

令和5年度 東北農政局国営事業総合技術支援業務
国営浅瀬石川二期地区外部技術者派遣（第1回）

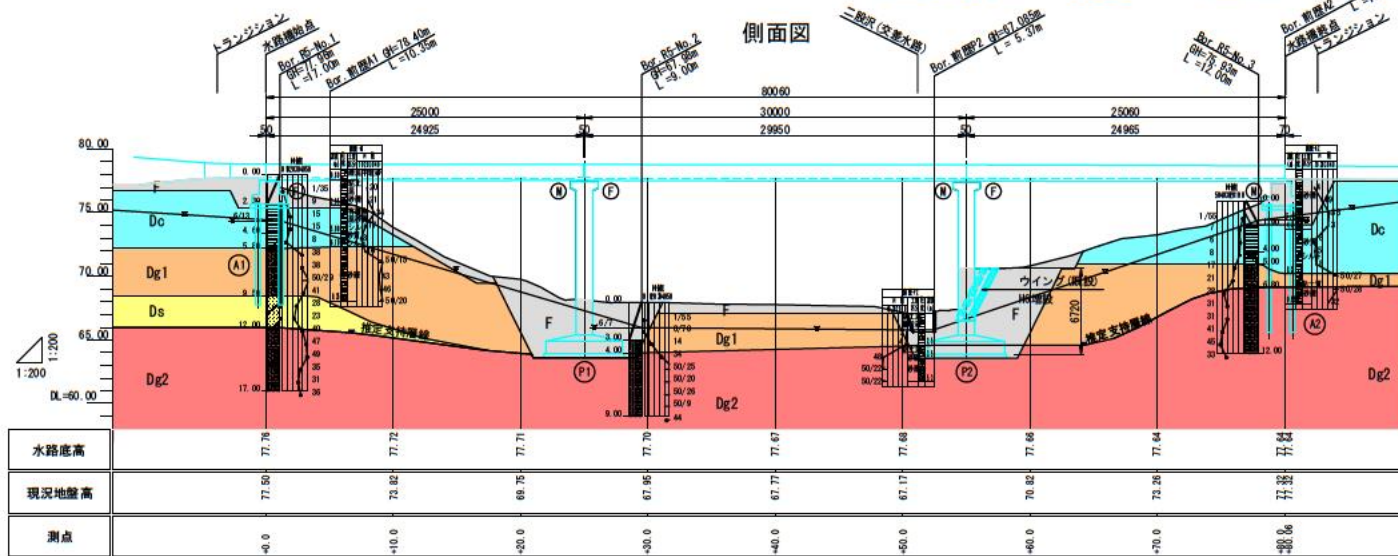
現地調査資料
(温湯左岸幹線用水路第2号水路橋)

令和5年11月20日（月）

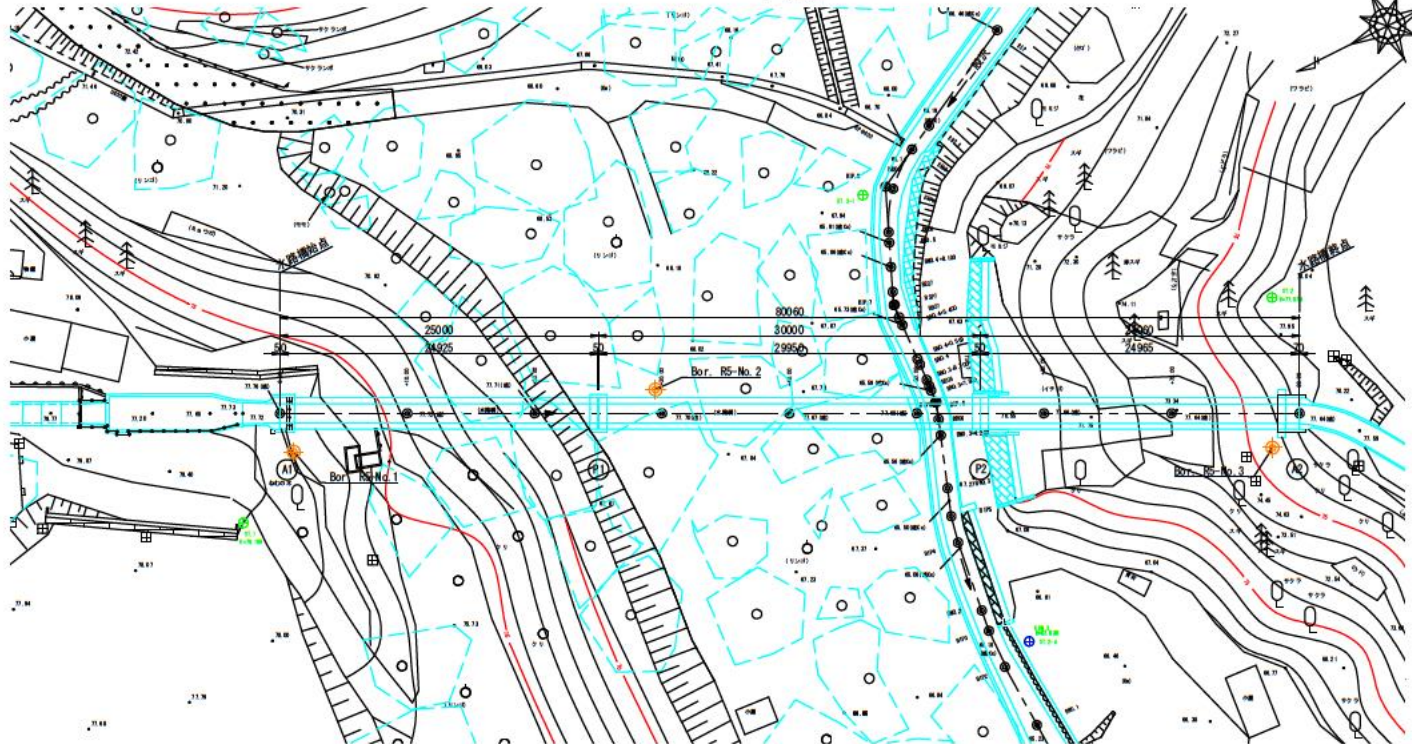
1. 現況水路橋

水路橋現橋一般図

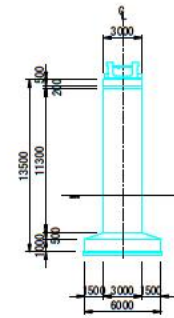
S=1:200



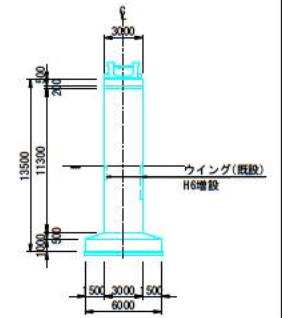
平面図



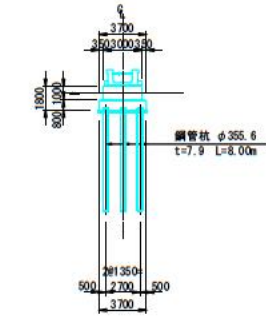
P1橋脚 正面図



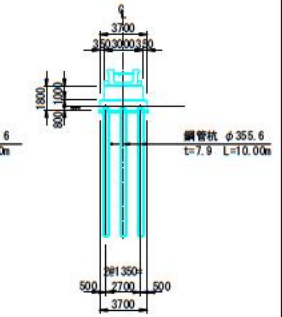
P2橋脚 正面図



A1橋台 正面図



A2橋台 正面図



設計条件(現橋)

橋梁名	湯澤左岸幹線水路 第2号水路橋
橋梁形式	PCボスティング工法単鋼桁3連
橋長	80.06m
支間長	23.875m、23.850m、23.875m
水路断面	B1:50m×H1.05m
橋脚形式	RC単柱式橋脚、直接基礎
橋台形式	逆T式橋台、鋼管杭基礎
当初建設年	昭和54年(推定)
改修履歴	上部工遊間部目地補修(年度不明) 上部工天端検査路撤去(推定、年度不明)
適用基準	上部工:プレストレストコンクリート造橋標準方量(昭和43年)
建設時(推定)	下部工:道路橋設計指針(昭和46年)

注)

1. 既設橋梁は、竣工図(上下部工の構造図・配筋図)があり、現況寸法と概ね一致しているが、構造計算書は橋長等が現況寸法と一致しない。また、柱状部(1)は竣工図の構造断面図にあったものである。
2. 二股部は水路橋より後に河川改修されており、水路橋竣工時に比べて河床が約1m下がっている。また、平成8年に河川改修に伴ってブロック構造物が設置されるとともにP2橋脚のA2橋台に翼壁が増設されている。

工事名	令和5年度 湯澤左岸幹線水路 第2号水路橋
図面名	水路橋現橋一般図
作成年月日	
縮尺	S=1:200 図面番号 1
会社名	
担当者	





2. 水路内面底版調査結果

2.3.1 水路内面底版調査結果概要

< 基本諸元 >

橋梁名	第2号水路橋	橋 長	80.100m
フリガナ	ダイ2ゴウスイロキョウ	水路断面	B1.50*H1.05m
路線名	温湯左岸幹線用水路	橋梁形式	PCボステンブロック 工法単純桁 3連
所在地	青森県黒石市宇龍ノ口	下部工形式	逆T式橋台 杭基礎×2 単柱橋脚 直接基礎×2
架設年度	1979年(S54)	交差条件	交差水路、リング畑

特 徴

- ・上部工は、PCケーブルのグラウト充填不良が生じやすく、PCケーブルの破断により突然落橋した事例があるブロック工法である。
- ・積雪寒冷地域に位置する。
- ・A1橋台からP1橋脚付近は周辺がリング畑である。
- ・建設後44年が経過している。

補修履歴

なし。桁遊間部の目地補修跡あり。

既往調査履歴

2016年度に上部工の内側側壁部のみ変状調査実施。



←上流側 下流側→

第1径間 第2径間 調査対象 第3径間

A1 P1 P2 A2

ドローン空撮

< 全景写真 >



←下流側 上流側→

A2橋台 P2橋脚 P1橋脚 A1橋台

橋梁全景 左側より

< 調査結果 >

調査日	2023/10/26・10/27	主な結果
調査対象	第3径間 上部工水路内面 底版上面	
主な変状		・底版上面に防水モルタルが施されており、その剥離が全体的に生じていた。 ・底版上面は防水モルタルが施されているため、底版自体のひび割れ・剥離・鉄筋露出などは確認されなかった。
底版上面	土砂・コケ堆積(全体) 防水モルタルの剥離(全体)	・その他、側壁部であるが、摩耗および欠損の補修跡、目地被覆材の破れを確認した。 ・なお、ブロック目地部の底版上面にも変状は確認されない状況であった。
側 壁	摩耗、摩耗による骨材露出(H=600mm以下で全体)(H28過年度調査でも確認) 欠損・補修跡*2	
目地部	目地被覆材 破れ(A2橋台部)	
		以上より、主に側壁や底版の摩耗の進行に対する補修対策(表面保護工など)が必要と考えられる。

< 調査状況 >

清掃作業状況



清掃前



締切排水状況(P2橋脚上)



清掃後

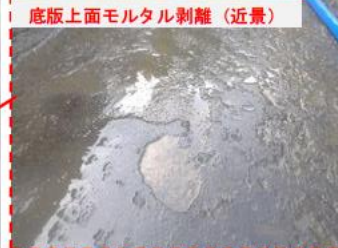


< 変状写真(代表) >

底版上面モルタル剥離



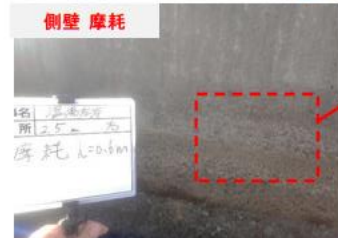
底版上面モルタル剥離(近景)



P2橋脚付近 ブロック目地部 底版上面



側壁 摩耗



側壁 摩耗(近景)



側壁 欠損補修



4. 耐震照査

1. P1橋脚設計概要 既設照査

基本条件

橋脚形式	単柱式RC矩形柱橋脚	橋脚高	12.00 m
建設時道示	S54道示(推定)	支承条件 橋軸方向	F- M ・E-M・F-F
橋脚材料	SD295、 $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$	支承条件 直角方向	F-F・F-F
基礎形式	直接基礎	死荷重反力	1,180 kN
地盤種別	I 種地盤	分担重量 橋軸方向	800 kN
液状化	なし	分担重量 直角方向	1,180 kN
		※死荷重反力・分担重量直角方向は水重含む。 分担重量橋軸方向は水重含まない。	

レベル1地震時の既設照査(柱部)

照査箇所・照査項目			単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等	
				作用値	許容値	判定		
柱基部	橋軸方向	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	4.6	≦	10.5	○	柱基部(橋軸方向)は、断面に余裕がある。
		σ_s, σ_{sa}	N/mm2	119.6	≦	270	○	
		τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.067	≦	0.260	○	
		Aw,Awreq(※1)	mm2					
	直角方向	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	3.8	≦	10.5	○	柱基部(直角方向)は、断面に余裕がある。
		σ_s, σ_{sa}	N/mm2	107.1	≦	270	○	
		τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.082	≦	0.189	○	
		Aw,Awreq(※1)	mm2					

※1 τ_m が τ_a を超過する場合はせん断補強筋を配置Aw>Awreq。

レベル2地震時の既設照査(柱部)

照査箇所・照査項目			単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等	
				作用値	許容値	判定		
柱 橋軸方向 タイプⅠ	基準設計水平震度	khc0			0.70		段落し部を補強する方針とする。	
	破壊形態				段落し部損傷	×		
	設計水平震度	khc			0.34			
	保有耐力	khc・W,Pa	kN	473	≦	538		○
	せん断耐力	Ps	kN	-	-	1,286		
	塑性率	$\mu, \mu a$		1.687	≦	2.049		○
柱 橋軸方向 タイプⅡ	基準設計水平震度	khc0			1.61		柱基部(橋軸方向)は耐力が不足している。	
	破壊形態				段落し部損傷	×		
	設計水平震度	khc			0.60			
	保有耐力	khc・W,Pa	kN	835	>	538		×
	せん断耐力	Ps	kN	-	-	1,548		
	塑性率	$\mu, \mu a$		6.781	>	3.099		×
柱 直角方向 タイプⅠ	基準設計水平震度	khc0			0.70		段落し部を補強する方針とする。	
	破壊形態				段落し部損傷	×		
	設計水平震度	khc			0.34			
	保有耐力	khc・W,Pa	kN	602	≦	1,166		○
	せん断耐力	Ps	kN	-	-	1,784		
	塑性率	$\mu, \mu a$		0.909	≦	2.083		○
柱 直角方向 タイプⅡ	基準設計水平震度	khc0			2.00		柱基部(直角方向)は耐力が不足している。	
	破壊形態				段落し部損傷	×		
	設計水平震度	khc			0.74			
	保有耐力	khc・W,Pa	kN	1,311	>	1,166		×
	せん断耐力	Ps	kN	-	-	1,980		
	塑性率	$\mu, \mu a$		3.835	>	3.166		×
段落し部1 主鉄筋変化	橋軸方向 曲げ	MTy0/MBY0	kNm/kNm	0.97	≦	1.20	×	段落し部1(主鉄筋変化部)を補強し、段落し損傷をなくす。
	タイプⅠ せん断	S,Ps	kN	538	≦	1,077	○	
	タイプⅡ せん断	S,Ps	kN	538	≦	1,269	○	
	直角方向 曲げ	MTy0/MBY0	kNm/kNm	1.11	≦	1.20	×	
	タイプⅠ せん断	S,Ps	kN	1,106	≦	1,914	○	
	タイプⅡ せん断	S,Ps	kN	1,166	≦	1,770	○	
段落し部2 主鉄筋変化	橋軸方向 曲げ	MTy0/MBY0	kNm/kNm	0.89	≦	1.20	×	段落し部2(主鉄筋変化部)を補強し、段落し損傷をなくす。
	タイプⅠ せん断	S,Ps	kN	538	≦	1,077	○	
	タイプⅡ せん断	S,Ps	kN	538	≦	1,269	○	
	直角方向 曲げ	MTy0/MBY0	kNm/kNm	0.91	≦	1.20	×	
	タイプⅠ せん断	S,Ps	kN	1,095	≦	1,914	○	
	タイプⅡ せん断	S,Ps	kN	1,166	≦	1,770	○	

レベル1地震時の既設照査(基礎)

照査箇所・照査項目			単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等
				作用値	許容値	判定	
安定計算 橋軸方向	転倒 偏心量	e,ea	m	0.774	2.000	○	直接基礎(橋軸方向)は、支持力に余裕がある。
	滑動 滑動安全率	Hu/H		1.200	3.721	○	
	支持力	V,Qa	kN	4,524	32,394	○	
安定計算 直角方向	転倒 偏心量	e,ea	m	0.997	2.000	○	直接基礎(直角方向)は、支持力に余裕がある。
	滑動 滑動安全率	Hu/H		1.200	3.311	○	
	支持力	V,Qa	kN	4,524	27,900	○	
フーチング	橋軸方向	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	1.9	10.5	○	フーチング(橋軸方向)は、断面に余裕がある。
		σ_s, σ_{sa}	N/mm2	94.5	270	○	
		τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.173	1.304	○	
		Aw,Awreq(※1)	mm2				
	直角方向	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	1.4	10.5	○	フーチング(直角方向)は、断面に余裕がある。
		σ_s, σ_{sa}	N/mm2	71.4	270	○	
		τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.111	1.859	○	
		Aw,Awreq(※1)	mm2				

※1 τ_m が τ_a を超過する場合はせん断補強筋を配置Aw>Awreq。

レベル2地震時の既設照査(基礎)

照査箇所・照査項目			単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等
				作用値	許容値	判定	
フーチング 橋軸方向	曲げ耐力	M,My	kNm	1,021	≦ 1,194	○	タイプⅡ・水位無し 十分な耐力を有しているが、柱耐力を増加させると基礎体力が不足するため、基礎補強が必要となる。
	せん断耐力	S,Ps	kN	693	≦ 1,181	○	
フーチング 直角方向	曲げ耐力	M,My	kNm	619	≦ 1,118	○	タイプⅡ・水位無し 十分な耐力を有している。
	せん断耐力	S,Ps	kN	609	≦ 1,843	○	

耐震照査を満足しなかったため(レベル2地震時)、補強が必要である。

今後は、単純桁の形式のままでの補強と、上部工を連結させて連続桁に形式を変更した補強を比較し、補強方針を決定していく。

1. P2橋脚設計概要 既設照査

基本条件

橋脚形式	単柱式RC矩形柱橋脚	橋脚高	12.00 m
建設時道示	S54道示(推定)	支承条件 橋軸方向	F-M・F-M・F-M
橋脚材料	SD295、 $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$	支承条件 直角方向	F-F・F-F
基礎形式	直接基礎	死荷重反力	1,180 kN
地盤種別	I 種地盤	分担重量 橋軸方向	680 kN
液状化	なし	分担重量 直角方向	1,180 kN
		※死荷重反力・分担重量直角方向は水重含む。 分担重量橋軸方向は水重含まない。	

レベル1地震時の既設照査(柱部)

照査箇所・照査項目		単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等	
			作用値	許容値	判定		
柱基部	橋軸方向	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	4.5	10.5	○	柱基部(橋軸方向)は、断面に余裕がある。
		σ_s, σ_{sa}	N/mm2	115.6	270	○	
		τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.090	0.355	○	
		Aw, Awreq(※1)	mm2				
	直角方向	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	3.8	10.5	○	柱基部(直角方向)は、断面に余裕がある。
		σ_s, σ_{sa}	N/mm2	107.1	270	○	
		τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.082	0.189	○	
		Aw, Awreq(※1)	mm2				

※1 τ_m が τ_a を超過する場合はせん断補強筋を配置Aw>Awreq。

レベル2地震時の既設照査(柱部)

照査箇所・照査項目			単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等	
				作用値	許容値	判定		
柱 橋軸方向 タイプⅠ	基準設計水平震度	khc0		0.70			段落し部を補強する方針とする。	
	破壊形態			段落し部損傷		×		
	設計水平震度	khc		0.34				
	保有耐力	khc・W,Pa	kN	432	≤	538		○
	せん断耐力	Ps	kN	-	-	1,286		
	塑性率	$\mu, \mu a$		1.491	≤	2.049		○
柱 橋軸方向 タイプⅡ	基準設計水平震度	khc0		1.73			柱基部(橋軸方向)は耐力が不足している。	
	破壊形態			段落し部損傷		×		
	設計水平震度	khc		0.65				
	保有耐力	khc・W,Pa	kN	827	>	538		×
	せん断耐力	Ps	kN	-	-	1,548		
	塑性率	$\mu, \mu a$		6.555	>	3.099		×
柱 直角方向 タイプⅠ	基準設計水平震度	khc0		0.70			段落し部を補強する方針とする。	
	破壊形態			段落し部損傷		×		
	設計水平震度	khc		0.34				
	保有耐力	khc・W,Pa	kN	602	≤	1,166		○
	せん断耐力	Ps	kN	-	-	1,784		
	塑性率	$\mu, \mu a$		0.909	≤	2.083		○
柱 直角方向 タイプⅡ	基準設計水平震度	khc0		2.00			柱基部(直角方向)は耐力が不足している。	
	破壊形態			段落し部損傷		×		
	設計水平震度	khc		0.74				
	保有耐力	khc・W,Pa	kN	1,311	>	1,166		×
	せん断耐力	Ps	kN	-	-	1,980		
	塑性率	$\mu, \mu a$		3.835	>	3.166		×
段落し部Ⅰ 主鉄筋変化	橋軸方向 曲げ	MTy0/MBy0	kNm/kNm	0.93	≤	1.20	×	段落し部Ⅰ(主鉄筋変化部)を補強し、段落し損傷をなくす。
	タイプⅠ せん断	S,Ps	kN	538	≤	1,077	○	
	タイプⅡ せん断	S,Ps	kN	538	≤	1,269	○	
	直角方向 曲げ	MTy0/MBy0	kNm/kNm	1.02	≤	1.20	×	
	タイプⅠ せん断	S,Ps	kN	1,106	≤	1,914	○	
	タイプⅡ せん断	S,Ps	kN	1,166	≤	1,770	○	
段落し部Ⅱ 主鉄筋変化	橋軸方向 曲げ	MTy0/MBy0	kNm/kNm	0.89	≤	1.20	×	段落し部Ⅱ(主鉄筋変化部)を補強し、段落し損傷をなくす。
	タイプⅠ せん断	S,Ps	kN	538	≤	1,077	○	
	タイプⅡ せん断	S,Ps	kN	538	≤	1,269	○	
	直角方向 曲げ	MTy0/MBy0	kNm/kNm	0.91	≤	1.20	×	
	タイプⅠ せん断	S,Ps	kN	1,095	≤	1,914	○	
	タイプⅡ せん断	S,Ps	kN	1,166	≤	1,770	○	

レベル1地震時の既設照査(基礎)

照査箇所・照査項目		単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等	
			作用値	許容値	判定		
安定計算 橋軸方向	転倒 偏心量	e,ea	m	0.586	2.000	○	直接基礎(橋軸方向)は、支持力に余裕がある。
	滑動 滑動安全率	Hu/H		1.200	4.868	○	
	支持力	V,Qa	kN	5,861	51,803	○	
安定計算 直角方向	転倒 偏心量	e,ea	m	0.769	2.000	○	直接基礎(直角方向)は、支持力に余裕がある。
	滑動 滑動安全率	Hu/H		1.200	4.290	○	
	支持力	V,Qa	kN	5,861	13,692	○	
フーチング	橋軸方向	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	1.8	10.5	○	フーチング(橋軸方向)は、断面に余裕がある。
		σ_s, σ_{sa}	N/mm2	90.2	270	○	
		τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.165	1.300	○	
		Aw,Awreq(※1)	mm2				
	直角方向	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	1.3	10.5	○	フーチング(直角方向)は、断面に余裕がある。
		σ_s, σ_{sa}	N/mm2	69.4	270	○	
		τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.035	0.557	○	
		Aw,Awreq(※1)	mm2				

※1 τ_m が τ_a を超過する場合はせん断補強筋を配置Aw>Awreq。

レベル2地震時の既設照査(基礎)

照査箇所・照査項目			単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等	
				作用値	許容値	判定		
フーチング 橋軸方向	曲げ耐力	M,My	kNm	1,079	≦	1,194	○	タイプⅡ・水位無し 十分な耐力を有しているが、柱耐力を増加させると基礎体力が不足するため、基礎補強が必要となる。
	せん断耐力	S,Ps	kN	749	≦	1,297	○	
フーチング 直角方向	曲げ耐力	M,My	kNm	658	≦	1,118	○	タイプⅡ・水位無視 十分な耐力を有している。
	せん断耐力	S,Ps	kN	645	≦	1,938	○	

耐震照査を満足しなかったため(レベル2地震時)、補強が必要である。
今後は、単純桁の形式のままでの補強と、上部工を連結させて連続桁に形式を変更した補強を比較し、補強方針を決定していく。

1. A1橋台設計概要 既設照査

基本条件

橋脚形式	逆T式橋台
建設時道示	S54道示(推定)
橋脚材料	SD295、 $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$
基礎形式	杭基礎
地盤種別	II 種地盤
液状化	なし

橋台高	1.90 m
支承条件 橋軸方向	F -M・F-M・F-M
支承条件 直角方向	F -F-F-F
死荷重反力	540 kN
L1水平力 橋軸方向	129 kN

※死荷重反力・分担重量直角方向は水重含む。
分担重量橋軸方向は水重含まない。

レベル1地震時の既設照査(断面計算)

照査箇所・照査項目		単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等
			作用値	許容値	判定	
堅壁基部	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	0.3	10.5	○	堅壁基部は、断面に余裕がある。
	σ_s, σ_{sa}	N/mm2	0.5	270	○	
	τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.039	0.336	○	
	Aw, Awreq(※1)	mm2				
前趾付け根	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	0.8	10.5	○	前趾付け根は、断面に余裕がある。
	σ_s, σ_{sa}	N/mm2	74.2	270	○	
	τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.006	1.730	○	
	Aw, Awreq(※1)	mm2				
後趾付け根	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	0.2	10.5	○	後趾付け根は、断面に余裕がある。
	σ_s, σ_{sa}	N/mm2	17.4	270	○	
	τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.021	0.995	○	
	Aw, Awreq(※1)	mm2				

※1 τ_m が τ_a を超過する場合はせん断補強筋を配置Aw>Awreq。

レベル1地震時の既設照査(基礎)

照査箇所・照査項目			単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等
				作用値	許容値	判定	
安定計算	水平変位		cm	0.13	1.50	○	杭基礎は、支持力で決定されている。
	押込力		kN	267	361	○	
	引拔力		kN	84	260	○	
杭本体	圧縮応力度	σ_c, σ_{ca}	N/mm ²	69	210	○	杭本体は、断面に余裕がある。
	引張応力度	σ_s, σ_{sa}	N/mm ²	23	210	○	
	せん断応力度	τ_m, τ_{a1}	N/mm ²	7	120	○	
杭頭結合部	垂直支圧応力度	$\sigma_{cv}, \sigma_{cva}$	N/mm ²	2.69	15.75	○	杭頭結合部は、支持力に余裕がある。
	垂直押抜せん断応力度	τ_v, τ_{va}	N/mm ²	0.15	0.85	○	
	水平支圧応力度	$\sigma_{ch}, \sigma_{cha}$	N/mm ²	1.42	15.75	○	
	水平押抜せん断応力度	τ_h, τ_{ha}	N/mm ²	0.13	0.85	○	

1. A2橋台設計概要 既設照査

基本条件

橋脚形式	逆T式橋台
建設時道示	S54道示(推定)
橋脚材料	SD295、 $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$
基礎形式	杭基礎
地盤種別	II 種地盤
液状化	なし

橋台高	1.90 m
支承条件 橋軸方向	F-M・F-M・F-M
支承条件 直角方向	F-F-F-F
死荷重反力	540 kN
L1水平力 橋軸方向	81 kN

※死荷重反力・分担重量直角方向は水重含む。
分担重量橋軸方向は水重含まない。

レベル1地震時の既設照査(断面計算)

照査箇所・照査項目		単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等
			作用値	許容値	判定	
堅壁基部	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	0.2	10.5	○	堅壁基部は、断面に余裕がある。
	σ_s, σ_{sa}	N/mm2	0.9	270	○	
	τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.031	0.336	○	
	Aw, Awreq(※1)	mm2				
前趾付け根	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	0.8	10.5	○	前趾付け根は、断面に余裕がある。
	σ_s, σ_{sa}	N/mm2	80.1	270	○	
	τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.006	1.730	○	
	Aw, Awreq(※1)	mm2				
後趾付け根	σ_c, σ_{ca}	N/mm2	0.2	10.5	○	後趾付け根は、断面に余裕がある。
	σ_s, σ_{sa}	N/mm2	22.3	270	○	
	τ_m, τ_{a1}	N/mm2	0.021	0.995	○	
	Aw, Awreq(※1)	mm2				

