

資料 5. 事業事前計画表（基本設計時）

1. 案件名
東ティモール民主共和国 ベモス・ディリ給水システム緊急改修計画
2. 要請の背景（協力の必要性・位置付け）
東ティモール国政府の国家開発計画（2002 年 5 月策定）では、① 貧困からの脱却、② 公平で持続可能な経済成長の推進と国民の健康・教育・福祉の充実、を優先すべき目標とし、水道供給に関する戦略として「都市人口の 80%が安全な水に 24 時間アクセス可能となること」を目標に挙げている。 ディリ市水道は独立をめぐる紛争と度重なる洪水で被害を受け、日本を始め世界の援助機関による緊急復興が図られてきた。ディリ市では水道普及率 70%、有効率 36%程度である（推定値、2006 年）。給水事業はインフラストラクチャー省水道衛生局の管轄であるが、人的資源・料金徴収システムの稼働・給配水管の改修他の課題があり実施能力は未だ脆弱であり、2008～20011 年度の予定で「水道局能力向上プロジェクト」を通じ、水道施設の実用的な維持管理マニュアルの作成と技術指導が行われている。 本事業の対象であるベモス水源系統は、ディリ市全体の配水量の約 20%に当る日量 6,200 m³ を 57,000 人（ディリ市人口の 35%）に供給する基幹施設であり、2000 年に我が国の支援で改修された後、2004 年および 2005 年に発生した河川氾濫により著しい損傷を受けた。水道衛生局は被災した施設を応急的に修復したが十分ではなく、同様な洪水が今後発生した場合には管路の折損などの取水停止を余儀なくされる大規模な被害を受けることが想定される。また、ベモス浄水場下部配水池および弁室はコンクリート・鉄筋の劣化が著しく、早急に更新が必要であると評価されている。
3. プロジェクト全体計画概要
(1) プロジェクト全体計画の目標（裨益対象の範囲および規模） ディリ市水道の配水区域 Zone 3、Zone 4 で、安全かつ持続的な水供給が確保される。 ＜裨益対象の範囲および規模＞ 約 35%のディリ市民：約 57,000 人（2007 年 5 月調査実績） (2) プロジェクト全体計画の成果 ア <u>ベモス導水管およびベモス浄水場下部配水池等が改修される。</u> イ <u>ベモス浄水場およびディリ中央浄水場に安定的に原水が供給される。</u> (3) プロジェクト全体計画の主要活動 ア <u>ベモス導水管およびベモス浄水場下部配水池等を改修する。</u> イ ベモス導水管およびベモス浄水場下部配水池等を適切に運営・維持管理する。 ウ 運営・維持管理の予算および要員を確保する。 (4) 投入（インプット） ア <u>日本側（=本案件）：無償資金協力 7.21 億円</u> イ 東ティモール側： （ア）本無償資金協力案件の実施に係わる負担額： 1.65 百万円 （イ）本無償資金協力案件対象施設の運営・維持管理費： 年間 6.58 百万円 (5) 実施体制 主管官庁および実施機関：インフラストラクチャー省水道衛生局

4. 無償資金協力の内容		
(1) サイト 東ティモール国ディリ市		
(2) 概要 ① ベモス取水堰の改修および沈砂池の新設 ② ベモス導水管の部分改修（11箇所） ③ ベモス浄水場下部配水池および弁室の改修		
(3) 相手国側負担事項 ① 新設沈砂池の土地収用 ② 工事期間中のベモス浄水場仮設配水ポンプの操作および運転経費 ③ 洪水期前に導水管露出宙吊り区間の折損防止工事 ④ 洪水発生により日本側着工前に導水管が被災した場合は、「東ティ」国側の自己資金にて応急処置および復旧工事 ⑤ 取水堰および沈砂池付近の防護フェンス等の整備工事		
(4) 概算事業費 概算事業費 7.22 億円（無償資金協力 7.21 億円、東ティモール国側負担 0.01 億円）		
(5) 工期 詳細設計・入札期間を含め約 18 ヶ月間（予定）		
(6) 貧困、ジェンダー、環境および社会面の配慮		
5. 外部要因リスク（プロジェクト全体計画の目標の達成に関するもの）		
・ 確率年 50 年を越す大洪水が発生しない。 ・ ディリ市の治安が維持される。		
6. 過去の類似案件からの教訓の活用		
UNDP の無償資金協力によるベモス導水管の建設事業では、洪水の影響に対する検討が十分に行われず、2004 年の洪水で被害を受けた。本計画では、河川工学的な考察を行い、防災の観点から施設の改修計画を検討した。		
7. プロジェクト全体計画の事後評価に係る提案		
(1) プロジェクト全体計画の目標達成を示す成果指標		
	現在（2009 年）	事業実施後（2011 年）
導水量	7.8 千 m ³ /日	8.8 千 m ³ /日
(2) その他成果指標		
	現在（2009 年）	事業実施後（2011 年）
年間取水停止日数	年間 7 日程度	0 日（通年給水）
(3) 評価のタイミング 2011 年（給水システムの改修工事完了から 1 年後）		

資料 6. 参考資料／入手資料リスト

番号	名 称	形態 図書・ビデオ 地図・写真等	オリジナル・コピー	発行機関	発行年
1	DILI, TIMOR-LESTE 1:50,000 Edition 1-DIGO, Series T755, Sheet 2407 33	地図 縮尺5万分の1	オリジナル	National Directorate of Land and Property and Cadastral Services, Ministry of Justice	2005
2	Working Together, 2008 National Priorities 2008 TLDPM Background Paper (Timor-Leste and Development Partners' Meeting, 28-29 March 2008)	冊子	コピー	Government of Timor-Leste	2008
3	General Budget of the State (2004-2009) (東ティモール国政府予算書)	電子ファイル		Ministry of Finance (東ティモール国財務省)	2004-2009
4	GUIDELINE No. 1-8, Environmental Requirements for Development Proposals (環境ガイドライン・申請用紙)	電子ファイル		Directorate of Environmental Services, MoED	2003
5	Dili IDP Camps (難民キャンプ資料)	電子ファイル		Office for the Coordination of Humanitarian Affairs	2007
6	Movement of IDPs out of Camps under the Government's Hamutuk Futuru Recovery Package (難民キャンプ資料)	電子ファイル		Office for the Coordination of Humanitarian Affairs	2008
7	IDPs Area of Return under ermmment's HHF Program (Dili District) and Camp Closure Progress (難民キャンプ資料)	電子ファイル		Office for the Coordination of Humanitarian Affairs	2008
8	RWASSP Rural Water Supply & Sanitation Program Australia - Timor-Leste	リーフレット	オリジナル	AusAID	2007
9	Main Report of Interim Report, The Study on Community-Based Integrated Watershed Management in Lacro and Comoro River Basins in the Democratic Republic of Timor-Leste	電子ファイル		日本工営株式会社 (JICA、東ティモール国農水省)	2008
10	同上、Appendixes (東ティモール国ラクロ川およびコモロ川流域住民主導型流 域管理計画調査 インタビューレポート 付属資料)	図書	コピー	日本工営株式会社 (JICA、東ティモール国農水省)	2008

番号	名 称	形態 図書・ビデオ 地図・写真等	オリジナル・コピー	発行機関	発行年
11	Resumo Mensal dos Dados Climatologicos (デ일리空港測候所気象データ 2008年1月-6月)	紙片	コピー	Ministerio dos Transportes das Comunicacoes, Direcsao dos Servicos da Meteorologia e Goofisica	2008
12	Water and Sanitation Organization Chart (水道衛生局 組織図)	電子ファイル	コピー	水道衛生局 総務・経理・人事部 人事課	2008
13	Data Funcionario Permanente, Direcao Servico de Agua e Sneamento (水道衛生局職員名簿)	紙片	コピー	水道衛生局 総務・経理・人事部 人事課	2008
14	Allotment Report (水道衛生局 予算内訳)	紙片	コピー	水道衛生局 総務・経理・人事部 経理課	2008
15	DENSAS Capital Development Project (Fiscal Year 2008) (水道衛生局 給水・衛生分野の開発・改修計画一覧)	紙片	コピー	水道衛生局 総務・経理・人事部 経理課	2008
16	Technical Specification (水道衛生局 工事標準仕様書)	冊子	コピー	水道衛生局 計画・開発部 調査・計画・設計・施工管理課	不明
17	Tabela Tarifaria, Diploma Ministerial No. 01/2004 de 11 de 02 (水道料金表)	紙片	コピー	Ministerio dos Transportes das Comunica c oes e Obras Publicas e Ministerio do Plano e das Financas	2004
18	Tabela Tarifaria (水道料金表)	リーフレット	オリジナル	水道衛生局 総務・経理・人事部 顧客サービス課	2005
19	Hakarak halo ligasaun be mos? (水道衛生局 一般需要家向け給水管接続工事説明資料)	リーフレット	オリジナル	水道衛生局 総務・経理・人事部 顧客サービス課	不明
20	Water Production (水道衛生局 配水量・電力量・薬品使用量データ) (部 分)	電子ファイル		水道衛生局 デイリ水道衛生部 デイリ運営・維持管理課浄水係	2003-2008
21	Water Quality (水道衛生局 水質データ) (部分)	電子ファイル		水道衛生局 デイリ水道衛生部 デイリ運営・維持管理課浄水係	2008

資料 7. その他の資料・情報

7-1 設計洪水量の推定

(1) ベモス取水堰地点の設計洪水量

ベモス取水堰地点の河川計画の設計洪水量は次の解析方法により決定する。

- ① 解析-1：降雨記録および流域のデータによる方法
- ② 解析-2：洪水痕跡および河川測量データによる方法

① 解析-1：降雨記録および流域のデータによる方法での設計洪水量

(a) 流域面積

「ラクロ川およびコモロ川流域住民主導型管理計画調査」において、ベモス川およびコモロ川の流域は詳細に調査されており、次のとおりである。

河 川 名	流 域 面 積
● コモロ川（河口）：	212.0 km ²
● ベモス川（コモロ川合流地点）：	43.9 km ²
● ベモス川（取水施設地点）：	30.3 km ²

(b) 降雨強度

コモロ川流域には以下に示す 9 箇所の雨量観測所が存在する。このうちダレ（観測期間：22 年間、最大年間降雨量：2,628mm）が流域に最も近いが、ディリ雨量観測所（観測期間：30 年間、最大年間降雨量：2,821mm）は、観測期間が長く、また最大年間降雨量が大きいことから、ディリ雨量観測所のデータを使用して解析する。

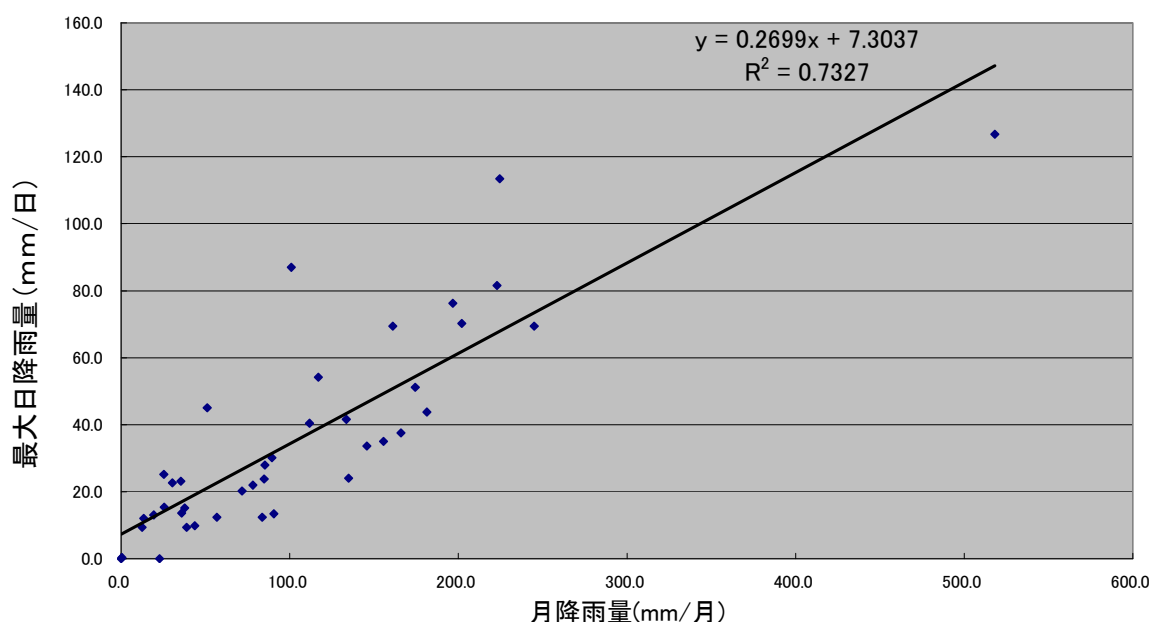
No.	観測所 No.	観測所名	観測年数	観測期間		位置		標高 (m)	年間降雨量 (mm)	
						緯度	経度		最大	最小
1	CT 7	Dare	22	1953-74		08°36'S	125°34'E	498	2,628	869
2	CT 8	Dili	30	1953-75, 1977-84		08°35'S	125°35'E	4, 15	2,821	475
3	CT 9	Ermera	7	1968-74		08°45'S	125°24'E	1,160	-	-
4	CT 11	Fasenda Algarve	23	1952-74		08°40'S	125°21'E	916	2,565	1,200
5	CT 13	Gleno	7	1968-74		08°43'S	125°27'E	770	-	-
6	RT 2	Lahane	2	1970-74		08°35'S	125°35'E	80	-	-
7	RT 4	Remexio	18	1956-64,	1966-74	08°37'S	125°40'E	875	3,879	1,325
8	RT 5	Aileu	17	1955-64,	1966-74	08°44'S	125°34'E	930	3,110	988
9	RT 10	Maubara	18	1956-64,	1966-74	08°37'S	125°12'E	15	1,225	588

