

第3章

プロジェクトの内容

第3章 プロジェクトの内容

3.1. プロジェクトの概要

3.1.1. 上位目標とプロジェクトの目標

(1) 上位目標

シンズリ道路建設計画は、カトマンズとインドとを結ぶ主要通商ルートであるプリチビ道路が、雨期の土砂災害により交通を阻害する危険が高いこと、および主要農業生産地である東部テライ地域からは極めて大きな回り道である状況を改善して、カトマンズへの生活物資の安定供給路を確保するとともに、カトマンズとテライ地域の結びつきを強め沿線地域の開発を促進することを目標としている。

ネパール国政府はシンズリ道路事業を優先プロジェクトとして位置付け、2003年度から開始される第10次計画の策定に先立って道路局がまとめた20ヵ年道路整備計画「20 YEAR ROAD PLAN, 2002」では、第10次5ヵ年計画中にシンズリ道路全線を開通することが計画されている。

(2) プロジェクトの目標

シンズリ道路建設計画の事業目的を達成するため、2002年7月の豪雨とそれに引き続くロシ川の大規模な土石流を伴った洪水現象により被災したシンズリ道路第四工区に対して、2/2期工事の契約金額で対処しきれない被災箇所への復旧工事、およびネパール側に引き渡されたシンズリ道路第四工区1/2期区間のうち、技術的な問題によりネパール国政府による対応が困難な箇所に対して被災前の状態へ復することをプロジェクトの目的とする。

3.1.2. 第四工区緊急復旧プロジェクトの概要

(1) 緊急復旧事業の内容

シンズリ道路第四工区2/2期工事の契約金額、および土木工事保険金を充当しても未完成となる区間、および道路局に移管されたシンズリ道路第四工区1/2期区間のうち、技術的な面から先方が対応困難、かつ放置され破壊が進行すると交通に大きな支障を与えるロシ川沿いの崩壊箇所を本計画の復旧対象とする。

(2) 復旧対象箇所

表2-7に示された被災箇所のなかから「3.1.2(1) 緊急復旧事業の内容」に述べた緊急復旧対象として妥当と判断される該当箇所を表3-1および図3-1に示す。

表 3-1 シンズリ道路第四工区緊急復旧計画の対象箇所

No.	被災区間	区間長(m)	被災内容
2	00+370-00+455	85	道路の流失
10	03+370-03+730	360	道路の流失
12	04+245-04+360	115	道路の流失
13	05+075-05+135	60	護岸擁壁崩壊
14	05+190-05+205	15	護岸擁壁基礎部洗堀
16	05+300-05+461	161	道路の流失
17	05+500-05+560	60	護岸擁壁崩壊
18	06+065-06+206	141	道路の流失
24	07+625-08+000	375	道路の流失
36	11+489-11+577	88	道路の流失
41	13+262	—	流水による斜面崩壊
44	14+885-14+925	—	流水による護岸洗堀
50	18+558-18+581	23	道路の流失
65	21+015-21+056	41	道路の流失
66	22+915	—	流水による道路下斜面崩壊

