5月13日	143.92	5月9日	338.57	5月21日	613.53	2012/5/4
出水期	6月	49.52	6月25日	710.23	6月20日	124.12	6月22日	170.48	6月29日	39.53	6月17日	53.39	6月13日	128.75	6月2日	43.93	6月1日	270.56	6月30日	710.23	2012/6/20
	7月	230.37	7月29日	147.12	7月7日	246.64	7月28日	340.41	7月9日	841.9	7月16日	29.52	7月9日	118.65	7月18日	290.7	7月6日	336.86	7月4日	841.9	2015/7/16
	8月	92.09	8月21日	34.2	8月17日	262.5	8月6日	184.38	8月18日	64.15	8月13日	542.6	8月23日	121.5	8月14日	173.97	8月28日	98.43	8月22日	542.6	2016/8/23
	9月	1613.07	9月22日	93.53	9月23日	655.11	9月16日	125.25	9月7日	394.89	9月6日	297.09	9月21日	104.95	9月18日	143.92	9月5日	371.83	9月9日	1613.07	2011/9/22
	10月	47.17	10月16日	198.24	10月1日	588.22	10月16日	729.09	10月14日	30.19	10月2日	46.34	10月29日	955.77	10月23日	388.06	10月1日	1717.84	10月13日	1717.84	2019/10/13
非出水期	11月	83.44	11月20日	68.52	11月6日	45.09	11月26日	40.59	11月2日	46.27	11月19日	70.03	11月11日	53.68	11月1日	20.31	11月7日	68.54	11月24日	83.44	2011/11/20
	12月	36.53	12月4日	59.35	12月31日	46.12	12月20日	91.98	12月21日	129.45	12月11日	53.39	12月14日	24.93	12月25日	11.88	12月12日	19.38	12月3日	129.45	2015/12/11
出水期最大		1613.07	9月22日	710.23	6月20日	655.11	9月16日	729.09	10月14日	841.9	7月16日	542.6	8月23日	955.77	10月23日	388.06	10月1日	1717.84	10月13日		
非出水期最大		224.73	4月24日	613.53	5月4日	177.41	4月7日	371.7	4月4日	163.84	3月10日	70.03	11月11日	147.05	5月13日	454.68	3月9日	338.57	5月21日		

H23台風15号　　R1台風19号

非出水期11.1～5.31

出水期	5年1位	2019/10/13 2:00	1717.8	10年2位	2011/9/22 2:00	1613.07
非出水期	5年1位	2018/3/9 13:00	454.68	10年2位	2018/3/9 13:00	454.68

・既往最大流量

出水期	2019/10/13 2:00	1717.8
非出水期	2012/5/4 4:00	613.53

仮締切設置基準（案）の改定について

平成26年12月11日

1　目　　的

河川区域及びその周辺で行われる工事において、その施工期間中における治水上の安全を確保するため、仮締切を設置する場合の基準を定めるものである。

また、出水期（融雪出水等のある地方ではその期間を含む）においては河道内の工事を行わないものとする。但し、施工期間等からやむを得ないと認められる場合は、治水上の安全を十分確保して実施するものとする。

＊ここでいう治水上の安全を確保すべき対象は、堤内地及び既存の河川管理施設等のことである。

2　適用範囲

この基準は河川区域内及びその周辺で行われる工事に伴い設置する河川堤防にかわる仮締切に適用する。

3　仮締切の設置

河川堤防にかかる仮締切は次の各号の一つに該当する場合に必ず設置するものとする。但し、堤防開削によって洪水または高潮被害の発生する危険が全く無い場合は除く。

（１）　河川堤防を全面開削する場合

（２）　河川堤防を部分開削するもののうち、堤防の機能が相当に低下する場合

※堤防の機能が相当に低下する場合とは設計対照水位（後述）に対して、必要な堤防断面が確保されていない場合をいう。

4　仮締切の構造

４－１　構造形式

（１）　堤防開削を行う場合

既設堤防と同等以上の治水の安全度を有する構造でなければならない。特に出水期間における仮締切は鋼矢板二重式工法によることを原則とし、地質等のために同工法によりがたい場合は、これと同等の安全度を有する構造とする。

なお、土堤による仮締切の場合は法覆工等による十分な補強を施し、かつ川裏に設けるものとする。但し、河状等から判断して流下能力を阻害しない場合であって、流勢を受けない箇所についてはこの限りではない。

異常出水等、設計対象水位を超過する出水に対しては、堤内地の状況等を踏まえ、応急対策を考慮した仮締切構造を検討する。

部分開削の場合は、仮締切の設置の他、設計対象水位に対して必要な堤防断面を確保する措置によることができる。

※ここでいう出水への対策とは、台風の接近などによる河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうなど設置する対策をいう。

※設計対象水位（後述）

（２）　堤防開削を行わない場合

流水の通常の作用に対して十分安全な構造とすると共に、出水に伴い周辺の河川管理施設等に影響を及ぼさない構造とする。

４－２　設計対象水位

（１）　堤防開削を伴う場合

①　出水期においては計画高水位(高潮区間にあたっては計画高潮位)とする。

②　非出水期においては非出水期間の既往最高水位または既往最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。但し、当該河川の特性や近年の出水傾向等を考慮して変更することができる。

なお､既往水文資料の乏しい河川においては､近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

③　出水期、非出水期に係わらず、既設堤防高が①②より求められる水位より低い場合は、既設堤防高とすることができる。

（２）　堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去５ヶ年間の時刻最大水位を目安とする。但し、当該水位が５ヶ年間で異常出水と判断される場合は、過去10ヶ年の２位の水位を採用することができるものとする。

なお､既往水文資料の乏しい河川においては､近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

４－３　高　　さ

（１）　堤防開削を伴う場合

①　出水期においては既設堤防高以上とする。

②　非出水期においては設計対象水位相当流量に余裕高（河川管理施設等構造令第20条に定める値）を加えた高さ以上とし、背後地の状況、出水時の応急対策等を考慮して決定するものとする。但し、既設堤防高がこれより低くなる場合は既設堤防高とすることができる。

＊ここでいう出水時の応急対策とは、台風接近時などに河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうを設置するなどの対策をいう。

（２）　堤防開削を伴わない場合

出水期､非出水期を問わず４－２(２)で定めた設計対象水位とする｡但し、波浪等の影響等これによりがたい場合は、必要な高さとすることができる。

なお、本基準の目的に鑑み、上記により求めた高さを上回らない範囲で別途定めることができる。

４－４　天 端 幅

（１）　堤防開削を伴う場合

仮締切の天端幅は河川管理施設等構造令第21条に定める値以上とする。但し、鋼矢板式工法による場合は大河川に於いては５ｍ程度、その他の河川に於いては３ｍ程度以上とするものとし､安定計算により決定するものとする。

（２）　堤防開削を伴わない場合

構造の安定上必要な値以上とするものとする。

４－５　平面形状

仮締切の平面形状は流水の状況、流下能力等にできるだけ支障を及ぼさないものとする。

４－６　取付位置

（１）　河川堤防にかわる仮締切

堤防開削天端（ａ－ａ’）より仮締切内側迄の長さ（Ｂ）は、既設堤防天端巾または、仮締切堤の天端巾（Ａ）のいずれか大きい方以上とする。

＊仮締切の現況堤防との接続は矢板を現況堤防に嵌入させてもよい。但し嵌入させた場合は後述する**７堤体の復旧**に従って矢板の引き抜きによる堤体のゆるみ及び基礎地盤のゆるみに対する補強対策を行うものとする。

５　流下能力の確保と周辺河川管理施設等への影響

５－１　堤防開削を伴う場合

（１）　出 水 期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力が確保されていることを確認し､不足する場合は河道掘削､堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

（２）　非出水期

仮締切設置後の断面で４－２(１)②で定める仮締切設計対象水位時の洪水流量に対する流下能力が一連区間において確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

５－２　堤防開削を伴わない場合

（１）　出 水 期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力を確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策工を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

（２）　非出水期

仮締切設置後の断面で非出水期期間中の最大流量に対する流下能力を一連区間において確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

＊流下能力の算定は不等流計算等により行うことができる。

＊出水の状況によっては仮締切周辺の河川管理施設等に被害を生じる場合があるため、必要に応じて対策を施す。

＊堤内地盤高が各々の場合で想定される水位以上である場合はこの限りではない。

６　補　　強

川表側の仮締切前面の河床及び仮締切取付部の上下流概ねＤ＝２Ａの長さの法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇篭等で補強するものとする。

また、仮締切を川裏に設置する場合には、堤防開削部の法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇篭等により補強するものとする。

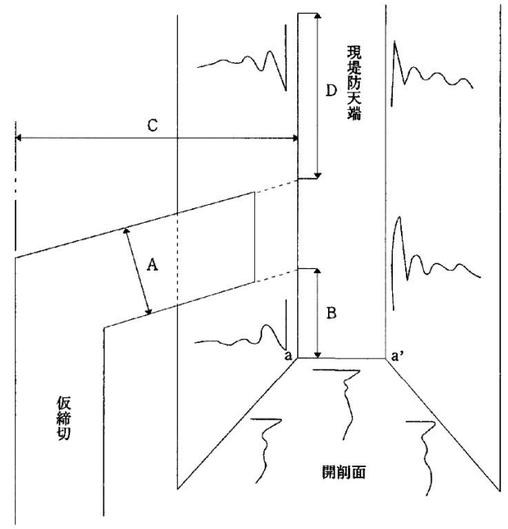
７　堤体の復旧

仮締切撤去後の堤体部は表土１ｍ程度を良質土により置き換え、十分に締固め復旧すると共に、必要に応じて堤防及び基礎地盤の復旧も行うものとする。

なお、水衝部では川表側の法面は、ブロック張等で法覆を施すものとする。

８　そ の 他

この基準は、一般的基準を示したもので、異常出水や背後地の著しい変化等により、これによることが適当でない場合には治水上の安全を十分考慮し、別途措置するものとする。



(3) 設計対象水位

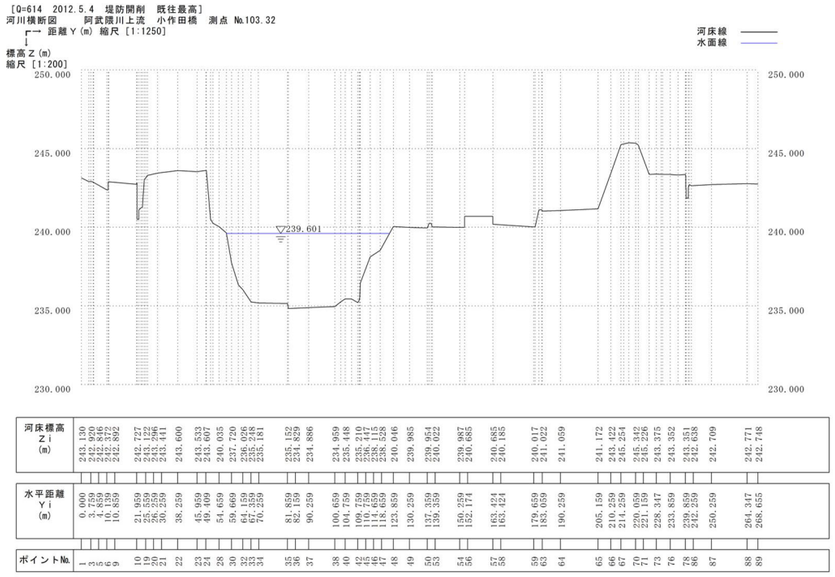
施工段階毎の設計対象水位は表 12.4.4 のとおりである。

不等流計算根拠は，図-14.1.1～図-14.1.3 のとおりである。

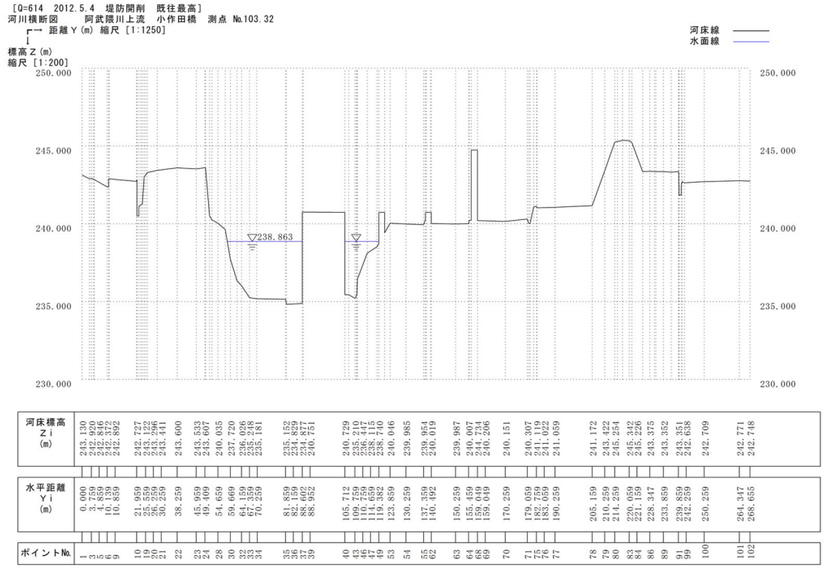
表12.4.4　設計対象水位

検討ケース	工事対象	対象流量 Q (m3/s)	施工時 設計対象水位 TP	余裕高 (m)
ケース 1	新設 P2, A2	614	▽239.601	1.0
ケース 2	新設 A1,P1	614	▽238.863	1.0
ケース 3	上部架設	455	▽238.605	0.8
ケース 4	新橋完成	1718	▽242.798	1.0
ケース 5	旧橋撤去	455	▽238.824	0.8

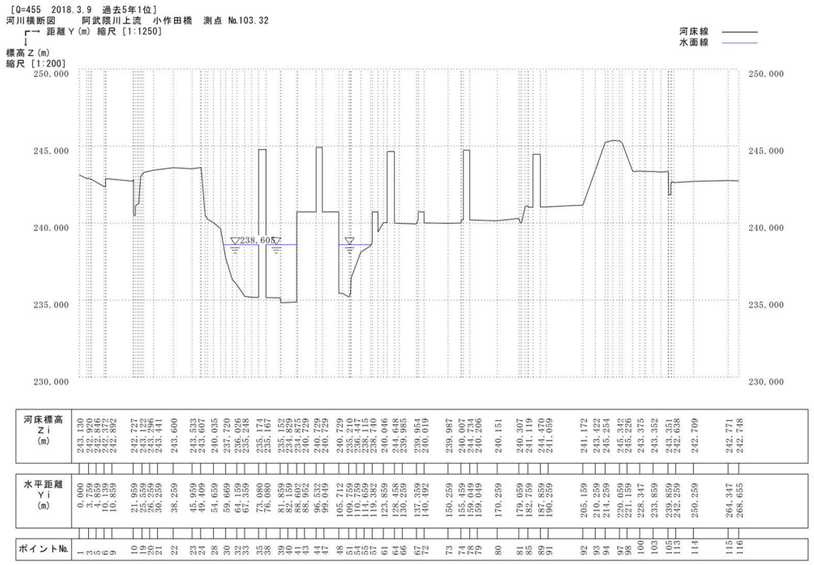
■ケース 1　新設 P2,A2(Q=614m³/s)　⇒施工時水位▽239.601



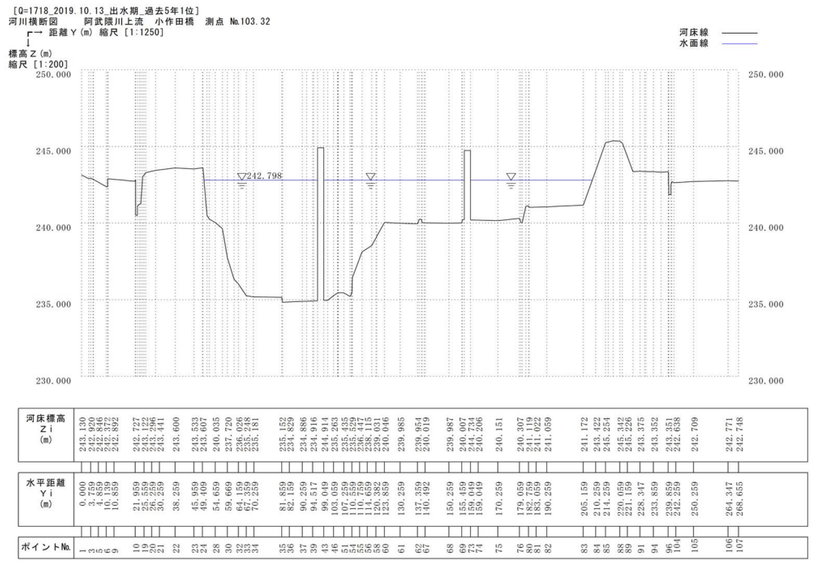
■ケース 2　新設 A1,P1(Q=614m³/s)　⇒施工時水位▽238.863



■ケース 3　上部架設(Q=455m³/s)　⇒施工時水位▽238.605



■ケース４　新橋完成(Q=1718㎥/s)　　⇒施工時水位▽242.798



12.4.3 下部仮設

(1) 仮締切堤の必要性

堤防開削を伴う工事（A1,A2 橋台施工時）での仮締切堤の必要性を検討する。

1)A1 橋台（非出水期施工）:右岸

対象水位:非出水期間の既往最高水位(流量 Q=614m3/s)で,不等流計算で求めた水位⇒▽238.863

余裕高：1.000m

必要堤防天端高：238.863+1.000=239.863

右岸の堤内地盤高：▽243.00≧239.863 より，**仮締切提は不要**である。

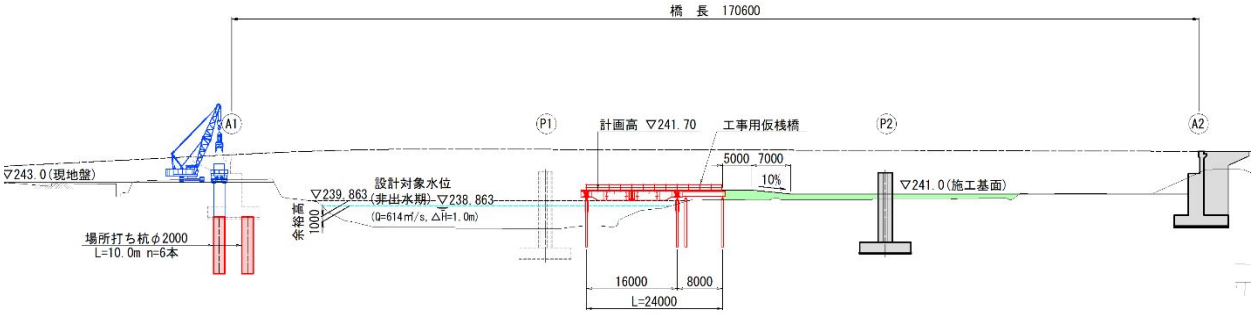


図12.4.3　右岸（A1 橋台）

2)A2 橋台（非出水期施工）:左岸

対象水位:非出水期間の既往最高水位(流量 Q=614m3/s)で,不等流計算で求めた水位⇒▽239.601

余裕高：1.000m

必要堤防天端高：239.601+1.000=240.601

左岸の堤内地盤高：▽241.92≧240.601 より，**仮締切提は不要**である。

※参考：左岸の高水敷高：▽241.04≧240.601

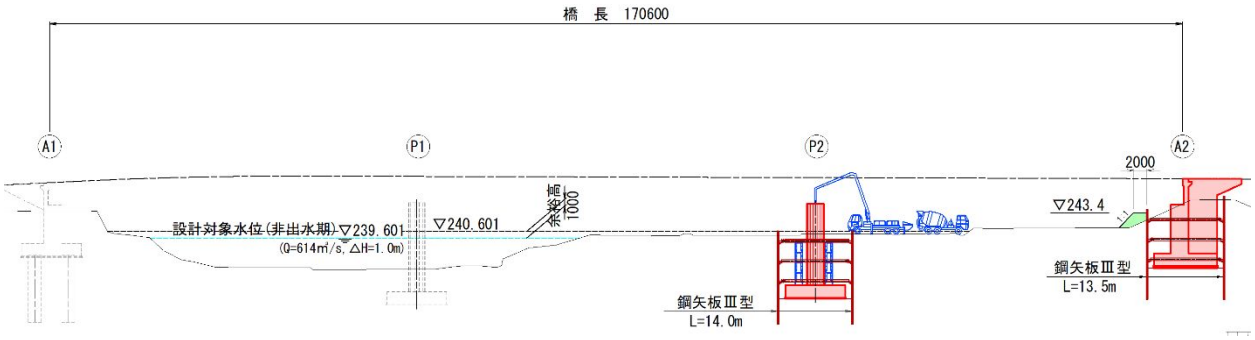


図12.4.4　左岸(A2 橋台)

(2) 掘削勾配および余裕幅

「数量算出要領」p1-2-11 より（表 12.4.5，表 12.4.6 参照），以下のとおりとする。

■オープン掘削

掘削勾配⇒［土砂］1:0.5or1:0.6（下から H=5m 毎に 1m の小段）

余 裕 幅⇒ 50cm（フーチング高が H=2m 未満）

170cm（フーチング高が H=2m 以上）

■土留掘削

余 裕 幅⇒100cm（フーチング高が H=2m 未満）

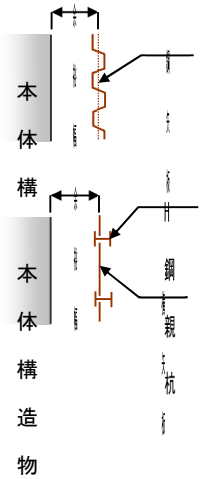
220cm（フーチング高が H=2m 以上）

表12.4.5 掘削勾配

土質区分	掘削面の高さ	床掘り勾配	小段の幅
中硬岩・硬岩	5m 未満	直	―
	全掘削高 5m 以上	1:0.3	下から H=5m 毎に 1m
軟岩Ⅰ・軟岩Ⅱ	1m 未満	直	―
	1m 以上 5m 未満	1:0.3	―
	全掘削高 5m 以上		下から H=5m 毎に 1m
礫質土・砂質土 粘性土・岩塊玉石	1m 未満	直	―
	1m 以上 5m 未満	1:0.5	―
	全掘削高 5m 以上	1:0.6	下から H=5m 毎に 1m
砂	5m 未満	1:1.5	―
	全掘削高 5m 以上		下から H=5m 毎に 2m
発破などにより崩壊しやすい状態になっている地山	2m 未満	1:1.0	下から H=2m 毎に 2m