ディリ観測所の降雨量データは、1953 年～2007 年までの 55 年間分の月降雨量データが記録として残っているが、日降雨量データに関しては 2003 年～2008 年までの 6 年間のみである（ただし 2008 年は 1 月から 6 月までの雨期のみ）。

そこで、2003 年～2008 年の雨期（11 月～5 月）において各月における月降雨量と最大日降雨量との相関関係を調べたところ、相関関係が高く、相関係数 0.73 となる式（各月の最大日降雨量 $=0.2699 \times \text{月降雨量} + 7.3037$ ）が導き出された。この相関式により、1953 年～2002 年までの各年の最大月降雨量から各年の最大日降雨量を推定した。

次にこの推定した最大日降雨量と 2003～2007 年までの実測値である最大日降雨量を基に確率処理を行い、2005 年の日降雨量 113.4mm は約 25 年確率に相当し、2004 年の日降雨量 126.7mm は 77 年確率に相当する解析結果が得られた。

月降雨量と最大日降雨量の相関



生起年	確率日降雨量 (mm/day)	備考
2	72.0	
3	81.3	
5	90.8	
10	101.5	
20	110.9	
2005 年	113.4	R.P. 24.4 年
30	115.9	
50	121.9	
既往最大 2004 年	126.7	R.P. 76.6 年
100	129.6	
200	136.9	

岩井法 超過 確率計算結果

地区名：デイル地区

項目名：洪水(雨期)

単位：mm

両端10% データ個数 N/10	下限定数 b
5	91.9

標準偏差 Sx	1/a
0.05576	0.07963

	xl Max	xs Min	xs $\log_{10}xs$ $=\Sigma \log_{10}xi$	xs $\log_{10}xs$ $=\Sigma \log_{10}xi$	bs $xl \cdot xs - xs^2$ $/2xs - (xl + xs)$	b 平均bs
1	126.700	25.927	70.0772	-1625.89	-12.47	130.36
2	124.170	37.533	70.0772	-250.39	-21.55	11.62
3	113.400	42.931	70.0772	-42.50	-16.18	2.63
4	109.056	43.200	70.0772	-199.55	-12.10	16.49
5	99.070	43.200	70.0772	-630.97	-2.12	298.23
6	95.561	49.678	70.0772	-163.54	-5.08	32.16
7	95.561	51.837	70.0772	42.80	-7.24	-5.91
8	95.561	53.187	70.0772	171.76	-8.59	-19.99
9	92.592	53.727	70.0772	63.83	-6.16	-10.36
10	90.163	54.200	70.0772	-23.98	-4.21	5.70

生起年 T年	ξ	$1/a \cdot \xi$	平均 $y_{+1/a \cdot \xi}$	x+b	生起年 確率値 x
2	0.0000	0.0000	2.2143	163.8	71.939
3	0.3045	0.0242	2.2386	173.2	81.344
5	0.5951	0.0474	2.2617	182.7	90.823
10	0.9062	0.0722	2.2865	193.4	101.547
20	1.1630	0.0926	2.3069	202.7	110.871
30	1.2967	0.1033	2.3176	207.8	115.903
50	1.4520	0.1156	2.3299	213.8	121.904
100	1.6450	0.1310	2.3453	221.5	129.604
200	1.8215	0.1450	2.3594	228.8	136.888
300	1.9184	0.1528	2.3671	232.9	140.989

有効 標本数N= 52	計 計/N	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
		3,811.20		95.970		115.145	255.130	302,780.7	25,790,323.7	
		73.29		1.846		2.214	4.906	5,822.7	495,967.8	

順位 n	YEAR	xi	Fn(%)	$\log_{10}xi$	xi+b	$Y = \log(xi+b)$	Y^2	x^2	x^3	ξ	period ₁	period ₂	ξ_1	ξ_2	R.P.年
1	平成 16 年	2004	126.700	98.11	2.10278	218.566	2.33958	5.47365	2,033,901.2	1.5730	76	77	1.5709	1.5745	76.6
2	平成 10 年	1998	124.170	96.23	2.09402	216.037	2.33453	5.45002	1,914,495.0	1.5095	61	62	1.5094	1.5141	61.0
3	平成 17 年	2005	113.400	94.34	2.05461	205.266	2.31232	5.34681	1,458,274.1	1.2306	24	25	1.2246	1.2380	24.4
4	平成 4 年	1992	109.056	92.45	2.03765	200.922	2.30303	5.30394	1,189,211	1.1139	17	18	1.1065	1.1263	17.4
5	昭和 31 年	1956	99.070	90.57	1.99594	190.936	2.28089	5.20245	972,349.8	0.8359	8	9	0.8134	0.8634	8.4
6	昭和 29 年	1954	95.561	88.68	1.98028	187.427	2.27283	5.16577	872,653.9	0.7347	6	7	0.6858	0.7547	6.7
6	昭和 48 年	1973	95.561	88.68	1.98028	187.427	2.27283	5.16577	872,653.9	0.7347	6	7	0.6858	0.7547	6.7
6	平成 7 年	1995	95.561	88.68	1.98028	187.427	2.27283	5.16577	872,653.9	0.7347	6	7	0.6858	0.7547	6.7
9	平成 2 年	1990	92.592	83.02	1.96657	184.458	2.26590	5.13429	793,819.6	0.6477	5	6	0.5951	0.6858	5.6
10	昭和 53 年	1978	90.163	81.13	1.95503	182.029	2.26014	5.10824	8,129.367	0.5754	4	5	0.4769	0.5951	4.8
11	平成 8 年	1996	89.083	79.25	1.94980	180.950	2.25756	5.09657	706,952.7	0.5429	4	5	0.4769	0.5951	4.6
12	平成 3 年	1991	88.814	77.36	1.94848	180.680	2.25691	5.09384	7,887.838	0.5348	4	5	0.4769	0.5951	4.5
13	昭和 33 年	1958	88.274	75.47	1.94583	180.140	2.25561	5.08778	687,850.4	0.5184	4	5	0.4769	0.5951	4.4
14	平成 11 年	1999	86.924	73.58	1.93914	178.790	2.25234	5.07305	656,783.3	0.4774	4	5	0.4769	0.5951	4.0
15	昭和 30 年	1955	86.384	71.70	1.93644	178.251	2.25103	5.06714	644,623.2	0.4609	3	4	0.3045	0.4769	3.9
16	昭和 41 年	1966	85.035	69.81	1.92960	176.901	2.24773	5.05229	614,881.8	0.4195	3	4	0.3045	0.4769	3.7
17	昭和 36 年	1961	82.336	67.92	1.91559	174.202	2.24105	5.02232	558,171.6	0.3356	3	4	0.3045	0.4769	3.2
18	平成 20 年	2008	81.600	66.04	1.91169	173.466	2.23921	5.01408	6,658.560	0.3126	3	4	0.3045	0.4769	3.0
19	昭和 35 年	1960	81.256	64.15	1.90986	173.122	2.23835	5.01023	536,501.7	0.3017	2	3	0.0000	0.3045	3.0
20	昭和 63 年	1988	80.177	62.26	1.90405	172.043	2.23564	4.99807	6,428.303	0.2676	2	3	0.0000	0.3045	2.9

※ 生起年R.P.=2.0年未満については1.0年と表記

(c) 河川改修計画の対象とする超過確率年

国土交通省・河川砂防技術基準によると、「河川改修計画の規模の決定に当っては、河川の重要度を重視すると共に、既往洪水による被害の実態、経済的効果等を総合的に考慮して定めるものとする。」とされている。

ベモス川は山地部を流下する一般河川であり、堤内地は山地であることから、上記の基準によると、計画の規模は 50 年超過確率年とするのが妥当であるが、ディリ降雨量観測データの確率計算結果から、50 年超過確率日降雨量は、122mm/day であり、また 2004 年 2 月の既往最大日降雨量は 126.7mm/day である。両者の差は僅か 4 % 程度であり、既往最大の洪水により対象施設が被害を受けていることを考慮し、本プロジェクトにおける基本洪水は 2004 年 2 月の既往最大日降雨量 126.7mm/day により決定する。

河川の重要度：	D 級
計画の規模：	既往最大洪水（50 年超過確率年）
対象計画日降雨量：	126.7mm/day

(d) ベモス取水施設地点での設計洪水量

1) 平均洪水流速

ルチハ公式： $W = 20(h/L)^{0.6}$

ここで、 W : 洪水流速 (m/sec)

h : 流路上流端地点と下流端地点の標高差 (m)

$$h = \text{EL. 800m} - \text{EL. 227m} = 573\text{m}$$

L : 流路長(m)、 $L = 8,500\text{m}$

$$W = 20 \times (573/8,500)^{0.6} = 3.8\text{m/sec}$$

2) 洪水到達時間

$$T = t_1 + t_2$$

ここで、 T : 洪水到達時間 (hr)

t_1 : 洪水流入時間 (hr)、山地流域 (2km^2) : 0.5hr

t_2 : 洪水流下時間 (hr)、 $t_2 = L / W = 8,500 / 3.8\text{m/sec} = 0.6\text{hr}$

$$\text{洪水到達時間} : T = 0.5 + 0.6 = 1.1\text{hr}$$

3) 洪水到達時間内降雨強度

物部公式： $r = R_{24}/24 \cdot (24/T)^n$

ここで、 r : 洪水到達時間内降雨強度 (mm/hr)

R_{24} : 既往最大洪水（2004 年 2 月 6 日）の日降雨量 (mm/day)

$$R_{24} = 126.7\text{mm/day}$$

T : 洪水到達時間、 $T = 1.1\text{ hr}$

n : 地形による係数、 $n = 0.6$

$$\text{既往最大降雨強度} : r_{\max} = 126.7/24 \times (24/1.1)^{0.6} = 33.6\text{mm/hr}$$

4) 降雨解析による設計洪水量

$$\text{合理式：} Q_{fi} = f \cdot r \cdot A / 3.6$$

ここに、 Q_{fi} : 降雨解析による設計洪水量 (m^3/sec)

f : 流出係数 $f = 0.7$ (山地)

$r_{\max}$: 既往最大降雨強度、 $r_{\max} = 33.6\text{mm/hr}$

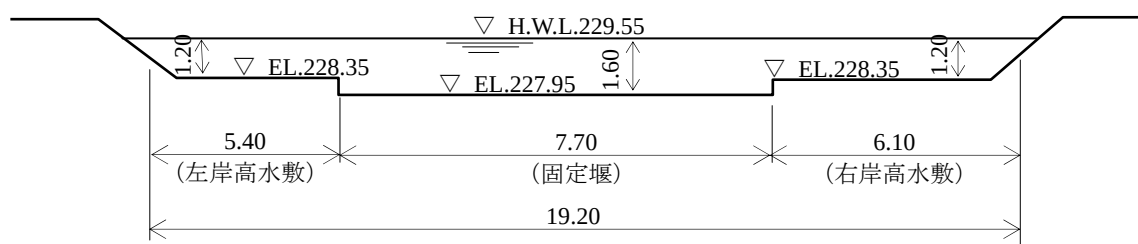
A : 流域面積、 $A = 30.3\text{km}^2$

$$\text{既往最大設計洪水量：} Q_{\max fi} = 0.7 \times 33.6 \times 30.3 / 3.6 = 198\text{m}^3/\text{sec}$$