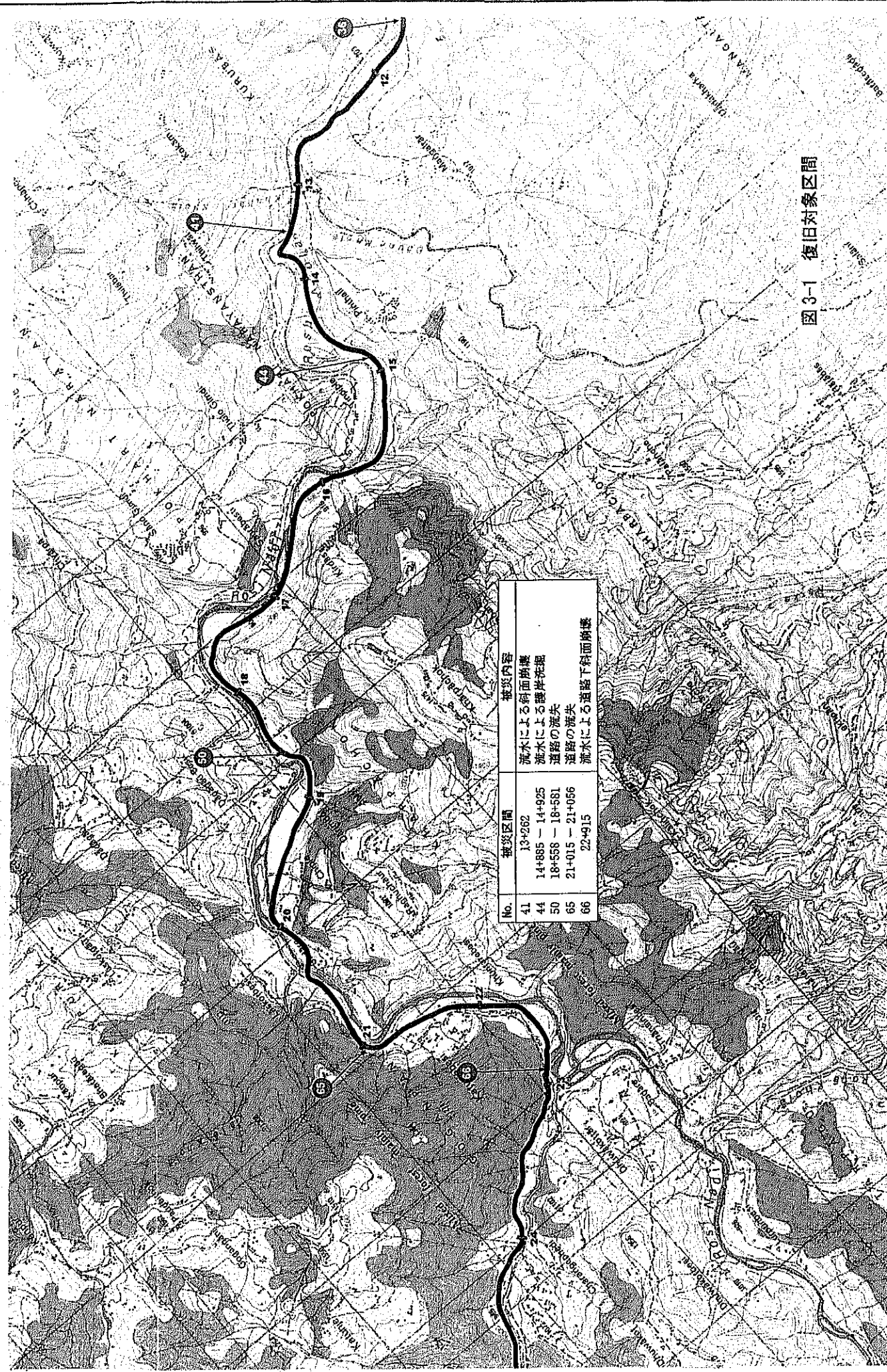
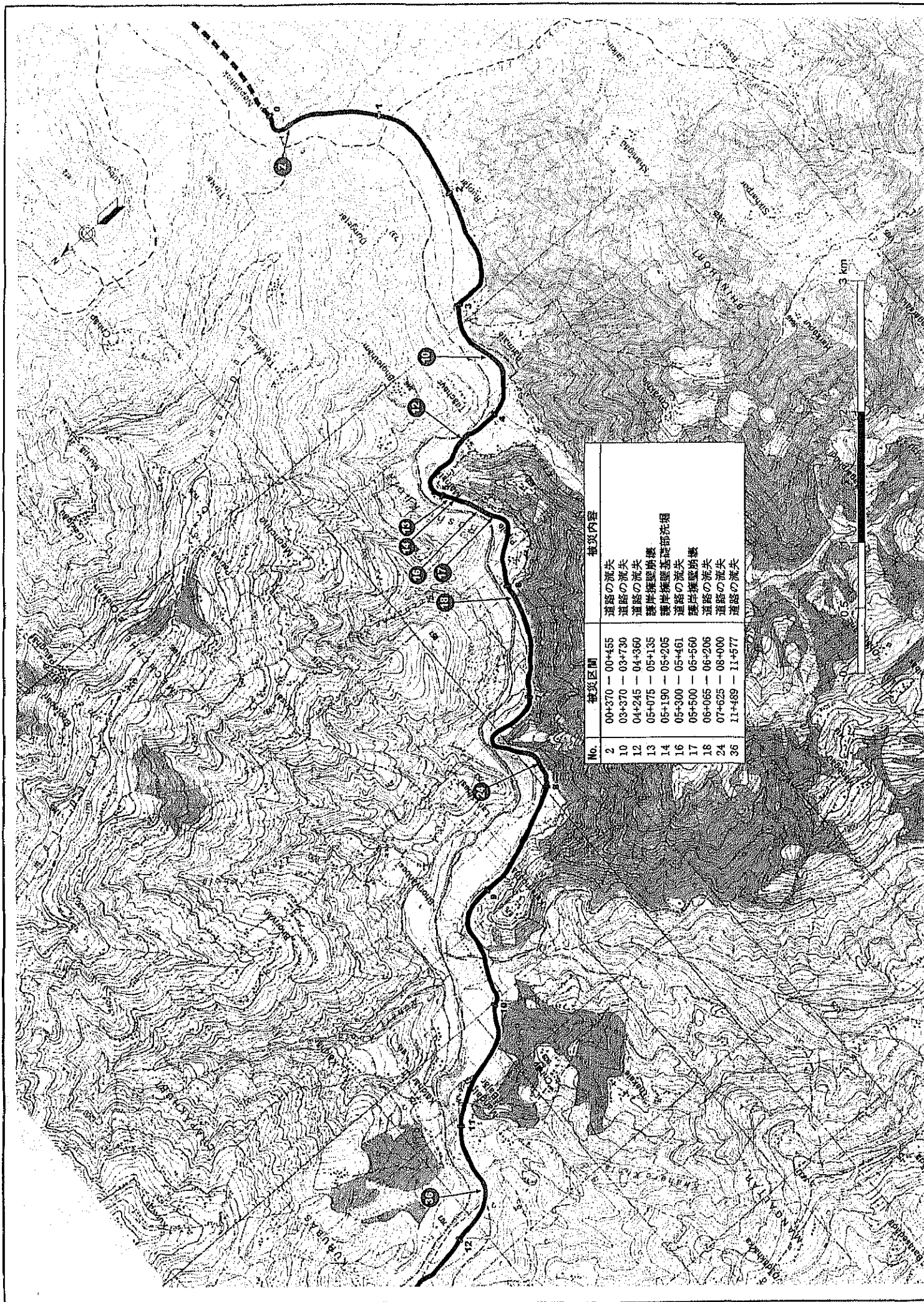