注）上記により難い場合は，別途考慮できる。

表12.4.6 余裕幅

土質区分	足場工の有無	余裕幅	
オープン掘削	足場なし	50cm	
	足場工あり （フーチング高さ 2m 未満でフーチング上に足場を設置する場合）	170cm (50cm)	
土留掘削	足場なし （プレキャスト構造物で自立式土留めの場合）	100cm (70cm)	
	足場工あり （フーチング高さ 2m 未満でフーチング上に足場を設置する場合）	220cm (100cm)	

注）1. 余裕幅は本体コンクリート端からとする。
2. 矢板施工の余裕幅は矢板のセンターからの距離。
3. 足場工の必要な場合とは，H=2m 以上の構造物。
4. 雪寒仮囲いを使用する場合は，必要幅を計上すること。
5. 小構造物等で，これによることが不適当な場合は別途余裕幅を考慮する。
6. 共同溝等の特殊な場合は，別途取り扱う。

(3) 仮設工法

1) 土層断面

小作田橋の下部工の土層断面は図 12.4.5 のとおりである。

A1 橋台周辺には，民家が隣接している。

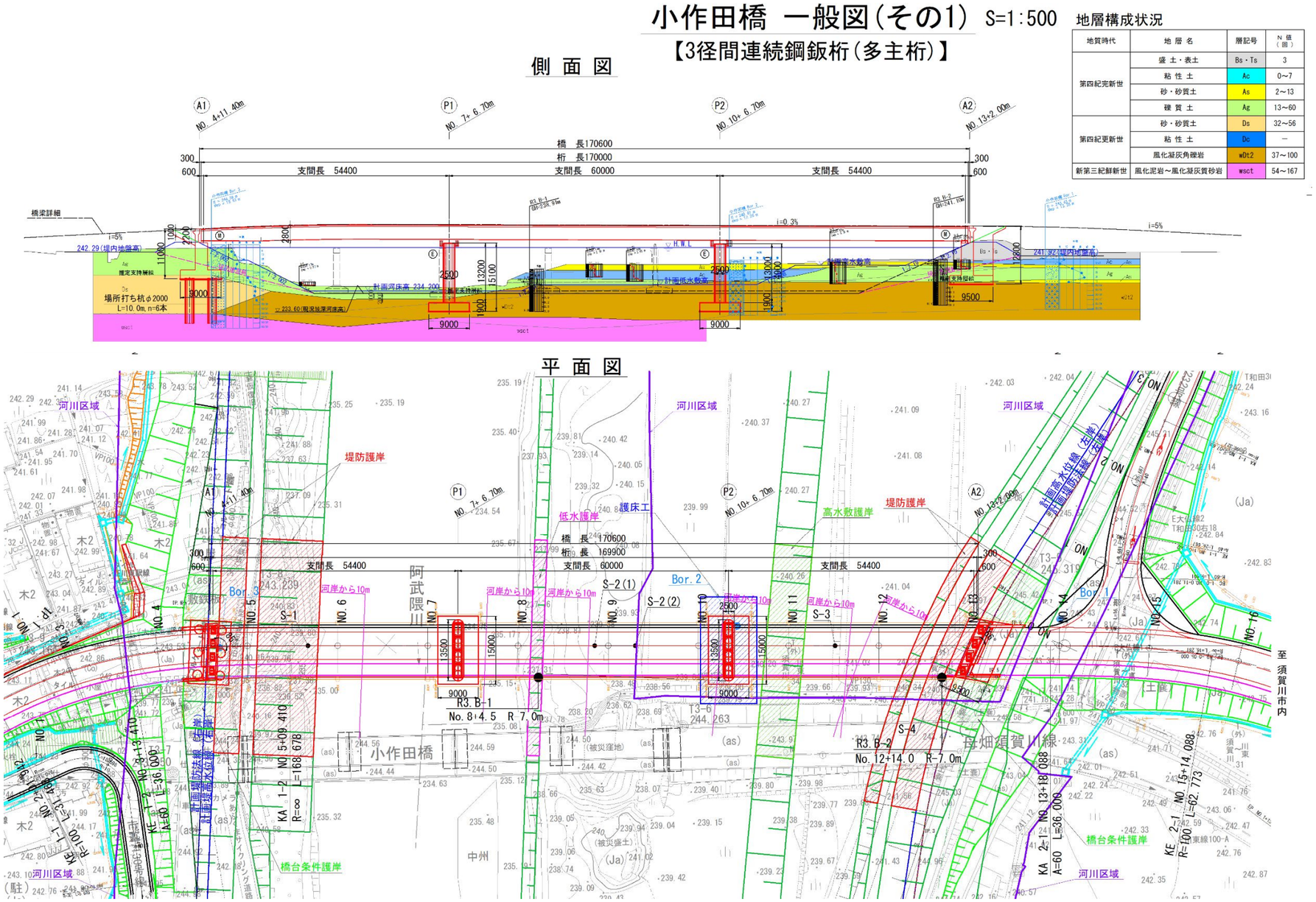
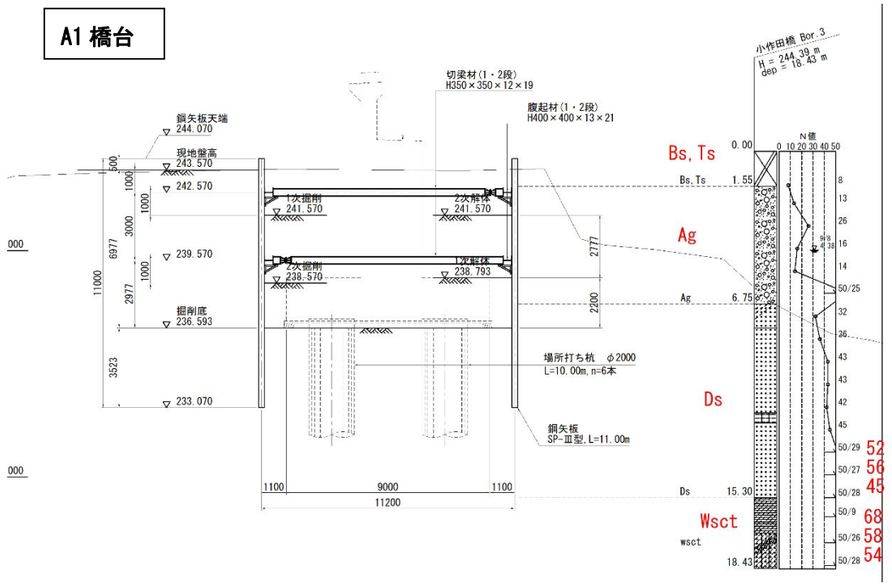
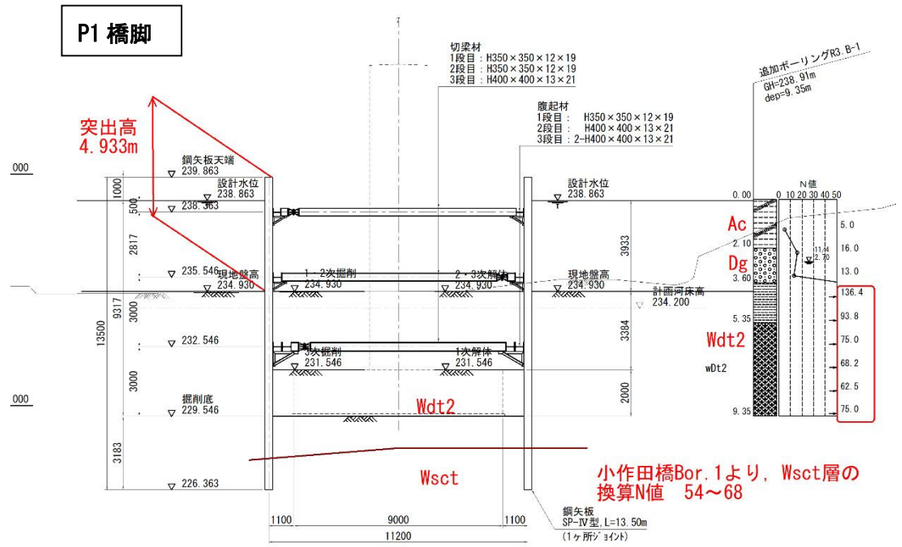
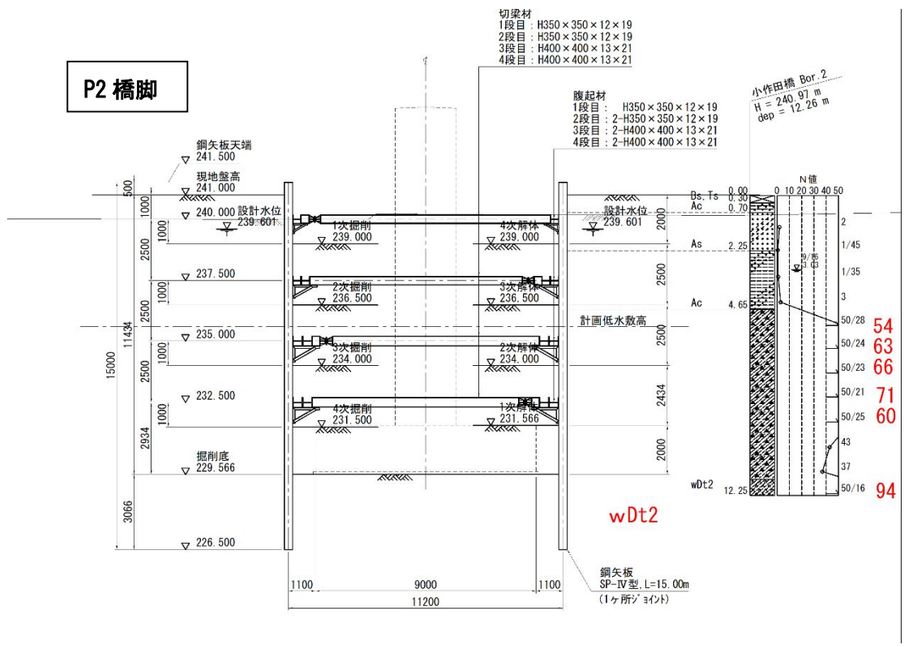


図12.4.5　土層断面







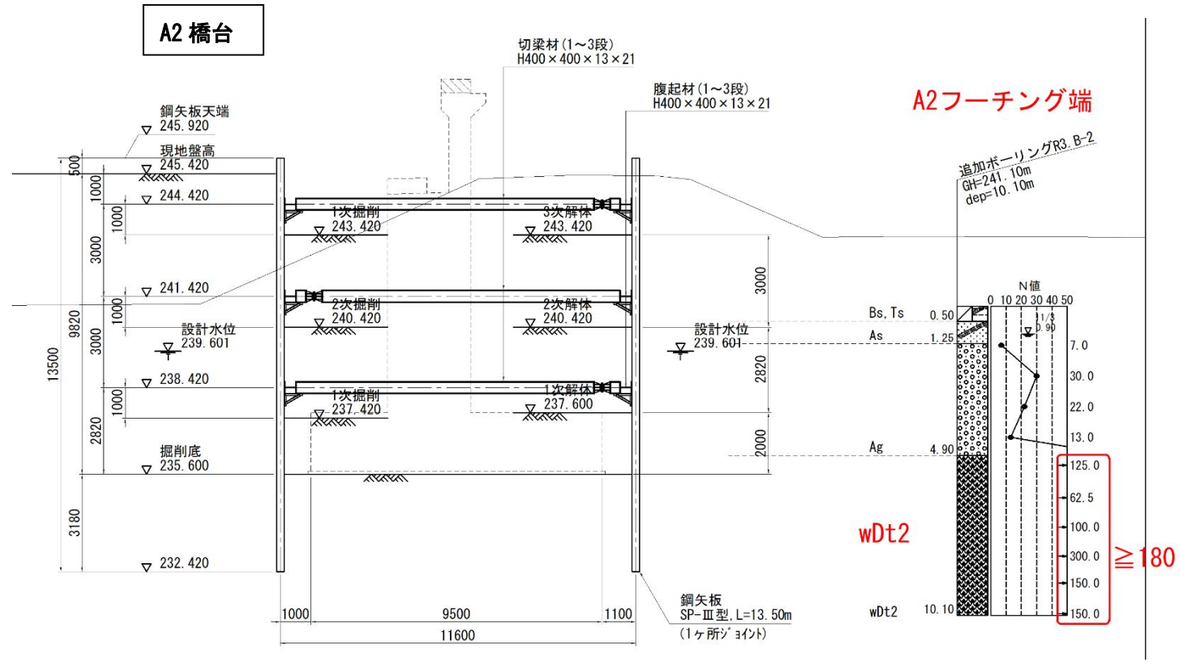


図12.4.6　土留鋼矢板根入れ部と土層区分

2)工法の選定条件

工法の選定条件は以下のとおりである。

(1)打設能力（表 12.4.8 参照）

・油圧式バイブロハンマ単独の場合：Nmax≦50

・油圧式バイブロハンマウォータージェット併用の場合：Nmax≦180

・硬質地盤クリア工法：Nmax≦600

(2)振動・騒音規制

・A1 橋台は，民家に隣接しているので，低振動，低騒音工法としなければならない。

(3)突出長（表 12.4.9 参照）

・硬質地盤クリア工法の場合，圧入機械が鋼矢板天端に載荷するので，施工時の安定から鋼矢板サイズ毎に，突出長の制限がある。Ⅲ型の場合 3m 以下，Ⅳ型の場合 4m 以下である。

3) 打設工法

鋼矢板の打設工法は，3)の選定条件から表 12.4.7 のとおりとなるが，単年度の非出水期間内で確実に施工を完了させる必要がある。

したがって，全基，岩盤への打設が確実に行える**硬質地盤クリア工法**で打設する。

表12.4.7　鋼矢板の打設工法

	A１橋台	P1橋脚	P2橋脚	A2橋台	摘　要
根入れ部の最大N値 土層区分	45≦180 Ds	136≦180 wDt２～Wsct	94≦180 wDt2	300≧180 wDt2	N≦180：WJ併用油圧バイブロ工法 N＞180：硬質地盤クリア工法
民家との近接施工	○	－	－	－	低振動・低騒音
現地盤からの突出長(m)	0.5	4.9≧4（Ⅳ型）	0.5	3.0(前面盛土)	硬質地盤クリア工法の場合の制限値
採用工法	硬質地盤クリア	WJ併用油圧バイブロ	WJ併用油圧バイブロ	硬質地盤クリア	

表12.4.8　施工方法選定表

⑤ 鋼矢板施工法選定表(参考)

⑤－1 鋼矢板打込施工法選定表(参考)

鋼矢板打込施工法選定表は，陸上での一般的な施工条件（鋼矢板型式，環境条件，N値及び継施工の有無）を基として経済性を考慮した参考の選定表である。なお，現場施工条件等により本表により難い場合は，比較検討すること。

<table>
<tr><th rowspan="3">鋼矢板型式</th><th rowspan="3">環境対策</th><th rowspan="3">打込長</th><th colspan="4">継施工無し</th><th colspan="3">継施工有り</th></tr>
<tr><th colspan="4">N値</th><th colspan="3">N値</th></tr>
<tr><th>Nmax≦25 ※1</th><th>25＜Nmax≦50 ※1,2</th><th>50＜Nmax≦180 ※2</th><th>≦600</th><th>Nmax≦25 ※1</th><th>25＜Nmax≦50 ※1,2</th><th>50＜Nmax≦180 ※2</th></tr>
<tr><td>ⅠA型</td><td>無し</td><td>L≦6m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td colspan="2">—</td><td colspan="3">—</td></tr>
<tr><td rowspan="9">Ⅱ型</td><td rowspan="3">無し</td><td>L＜4m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">電動式バイブロハンマ
ウォータジェット併用</td><td rowspan="3">—</td><td colspan="2" rowspan="3">電動式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">電動式バイブロハンマ
ウォータジェット併用</td></tr>
<tr><td>4m≦L≦9m</td><td colspan="2">油圧式杭圧入引抜機</td></tr>
<tr><td>9m＜L≦15m</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td rowspan="3">低振動</td><td>L＜4m</td><td colspan="2">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータジェット併用</td><td rowspan="3">—</td><td colspan="2" rowspan="3">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータジェット併用</td></tr>
<tr><td>4m≦L≦10m</td><td colspan="2">油圧式杭圧入引抜機</td></tr>
<tr><td>10m＜L≦15m</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td rowspan="3">無振動</td><td>4m≦L≦10m</td><td>油圧式杭圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式杭圧入引抜機
ウォータジェット併用</td><td rowspan="3">50＜Nmax≦600
油圧式杭圧入引抜機
（硬質地盤専用）</td><td rowspan="3"></td><td>油圧式杭圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式杭圧入引抜機
ウォータジェット併用</td><td rowspan="3">—</td></tr>
<tr><td>10m＜L≦12m</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td></tr>
<tr><td rowspan="9">Ⅲ型</td><td rowspan="3">無し</td><td>L＜4m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">電動式バイブロハンマ
ウォータジェット併用</td><td rowspan="3">—</td><td colspan="2" rowspan="3">電動式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">電動式バイブロハンマ
ウォータジェット併用</td></tr>
<tr><td>4m≦L≦12m</td><td colspan="2">油圧式杭圧入引抜機</td></tr>
<tr><td>12m＜L≦19m</td><td colspan="2"></td></tr>
<tr><td rowspan="3">低振動</td><td>L＜4m</td><td colspan="2">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータジェット併用</td><td rowspan="3">—</td><td colspan="2">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータジェット併用</td></tr>
<tr><td>4m≦L≦9m
9m＜L≦15m</td><td colspan="2">油圧式杭圧入引抜機</td><td>油圧式杭圧入引抜機</td></tr>
<tr><td>15m＜L≦19m</td><td colspan="2"></td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="3">無振動</td><td>4m≦L≦15m</td><td>油圧式杭圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式杭圧入引抜機
ウォータジェット併用</td><td rowspan="3">50＜Nmax≦600
油圧式杭圧入引抜機
（硬質地盤専用）</td><td rowspan="3"></td><td>油圧式杭圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式杭圧入引抜機
ウォータジェット併用</td><td rowspan="3">—</td></tr>
<tr><td>15m＜L≦18m</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td></tr>
</table>

※土木工事標準積算基準より，引用

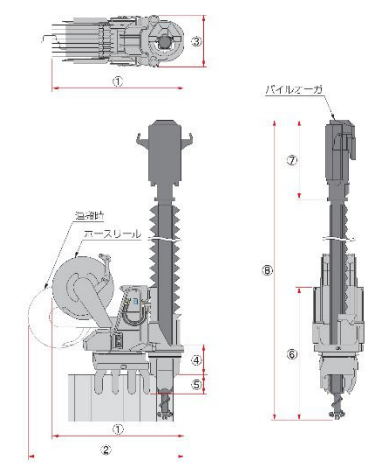
4)硬質地盤クリア工法

鋼矢板の根入れ地盤は，砂礫またはN値50以上の風化凝灰角礫岩である。硬質地盤クリア工法（NETIS：CB-980118-V）ではN≦600まで対応可能である。



図12.4.7　硬質地盤クリア工法

硬質地盤専用機(U形鋼矢板400・500・600mm幅)

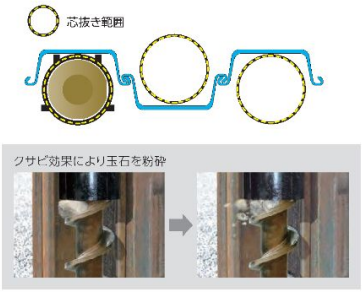


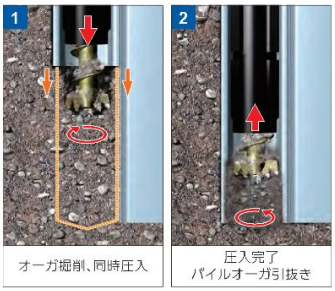


機種	SCU-400M	SCU-600M
圧入力	800 kN (82 t)	800 kN (82 t)
引抜力	900 kN (92 t)	900 kN (92 t)
ストローク	1,000 mm	1,000 mm
①全長	3,215 mm	3,515 mm
②全長(運搬時)	3,780 mm	4,115 mm
③全幅	1,250 mm	1,220 mm
④チャック高	730 mm	795 mm
⑤クランプ長	465 mm	475 mm
⑥全高	2,630 mm	2,765 mm
⑦オーガ駆動部長	2,130 mm	2,130 mm
⑧パイルオーガ長	28,880 mm(21m用)	39,120 mm(30m用)
パワーユニット	FU300F3	FU300F3
本体質量	10,600 kg(ホースリール含む)	13,400 kg(ホースリール含む)
パイルオーガ質量	9,750 kg(21m用)	14,400 kg(30m用)
適用鋼材	鋼矢板 Ⅲ,Ⅳ型	鋼矢板 Ⅵ,Ⅵw,Ⅶ,Ⅶw,Ⅷ,Ⅷw型

■ 芯抜き圧入 (砂質土・粘土)

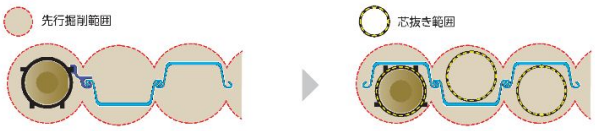
㈱技研製作所が独自に確立した「芯抜き理論」により、まずパイルオーガで最小限の掘削を行い、地中に心をくり抜いた状態をつくり出します。そしてパイルオーガを引き抜きながらその隙間に杭を圧入していきます。掘削はあくまで圧入補助として最小限に抑えるので排土量は少なく、周辺地盤を乱さないため強い支持力を持った完成杭を構築できます。





■ 先行掘削圧入 (岩盤及び砂質土・礫質土)