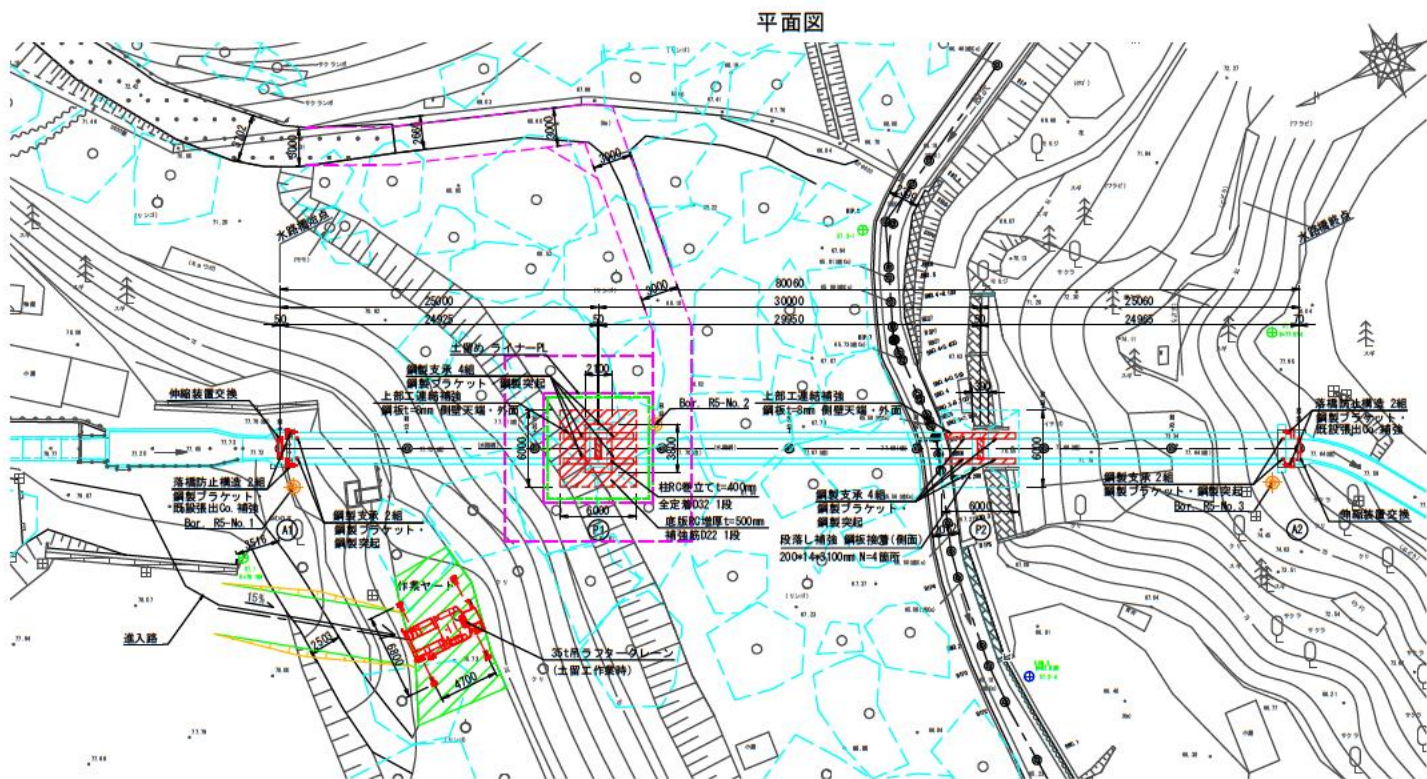
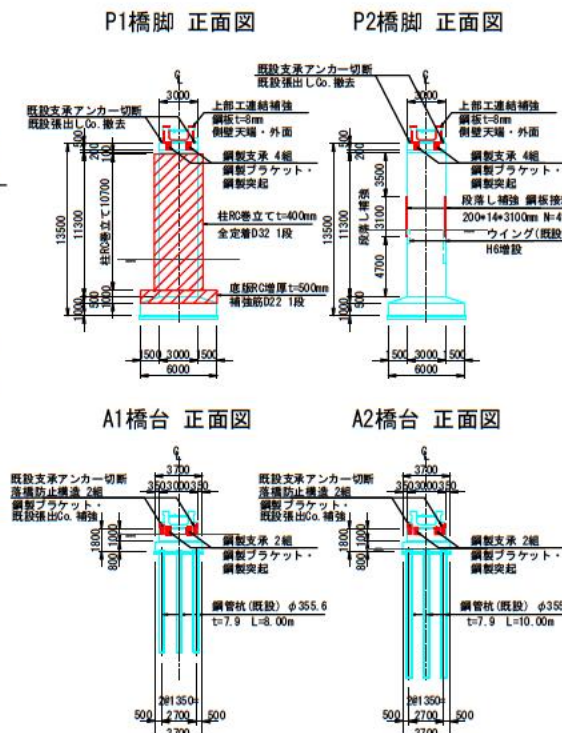
※1 τ_m が τ_a を超過する場合はせん断補強筋を配置Aw>Awreq。

レベル1地震時の既設照査(基礎)

照査箇所・照査項目			単位	既設照査			備考・補強方針・申し送り等
				作用値	許容値	判定	
安定計算	水平変位		cm	0.50	1.50	○	杭基礎は、支持力に余裕がある。
	押込力		kN	286	400	○	
	引拔力		kN	64	252	○	
杭本体	圧縮応力度	σ_c, σ_{ca}	N/mm ²	122	210	○	杭本体は、断面に余裕がある。
	引張応力度	σ_s, σ_{sa}	N/mm ²	76	210	○	
	せん断応力度	τ_m, τ_{a1}	N/mm ²	6	120	○	
杭頭結合部	垂直支圧応力度	$\sigma_{cv}, \sigma_{cva}$	N/mm ²	2.87	15.75	○	杭頭結合部)は、支持力に余裕がある。
	垂直押挽せん断応力度	τ_v, τ_{va}	N/mm ²	0.16	0.85	○	
	水平支圧応力度	$\sigma_{ch}, \sigma_{cha}$	N/mm ²	1.23	15.75	○	
	水平押挽せん断応力度	τ_h, τ_{ha}	N/mm ²	0.11	0.85	○	

A1, A2橋台はレベル1地震時の耐震照査を満足した。
橋台は補強不要となる。

水路橋補修補強一般図 <上部工連続化+耐震補強案> S=1:200



設計条件(耐震補強)	
橋梁名	通達左岸幹線水路 第2号水路橋
橋梁形式(既設)	PCステンプレック工法単軌道橋
橋梁形式(補強後)	3径間連続PCボスطن架構 (ブロック工法)
橋長	80.06m
支間長	23.87m、23.850m、23.875m
水路断面	B1.50m×H1.05m
橋脚形式	単柱式橋脚、直接基礎
橋台形式	逆T式橋台、鋼管基礎
当初建設年	昭和54年(推定)
適用基準 (建設時(推定))	上級工：プラスチックコンクリート適用基準(昭和40年) 下級工：道路橋設計用設計(昭和46年)
適用基準 (耐震補強)	土改改良設計基準 水涵工(平成20年3月) 土改改良設計用設計 耐震設計(平成27年5月) 道路橋梁示方書(平成14年3月)
重要度区分	A (土改改良設計基準)
地盤種類	橋脚：①埋地地、橋台：①埋地地
土質・土質	橋脚：①R=20、橋台：①R=25
使用材料 (既設)	下級工：コンクリート：S50、w/c：30、w/c：60、鉄筋：J272、J4 上級工：コンクリート：2/N、w/c：60、鉄筋：SD355
使用材料 (耐震補強)	コンクリート：24-12.5、鉄筋：SD45 鋼材：SS400、SM490、SM490Y 鋼線鋼材：アラッド

[illegible]

5.1 P2段落し補強設計

3.10 P2橋脚段落し補強の設計

3.10.1 P2橋脚段落し補強工法の選定

- (1) 段落し補強の工法は、①RC 巻き立て、②繊維シート接着、③鋼板接着の3工法がある。
- (2) ①柱基部への補強として RC 巻き立てが必要な場合は段落し部も同工法で補強するが、本橋の P2 橋脚については柱基部の補強が不要であり、柱中間部補強のみの RC 巻き立ては適用できない。
- (3) ②繊維シート補強は縦方向に段落し補強として必要な繊維シートを接着した後、これが剥がれないように、周方向に1層巻くことになっている。しかし、1層巻くためには、P2 橋脚に後付けされているウイングを一旦撤去しなければならず、繊維シートを巻くとコンクリートが繊維シートで縁切りされてしまうため、繊維シートは適用できない。
- (4) ③鋼板接着は等方性材料のため、①②の問題がなく、必要な箇所にだけ補強材を設置することができる。以上より、鋼板接着による補強を検討する。

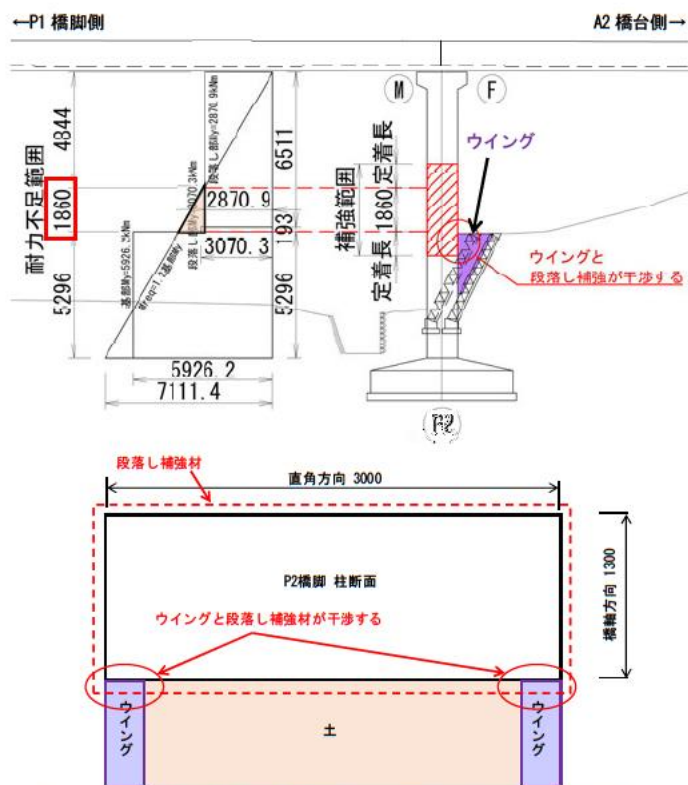


図- 3.10.1 段落し補強工法選定参考図（モーメント図：橋軸方向照査）



写真- 3.10.1 後付けウイング設置状況

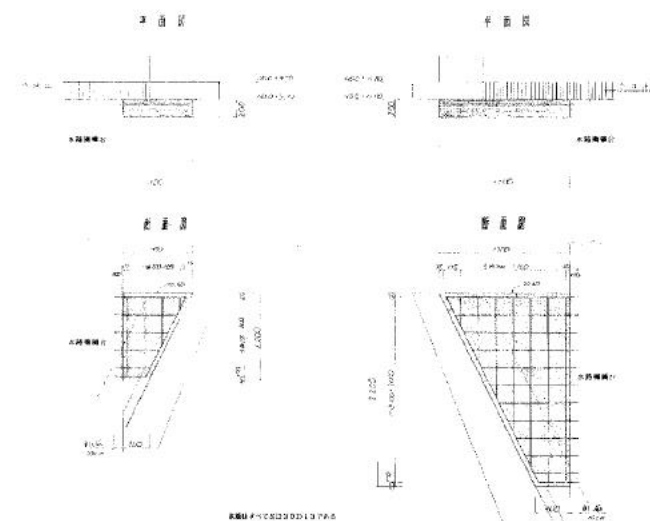


図- 3.10.2 後付けウイング参考図

6. 施工計画

6.1 工事用道路

6.3 工事用道路計画

6.3.1 工事用進入路

現地までの工事用進入路は、下図に示す通り、国道 102 号からのルートとし、第 2 号水路橋周辺までは既設道路を利用する。



図-6.3.1 工事用進入路計画



圖-6.3.2 工事用道路進入路(第2号水路橋付近)

6.3.2 工事用道路

第2号水路橋付近の工事用道路としては、下図のA-Cの3ルートが考えられる。以下に各ルートの特徴を示す。

■各ルートの特徴

- Aルート：橋脚基部へアクセスしやすい進入路である。
道路幅が狭いため、通行できる車両が制限される。
リンゴ畑への影響を考慮し、3m幅ぐらいの道路が望ましい。
- Bルート：A1 橋台までの比較的広い進入路である。
高い標高にあり、谷に降りるのは適さない。
A1-P1 間に仮設構台を設けることで、P1 橋脚付近まで大型重機が進入できる。
- Cルート：A2 橋台への最短アクセス路である。
民家連担区間にある狭い道路を通るため、近隣住民への影響が大きく、住民の協力が必要である。

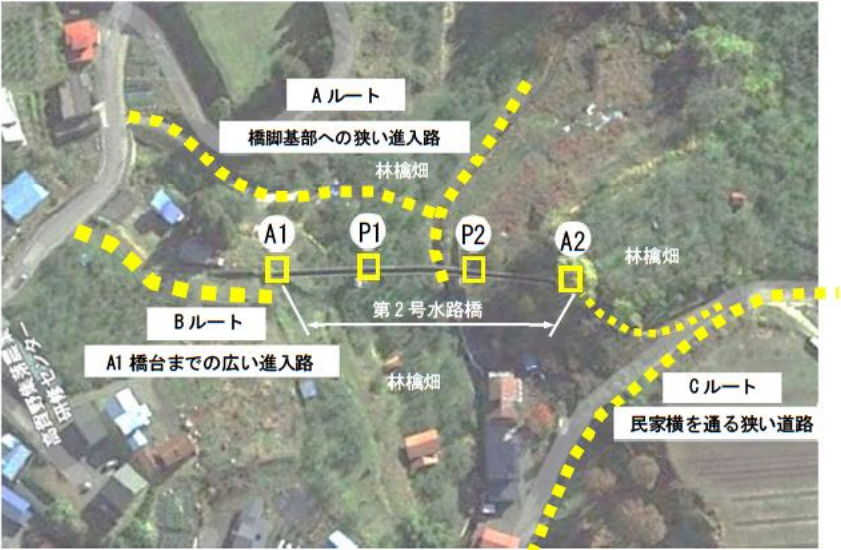


図- 6.3.3 工事用道路検討ルート

6.3.3 幅員

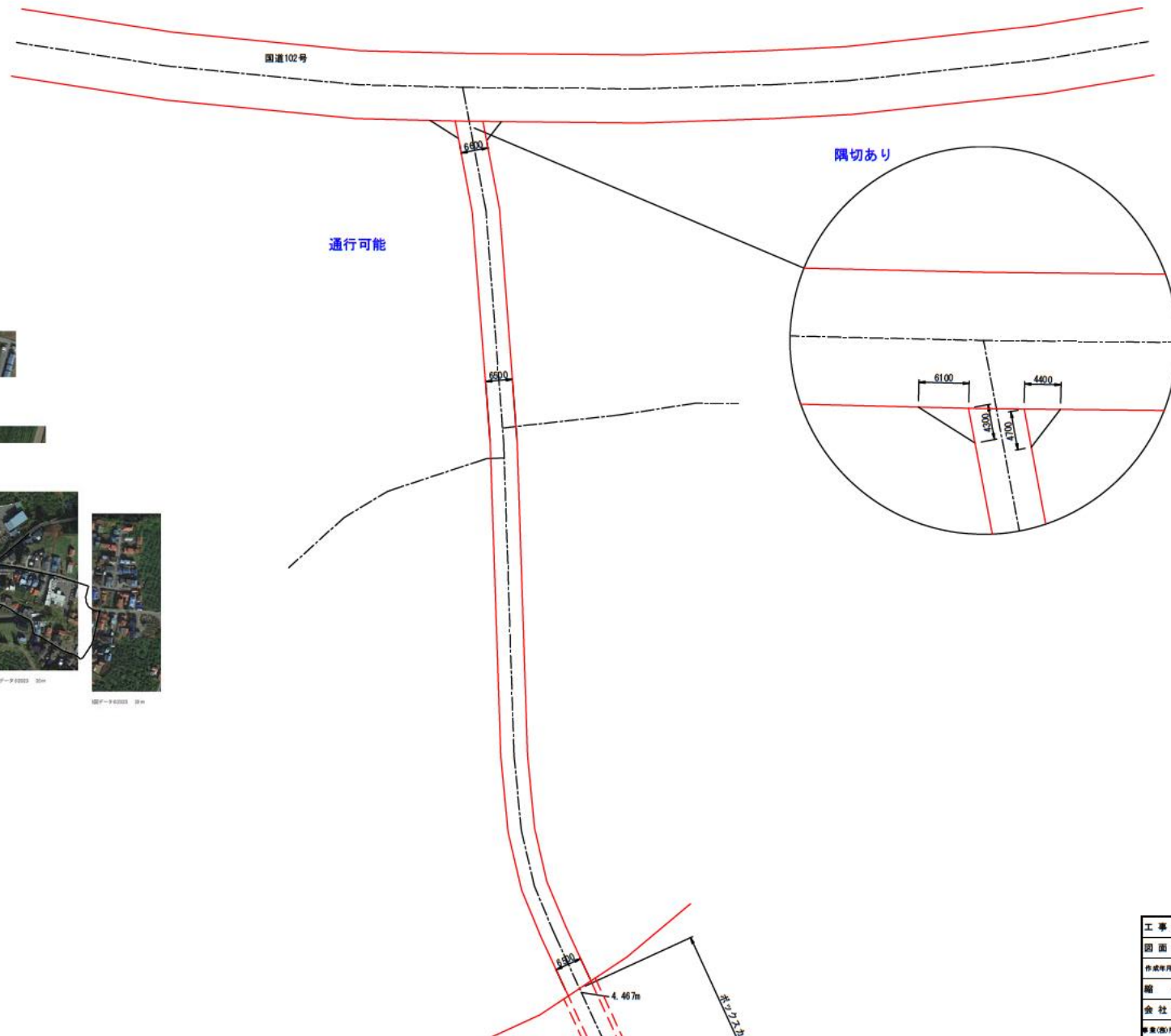
(1) 通行車両諸元

下表に、本工事で使用する主な車両を示す。

表- 6.3.1 通行車両一覧

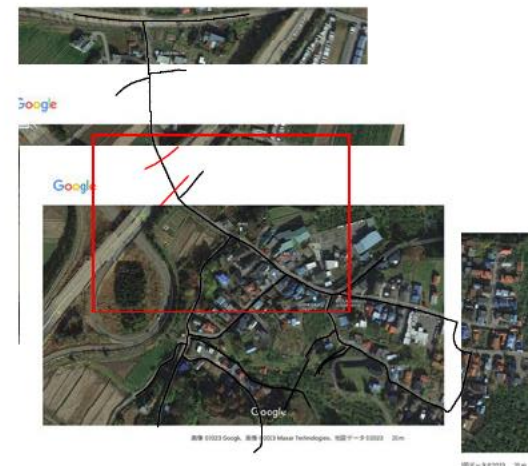
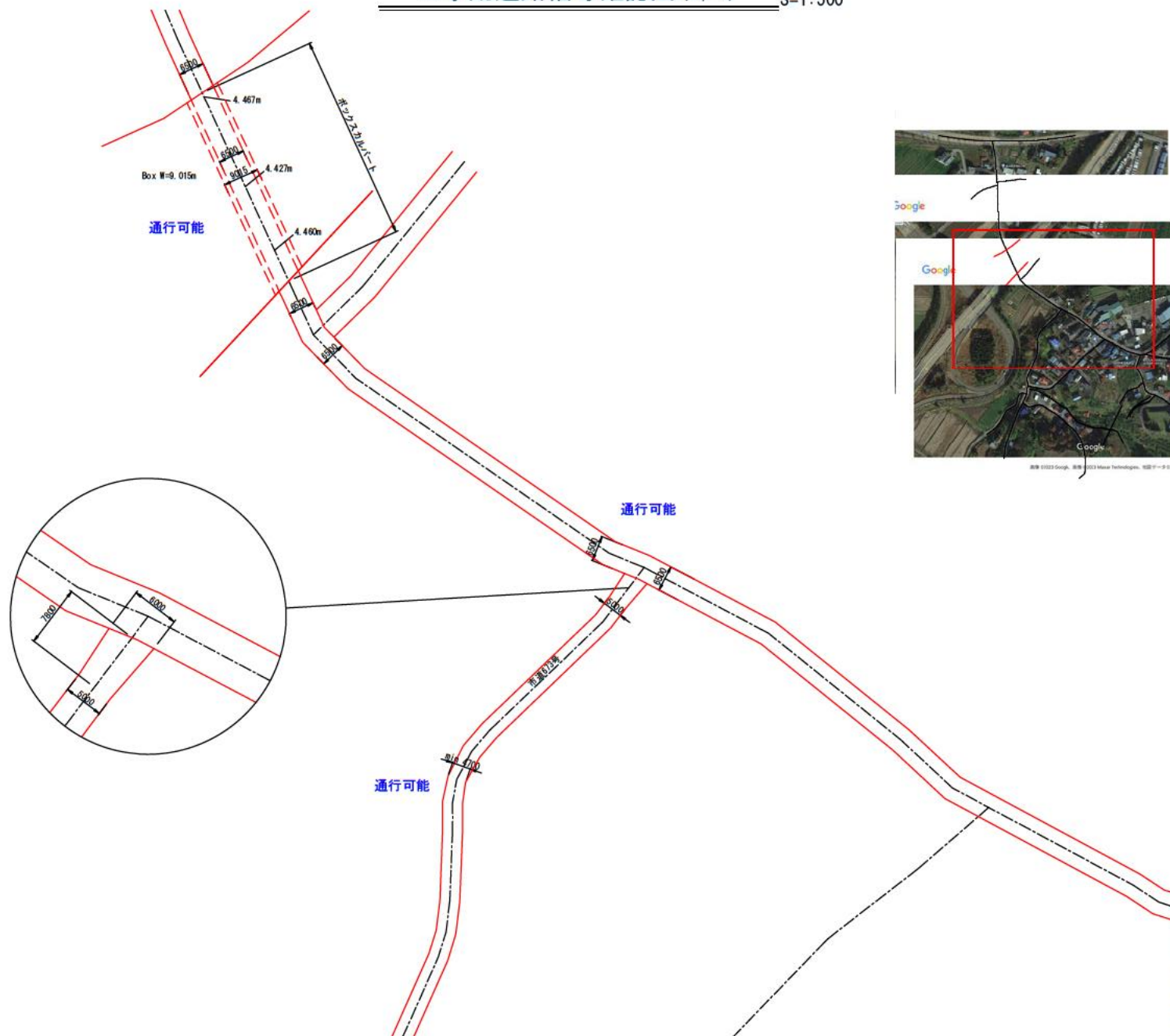
工種	施工機種	規格	全幅	備考
資材・土砂・重機の搬入搬出 殻・撤去物の搬出	トラック	10t 以下	2.50m 以下	土留め、鉄筋、バック ホウ等も運搬 詳細検討中
掘削	バックホウ	山積 0.5m ³ 以下	2.50m	検討中
資材設置・吊り込み等	ラフタークレーン	35t	2.75m	ライナープレート、 鉄筋等
コンクリート打設	コンクリート ポンプ車	ブーム長 28m	2.50m	検討中

S=1:500



工 事 名	令和5年度 浅草川二丁目排水水1号排水 浅草川左岸排水用水路 第2号水路 新築 北河原地区 測量設計 表番		
図 面 名	工事用道路幅等確認図 (1/4)		
作成年月日			
縮 尺	\$=1:500	図面番号	
会 社 名	[REDACTED]		
専 業 (西) 名	[REDACTED]		

工事用道路幅等確認図(2/4) S=1:500



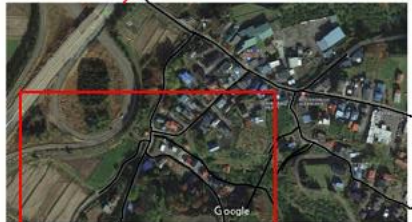
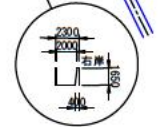
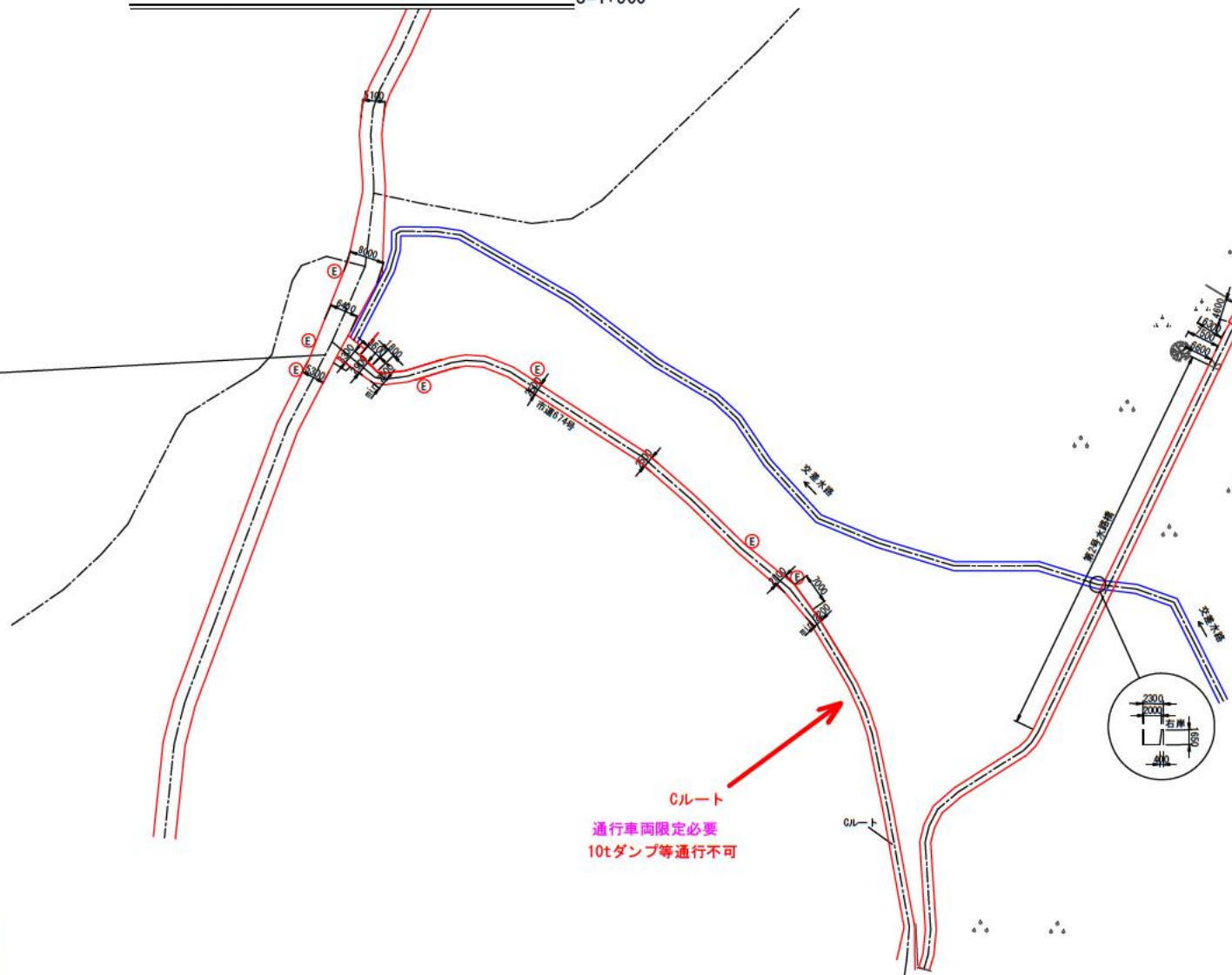
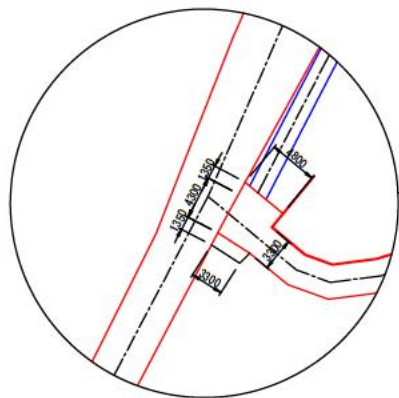
工事名	令和2年度 兵庫県道12号三木線 道路幅等確認図(2/4)		
図面名	工事用道路幅等確認図(2/4)		
作成年月日			
縮尺	S=1:500	図面番号	
会社名			
事業(所)名			

$S=1:500$



工 事 名	中河堤岸 港邊石砌二龍潭水壩工程 溫厝港新鎮尾水壩 第2號水壩牆 斷面化河寬調查 測量設計 發售		
圖 面 名	工事用道路幅等諸配圖 (3/4)		
作成年月日			
縮 尺	S=1:500	圖面番号	
会 社 名			
専 業 (商) 所 在			