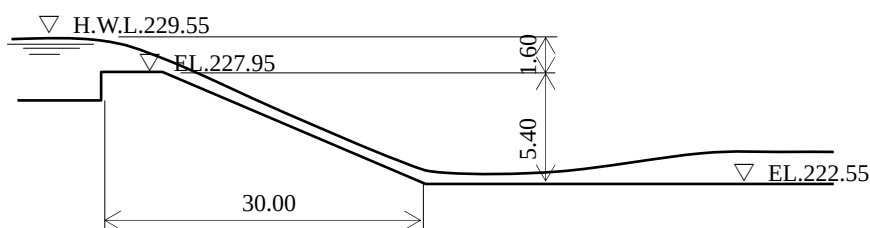
② 解析-2：洪水痕跡および河川データによる方法での設計洪水量

ベモ川設計洪水量は、堰の洪水越流痕跡（管理人へのヒヤリングによると、左岸高水敷での水深 1.2m）および取水堰地点での河川データに基づき算定される。

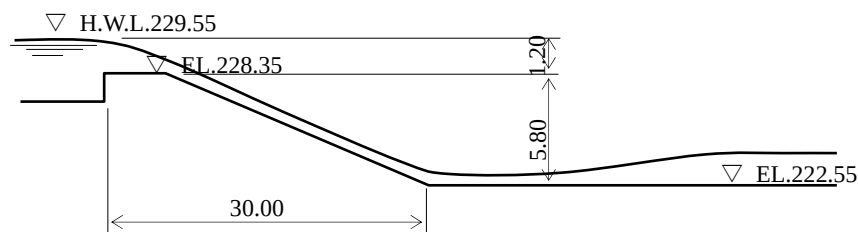
(a) 取水堰の諸元



取水堰正面図



固定堰断面図



高水敷部断面図

注) 本図中の水位は聞取り水位を示す。

(b) 取水堰の越流量

取水堰の堰高は 5.4m と堰の越流水深に比較して大きいことから、取水堰での越流は完全越流となる。

$$\text{越流量 : } Q_{f2} = C \cdot B \cdot H^{3/2}$$

ここに、 Q_{f2} : 堰越流量 (m^3/sec)

C : 越流係数 $C = 1.70$ (広頂堰の完全越流)

B : 越流幅 (m)

H : 越流水頭、 $H = h + h_v$ (m)

1) 聞取り調査による洪水位 (H.W.L. 229.55m)

現地取水施設管理人に聞取り調査を実施した結果、既往最大洪水位は高水敷から 1.20m の水深とのことであった。従って、聞き取りによる既往最大洪水位は $\text{EL. } 228.35\text{m} + 1.20\text{m} = \text{H.W.L. } 229.55\text{m}$ である。なお、堰上流の等流計算結果、流速：5.03m/sec、速度水頭：1.29m である。

a) 固定堰越流量： Q_1

$$Q_1 = 1.70 \times 7.70 \times (1.60 + 1.29)^{3/2} = 64.3\text{m}^3/\text{sec}$$

b) 左岸高水敷越流量： Q_2

$$Q_2 = 1.70 \times (4.80 + 1.20/2) \times (1.20 + 1.29)^{3/2} = 36.1\text{m}^3/\text{sec}$$

c) 右岸高水敷越流量： Q_3

$$Q_3 = 1.70 \times (5.50 + 1.20/2) \times (1.20 + 1.29)^{3/2} = 40.8\text{m}^3/\text{sec}$$

d) 堰越流量： Q_{f21}

$$Q_{f21} = 64.3 + 36.1 + 40.8 = 141.2\text{m}^3/\text{sec}$$

従って、聞取り調査による洪水位 H.W.L. 229.55m での越流量は $Q_{f21} = 141.2\text{m}^3/\text{sec}$ である。

2) 既往最大洪水による洪水位 ($Q_{\text{maxf}2} = 198\text{m}^3/\text{sec}$)

既往最大洪水量は $Q_{\text{maxf}} = 198\text{m}^3/\text{sec}$ である。この洪水量：198 m^3/sec が流下する時の取水堰上流の水位を次のように仮定する。

既往最大洪水の仮定洪水位：H.W.L. 229.95m

なお、堰上流の等流計算結果、流速：5.59m/sec、速度水頭：1.59m である。

a) 固定堰越流量： Q_1

$$Q_1 = 1.70 \times 7.70 \times (2.00 + 1.59)^{3/2} = 89.2\text{m}^3/\text{sec}$$

b) 左岸高水敷越流量： Q_2

$$Q_2 = 1.70 \times (4.80 + 1.60/2) \times (1.60 + 1.59)^{3/2} = 54.4\text{m}^3/\text{sec}$$

c) 右岸高水敷越流量： Q_3

$$Q_3 = 1.70 \times (5.50 + 1.60/2) \times (1.60 + 1.59)^{3/2} = 61.1\text{m}^3/\text{sec}$$

d) 堰越流量： Q_{f21}

$$Q_{f21} = 89.2 + 54.4 + 61.1 = 204.7 \text{ m}^3/\text{sec} \div 198 \text{ m}^3/\text{sec}$$

従って、既往最大洪水の洪水位は、H.W.L. 229.95m と推定される。

③ 設計洪水量のまとめ

ベモス取水堰地点の洪水時の解析結果は次のとおりである。

項目	単位	既往最大洪水	聞取調査の最大洪水
1. 流域面積	km ²	30.3	
2. 流路長	m	8,500	
3. 流路標高差	m	573 (= EL.800m – EL.227m)	
4. 平均流路勾配	-	1/15	
5. 洪水到達時間	hr	1.1	
6. 日降雨量	mm/day	126.7	90.2 相当
7. 降雨強度	mm/hr	33.6	23.9 相当
8. 設計洪水量	m ³ /sec	198	141
9. 堰上流洪水位	m	H.W.L.229.95m	H.W.L.229.55m
10. 堰上流流速	m/sec	5.59	5.03
11. 堰上流速度水頭	m	1.59	1.29

上表より、聞取り調査の最大洪水位：H.W.L.229.55m（高水敷き水深：1.20m）の洪水量は $Q_f = 141 \text{ m}^3/\text{sec}$ であり、既往最大洪水の推定流量 $198 \text{ m}^3/\text{sec}$ を下回るが、聞き取りのデータはあくまで数年後での記憶に基づくものであり、またその観測値は洪水ピークの時点からずれていることも考えられ、小さめの結果を与えたと推定される。

従って、ベモス川河川計画の設計洪水量は、河川工作物の重要性、洪水被災の影響等を考慮し、超過確率 50 年相当である既往最大流量を設計洪水量とする。

- 既往最大洪水量： $Q_{\max} = 198 \text{ m}^3/\text{sec} \div 200 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、
- 取水堰地点洪水位：H.W.L.229.95m

④ 低水護岸の設計洪水量

年間に 1～2 回発生する洪水によって河道は形成される。この流量を支配流量と呼ぶ。降雨量の確率処理の結果から、支配流量は 2 年超過確率日降雨量（72mm/day）を採用すると、流域面積 30.3 km^2 に対する支配流量は次のように推定される。

$$\text{支配流量： } Q_c = 72 \text{ mm/day} \times 198 \text{ m}^3/\text{sec} / 126.7 \text{ mm/月} = 112.5 \text{ m}^3/\text{sec} \div 110 \text{ m}^3/\text{sec}$$

従って、低水路で支配流量： $110 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流下できるように、低水護岸の高さを決定する。

(2) 支流の設計洪水比流量

① 洪水到達時間

$$T = t_1 + t_2$$

ここで、T : 洪水到達時間 (hr)

t_1 : 洪水流入時間 (hr)、山地流域 (2km^2) : 0.5hr

t_2 : 洪水流下時間 (hr)、 $t_2 = 0.0\text{hr}$

洪水到達時間 : $T = 0.5 + 0.0 = 0.5\text{hr}$

② 洪水到達時間内降雨強度

物部公式 : $r = R_{24}/24 \cdot (24/T)^n$

ここで、 r : 洪水到達時間内降雨強度 (mm/hr)

R_{24} : 既往最大洪水 (2004 年 2 月 6 日) の日降雨量 (mm/day)

$R_{24} = 126.7\text{mm/day}$

T : 洪水到達時間、 $T = 0.5\text{hr}$

n : 地形による係数、 $n = 0.6$

支流の洪水到達時間内降雨強度 : $r = 126.7/24 \times (24/0.5)^{0.6} = 53.9\text{mm/hr}$

③ 支流の設計洪水比流量

合理式 : $q_{bf} = f \cdot r / 3.6$

ここに、 q_{bf} : 支流の設計洪水比流量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$)

f : 流出係数 $f = 0.7$ (山地)

$r_{\max}$: 既往最大降雨強度、 $r_{\max} = 53.9\text{mm/hr}$

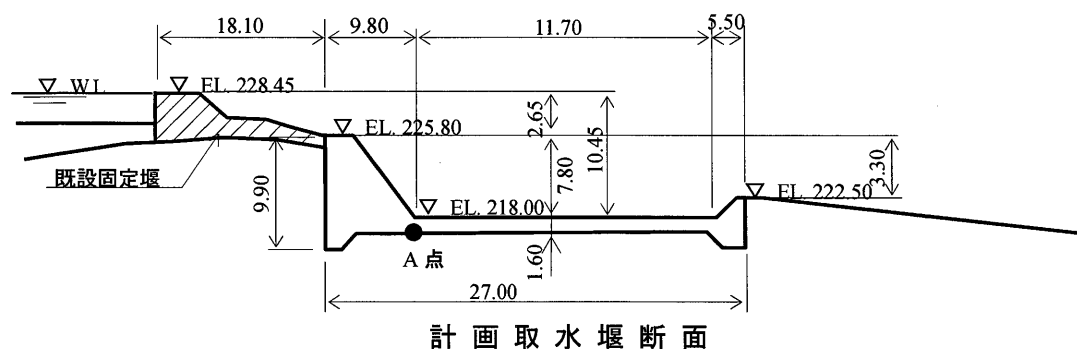
支流の設計洪水比流量 : $q_{bf} = 0.7 \times 53.9 / 3.6 = 10.5\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$

④ 支流の支配比流量

支流の支配流量到達時間内降雨強度 : $r = 72.0/24 \times (24/0.5)^{0.6} = 30.6\text{mm/hr}$

支流の支配比流量 : $q_{bc} = 0.7 \times 30.6 \times 1.00 / 3.6 = 5.95\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$

7-2 取水堰の設計



(1) 取水堰下流エプロン

① 下流エプロン長

取水堰を越流する落下水により下流河床は洗掘される危険性があるため、取水堰下流側にエプロンを設置して、下流河床の洗掘を防止する。なお、下流エプロンの長さは、「農水省頭首工設計基準」により、下記のように計画する。

下流エプロン長は、ブライ (Bligh) の式より求める。

$$l_1 = 0.6 \cdot C \sqrt{D_1} = 0.6 \times 6 \times \sqrt{10.45} = 11.64\text{m} \leq 11.70\text{m}$$

ここに、 l_1 : 下流エプロンの長さ (m)

D_1 : エプロン下流端上面から固定堰天端までの高さ (m)

$$D_1 = \text{EL } 228.45\text{m} - \text{EL } 218.00\text{m} = 10.45\text{m}$$

C : ブライの係数、(砂礫) $C = 6$

従って、固定堰部の下流エプロン長は、11.70m とする。

② 浸透路長の検討方法

パイピングの防止のためには、セキ基礎面や護岸擁壁の背面に沿う浸透路の長さ (クリープの長さ、creep length) を確保することが必要になる。確保すべき浸透路長は、① ブライ (Bligh) の方法、および ② レーン (Lane) の方法の二つの方法で求めた値の内大きい値を取る (頭首工設計基準参照)。

なお、既設取水堰は岩着していることより、パイピングの危険性は無い。下流に追加する床止め工は、砂礫地盤に建設されるためパイピングの防止を検討する。

従って、上下流の最大水位差 = $\text{EL. } 225.80\text{m} - \text{EL. } 222.50\text{m} = 3.30\text{m}$ となる。

③ 浸透路長の検討

i) ブライ (Bligh) の方法

$$S \geq C \cdot \Delta H = 6 \times 3.30 = 19.80\text{m} \leq 38.40\text{m}$$

ここに、 S : セキの基礎面に沿って測った浸透路長 (m)

$$S = 9.90 + 0.50 + 1.00 + 27.00 = 38.40\text{m}$$

C : ブライの係数、(砂礫) $C = 6$

$\angle H$: 上下流の最大水位差、 $\angle H = \text{EL. } 225.80\text{m} - \text{EL. } 222.50\text{m} = 3.30\text{ m}$

ii) レーン (Lane) の方法

$$L \geq C' \cdot \angle H = 2.5 \times 3.30 = 8.25\text{m} \leq 20.40\text{m}$$

ここに、 L : 重みつき浸透路長 (m)、 $L = \sum \ell_v + 1/3 \cdot \sum \ell_h$

$$L = (9.90 + 0.50 + 1.00) + 1/3 \times 27.00 = 20.40\text{m}$$

C' : レーンの重みつきクリープ係数、
(玉石と礫を含んだ転石) $C' = 2.5$

$\angle H$: 上下流の最大水位差、 $\angle H = 3.30\text{m}$

以上の結果、下流エプロン長：11.70m は両式を満足し、安全である。

④ 下流エプロン厚

下流エプロン厚は、揚圧力のバランスに関する式より求める（頭首工設計基準参照）。

$$t \geq 4/3 \cdot (\angle H - H_f) / (\gamma - 1)$$

ここに、 t : 検討地点のエプロン厚さ (m)