従来工法で岩盤に杭を打設する場合、まず岩盤層を破砕しながら大きく掘削して、そこに砂を充填した後に杭を打設するのが一般的です。しかしこれでは工費がかさみ、工期も長くなります。この欠点を圧入機本体に装着されたパイルオーガで最小限の先行掘削を行なった後に杭を圧入するという方法によってクリアし、岩盤への圧入を可能にしました。岩盤の掘削と鋼矢板圧入を1台の機械で行えるため、きわめて効率のよい施工が可能となります。また、先行掘削は完成杭の継手部をガイドとして行うため、高精度の掘削が可能となります。





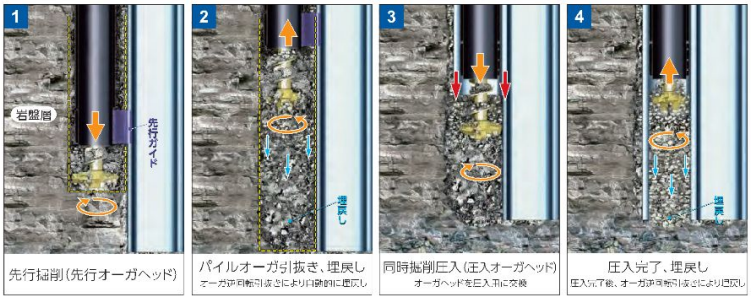


図12.4.8　施工機械，圧入工法

5）硬質地盤工法とする場合の突出長の制限

圧入機械を鋼矢板天端に設置して打設する場合，施工時の安全性を確保するため，現地盤からの突出長の制限（目安値）がある。

制限値の目安は，表 12.4.9 のとおりであり，Ⅲ型で 3m以下，Ⅳ型で 4m以下，Ⅴ型で 5m 以下である。

表12.4.9　型式毎の突出長の適用範囲

表1-3. 型式毎の適用突出長

鋼矢板の型式	Ⅱ型	Ⅲ型	Ⅳ型	Ⅵ型	Ⅶ型	Ⅱw型	Ⅲw型	Ⅳw型	10H型	25H型	45H型	50H型
突出高(m)	2.0 以下	3.0 以下	4.0 以下	5.0 以下	5.0 以下	2.0 以下	3.0 以下	4.0 以下	2.0 以下	3.0 以下	4.0 以下	5.0 以下

突出長とは、鋼矢板の施工天端から地盤までの距離（突出長 = 鋼矢板長－圧入長）であり、自立で施工が可能である。
突出高は各型式毎に上表を標準値とする。尚、上表を超える場合は別途検討または別途積算とする。

（注）型式毎の適用突出長は表1-3の通りとするが、以下の場合は別途検討とする。
- 圧入作業時の鋼矢板突出長が圧入長を超える場合。
  （但し、土質が軟弱地盤の場合は、別途、圧入長の検討を行う事とする）
- 波浪、航走波等の外力の影響を受ける場合。
- 圧入機を相番クレーンにて補助吊または吊移動する場合。
- 導材等の事前設置により、控えを取る事が出来る場合。
- その他の条件により、標準的な圧入作業が出来ない場合。

※（一社）全国圧入協会　資料より引用

(4) 鋼矢板引き抜き時の空隙充填

1)充填工法の検討

鋼矢板引き抜き時に，引き抜き後の空隙および周辺地盤のゆるみを防止する必要がある。変状を最小限とする対策として，以下「**土留部材引抜同時充填工法＝ジオテツ工法**」が挙げられるので，充填工法を検討する。土留部材引抜同時充填注入工法（旧：SK-080012-VR：2019/3 終了）

2)適用性の検討

充填材は，以下特徴がある。

・恒久グラウト材で，約１分でゲル化し，強度発現が早い。
・土と同程度（N 値換算 N=15～30）なので，鋼矢板の圧入に支障はない。
・経年変化で収縮しないので，長期的に地盤が緩まない。

充填材の特徴から，堤防地盤での引き抜き後処理の実績が，全国の地整である(4)参照)。

したがって，A1,A2 橋台の土留鋼矢板引き抜き後のみずみち防止として，土留部材引抜同時充填注入工法を採用する。

2）工法概要

技 術 概 要 書 （様式）　　※別紙2

技術分類	安全・防災　維持管理　環境　コスト　ICT　品質　（該当分類に○を付記）		
技術名称	土留部材引抜同時充填工法	担当部署	九州土留部材引抜同時充填工法研究会
NETIS登録番号	SK－０８００１２－VR	担当者	[redacted]
社名等	協同組合Masters　地盤環境事業部会 土留部材引抜同時充填工法研究会	電話番号	[redacted]

技術の概要

１．技術開発の背景及び契機

仮設材にて土留めを行う場合、近接した民家や埋設物などに対する土留め杭(鋼矢板やH鋼杭など)引抜時の影響低減の決め手になる方法は無く、多くの現場で鋼矢板の残置がやむなく行われてきた。原則として仮設材の残置が認められない堤防工事においては、薬液注入や地盤改良での対策が検討されることが多いが、構造上や費用面においての課題があり、特に有効な解決策が望まれていた。

２．技術の内容

本工法では、土留部材の引抜きによって発生する空隙に対して、予め設置しておいた充填管より、専用の充填材を鋼矢板引抜と同時に連続的に充填する。(図-1充填材が引抜跡に入っていくイメージ)
充填管は鋼矢板を打ち込む前に専用の充填管を鋼矢板に溶接固定しておく方法(YT-1工法)と鋼矢板を引抜く直前にボーリングマシンでロッドを削孔して建込む方法(YT-3工法)とを条件によって使い分ける。1本の充填管で6枚の鋼矢板を充填する。
本工法に用いる充填材は、本工法独自に開発したセメント系の恒久注入材の一つである。2液を別々のホースでロッド先端まで供給し、先端モニター内で混合され、約1分のゲルタイムでゼリー状に固まる。(流れている箇所は固まらない)　充填材の最終強度はN値換算で15~30程度と、地中障害物にならないように容易に掘削可能な強度にコントロールされている。 堤防等で将来的にも「水みち」にならないように、長期に亘って収縮しないという特徴もある。(図-2　充填材)　本工法の施工箇所は住宅に近接した箇所など狭小な場所も多いため、充填用のプラントは4t車1台に搭載できるようにコンパクトにまとめて、移動可能な車載式としている。 このようにして鋼矢板を引抜く際に空隙を即座に充填するシステムを確立したことによって、周辺地盤変位を高度に抑制し、周辺構造物や埋設物への影響を極小に抑え、土留材の回収を安心して行えるようにした。水中での施工も可能である。

3．技術の効果

宮崎大学による効果の検証おいては、鋼矢板を引抜いた跡に、充填材があたかも鋼矢板があるかの如く確実に充填されていた。(図-3　宮崎大学との充填効果の検証)
鋼矢板を引抜くと同時に充填していくため、鋼矢板残置に近い形となるため、周辺地盤の変位抑制効果は確実であることが検証できた。実際の現場における計測結果からも、これを裏付ける結果が多数報告されている。

４．技術の適用範囲

・近接施工ー確実な沈下抑制　民家や地下埋設物などの重要構造物に近接した箇所においては、土留め杭引抜時に周辺地盤に大きな影響が発生し、建物補償など事業損失に悩む発注者の方も多いようです。そのため土留め杭をそのまま残置していました。本工法は、引抜きによって発生する空隙に対して、予め設置しておいた充填管より引抜きをしながら同時充填します。多種多様な地盤条件や引抜機械の違いがあるという条件下でも地盤変位を高度に抑制し、安心して土留材の引抜きが可能です。(図-4　近接施工)

・堤防施工ー水みちをつくらない　近年は、大雨による大災害が頻発していることもあり、河川・ため池堤防における土留め工事において、水みちを作らないオンリーワン対策工法として特に使用実績が増えています。水中での施工も可能な工法です。（図-5　堤防施工）

・土壌汚染対策ー引抜き後も遮水壁　近年、自然由来も含めた土壌汚染対策工事が実施されていますが、汚染物質除去や浄化後に、隣接地からの汚染物質の移動防止のため、遮蔽壁の機能を持つ本工法の採用実績が増えています。市街地での施工が多い土壌汚染対策工事の土留め材引抜時の影響防止に加えての付加価値があり、期待されています。(図-6　土壌汚染対策)

５．活用実績　　(2019年　6月 6日現在)

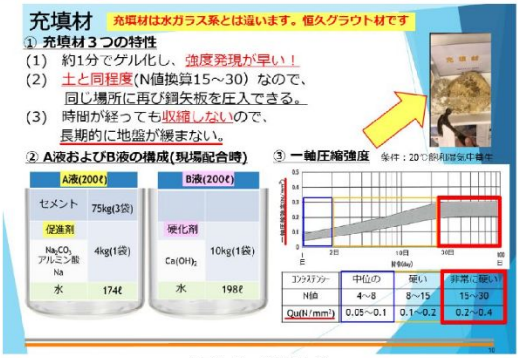
・国の機関　　72件（九州　　5件 、九州以外　 67件 ）
・自治体　　105件（九州　　9件 、九州以外　 96件 ）
・民　間　　 47件（九州　　0件 、九州以外　 47件 ）
　計　　224件（九州　14件、 九州以外 210件 ）

6. 写真・図・表

近接工事や堤防において鋼矢板等を安心して引抜けるオンリーワン技術



（図-1　充填材が引抜跡に入っていくイメージ）



（図-2　充填材）



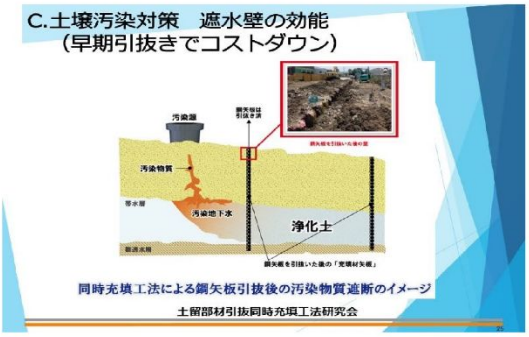
（図-3　宮崎大学との充填効果の検証）



（図-4　近接施工）



（図-5　堤防施工）



（図-6　土壌汚染対策）

水みちを作らない（河川堤防・ため池堤防等水際）施工、近接施工、土壌汚染対策
橋脚杭の引抜き跡処理の「オンリーワン対策工法」として実績が増えてます！

3)施工会社

研究会員名	部署／担当者	連絡先 tel／fax／E-mail	住 所	区分（○：単独活動可能、△：正会員と連携して活動可能、無印：活動不可能） 営業(請負)	施工(充填)	施工(引抜)	設計	ほか遂行可能な業務	帰属正会員(準会員の場合)	入会日
GEOTETS研究会 仙台事務所 【HP】	[redacted]	[redacted]	〒981-3621 宮城県黒川郡大和町吉岡字館下48							
さかわ土木工業 東北機材センター	[redacted]	[redacted]	〒981-1211 宮城県名取市高柳字辻90-2					機材基地		
株式会社 R.A.D 【HP】	[redacted]	[redacted]	〒981-3626 宮城県黒川郡大和町吉岡字館下48	○	○			一般土工		
エリア・ジャパン	[redacted]	[redacted]	〒981-1211 宮城県名取市高柳字辻90-2	△					特別会員	
株式会社 遠藤工業 【HP】	[redacted]	[redacted]	〒985-0862 宮城県多賀城市高崎1丁目9-17	○	○	○		土留工事全般		

4）施工実績

各地方整備局発注で河川堤防内での引き抜き後処理の実績がある。



施工No.	142
工事名	阿武隈川下流隈下流工区災害復旧工事
施工時期	2017.04
発注者	国土交通省　東北地方整備局　仙台河川国道事務所
施工場所	宮城県
目的・重要構造物までの距離	河川堤防内での引抜き跡処理
工事数量	鋼矢板Ⅳ型　L＝10.5m N=54枚　43.1ｔ
回収方法	5枚@1　（順抜き）　YT-3
備考欄	・追加工事



施工No.	70
工事名	柿川放水路排水樋門新築工事
施工時期	2015.02
発注者	国土交通省　北陸地方整備局　信濃川河川事務所
施工場所	新潟県
目的・重要構造物までの距離	河川堤防内での引抜き跡処理
工事数量	（二重締切工事） 鋼矢板Ⅲ・Ⅳ型　L＝6～15m N＝288枚　274.5ｔ
回収方法	4枚@1　（順抜き）　ＹＴ-3



施工No.	47
工事名	筑後川黒津地区三本杉樋管改築受託合併工事
施工時期	2014.01
発注者	国土交通省　九州地方整備局　筑後川河川事務所
施工場所	佐賀県
目的・重要構造物までの距離	河川堤防内での引抜き跡処理
工事数量	（二重締切工事） 鋼矢板Ⅳ型　L＝19～20m N＝180枚　273ｔ
回収方法	パイプロ　5枚@1　（飛ばし抜き）　ＹＴ-3



施工No.	261
工事名	H30管内改築区間改良(その7)工事（C区間）
施工時期	2019.12～2020.01
発注者	国土交通省関東地方整備局横浜国道事務所
施工場所	神奈川県
目的・重要構造物までの距離	河川堤防内での 引抜き跡処理
工事数量	鋼矢板Ⅲ型　L=6.0m N＝333枚　119.9ｔ
回収方法	1@6　（順抜き）　YT-3
備考欄	・発注者指定



施工No.	250
工事名	平成30-31年度物部川橋下部工事
施工時期	2019.11～2020.03
発注者	国土交通省四国地方整備局土佐国道事務所
施工場所	高知県
目的・重要構造物までの距離	河川堤防での引抜き跡処理
工事数量	鋼矢板Ⅲ型　L=8.5m～9.5m N＝496枚　262.0ｔ
回収方法	1@6　（順抜き）　YT-3
備考欄	・追加工事



施工No.	141
工事名	米子道路米子大橋下部第4工事
施工時期	2017.03～2017.04
発注者	国土交通省　中国地方整備局　倉吉河川国道事務所
施工場所	鳥取県
目的・重要構造物までの距離	河川堤防内での引抜き跡処理
工事数量	鋼矢板Ⅳ型　L=22.5m N=84枚　143.8ｔ
回収方法	5枚@1　（順抜き）　YT-3
備考欄	・発注者指定

施工No.	55
工事名	（改）堀切小菅ＪＣＴ間改良基礎・擁護工事　（荒川の堤防内での施工）
施工時期	2014.04
発注者	首都高速道路㈱
目的・重要構造物までの距離	河川堤防内での引き抜き跡処理
工事数量	鋼矢板Ⅲ型　L＝6.0m～13.0m　N＝87枚 Ⅳ型　L＝12.5m～13.5m　N＝15枚　85ｔ
回収方法	3枚@1　（順抜き）　ＹＴ-3
備考欄	・追加工事

※土留部材引抜同時充填工法研究会の HP より，引用

(5) 仮設桟橋

1) 基礎杭

工事用仮桟橋杭は鋼矢板同様，根入れ N 値 50 以上の風化凝灰角礫岩である。支持杭（H 鋼杭）の打ち込みは，ダンザホールハンマーで，プレボーリングした後に，H 鋼を建込，バイブロで先端処理を行った後，砂充填処理とする。

2) 仮桟橋杭の出水期間中の残置の検討

工事用仮橋は，原則出水期間中は撤去しなければならない。

ただし，迂回路のための仮橋に準拠する構造とした場合は，残置可能である。

適用する場合の構造条件は以下 3 項目である。

1) 第 39 条　径間長⇒15.0m 以上(Q=2400m^3/s の場合)：○

2) 規則第 29 条　近接橋⇒該当：既設橋と仮橋間の距離は約 27m で，基準径間長 32m を満足しないので，桟橋を設置する場合は既設橋脚ライン上（スパン 23.5m）に基礎杭位置を合わせる必要がある。：×

3) 第 64 条　桁下余裕高⇒出水期間中は上部工を撤去することで，適用外：○

上記のうち，2)の構造を満足しないので，工事用仮設桟橋は原則**撤去**する。

■仮橋の構造基準

2．仮設物の構造基準

工事中の仮設物の構造については，本条第3号の規定により，構造令の適用除外としているが，仮設物といえども一定期間内は河川に設置されるわけであり，特に出水期にまたがって設けられる場合において，その構造が適当でないために思わぬ事故を引き起こしている例も見受けられる．一般に，工事の計画をたてるときに仮設物に対する配慮を軽んじる向きがあるが，工事期間中に大洪水が生起する可能性は多分にあり，仮設物の構造についても治水上十分な配慮を払わなければならない．

仮設物のうち代表的なものである仮締切堤については，「仮締切堤設置基準(案)」(平成10.6.19　建設省河治発第40号による治水課長通達)によることとしているので，これを参照されたい．また，仮橋については次によられたい．

仮橋は，河川区域内で工事を施工するために直接必要なもの（資材運搬のためのものを含む．以下において「工事用仮橋」という．）と橋の改築の際に道路交通を迂回させるために必要なもの（以下において「迂回路のための仮橋」という）に大別される．

(1)　工事用仮橋

工事用仮橋については，その性格上低水路部分に潜水橋として架設されるものが多く，また一般に小スパンとならざるを得ないので，治水上ある程度支障となることは避けられない．したがって，工事用仮橋は，原則として，出水期間中は撤去しなければならないものである．やむを得ず撤去できない場合で，かつ，次に述べる迂回路のための仮橋に準ずる構造のものにもできない場合は，河道内のごく一部分のみの架設にとどめるとともに出水によって流失することのないよう措置するなど治水上の配慮を十分行わなければならない．この場合において，出水時に撤去する場合を除き当該工事用仮橋の部分は無効河積として治水上の影響を検討しなければならないものである．

(2)　迂回路のための仮橋

迂回路のための仮橋は，河川を完全に横断するものであり，その構造については，流木等流下物による閉塞等によって災害を引き起こさないよう，次の点に留意するものとする．

① 径間長は，令第39条（可動堰の可動部の径間長の特例）第1項の表の第3欄に掲げる値以上とすること．

② 仮橋が規則第29条（近接橋の特則）第1項第1号に規定する近接橋となる場合，当該仮橋の橋脚と既設の橋脚等との間の流向と直角に測った距離は，令第39条第1項の表の第3欄に掲げる値以上離すものとし，かつ，①を満足すること．なお，橋の改築に当たって既設橋の片側車線を仮橋として使用する場合，新設橋の橋脚は，これに準じて定めなければならないものであること．

③ 桁下高は，令第64条（桁下高等）の規定に準拠すること．

なお，改築する橋が令第67条（適用除外）第1項に規定する橋に該当する場合，その仮橋については，以上述べたところによる必要はないものである．

■径間長

計画高水流量：Q=2400m3/s⇒15m

（可動堰の可動部の径間長の特例）

第 39 条　可動堰の可動部の一部を土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねるものとする場合においては，前条第 1 項の規定にかかわらず，当該部分の径間長は，計画高水流量に応じ，次の表の第 3 欄に掲げる値以上とすることができる．この場合においては，可動部の径間長の平均値は，同条第 2 項に該当する可動堰の可動部を除き，同表の第 4 欄に掲げる値以上でなければならない．

項	1	2	3	4
計画高水流量（単位　1 秒間につき立方メートル）	500 未満	500 以上 2 000 未満	2 000 以上 4 000 未満	4 000 以上
可動部のうち土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねる部分の径間長（単位　メートル）	12.5	12.5	15	20
可動部の径間長の平均値（単位　メートル）	15	20	30	40

2．　前項の規定によれば可動堰の可動部のうち土砂吐き又は舟通しとしての効用を兼ねる部分以外の部分の径間長が著しく大となり当該部分のゲートの構造上適当でなく，かつ，治水上の支障がないと認められる場合においては，建設省令で定めるところにより，可動部の径間長を同項後段の規定によらないものとすることができる．

■近接橋

（近接橋の特則）

規則第29条　令第63条第4項に規定する河道内に橋脚が設けられている橋，堰その他の河川を横断して設けられている施設（以下この項において「既設の橋等」という．）に近接して設ける橋（以下この条において「近接橋」という．）の径間長は，令第63条第1項から第3項までに規定するところによるほか，次の各号に掲げる場合に応じ，それぞれ当該各号に定めるところにより近接橋の橋脚を設けることとした場合における径間長の値とするものとする．ただし，既設の橋等の改築又は撤去が5年以内に行われることが予定されている場合は，この限りでない．

一　既設の橋等と近接橋との距離（洪水時の流心線に沿った見通し線（以下この項において「見通し線」という．）上における既設の橋等の橋脚，堰柱等（以下この項において「既設の橋脚等」という．）と近接橋の橋脚との間の距離をいう．次号において同じ．）が令第63条第1項の規定による基準径間長未満である場合においては，近接橋の橋脚を既設の橋脚等の見通し線上に設けること．

二　既設の橋等と近接橋との距離が，令第63条第1項の規定による基準径間長以上であって，かつ，川幅（200メートルを超えることとなる場合は，200メートル）以内である場合においては，近接橋の橋脚を既設の橋脚等の見通し線上又は既設の橋等の径間の中央の見通し線上に設けること．

2．　前項の規定によれば近接橋の径間長が70メートル以上となる場合においては，同項の規定にかかわらず，径間長を令第63条第1項の規定による基準径間長から10メートルを減じた値以上とすることができる．

3．　第1項の規定によれば近接橋の流心部の径間長が70メートル以上となる場合においては，同項の規定にかかかわらず，径間長の平均値を令第63条第1項の規定による基準径間長から10メートルを減じた値（30メートル未満となる場合は，30メートル）以上とすることができる．

■近接橋判定の径間長

（径間長）

第63条　橋脚を河道内に設ける場合においては，当該箇所において洪水が流下する方向と直角の方向に河川を横断する垂直な平面に投影した場合における隣り合う河道内の橋脚の中心線間の距離（河岸又は堤防（計画横断形が定められている場合には，計画堤防．以下この条において同じ．）に橋台を設ける場合においては橋台の胸壁の表側の面から河道内の直近の橋脚の中心線までの距離を含み，河岸又は堤防に橋台を設けない場合においては当該平面上の流下断面（計画横断形が定められている場合には，当該計画横断形に係る流下断面）の上部の角から河道内の直近の橋脚の中心線までの距離を含む．以下この条において「径間長」という．）は，山間狭窄部であることその他河川の状況，地形の状況等により治水上の支障がないと認められる場合を除き，次の式によって得られる値（その値が50メートルを超える場合においては，50メートル）以上とするものとする．ただし，径間長を次の式によって得られる値（以下この項及び第3項において「基準径間長」という．）以上とすればその平均値を基準径間長に5メートルを加えた値を超えるものとしなければならないときは，径間長は基準径間長から5メートルを減じた値（30メートル未満となるときは，30メートル）以上とすることができる．