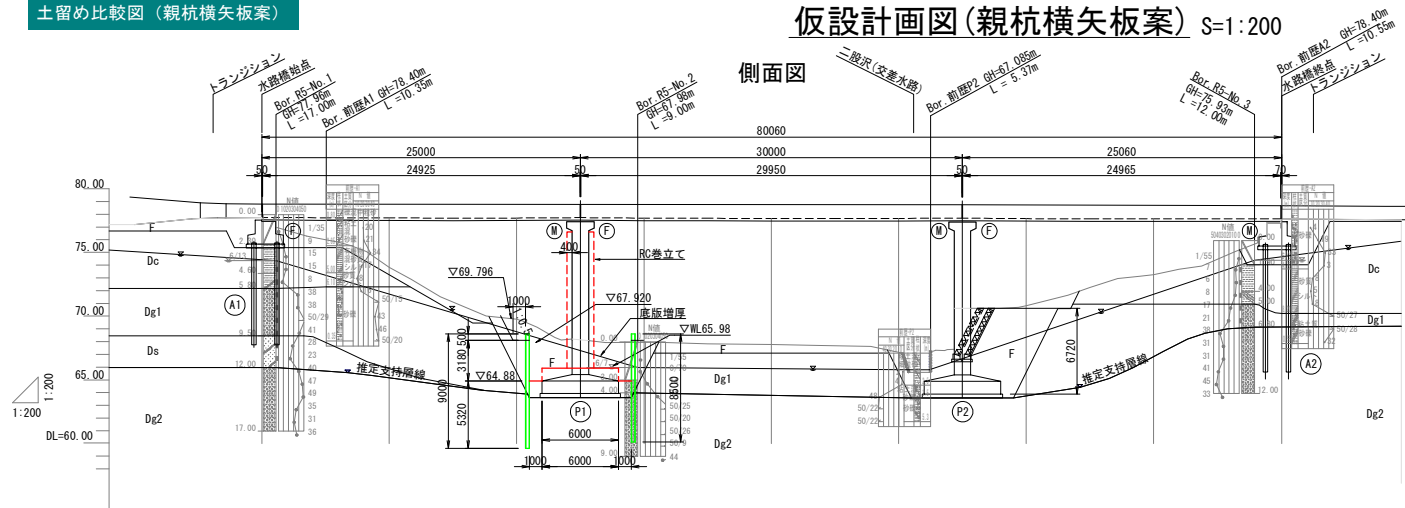
工事用道路幅等確認図(4/4) S=1:500



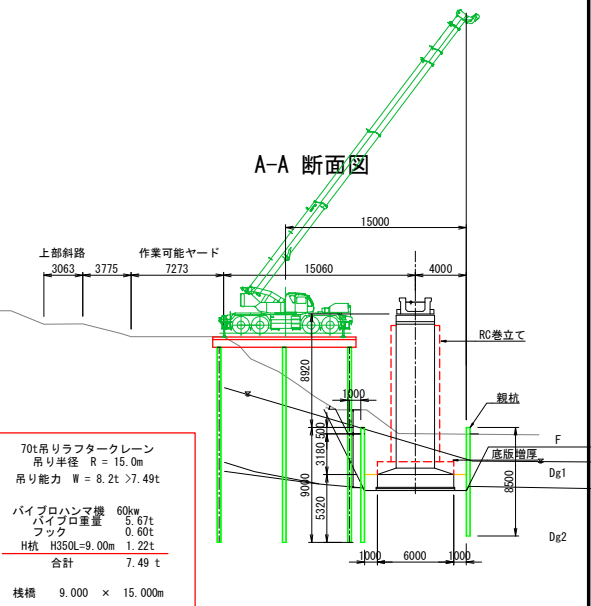
工事名	令和2年度 河原田町 河原田町立二軒倉庫大規模修繕工事 道路利用計画 第2号 工事用道路幅等確認図(4/4)		
図面名	工事用道路幅等確認図(4/4)		
作成年月日			
縮尺	S=1:500	図面番号	
会社名			
事業(部)所名			

土留め比較図（親杭横矢板案）

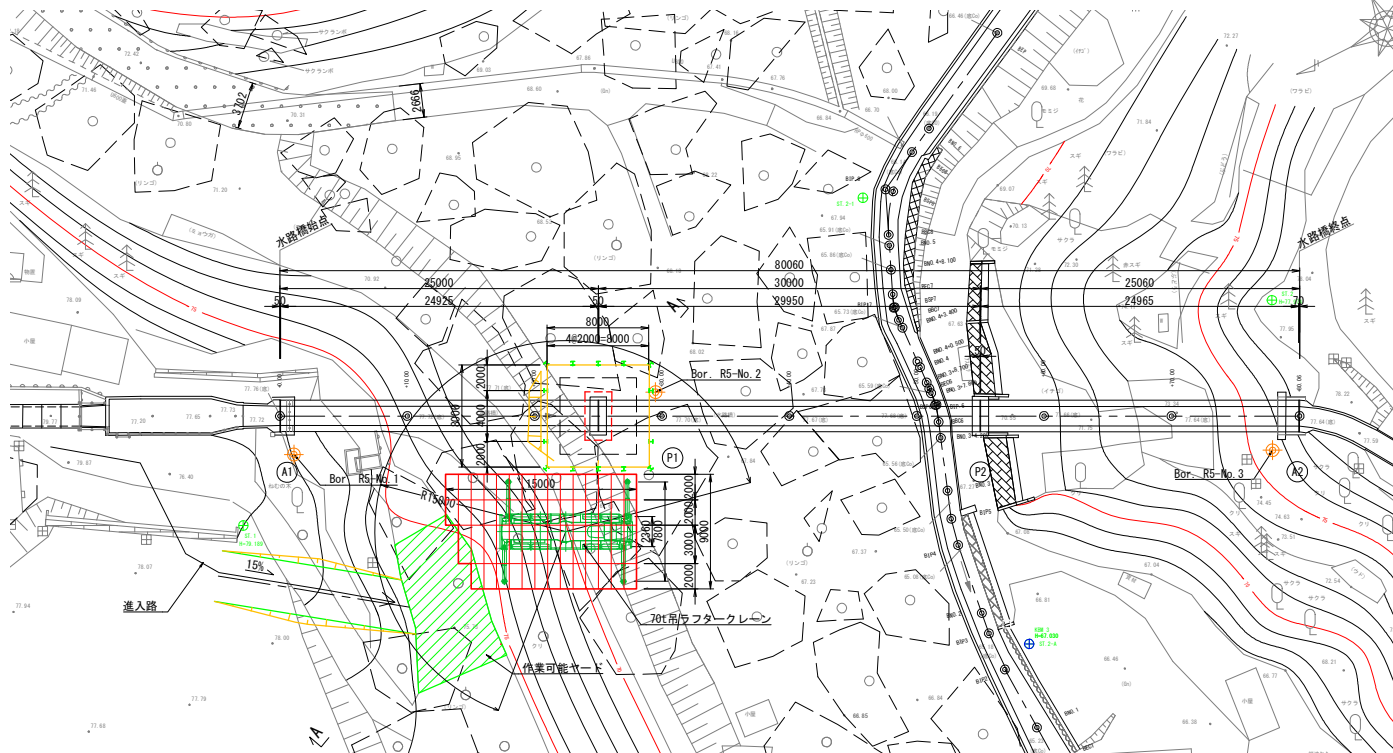
側面図



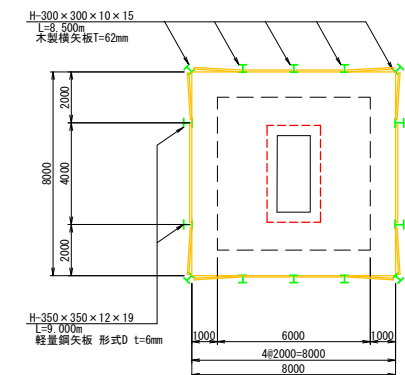
A-A 断面图



平面図



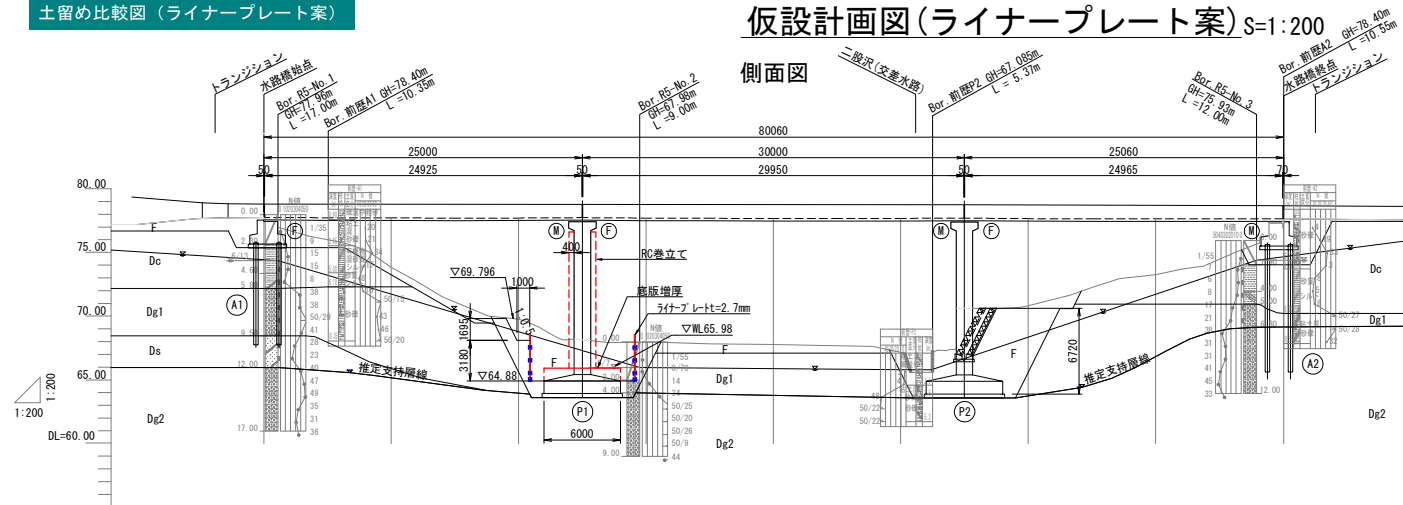
土留工平面図 S=1:100



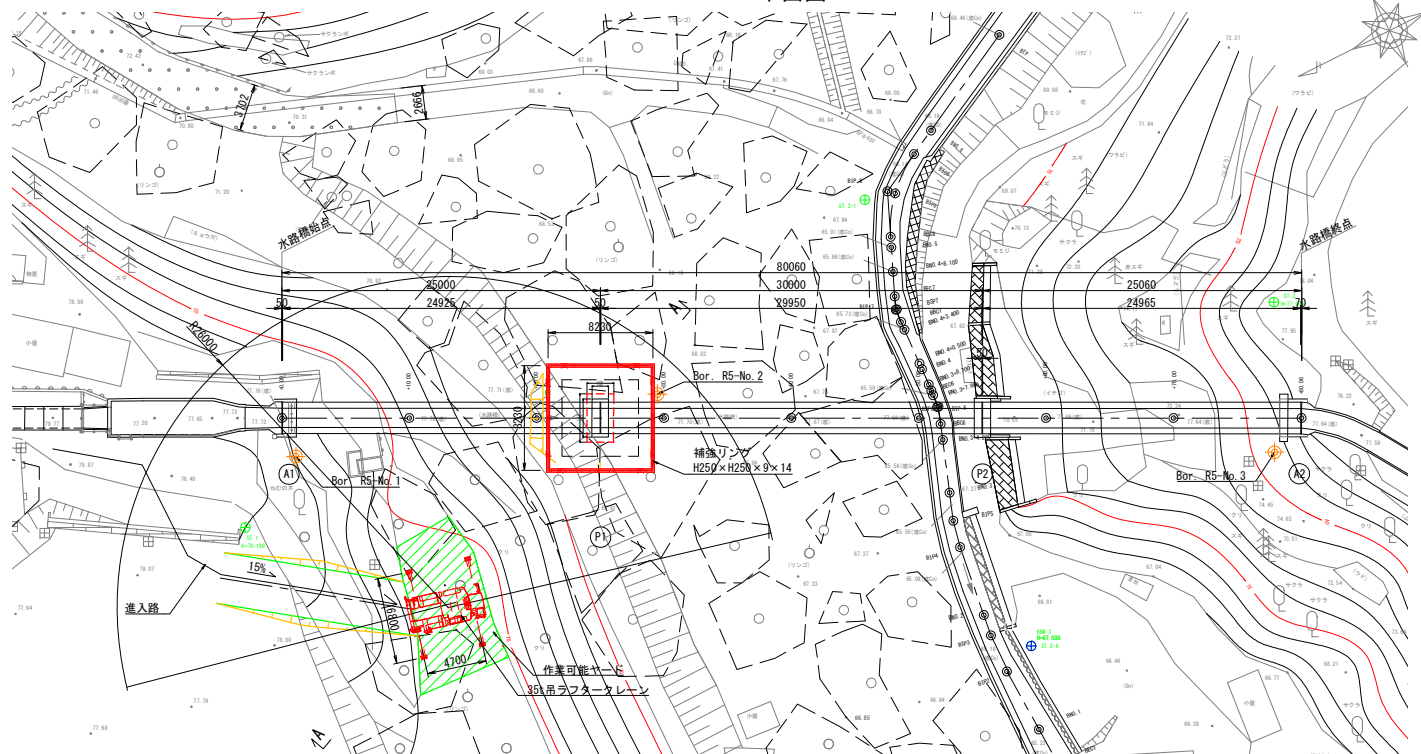
工 事 名	令和5年度 浅瀬石川二階農水水利事業 通瀬左岸幹線用水路 第2号水路新設区画築固対策設計業務		
図 面 名	仮設計計画(親杭横矢板案)		
作成年月日			
縮 尺	S=1:200	図面番号	1
会 社 名	[REDACTED]		
事業(商)所名	[REDACTED]		

土留め比較図（ライナープレート案）

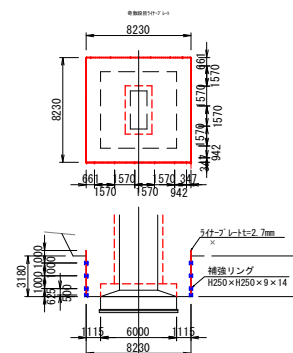
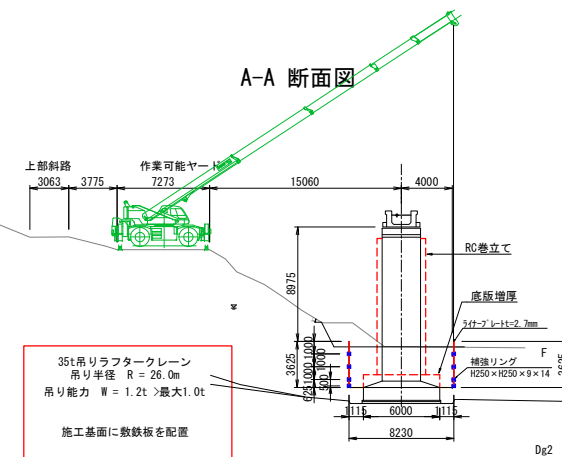
仮設計画図(ライナープレート案) S=1:200



平面图



A-A 断面图



工 事 名	令和5年度 浅瀬石川二期農業水利事業 浅瀬左岸幹線水路 第2号水路横断管化対策調査測量設計業務		
図 面 名	仮設計面図(ライナープレート案)		
作成年月日			
縮 尺	S=1:200	図面番号	1
会 社 名			
事業(務)所名			

令和 5 年度

浅瀬石川二期農業水利事業
温湯左岸幹線用水路 第 2 号水路橋
耐震化対策調査測量設計業務

第 3 回打合せ資料

令和 5 年 11 月 21 日

東北農政局

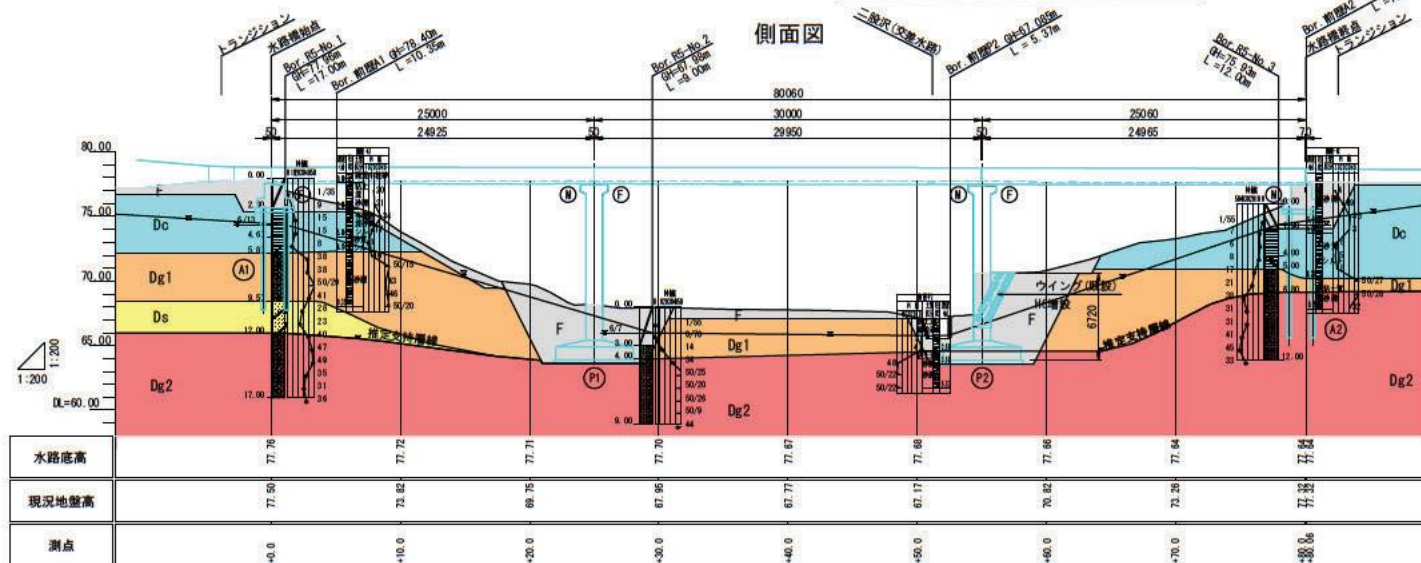
<目次>

1. 現況水路橋	1
2. 前回議事録確認	4
3. 水路内面底版調査結果	6
4. 耐震補強検討結果	8
4.1 上部工連続化による耐震補強検討	
4.2 上部工連続化設計	
4.3 橋脚補強検討	
4.4 P2 段落し補強設計	
5. 施工計画	21
5.1 工事用道路	
5.2 土留め計画	
巻末	36

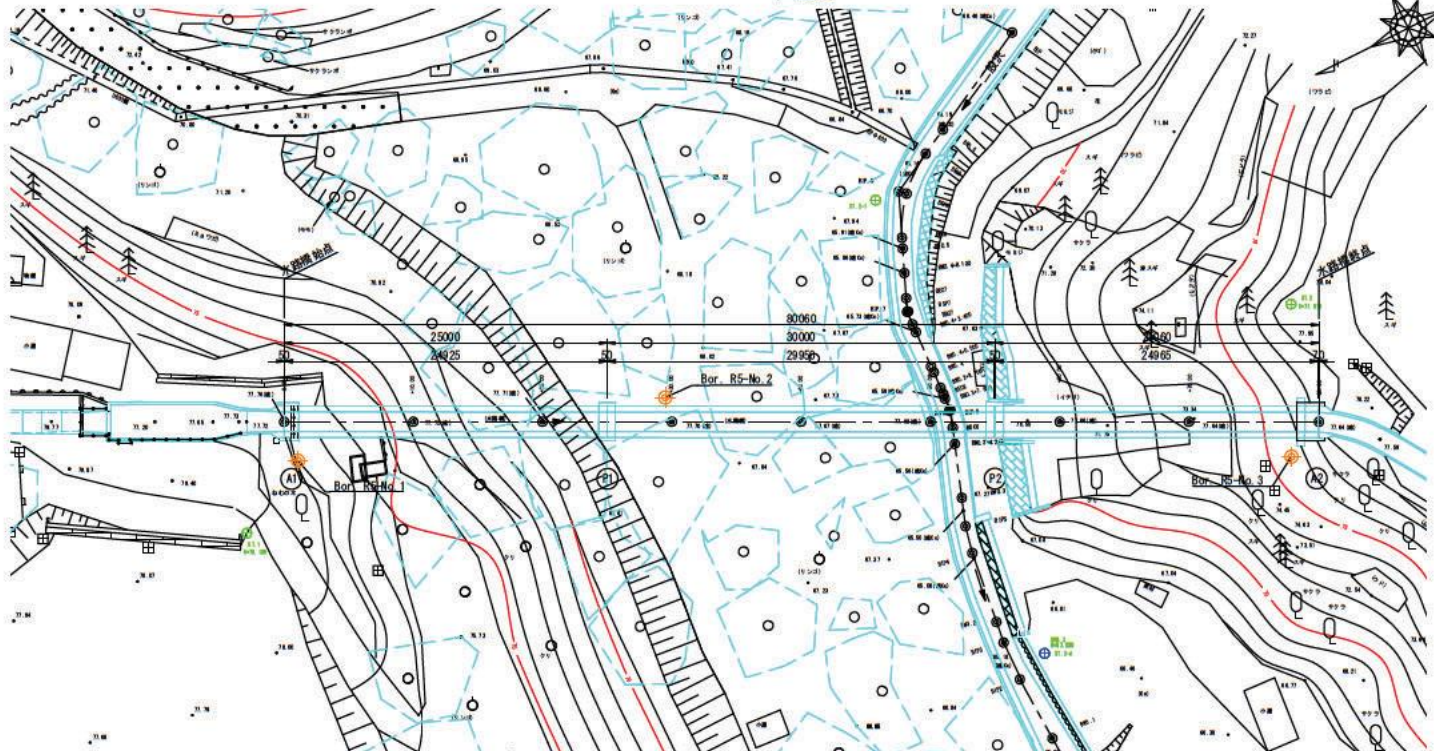
1. 現況水路橋

水路橋現橋一般図

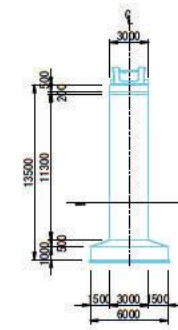
S=1:200



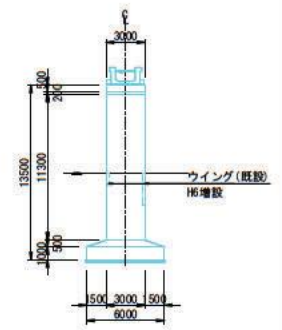
平面図



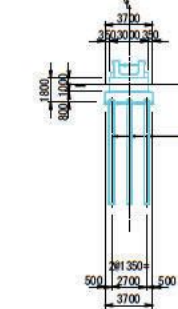
P1橋脚 正面図



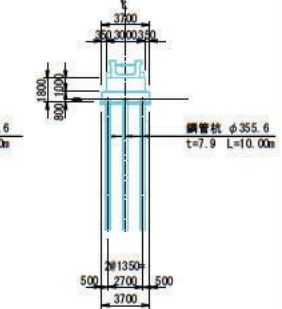
P2橋脚 正面図



A1橋台 正面図



A2橋台 正面図



設計条件(現橋)

橋梁名	通過左岸貯水池水路 第2号水路橋
橋梁形式	PCポステンブロック工法単線単桁3連
橋長	80.060m
支間長	23.875m、23.850m、23.875m
水路断面	B1.50m×H1.05m
橋脚形式	RC単柱式橋脚、直接基礎
橋台形式	逆T式橋台、鋼管杭基礎
当初建設年	昭和54年(推定)
改修履歴	上部工遊間部目地補修(年度不明) 上部工天端検査路撤去(推定、年度不明)
適用基準	上部工:プレストレストコンクリート道路橋示方書(昭和41年)
建設時(推定)	下部工:道路橋設計指針(昭和46年)

工事名	中河5年度 河川改修事業 河川改修事業 河川改修事業 河川改修事業 河川改修事業
図面名	水路橋現橋一般図
作成年月日	
縮尺	S=1:200 図面番号 1
金社名	
事業(期)名	

注)
1. 既設橋梁資料は、竣工図(以下移工の構造図・配筋図)があり、現況寸法と概ね一致しているが、構造計算書は橋梁等が現況寸法と一致しない。また、柱状部は1/2倍の断面寸法に改修されている。
2. 二股は水路橋竣工より後年に河川改修されており、水路橋竣工時に比べて河床が約1m下がっている。また、平成8年にP2橋脚付近にブロック橋梁が設置されるとともにP2橋脚のA2橋台上に翼壁が設置されている。





2. 前回議事録確認

(様式5号)

業務打合せ記録簿

第2回	前回	令和5年4月26日		追 番	1/4	頁
発注者確認日			受注者確認日			
令和 5年 10月 16日確認済			令和 5年 10月 6日確認済			
発注者	東北農政局		受注者			
件 名	令和5年度 浅瀬石川二期農業水利事業 湯湯左岸幹線用水路 第2号水路橋耐震化対策 調査測量設計業務			整理番号	2	
出席者名	発注者		日 時	令和5年10月4日 (水) 9:30~11:00		
	側担当					
	受注者		場 所	WEB会議		
側担当						
打 合 せ 資 料						
・ 第2回打合せ資料 ・ 電算機アウトプット資料						
打 合 せ 要 旨						
・ ロープアクセス調査結果、測量結果、地質調査結果、耐震照査結果および今後の予定について						
確 認 事 項						
主な確認事項を以下に示す。						
・ 水路橋の各径間のたわみは、たわみに起因するブロック目地部での漏水などが確認されないため、現時点で問題ないことを報告した。						
・ 液状化の検討におけるH29道路橋示方書適用の是非について、東北農政局土地改良技術事務所を通じて土地改良設計基準の「水路工」担当局の北陸農政局土地改良技術事務所、「耐震設計」担当局である東海農政局土地改良技術事務所に照会することとした。						
・ 耐震照査の結果、P1・P2橋脚はレベル2地震時の照査で段落し部と柱基部の耐力不足が確認された。A1・A2橋台については、RC躯体および杭基礎がレベル1地震時の照査を満足する。						
議 事 内 容						
本業務の第2回打合せを実施し、以下の通り内容を確認した。						
1. ロープアクセス調査結果						
① ロープアクセスによる近接調査の結果について報告し、水路橋の損傷状況を確認した。						
(次ページに続く)						

第2回	前回	令和5年4月26日		追 番	2/4	頁
議 事 内 容						
② 主な結果として上部工のブロック目地部に遊離石灰が確認されるものの、浮きや剝離は確認されなかった。						
また、「PCグラウト充填調査の優先度判定チェックシート」に示される主ケーブルのシース沿いのひび割れも確認されなかった。よって、上部工のPCグラウト充填調査の優先度判定が「低」となるため、PCグラウト充填調査は現時点では不要と考えられる。補修としては、ひび割れ補修・断面修復・漏水対策が必要と考えられる。						
③ 次の調査として、10月下旬に水路底版上面調査を行う。10/26・10/27で実施。本資料で速報。10/26・10/27に現地立会していただいた。						
④ 測量縦断面図より、水路橋の各径間のPC桁が12～50mm程度たわんでいる状態と考えられる。PC橋梁メーカー出身の技術者にヒアリングした結果、たわみに起因するブロック目地部での漏水などが確認されず、建設時に上げ越しせずに施工し、乾燥収縮とクリープの後に残ったたわみだと推定されるため、現時点で問題ないと考えられる。						
PC施工時の上げ越しの参考資料を提示する。また、今後の簡易な維持管理・モニタリングの方法を総合検討として整理する。						
2. 測量結果						
① 実施した作業項目・数量および成果内容について確認した。						
② P2橋脚付近構造物の形状寸法調査の結果、以下の通り、既往図面と異なる箇所があることを確認した。						
・ P2付近交差水路の護岸は概ね一致していたが、左岸側の護岸形式・形状寸法が既往図面と一部異なる。						
・ P2橋脚終点側の柱面の交差水路下流側に設けられた土留めコンクリートは、隣接したブロック積擁壁が既往図面よりA2側に設けられているため、下方に伸びた形になっている。						
③ 3級および4級基準点の設置状況を確認した。						
④ 3級基準点2点の成果検定証明書を提示した。						
3. 地質調査結果						
① 実施した作業項目・数量および成果内容について確認した。						
② 水路橋部の地質は、洪積層である第四紀更新世後期の河岸段丘堆積物が分布している。						
③ 地盤構成は、上層より埋土・盛土(F層)、洪積粘性土(Dc層)、洪積砂礫(Dg1層)、洪積砂礫2(Dg2層)が分布している。A1部のみDg1層の下に洪積砂質土層(Ds層)が確認される。						
④ 液状化検討用の室内土質試験として粒度試験と液性・塑性限界試験を行った結果、液状化の検討が必要な層(Dg1層,Ds層)があることが確認された。						
⑤ ボーリング3本と土質試験2式の成果検定証明書を提示した。						
(次ページに続く)						