図 3-1 復旧対象区画

3.1.3. 被災原因の推定

(1) 当初計画と被災現象

当初計画(1996年3月基本設計及び2000年3月設計変更)と今回の被災規模を比較した結果を表3-2にまとめる。

表 3-2 当初計画と被災規模の比較

項目	細目	当初計画	2002年7月洪水規模
計画高水量の設定と豪雨の評価	日降雨量	—	ロシ川流域平均3日間累加降雨量312mm(50年確率に相当)
	計画高水位	774~1,080m ³ /s (50年確率値を採用)	水位データ入手不可 (観測地点の廃止のため)
	考察	当初計画における計画高水量と2002年7月洪水時水量の関係は、現在流量観測データがないため直接比較できない。しかしながら、降雨データに基づく流出解析によると2002年7月の洪水現象は50年確率相当であったと推定され、この解析結果および洪水痕跡から2002年7月の洪水水量は概ね当初計画程度であったものと推測される。	
河川構造物の設計基準値	標準余裕高	1.2m	標準部の越流は発生していない。
	水位上昇値	標準部:水面系解析結果 湾曲部:水面系解析結果+ 湾曲部補正值	標準部:水位が計画高水位を上回ることはなく、越流は発生していない。 湾曲部:曲率のきつい区間では越流し、被災をうけた。(越流発生4箇所、内2箇所が被害甚大)
	洗掘深	標準区部 1.0m 局部洗掘 1.5m	標準部での被災は極小、湾曲部・水衝部での被災が甚大。
	根入れ深	最深河床-2.0~2.5m	同上
	根固工	3tのコンクリートブロックを湾曲部に設置	部分的に流失
	考察	当初計画の基準値は日本の諸基準に準拠し、かつロシ川の不確定の特性を考慮しながら設定されたものである。しかしながら、湾曲部において越流、基礎の洗掘等が発生した。	
維持・管理計画	維持管理規模の想定	供与した機材を用いて道路局が復旧可能な規模の被災を想定した計画の策定	数十メートル連続的に続く道路流失が発生。
	補修内容	堆積土石の除去、コーズウェイ、ガビオン、練石積擁壁、DBSDの部分的破損の修復。	擁壁の崩壊、道路構造物の流失のため、道路再構築が必要。
	考察	道路局による維持管理の能力を超えた被災が発生した。特にSta.8から下流区間には規模が大きいものがあり、道路局による復旧は容易ではないと判断される。	

(2) 河川沿いの被災形態

被災の規模が甚大であった河川構造物の被災形態はつぎのように分類される。

- Type-A: 雨水またはロシ川から越流した河川水による道路路盤の侵食
- Type-B: 河床洗掘による被災(洗掘の進行に起因する被災の程度を4段階に分類)
 - B-1: 道路路盤のひび割れ・沈下
 - B-2: 構造物背面の陥没
 - B-3: 構造物の崩壊
 - B-4: 道路の流失
- Type-C: 越流による道路流失
- Type-D: 擁壁背面水位の上昇によって発生した残留水圧による擁壁の崩壊
- Type-E: 切盛境界部における裏込め土(道路路盤)の不等沈下
- コーズウェイの土石堆積: 土石流によるガビオン積やコンクリート舗装版の破損、土石流の取付道路方向への流出による道路の破損、大量土石の堆積