$L=20+0.005Q$

この式において，L 及び Q は，それぞれ次の数値を表すものとする．

L：径間長（単位　メートル）

Q：計画高水流量（単位　1秒間につき立方メートル）

2．次の各号の一に該当する橋（建設省令で定める主要な公共施設に係るものを除く．）の径間長は，河川管理上著しい支障を及ぼすおそれがないと認められるときは，前[redacted]にかかわらず，当該各号に掲げる値以上とすることができる．

一　計画高水流量が1秒間につき500立方メートル未満で川幅が30メートル未満の河川に設ける橋　12.5メートル

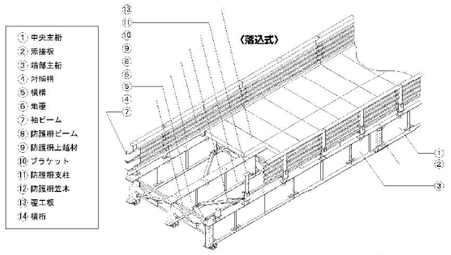
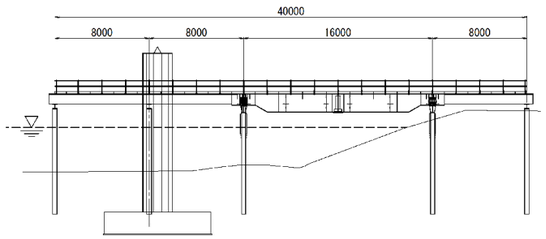
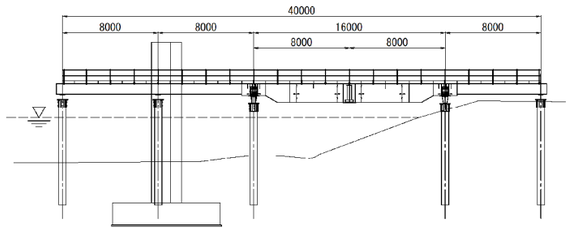
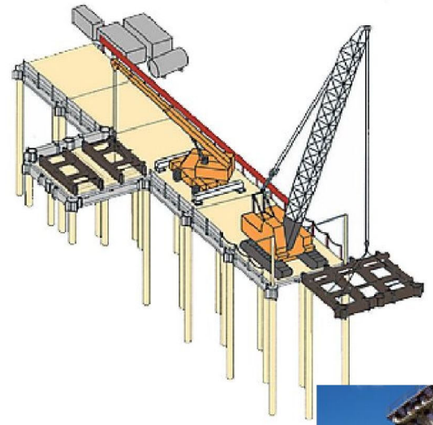
二　計画高水流量が1秒間につき500立方メートル未満で川幅が30メートル以上の河川に設ける橋　15メートル

三　計画高水流量が1秒間につき500立方メートル以上2 000立方メートル未満の河川に設ける橋　20メートル

3．基準径間長が25メートルを超えることとなる場合においては，第1項の規定にかかわらず，流心部以外の部分に係る橋の径間長を25メートル以上とすることができる．この場合においては，橋の径間長の平均値は，これらの規定により定められる径間長以上としなければならない．

4．河道内に橋脚が設けられている橋，堰その他の河川を横断して設けられている施設に近接して設ける橋の径間長については，これらの施設の相互の関係を考慮して治水上必要と認められる範囲内において建設省令で特則を定めることができる．

3)仮桟橋形式の比較

	【第１案】プレガーダー形式	【第２案】SqC ピア工法	【第３案】LIBRA 工法
構造概要	・路面の覆工板以外，全て H 形鋼を用いて組み立てる従来の形式である。一般に，リース材を用いるが，工期が長いまたはリース材の H 形鋼（最大 H-594）を用いることができない部材においては，買取りとしている。 ・現場で組み立てる部材数が多いので，工期は長くなる傾向にある。   側 面 図  ※H 鋼支持杭	・支柱杭に鋼管を用いた仮設桟橋及び構台で，工場制作にてパネル化された上部工を先行して架設した後，支持杭を打設する上部パネル先行架設工法は，急峻地形での設置に有利である。 ・上部工をパネル化する事により現場での組立工数が減り工期短縮，高所作業の削減による安全性の向上および工場製作により精度の確保が期待できる。   側 面 図  ※支持杭は鋼管杭	・工場製作した主桁を現場でパネルとして組立て，天秤式の斜張式設備で架設し，主桁パネルを導材として支持杭を打設する形式である。 ・施工手順を逆転させて，主桁架設後に支持杭を打設するので，高所作業が省略できるうえに，主桁架設→支持杭打設を繰り返して作業することから手待ちがなくなり，安全性および工期短縮を図ることができる。   スパン 16ｍでは適応不可能。
経済性	【概算工事費】 [redacted] ※使用期間：下部施工６ヶ月，上部施工５ヶ月	【概算工事費】 [redacted] ※使用期間：下部施工６ヶ月，上部施工５ヶ月	―
施工日数	設置： 40 日 撤去： 20 日 合計： 60 日 ※下部工仮桟橋（A=480m2）の設置撤去にかかる日数	設置： 37 日 撤去： 17 日 合計： 54 日 ※下部工仮桟橋（A=480m2）の設置撤去にかかる日数	―
評 価	・経済性に優れる。 ○	・経済性に劣る。施工日数はほとんど同じ。 △	・適用不可 ×

(6) 既設排水路の切り回し

A1 橋台位置と重複した位置にある既設排水管を施工期間中に下流側に切り回す（図 12.4.9）。

敷高が低いので，土留め鋼矢板で締切って，仮設排水管を敷設する。橋梁完成後は上流側に新設する排水樋門に付け替える。

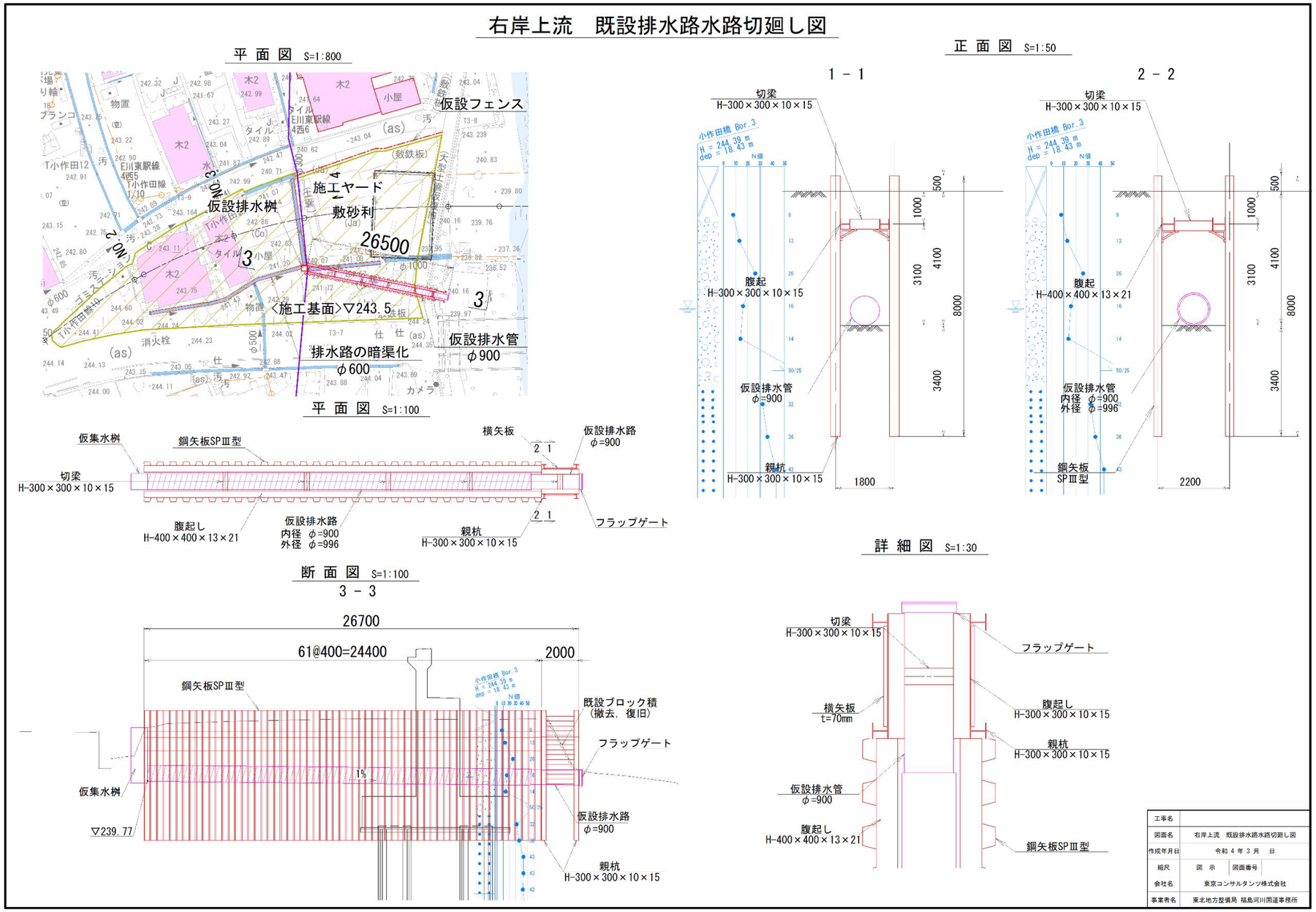


図12.4.9　水路の切り回し

12.4.4 躯体の施工

(1) リフト割り

1リフトの最大高さは5mとする。

(2) 型　枠

脱型は乾燥収縮およびクリープによる変形を自由にし，ひびわれを極力なくするため，速やかに行う。

(3) 鉄　筋

JISG3122を使用する。

鉄筋は直接，地上に置くことを避け，枕木等を敷き，その上に径別に置くとともに，シートで覆う。

鉄筋を組み立てる前に清掃し，浮きさびやその他鉄筋とコンクリートとの付着を害する恐れがある場合は，取り除く。

鉄筋は正しい位置に配置し，コンクリートの打込みで動かないよう，堅固に組み立てる。

鉄筋の交点は直径0.8mmの焼なまし鉄線またはクリップで緊結する。

鉄筋と型枠との間隔はスペーサーを用いて，正しく保つ。スペーサーは躯体と同等以上のモルタルスペーサーまたはコンクリートスペーサーを用いる。

(4) コンクリート

コンクリートの打込みにあたっては，ひびわれが生じないように打設計画する。また，鉄筋，シースおよびその他の型枠内に配置してあるものが移動しないようにするとともに，損傷がないように注意して振動機（棒状バイブレーター）で十分に締め固める。

コンクリート打込みはコンクリートポンプを用いて連続的に行う。

打継ぎ目を設ける場合は，位置および施工方法に注意する。

レディーミクストコンクリートはJISA5308による。

コンクリート運搬時間は通常，1時間以内としている。

(5) コンクリート養生

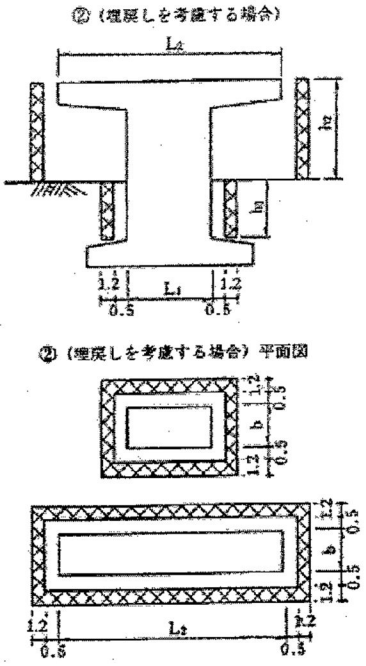
所定のコンクリート強度が得られるようにするとともに，温度や乾燥収縮等によるひびわれが生じないように養生する。

(6) 仮　設

「数量算出要領」より，足場および支保は以下のとおり設置する。

足場（出典：「数量算出要領」）

橋脚



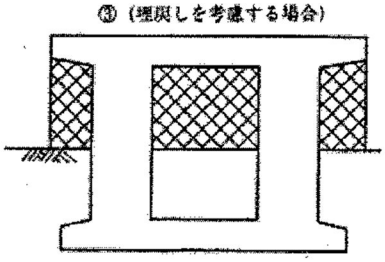
1．枠組足場を標準とする。
直に近い場合（勾配１分以下）は枠

2．高さ（h）２．０m未満は原則として足場は計上しない。

3．フーチング部についても高さ(h)が２．０m以上の場合は足場を計上する.

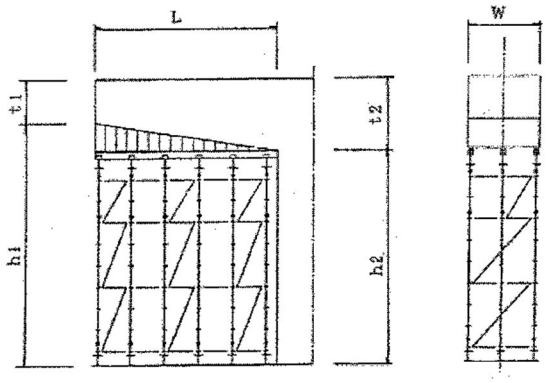
4．足場工面積（掛m^2）
①
枠組＝{２×(b＋L)＋８．８}×h
②（埋戻しを考慮しない場合）
枠組＝{２×(b＋L)＋８．８}×h
②（埋戻しを考慮する場合）
枠組＝{２×(b＋L1)＋８．８}×h1
＋{２×(b＋L2)＋８．８}
×h2
③（埋戻しを考慮しない場合）
枠組＝{２×(b＋L)＋８．８}×h
③（埋戻しを考慮する場合）
枠組＝{２×(b＋L1)＋８．８}×２
×h1＋{２×(b＋L2)＋８．８
}×h2
④ 枠組＝{４×(b1＋b2)＋１７．６}
×h

支保（出典：「数量算出要領」）



支保工の体積（空m^3）
左図に示す内空断面

（２）支保工概念図（参考例）



支保工対象数量は、完成内空断面とする。

◎ 支保耐力決定のためのコンクリート厚（t）は、次式により算出する。

t＝（t1＋t2）÷２

◎ 支保工の空体積(空m^3)は、次式により算出する。

V＝（h1＋h2）÷２×L×W

12.4.5 上部工架設

(1) 架設工法

「鋼道路橋計画の手引き」（日本橋梁建設協会）を参考に，**ベント併用トラッククレーン架設**工法とする。

(2) 橋種別施工実績による架設工法の適合性

桁橋に対して実績が多い工法は，表 12.4.10 のとおりである。

表12.4.10 橋梁形式と採用工法（実績）

架設工法＼橋梁形式		桁　橋		トラス橋		アーチ系橋梁		ラーメン橋	斜張橋	鋼製脚
		直線	曲線	直線	曲線	下路	上路			
ベント工法	自走クレーン(地上)	◎	◎	○	○	○		○	△	○
	自走クレーン(地上)片持	◎	◎	○	○			○		
	トラベラークレーン	○	○	○	○	△				
	ケーブルクレーン	○	○	◎	○	○	○			
	フローティングクレーン	○	○						△	
送出し工法	本体(手延べなし)	◎	◎			△				
	手延べ	◎	◎			△				
	架設桁	△	△			△				
	移動ベント(大型搬送車)	△	△	△	△	△				
	台　船	△		△	△	△				
片持ち式工法	トラベラークレーン	◎	◎	◎	◎		△		◎	
	バランシング	◎	◎	◎	◎		△		◎	
	ケーブルクレーン	○	△	○	△			○		
	架設機	◎	◎						◎	
	台　船	△	△						△	
	フローティングクレーン	△	△						△	
ケーブルエレクション工法	直吊り	◎	△	◎	△	◎				
	斜吊り					△	◎	◎		
	多径間直吊り			△		△				
一括架設工法	自走クレーン(地上)	◎	◎							○
	大型搬送車	◎	◎							○
	台　船	◎	◎	○	○	○				
	吊上げ装置	◎	◎	○	○	○		○		
	フローティングクレーン	◎	◎	○	○	○		○	○	○

注 1）◎：実績例多い，○：有力工法，△：施工実績有り

(3) 架設工法選定フローによる適合性

図 9.4.1 より，ベント併用トラッククレーン架設工法の適合性は高い。

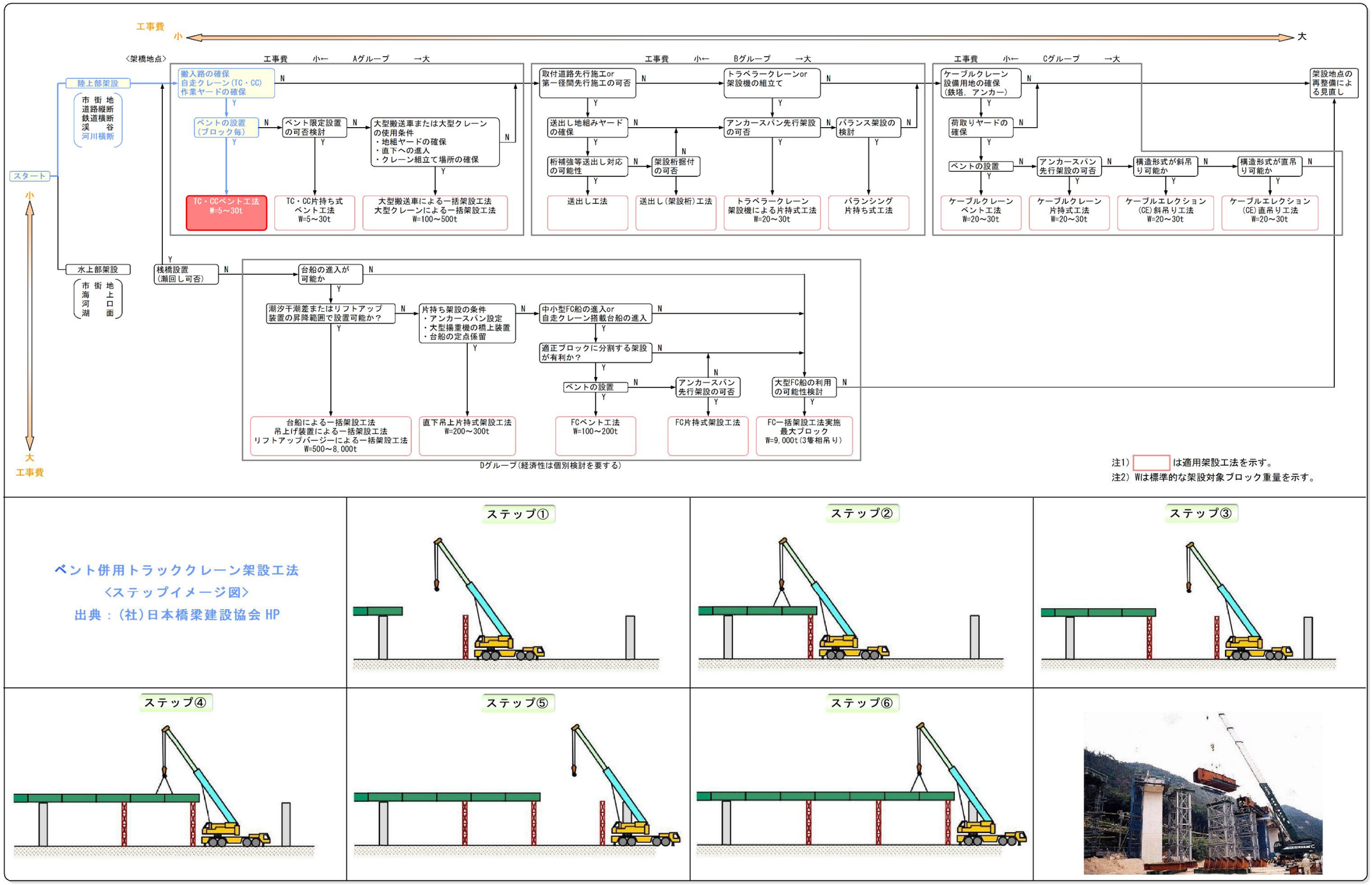
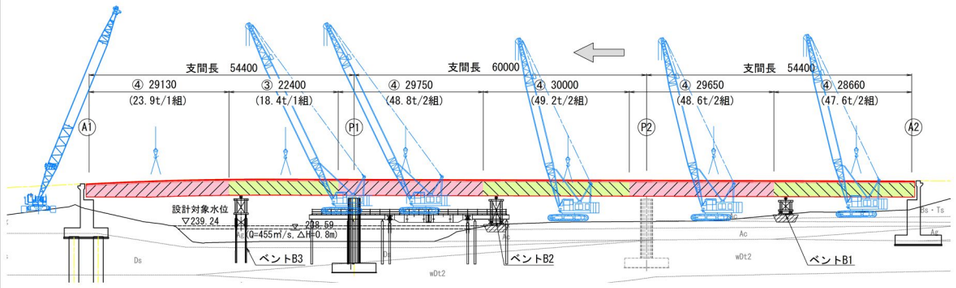
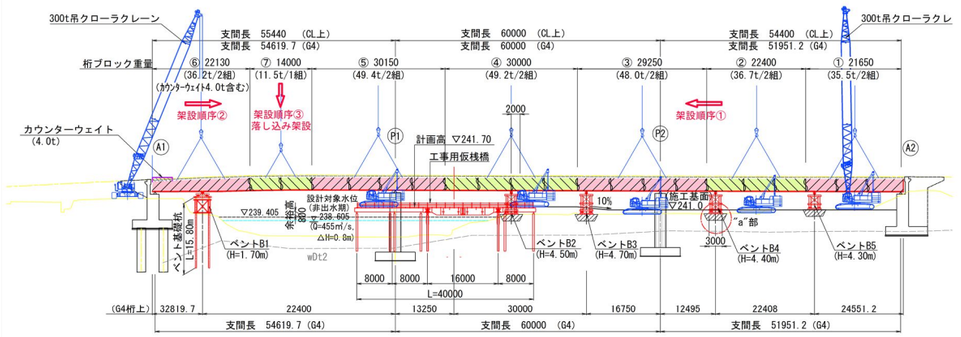