第2回	前回	令和5年4月26日		追 番	3/4	頁
議 事 内 容						
4. 耐震照査結果						
(1) 設計条件						
①本水路橋の施設諸元や耐震照査方針について報告した。						
②耐震照査の準拠基準は土地改良設計基準「耐震設計」H27年に示されたH14道路橋示方書とする。						
③地質調査結果を基に地盤種別を判定した結果、A1・A2橋台はⅡ種地盤、P1・P2橋脚はⅠ種地盤として設計する。						
④橋台基礎は、H14道路橋示方書より、液状化が生じない地盤上の場合、レベル2地震動に対する照査を省略できる。						
⑤上部工重量として考慮する水荷重の設計水深は、安全側の設計水深となる満水とする。						
⑥雪荷重は、周辺の4つの観測所の内、架橋地からの距離および標高より、青森大谷の過去10年以内の最大積雪量167cmを用いて設定することを提案した。本地区内の雪荷重の設定方法との整合を確認いただく。 整合確認をお願いしたい						
(2) 液状化の検討						
①H14道路橋示方書による検討では、A1橋台部ではDs層に、A2橋台部ではDg1層の上側に液状化が生じる結果となった。						
②本業務の技術提案事項である最新知見のH29道路橋示方書(以下、H29道示)を適用した場合、H14道路橋示方書で液状化の判定を行うのがよいとされていた洪積層が液状化の判定の対象ではなくなり、Dg1層とDs層は液状化が生じないとなる。H29道示はH23年に起きた東日本地震後の知見や技術の蓄積により液状化判定の精度が向上したものであるため、H29道示による液状化判定とすることを提案した。 提案内容については、土地改良設計基準の「水路工」、「耐震設計」を所管している北陸農政局と東海農政局に確認の上、決定する。また、受注者側でH29道路橋示方書を適用した事例について、報告書の抜粋等を提供する。						
(3) 橋脚・橋台の耐震照査結果						
①耐震照査の上部工反力として、桁自重のみ、桁自重+水荷重、桁自重+雪荷重の3ケースを比較した結果、一番反力の大きい桁自重+水荷重のケースを用いる。						
②P1・P2橋脚の耐震照査の結果、レベル1地震時は柱基部の応力度に余裕があるが、レベル2地震時はタイプⅡの照査で段落し部の曲げ耐力の不足および柱基部の保有水平耐力が不足する。よって、柱は耐震補強が必要である。 直接基礎は、レベル1地震時は安定計算と応力度ともに余裕がある。レベル2地震時はフーチング耐力に余裕がないため、柱耐力を増加させると、フーチング補強が必要になる。						
③ A1・A2 橋台の耐震照査の結果、レベル1地震時は堅壁・フーチングの応力度に余裕があり、杭基礎もレベル1地震時は安定計算と応力度ともに余裕がある。よって、橋台はレベル1地震時の耐震照査を満足したので、補強は不要となる。						
④電算機の計算手法及びアウトプットの様式について監督職員の承諾を得た。						
		(次ページに続く)				

第2回	前回	令和5年4月26日		追 番	4/4	頁
議 事 内 容						
(4) 落橋防止システム照査結果						
①農水省土地改良設計基準担当局に確認いただいた結果、本橋梁は水路橋であり、水管橋ではないため、道路橋示方書に準拠して照査を行う。						
②落橋防止システムを照査した結果、以下の通りとなった。						
1) 必要桁かかり長は満足しているため、沓座拉幅は不要。						
2) 落橋防止構造は未設置のため、全ての桁端部に落橋防止構造の設置が必要。						
3) 既設支承がレベル2地震時の照査を満足しないため、全ての支承部に変異制限構造の設置が必要。						
5. 今後の予定						
①橋脚の耐震補強を設計する際に、上部工を連続化させることでP2橋脚が段落とし補強のみとし、P2橋脚部の補強工事の掘削等を軽減可能か検討する。						
②P1橋脚部の補強のための仮設計画について検討を進める。						
③次回打合せは11月下旬の予定とする。						
次回打合せには、別途東北農政局が発注するホームドクター業務において選定する外部技術者も参加し、①②について意見等をいただく。						
		以 上				

3. 水路内面底版調査結果

2.3.1 水路内面底版調査結果概要

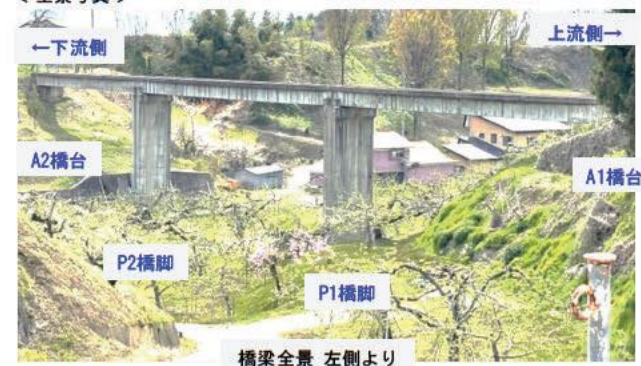
< 基本諸元 >

橋梁名	第2号水路橋	橋 長	80.100m
フリガナ	ダイ2ゴウスイロキョウ	水路断面	B1.50*H1.05m
路線名	温湯左岸幹線用水路	橋梁形式	PCボスデンプロック 工法単純桁 3連
所在地	青森県黒石市宇龍ノ口	下部工形式	逆T式橋台 杭基礎×2 単柱橋脚 直接基礎×2
架設年度	1979年(S54)	交差条件	交差水路、リンゴ畑

特 徴	・上部工は、PCケーブルのグラウト充填不良が生じやすく、PCケーブルの破断により突然落橋した事例があるブロック工法である。 ・積雪寒冷地域に位置する。 ・A1橋台からP1橋脚付近は周辺がリンゴ畑である。 ・建設後44年が経過している。
補修履歴	なし。桁遊間部の目地補修跡あり。
既往調査履歴	2016年度に上部工の内側側壁部のみ変状調査実施。



< 全景写真 >



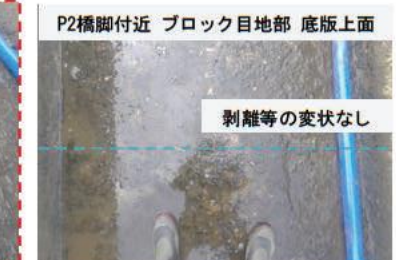
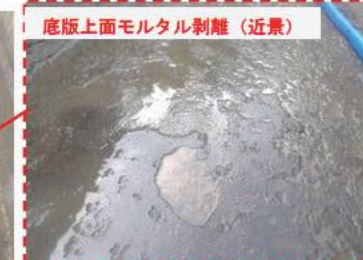
< 調査結果 >

調査日	2023/10/26・10/27	主な結果
調査対象	第3径間 上部工水路内面 底版上面	
主な変状		・底版上面に防水モルタルが施されており、その剥離が全体的に生じていた。 ・底版上面は防水モルタルが施されているため、底版自体のひび割れ・剥離・鉄筋露出などは確認されなかった。 ・その他、側壁部であるが、摩耗および欠損の補修跡、目地被覆材の破れを確認した。 ・なお、ブロック目地部の底版上面にも変状は確認されない状況であった。
底版上面	土砂・コケ堆積(全体) 防水モルタルの剥離(全体)	
側 壁	摩耗、摩耗による骨材露出(H=600mm以下で全体)(H28過年度調査でも確認) 欠損・補修跡*2	
目地部	目地被覆材 破れ(A2橋台部)	
		以上より、主に側壁や底版の摩耗の進行に対する補修対策(表面保護工など)が必要と考えられる。

< 調査状況 >

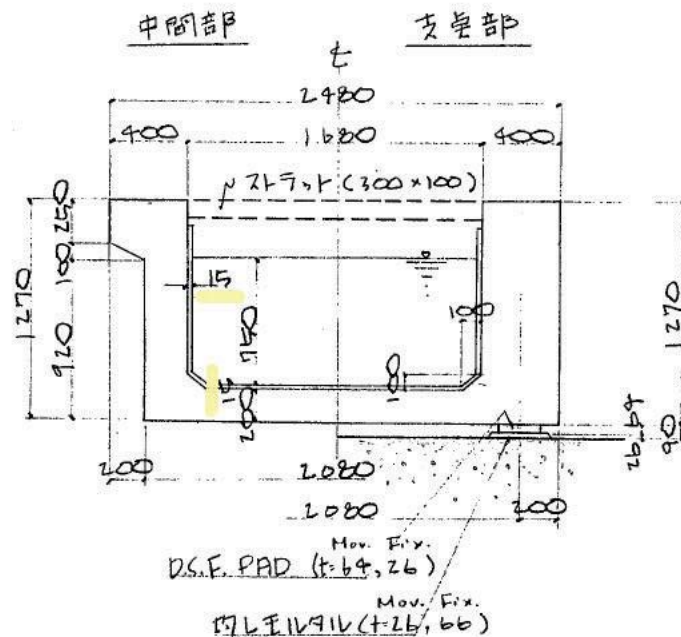
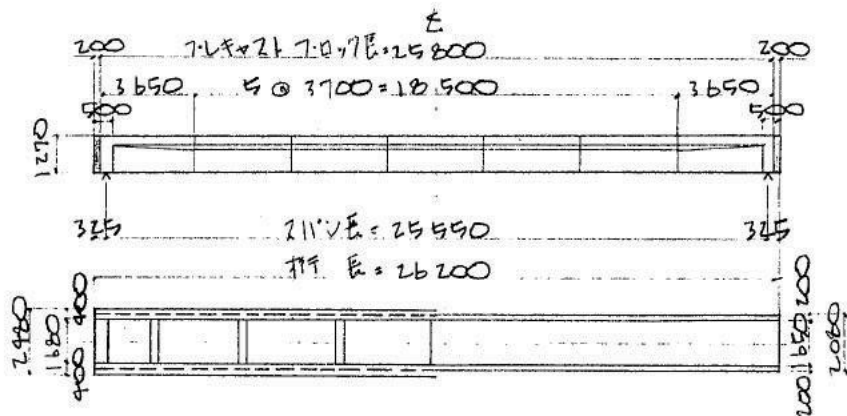


< 変状写真(代表) >



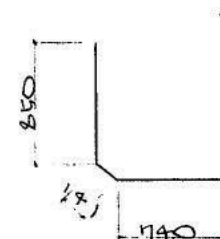
第2号水路橋の前歴設計報告書には、防水モルタルの記載がないが、少なくとも底版には施工されていたと考えられる。

3). 一般寸法



1-2. その他・死荷重

a). 防水モルタル



$$t = 15 \text{ mm}$$

$$ZL = 2 \times (0.850 + 0.141 + 0.740) = 3.462 \text{ (m)}$$

$$W_{d1} = 2.100 \times 3.462 \times 0.015 = 0.109 \text{ (t/m)}$$

b). ストラウト

$$\begin{aligned} \text{中間部} &: 7 \times 0.300 \times 0.100 \times 1.68 \times 2.5 = 0.882 \text{ (t)} \\ \text{端部} &: 2 \times 0.500 \times 0.100 \times 1.68 \times 2.5 = 0.420 \end{aligned}$$

$$W = 0.882 + 0.420 = 1.302 \text{ (t)}$$

伸張分布荷重

$$W_{d2} = 1.302 / 26.200 = 0.0497 \text{ (t/m)}$$

c). 1.5t L-11 (50 t/m)

$$W_{d3} = 2 \times 0.05 = 0.100 \text{ (t/m)}$$

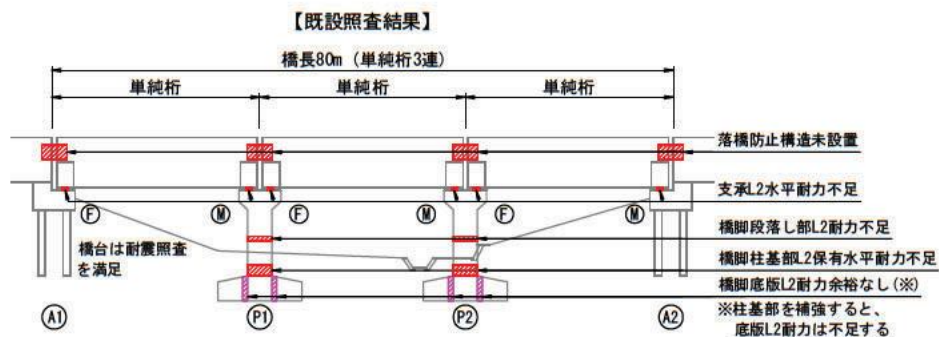
d). 合計

$$ZLW_{d1} = 0.109 + 0.050 + 0.100 = 0.259 \text{ (t/m)}$$

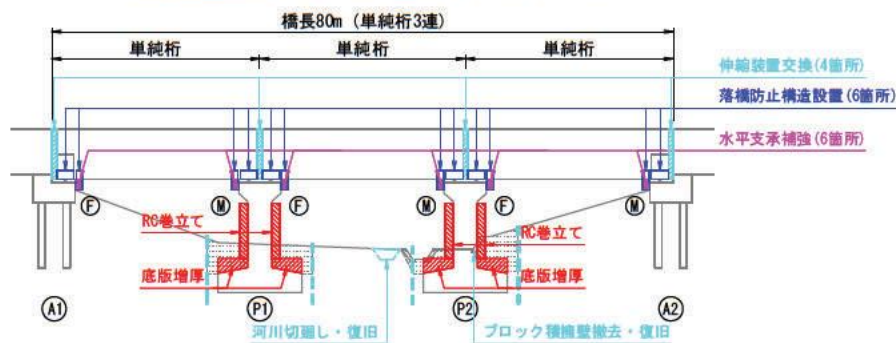
4. 耐震補強検討結果

4.1 上部工連続化による耐震補強検討

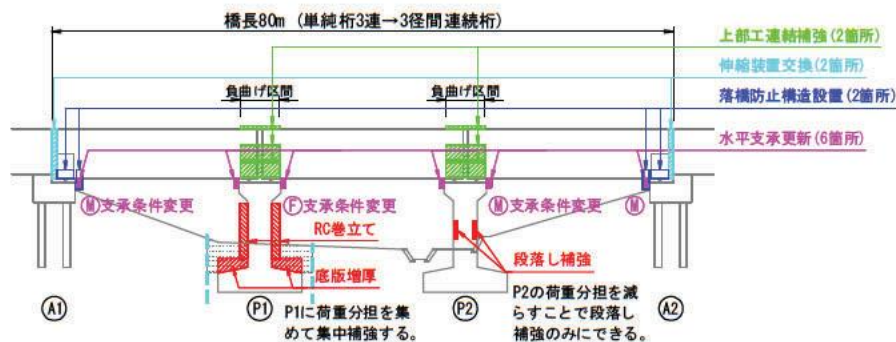
1. 既設照査・耐震補強の概要



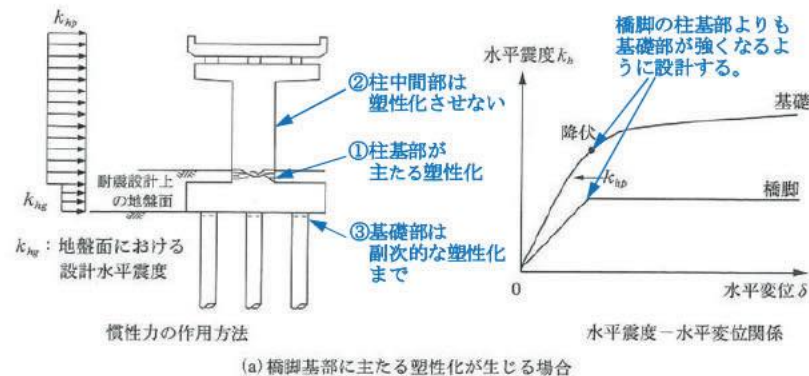
【上部工を連続化せずに耐震補強する場合のイメージ】



【上部工を連続化した上で耐震補強する場合のイメージ】



参考資料 橋脚各部(柱基部・柱中間部・基礎部)における耐震設計の基本概念



出典) 道路橋示方書 V耐震設計編 H24 p. 239 に、青字を加筆

参考資料 耐震補強として、「単純桁数連の既設上部工を連続化」する例

図-6.1 に橋全体系の耐震補強工法を適用した例を示す。図-6.1(a)は通常の橋脚の耐震補強を行う例であり、河川内の橋脚に対して水中部での施工を行うため仮締切工が必要となる。図-6.1(b)は橋全体系の耐震補強工法の例であり、上部構造の連続化・連結化を行うとともに、支承を免震支承に交換し、全体構造系を免震構造に変更して地震時慣性力の低減を図ることで、各下部構造の補強対策を不要とする工法である。

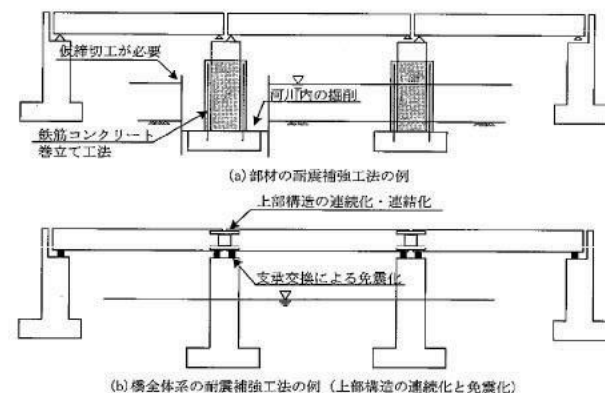
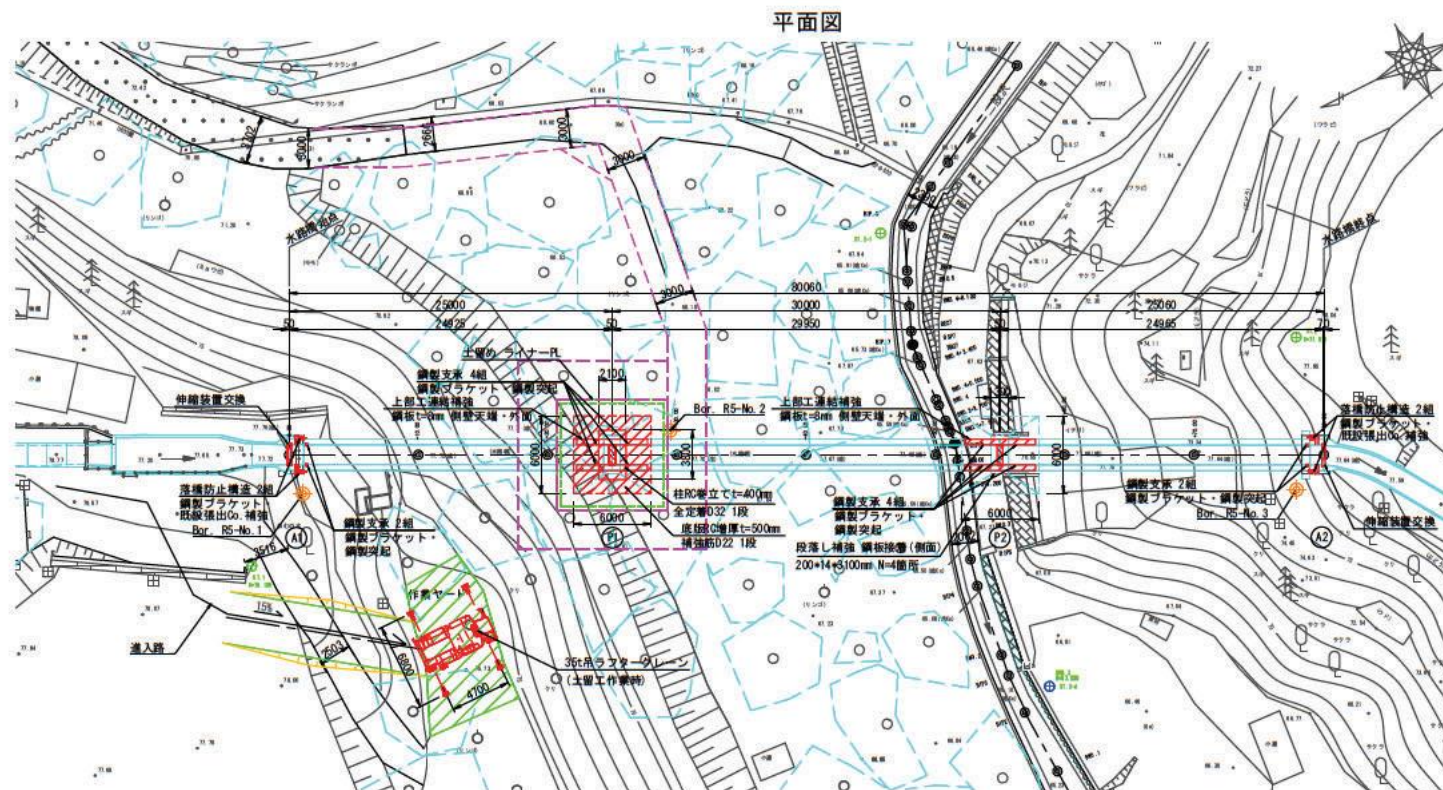
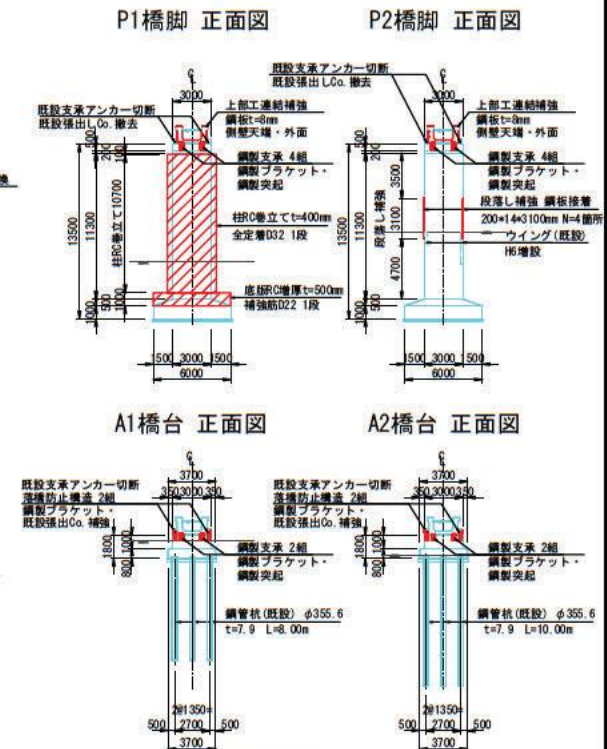
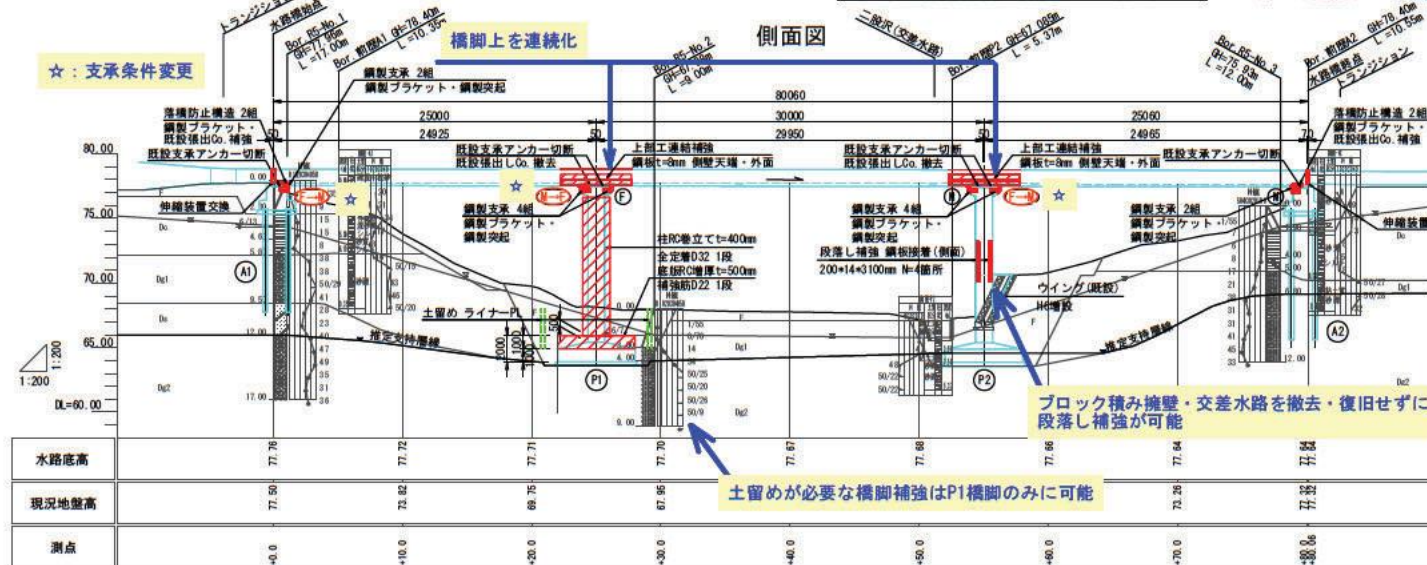


図-6.1 部材の耐震補強と橋全体系の耐震補強の比較

出典) 既設橋梁の耐震補強工法事例集 H17 p. I-79

＜上部工連続化＋耐震補強案＞ S=1:200

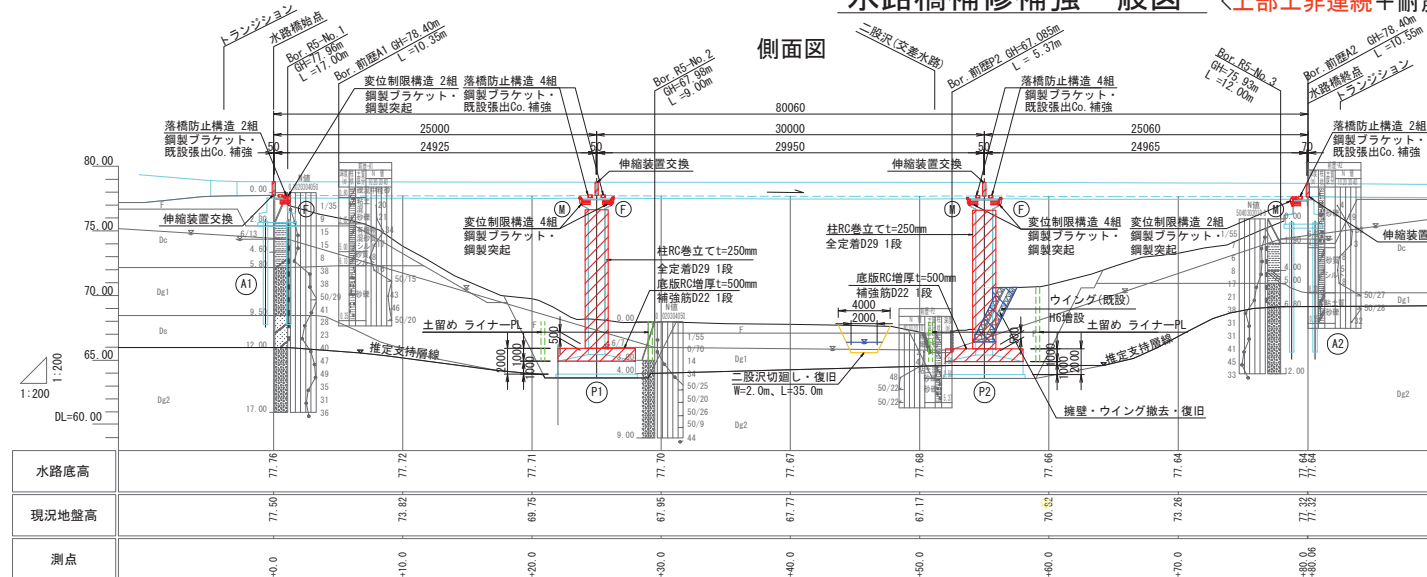


設計条件(耐震補強)	
構 造 名	温湯左岸幹線水路 第2号水路橋
構築形式(既設)	PCボスตันブロック工法連続橋樑
構築形式(補強後)	3径間連続PCボスตัน橋樑(ブロック工法)
構 造 長	80.06m
支 間 長	23.875m、23.850m、23.875m
水路断面	B1.50m×H1.05m
橋樑形式	RC箱柱式橋樑、直接基礎
当初形式	遊丁式橋樑、鋼管杭基礎
当初建設年	昭和54年(推定)
適用基準 (建設時(推定))	上部工：プレストレストコンクリート連続橋工法(昭和46年) 下部工：連続橋樑設計指針(昭和46年)
適用基準 (耐震補強)	土地改良設計基準 水路工(平成26年3月) 土地改良設計指針 新設計(平成27年5月) 連続橋樑方策(平成14年3月)
重要度区分	A (土地改良設計基準適用)
地盤種別	橋脚：I種地盤、橋台：II種地盤
水平断面	橋脚：B ₁ =0.20、橋台：B ₁ =0.25
使用材料 (既設)	上部工：コンクリート S50A ₂ 、S30A ₂ 、PC鋼筋 下部工：コンクリート：T19A ₂ 、鋼筋：S32E5
使用材料 (耐震補強)	コンクリート：T24-12-B266、鋼筋：SD345 鋼材：S5400、S5400、S3400、鋼線棒：アラミド