図 3-2は上記のロシ川沿いの被災形態の分類を示す。また、それぞれの被災形態に対応する被災状況写真を図 3-3、図 3-4に示す。

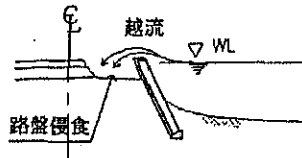
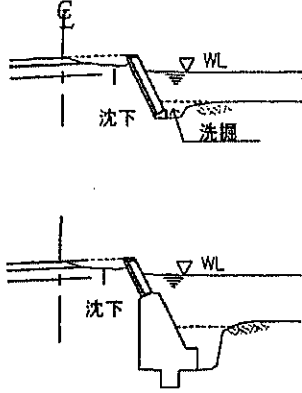
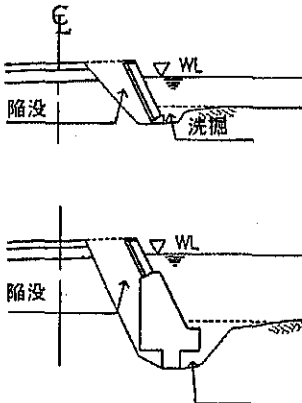
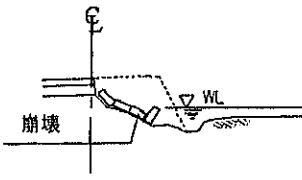
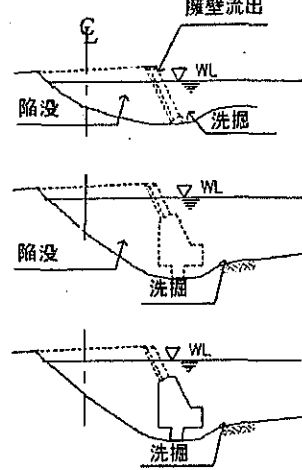
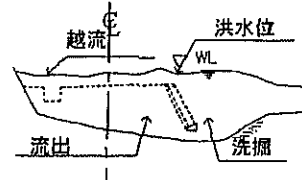
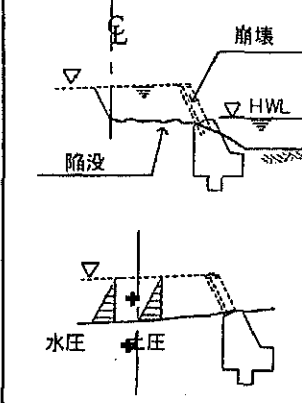
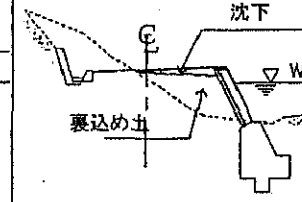
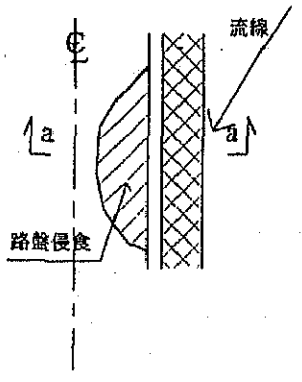
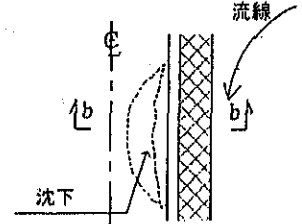
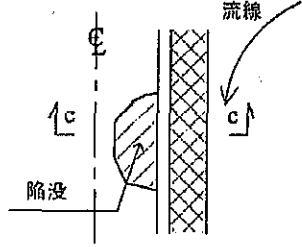
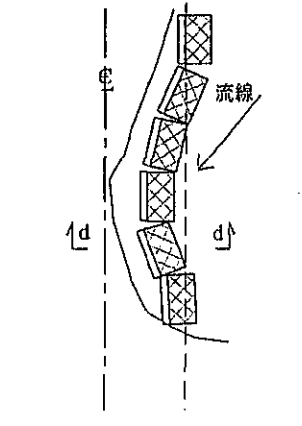
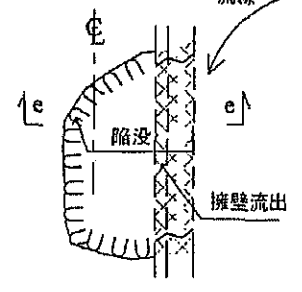
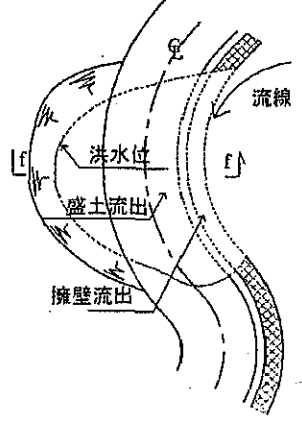
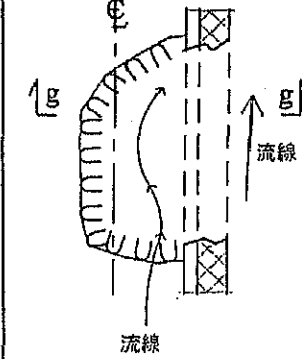
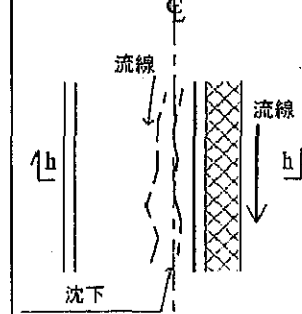
分類	Type- A	Type- B				Type- C	Type- D	Type- E
		B-1	B-2	B-3	B-4			
	雨水またはロシ川から越流した河川水による道路路盤の侵食	河床洗掘： 道路路盤のひび割れ・沈下	河床洗掘： 構造物背面の陥没	河床洗掘： 構造物の崩壊	河床洗掘： 道路の流失	越流による道路流失	擁壁背面水位の上昇によって発生した残留水圧による擁壁の崩壊	切盛境界部における裏込め土(道路路盤)の不等沈下
被災概要	横断面図 	横断面図 	横断面図 	横断面図 	横断面図 	横断面図 	横断面図 	横断面図 
	平面図 	平面図 	平面図 	平面図 	平面図 	平面図 	平面図 	平面図 
写真 (次頁参照)	写真-1	写真-2	写真-3	写真-4	写真-5	写真-6	写真-7	写真-8

図 3-2 被災原因の分類




	<p><写真 1> Type A 雨水またはロシ川から越流した河川水による道路路盤の浸食</p>
	<p><写真 2> Type B-1 河床洗堀による被災 道路路盤のひび割れ、沈下</p>
	<p><写真 3> Type B-2 河床洗堀による被災 構造物背面の陥没</p>
	<p><写真 4> Type B-3 河床洗堀による被災 構造物の崩壊</p>

図 3-3 被災原因の分類(写真 1/2)


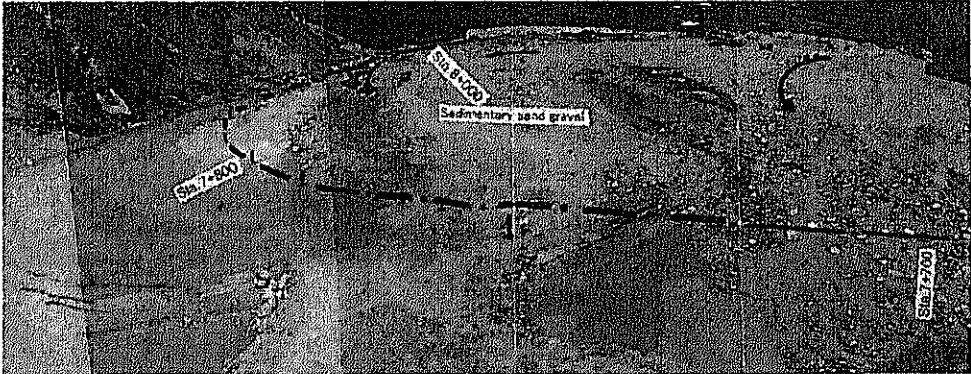


	<p><写真 5> Type B-4 河床洗堀による被災 道路の流失</p>
	<p><写真 6> Type C 越流による道路流失</p>
	<p><写真 7> Type D 擁壁背面水位の上昇によって発生した残留水圧による擁壁の崩壊</p>
	<p><写真 8> Type E 切盛境界部における裏込め土(道路路盤)の不等沈下</p>