図9.4.1 架設工法選定フロー

(4) 架設ブロック

架設ブロックは，表 12.4.11 より，第２案の７ブロックを採用する。

表12.4.11　架設ブロックの比較

<table>
<tr><th colspan="3"></th><th colspan="3">第１案　6ブロック（架設回数16回）</th><th>評価</th><th colspan="3">第２案　7ブロック（架設回数16回）</th><th>評価</th></tr>
<tr><td colspan="3">架設図</td><td colspan="3"> 
</td><td></td><td colspan="3"> 
</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="3">概　要</td><td colspan="3">・鋼ベントの数を減らして，A2側から順番に架設した案。
・流水部に鋼ベントが設置することになる。
・全６ブロックの架設となる。
・⑤，⑥ブロックは作業半径より，１主桁ずつの架設となり，座屈防止対策を要する。</td><td></td><td colspan="3">・鋼ベント数は多くなるが，流水部のベント設置を回避した案。
・全７ブロックの架設で，A2側から順次架設し，⑦ブロックは落とし込み架設となる。
・⑦ブロックは作業半径より，１主桁ずつの架設となるが，部材長が短いので，座屈防止対策は不要である。</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">施工性</td><td colspan="2">鋼ベント</td><td colspan="3">・流心部の鋼ベントの杭打設が必要となる。</td><td>△</td><td colspan="3">・堤防に近接した位置での杭打設となる。</td><td>○</td></tr>
<tr><td colspan="2">工期（実日数）</td><td colspan="3">・[redacted]</td><td>○</td><td colspan="3">・[redacted]</td><td>○</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="5">経済性
（直接工事費）</td><td>輸送工</td><td>[redacted]</td><td>千円</td><td rowspan="5">△</td><td>輸送工</td><td>[redacted]</td><td>千円</td><td rowspan="5">○</td></tr>
<tr><td>ベント工</td><td>[redacted]</td><td>千円</td><td>ベント工</td><td>[redacted]</td><td>千円</td></tr>
<tr><td>架設工</td><td>[redacted]</td><td>千円</td><td>架設工</td><td>[redacted]</td><td>千円</td></tr>
<tr><td>合計</td><td>[redacted]</td><td>千円</td><td>合計</td><td>[redacted]</td><td>千円</td></tr>
<tr><td>比率</td><td>[redacted]</td><td>-</td><td>比率</td><td>[redacted]</td><td>-</td></tr>
<tr><td colspan="3">総合評価</td><td colspan="3">・経済性，施工性で劣る</td><td>△</td><td colspan="3">・経済性，施工性に優れる</td><td>○</td></tr>
</table>

(5) 床版打設

「RC 床版施工の手引き」（日本橋梁建設協会）を参考に整理する。

1)型　枠

型枠の解体時期は表 12.4.12 に示す強度があることを確認する。

表12.4.12 型枠を取り外してよい時期のコンクリート圧縮強度（参考値）

部　位	コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	部材面の種類
地覆，壁高欄	5.0	・薄い部材の鉛直または鉛直に近い面 ・45 度より急な傾きの下面 ・小さいアーチの内面
RC 床版	14.0	・橋梁のスラブおよび梁 ・45 度より緩い傾きの下面

※「コンクリート標準示方書 施工編」（土木学会）から引用

桁間および張出し部の支保工概要を図 12.4.10 に添付する。

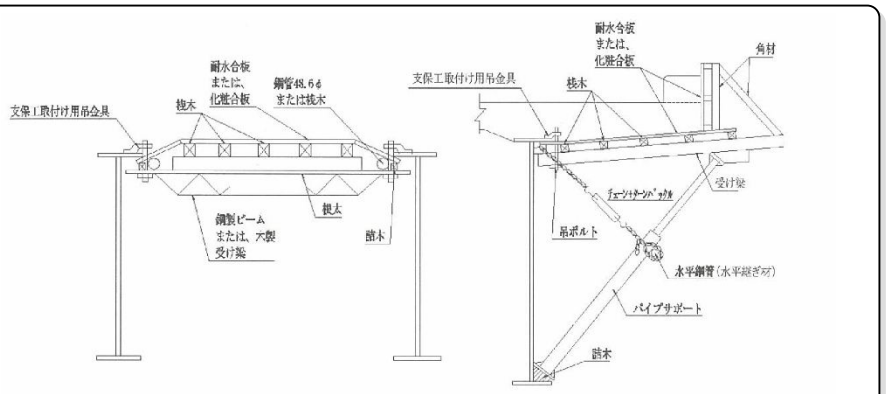


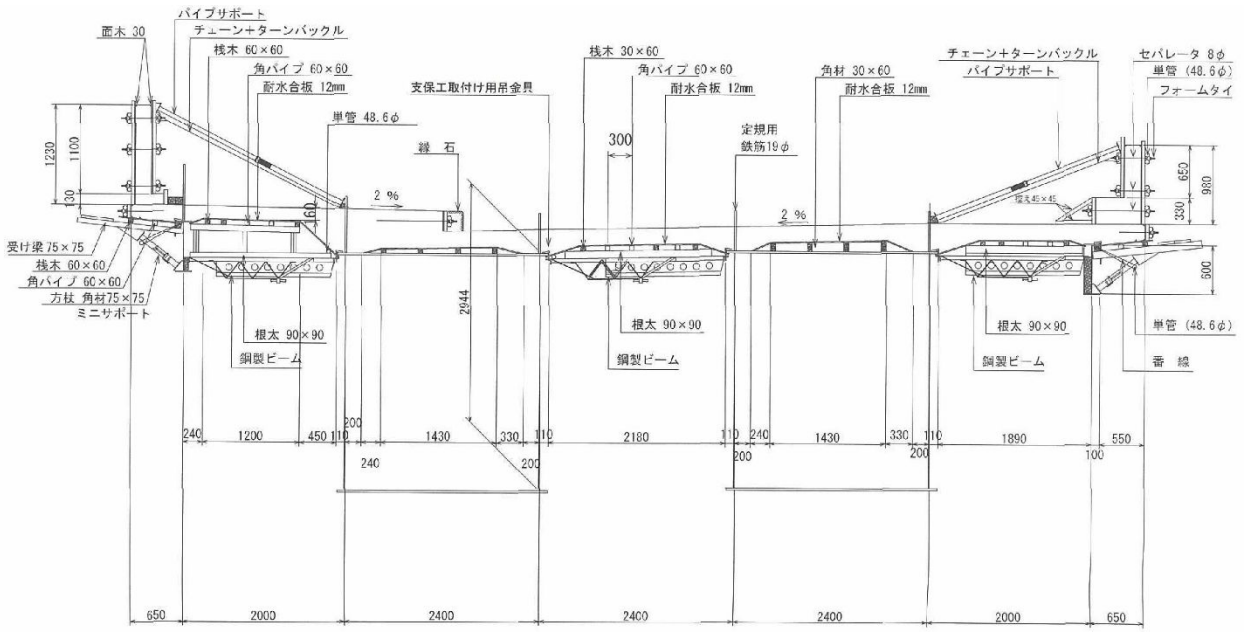
図-解 4.14　桁間の型わく支保工　　図-解 4.15　張出し部の型わく支保工



写-4.3　支保工（鋼製ビーム）組立

図12.4.10 桁間および張出し部の支保工概要

型枠の施工例（出典：「RC 床版施工の手引き」）



2）鉄　筋

保管，加工および組立てに関する留意事項は以下のとおりである。

保管，加工および組立てに関する留意事項（出典：「RC 床版施工の手引き」）

4. 3. 1　鉄筋の保管、加工、組立

鉄筋の保管、加工、組立ては、次に示す事項に留意し施工しなければならない。
（1）保管する時は、鉄筋を径、材質、長さ別に整理し、防せい対策、加工鉄筋の扱い等に注意し保管する。
（2）鉄筋を曲げ加工する時や切断する時は、鉄筋の品質を損ねないように加工する。
（3）鉄筋組立時には、有害な塩分や油分等を除去するとともに正規の位置に配筋すべく、またスムーズに施工できるよう組立順序に配慮して施工する。

（1）鉄筋の保管上の留意事項は次のとおりである。
①現場に搬入された鉄筋は径、材質、長さ別に整理しておくのがよい。
②湿気により鉄筋が腐蝕するのを防ぐために、地上より少なくとも 10cm 程度離して通風を良くして保管する。また、湿気による発せいを防ぐ上から、通風を良くし、防湿性のシートで鉄筋に密着させないように覆う。
③現場への搬入は使用直前に行い、保管が長期にわたる場合は倉庫に入れるなどの対策を講じる必要がある。
④海岸や工業地帯では発せいが早いので注意する必要がある。
⑤保管中に軽度に発せい（浮きさび程度）したものについては、さび落しした後に使用する。
⑥保管中に有害塩分が付着するおそれがある場合、水道水等を使用して圧力洗浄することが効果的であるが、必要があれば布ふき、ブラシ掛け等も併用する。
⑦曲げ加工の終了した鉄筋は、この部分からの発せいが早いので、加工後はすみやかに組み立てて、コンクリートを打ち込む必要がある。
（2）鉄筋加工時の留意事項は次のとおりである。
①鉄筋を所定の形状に加工するため、原寸図を作成し、曲げ位置、継手位置、曲げ角度を確認し、組立順序、方法を計画する。
②鉄筋の切断は一般に機械切断とし折り曲げは常温で曲げ加工機によって加工する。
③[道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編] [7] 19.7 の規定にしたがって細部の加工を行わなければならない。
④熱加工を行う場合は、発注機関の承認を得なければならない。
⑤塗装鉄筋の使用に際しては［ エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いる鉄筋コンクリートの設計・施工指針〔改訂版〕 ］ [21]に準拠する。
（3）鉄筋組立の際の留意事項は、次のとおりである。
①鉄筋は組み立てる前に清掃し、浮さび、泥、油等のコンクリートとの付着を害する恐れのあるものは、取り除く必要がある。
②組立後、有害な塩分が付着しているおそれのある場合は、コンクリート打込み直前に水洗いを行う。
③鉄筋間隔を保持するため、必要に応じて組立筋を設け、鉄筋とせき板の間隔はスペーサを用いて正しく保持する。
④鉄筋本数の確認を行い、数の不足のないようにする。また適切な鉄筋径か否か確認する。
⑤鉄筋の継手は重ね継手が一般的である。継手位置は引張部を避け、応力の小さいところとし、かつ相互にずらして集中しないようにする（図-解 4.16）。

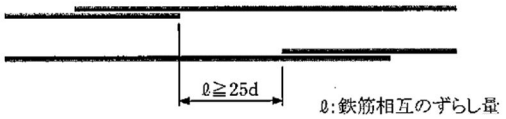


図-解 4.16　鉄筋相互のずらし量

⑦鉄筋の重ね継手に用いる結束線について、[道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編] [7] 19.7 では直径 0.9mm 以上を用いる規定であるが、0.9mm の結束線は受注生産品になっていることと、［コンクリート標準示方書　施工編］ [1]10.4 では 0.8mm 以上に改められているので、本手引きも結束は直径 0.8mm 以上の焼きなまし鉄線を用いて良いものとし、緊結はしっかりと行うこととする。
⑧ハンチ筋、桁端部の補強筋、アンカー筋の組立ての際に、組立ての順序を誤ると、後で図面どおりの挿入ができない場合があるので注意する。
⑨鉄筋相互の交点の要所は結束用焼なまし鉄線（0.8mm 以上）、または適切なクリップで緊結する。
⑩組立時には作業通路を設け、鉄筋の配置が移動しないようにする。
⑪塗装鉄筋を曲げ加工する時の気温は、5℃以上を基本とする。
⑫塗装鉄筋の曲げ加工によって生じる塗装部の傷および組立傷に対しては、補修塗装を行う。
⑬結束線の結び目はかぶりをおかさないよう内側となるようにする。
⑭組み立てた鉄筋が長時間露出する場合は防せい剤を使用することが望ましい。
⑮エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用する場合は、結束線にも被覆鉄線、カラー鉄線を使用する。

3) コンクリート

(3)-1 打設準備

コンクリート打設の準備（出典：「RC 床版施工の手引き」）

4. 4. 1 打込みのための準備

コンクリートの打込み開始前には、次に示す準備を全て完了させておく。

（1） 打込み前に型わく、支保工、鉄筋の検査を行う。

（2） 埋設物(排水桝、電らん管、各種アンカーボルト等)の数量や位置を確認する。

（3） 打込み設備の使用前の点検、数量を確認し、不測の事態に備え予備品や動力源を確保する。

（4） 養生用マット、シート等の確認および養生用水、被膜養生剤、散布器具を準備する。

（5） 品質管理を行うにあたって、テストピース材料採取およびスランプテスト用具の用意、人員配置等の確認を行う。

（6） コンクリートの打込み予定日が以下の天候の場合は、打込みを中止する。

- 降雨の場合
- 強風の場合(平均風速 10m/sec 以上の場合)
- 日射の強い場合(時間調整し早朝打込み等を考慮する)
- 気温が氷点下になるような時期における施工

（7） 気温が 4℃以下になると予想される時期に施工する場合は風を遮断し、かつ適切な保温設備を仮設する。

（8） 打込み前には以下の事前準備を行う。

- 型わくや打継ぎ個所の旧コンクリート部分はレイタンスを除去し、ワイヤーブラシ等で面を粗にし、湿潤状態にしておく。
- 型わくを湿潤状態にするには、打込みの 5～10 分前に散水する。
- 水溜まりが残っている状態でのコンクリート打込みは、コンクリートの性状を変化させてしまうため、これを取り除いてから打込みを行う。
- 夏期は型わく、鉄筋が直射日光を受け高温になるおそれがあるので散水、シート防護により対策を講ずる。
- 型わくには、はく離剤を塗布されているか確認する。

（9） 定規用鉄筋は、各主桁の計画高算出位置に設置する。作業足場鉄筋と兼用する場合は、鉄筋径を 19φとする。

(3)-2 打設順序

コンクリート打設順序（出典：「RC 床版施工の手引き」）

4. 4. 2　打込み順序の計画

打込み順序の決定にあたっては、次に示す事項に留意する。

（1） 橋梁形式、コンクリートプラントの生産能力、プラントからの搬入時間を考慮して、1日あたりの打込み可能量を決定する。

（2） 先に打ち込んで硬化したコンクリートには、後から打ち込まれるコンクリートにより桁の変形が生じるが、この変形にともない発生する応力度が許容値以下におさまるようにする。

（3） 可能な限り橋軸方向対称に打ち込むようブロック割を計画し、死荷重応力と変形のバランスを計る。

（4） 縦断勾配がある場合は、原則として下方から上方に向かって打ち込み、まだ固まらないコンクリートが流れないようにする。

（1） ブロック割は極力少なくする。1日あたりの標準的なコンクリート打込み量は、午前8時から打込みを開始して午後2時まで連続して打込みを行い、その後順次表面仕上げと初期養生を行うとすると、約 100m³ になる（15m³/h～20m³/h）。

（2） コンクリートの打込みが数日におよぶ場合は、必要に応じて各施工段階の計算を行い、その妥当性、安全性を確認する。
各橋梁形式における一般的な床版コンクリートの打込み順序を以下に示す。

（A）単純桁橋の場合

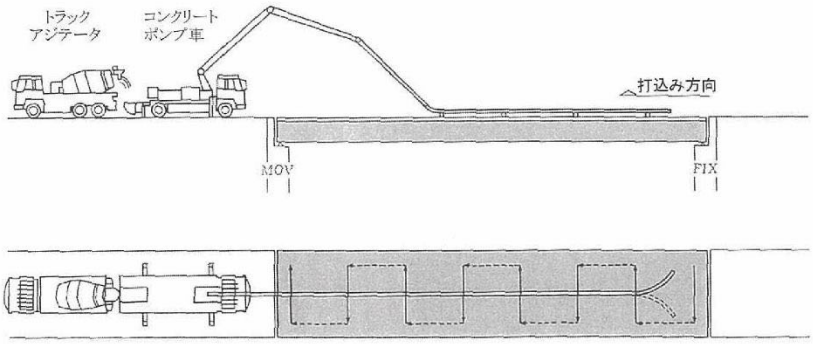


図-解 4.17　単純桁橋の打込み順序

幅員が広く打重ね時間間隔が長くなる場合、コールドジョイントの発生を防ぐために、橋軸直角方向へ片押し施工するのが望ましい。
床版打込み時には、たわみや不慮の荷重により橋軸方向に変位する。桁間の変位差は床版に悪影響を与えるため、単純桁で1日に全量打込みができる場合は固定側から打込みを開始し、橋軸方向の変位差を拘束する。

（B）3径間連続桁橋の場合

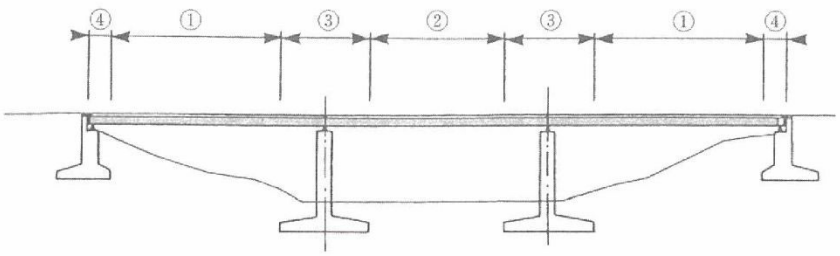


図-解 4.18　3径間連続桁橋の打込み順序

中間支点付近（③のように負の曲げモーメントが生じる個所）は中間支間部（ブロック①、②）の打込みにより、コンクリートに引張力が働くので、このような個所の打込みは後に行う。

（E）曲線橋の場合

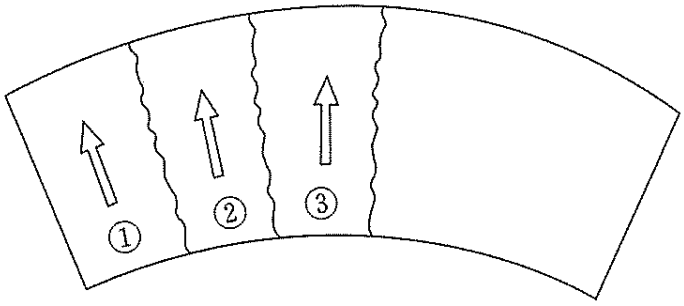


図-解 4.21　曲線橋の床版打込み順序

曲線橋の橋軸方向の施工順序は、直橋の場合と同じであるが、横断方向では一般的に勾配がついているので、曲線の内側(低い方)から外側(高い方)へ向けてコンクリートを打ち込む。これは、横断勾配のためコンクリートが低い方に流動するのを防ぐためと、曲線桁の重心の位置が橋軸(橋梁中心線)に対して曲線の外側方向に偏心しているので、桁の横方向の安定および荷重分配上、有利であるためである。

また、コンクリートの打込み順序によっては、施工時にひび割れが生じたり、支点に負反力が生じる場合があり、桁の安定や部材の強度についても事前に検討する必要がある。

（F）斜橋の場合

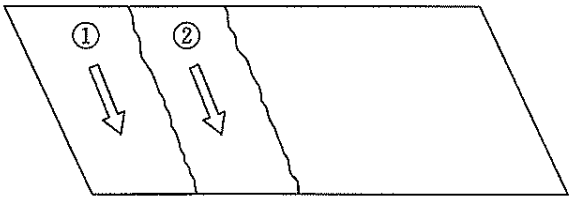


図-解 4.22　斜橋の床版打込み順序

斜角がある場合、同一断面での桁のたわみ量が異なるため、桁に傾きが生じる。また、コンクリートの打込み順序によっては、支点に負反力が生じる場合もあり、桁の安定性や部材の強度について、事前に検討を行う必要がある。

(3)-3 コンクリートの運搬

コンクリート運搬（出典：「RC 床版施工の手引き」）

4. 4. 3　コンクリートの運搬

（1） コンクリートは、材料の分離が生じないように適切な方法で運搬する。
（2） コンクリートポンプを用いる場合は、コンクリートの打込み方法を考慮して、適切なコンクリートポンプの機種を選定し配置場所を決定する。また、圧送に先だって、コンクリートの飛散防止、圧送時の中断防止等の対策を行い施工しなければならない。
（3） 輸送管の配置にあたっては、鉄筋、型わくおよび支保工に有害な振動、変形を与えないように留意して施工する。

（1）コンクリートの製造工場から現場までの運搬においては、コンクリートの材料分離、空気量の変化やスランプロス等によるワーカビリティー等の性状の変化ができるだけ少ない方法で、迅速かつ遅延なく運搬できる方法とすることが必要である。運搬距離が長い場合や、分離抵抗性の少ないコンクリートを運搬する場合は、撹拌機能を有したトラックアジテータを用いて運搬しなければならない。また、レディーミクストコンクリートを使用する場合には、JIS A 5308 の運搬に関する規定に従わなければならない。

（2）コンクリートポンプ車から打込み個所までの圧送経路は極力短くすることが必要である。また、コンクリートポンプ車は、打込み個所に近く、連続圧送が可能なようにトラックアジテータの乗り入れに便利な場所に配置することが望ましい。運搬時間が長い場合、また気温が高く打込み中にコールドジョイントとなることが予想される場合や、スランプロスが大きくなることが予想される場合には、遅延形の AE 減水剤を使用するなどの配合面での考慮をするのが望ましい。さらに、特殊な条件下(高所、長距離、暑中、寒中等)での圧送のように、コンクリートの圧送性の低下が予想される場合は、あらかじめ圧送試験を行ってコンクリートの圧送性とコンクリートの品質確認を行うとよい。

（3）輸送管は、水平または上向きに配置することが望ましい。また、ポンプの輸送管はコンクリート圧送中に脈動するので、鉄筋あるいは型わく等の上に直接輸送管を置かないよう留意する必要がある。