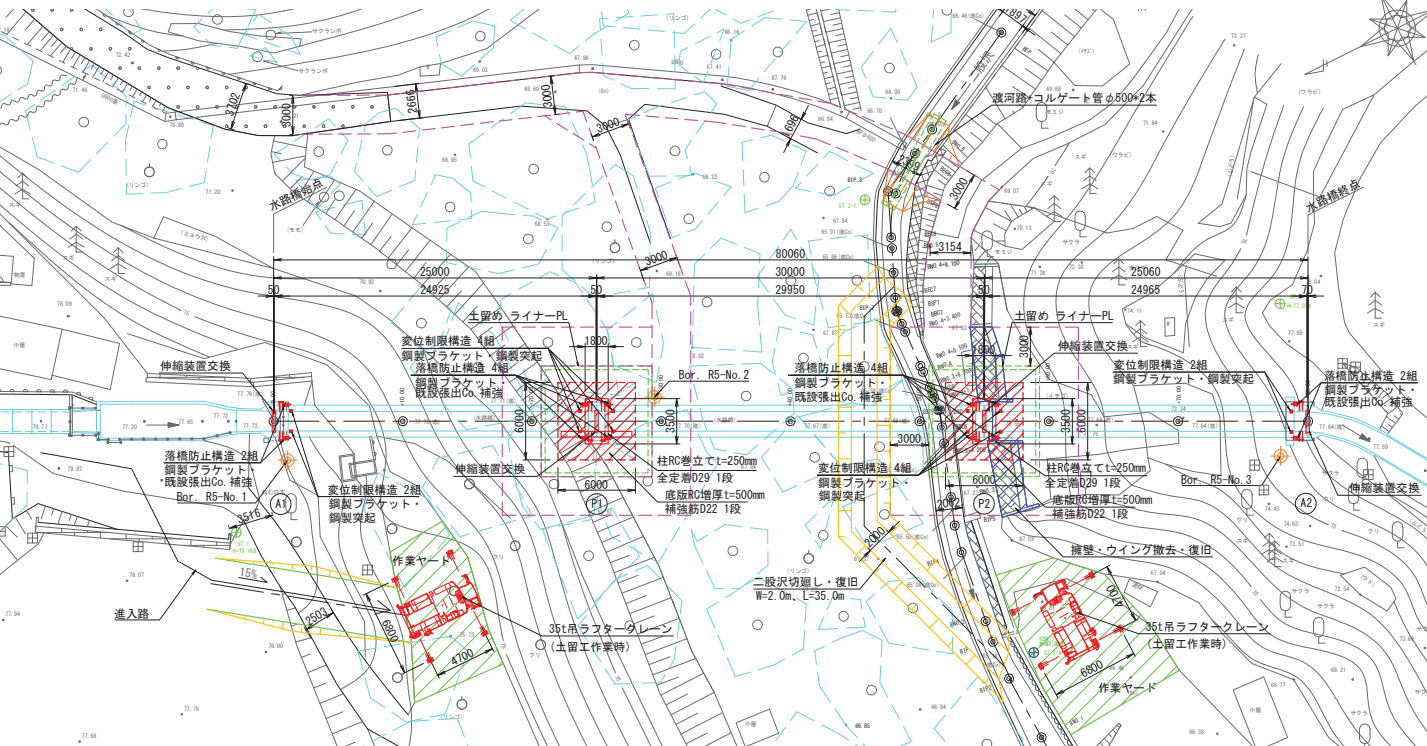
(注)	1. 本工事は、①上部道路補修(側道工)、②中央支保壁(全地下工)、③橋脚土留壁工(側道工)、④中継橋脚工(側道工)、⑤片側橋脚部改良工、⑥道路改良工(側道工)の6工種からなるものである。 ②～⑥は片側支保壁の取組工事をいうものである。 2. 既設橋脚資料は、竣工より2年間の構造部、配筋図等、現地寸法と図面と一致するが、構造部資料は竣工より4年と一致しない。また、現地寸法は竣工より2年間の構造部資料と一致するものである。 3. 二河氏は水防施設より5年後に引当可算され、水防施設工事に比べて両氏が約半下がる。また、平成15年に引当付還付にブロック工	工 事 名 令和5年度 水防施設より2年度水防事業 令和5年度 水防施設より2年度水防事業 令和5年度 水防施設より2年度水防事業
		図 面 名 水路橋補修補強一般図(連続化案)
		作成 年 月 2023.07.20
		縮 尺 S=1:200
		図 面 番 号 2023.07.20
		会 社 名 株式会社

水路橋補修補強一般図

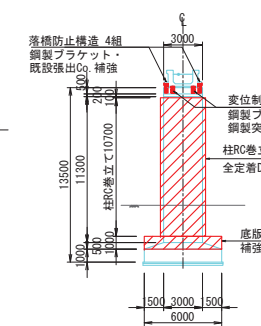
〈上部工非連続+耐震補強案〉 S=1:200



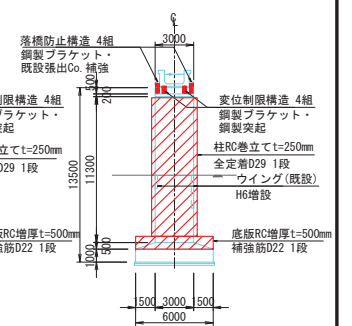
平面図



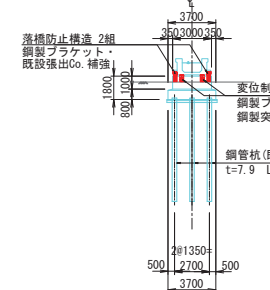
P1橋脚 正面図



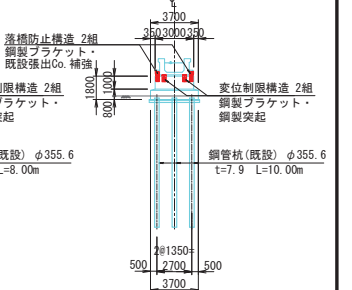
P2橋脚 正面図



A1橋台 正面図



A2橋台 正面図



設計条件(耐震補強)

橋梁名	温湯左岸幹線水路 第2号水路橋
橋梁形式(既設)	PCボスンプブロック工法単純橋3連
橋梁形式(補強後)	同上
橋長	80.060m
支間長	23.875m、23.850m、23.875m
水路断面	B1.50m×H1.05m
橋脚形式	RC単柱式橋脚、直接基礎
橋台形式	逆T式橋台、鋼管杭基礎
当初建設年	昭和54年(推定)
適用基準	上部工：プレストレストコンクリート道路橋示方書(昭和43年) 下部工：道路橋耐震設計指針(昭和46年)
適用基準(耐震補強)	土地改良設計基準 水路工(平成26年3月) 土地改良設計指針 耐震設計(平成27年5月) 道路橋示方書(平成14年3月)
重要区分	A (土地改良設計基準書)
地盤種別	橋脚：I種地盤、橋台：II種地盤
水平震度	橋脚：Kh=0.20、橋台：Kh=0.25
使用材料	上部工：コンクリート：50N/mm ² 、30N/mm ² 、PC鋼線：12T12.4 (既設) 下部工：コンクリート：21N/mm ² 、鉄筋：SD295
使用材料(耐震補強)	コンクリート：24-12-258B、鉄筋：SD345 鋼材：SM490Y

工事名	令和5年度(後)温湯左岸幹線水路 第2号水路橋耐震補強工事
図面名	水路橋補修補強一般図(非連続化案)
作成年月日	
縮尺	S=1:200 図面番号 1
会社名	
事業(所)名	

注) 1. 本図は、採用案との対比のために、上部工を連続化せずに単純橋3連のまゝ耐震補強を行う場合の耐震補強内容を示すものである。
補強内容は、①変位制限構造設置(全下部工)、②落橋防止構造設置(全下部工)、③伸縮装置交換(全下部工)、④P1橋脚柱部RC巻立て・底版RC増厚補強、⑤P2橋脚柱部RC巻立て・底版RC増厚補強となる。
また、④⑤に伴う土留工等の仮設工事が必要となる。

§1. 上部工連続化設計

(1) 設計方針

- ① 橋梁形式を現在の単純桁3連から3径間連続桁に変更する。
- ② 支承条件は、橋軸方向にはP1橋脚を1点固定に、直角方向には全固定に変更する。
- ③ 既設桁は施工後44年経過しているため、コンクリートのクリープ・乾燥収縮は、完了しているものとする。
- ④ 橋脚上の桁遊間は、無収縮モルタルを充填し、既設桁の外面および上面に鋼板接着を行って連続化する。また、無収縮モルタル部からの漏水を防ぐため、水路内面には繊維シート接着工を併設する。
- ⑤ 橋脚上遊間部のせん断力に対しては、補強鋼板のみが抵抗するものとする。
- ⑥ 橋脚上遊間部の正負交番する水平力による曲げモーメントに対しては、補強鋼板のみが抵抗するものとして設計する。
- ⑦ 鉛直力に対しては、桁自重+プレストレスまでが単純桁に作用し、水荷重と雪荷重が3径間連続桁に作用するものとして設計する。
- ⑧ 直角方向地震力に対しては、全荷重が3径間連続桁に作用するものとして設計する。
- ⑨ 鉛直力に対する断面力解析は、橋脚上に鉛直ばねを持ったゴム支承が2列あるものとして計算する。
- ⑩ 直角方向地震力に対する断面力解析は、新設支承（橋脚前面の鋼製ブラケット上鋼製突起）の位置を支点として設計する。

(2) 設計条件

- 1) 主な適用基準、参考文献
道路橋示方書 H14 (社) 日本道路協会

2) 使用材料、許容応力度

コンクリート	$\sigma_{ck} = 50$ N/mm ²
ヤング係数	$E_c = 3.3E+04$ N/mm ²
無収縮モルタル	$\sigma_{ck} = 40$ N/mm ²
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 11$ N/mm ² ∵ H24道路橋示方書Ⅱ鋼橋編p.347より $\sigma_{ck}/3.5$

鋼材 SS400

ヤング係数	$E_s = 2.0E+05$ N/mm ²
許容引張応力度	$\sigma_{ta} = 140$ N/mm ²
許容せん断応力度	$\tau_a = 80$ N/mm ²

許容応力度の地震時割増

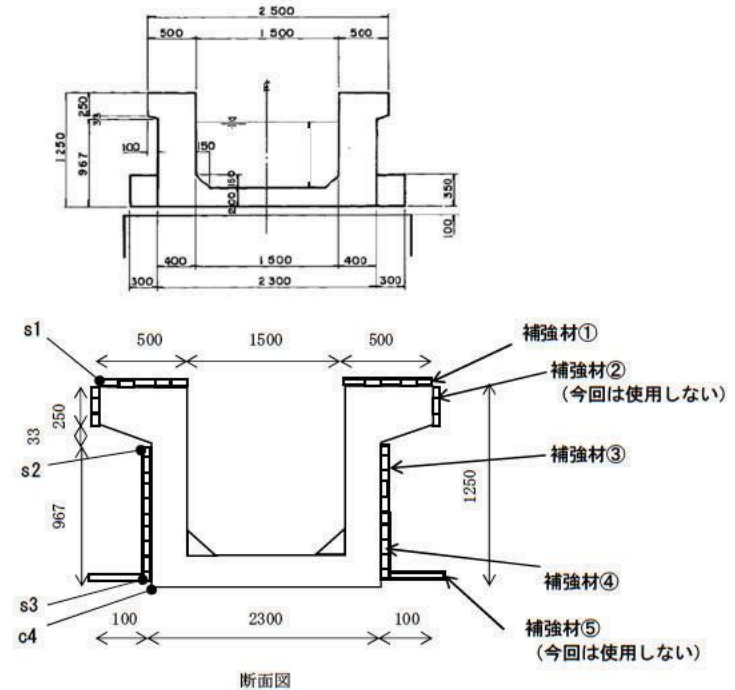
コンクリート	割増 = 1.5 ∵ H24道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編p.124より
鋼材	割増 = 1.7 ∵ H24道路橋示方書Ⅴ耐震設計編p.289より

3) 設計断面力

設計断面力は、支承ばねを考慮した梁理論により算定する。

(6) 鋼製補強材の設計計算

1) 断面諸量算定



鉛直方向設計時は、中立軸より圧縮側の部材として、ハンチ下端より下側の底版は計算断面に考慮する。

橋軸直角方向設計時は、地震により作用力が交番するため、既設コンクリート部材は計算断面に考慮しない。

断面諸量は、補強部材と同じ鋼部材換算として算出する。

ヤング係数比 $n = 6.1$ 既設Co.部の断面諸量 $A \cdot I$ にヤング係数比を考慮する。

鋼材ヤング係数 = $2.0E+05$ N/mm²
Co.ヤング係数 = $3.3E+04$ N/mm²

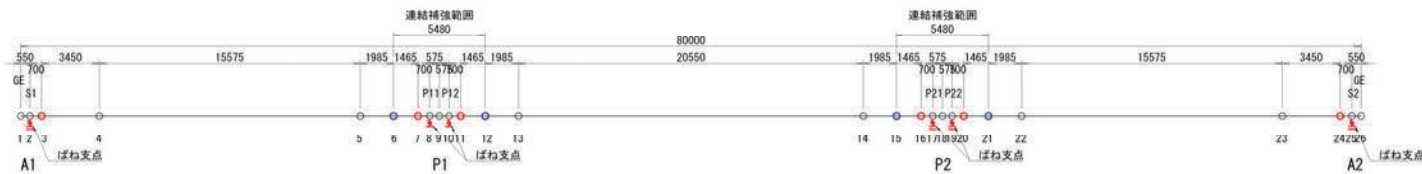
補強材は、アンカー部の孔引きを考慮する。

孔引き	板厚	ボルト径	孔径	本	縁端距離
補強材①	8	M12	15	2	50
補強材②	0	-	-	-	-
補強材③	8	M12	15	2	50
補強材④	8	M12	15	2	50
補強材⑤	0	-	-	-	-

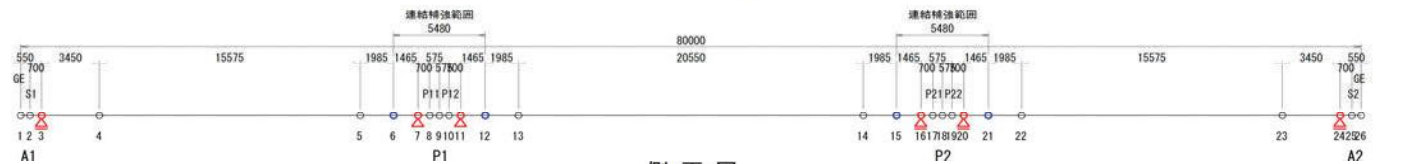
上部工モデル

S=1:150

鉛直力解析モデル

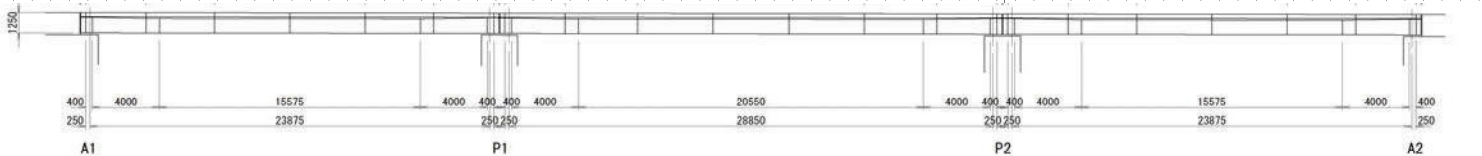
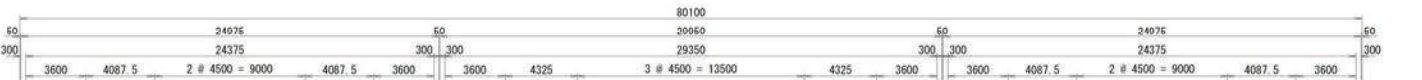


直角方向 水平力解析モデル



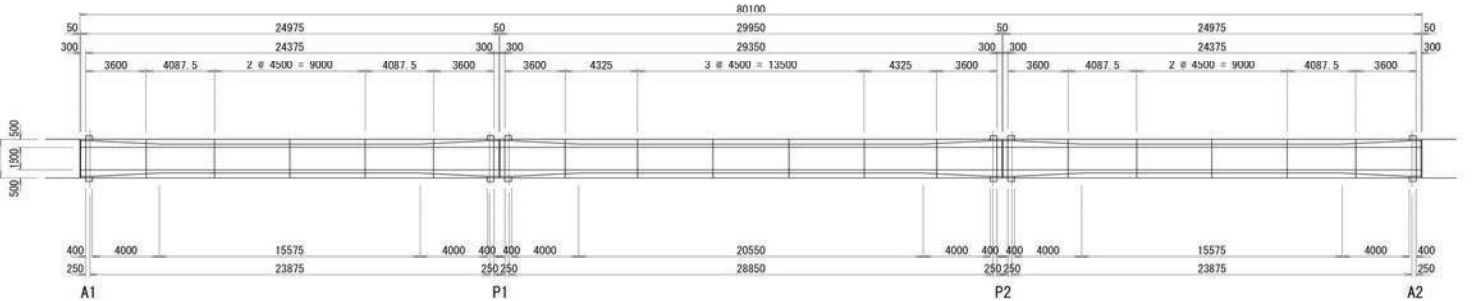
側面図

S=1:150



平面図

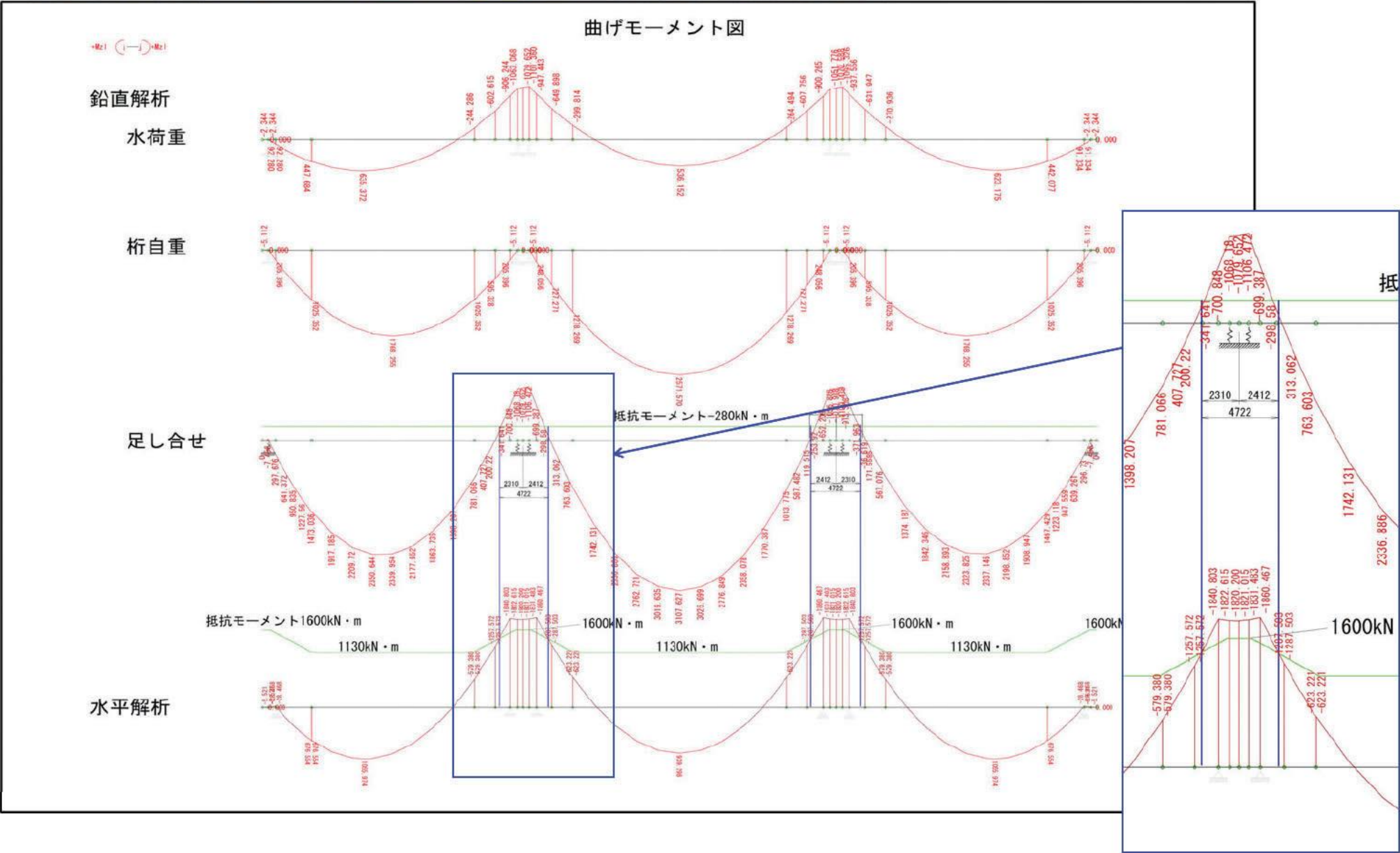
S=1:150



5)補強範囲 ※ (8)断面力解析計算書および(9)上部工抵抗モーメント計算書を参照

上部工連結のための鋼板接着は、鉛直解析と水平解析（橋軸直角方向）それぞれにおいて、橋脚上部の曲げモーメントが無補強時のRC断面としての抵抗モーメントを上回る区間を算定し、各ケースのその区間を比較して、その長さが長くなる範囲に対して行う。

検討の結果、下図より、水平解析の方が曲げモーメントが抵抗モーメントを上回る区間が長くなるため、水平解析結果より、鋼板接着範囲を設定する。



4.3 橋脚補強検討

5.3.2 橋脚耐震補強方針

L2 地震時に柱基部、段落し部の耐力が不足している。底版は橋軸方向の曲げ耐力に余裕がないため、柱を RC 巻立てすると底版耐力が不足する。

(1) 補強方針

- ① 柱は RC 巻立てにより基部と段落し部を補強する。巻立て厚は最低 25cm とする。RC 巻立ての影響で底版の耐力が不足した場合は、底版の補強も追加する。
- ② RC 巻立ての軸方向鉄筋は D22～D32 の 150mm～300mm ピッチとする。全定着を基本とし、段落し部のみの耐力が不足する場合に非定着筋を追加する。帯鉄筋は D16～D22 の 100mm～150mm ピッチとする。
- ③ 軸方向鉄筋は既設底版の鉄筋に当たらない位置に入れる。
- ④ 底版下面鉄筋を増やすことはできないため、底版上面に増厚して鉄筋の有効高を増加させることで、底版耐力を L2 相当まで補強する。増厚量は 2 方向の主鉄筋の柱への定着と被り等を考慮して、最低 50cm とする。

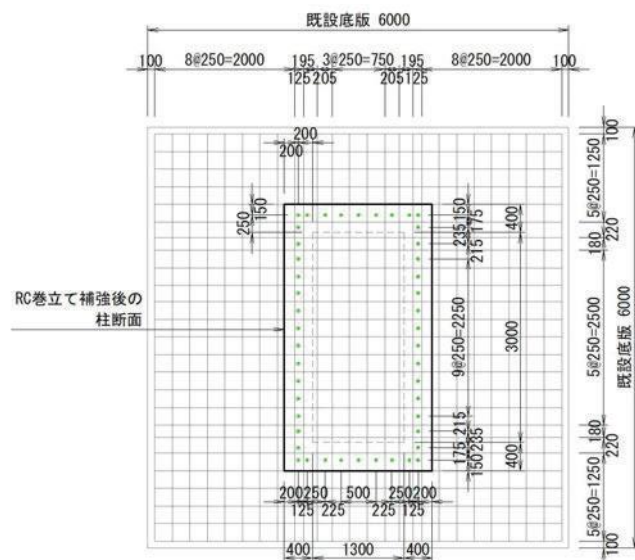


図. RC 巻立ての配筋例 (巻立て厚 40cm)

以下、H17 既設橋梁の耐震補強工法事例集 I-47 より抜粋

(3) 構造細目

1) 巻立てコンクリート厚

巻立てコンクリート厚は、施工性を考慮して決定する。一般には、250mm が標準的¹¹⁾である。なお、巻立てに伴う重量増の基礎への影響等も考慮し巻立て厚を決定する。

2) 表面処理

既設橋脚と新たに巻立てる鉄筋コンクリートの一体化を図るには、確実な表面処理が重要である。表面処理の方法としては、ディスクサンダーによる方法、ピックハンマー、およびサンドブラスト等による方法が一般的である。このうち、ディスクサンダー工法による表面処理は、既設橋脚コンクリートの表層の風化層やレイタンス層等の脆弱部分や汚れに対しては有効であるが、曲げ補強としての機能を発揮できるよう確実に新旧コンクリートを一体化させるには、ピックハンマーやサンドブラスト等により骨材を露出させるような表面処理が望ましい⁹⁾。

3) 巻立て部に配置する鉄筋

巻立て部に配置する鉄筋は、表-5.1 に示す配筋が一般的である。

軸方向鉄筋およびアンカー筋の最大径は D32 が一般的であるが、D51 を使用している事例もある。軸方向鉄筋は、橋脚全面で均一な補強効果を確保することから、橋脚基部より天端まで軸方向鉄筋を同径、同間隔に配置するのが標準的である¹¹⁾。

帯鉄筋の配置間隔は 150mm 以下を基本とし、D22etc150mm を配置しても必要帯鉄筋量を満足しない場合には D22etc100mm¹¹⁾ や、D25 を採用する事例もある。帯鉄筋の間隔については、塑性ヒンジ長の 4 倍の区間よりも上の断面領域においては最大値を 300mm としてよい¹²⁾。

表-5.1 鉄筋の標準的な配筋の例¹¹⁾

	最小径	最大径	間 隔
軸方向鉄筋	D22	D32	150～300mm
帯鉄筋	D16	D22	100～150mm

橋脚耐震補強検討結果一覧表(上部工連続化の場合)

橋脚		P1補強後				P2段落し補強後
検討ケース	単位	巻立て250mm D32 1段	巻立て400mm D32 1段	巻立て350mm D32 1段	巻立て300mm D32 1段	-
		底版増厚0.50m	底版増厚0.50m	底版増厚1.00m	底版増厚0.95m	-
補強概要図	—					
既設諸元	柱基部平面寸法	m	1.30*3.00→補強後1.80*3.50	1.30*3.00→補強後2.10*3.80	1.30*3.00→補強後2.00*3.70	1.30*3.00
	底版厚	m	1.50→補強後2.00	1.50→補強後2.00	1.50→補強後2.50	1.50
	土砂高	m	4.40	4.40	4.40	6.70
	柱 橋軸主鉄筋	mm	D25etc125	D25etc125	D25etc125	D25etc125
	柱 直角主鉄筋	mm	D19etc125	D19etc125	D19etc125	D19etc125
	底版 平面寸法	m	6.0*6.0	6.0*6.0	6.0*6.0	6.0*6.0
	底版 上面・下面主鉄筋	mm	D22etc250	D22etc250	D22etc250	D22etc250
補強諸元	底版 直角上面・下面主鉄筋	mm	D22etc125	D22etc125	D22etc125	D22etc125
	RC巻立厚	mm	250	400	350	300
	RC巻立 主鉄筋	mm	D32-14本、5本	D32-16本、7本	D32-16本、7本	-
	RC巻立 帯鉄筋	mm	D22etc100	D22etc100	D22etc100	-
	底版増厚	m	0.5	0.5	1.0	0.95
検討結果	上面補強筋	-	D22etc250	D22etc250	D22etc250	-
	橋軸 μa 、khc	-	5.43、0.34	6.01、0.39	5.78、0.40	5.16、0.41
	橋軸 khc・W、Pa	kN	1471>1407 NG	1774<1818	1770.4>1770.1 NG	1787<1708 NG
	直角 μa 、khc ※	-	9.16、0.74※	11.66、0.74※	11.31、0.74※	10.03、0.74※
	直角 khc・W、Pa	kN	1599<2810	1780<3302	1700<3307	1650<3270
	橋軸段落し1	-	1.35	1.39	1.33	1.33
	直角段落し1	-	1.36	1.37	1.32	1.33
	橋軸段落し2	-	1.34	1.38	1.32	1.33
	直角段落し2	-	1.30	1.32	1.27	1.28
	底版L2 橋軸M、My	kNm	1445<1644	1611<1644	1514<2097	1471<2051
	底版L2 直角M、My	kNm	651<1532	710<1532	613<1948	604<1907
	転倒 橋軸e、ea	m	1.969<2	1.941<2	2.002>2 NG	2.007>2 NG
	転倒 直角e、ea	m	1.294<2	1.328<2	1.366<2	1.351<2
	支持力 橋軸V、Qa	m	5344<10548	5712<10899	5507<9502	5396<9510
	支持力 直角V、Qa	m	5344<20047	5712<19385	5507<17580	5396<17955
P2橋脚	P2橋軸 khc・W、Pa	kN	450<538	450<538	450<538	450<538
	P2直角 khc・W、Pa	kN	1164<1166	1134<1166	1132<1166	1139<1166
P1橋脚 補強 Co体積	P1柱補強Co体積	m3	6.48	17.63	12.62	9.13
	P1底版補強Co体積	m3	25.77	25.77	43.77	41.97
Co体積合計		m3	32.25	43.39	56.38	51.10
判定			×	○	×	○
備考		柱基部の耐力を補う必要がある。	この補強諸元で補強成立となる。	柱耐力と底版耐力と転倒を同時に満足する柱補強・底版補強の組合せがない。	柱耐力と底版耐力と転倒を同時に満足する柱補強・底版補強の組合せがない。	段落し補強のみで補強成立となる。