図 3-4 被災原因の分類(写真 2/2)

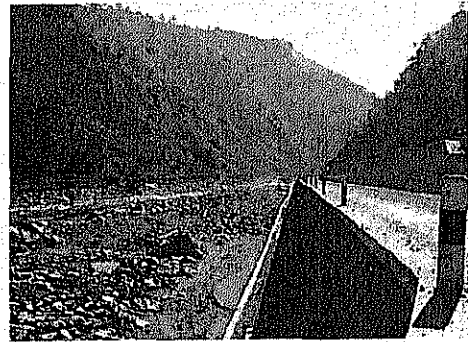
(3) 被災原因の推定

被災を受けた箇所はいずれも地形的に特異な個所で、2002年7月の洪水による当該区間の水理状況は2.3.1(5)に述べたとおりである。これら通常の設計手法では予測し得ない現象が河道湾曲部等で局所的な水位上昇、洗掘、裏込め土の吸出し現象を引き起こし、道路被災に至ったと考えられる。更に、洪水は3日間継続しており、水文統計的にも比較的大量の降雨が長時間にわたり継続したことが被災を助長させたといえる。

一方、写真に示すように被災を受けていない箇所は、洪水による水位上昇や洗掘の影響を受けておらず、当初計画の予測の範囲内であった。このことから、被災の原因としては、水理的に特異な状況の発生が主な要因と判断される。



Sta.13+800 からドリケル方面を望む



Sta.16+700 からネパルトック方面を望む

写真 9 健全区間（撮影：平成 14 年 12 月）

ここで、被災を受けた箇所について準 3 次元河床変動解析を行い、被災状況の検証を行った結果、以下のことが確認された。（図 3-5～図 3-8）

- 当該区間は、予想される洗掘に対し、根固工にて対応している。代表流速（根固工の設計流速） $V=5.5\text{m/s}$ で設計されている。
- 当該区間について、仮のパラメータを設定し河床変動解析を行った。河道モデルは、洪水直後の土石流の影響、砂州の状況及び先の洪水により卓越した流れを参考に河線幅及び湾曲率を設定したものである。
- 洪水が発生した直後の流れは、比較的上下流方向の流れが卓越し、流速、水深共に当初計画とほぼ同等な状況下にあると判断される。
- 洪水発生後 24 時間後には、護岸付近の最大流速 $5.5\sim 5.7\text{m/s}$ と設計値を越えているが、安全率等を考慮すれば構造物はほぼ安定した状況下にあると判断される。
- 更に、洪水が継続し 48 時間後には、護岸付近の最大流速 $5.7\sim 6.0\text{m/s}$ と構造物は極めて危険な状態にあったと推定される。実際に構造物の倒壊が発生したのも 2 日目である。
- 72 時間後には、護岸付近の最大流速は $6.3\sim 6.9\text{m/s}$ に達し、洗掘の影響により最大水深は 8.8m に至っている。

このように、水理計算からも、土石流もしくは地山崩壊による河川断面の縮小、湾曲部による砂州の発達と洗掘の進行と併せ洪水の継続は、通常の設計では予測し得なかった流況の乱れを誘発し、局所的な流速増加および水面の状況を招くことが確認された。