(3)-4 コンクリートの打込み

コンクリート打込み（出典：「RC 床版施工の手引き」）

4. 4. 4　コンクリートの打込み

コンクリートの打込み時は、次の点に留意して施工する。

（1）　レディーミクストコンクリートの受入れ時は、「11.5 コンクリートの現場管理」に示す管理および検査を実施する。

（2）　コンクリートの打込みは、コンクリートの材料分離が生じないように行わなければならない。

（3）　コンクリートの打込み前に、型わく内を清掃して、コンクリート中への雑物の混入を防ぐようにする。

（4）　1 日で打込みを完了するコンクリートは、原則としてこれを完了するまで連続して打ち込まなければならない。

（5）　流動化コンクリートの打込み時は、とくに材料分離に留意し、速やかに打ち込む。

（6）　コンクリートの打込み中に雨になった場合には、速やかに打込みを中止しシート等で養生する。

（1）練り混ぜてから打ち終わるまでの時間は、規準によって異なるので発注機関と協議し、計画時に徹底する。一般的な基準では、外気温 25℃以上で 1.5 時間以内、25℃以下で 2 時間以内となっている。練り混ぜてから打ち終わるまでの限度は、コンクリートの配合、使用材料、温度、湿度、運搬方法等によって変わるため、これらの条件を考慮した上で管理を行う。

（2）多量のコンクリートを山積みし内部振動機による長い距離の横移動を行うと、型わく支保工の荷重超過による変形やコンクリートの材料分離の原因となる。また、高い位置の吐出口からコンクリートを落下させるような打込みも、配筋の乱れや型枠損傷や材料分離の原因となる。

（3）コンクリートの打込みにあたっては、施工前に型わく内を確認し、鉄筋の緊結に用いた結束線屑等の雑物がコンクリートに混入しないように留意する。また、型わく内の雨水等による滞水もコンクリートの打込み前には取り除く。

（4）コンクリートポンプ車の使用時は、次の点に留意する。

① コンクリートの打込みに先だって管内をなめらかにするためモルタルを送り込み、その後ただちにコンクリートを圧送する。

② コンクリートの打込みに先だって圧送管内に送るモルタルの配合は、打ち込むコンクリートと同等以上の強度とし、使用したモルタルは廃棄する。

③ ポンプ車によるコンクリートの圧送は、中断してはならない。また、トラックアジテータからの荷下ろし時は、常に 1 台のトラックアジテータが待機しているのが望ましい。

④ コンクリートの打込み終了時、管内のコンクリートを排出するために、空気圧送によりコンクリートを排出する。その際、コンクリートが飛散しないよう、吐出口にシート等で覆いをする。

⑤ コンクリートポンプ車を使用する場合は、［コンクリートのポンプ施工指針（平成 12 年版）］[13]に従うとよい。

（5）流動化コンクリートは、材料分離を生じやすいため、とくに留意する必要がある。

（6）コンクリートの打込み中に雨になった場合は、品質の保持が難しくなるので、速やかに打込みを中止し、シート等で雨よけの処置を行う。当日の作業の継続可否は、打継部コンクリートの凝結時間前に新しいコンクリートを打ち重ね、新旧コンクリートを一体化してコールドジョイントを防止することができるかどうかで判断する。

当日に施工を行う場合には、レイタンス処理を行い、新しいコンクリートの打込みを行う。残りの施工を翌日以降に行う場合には、雨よけ内で打ち止め型わくを新たに設置し、打込み済み個所を仕上げる。

コンクリート打込み（出典：「RC 床版施工の手引き」）

［コンクリート標準示方書　施工編］[1)] では、許容打重ね時間間隔（下層のコンクリートの打込み・締固めが完了した後、静置時間をはさんで上層のコンクリートが打ち込まれるまでの時間）の標準として表-解 4.6　のように定めている。下表の許容打重ね時間間隔は標準的な条件の場合であり、床版のような平面的な打重ねでは日射によるコンクリート温度の上昇や風による打重ね面の乾燥状態に十分注意して時間管理を行う。

表-解 4.6　許容打重ね時間間隔

外気温	許容打重ね時間間隔
25℃を超える	2.0時間
25℃以下	2.5時間



写-4.8　コンクリートの打込み作業



写-4.9　コンクリートの打込み(ポンプ車)



写-4.10　コンクリートの打込み(バケット)

(3)-5 コンクリートの締固め，仕上げ

コンクリート締固め，仕上げ（出典：「RC 床版施工の手引き」）

4. 4. 5　締固め、仕上げ

床版の締固めおよび表面仕上げ時には、次に示す事項に留意して施工する。

（1） 締固めはコンクリートの強度、内部空隙の除去、表面の出来上がり形状(平坦性や表面気泡の有無等)に大きく影響するため、管理者を配置して施工する。また、締固めは材料分離をおこさないよう注意する。

（2） 床版上の表面仕上げは、金ごて仕上げを標準とする。表面仕上げは、仕上がり形状に大きく影響するだけでなく、ひび割れ防止にも大きく寄与するため、管理者を配置して施工する。

（1） 締固め時は、次の点に留意する。

① コンクリート打込み中およびその直後は締固めを実施し、鉄筋の周囲や型わくの隅々にコンクリートが行き渡るよう施工する。

② 振動機の形式、大きさ、台数は、1 回に締め固めるコンクリートの全容積を考慮して決定する。

③ 締固めは、内部振動機を使用する。

④ 1 個所当りの振動時間は、5～15 秒を目安とし、コンクリートが材料分離をおこさないよう留意する。

⑤ 内部振動機の挿入間隔は 50cm 以下とし、均等に締め固める。

⑥ 内部振動機は原則として垂直に使用する。

⑦ 内部振動機を抜くときは振動を与えながら引き抜き、コンクリートに振動機の穴が残らないようにする。

⑧ 内部振動機による振動が必要以上に加わった場合や､1 個所に山積みしたコンクリートを内部振動機により横方向に移動させた場合には、材料分離が生じやすいので留意する。

（2） 表面仕上げ時は、次の点に留意する。

① 床版面の凸凹は、凹部への塵芥の堆積、防水層施工時の空気だまりの発生、凸部において防水層厚の確保ができないこと、局部的な力が作用すること等により、防水層の損傷を生じさせる原因となる。そのため、表面仕上げは、防水層の仕様に関わらず金ごて仕上げを標準とする。

② 表面仕上げは、仕上がり高を管理するために定規用鉄筋を用いる。

③ 打込み前に準備された、定規用鉄筋のテーピング位置、型わくの仕上がり墨打線を基準とし、検深棒等を併用して所定の高さに敷きならし、木ごて、タンパー等により荒仕上げを行う。

④ 荒仕上げの後、コンクリートが沈降して落着き、ブリーディング水が生じた状態から乾燥するまでの間に、木ごて、羽子板、フロート等により表面仕上げをする。また仕上げ作業は過度にならないように注意しなければならない。床版天端の仕上げは 2 回行うことを基本とする。

⑤ 仕上げ作業後、コンクリートが固まり始まるまでの間に発生したひび割れは、タンピングまたは、再仕上げによってこれを取り除く。

コンクリート締固め，仕上げ（出典：「RC 床版施工の手引き」）

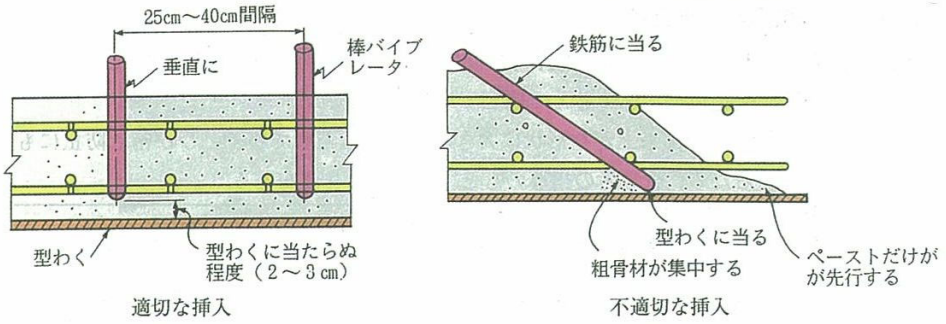


図-解 4.23　内部振動機の挿入図

（3） 定規用鉄筋の施工例を図-解 4.24 に示す。

工場溶接のナットは、ネジ部に発錆
しないようテープ等で養生を行う。

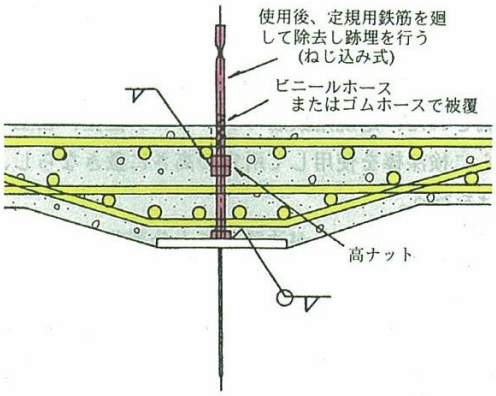


図-解 4.24　定規用鉄筋の設置



写-4.11　締固め



写-4.12　仕上げ

(3)-6 打継目

コンクリート打継目（出典：「RC 床版施工の手引き」）

4. 4. 6 打継目の施工

打継目は、次に示す事項に留意して施工する。

（1） 設計で定められた打継目の位置および構造は、原則として変更しない。

（2） 打継目はできるだけ少なくして、応力変動やせん断力の小さい位置に設け、部材の圧縮力の作用する方向と直角に設けることを原則とする。

（3） 打継目の型わくは、打込み前に締めなおし、モルタルが流れ出ないようにする。

（4） 打継ぎ面は、ワイヤーブラシ、タガネ等でレイタンス、ゆるんだ骨材等を完全に取り除いて吸水させる。

（5） 打込み後、長期間経過した旧コンクリートの打継目は、表面処理の後、富配合のモルタルまたは樹脂を塗るなどの配慮を行い、直ちにコンクリートを打ち継ぐ。

（6） 収縮によるひび割れ防止のため打継目のコンクリートは、やや厚め(高め)に打ち込み、硬化開始直前に新旧の打継目を再仕上げする。

（7） まだ軟らかさの残っているコンクリートの打継目に、新しいコンクリートを打ち込む場合は、内部振動機を鉄筋にあてないように施工する。

（8） 鉄筋は打継目を通して連続させる。

床版コンクリートの損傷は打継目からの漏水によりエフロレッセンス（白華）が滲出し、これが塩水の場合は鉄筋の腐食を進行させ、床版の早期劣化の原因となる場合が多々見られる。

このため、長期間打継ぎ面を放置した場合、①打継ぎ面への塵等の混入、②乾燥収縮による打継目表層部の長期強度発現性低下、③旧コンクリートの乾燥収縮が進行し、新コンクリートの乾燥収縮の拘束度が大きくなり引張力が増加する、などの経時的な変化により打継目の施工条件が厳しくなるため、とくに配慮が必要である。よって、打継ぎ面にセメントペースト、モルタルあるいは接着剤等を塗る、もしくは遅延剤を使用して硬化前に打継目の処理をするなどしてひび割れの発生を防ぐことが必要である。打継目の例を図-解 4.25 に示す。

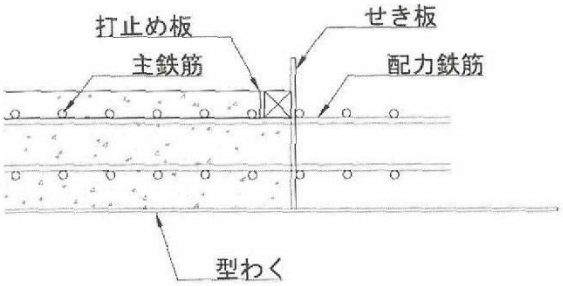
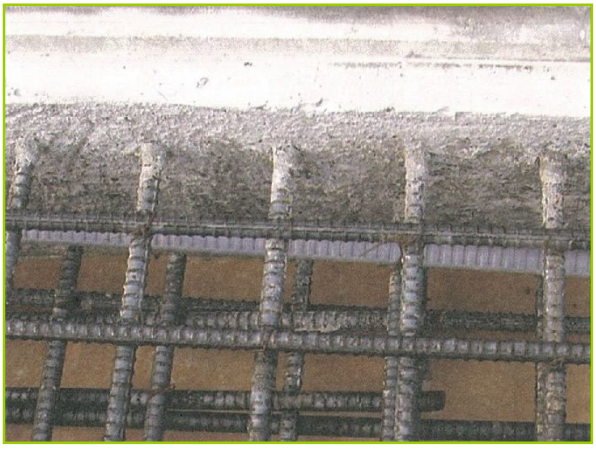
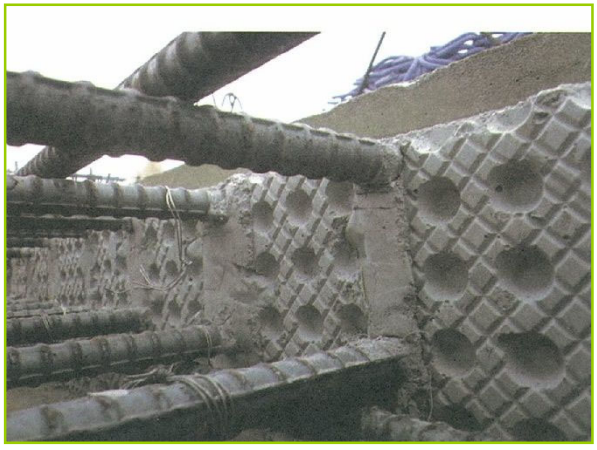


図-解 4.25 床版打継目の例

打継目の施工例





(3)-7 暑中，寒中コンクリートの施工

暑中，寒中コンクリート施工（出典：「RC 床版施工の手引き」）

4. 4. 7　暑中、寒中コンクリートの施工

（1）暑中コンクリート施工時は、外気温が高いためコンクリートの硬化が早く、ひび割れの発生および強度低下をまねかないように留意して施工する。
（2）寒中コンクリート施工時は、凍害によるひび割れの発生や強度低下をまねかないように留意して施工する。

（1）暑中コンクリート施工時は次の事項に留意し施工する。
① 日平均気温が 25℃を超える場合は、暑中コンクリートとして施工する。
② 打込み時のコンクリート温度は原則として 30℃以下とし、やむを得ない場合でも 35℃を超えないものとする。
③ 常温時の施工よりコンクリートの硬化が早く、スランプ低下も大きいため品質が低下しないよう配合計画を作成する。遅延型の AE 減水剤を用いる場合が多い。
④ コンクリートの打込み前には、コンクリートを乾燥させる要因(高温、風等)から保護する対策が講じられているか確認する。
⑤ コンクリートの練混ぜから打込み完了までの時間は、1.5 時間以内となっており、発注機関と協議して決定する。
⑥ コンクリートの打込みにあたっては、温度の安定している早朝の施工も考慮する。

（2）寒中コンクリート施工時は次の事項に留意して施工する。
① 日平均気温が 4℃以下となる場合は、寒中コンクリートとして施工する。
② 打込み時のコンクリート温度は通常 5℃以上、20℃以下であるが、床版コンクリートを打ち込む場合には最低温度を 10℃以上とするのが望ましい。
③ コンクリートの打込み時には、鉄筋、型わく等に氷雪が付着していてはならない。
④ コンクリートの打込み後は、急冷されないようシート等で表面を防護する。
⑤ 養生はコンクリート圧縮強度が 15N/mm²程度に達するまでコンクリート温度を 5℃以上とし、さらに 2 日間は 0℃以上に保つことが望ましい。
⑥ AE コンクリートを使用し、単位水量を減らす。
⑦ 材料を加熱する場合は、水または骨材を加熱することとし、セメントを直接加熱してはならない。

硬化前のコンクリートが氷点下にさらされると、容易に凍結、膨張し、初期凍害を受ける。初期凍害を受けたコンクリートは保温養生を行っても強度を回復することがなく、耐久性、水密性が著しく劣ったものとなる。

コンクリートが凍結しないまでも、5℃以下の低温にさらされると、凝結および硬化反応が遅延し、水分の蒸発によってコンクリートの温度低下がさらに大きくなり、ひび割れの原因、強度低下の原因となる。ジェットヒーター養生や練炭養生等の給熱養生により養生中の温度を確保しなければならない。

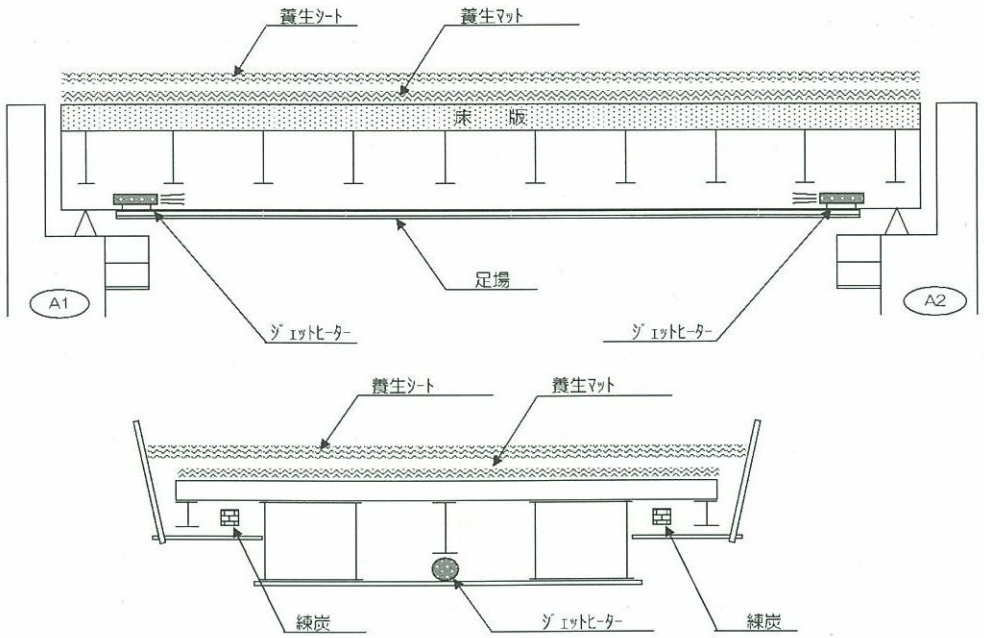
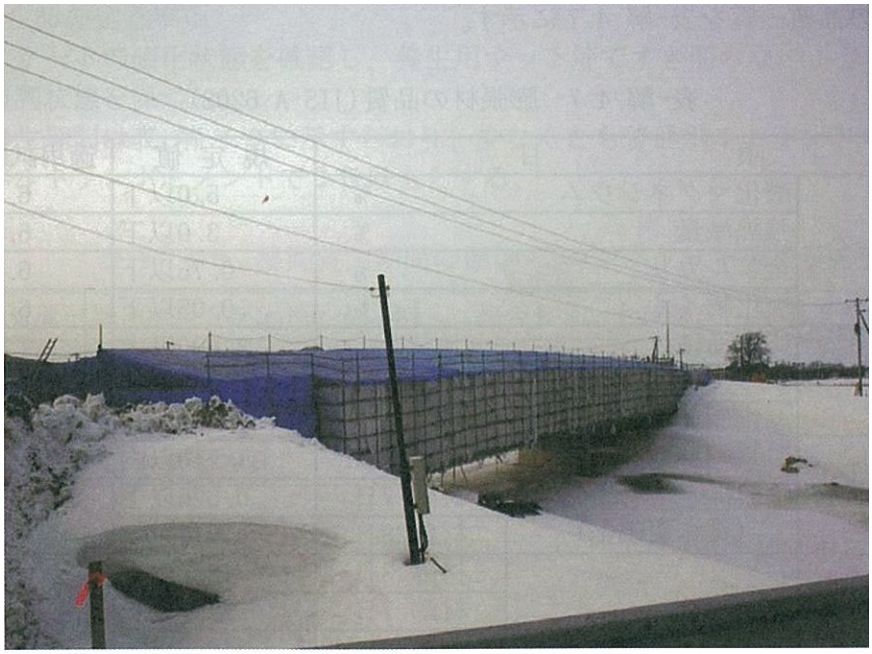


図-解 4.26　寒中養生の例



写-4.15　寒中養生の例

(6) コンクリート打設

コンクリート打設（出典：「RC 床版施工の手引き」）

6. 3　コンクリート工

地覆・壁高欄コンクリートの打込みにあたっては、以下に留意して施工する。
（1）床版上面をコンクリート打込み時の運搬路として使用する場合は、床版の強度を確認した上で使用する。
（2）天端は打込み直後に木ごてで骨材を押し込みながら荒仕上げを行い、ブリーディングによる分離水が消失後、金ごてで平滑になるよう仕上げる。
（3）壁高欄のコンクリートは、材料分離をおこさないよう吐出口をなるべく低く配置して打ち込む。

地覆、壁高欄は完成後、最も人の目に触れるところであり、ひび割れや気泡孔に留意し施工しなければならない。

壁高欄は 900㎜ 程度の高さがあるため、コンクリート吐出口をなるべく低く配置し、材料分離を防止する。図-解 6.5 に打重ね順序の例を示す。

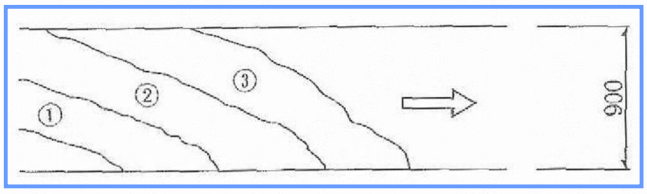


図-解 6.5　壁高欄コンクリートの打重ね順序

(7) コンクリート打継目

コンクリート打継目（出典：「RC 床版施工の手引き」）

6. 4　打継目の施工

地覆・壁高欄の打継目は弱点となるため、継目の方向、鉄筋の防せい対策等に留意し施工しなければならない。

地覆、壁高欄の打継目は常に弱点となり、ここから水が浸透し、エフロレッセンス（白華）の発生のみならず、塩分の浸透、鉄筋の発せいの原因になっている。したがって打継目は水が浸透しないよう、打継ぎ面のレイタンス処理を確実に行う。さらに、水の浸透防止の追加対策として、打継ぎ面に水が流れこまない勾配にする、止水板を設置する、あるいは打継目をはさんで防水剤を塗布する場合もある。

地覆部の打継目には通常側面に面木跡が残るが、かぶりを侵さないためにも、地覆打込み時に面木を取り除き打ち込む。

一期施工、二期施工というように分割して施工されるような場合、打継目から露出している鉄筋は、一期施工完了時にセメントペーストまたはさび止め塗料等を塗布して、鉄筋が腐食しないように保護するとともに、シートで覆うなど塩分の影響を受けないようにする。