$\angle H$: 上下流の最大水位差、 $\angle H = 3.30\text{m}$

H_f : 検討地点までの浸透水の損失水頭 (m)

γ : セキおよびエプロンの材料の比重、 $\gamma = 2.30 \text{ t/m}^3$

4/3 : 安全率

- 全浸透路長：

$$L = 9.90 + 0.50 + 1.00 + 27.00 = 38.40\text{m}$$

- A 地点までの浸透路長：

$$L_A = 9.90 + 0.50 + 9.80 = 20.20\text{m}$$

- A 地点までの浸透水の損失水頭：

$$H_f = L_A / L \times \angle H = 20.20 / 38.40 \times 3.30 = 1.74\text{m}$$

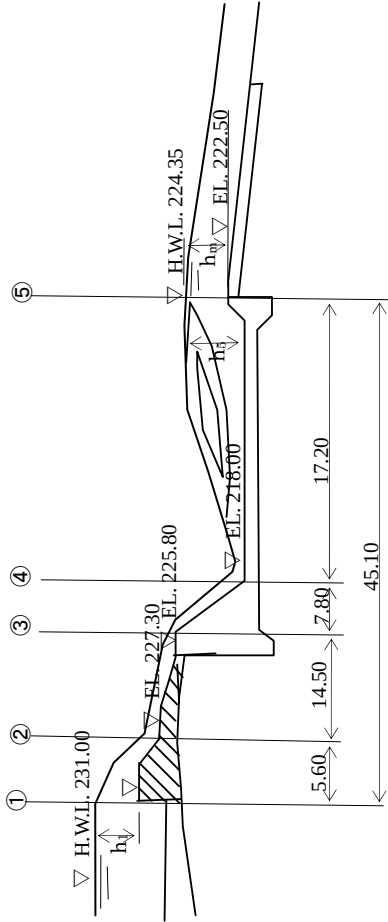
- エプロン厚：

$$t \geq 4/3 \cdot (\angle H - H_f) / (\gamma - 1)$$

$$= 4/3 \times (3.30 - 1.74) / (2.30 - 1) = 1.59\text{m} \leq 1.60\text{m}$$

⑤ 減勢池型エプロンの底標高

固定堰を越流した射流が堤趾において跳水を生じ減勢されるためには、下流水位 (H.W.L. 224.35m) が射流に対する共役水位 (W.L. 224.11m) 以上となるように、試算により、減勢池型エプロンの底標高 (EL. 218.00m) を次のようにに検討する。



設計洪水時の取水堰下流の不等流計算

位置	単位幅流量 q (m ³ /s/m)	水深 h _i (m)	流積 A _i (m ²)	潤辺 P _i (m)	径深 R _i (m)	流速 V _i (m/s)	粗度係数 n _i	動水勾配 l _i	速度水頭 h _{vi} (m)	フルート数 Fri	敷高 Z _i (m)	水位 W.L. (m)	エネルギー高 E _i (m)	区間距離 L _i (m)	損失水頭 h _i (m)	E _i - h _i (m)
①	14.16	2.55	2.55	1.00	2.550	5.55	0.015	0.00199	1.57	1.11	228.45	231.00	232.57	-	0.00	232.57
②	14.16	1.81	1.81	1.00	1.810	7.83	0.015	0.00625	3.12	1.86	227.30	229.11	232.23	5.60	0.33	232.24
③	14.16	1.50	1.50	1.00	1.500	9.44	0.015	0.01169	4.55	2.46	225.80	227.30	231.85	14.50	0.42	231.82
④	14.16	0.95	0.95	1.00	0.950	14.91	0.015	0.05356	11.34	4.89	218.00	218.95	230.29	7.80	1.61	230.24
⑤	14.16	6.11	6.11	1.00	6.107	2.32	0.015	0.00011	0.27	0.30	218.00	224.11	224.38	17.20	0.46	229.83
下流水位	11.69	1.85	1.85	1.00	1.850	6.32	0.015	0.00396	2.04	1.48	222.50	224.35	226.39	0.00	0.00	224.38

(2) 取水堰下流護床工

① 下流護床工長

減勢池型エプロンの護床工の長さは跳水渦の下流端までとする。

スメタナ公式より、

$$L = 6 \cdot (h_5 - h_4)$$

ここに、L : 跳水長 (m)

h_4 : 射流側水深、 $h_4 = 0.95\text{m}$

h_5 : 常流側共役水深、 $h_5 = 6.11\text{m}$

$$L_{\max} = 6 \times (6.11 - 0.95) = 30.94\text{m}$$

$$\text{護床工長} : L_r = L_{\max} - L_a = 30.94 - (11.70 + 5.50) = 13.74\text{m}$$

従って、護床工の長さは 15.00m (5 @ 3.00m) とする。

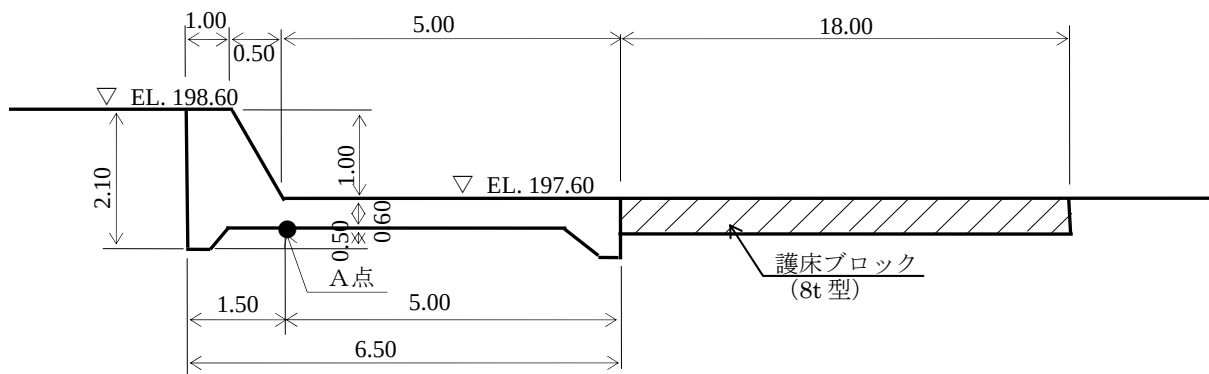
② 下流護床工のタイプおよび重量

3-2-2-6 護床工の選定により、取水堰下流護床工のタイプおよび重量を選定する。

設計洪水時 ($Q = 200\text{m}^3/\text{sec}$) に下流護床工上の流速は $V = 7.20\text{m}/\text{sec}$

従って、下流護床ブロックの重量は 8 tf/個 ($3.00\text{m} \times 3.00 \times 1.00\text{m}$ 十字ブロック、最大許容流速 : $7.5\text{m}/\text{sec}$) を採用する。

7-3 第1 河川横断工における床止工の設計



床止工標準断面図

(1) 下流エプロン

① 下流エプロン長

床止工を越流する落下水により下流河床は洗掘される危険性があるため、床止工下流側にエプロンを設置して、下流河床の洗掘を防止する。なお、下流エプロンの長さは、「農水省頭首工設計基準 P 207」により、下記のように計画する。

下流エプロン長は、ブライ (Bligh) の式より求める。

$$l_1 = 0.6 \cdot C \cdot \sqrt{D_1} = 0.6 \times 6 \times \sqrt{1.00} = 3.60\text{m} \leq 5.00\text{m}$$

ここに、 l_1 : 下流エプロンの長さ (m)

D_1 : エプロン下流端上面から床止工天端までの高さ (m)

$$D_1 = \text{EL } 198.60\text{m} - \text{EL } 197.60\text{m} = 1.00\text{m}$$

C : ブライの係数、(砂礫) $C = 6$

従って、床止工下流エプロン長は 5.00m とする。

② 浸透路長の検討方法

パイピングの防止のためには、床止工基礎面に沿う浸透路の長さ (クリープの長さ、creep length) を確保することが必要になる。確保すべき浸透路長は、i) ブライ (Bligh) の方法、および ii) レーン (Lane) の方法の二つの方法で求めた値の内大きい値を取る (頭首工設計基準 参照)。

i) ブライ (Bligh) の方法

$$S \geq C \cdot \angle H = 6 \times 1.00 = 6.00\text{m} \leq 9.10\text{m}$$

ここに、 S : セキの基礎面に沿って測った浸透路長 (m)

$$S = 2.10 + 0.50 + 6.50 = 9.10\text{m}$$

C : ブライの係数、(砂礫) $C = 6$

$\angle H$: 上下流の最大水位差、 $\angle H = \text{EL. } 198.60\text{m} - \text{EL. } 197.60\text{m} = 1.00\text{m}$

ii) レーン (Lane) の方法

$$L \geq C' \cdot \Delta H = 2.5 \times 1.00 = 2.50\text{m} \leq 4.77\text{m}$$

ここに、 L : 重みつき浸透路長 (m)、 $L = \sum \ell_v + 1/3 \cdot \sum \ell_h$

$$L = (2.10 + 0.50) + 1/3 \times 6.50 = 4.77\text{m}$$

C' : レーンの重みつきクリープ係数、
(中粒礫) $C' = 2.5$

ΔH : 上下流の最大水位差、 $\Delta H = 1.00\text{m}$

以上の結果、下流エプロン長 : 5.00m は両式を満足し、安全である。

③ 下流エプロン厚

下流エプロン厚は、揚圧力のバランスに関する式より求める (頭首工設計基準 P 207 参照)。

$$t \geq 4/3 \cdot (\Delta H - H_f) / (\gamma - 1)$$

ここに、 t : 検討地点のエプロン厚さ (m)

ΔH : 上下流の最大水位差、 $\Delta H = 1.00\text{m}$

H_f : 検討地点までの浸透水の損失水頭 (m)

γ : セキおよびエプロンの材料の比重、 $\gamma = 2.30 \text{ t/m}^3$

4/3 : 安全率

- 全浸透路長 :

$$L = 2.10 + 0.50 + 6.50 = 9.10\text{m}$$

- A 地点までの浸透路長 :

$$L_A = 2.10 + 0.50 + 1.50 = 4.10\text{m}$$

- A 地点までの浸透水の損失水頭 :

$$H_f = L_A / L \times \Delta H = 4.10 / 9.10 \times 1.00 = 0.45\text{m}$$

- エプロン厚 :

$$t \geq 4/3 \cdot (\Delta H - H_f) / (\gamma - 1)$$

$$= 4/3 \times (1.00 - 0.45) / (2.30 - 1) = 0.56\text{m} \leq 0.60\text{m}$$

従って、A 地点のエプロン厚さは $t = 0.60 \text{ m}$ とする。

(2) 下流護床工

① 下流護床工長

下流護床工の長さを経験式である“ブライの式”により検討する。

$$L_r = L - l_a$$

$$L = 0.67 \cdot C \cdot \sqrt{\Delta H \cdot q} \cdot f$$

ここに、 L_r : 護床工の長さ (m)

L : エプロンの長さ (l_a) と護床工の長さ (L_r) を含めた保護工の全長 (m)

l_a : 下流エプロンの長さ、 $l_a = 6.00\text{m}$

$\triangle H$: 最大水位差 (m)

$$\triangle H = \text{W.L. } 198.60\text{m} - \text{EL. } 197.60\text{m} = 1.00\text{m}$$

q : 最大流量時の単位幅当りの流量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$)

$$q = 6.59\text{m}/\text{sec} \times 2.00\text{m} = 13.18 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

$$L = 0.67 \times 6 \times \sqrt{1.00 \times 13.18} \times 1.5 = 21.89\text{m}$$

従って、下流護床工の長さは、 $L_r = 21.89 - 5.00 = 16.89\text{m} \approx 18.00\text{m}$ となる。

② 下流護床工の重量

下流護床ブロックは、流水力に抵抗し、安定している必要がある。1 個のブロックの大きさの目安は次式で与えられる（頭首工設計基準 P 259 参照）。

$$W > 3.75 \cdot A \cdot V^2 / 2g$$

ここに、 W : ブロック 1 個の重量 (tf/個)