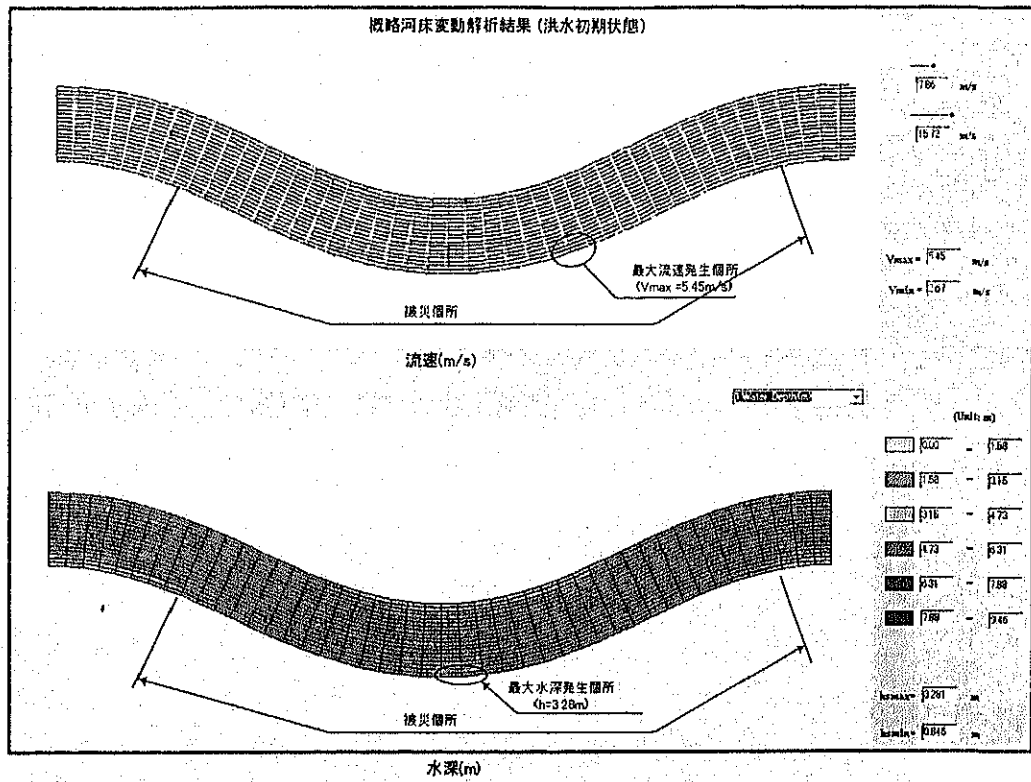


図 3-5 河床変動解析結果 (洪水発生直後)

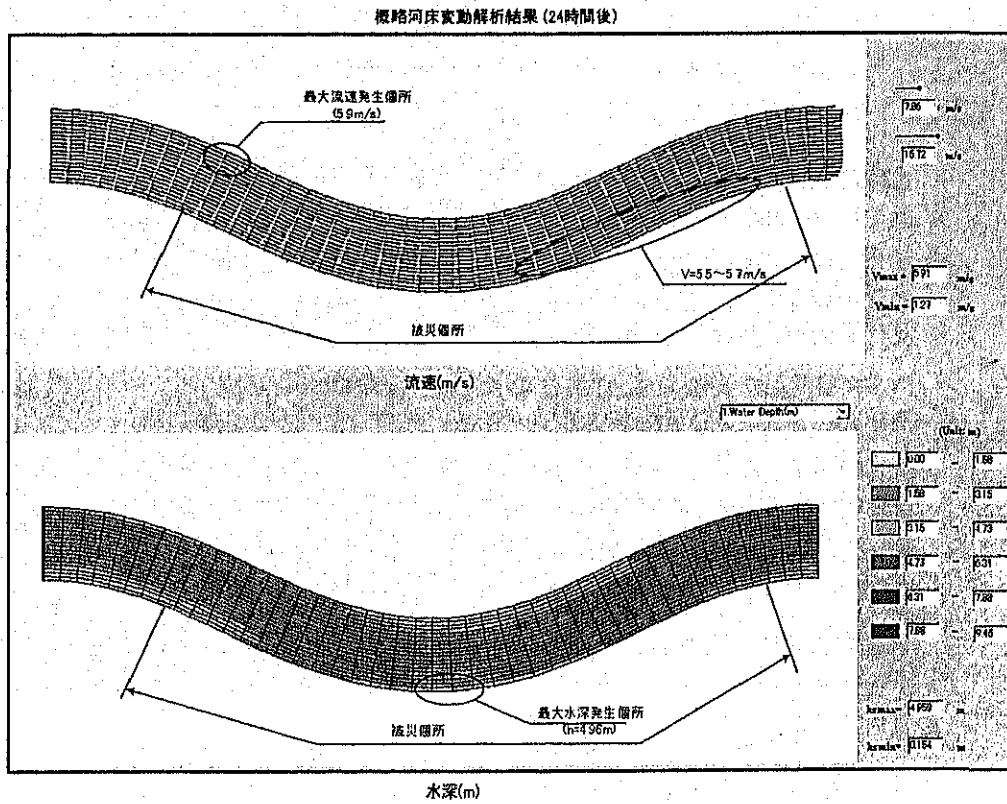


図 3-6 河床変動解析結果 (洪水発生 24 時間後)