また、二期施工着手時には、鋼材に塗布したセメントペーストやさび止め塗料を完全に除去するとともに、鋼材への有害な塩分の付着が確認された場合は、上水道水程度の水で水洗いを行う。

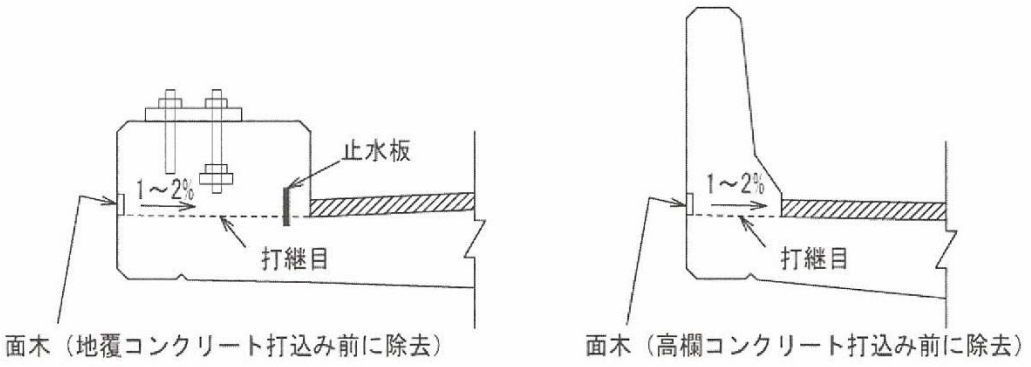
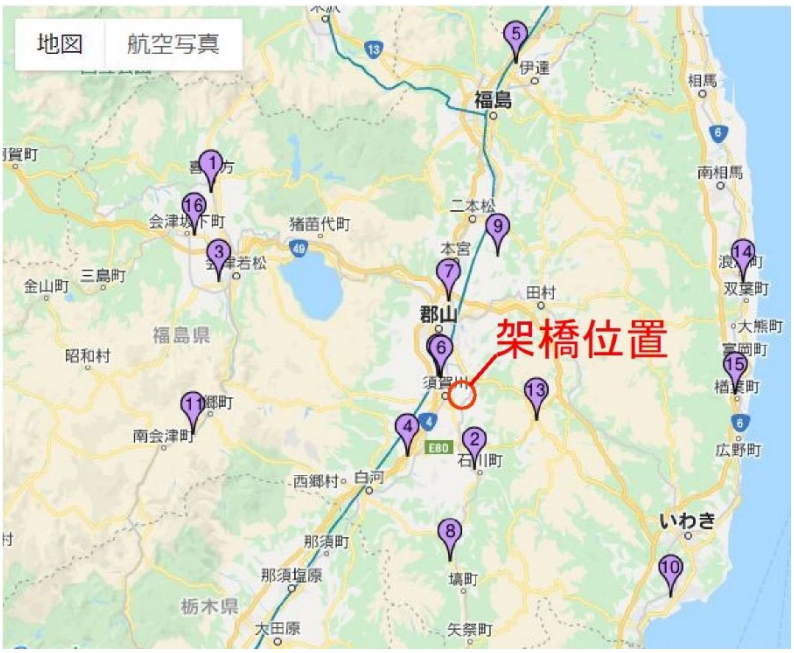


図-解 6.　床版との水平打継目

(8) コンクリート生コン工場

架橋位置周辺の生コン工場は，4 工場あり，コンクリートの供給体制に支障はない。



No	名称	住所	TEL
1	会津喜多方生コン㈱　豊川工場	喜多方市豊川町一井字入宇田553-1	Tel ：0241(21)1535
2	石川生コンクリート㈱	石川郡石川町字笹取47-9	Tel ：0247(26)9591
3	㈱カネマン	会津若松市北会津町下米塚字松原2300-2	Tel ：0242(58)2251
4	巣南生コンクリート㈱	西白河郡泉崎村大字踏瀬字赤沢山4-25	Tel ：0248(53)2853
5	県北生コンクリート㈱	伊達郡桑折町上郡字作丸24-1	Tel ：024(582)2438
6	郡山生コン須賀川㈱	須賀川市森宿字安積日194	Tel ：0248(75)4111
7	郡山生コン日和田㈱	郡山市日和田町字五庵55-1	Tel ：024(958)2139
8	㈱シーズ	東白川郡棚倉町大字下山本字松並平34-8	Tel ：0247(33)3233
9	白岩生コン㈱	本宮市五屋字中島27-1	Tel ：0243(44)3997
10	新菱カイハツ生コン㈱　磐城工場	いわき市泉町小山203	Tel ：0246(56)6345
11	東部生コンクリート㈱	南会津郡南会津町長野字宇石19	Tel ：0241(62)2382
12	㈱西間木組	須賀川市森宿字スウガ窪41-1	Tel ：0248(76)3141
13	平工生コンクリート㈱	石川郡平田村大字上蓬田字遠目木7	Tel ：0247(55)3325
14	相双生コンクリート組合　ふたば復興生コン	双葉郡浪江町大字高瀬字小高瀬17-1	Tel ：0240(23)6222
15	双葉信コン㈱　フクスミ工場	双葉郡楢葉町大字井出字木屋ノ下40	Tel ：0240(25)4121

(9) コンクリートの打設手順

1日当たりの標準的なコンクリート打ち込み量はAM8：00から打ち込みを開始して，PM14:00～15:00まで連続して打ち込みを行い(5h～6h)，その後順次表面仕上げと養生を行う。

1時間当たりの打設量は15～20m3/hであるので，1日当たりの打設可能量は100～200 m3/日となる。

ブロック毎の床版コンクリート打設量は表12.4.13のとおりであり，1ブロック当たり1日で，打設可能となる。

表12.4.13　ブロック毎の床版コンクリート打設量

ブロック（打設順序）	延長 (m)	コンクリート体積 (m3/m)	打設量 (m3/ブロック)	目安 (m3/日)
④	5.6	3.3	18.48	≦100
①	36.4		120.12	≦120
③	28.6		94.38	≦100
②	28.8		95.04	≦100
③	28.3		93.39	≦100
①	36.7		121.11	≦120
④	5.6		18.48	≦100
合計	170		561	

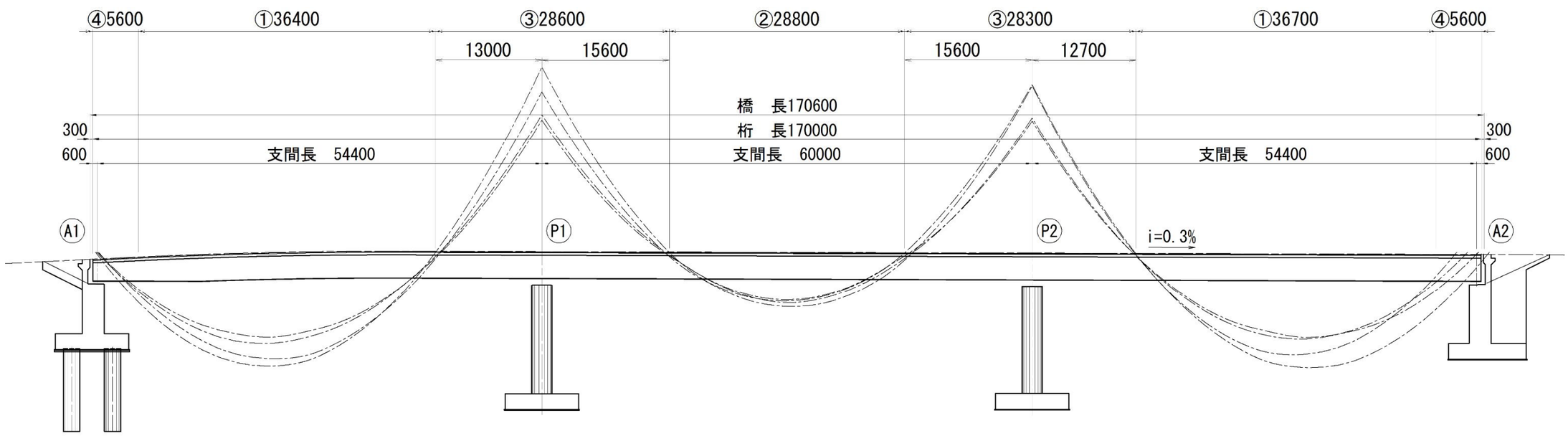
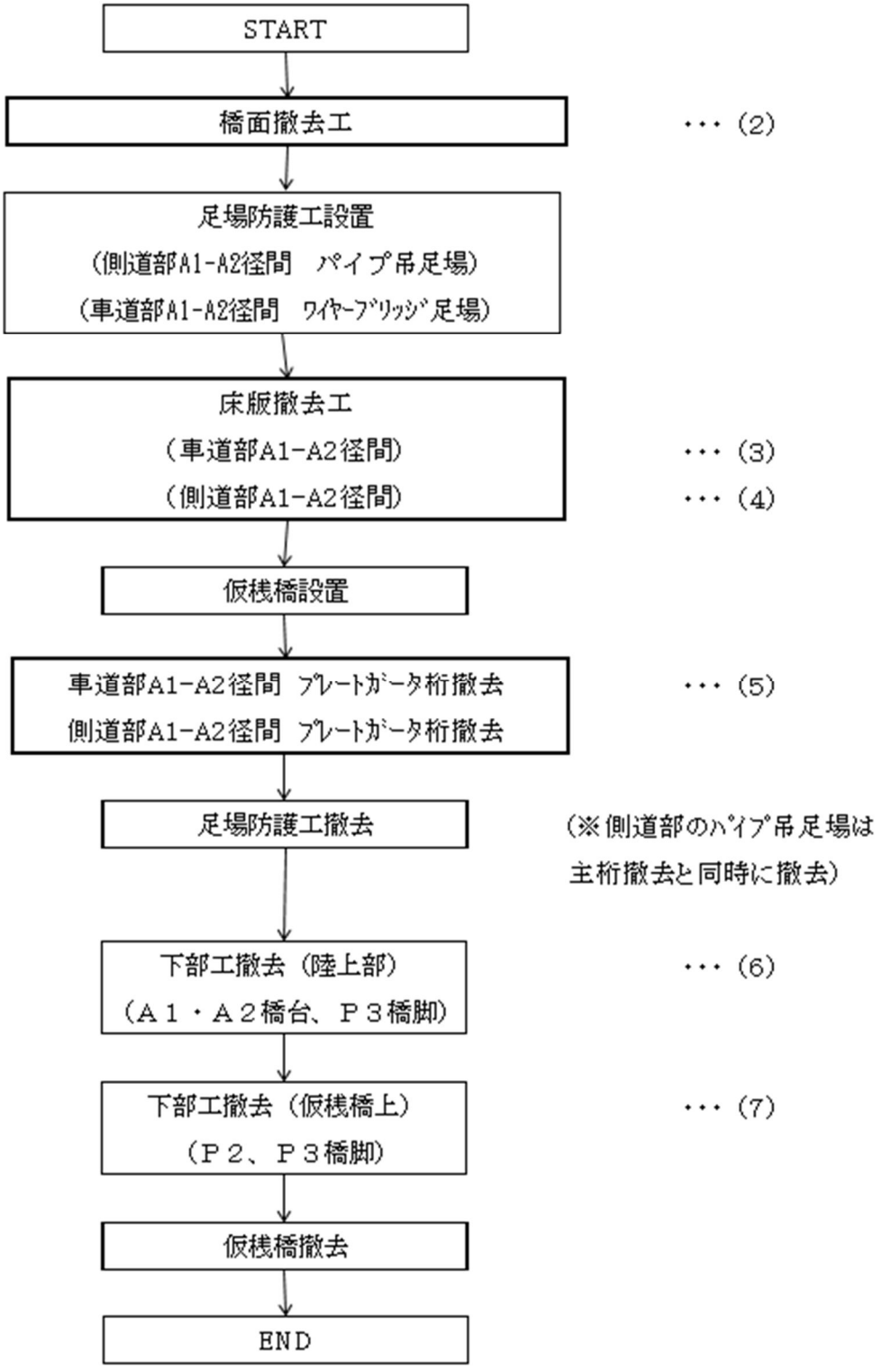