A : 流水が衝突する面積、 $A = 2.70\text{m} \times 0.30\text{m} = 0.81\text{m}^2$

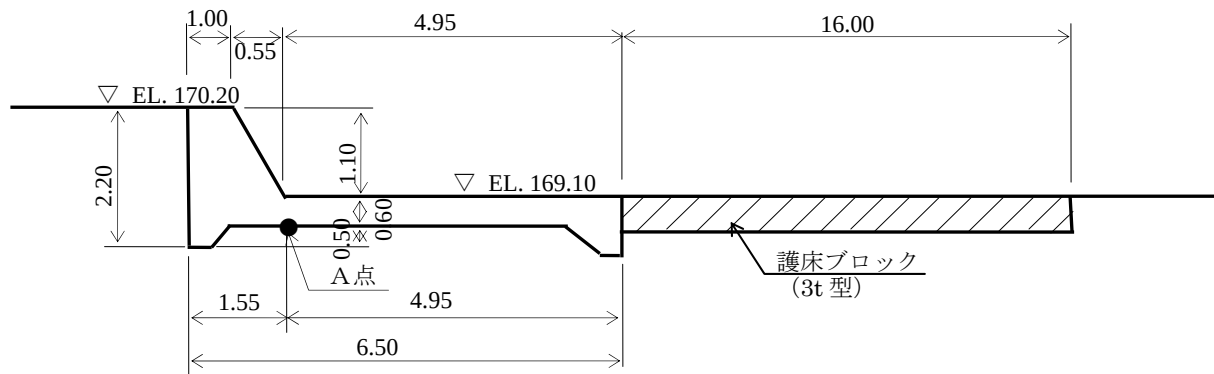
V : 流れがブロックに衝突する時の流速、 $V = 6.59\text{m}/\text{sec}$

g : 重力の加速度、 $g = 9.80\text{m}/\text{sec}^2$

$$W > 3.75 \times 0.81 \times 6.59^2 / (2 \times 9.8) = 6.73\text{tf}/\text{個}$$

従って、下流護床ブロックの重量は 8 tf/個 ($3.00\text{m} \times 3.00 \times 1.00\text{m}$ 十字ブロック) を採用する。

7-4 第2 河川横断工における床止工の設計



床止工標準断面図

(1) 下流エプロン

① 下流エプロン長

床止工を越流する落下水により下流河床は洗掘される危険性があるため、床止工下流側にエプロンを設置して、下流河床の洗掘を防止する。なお、下流エプロンの長さは、「農水省頭首工設計基準」により、下記のように計画する。

下流エプロン長は、ブライ (Bligh) の式より求める。

$$l_1 = 0.6 \cdot C \cdot \sqrt{D_1} = 0.6 \times 6 \times \sqrt{1.10} = 3.78\text{m} \leq 4.95\text{m}$$

ここに、 l_1 : 下流エプロンの長さ (m)

D_1 : エプロン下流端上面から床止工天端までの高さ (m)

$$D_1 = \text{EL } 170.20\text{m} - \text{EL } 169.10\text{m} = 1.10\text{m}$$

C : ブライの係数、(砂礫) $C = 6$

従って、床止工下流エプロン長は 4.95m とする。

② 浸透路長の検討方法

パイピングの防止のためには、床止工基礎面に沿う浸透路の長さ (クリープの長さ、creep length) を確保することが必要になる。確保すべき浸透路長は、① ブライ (Bligh) の方法、および ② レーン (Lane) の方法の二つの方法で求めた値の内大きい値を取る (頭首工設計基準参照)。

i) ブライ (Bligh) の方法

$$S \geq C \cdot \Delta H = 6 \times 1.10 = 6.60\text{m} \leq 9.20\text{m}$$

ここに、 S : セキの基礎面に沿って測った浸透路長 (m)

$$S = 2.20 + 0.50 + 6.50 = 9.20\text{m}$$

C : ブライの係数、(砂礫) $C = 6$

ΔH : 上下流の最大水位差、 $\Delta H = \text{EL. } 170.20\text{m} - \text{EL. } 169.10\text{m} = 1.10\text{ m}$

ii) レーン (Lane) の方法

$$L \geq C' \cdot \Delta H = 2.5 \times 1.10 = 2.75\text{m} \leq 4.77\text{m}$$

ここに、 L : 重みつき浸透路長 (m)、 $L = \sum \ell_v + 1/3 \cdot \sum \ell_h$

$$L = (2.20 + 0.50) + 1/3 \times 6.50 = 4.87\text{m}$$

C' : レーンの重みつきクリープ係数、
(中粒礫) $C' = 2.5$

ΔH : 上下流の最大水位差、 $\Delta H = 1.10\text{m}$

以上の結果、下流エプロン長 : 4.95m は両式を満足し、安全である。

③ 下流エプロン厚

下流エプロン厚は、揚圧力のバランスに関する式より求める (頭首工設計基準 P 207 参照)。

$$t \geq 4/3 \cdot (\Delta H - H_f) / (\gamma - 1)$$

ここに、 t : 検討地点のエプロン厚さ (m)

ΔH : 上下流の最大水位差、 $\Delta H = 1.10\text{m}$

H_f : 検討地点までの浸透水の損失水頭 (m)

γ : セキおよびエプロンの材料の比重、 $\gamma = 2.30 \text{ t/m}^3$

4/3 : 安全率

- 全浸透路長 :

$$L = 2.20 + 0.50 + 6.50 = 9.20\text{m}$$

- A 地点までの浸透路長 :

$$L_A = 2.20 + 0.50 + 1.55 = 4.25\text{m}$$

- A 地点までの浸透水の損失水頭 :

$$H_f = L_A / L \times \Delta H = 4.25 / 9.20 \times 1.10 = 0.51\text{m}$$

- エプロン厚 :

$$t \geq 4/3 \cdot (\Delta H - H_f) / (\gamma - 1)$$

$$= 4/3 \times (1.10 - 0.51) / (2.30 - 1) = 0.59\text{m} \leq 0.60\text{m}$$

従って、A 地点のエプロン厚さは $t = 0.60 \text{ m}$ とする。

(2) 下流護床工

① 下流護床工長

下流護床工の長さを経験式である“ブライの式”により検討する。

$$L_r = L - l_a$$

$$L = 0.67 \cdot C \cdot \sqrt{\Delta H \cdot q} \cdot f$$

ここに、 L_r : 護床工の長さ (m)

L : エプロンの長さ (l_a) と護床工の長さ (L_r) を含めた保護工の全長 (m)

l_a : 下流エプロンの長さ、 $l_a = 6.00\text{m}$

$\triangle H$: 最大水位差 (m)

$$\triangle H = \text{W.L. } 170.20\text{m} - \text{EL. } 169.10\text{m} = 1.10\text{m}$$

q : 最大流量時の単位幅当りの流量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$)

$$q = 5.12\text{m}/\text{sec} \times 2.10\text{m} = 10.75\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

$$L = 0.67 \times 6 \times \sqrt{1.10 \times 10.75} \times 1.5 = 20.74\text{m}$$

従って、下流護床工の長さは、 $L_r = 20.74 - 4.95 = 15.79\text{m} \approx 16.00\text{m}$ となる。

② 下流護床工の重量

下流護床ブロックは、流水力に抵抗し、安定している必要がある。1 個のブロックの大きさの目安は次式で与えられる（頭首工設計基準参照）。

$$W > 3.75 \cdot A \cdot V^2 / 2g$$

ここに、 W : ブロック 1 個の重量 (tf/個)

A : 流水が衝突する面積、 $A = 1.70\text{m} \times 0.30\text{m} = 0.51\text{m}^2$

V : 流れがブロックに衝突する時の流速、 $V = 5.12\text{m}/\text{sec}$

g : 重力の加速度、 $g = 9.80\text{m}/\text{sec}^2$

$$W > 3.75 \times 0.51 \times 5.12^2 / (2 \times 9.8) = 2.51\text{tf}/\text{個}$$

従って、下流護床ブロックの重量は 3 tf/個 ($2.00\text{m} \times 2.00 \times 1.00\text{m}$ 十字ブロック) を採用する。

7-5 構造設計条件

最近、我が国にける構造設計法は「限界状態設計法」に段階的に移行を進めているが、土木構造物は未だ設計方法が確立されず、諸設計技術基準には従来の「許容応力度設計法」を採用している。このような状態を勘案して、本プロジェクトの構造設計法は「許容応力度設計法」によるものとする。

最新のコンクリート標準示方書において、「許容応力度設計法」が記載されているものは「2002年制定 コンクリート標準示方書（構造性能照査編）土木学会」である。従って、材料の許容応力度および荷重等は「2002年制定 コンクリート標準示方書（構造性能照査編）」に準拠するものとする。

(1) 材料の許容応力度

① 鉄筋コンクリートの許容応力度

鉄筋コンクリートの許容応力度

許容応力度 (N/mm ²)		28日コンクリート応力度 (N/mm ²)	
		$f'_{ck} = 21.0$	$f'_{ck} = 35.0$
許容曲げ圧縮応力度		8.0	12.5
許容せん断応力度	梁	0.42	0.52
	版	0.85	1.05
許容付着応力度	丸鋼	0.75	0.95
	異形丸鋼	1.5	1.9
許容支圧応力度		6.3	10.5
適用構造物		一般鉄筋コンクリート構造物	耐摩耗鉄筋コンクリート構造物

- 注) 1. 曲げ圧縮応力度、せん断応力度および付着応力度の許容値は18～24N/mm² および30～40N/mm² の平均値を採用した。
 2. 許容支圧応力度： $\sigma'_{ca} = 0.3 f'_{ck}$ とする。

② 無筋コンクリートの許容応力度

無筋コンクリートの許容応力度

許容応力度 (N/mm ²)	28日コンクリート応力度 (N/mm ²)	
	$f'_{ck} = 18.0$	$f'_{ck} = 21.0$
許容圧縮応力度	4.5	5.2
許容曲げ引張応力度	0.29	0.29
許容支圧応力度	5.4	5.9
適用構造物	均しコンクリート、 練石積笠・基礎コンクリート	重力式擁壁、 導水管コンクリート架台

- 注) 1. 許容圧縮応力度： $\sigma'_{ca} = f'_{ck} / 4 \leq 5.4 \text{ N/mm}^2$ とする。
 2. 許容曲げ引張応力度： $\sigma'_{sa} = f'_{ck} / 7 \leq 0.29 \text{ N/mm}^2$ とする。
 3. 許容支圧応力度： $\sigma'_{ca} = 0.3 f'_{ck} \leq 5.9 \text{ N/mm}^2$ とする。

③ 鉄筋の許容引張応力度

鉄筋の許容引張応力度

鉄筋コンクリートの 状態	許容引張応力度 (N/mm ²)	
	SD 295	SD 345
大気中・地中	176	196
水中	157	176
地震時	264	294

- 注) 1. 鉄筋コンクリートが水中状態となる場合には、疲労強度より定まる場合と同様の許容引張応力度とする。
2. 地震時の許容引張応力度は、大気中・地中の許容引張応力度の 1.5 倍とする。

(2) 荷重

① 死荷重

各材料の単位体積重量は次のとおりである。

材料の単位体積重量

材料の種類	記号	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄筋コンクリート	γ_c	24.5
無筋コンクリート	γ_c	23.0
水	γ_w	9.8
湿潤土	γ_t	18.0
飽和土	γ_{sa}	20.0
水中土	γ_{su}	10.0
鋼材	γ_s	77.0

② 活荷重

活荷重は次のとおりとする。

構造物に作用する活荷重

活荷重の種類		活荷重	
		(kN)	(kN/m ²)
自動車荷重		250	10.0
群集荷重	一般(大型車両が入らない)	-	3.0
	公道(大型車両が入る)	-	5.0

③ 地震荷重

インドネシアを含む東ティモール周辺の地震発生記録（1938 年～2008 年）によると、マグニチュード 6.0～8.5 の大きな地震が 7 回発生している。一方、日本での地震発生記録（最近 100 年間、1891 年～1995 年）では、マグニチュード 6.9～9.0 の大きな地震が 22 回記録されている。