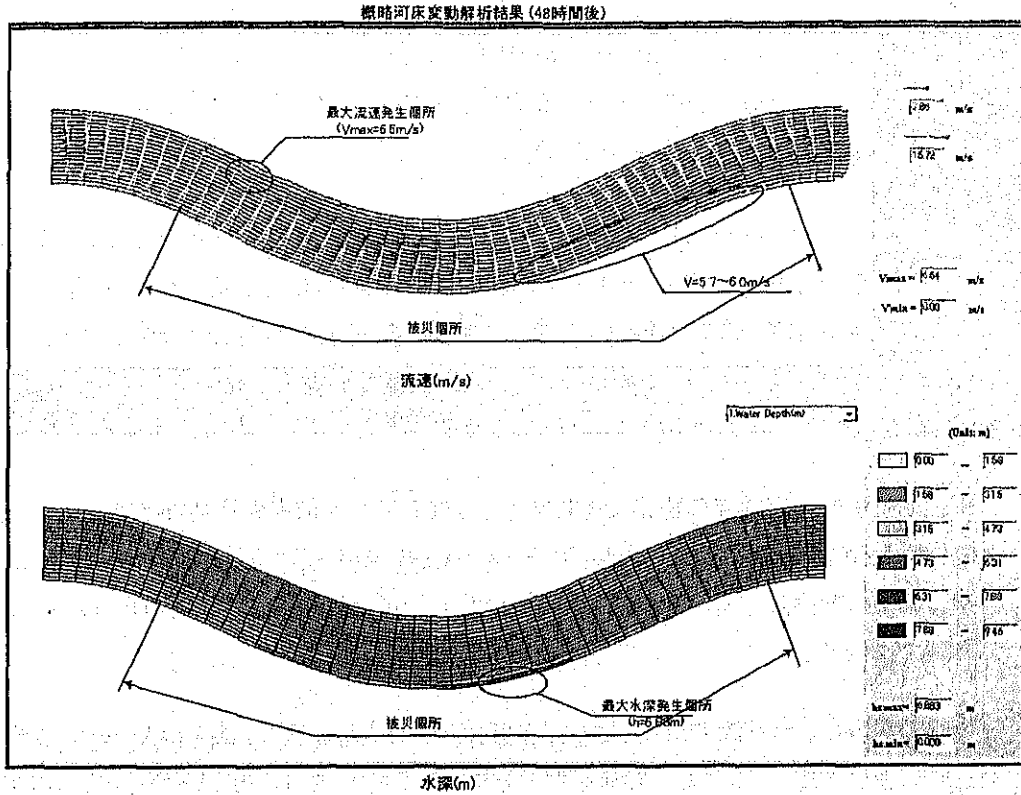


図 3-7 河床変動解析結果 (洪水発生 48 時間後)

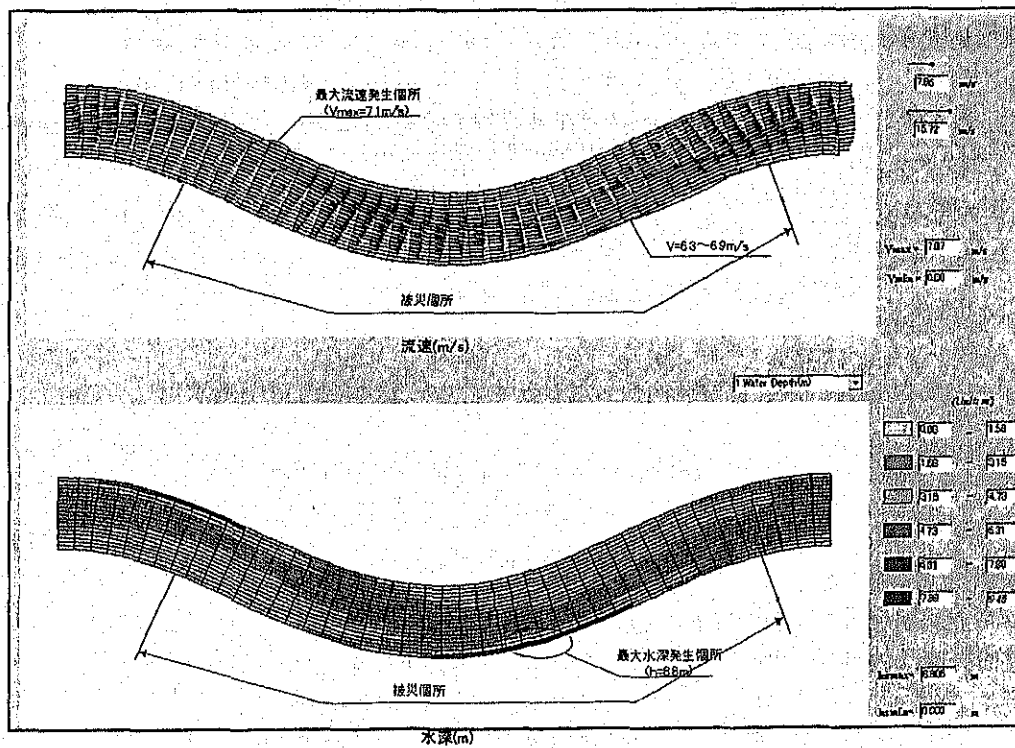


図 3-8 河床変動解析結果 (洪水発生 72 時間後)

3.2. 協力対象事業の基本設計

3.2.1. 復旧方針

(1) 当初計画の妥当性

当初計画では、ロシ川の上流部に位置するPanauti流量観測所の記録に基づいて算出した50年確率洪水量を計画高水量とした水面形解析により計画高水位を設定した。2002年7月の洪水を引き起こした降雨は、ロシ川流域の平均3日間継続降雨量で312mmとなり、50年確率に相当するものであった。したがって、2002年7月洪水の流量は計画洪水量にほぼ等しい量であったと考えられる。

水理的に明快な直線部の護岸に着目すると、2002年7月洪水が当初計画で設定した計画高水位を超える箇所はなく、またほとんどの箇所で構造物の損傷は見られなかった。このことから、当初計画での計画高水量、および護岸擁壁の基礎の根入れ深さ等の計画内容は基本的に妥当であると判断する。

今回の災害は、土石流や斜面崩壊により河積が阻害された箇所、曲率のきつい湾曲部および河道に岩盤が突出しているなど特異な地形を有する箇所で、2日間以上継続した洪水時に水理的に特異な状況が発生し、この中で予想を上回る河床の洗掘・堆積が進行して、計画高水位を超える水面上昇や局所的な流速増加による根固工の流失を引き起こし、護岸および道路の崩壊に至ったものである。

(2) 復旧施設設計の方針

第2章で述べたように、2002年7月洪水被害の大きな誘因は、支流の土石流や斜面崩壊から供給された大量の土砂の堆積である。現地調査時の地元住民のヒヤリングでは、今回のような規模の土石流は20数年に一度程度の間隔で生じているようである。また、今回の被災箇所では、曲率のきつい湾曲部、および河道に岩盤が突出しているなどの地形条件が加わって、想定を上回る護岸基礎部分の洗掘、および水面上昇が発生した。さらに、3日間にわたる洪水の継続が被害を助長している。