※ 直角方向地震時の設計水平震度は、同一振動単位での最大値 (khc=0.74) を使用する。

4.4 P2段落し補強設計

3.10 P2 橋脚段落し補強の設計

3.10.1 P2 橋脚段落し補強工法の選定

- (1) 段落し補強の工法は、①RC 巻き立て、②繊維シート接着、③鋼板接着の3工法がある。
- (2) ①柱基部への補強として RC 巻き立てが必要な場合は段落し部も同工法で補強するが、本橋の P2 橋脚については柱基部の補強が不要であり、柱中間部補強のみの RC 巻き立ては適用できない。
- (3) ②繊維シート補強は縦方向に段落し補強として必要な繊維シートを接着した後、これが剥がれないように、周方向に1層巻くことになっている。しかし、1層巻くためには、P2 橋脚に後付けされているウイングを一旦撤去しなければならず、繊維シートを巻くとコンクリートが繊維シートで縁切りされてしまうため、繊維シートは適用できない。
- (4) ③鋼板接着は等方性材料のため、①②の問題がなく、必要な箇所にだけ補強材を設置することができる。以上より、鋼板接着による補強を検討する。

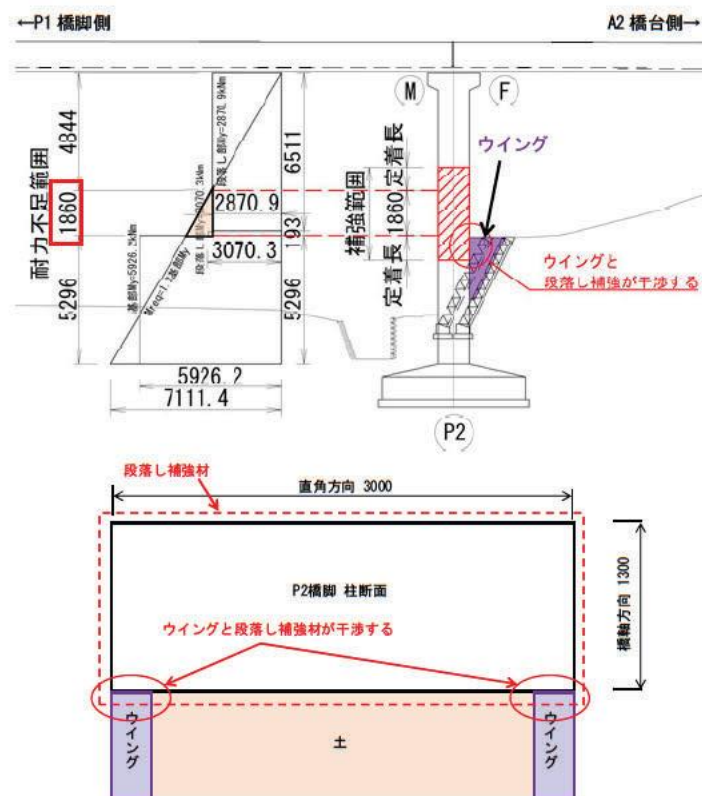


図- 3.10.1 段落し補強工法選定参考図（モーメント図：橋軸方向照査）



写真- 3.10.1 後付けウイング設置状況

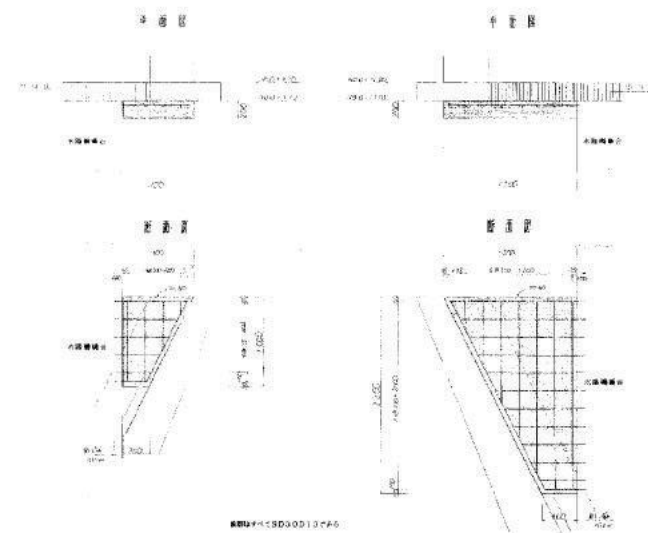


図- 3.10.2 後付けウイング参考図

3.10.2 P2 橋脚段落し補強の設計（鋼板接着）

(1) 既設照査結果と必要初降伏モーメントの算出

■橋軸方向照査

柱基部 初降伏モーメント	MByo	5926.2	kN・m
段落し1 初降伏モーメント	MTyo1	3070.3	kN・m
段落し2 初降伏モーメント	MTyo2	2870.9	kN・m
柱基部から慣性力作用位置までの高さ	hb	12.000	m
段落し1から慣性力作用位置までの高さ	ht1	6.704	m
段落し2から慣性力作用位置までの高さ	ht2	6.511	m
段落し1の判定		0.927	<1.2 NG
段落し2の判定		0.893	<1.2 NG
基部 初降伏モーメント×1.2	Mbyo×1.2	7111.4	kN・m
段落し1での必要初降伏モーメント	MTyolreq	3972.9	kN・m
段落し2での必要初降伏モーメント	MTyo2req	3858.5	kN・m
段落し1での軸力	N1	1858.1	kN
段落し2での軸力	N2	1839.6	kN

横拘束鉄筋の断面積	Ah	1.986	cm2
横拘束鉄筋の間隔	s	25	cm
横拘束鉄筋の有効長	d	286	cm
横拘束鉄筋の降伏強度	σ_y	295	N/mm2
横拘束鉄筋の体積比	ρ_s	0.00111105	

■直角方向照査

柱基部 初降伏モーメント	MByo	10742.1	kN・m
段落し1 初降伏モーメント	MTyo1	6341.1	kN・m
段落し2 初降伏モーメント	MTyo2	5546	kN・m
柱基部から慣性力作用位置までの高さ	hb	12.650	m
段落し1から慣性力作用位置までの高さ	ht1	7.354	m
段落し2から慣性力作用位置までの高さ	ht2	7.161	m
段落し1の判定		1.015	<1.2 NG
段落し2の判定		0.912	<1.2 NG
基部 初降伏モーメント×1.2	Mbyo×1.2	12890.5	kN・m
段落し1での必要初降伏モーメント	MTyolreq	7493.8	kN・m
段落し2での必要初降伏モーメント	MTyo2req	7297.2	kN・m
段落し1での軸力	N1	1858.1	kN
段落し2での軸力	N2	1839.6	kN

横拘束鉄筋の断面積	Ah	1.986	cm2
横拘束鉄筋の間隔	s	25	cm
横拘束鉄筋の有効長	d	116	cm
横拘束鉄筋の降伏強度	σ_y	295	N/mm2
横拘束鉄筋の体積比	ρ_s	0.00273931	

(2) 補強鋼材の断面検討

初降伏モーメントは、断面内の既設鉄筋または補強鋼材のいずれかが降伏する時の曲げモーメントである。既設鉄筋より先に補強鋼材が降伏してしまうと、段落し耐力を低下させてしまうため、補強鋼材（降伏強度 325N/mm2）は既設鉄筋（降伏強度 295N/mm2）より高い降伏強度の材料を用いる。

表-3.10.1 に補強検討結果一覧を示す。段落しの照査が厳しい橋軸方向で検討した結果、基部から2つ目の段落し部（段落し2）で、段落し照査を満足できる補強諸元として、幅200*板厚14mmの鋼板を前述の補強概要図の通り、柱の左面と右面の四隅に接着させるものとする。

なお、四隅に配置する補強鋼材は、固定用アンカーボルトが既設鉄筋に当たらないように下図の配置とする。

次ページ以降に、補強検討の初降伏モーメント算定結果を整理する。

表- 3.10.1 補強検討結果一覧

■補強検討（鋼板材質：SM490）		：補強諸元決定ケース			
照査方向	照査位置	必要初降伏モーメント Myreq kN・m	補強検討		
			200*13 補強後My kN・m	200*14 補強後My kN・m	判定
橋軸方向	段落し1	3973	4048	4123	OK
	段落し2	3859	3856	3931	OK
直角方向	段落し1	7494	-	10132	OK
	段落し2	7297	-	9335	OK

表- 3.10.2 補強断面諸量（参考）

補強諸元	幅 mm	板厚 mm	孔引き(M2)	断面積/枚 mm2	設置枚数	断面積計 mm2
200*13	200	13	54	1,898	4	7,592
200*14	200	14	54	2,044	4	8,176



図- 3.10.3 段落し補強概要（柱断面図）

(3) 補強鋼材の取付および定着長の設計

(a) 補強鋼材の取付

補強鋼材の取付は、NEXCOの設計要領を参考に以下の通りとする。

- ①接着用樹脂厚は、5mmとする。
- ②アンカーボルトは、表4-9-1に示されるボルト径以上を用いるものとし、最大径は建設物価に掲載されているM24とする。
- ③アンカーボルトの配置は2列以上とし、間隔は50cm以下とする。

以下、R1.NEXCO設計要領 橋梁保全編 9-2 鋼板接着工法 p.4-62より抜粋

9-2-5 構造細目

- (1) 板の最小厚は、4.5 mmとする。
- (2) 接着用樹脂厚は、5 mmを標準とする。
- (3) 曲げ補強の場合、鋼板は、支間全長にわたり接着させるものとする。
- (4) アンカーボルトは、鋼板の厚さにより適切なものを選定する。
- (5) アンカーボルトの配置は、2列以上とし、間隔は50 cm以下とする。

(3) 鋼板の配置は、対象とする構造物の構造特性および施工性を考慮の上決定するものとする。また、鋼板を部分的に接着した場合には、応力集中を起こすおそれがあるため、曲げ補強に着目すれば支間全長にわたって接着することが望ましい。

床版橋の場合には、施工性を考慮し、橋軸方向に帯状の鋼板を接着する短冊鋼板接着工法を使用するものとする。鋼板配置は左右対称とし、橋軸方向には鋼板を連続させ、中空床版橋では各ウェブ相当位置に接着するものとする。また、施工性および円筒型枠などの配置に留意し、最も効果的な補強がなされるようにしなければならない。なお、短冊鋼板接着工法は、橋軸直角方向の剛性向上には寄与しないものとする。

(4) アンカーボルトの径と通用鋼板の組合せは、表 4-9-1 を参照して決めるものとする。また、アンカーボルトの埋込み長さは、PC 鋼材や鉄筋の配置、かぶりを考慮し、決定する必要がある。なお、アンカーボルトに荷重伝達の機能を持たせた設計を行う場合はこの限りではなく、別途鋼板の支圧等の照査を行う必要がある。

また、アンカーボルトは、既設コンクリートに損傷を与えず引き抜き耐力が確保できるものを使用する。

表 4-9-1 鋼板厚とアンカーボルト径

鋼板厚 t (mm)	ボルト径
4.5 ≤ t ≤ 6	M10
6 < t ≤ 9	M12
9 < t ≤ 12	M16

(5) アンカーボルトの最大間隔は、鋼板の取付けおよび樹脂注入圧による鋼板のたわみ抑制のために設けた規定である。

(b) 定着長の設計

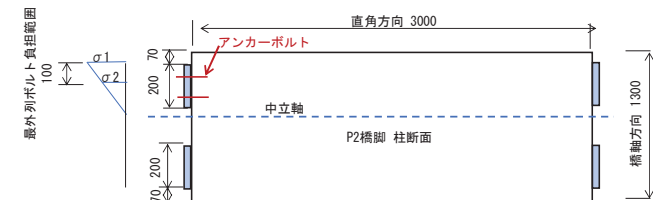
①下側定着長

アンカーボルトのせん断耐力のみで、定着力を確保する。
下側段落し位置での作用力を基部降伏曲げの1.2倍として、鋼材の発生応力度を計算し、鋼材位置応力度と中立軸をもとに最外列ボルトが負担する鋼板に作用する力でアンカーボルトを設計する。

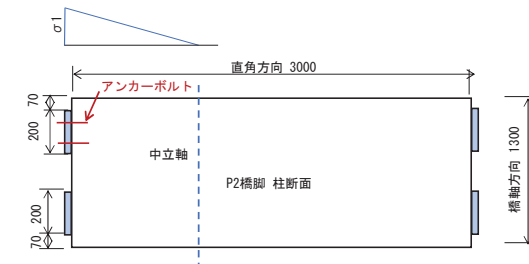
■作用力

橋軸方向作用力 M = 3973 kN・m ∴ 既設照査結果表より
直角方向作用力 M = 7494 kN・m ∴ 既設照査結果表より

・橋軸方向の鋼板作用力の算出
補強鋼板の引張縁の応力度 $\sigma 1 = 255$ N/mm² ∴ RC断面計算結果より
引張縁から中立軸までの距離 $x = 349.7$ mm ∴ RC断面計算結果より
最外列ボルトの負担範囲 $b = 100$ mm ∴ 補強鋼材の1/2の範囲
引張縁から補強鋼材引張縁 $d = 70$ mm
中立軸から補強鋼材引張縁 $11 = 279.7$ mm
中立軸から最外列ボルト負担範囲 $12 = 179.7$ mm
最外列ボルト負担範囲の応力度 $\sigma 2 = 164$ N/mm² ∴ $\sigma 1/11 \times 12$
補強鋼材の板厚 $t = 14$ mm
最外列ボルト負担範囲の作用力 $P = 214$ kN ∴ $(\sigma 1 + \sigma 2) / 2 \times (b - \text{孔引き} 27\text{mm}) \times t$



・直角方向の鋼板作用力の算出
補強鋼板の引張縁の応力度 $\sigma 1 = 219$ N/mm² ∴ RC断面計算結果より
補強鋼材の幅 $b = 200$ mm
補強鋼材の板厚 $t = 14$ mm
補強鋼材の作用力 $P = 448$ kN ∴ $\sigma 1 \times (b - \text{孔引き} 27\text{mm} \times 2) \times t$



■アンカーボルトのせん断耐力照査

Co. アンカー M24 せん断耐力 S = 107.2 kN/本

- ・橋軸方向の照査
必要外側アンカーボルト本数 N = P/S = 1.996 kN/本 → 2 本とする。
- ・直角方向の照査
必要外側アンカーボルト本数 N = P/(S*2) = 1.021 kN/本 → 2 段とする。

②上側定着長

上側定着長は、柱基部の降伏抵抗モーメントの1.2倍のモーメントと
段落し部の降伏抵抗モーメントとの交点から上の補強不要範囲にボルト2列を
最小段数として2段配置した位置とする。

③段落し補強計画図

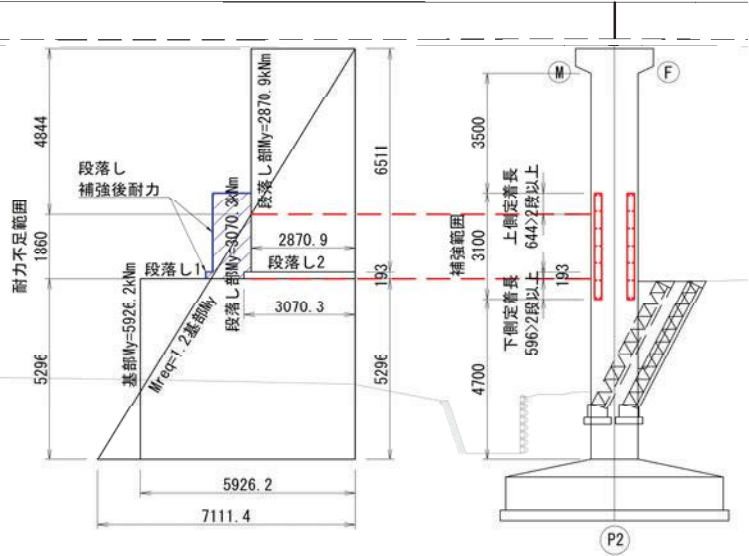


図. 段落し補強計画図

■Co. アンカー性能表

強度表

BA/SBA/BA-D タイプ

ねじの呼び	アンカー 外径	アンカー埋込み長さ	単位: mm		単位: kN	
			最大荷重			
			引張	せん断		
M 6	9.5	30	9.7	6.9		
M 8	12.0	35	12.8	11.3		
M10	14.0	40	17.6	17.8		
M12	17.3	50	27.6	25.2		
		60	28.1			
M16	21.7	50	28.4	45.1		
		60	36.3			
M20	25.4	80	53.9	65.0		
		75	50.4			
M22	31.8	90	59.8	88.1		
					32.0	
M24	34.0	100	83.2	107.2		
W3/8	14.0	40	17.6	15.0		
W1/2	17.3	50	27.6	28.5		

・コンクリート強度 $F_c=21\text{N/mm}^2$ のカタログ値です。

・コンクリート強度 Fc=21N/mm² のカタログ値です。

現地までの工事用進入路は、下図に示す通り、国道 102 号からのルートとし、第 2 号水路橋周辺までは既設道路を利用する。



図-6.3.1 工事用進入路計画



図-6.3.2 工事用道路進入路(第2号水路橋付近)

6.3.2 工事用道路

第2号水路橋付近の工事用道路としては、下図のA~Cの3ルートが考えられる。以下に各ルートの特徴を示す。

■各ルートの特徴

- Aルート：橋脚基部へアクセスしやすい進入路である。
道路幅が狭いため、通行できる車両が制限される。
リンゴ畑への影響を考慮し、3m幅ぐらいの道路が望ましい。
- Bルート：A1橋台までの比較的広い進入路である。
高い標高にあり、谷に降りるのは適さない。
A1-P1間に仮設構台を設けることで、P1橋脚付近まで大型重機が進入できる。
- Cルート：A2橋台への最短アクセス路である。
民家連担区間にある狭い道路を通るため、近隣住民への影響が大きく、住民の協力が必要である。

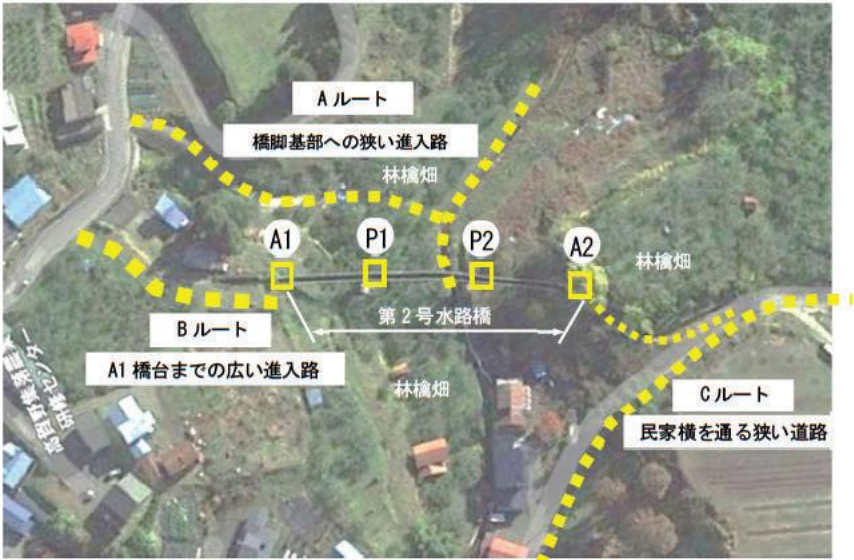


図- 6.3.3 工事用道路検討ルート

6.3.3 幅員

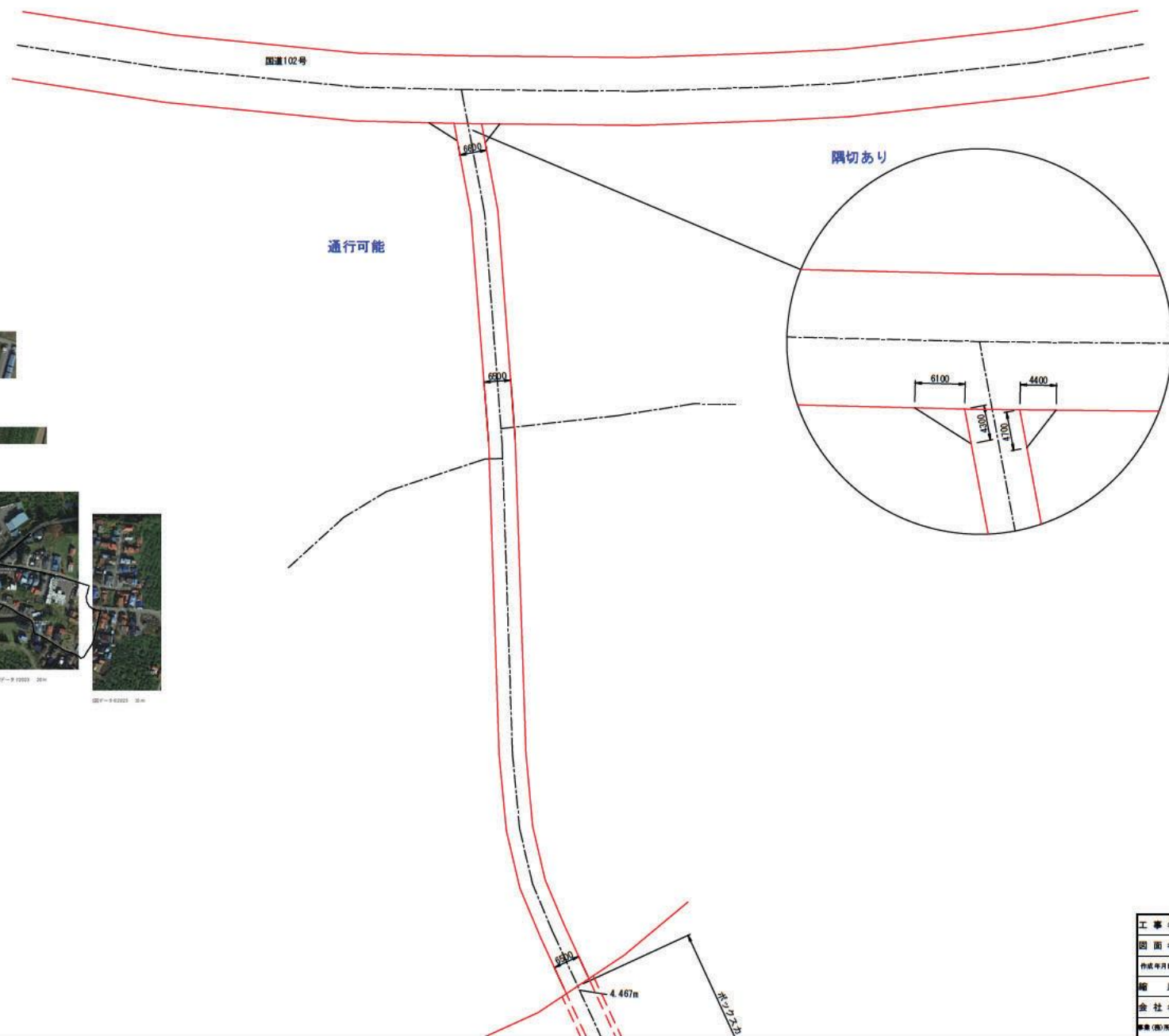
(1) 通行車両諸元

下表に、本工事で使用する主な車両を示す。

表- 6.3.1 通行車両一覧

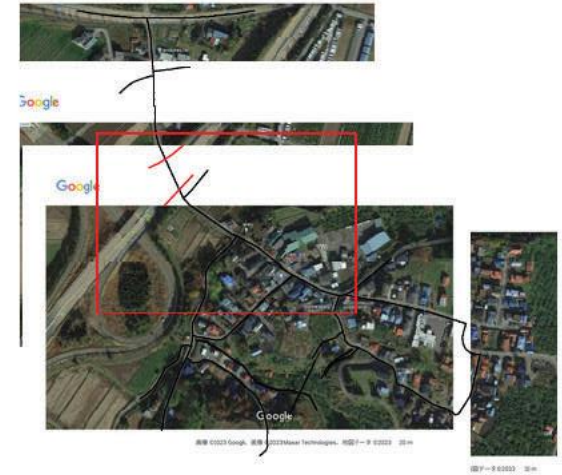
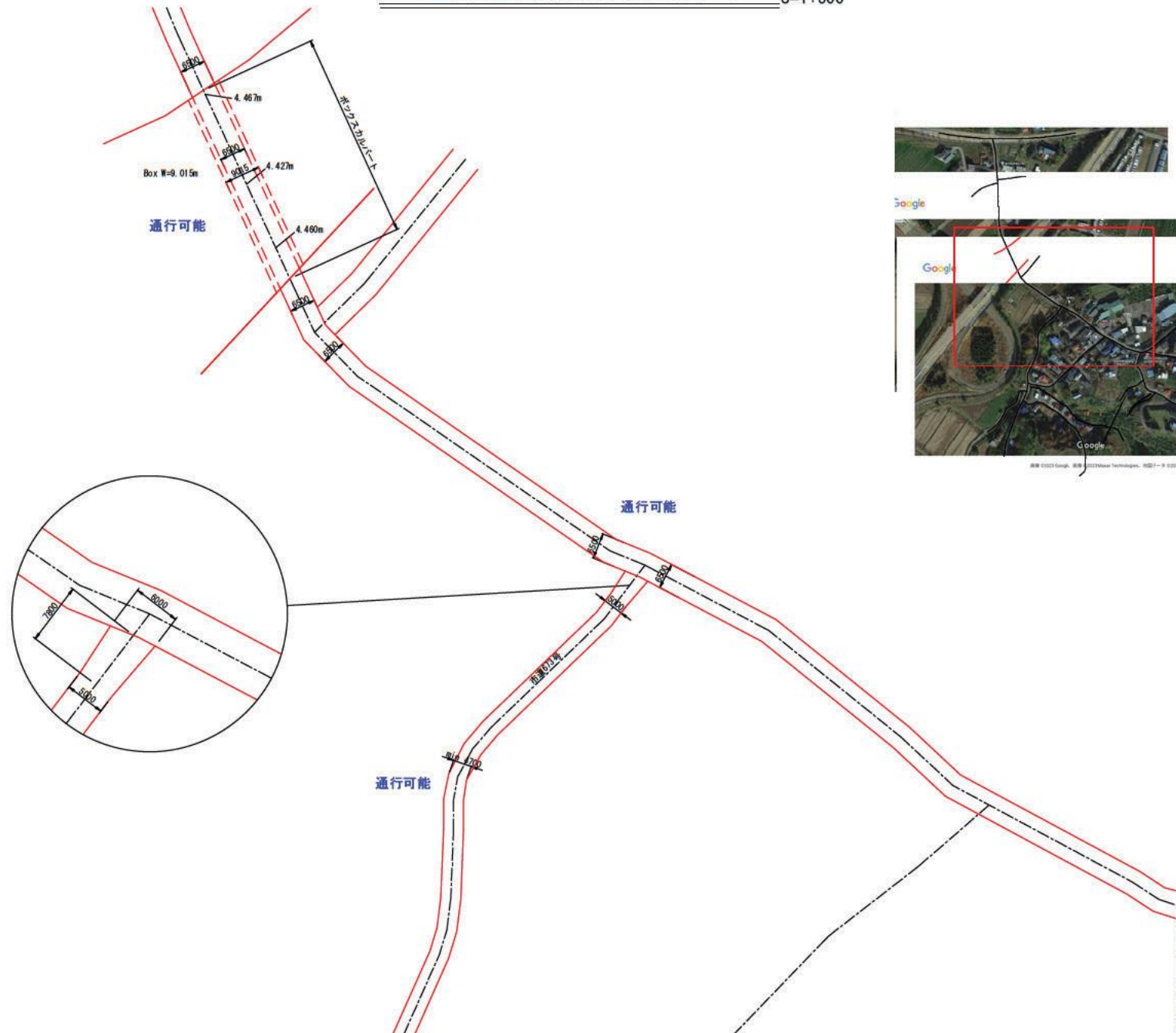
工種	施工機種	規 格	全幅	備 考
資材・土砂・重機の 搬入搬出 殻・撤去物の搬出	トラック	10t 以下	2.50m 以下	土留め、鉄筋、バック ホウ等も運搬 詳細検討中
掘削	バックホウ	山積 0.5m³ 以下	2.50m	検討中
資材設置・吊り込み等	ラフタークレーン	35t	2.75m	ライナープレート、 鉄筋等
コンクリート打設	コンクリート ポンプ車	ブーム長 28m	2.50m	検討中

__S=1 : 500



工 事 名	令和6年度 浅草川2号水門養水工事 浅草2号水門養水工事 第2号水門部 新装化対策調査測量設計 業務		
図 面 名	工事用道路幅等確認図 (1/4)		
作成年月日			
縮 尺	1:500	図面番号	
会 社 名	[REDACTED]		
事業（図）所有	[REDACTED]		