図12.4.11　床版コンクリート打設手順

12.5 旧橋撤去の施工計画

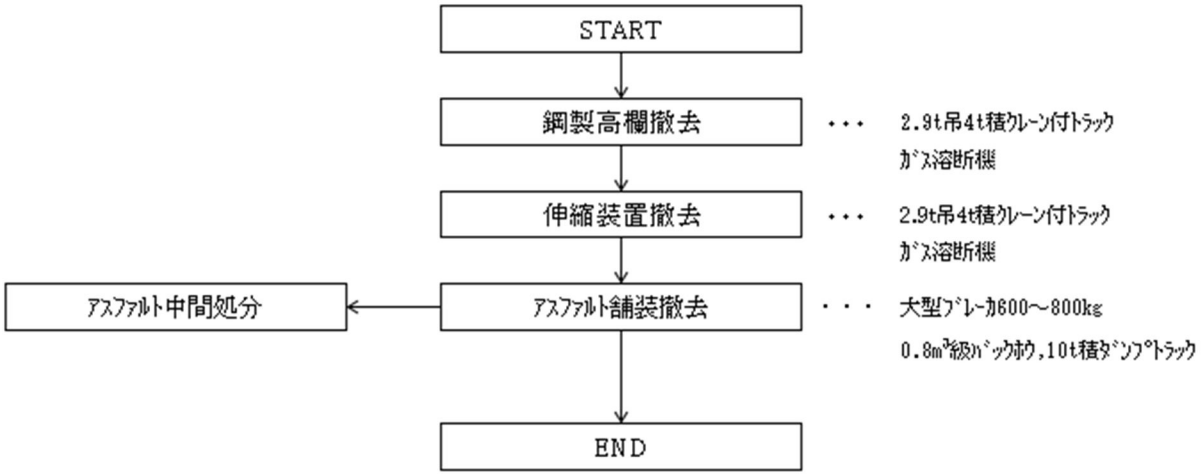
12.5.1 手順

(1) 全体施工手順

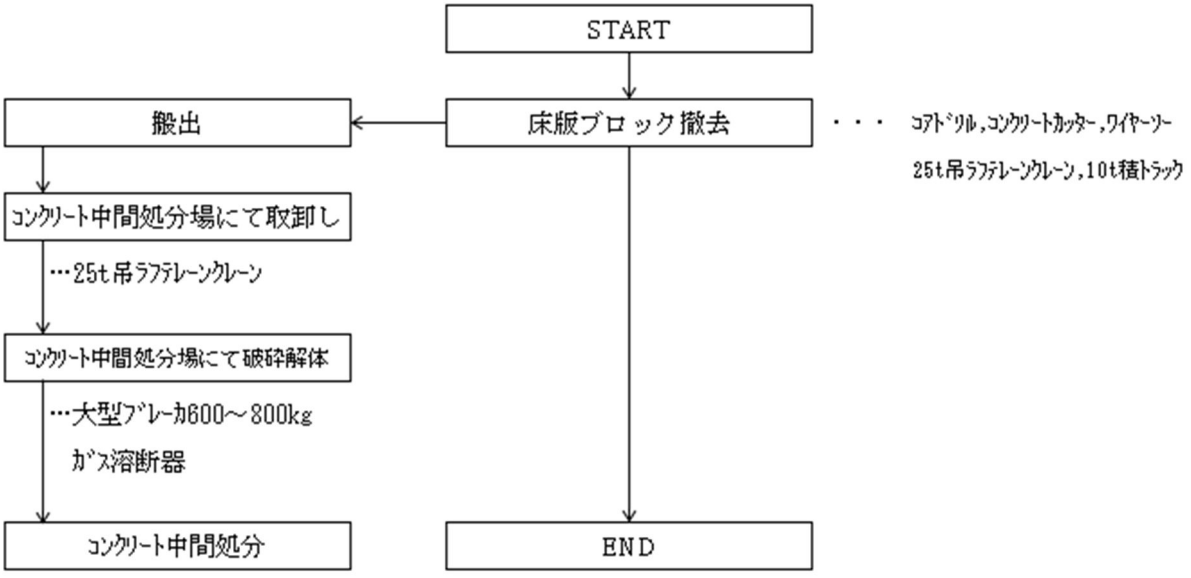


(2) 橋面工

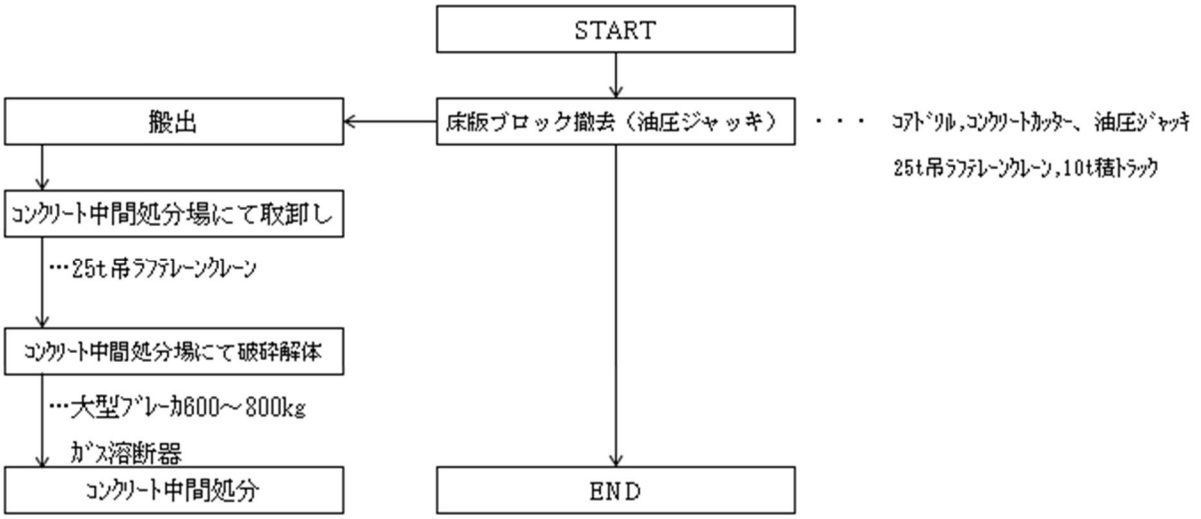
※側道部アスファルト舗装は床版と一緒に撤去



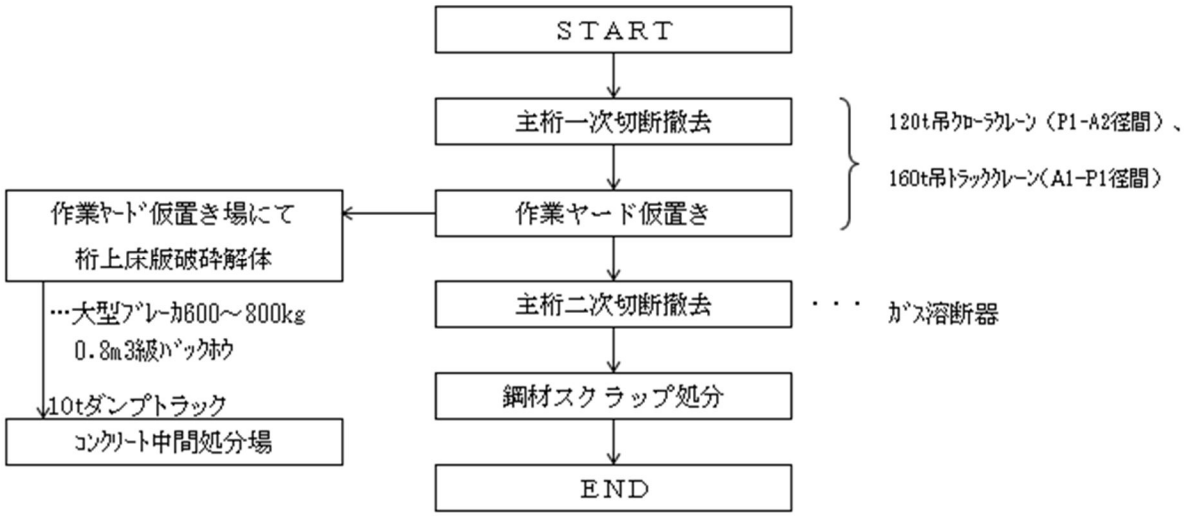
(3) 床版工（車道部）



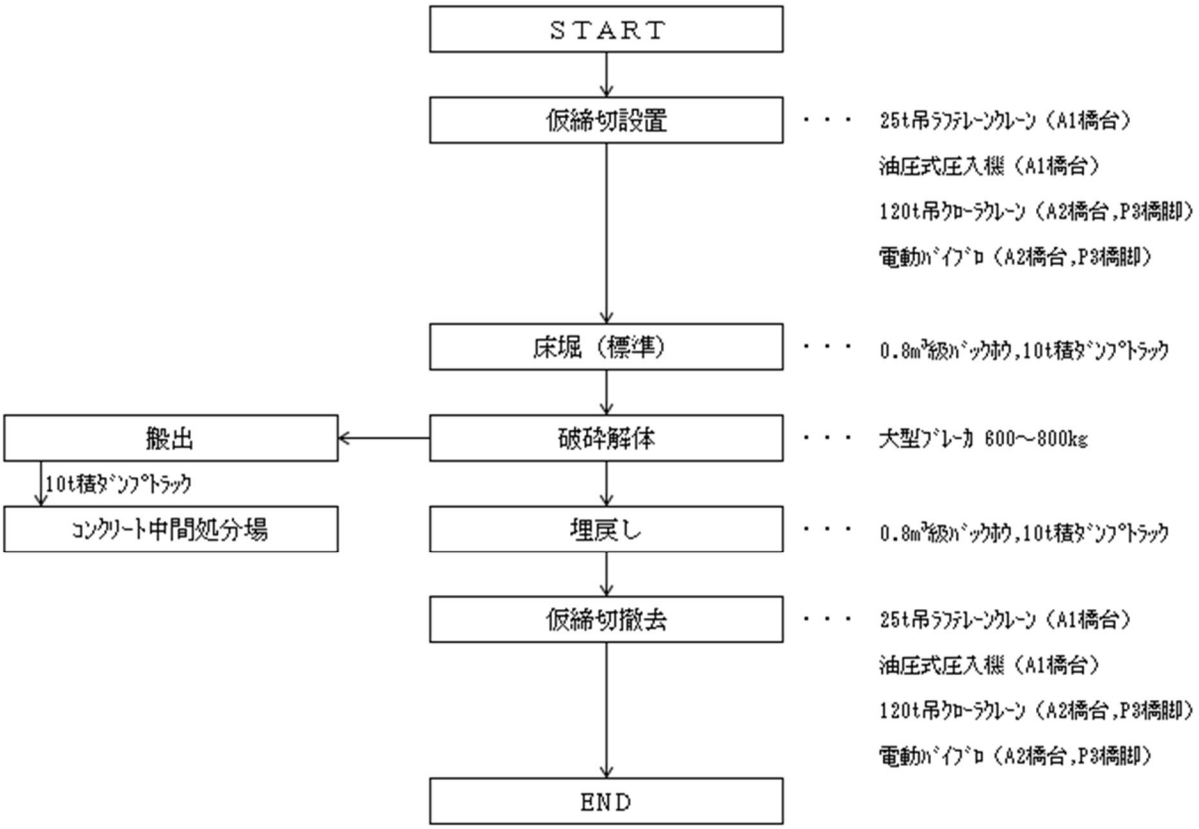
(4) 床版工（歩道部）



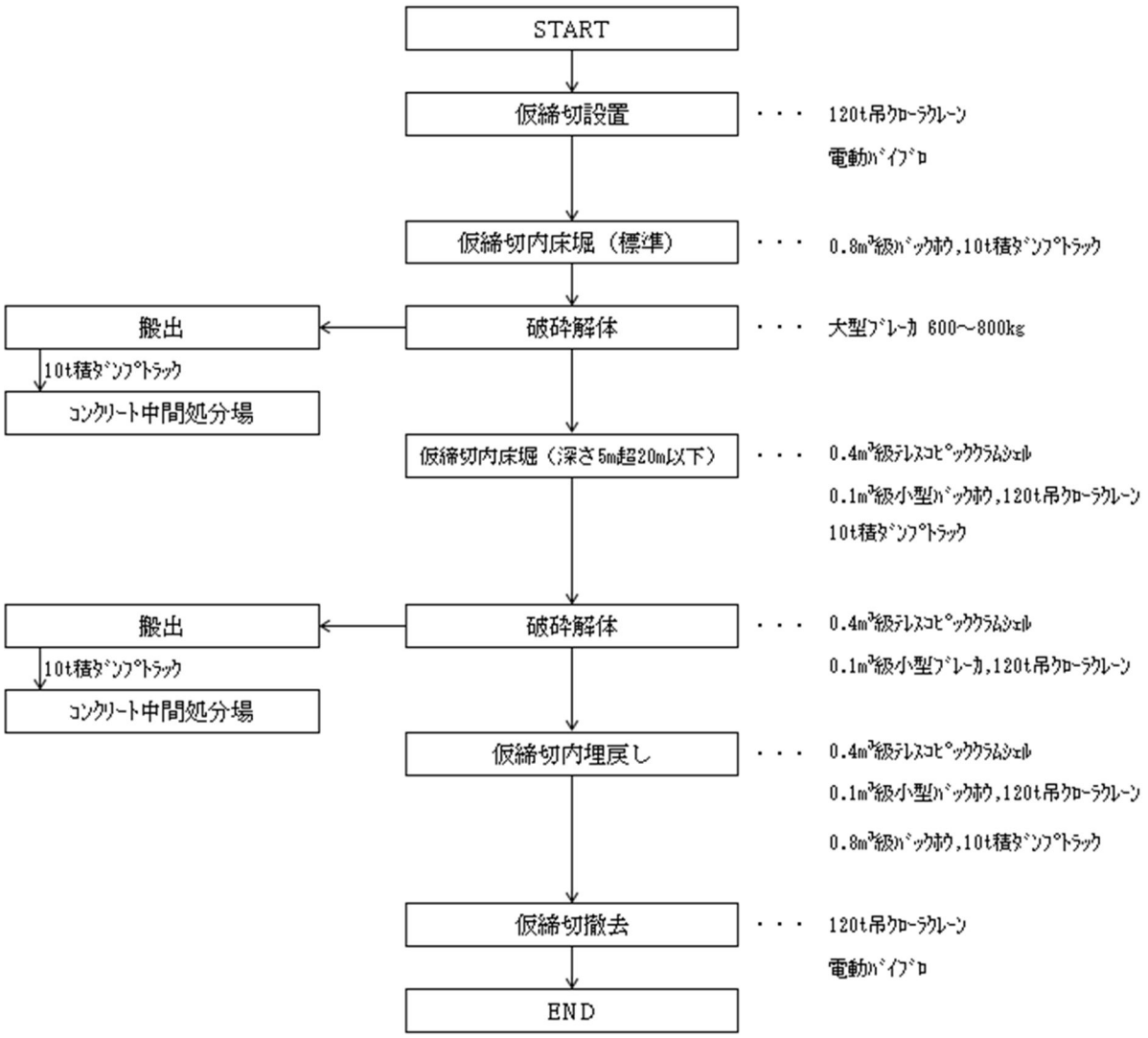
(5) 主桁工（プレートガーター）



(6) 下部工 (A1,A2 橋台,P1 橋脚)



(7) 下部工 (P22,P3 橋脚)



12.5.2 撤去要領

(1) 仮設備の設置

a) 車道部

1) 足場工

支点部横桁の切断，桁の転倒防止工および支承部の縁切破壊等の作業とためのワイヤーブリッジを設置する（図 12.5.1）。

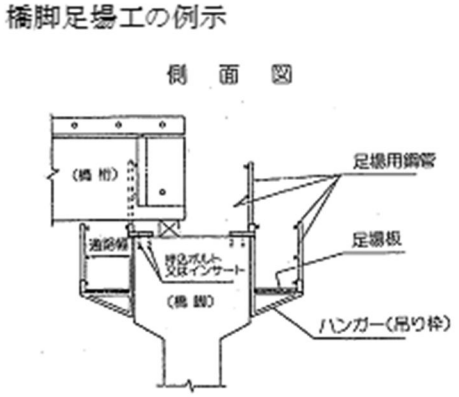
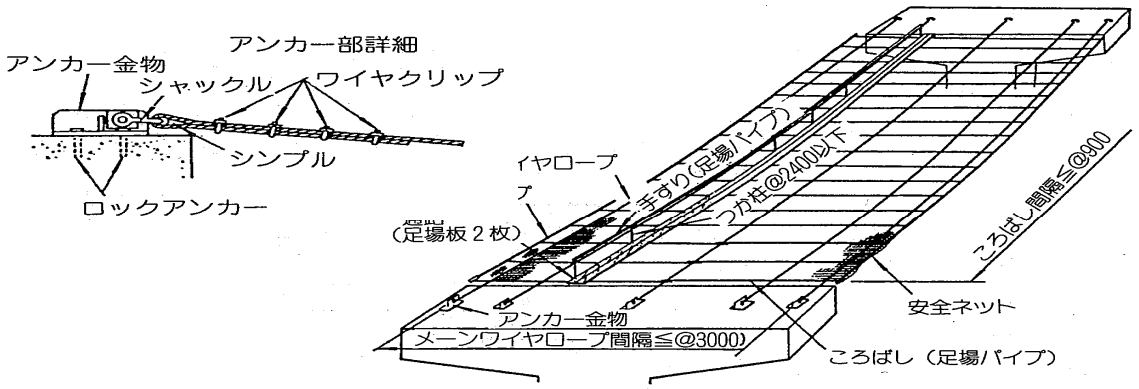


図12.5.1　橋脚足場工

2) ワイヤーブリッジ

作業中の墜落災害防止の為、橋脚の天端にアンカーを取ってワイヤーを張り，安全ネットを取付ける。

上部工撤去作業において発生するコンクリート切断水等の飛散防止及び河川への混入を防止する必要がある為，板張防護及びシート張防護を設置する。



ワイヤーブリッジ墜落防止ネット例示

図12.5.2　アンカー・メーンワイヤー取付工

b）歩道部

1）ﾊﾟｲﾌﾟ吊足場

上部工撤去作業において発生するコンクリート切断水等の飛散防止をする必要があるため，板張防護及びシート張防護を設置する。

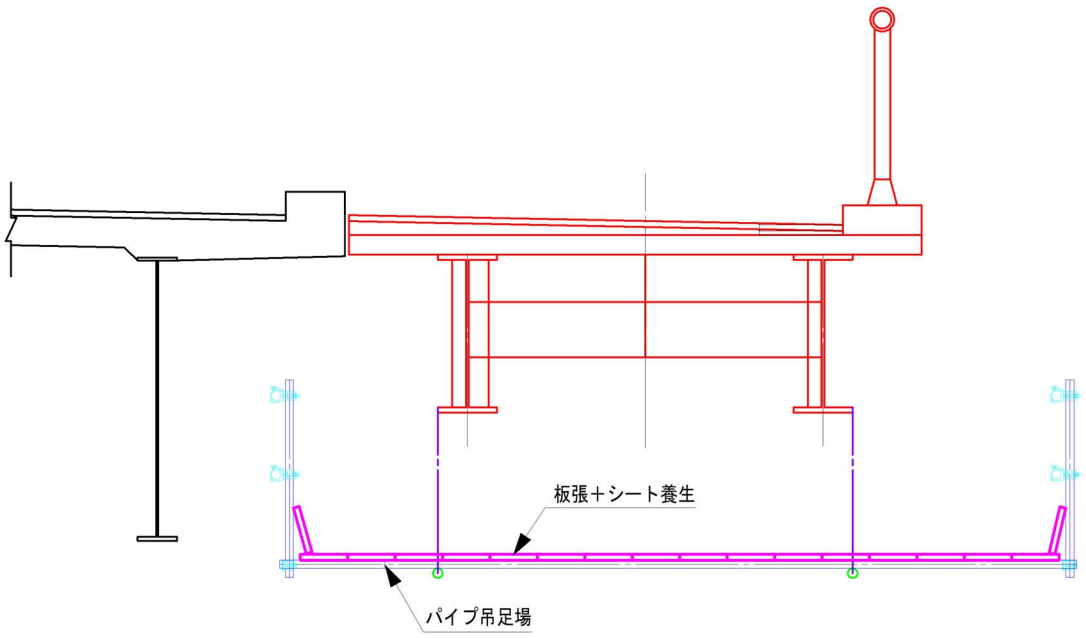


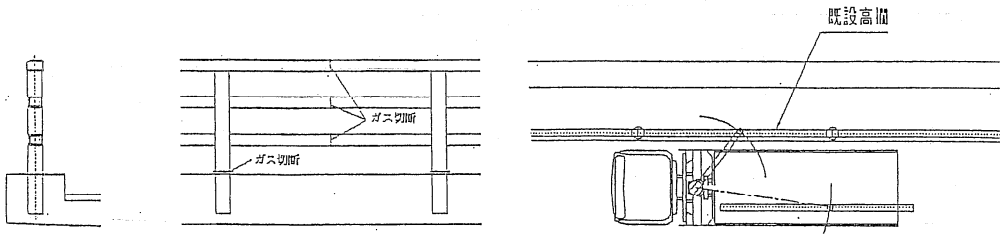
図12.5.3　板張＋シート張防護工

(2) 橋面工

1) 鋼製高欄

4ｔ積2.9ｔ吊クレーン付トラックまたは25t ラフテレーンクレーンにて，吊上げ状態のまま，図 12.5.4 の位置でガス溶断器で切断する。

解体部材は，4ｔ積2.9ｔ吊クレーン付トラックに積み込み・搬出する。



高欄切断図

図12.5.4　高欄撤去

2) アスファルト舗装

車道橋は，大型ブレーカ 600～800kg 及びバックホウ 0.8m3（ブレーカ兼用）による破砕（剥ぎ取り）により，撤去する。

歩道橋は床版と一緒に撤去する。

撤去した廃材は，中間処理場に持込み処分する。

3) 伸縮装置

あらかじめコンクリートカッタで切断目地を入れ，コンクリートブレーカで装置の周辺コンクリートをはつる。鉄筋や装置本体は必要に応じて，ガス切断する。

必要に応じて，はつりガラの落下防護を行う。

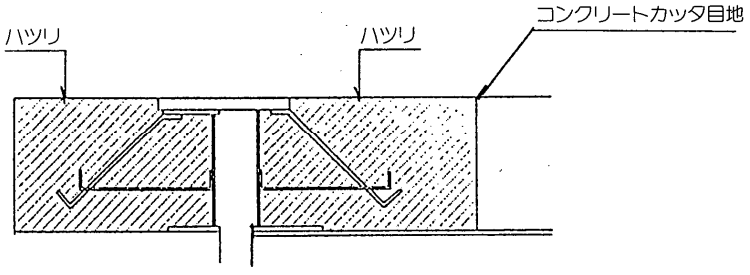
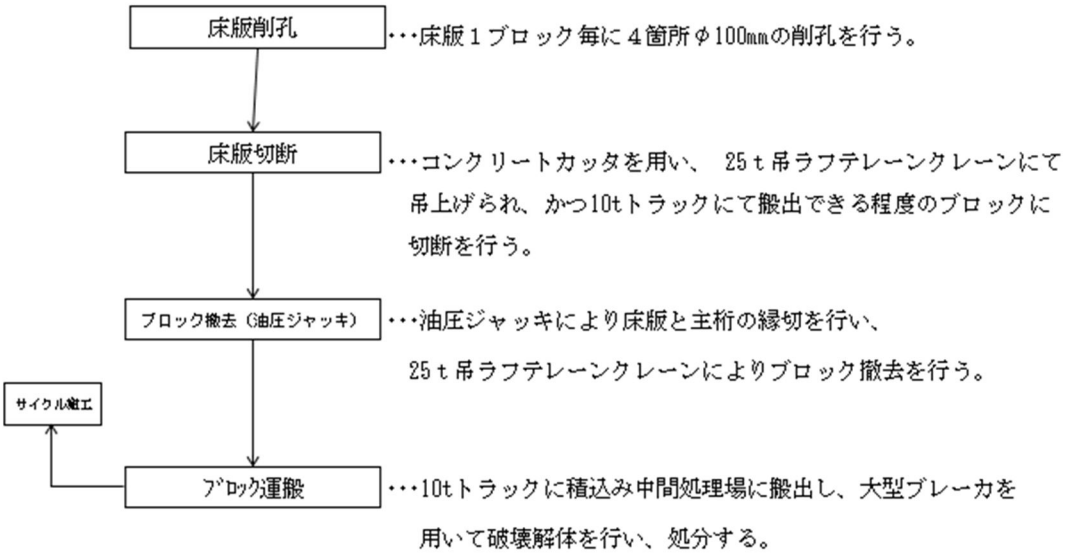


図12.5.5　伸縮装置

(3) 上部工

1）歩道部床版



６．４．５　非合成桁橋・トラス橋床版のブロック解体

床版を計画したブロックで切断し、隣接する床版を反力としてジャッキアップしてずれ止め鉄筋を切断しながらフランジから引き剥がし、クレーンで吊り上げ撤去する工法である。

床版の切断は主としてカッターで行うが、張出部分の床版・地覆はワイヤソーで切断する。

老朽化して損傷が著しい床版は、ジャッキアップの際に床版が破損するため、**６．４．４合成桁橋の床版のブロック解体工法**を選択する。

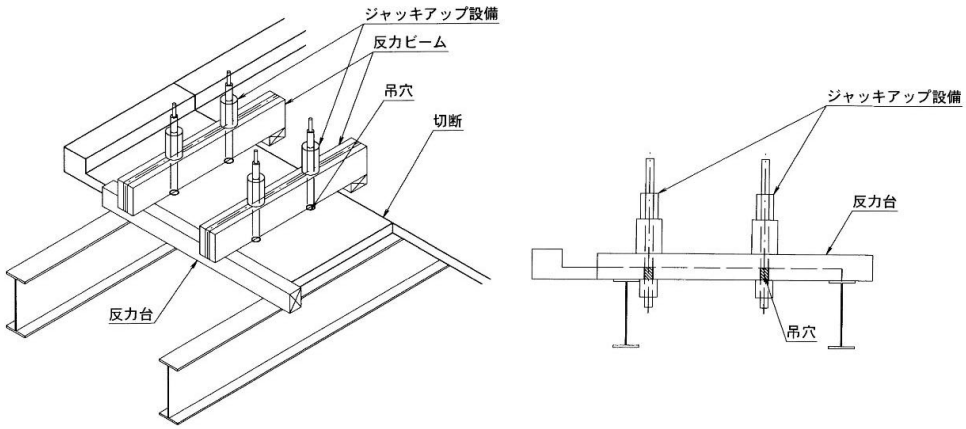
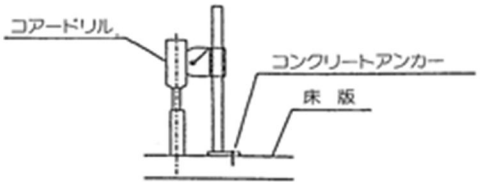


図６．４　非合成桁橋のブロック解体工法の概念

出典：北陸橋梁撤去技術協会「橋梁撤去技術マニュアル」第５回改訂版
平成 29 年 9 月 P42

2）車道部床版

床版削孔 ・・・ 床版ﾌﾞﾛｯｸ吊上げ用（φ100㎜）の削孔
地覆部：2ヵ所　　床版部：4箇所



↓

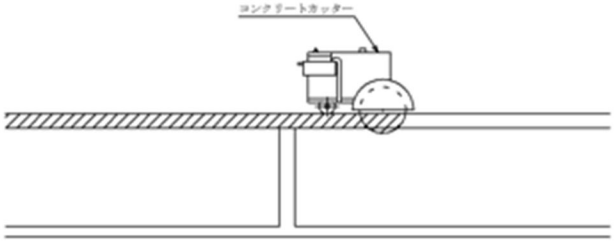
ﾜｲﾔｿｰ切断穴削孔 ・・・ φ50㎜ｺｱﾄﾞﾘﾙ

↓

地覆部ﾜｲﾔｿｰ切断 ・・・ 吊り状態にてﾜｲﾔｿｰ切断

↓

床版部ｶｯﾀ切断



↓

ブロック撤去 ・・・ 地覆部は、25t吊ﾗﾌﾃﾚｰﾝｸﾚｰﾝを使用し、吊り込みにて先行撤去を行う。

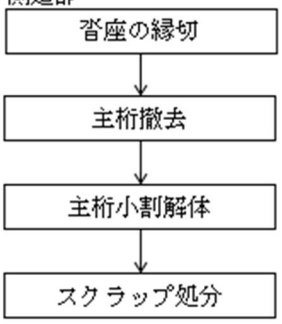
↓

ブロック運搬 ・・・ 直接ﾄﾗｯｸに積込み中間処理場まで運搬し、処分場の25t吊ﾗﾌﾃﾚｰﾝｸﾚｰﾝにて吊り降し、大型ﾌﾞﾚｰｶを用いて破壊解体を行い処分する。

3）主桁（プレートガーター）の分割解体

①撤去手順

ａ）側道部

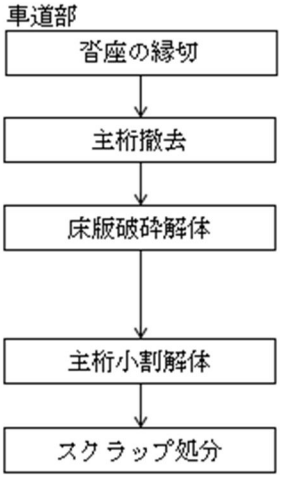


・・・ ｸﾚｰﾝにより吊り状態のまま、ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄのﾅｯﾄ部をｶﾞｽ切断、油圧ジャッキにて桁との縁切りをする。

・・・ 主桁を一括撤去し、作業ヤードの仮置位置に吊り降ろす。

・・・ 主桁は6m以内（ｽｸﾗｯﾌﾟ処理対応長）に切断する。

ｂ）車道部



・・・ ｸﾚｰﾝにより吊り状態のまま、ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄのﾅｯﾄ部をｶﾞｽ切断、油圧ジャッキにて桁との縁切りをする。

・・・ 主桁を①１主桁②２主桁一括の順番に撤去し、作業ヤードの仮置位置に吊り降ろす。

・・・ 床版は大型ﾌﾞﾚｰｶを用い、破砕解体を行う。
破砕ガラはﾀﾞﾝﾌﾟﾄﾗｯｸに積込み中間処理場まで運搬する。

・・・ 主桁は6m以内（ｽｸﾗｯﾌﾟ処理対応長）に切断する。

(4) 下部工

1）破砕解体

大型ブレーカまたは小型ブレーカによる破砕解体とする。

大型ブレーカで解体するコンクリートは，30cm 程度の大きさに破砕する。

小型ブレーカは施工基面（機械設置面）より下５ｍを超える作業および仮締切内の作業で大型ブレーカが使用できない箇所に適用する。

(5) 仮設工

1）鋼矢板工法

下部工仮締切は「硬質地盤クリア工法による圧入機」を使用した工法により打設する。引き抜は「油圧バイブロ」を用いる。

2）仮設構台

仮設構台基礎杭は「ダウンザホールハンマー」を使用した工法により打設する。引き抜は「油圧バイブロ」を用いる。

12.5.3 主要機械、機材一覧表

機械機材名	規格	使用工種	
		上部工	下部工
バックホウ	0.8m³級	○	○
テレスコピック式クラムシェル	0.4 m³級		○
大型ブレーカ	600～800kg	○	○
小型バックホウ	0.1 m³級		○
小型ブレーカ	0.1 m³級		○
ダンプトラック	10ｔ積	○	○
トラック	10 ｔ積	○	
ガス溶断機		○	
油圧ジャッキ		○	
クレーン付トラック	2.9ｔ吊4ｔ積	○	
ラフテレーンクレーン	25ｔ吊	○	○
ラフテレーンクレーン（ｸﾚｰﾝ分解組立）	50ｔ吊	○	○
トラッククレーン	160ｔ吊	○	
クローラクレーン	120ｔ吊	○	○
コアドリル	φ50mm、φ100mm	○	
ワイヤソー	50 PS	○	
コンクリートカッタ	H MAX300mm	○	
油圧式圧入機			○
電動ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾊﾝﾏ			○