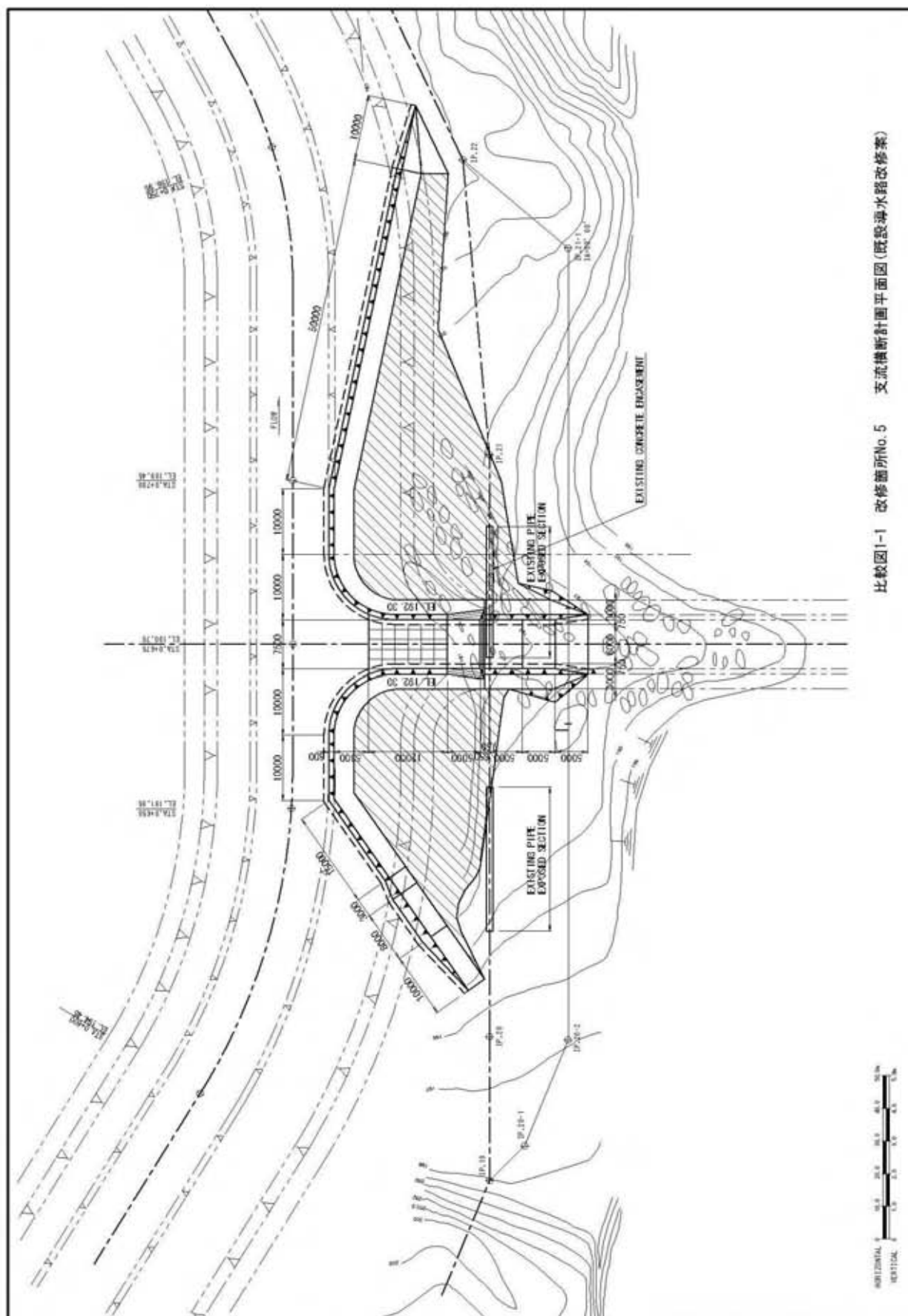
従って、日本と同等の地震を考慮するものとする。我が国の耐震設計基準によると、「過去の経験によれば常時のもので設計と施工を綿密に行っておけば、地震の影響を特に考慮しなくても、通常規模の地震に対しても機能的に耐え得ることが認められている。したがって、高さ 8m 以下の一般的な構造物では地震時の安定検討を省略してもよい。」としている。

本プロジェクトにおいて、高さ 8m 以上の構造物は計画しないことから、地震時の検討は省略するものとする。

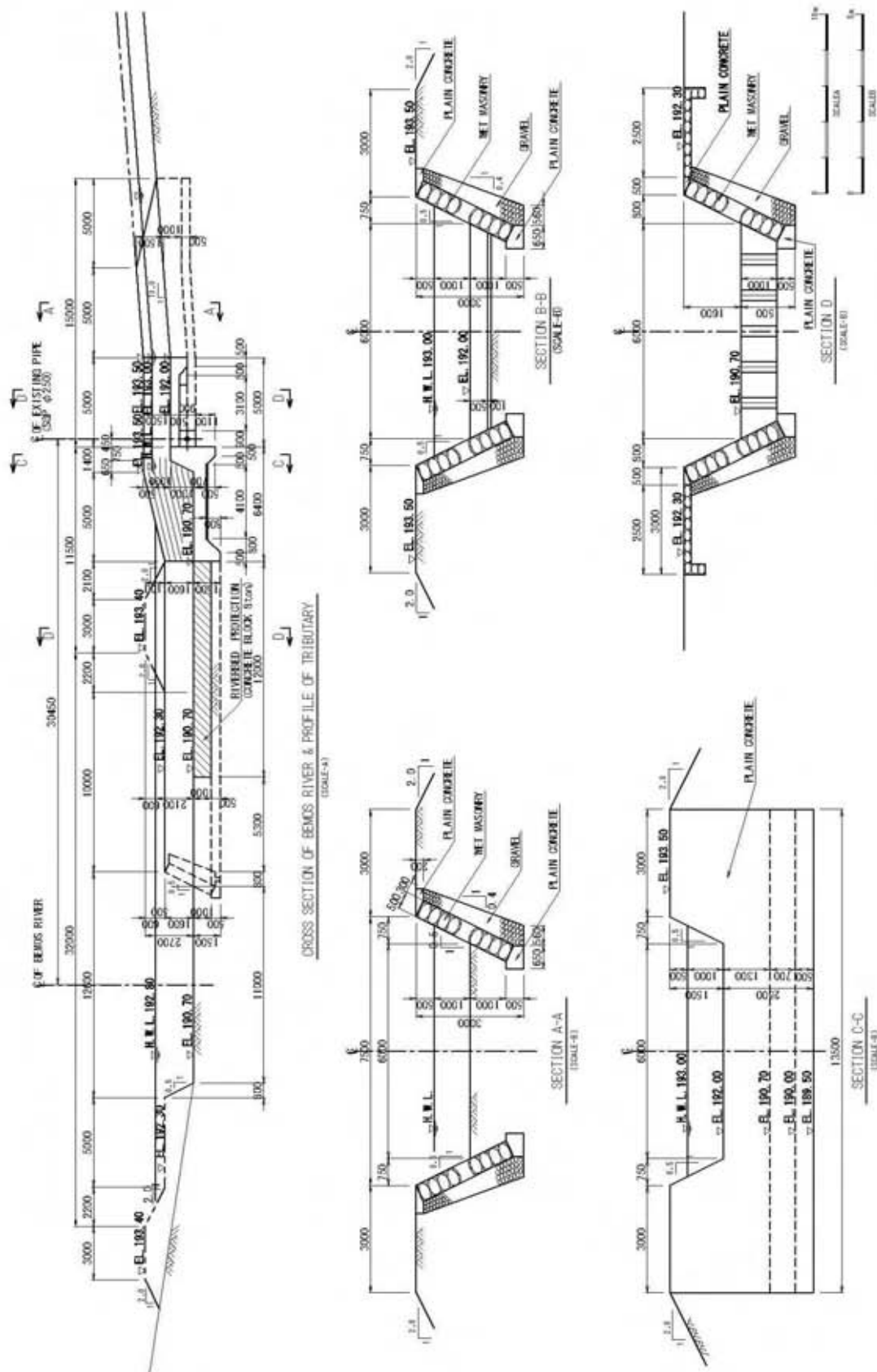
7-6 比較図

比較図面一覧

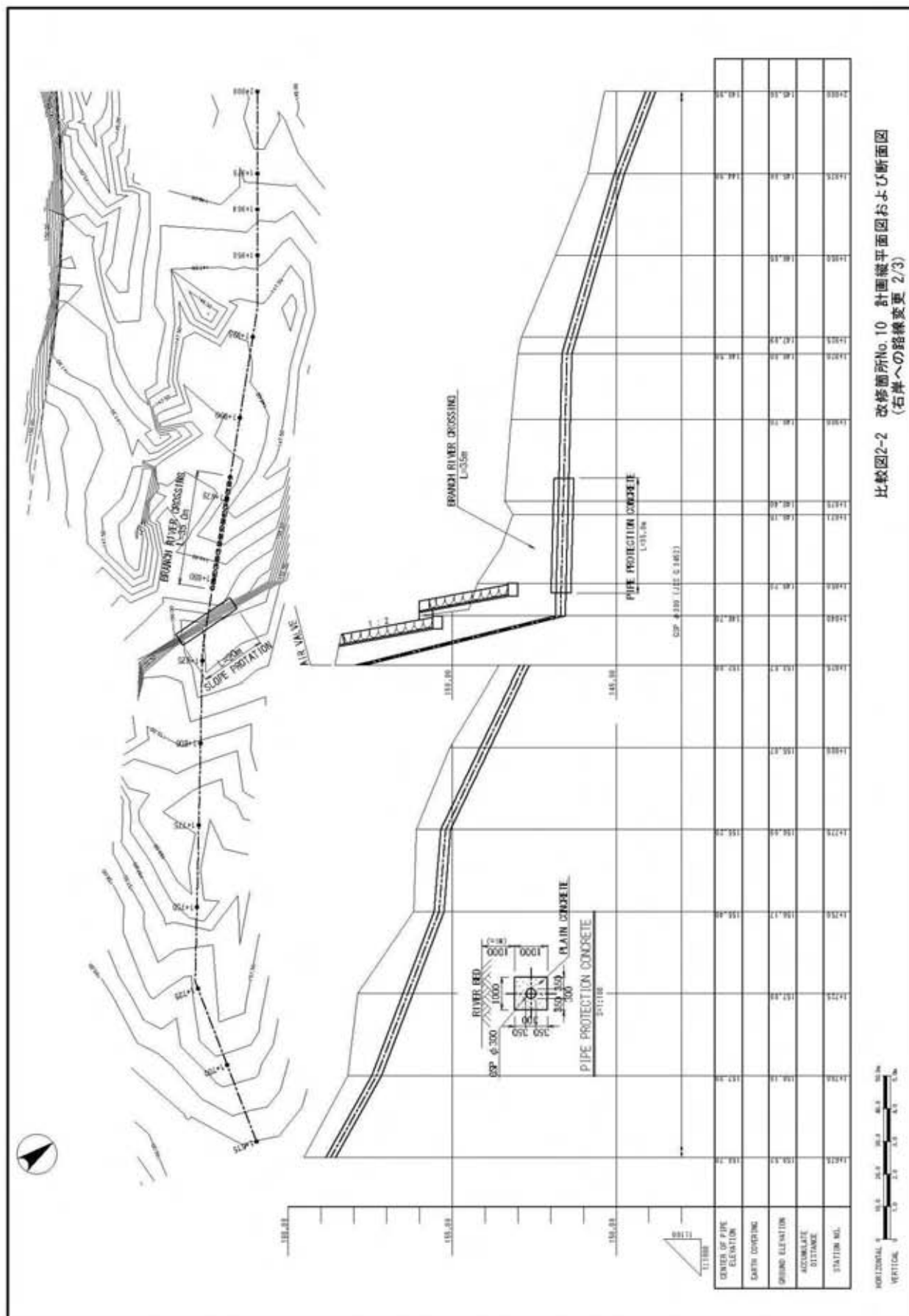
図面番号	図面の名称	
比較図 1-1	改修箇所 No.5	支流横断計画平面図（既設導水路改修案）
比較図 1-2	改修箇所 No.5	支流横断計画断面図（既設導水路改修案）
比較図 2-1	改修箇所 No.10	計画縦平面図および断面図（右岸への路線変更 1/3）
比較図 2-2	改修箇所 No.10	計画縦平面図および断面図（右岸への路線変更 2/3）
比較図 2-3	改修箇所 No.10	計画縦平面図および断面図（右岸への路線変更 3/3）
比較図 3	改修箇所 No.10-3	計画縦平面図および断面図（護岸工による既設導水路改修案）
比較図 4-1	改修箇所 No.17	コモロ川右岸急勾配道路部（A 案：現況勾配案）
比較図 4-2	改修箇所 No.17	コモロ川右岸急勾配道路部（B 案：切土による勾配修正案）
比較図 4-3	改修箇所 No.17	コモロ川右岸急勾配道路部（C 案：盛土による勾配修正案）