S=1 : 500



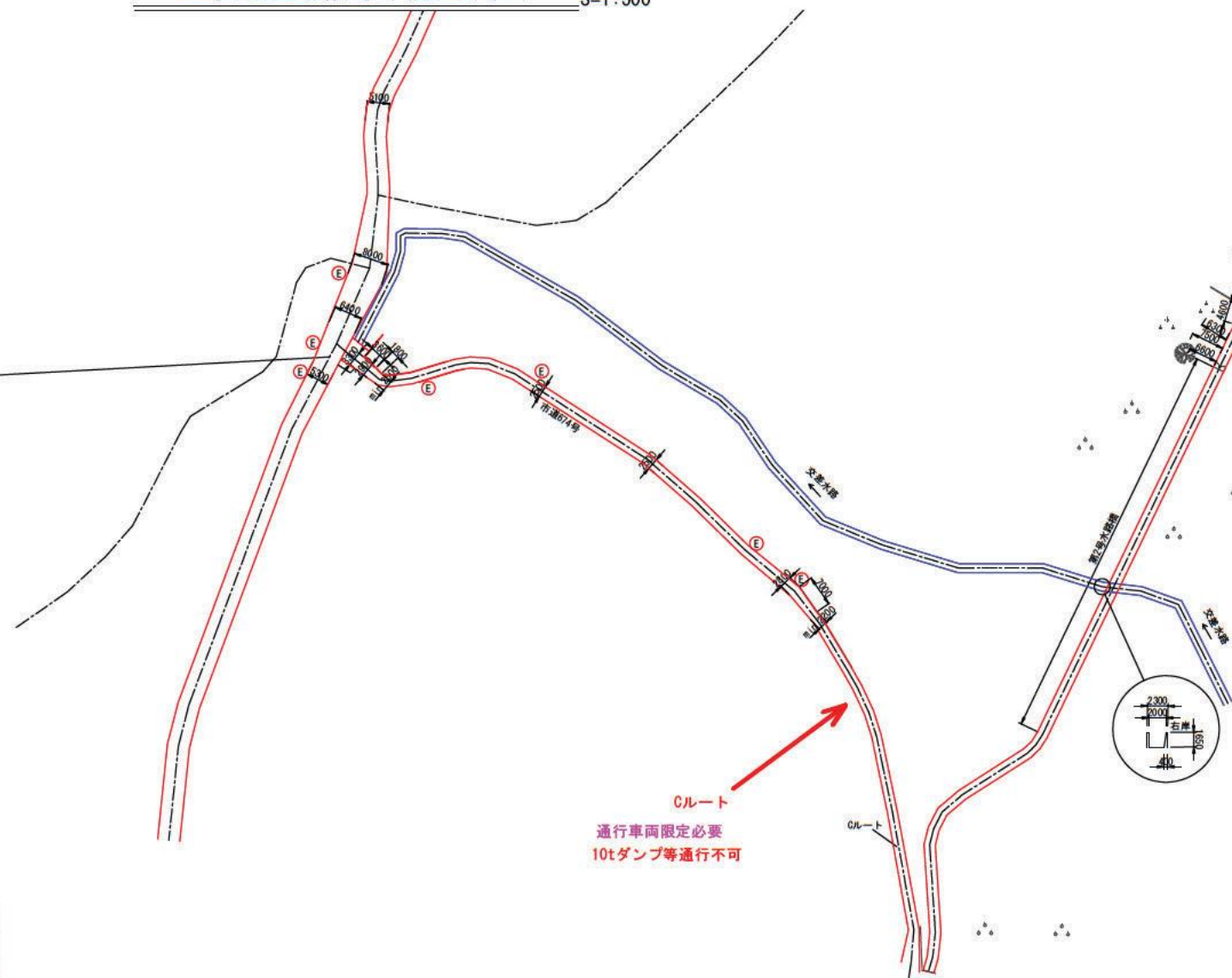
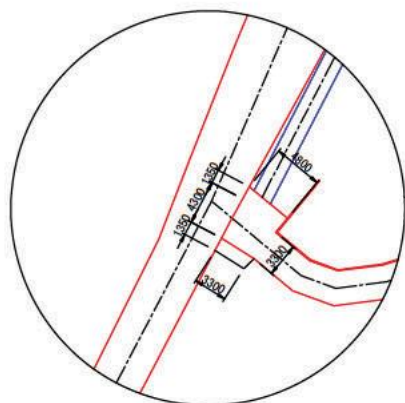
工 事 名	令和6年度 池田川二階農水用事業 通流・治水利用水防 第2号水場用 貯留化対策調査設計業務		
図 面 名	工事用道路幅等確認図 (2/4)		
作成年月日			
縮 尺	1:500	図面番号	
会 社 名	[Redacted]		
事業 (国) 所 名	[Redacted]		

S=1 : 500



工 事 名	中區6年度 浅間川二期親水治水事業 瀧尾左岸的樋向水 第2号水路橋 新築化対策 調査測量設計 業務		
図 面 名	工事用道路幅等確認図 (3/4)		
作成年月日			
縮 尺	1:500	図面番号	
金 社 名			
事業 (所) 名			

__S=1 : 500



工 事 名	中興5年度 溪湖河川二階農溝水利事業 溫厝庄岸側溝工程 第2号水路橋 耐震化対策調査測量設計 業務		
図 面 名	工事用道路幅等確認図 (4/4)		
作成年月日			
縮 尺	S=1:500	図面番号	
金 社 名			
事業(所)名	東		

5.2 土留め計画

6.4 土留め計画

6.4.1 検討概要

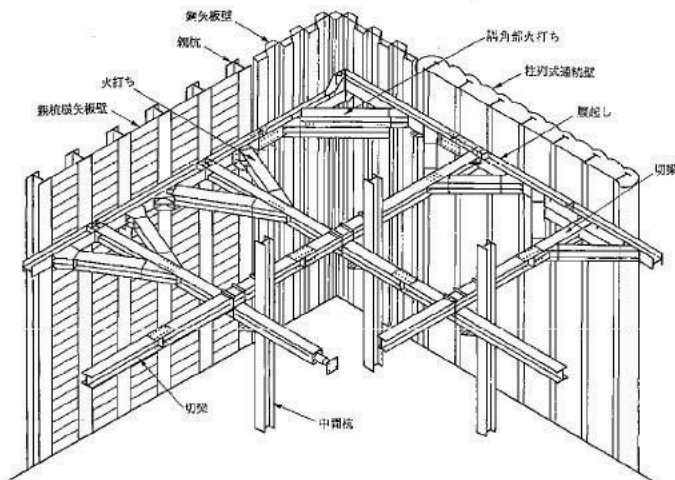
P1 橋脚耐震補強工事の際の掘削・床掘部周辺に設ける土留め構造について検討する。以下に土留めの参考を、次ページにP1 橋脚部の補強・掘削概要図を示す。



図- 6.4.1 土留め参考（鋼矢板）

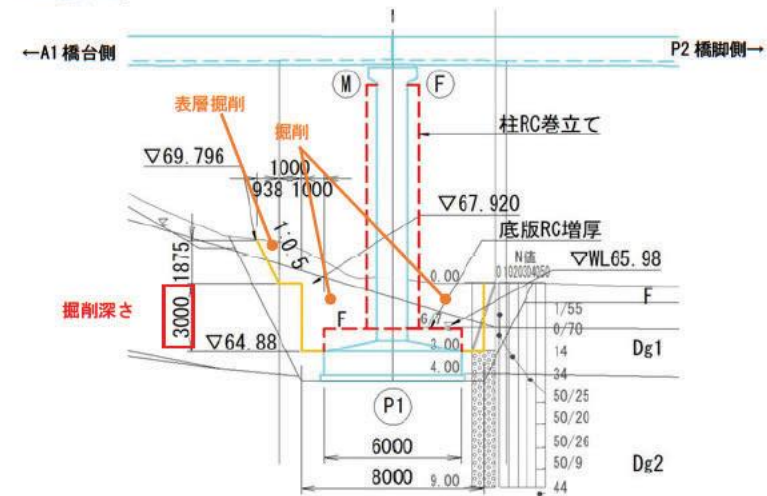
（鋼矢板、<http://www.miyakosangyo.com/service.html> より引用）

以下、H23 仮設計画ガイドブック（I）p.6 より抜粋



P1 橋脚部の掘削深さは、一般的な掘削とすると A1 橋台側で 3m を超えるが、P2 橋脚側は 3m を超えない。次ページの参考では、掘削深さを 3m 以下とすると切梁を必要としない自立式で計画でき、また、最小部材・部材配置の規定を満足させる必要がない。

以上より、A1 橋台側については、掘削深さが 3m を超えないように表層部を掘削し、掘削深さ 3m の土留めとして計画とする。なお、土留めの設計には、A1 橋台側の土留め背面の上載土を上載荷重として考慮する。



(1) 側面図



(2) 平面図

図- 6.4.2 P1 橋脚部の補強・掘削概要図（参考：親杭横矢板の場合の例）

以下、H11 道路土工仮設構造物工指針 p.28 より抜粋

表 2-1-1 土留めの設計手法の分類

支保工形式	掘削深さ	土留めの応力・変形の計算法
切ばり式 アンカー式	$H \leq 3.0\text{m}$	小規模土留め設計法 (慣用法)
	$3.0\text{m} < H \leq 10.0\text{m}$	慣用法 ^(注1)
	$H > 10.0\text{m}$	弾塑性法 ^(注2)
自立式	$H \leq 3.0\text{m}$	弾性床土のはり理論 ^(注3)

注1) 慣用法では土留め壁の変形量を求めることができないため、近接構造物が存在し変形量を求める必要がある場合は弾塑性法によるのがよい。

注2) N 値が2以下もしくは粘着力が 20kN/m^2 (2t/m^2) 程度以下の軟弱地盤においては掘削深さが $H > 8.0\text{m}$ に対して適用する。

注3) 良質地盤においては概ね掘削深さが 4m 以下に適用する。

以下、近畿地方整備局 設計便覧 R5.3DL p.2-7 より抜粋

2-3 山留め部材の最小部材

掘削深さ3mを超える山留め部材は、表2-1-4に示すものを最小部材とする。使用する部材については、著しい損傷がなく、入手の容易なものを使用するのがよい。

表 2-1-4 掘削深さ3mを超える山留めの最小部材

項目	最小部材	留意事項
親杭 横矢板	H-300×300	親杭の中心間隔は1.5m以下とするのがよい
山留め板	最小厚3cm以上の所用の強度を有する木材	山留め板の両端は4cm以上土留め杭のフランジにかかる長さを有するもの(山留め板厚が4cmを超える場合はその板厚以上)
鋼矢板	Ⅲ型	
腹起し	H-300×300	継手間隔は6m程度以上とする 垂直間隔は3m程度とし山留めの頂部から1m程度以内のところに第1段の腹起しを施す(ただし、頂部にある覆工受桁が腹起しと同様の役割を果たせる場合はこの限りでない) アンカー式等の支保工形式においては、安全性、施工性を検討した上で規定以外の部材を使用してよい
切ばり	H-300×300	水平間隔5m程度以下、垂直間隔3m程度とする
中間杭	H-300×300	

6.4.2 検討方法・条件

(1) 設計手順

以下に設計手順を示す。

以下、H11 仮設構造物工指針 p.27 より抜粋

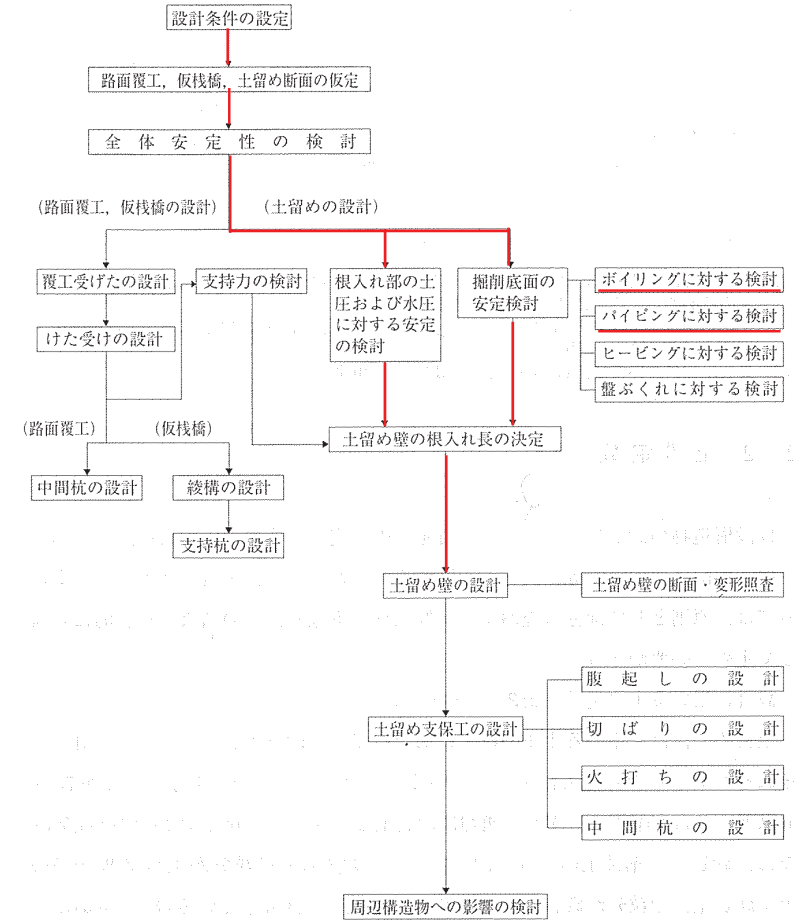


図 2-1-1 仮設構造物の設計手順

以降に、土留め計画対象のP1橋脚部の土質条件資料（地質調査報告書抜粋）を添付する。

ボーリング柱状図



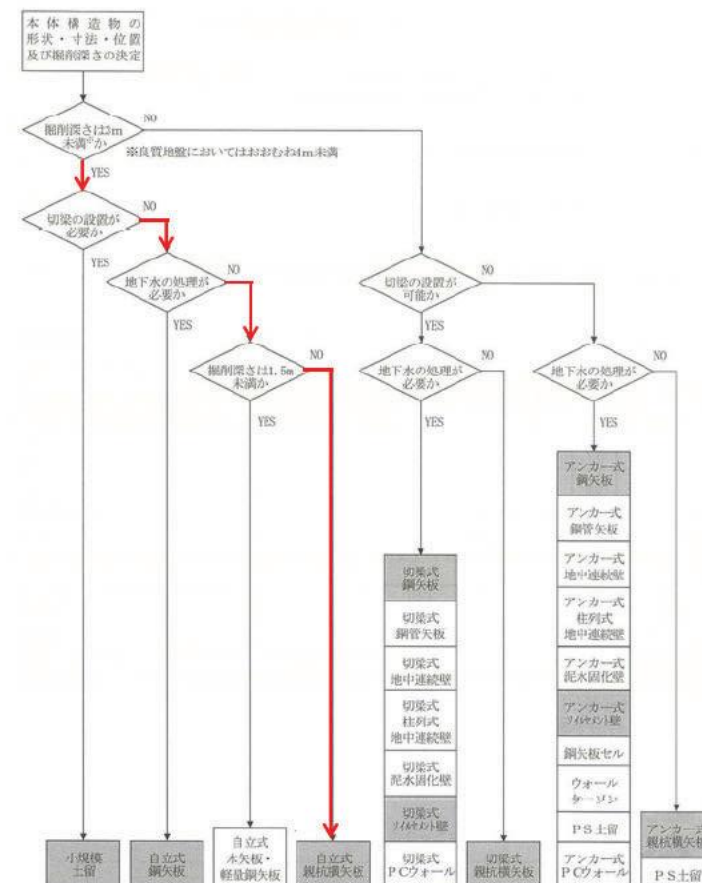
Bor. 2 P1横断										
	地層記号	層区分	設計値	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	圧入力 C (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	寄与係数		備考	
							E_v (kN/m ²)	地盤反力係数用 定数 地盤時		
	F	埋土・盛土	0.3	19	-	30	840	1	2	γ_t :盛土地盤 [砂質土] ϕ :一般値、 E_v :2,800N
	Og1	洪積砂礫層1	14	19	-	35	39,200	1	2	γ_t :自然地盤 [砂及び砂礫：中間値] ϕ :適路値、 E_v :2,800N
	Og2	洪積砂礫層2	50	20	-	40	140,000	1	2	γ_t :自然地盤 [砂及び砂礫：密なもの] ϕ :適路値、 E_v :2,800N

(3) 土留め工法選定

以下に、土留め工法選定フローを示す。計画地の条件より、自立式親杭横矢板を検討する。なお、地下水処理については、次ページ以降に示す通り、地下水量が少なく、釜場排水による対応で済むと考えられるため、土留めによる「地下水の処理」は不要である。

また、標準工法以外の方法として、適用性が高いライナープレート工法も検討する。

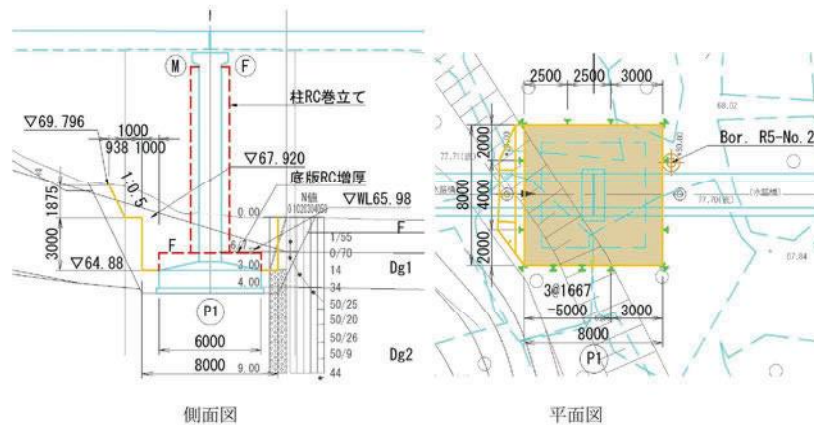
以下、H23 仮設計画ガイドブック（I）p.35 より抜粋



2. 土留工法の選定は壁体の剛性からも決まるので掘削深さ等土留の規模に応じて考慮する必要がある。

図-1.2.5 土留工法選定フローチャート

■地下水量（湧水量）の算定



(1) 計算モデル

床掘の平面形状が正方形に近い場合、軸対称浸透モデルにて計算を行う。

(2) 地下水の扱い

地質調査時に被圧地下水は確認されていないため、不圧滞水層として計算を行う。

(3) 不透水層の取り扱い

地質調査において、明確な不透水層が確認されていないため、低下すべき水位の3倍の高さを地下水位高さHとして計算する。

6. 4. 2 排水量の算定

(2) 不透水層の位置について

式（6. 1）において地下水位の高さHおよびh₀は不透水層を基準として定める。しかし、実際の地盤では明らかな不透水層がない場合、あるいは不透水層としてとり扱ってよいかわからない場合には、Hとh₀の決定が排水量に大きな差が生じることになる。

まだじゅうぶんな裏付けはないが、このようなときには低下すべき水位の3倍くらいの高さをHとして差支えないように思われる。

（注）式（6. 1）は不圧井戸および被圧井戸の排水量算定式です。

土留め構造物の設計法（土質工学会） 6. 4. 2 排水量の算定

(4) 透水係数

掘削地盤となるDg1層についてボーリング調査における粒度試験結果を用いて、透水係数を推定する。

本設計における透水係数 = 1.60E-04 m/s

地層	試料名	採取 深度 (L - m)	H値	粒度特性					透水係数 k_{20}			透水性
				粒度組成				細粒分 含有率 F.c. (%)	クレーガー		平均値 透水係数 k (m/s)	
				砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	20%通過 D20 (mm)		透水係数	透水係数		
Dc	P1-4	4.15 ~ 4.45	15	0.2	43.9	40.3	15.6	55.9	0.0094	6.84E-08	5.0E-08 非常に低い	
	P1-6	5.15 ~ 5.45	8	0.1	25.6	56.9	17.4	74.3	0.0066	3.02E-08		
	P3-2	2.15 ~ 2.45	7	0.5	28.8	51.9	18.8	70.7	0.0055	1.98E-08		
	P3-3	3.15 ~ 3.45	6	0.0	18.9	62.7	18.4	81.1	0.0055	2.01E-08		
	P3-4	4.15 ~ 4.45	8	0.0	51.0	36.1	12.9	49.0	0.0115	1.10E-07		
Ds	P1-10	10.15 ~ 10.45	28	30.6	63.1	6.3		6.3	0.2110	9.61E-05	1.6E-04 中位	
	P1-11	11.15 ~ 11.45	23	40.3	53.7	6.0		6.0	0.2930	2.06E-04		
Dc1	P1-6	6.15 ~ 6.45	38	39.2	48.3	7.5	26.7	5.0	0.2240	1.10E-04	1.6E-04 中位	
	P1-7	7.15 ~ 7.45	38	46.5	44.3	9.2		9.2	0.2900	2.01E-04		
	P1-8	8.15 ~ 8.45	52	45.1	47.4	7.5		7.5	0.3850	3.89E-04		
	P1-9	9.15 ~ 9.45	41	26.5	63.1	8.4		8.4	0.2410	1.31E-04		
	P3-5	5.15 ~ 5.45	17	28.6	47.4	14.6	6.2	23.0	0.0456	2.72E-06		
	P3-6	6.15 ~ 6.45	21	31.0	56.8	6.6	5.6	12.2	0.2520	1.45E-04		

Dc		Ds		Dg1	
10⁻¹¹ 10⁻¹⁰ 10⁻⁹ 10⁻⁸ 10⁻⁷ 10⁻⁶ 10⁻⁵ 10⁻⁴ 10⁻³ 10⁻² 10⁻¹ 10⁰					
透水性	実質上不透水	非常に低い	低い	中位	高い
対応する土の種類	粘性土 IC	微細砂、シルト、 砂-シルト-粘土混合土 ISPI [S-P] SM	砂および微 KCWI KPI ISWI SPI KC-MI	清浄な砂 KCWI KPI	
透水係数を直接測定する方法	特殊な変水位透水試験	変水位透水試験	定水位透水試験	特殊な変水位透水試験	
透水係数を間接的に推定する方法	圧密試験結果から計算	なし	清浄な砂と礫は粒度と間隔比から計算		

クレーガーの関係表

D20 (mm)	k (m/s)	土質分類	D20 (mm)	k (m/s)	土質分類
0.005	3.00×10^{-9}	顆粒粘土	0.30	2.20×10^{-4}	中粒砂
0.01	1.05×10^{-7}	細粒シルト	0.35	3.20×10^{-4}	
0.02	4.00×10^{-7}	粗粒シルト	0.40	4.50×10^{-4}	
0.03	8.50×10^{-7}		0.45	5.80×10^{-4}	
0.04	1.75×10^{-6}		0.50	7.50×10^{-4}	粗粒砂
0.05	2.80×10^{-6}		0.60	1.10×10^{-3}	
0.06	4.60×10^{-6}	極細粒砂	0.70	1.60×10^{-3}	
0.07	6.50×10^{-6}		0.80	2.15×10^{-3}	
0.08	9.00×10^{-6}		0.90	2.80×10^{-3}	粗粒砂
0.09	1.40×10^{-5}		1.00	3.60×10^{-3}	
0.10	1.75×10^{-5}	微粒砂	2.00	1.80×10^{-2}	
0.12	2.60×10^{-5}				
0.14	3.80×10^{-5}				
0.16	5.10×10^{-5}				
0.18	6.85×10^{-5}				
0.20	8.90×10^{-5}				
0.25	1.40×10^{-4}				

(5) 排水量の計算

(a) 不完全貫入状態

$$Q = \frac{\pi \cdot k \cdot (H^2 - h_0^2)}{2.3 \lg \frac{R}{r_0}} \cdot \sqrt{\frac{1 + 0.5 r_0}{h_0}} \cdot \sqrt{\frac{2h_0 - 1}{h_0}} \quad \text{〔式-9.12〕}$$

ここに、Q：排水量 (m³/sec) k：透水係数 (m/sec)
 r_0 ：仮想井戸半径 (m) H：初期地下水位 (m)
 h_0 ：内水位 (m) R：影響半径 (m)
 t ：内水位以降の井戸の長さ (m)

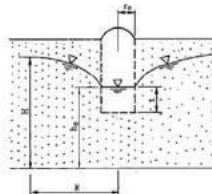


図-9.2.14 不圧帯水層（不完全貫入状態）の概念図

土木工事仮設計画ガイドブック (H23) II P. 166

1) 設計水位

・ 地下水位高			▽65.98
・ 掘削底面高			▽64.88
・ 低下水位高	$s = 65.98 - 64.88$	=	1.10 m
・ 初期地下水位	$H = 3 \times s$	=	3.30 m
	$h_0 = H - s$	=	2.20 m

2) 影響半径R(土木工事仮設計画ガイドブック (H23) II P. 165)

影響半径(R)は、ジハルトの式により計算する。

$$R = 3000 s \sqrt{k} = 41.74 \text{ m}$$

3) 仮想井戸半径(土木工事仮設計画ガイドブック (H23) II P. 164、正方形に近い矩形平面の場合)

$$A = 8.00 \times 8.00 = 64.00 \text{ m}^2$$

$$r_0 = \sqrt{A/\pi} = 4.51 \text{ m}$$

4) 排水量Qの算定

k	t	H	h_0	R	r_0	Q		
(m/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m³/s)	(m³/min)	(m³/h)
1.60E-04	0.000	3.300	2.200	41.74	4.51	0.0017	0.10	6.0

土木工事標準積算基準書-仮設工-締切排水工より、Q(m³/h)が0以上40未満のため、水中ポンプ×1台：口径150mm（7.5 kV）、発動発電機×1台：25kVaにて排水が可能である。

表-9.2.3 ポンプ口径と吐出量の関係

口径 (mm)	揚程 (m)	50Hz					口径 (mm)	揚程 (m)	60Hz				
		最高吐出量	最大吐出量	全揚程	吐出量	電動機出力			最高吐出量	最大吐出量	全揚程	吐出量	電動機出力
(mm)	(m)	(m³/min)	(m³/min)	(m)	(m³/min)	(kW)	(mm)	(m)	(m³/min)	(m³/min)	(m)	(m³/min)	(kW)
50	15	0.32	8.6	0.2	0.75		50	16	0.32	8.6	0.2	0.75	
50	20	0.42	15	0.2	1.5		50	21	0.42	15	0.2	1.5	
50	24	0.53	20	0.2	2.2		50	26	0.5	20	0.2	2.2	
80	26	0.83	18	0.5	3.7		80	28.3	0.8	18	0.5	3.7	
80	34	0.9	26	0.5	5.5		80	37	0.96	26	0.5	5.5	
100	29	2.0	15	1.0	5.5		100	20	2.4	15	1.0	5.5	
150	29	2.8	10	2.0	7.5		150	20.2	3.2	10	2.0	7.5	
150	22	3.8	15	2.0	11		150	22.2	3.7	15	2.0	11	
200	18	5.2	10	4.0	11		200	18	5.4	10	4.0	11	
200	34	5.2	20	4.0	22		200	35	5.2	20	4.0	22	

※ 吐出量：ポンプの呼び口径により規定される基準吐出量
 全揚程：ポンプの基準吐出量における揚程

6.4.3 親杭横矢板案の検討 親杭打設工法の検討

(a) 検討条件

以下の条件を基に、親杭の打設工法を検討する。

- 橋脚部に設ける土留めは、水路橋の下にも設置が必要であるため、上空が制約される。
- 橋脚部は直接基礎形式で、固い砂礫層に支持している。
- 親杭の打設および吊り込みは、P1 橋脚部がリング畑内に位置し、周辺まで近接しての施工はリング畑への影響が大きいため、まず、下図に示す作業ヤードからの施工を考える。
- 作業ヤードからの施工の場合、水路橋上部工を超えての親杭の施工となる。

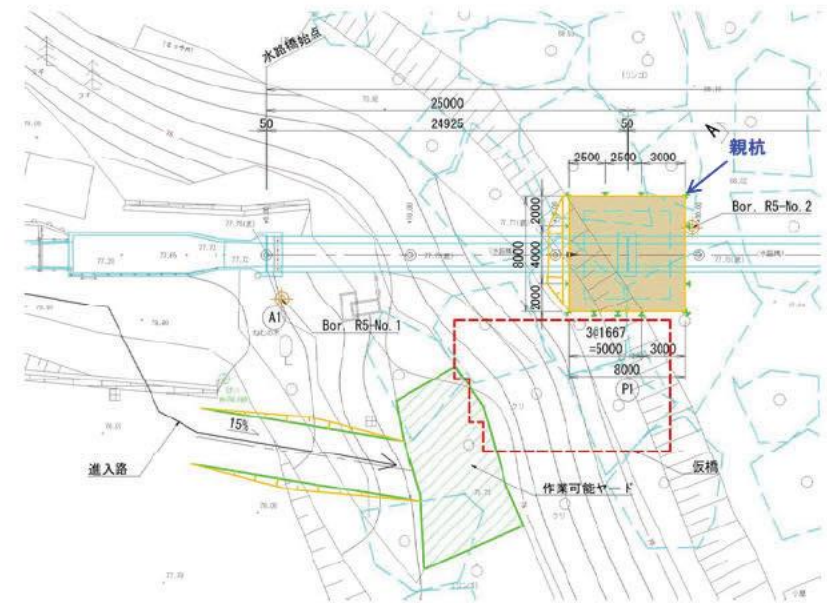


図- 6.4.3 作業ヤード参考図

(b) 打設工法

前述の条件を踏まえ、以下の親杭打設工法が考えられる。その内、クローラクレーンによる施工については、クローラクレーンの搬入が困難と考えられるため、親杭の打設は、ラフタークレーンとパイプロハンマによる工法とする。

<1>90t 吊クローラクレーンによるパイプロハンマ工法

- ・クローラクレーンを用いてパイプロハンマ工法で親杭を打設する。地盤が硬質であるため、ウォータージェットを併用する必要がある。
 - ・作業半径と吊荷重より、クローラクレーンの規格は 90t 程度必要である。
- ⇒クローラクレーンは、現地条件より搬入が困難

<2>70t 吊ラフタークレーンによるパイプロハンマ工法

- ・ラフタークレーンを用いてパイプロハンマ工法で親杭を打設する。地盤が硬質であるため、ウォータージェットを併用する必要がある。
 - ・作業半径と吊荷重より、ラフタークレーンの規格は 70t 程度必要である。
- ⇒ただし、70t 吊ラフタークレーンは、パイプロ施工時の作業半径が 15.0m となり、ラフタークレーン据付のための仮橋が必要となる。

(留意点)

ウォータージェット併用パイプロハンマ工法で施工することで支持層強度の低下や基礎の傾斜等を招く恐れがある。

以下、H29 道路橋示方書 IV 下部構造編 p.178 より抜粋

2) 均等係数の小さい均質な砂質土層や細粒分の多いれき質土層等を支持層とする直接基礎の場合、支持層内にまで達する土留めや仮締切材の施工・撤去等の際にパイプロハンマ工法を用いウォータージェットを併用することにより、過剰間隙水圧が上昇して支持層の強度が低下し、基礎の傾斜等が生じるおそれがある。オーガ削孔を併用する土留め等の場合にも、削孔の影響による支持地盤のゆるみなどにより、同様の不具合が生じるおそれがある。

このような条件では、特に注意して支持層の状態を把握するとともに、土留め等の残置や土留め等を必要としない基礎工法の適用等について検討するのがよい。なお、土留め等の施工・撤去を行う場合であっても、施工中も十分配慮できるよう設計図等に留意事項を明記するのがよい。

6.4.4 ライナープレート案の検討

ライナープレートとしては、以下のような 4 つの形状がある。形状を矩形とすることで対象橋脚の柱断面の矩形に合うため、リング畑に影響する土工範囲が小さくなり、巻立て時に支障となる支保工等も不要となる。よって、ライナープレート形状は矩形とする。

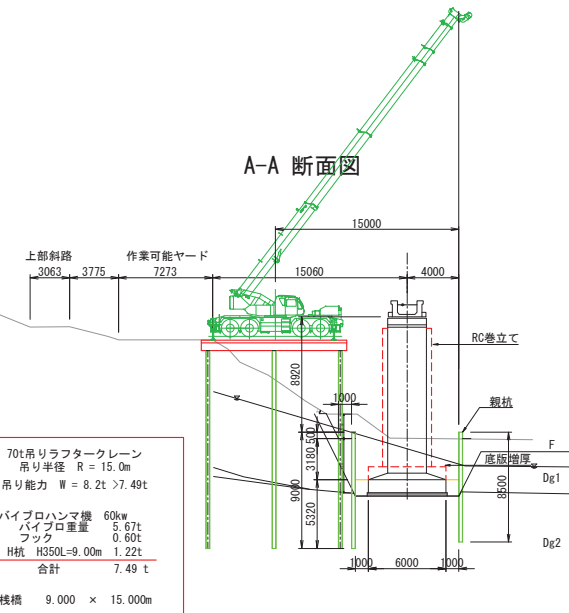
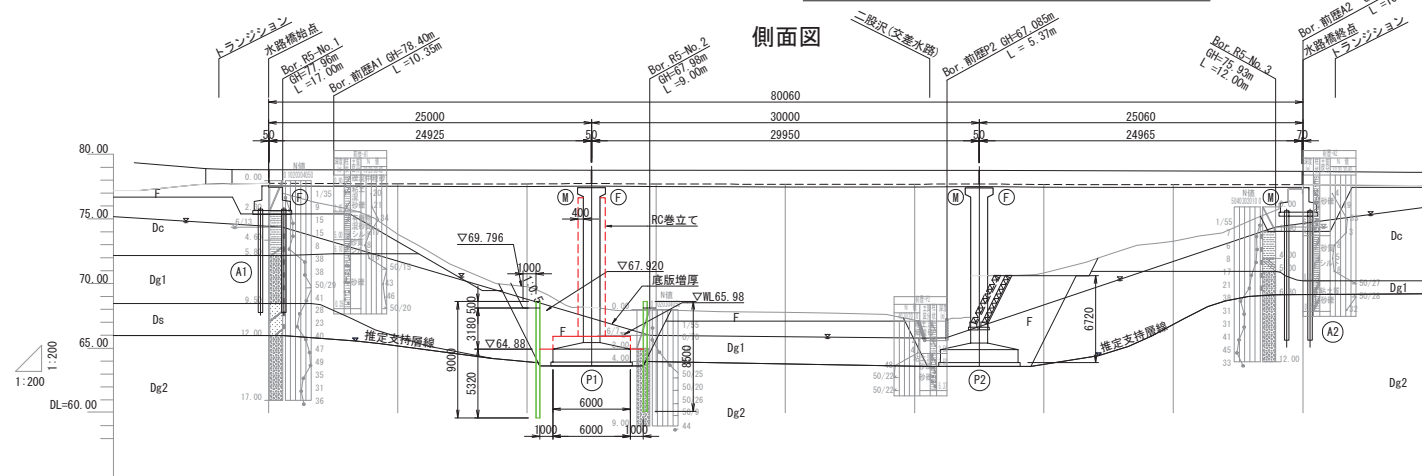
以下、ライナープレート設計・施工マニュアル p.24 より抜粋

表-4.1 ライナープレート立坑の形状と大きさの算定方法

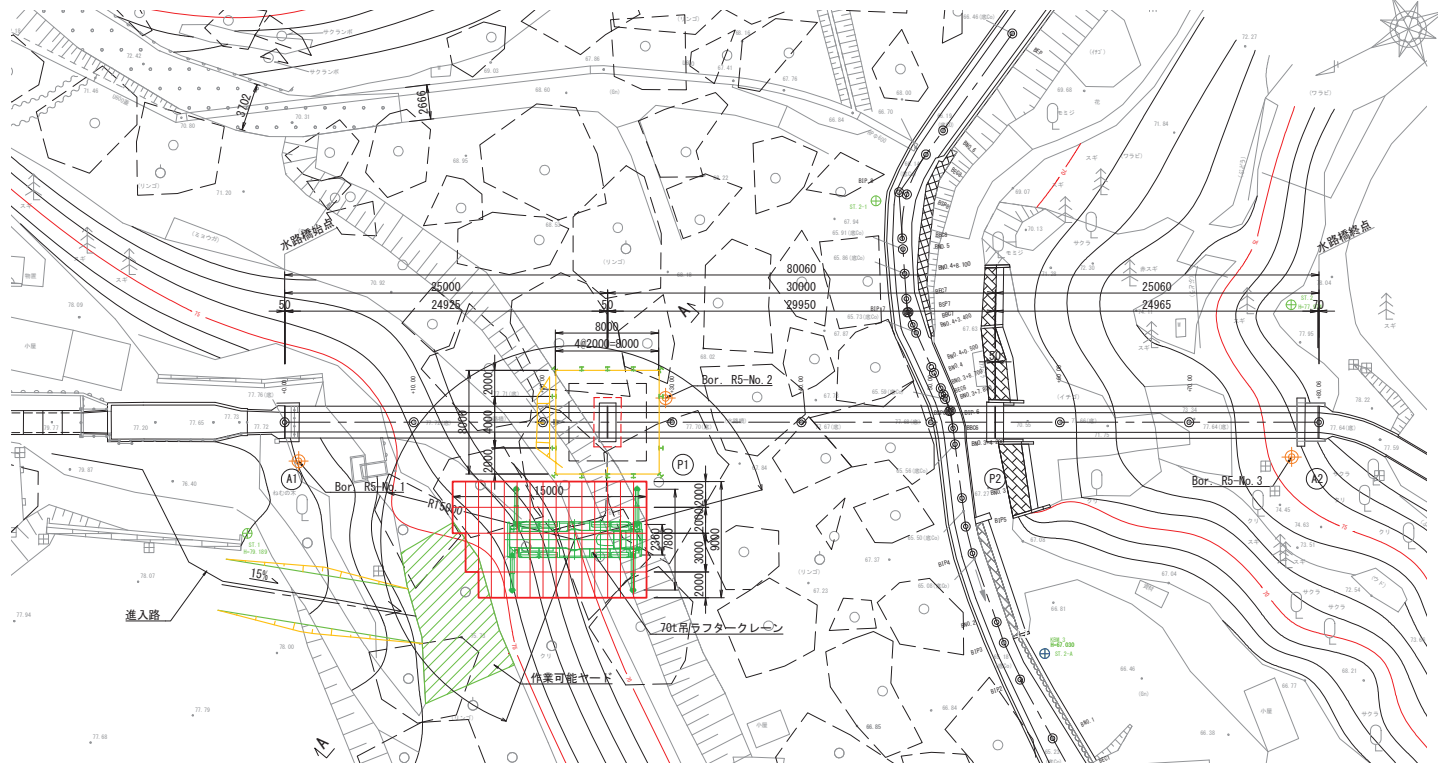
	円形	小判形 (補強リングタイプ)	小判形 (支保工タイプ)	矩形
形状				
特長	1. 小判形、矩形と比べると立坑壁材に用いる鋼材が少なく、支保部材が不要である。 2. 推進方向および到達方向は任意である。	1. 補強リングを使用するので、壁材の剛性が大きくなり、通常は縦梁 4 本ですむ。 2. 壁材の組立ては補強リングを使用するので若干複雑になるが支保部材の組立てが簡単である。 3. 推進方向に対して、直角方向の幅が狭い設置場所に用いられる。	1. 壁材はライナープレートのみで通常縦梁 6 ～14 本と腹起しを使用する。 2. 壁材の組立ては簡単であるが、縦梁、腹起しを使用するため施工手順が幾分複雑になる。 3. 腹起しが必要となるので投入口が幾分狭くなる。 4. 推進方向に対して直角方向の幅が狭い設置場所に用いられる。	1. 補強リングを使用するので、壁材の剛性が大きくなり、通常は支保部材なしですむ。 2. 円形、小判形に比べ同じ内空を少ない掘削により確保できる。 3. 補強リングのサイズが大きくなるため、施工手順が複雑になる。 4. 推進方向に対して直角方向の幅が狭い設置場所に用いられる。
大きさの算定	$D = (n \times 157) / 3.14 \text{ (mm)}$ n : ボルト総ピッチ数 $24 \leq n \leq 200$	$S = (n \times 157) / 3.14 \text{ (mm)}$ n : ボルト総ピッチ数 $30 \leq n \leq 120$ $L = (n \times 157) + S \text{ (mm)}$ n : ボルト総ピッチ数 $20 \leq n$	$S = (n \times 157) / 3.14 \text{ (mm)}$ n : ボルト総ピッチ数 $30 \leq n \leq 120$ $L = (n \times 157) + S \text{ (mm)}$ n : ボルト総ピッチ数 $20 \leq n$	TYPE I $S = (n \times 157) + 223 \text{ (mm)}$ n : ボルト総ピッチ数 $10 \leq n < 40$ $L = (n \times 157) + 223 \text{ (mm)}$ n : ボルト総ピッチ数 $10 \leq n < 60$ TYPE II $S = (n \times 157) + 80 \text{ (mm)}$ $L = (n \times 157) + 80 \text{ (mm)}$

土留め比較図（親杭横矢板案）

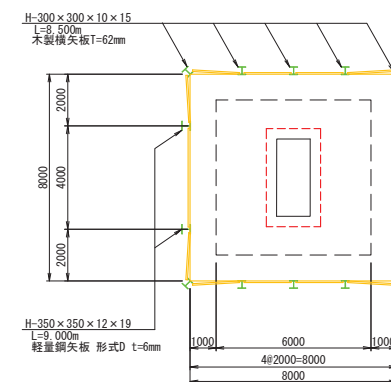
仮設計画図（親杭横矢板案） S=1:200



平面図



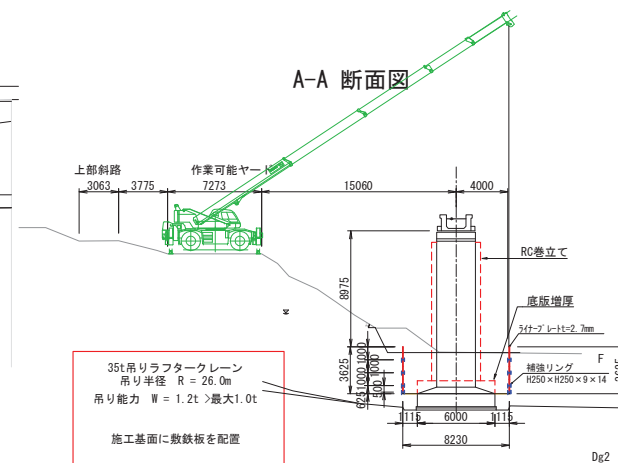
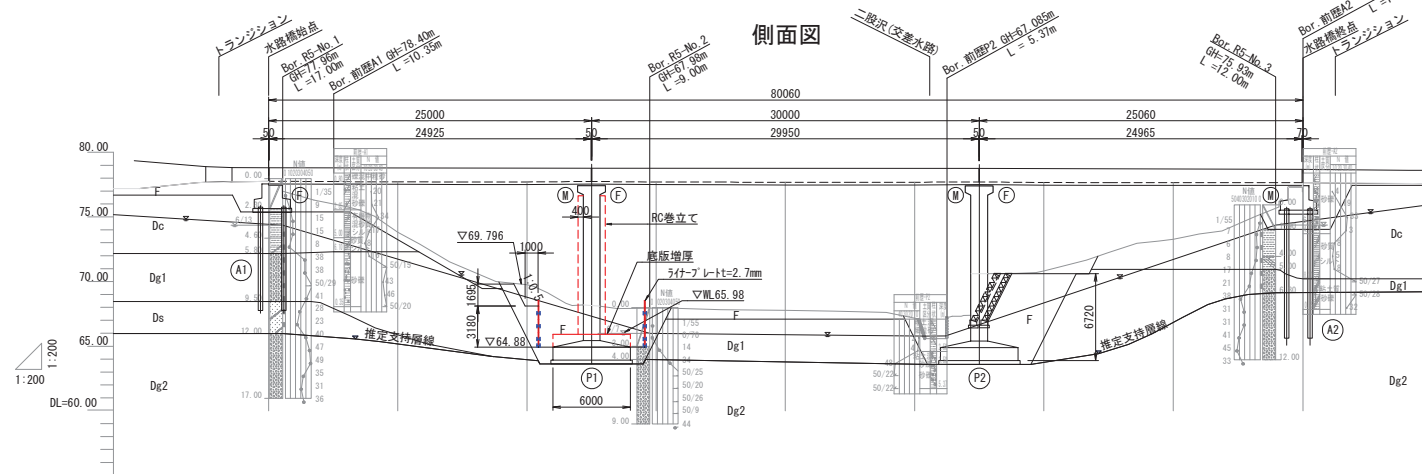
土留工平面図 S=1:100



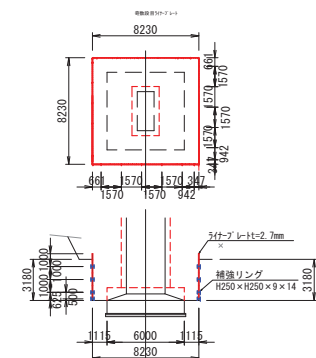
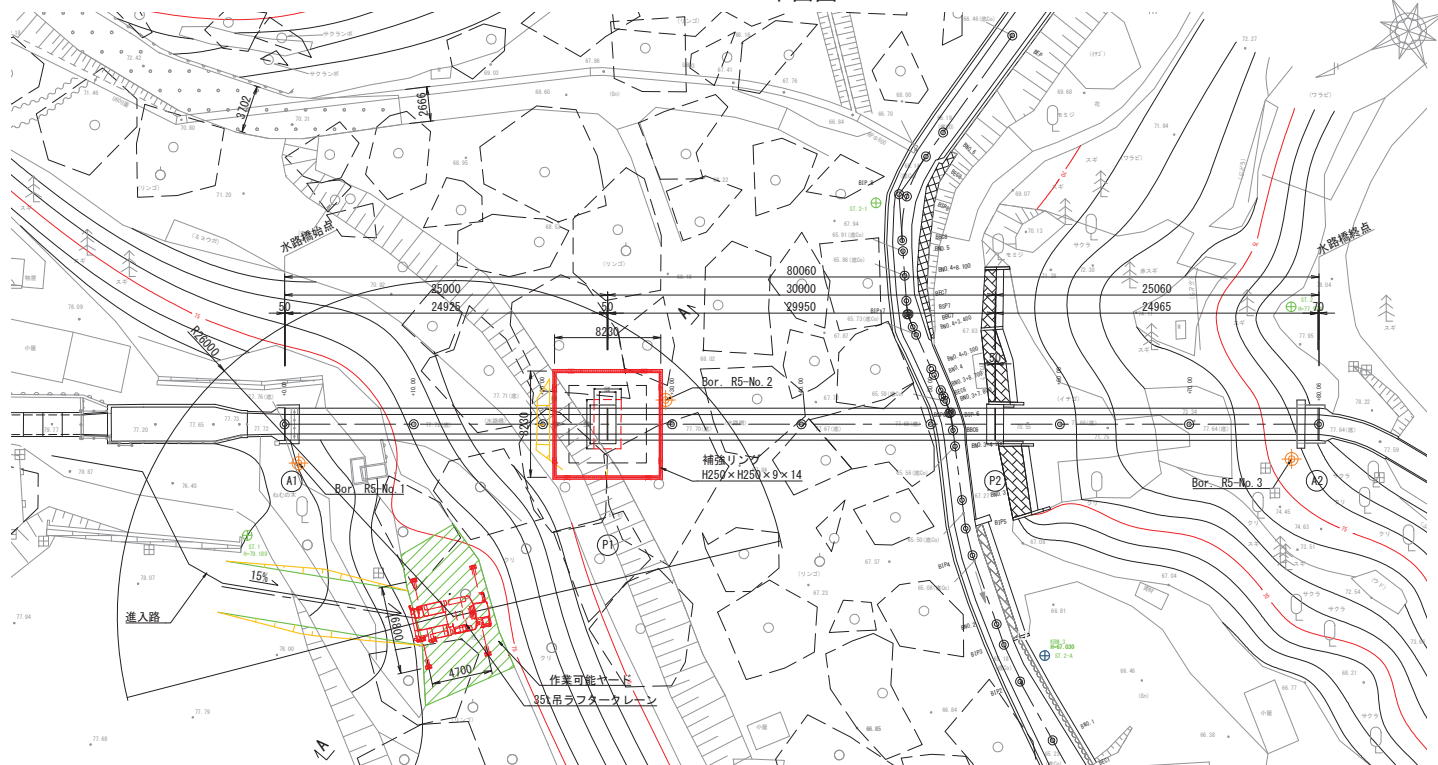
工事名	令和5年度 後瀬石川二階農業水利事業 道後左岸斜線排水路 第2号水路橋新設化計画調査測量設計業務		
図面名	仮設計画図（親杭横矢板案）		
作成年月日			
縮尺	S=1:200	図面番号	1
会社名			
事業（所）名			

土留め比較図（ライナープレート案）

仮設計画図(ライナープレート案) S=1:200

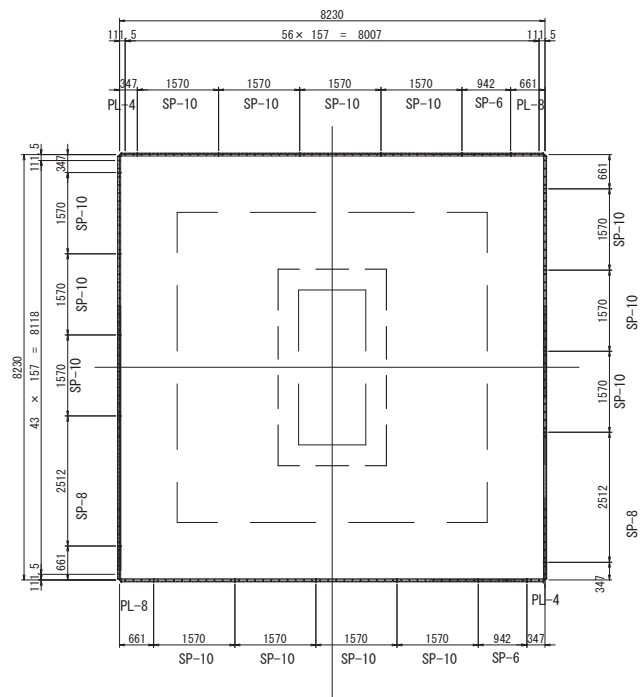


平面图

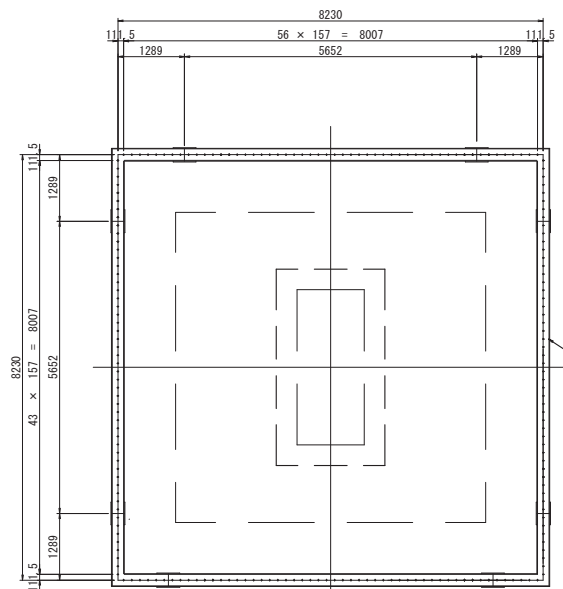


工 事 名	令和5年度 浅瀬石川二階農業水利事業 湯浅左岸畔緑地大路 第2号水路橋架設工事業測量設計業務		
図 面 名	仮設計面図(ライナープレート案)		
作成年月日			
縮 尺	S=1:200	図面番号	1
会 社 名	[REDACTED]		
事業(務)所名	[REDACTED]		

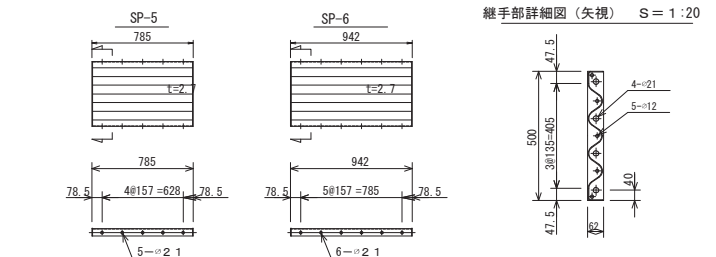
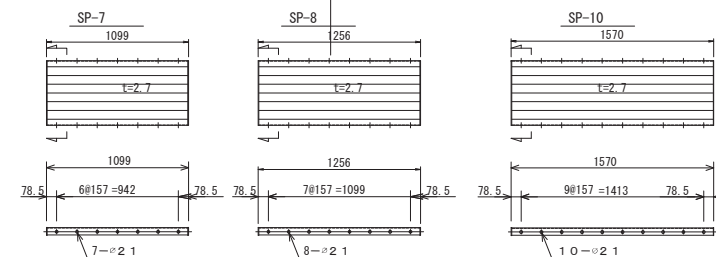
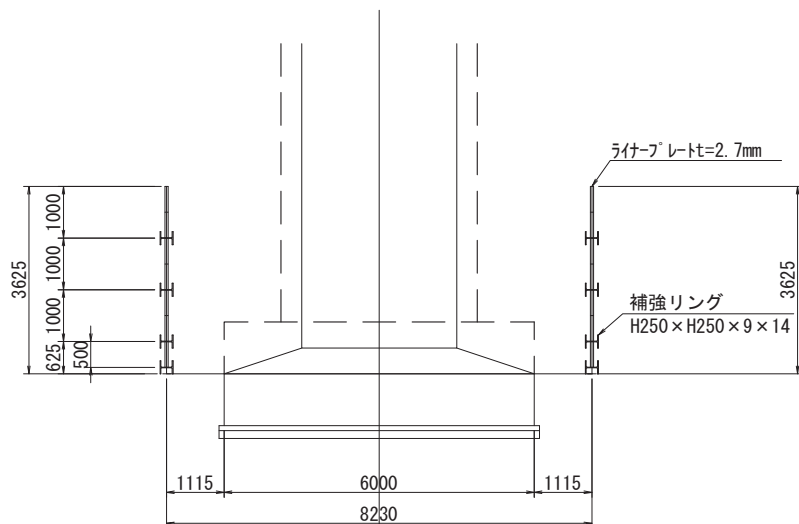
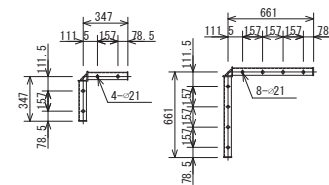
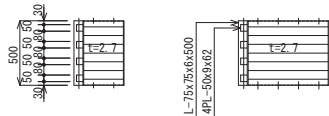
奇数段目ライナープレート



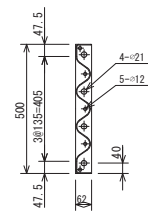
補強リング



PL-4 (コーナー用) PL-8 (コーナー用)



継手部詳細図(矢視) S=1:20



堆雪時の雪荷重は、過去10年(2012年～2023年)の最大積雪深の最大値を用いて設定する。気象庁のホームページから当該地点付近の最大積雪深を抽出する。なお、2023年の積雪は1月から4月までの記録のうち最深積雪が最も大きい月の観測データを抽出した。雪の単位容積重量は3.5kN/m³とする。

黒石市には積雪の観測所がないことから、当該現場から近い弘前・碓ヶ関・青森大谷・酸ヶ湯の観測データで検討する。以下に観測データ検討一覧表を示す。

検討の結果、当該現場から最も近い青森大谷観測所(直線距離で約14km)と、現場標高の120mに最も近い碓ヶ関観測所(標高135m)の最深積雪を比較すると青森大谷の積雪量が大きいため、安全側である青森大谷の観測データを用いる。

表- 5.1.8 観測データ検討一覧表

観測所	現場からの距離	標高	現地(120m)との標高差	最深積雪	採用
弘前	14km	30m	-90m	153cm	
碓ヶ関	15km	135m	15m	144cm	
青森大谷	14km	198m	78m	167cm	○
酸ヶ湯	20km	890m	770m	566cm	※

※酸ヶ湯観測所は標高が高く、当該地点の積雪量とかけ離れているため除外する。

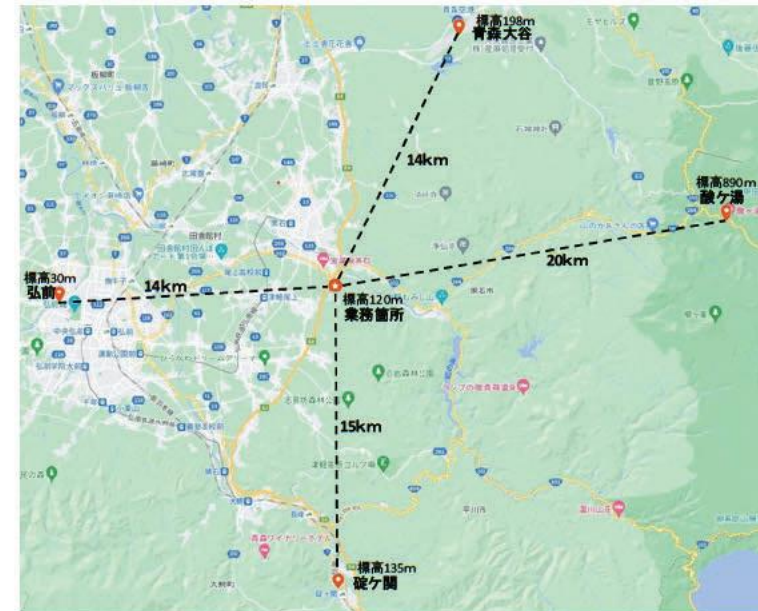
下式より、雪荷重は5.85 kN/m²とする。



$$\begin{aligned}
 [\text{雪荷重}] &= [\text{最大積雪深}] \times [\text{雪の単位容積重量}] \\
 &= 1.67\text{m} \times 3.5 \text{ kN/m}^3 \\
 &= 5.85 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

次頁以降に、周辺地図および気象観測所位置図、降雪データを添付する。

周辺地図



マーク	地点の種類	観測要素
●	気象台等	気圧、降水量、気温、湿度、風、日照、積雪、天気など
○	アメダス	降水量、気温、湿度、風、日照
■	アメダス	降水量、気温、湿度、風、日照、積雪
●	アメダス	降水量、気温、湿度、風
■	アメダス	降水量、気温、湿度、風、積雪
○	アメダス	降水量
■	アメダス	降水量、積雪
○	アメダス	積雪