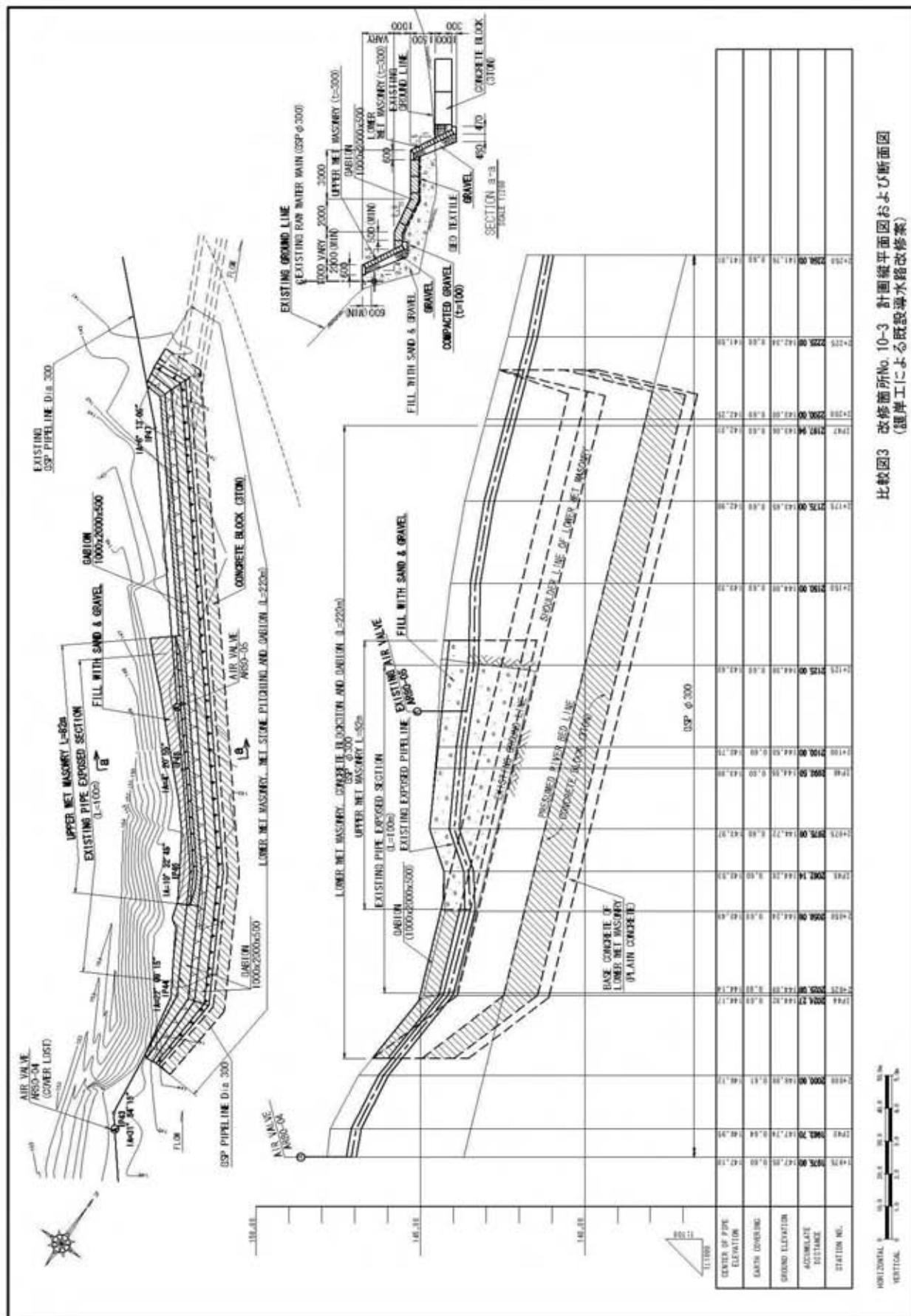
比較圖1-1 改修箇所No.5 支流横断計画平面図(既設導水路改修案)



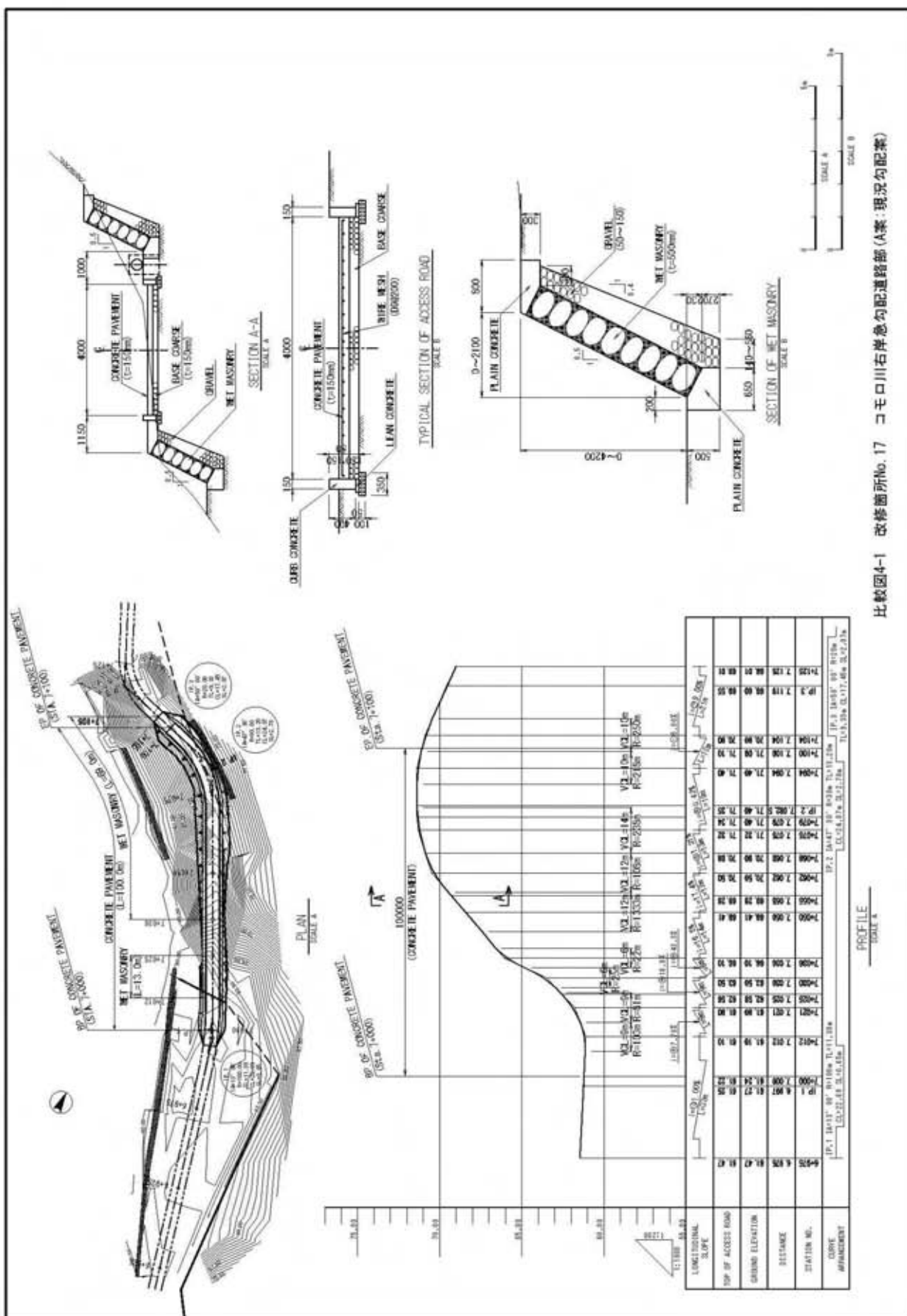
比較圖1-2 改修箇所No.5 支流横斷計断面面図 (既設導水路改修案)

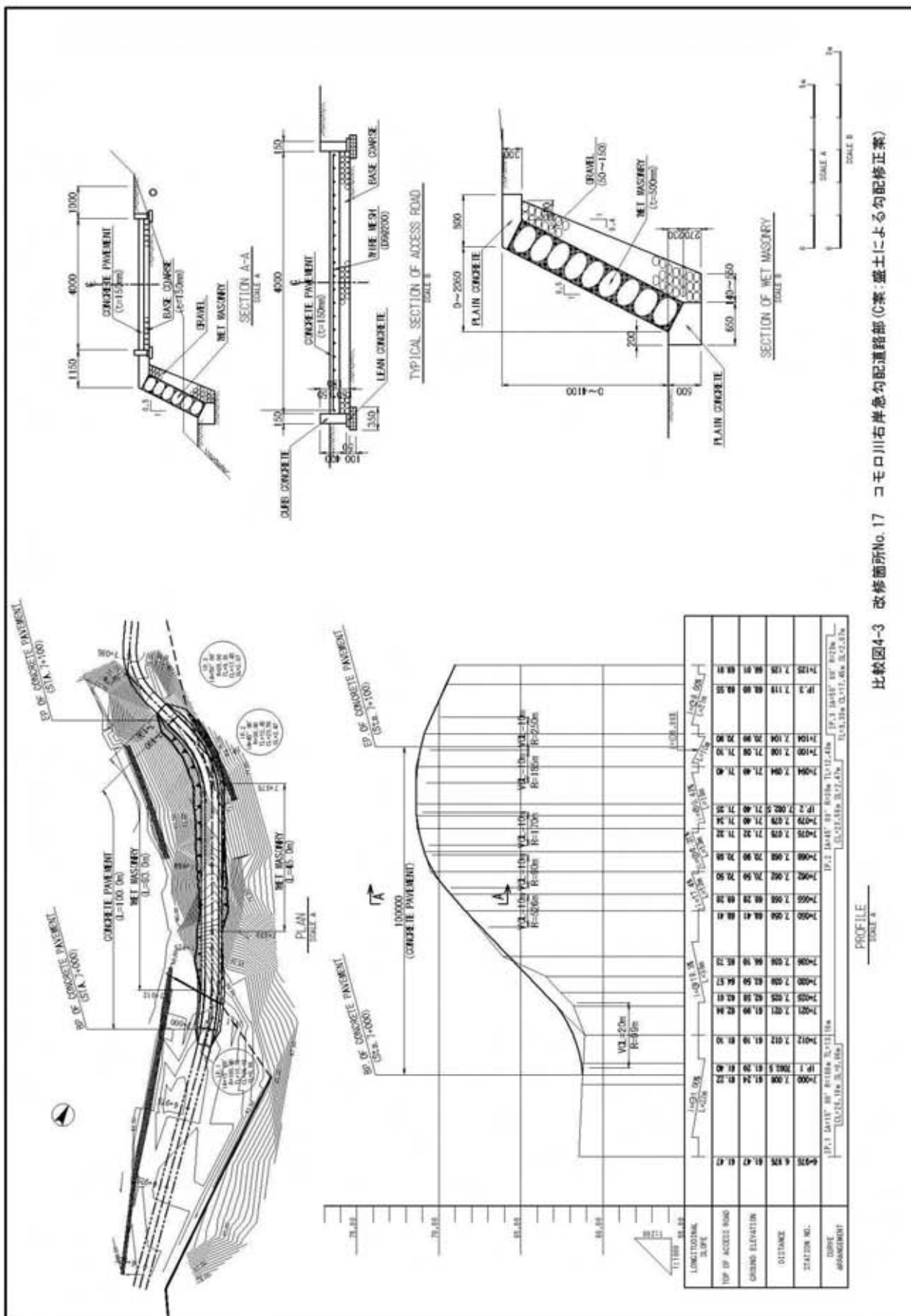


比較図2-2 改修箇所No.10 計画縦断面図および断面図
(右岸への路線変更 2/3)



比較図3 改修箇所No.10-3 計画縦断面図および断面図
(標準工による既設導水路改修案)

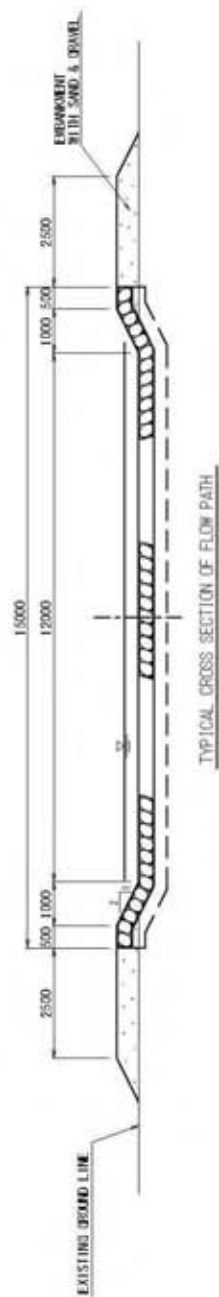
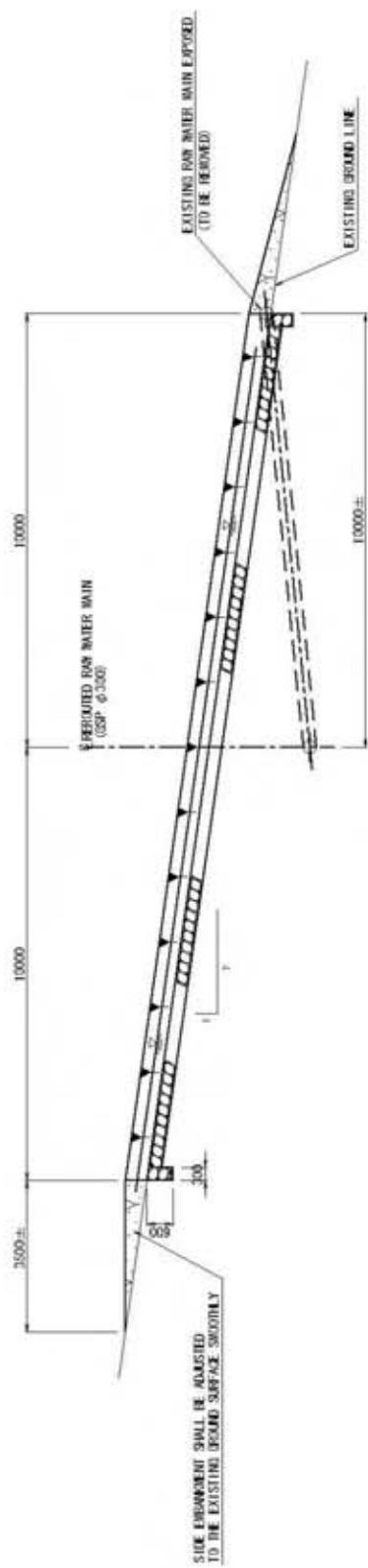




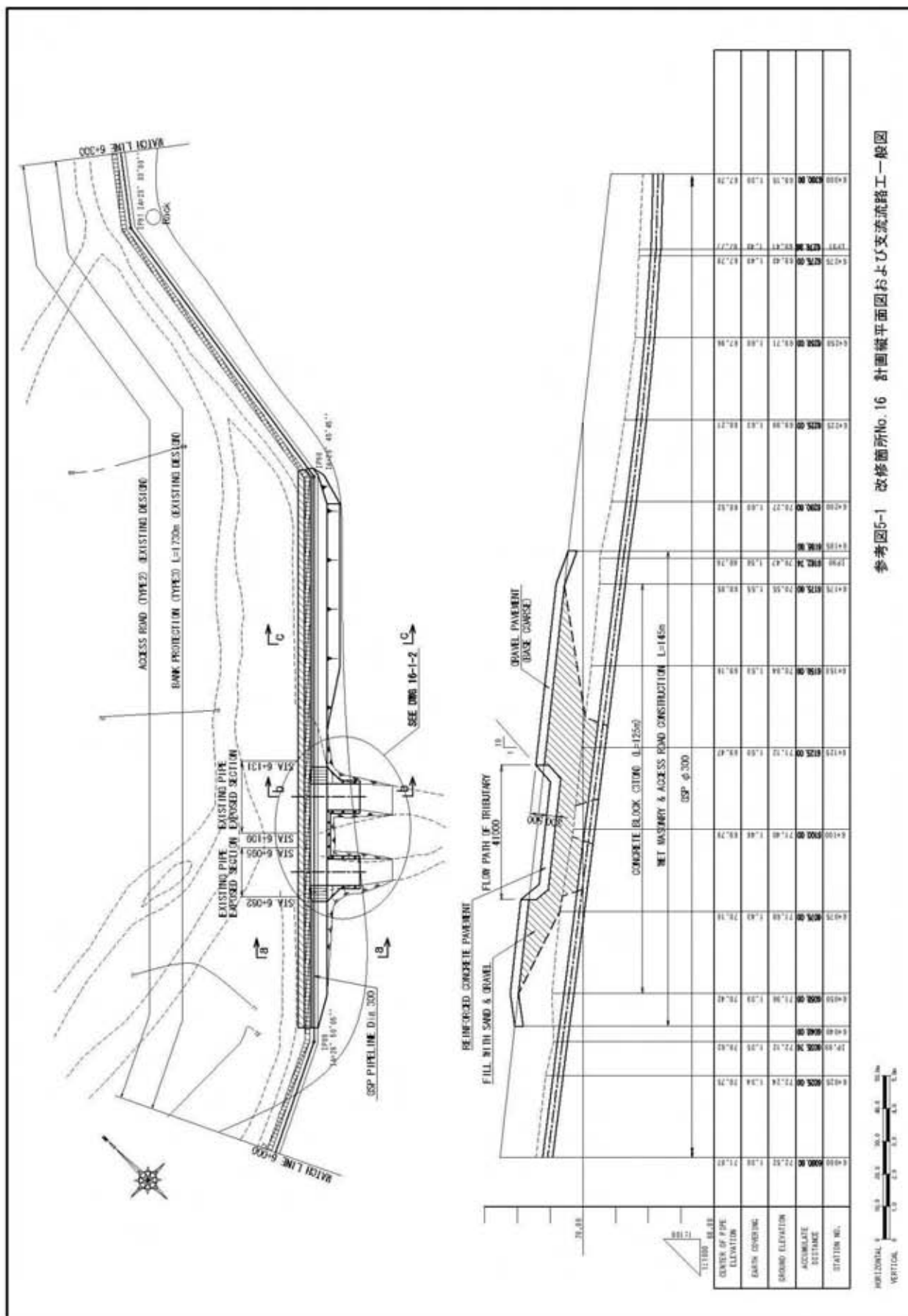
7-7 参考図

参考図面一覧

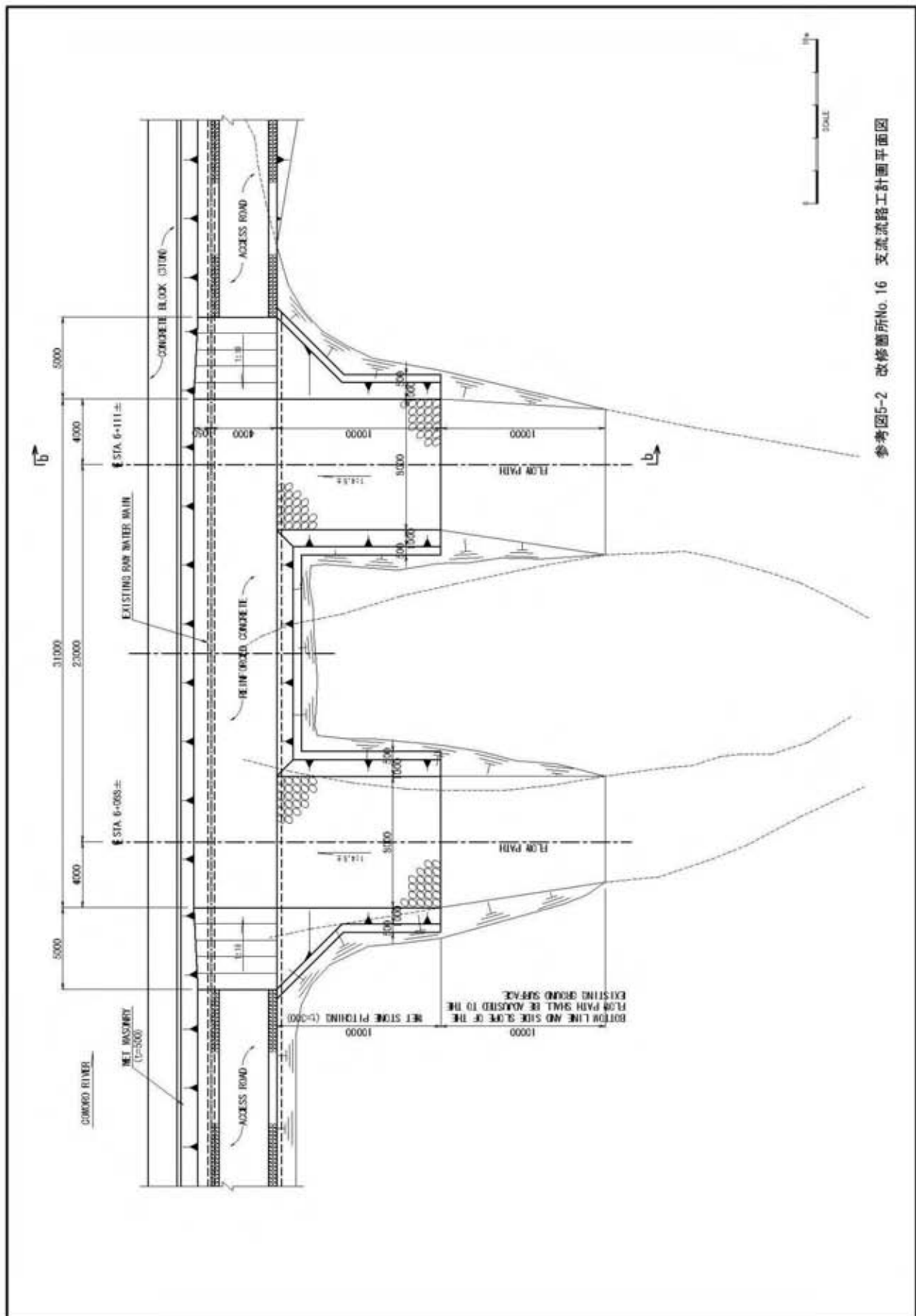
図面番号	図面の名称	
参考図 1	改修箇所 No.3	左岸落石対策（承水路の設置）計画縦断面図
参考図 2	改修箇所 No.9	減圧水槽バイパス管および制水弁筐の改修計画図
参考図 3-1	改修箇所 No.12 & 13	計画縦断面図
参考図 3-2	改修箇所 No.12 & 13	支流流路工縦断面図および横断面図
参考図 4	改修箇所 No.14 & 15	計画縦断面図
参考図 5-1	改修箇所 No.16	計画縦断面図および支流流路工一般図
参考図 5-2	改修箇所 No.16	支流流路工計画断面図
参考図 5-3	改修箇所 No.16	計画横断面図



参考図3-2 改修箇所No.12&13 支流流路工縦断面および横断面

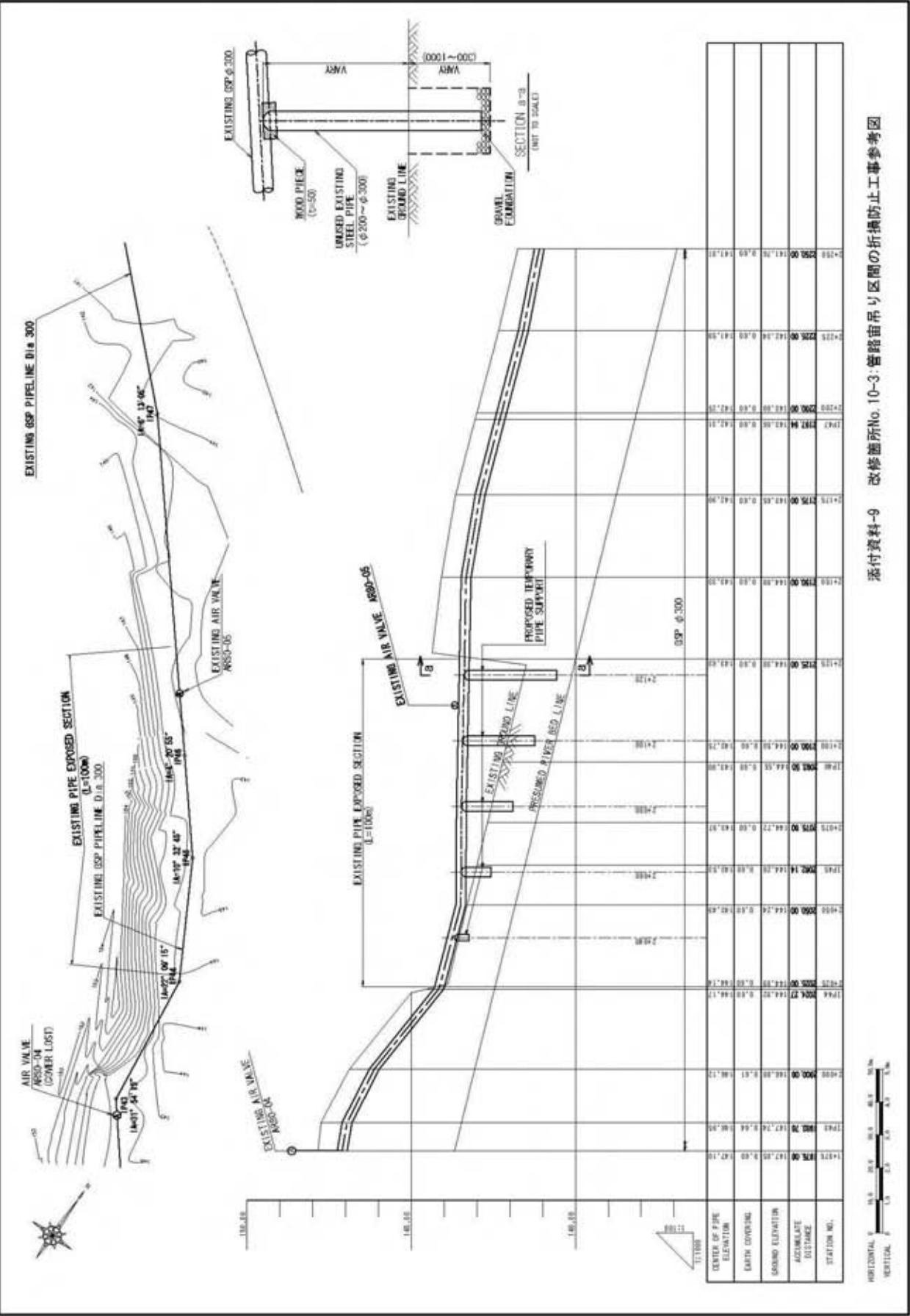


参考図5-1 改修箇所No. 16 計画縦断面図および支流流路工一般図



参考図5-2 改修箇所No. 16 支流路工計画平面図

7-8 改修箇所 No.10-3：管路宙吊り区間の折損防止工事参考図



添付資料-9 改修箇所No.10-3:管路宙吊り区間の折損防止工事参考図