このことから、本調査の復旧対象箇所については、当初計画を踏襲した設計内容だけでは、同じ箇所が再度被災する可能性が高いと判断される。そこで、復旧計画にあたっては、2002年7月洪水で観察された各被災箇所の局所的な水理現象及び洪水の継続を考慮した水理解析から得られる計画高水位、および設計流速に基づいて計画を行う。

(3) 復旧計画における健全残存施設の取り扱い

復旧事業であることから、事業内容を被害の復旧に限定することを基本方針とする。すなわち、「3.2.1(2) 復旧施設設計の方針」に基づいて復旧施設を設計するが、復旧箇所前後の健全な残

存施設に影響を与えない範囲で計画する。

特に、本調査にて実施された水理解析から得られた計画高水位による道路高さが、当初計画の道路を上回り、健全な残存施設を取り壊す必要が生じた場合は、道路の水密性を高める瀝青表面処理を道路面に施した上で当初計画の道路高を変更しないこととする。

3.2.2. 復旧施設、設計基準の検討

前述の復旧方針に基づき、湾曲部河道等の被災を受けた箇所の復旧施設規模について、50年確率の計画洪水量を用い、「3.1.3(2) 被災形態」および「3.1.3(3) 被災原因の推定」で示した、被災原因となった次の三現象に係る水理解析・検討結果に基づいて復旧施設の設計を行う。

- 河道湾曲部の水位上昇
- 護岸基礎部分の洗掘
- 裏込め材の吸出し

(1) 河道湾曲部の水位上昇対策にかかる基本方針

湾曲部の水位上昇に対する対策として、計画高水量の見直しを行い、被災箇所の道路縦断線形の見直しを行う。

1) 計画高水量の見直し

当初計画による計画高水量と今回の検討で算出された洪水量の差は約 25%である。この理由は以下のとおりである。

- 当初計画時の流量データの観測期間は 1964 年から 1985 年までで、2002 年 7 月の比較的大きい洪水記録が取り込まれていない。
- 当初計画ではピーク流量を確率処理し計画高水量を算出しているのに対し、今回は確率処理された日平均降雨量から洪水流出解析を行い、洪水流量を推定している。
- 洪水流出解析によるピーク洪水流量はハイトグラフ(降雨継続曲線)の採り方により多少異なる。今回は、ピーク流量が高くなるようなハイトグラフを採用している。

これらの両ピーク洪水流量は上記理由から等価と判断されるが、被災区間については、新たなデータを採用した計画高水量に変更することが望ましい。従って、被災箇所の計画高水量として、今回の検討で推定したピーク洪水量を計画高水量として採用する。尚、被災を受けていない箇所については、当初計画の計画高水量を引き続き採用する。

表 3-3 50年確率による計画高水量の比較

合流点	流域面積	当初計画時 (m ³)	今回の検討結果 (m ³)	差
Dapcha	400km ²	774	977	26%
Narke	446km ²	861	1,086	26%
Daune	465km ²	899	1,130	26%
Bhyakure	503km ²	972	1,213	25%
Mamuti	536km ²	1,035	1,289	25%
Nepalthok	560km ²	1,080	1,344	24%

2) 湾曲部における計画高水位

河道湾曲部における計画高水位は以下の方法より算定した水位の内、最高の水位を採用する。

- 1次元不等流解析により算定された水位に湾曲部における水位補正を考慮した水位。
- 2002年7月の洪水時における洪水痕跡。

i) 不等流解析条件

- 境界条件: 当該河川における流れはそのほとんどが射流状態であることが予想されることから、最上流断面に限界水深を与え水面形解析を行う。
- 粗度係数: 当該区間における河床材料の代表粒径は10mm~43mmの範囲にあり、粗度係数は0.035程度と推定される。計画高水位の算定の際の粗度係数としてn=0.035採用する。

表 3-4 粗度係数

河川の状況		粗度係数		AとBの区分法
		A	B	
岩盤		0.035~0.050		A:河床が平坦であり、砂州が目立たない。また、表層に突出する粒径の大きな石が目立たない。 B:河床の凹凸が大きく粒径の大きな石が突出する。
玉石	d _R = 40cm ~60cm	0.037	0.042	
	d _R = 20cm ~40cm	0.037		
	d _R = 10cm ~20cm	0.037		
粗礫	d _R = 5cm ~10cm	0.035		
	d _R = 2cm ~5cm	0.029	0.034	

(出典:「美しい山河を守る災害復旧基本方針」I-3 頁)

ii) 湾曲部における水面上昇量

湾曲部における水面上昇量は下式により算定する。

$$\Delta h = \frac{B \cdot U^2}{2 \cdot g \cdot r_c}$$

ここに、 Δh : 湾曲部外側における水面上昇量 (m)
 B : 河川幅 (m)
 U : 河川断面の平均流速 (m/s)
 g : 重力加速度 (m/s²)
 rc : 河川の曲率半径 (m)

(出典:「建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編」123頁)

iii) 余裕高

河川管理施設等構造令によれば、500~2000m³/s の計画高水量に対する余裕高は1.0mとされている。しかしながら、復旧対策区間の水理条件は極めて特異であることから1ランク上(2000~5000m³/s)の1.2mを余裕高として採用する。

3) 検討結果

表 3-5に各河川断面における洪水位の計算結果を示す。

尚、この洪水位は被災状況、被災箇所の現場条件等を考慮し、各被災箇所について採用の可否を検討する。

表 3-5 復旧対象区間水位

River Coss Sec.No.	Road Sta. No.	不等流 計算水 位(m)	流速 (m)	河川 幅(m)	曲率 半径 (m)	補正水 深(m)	湾曲部 の補正 水位 (m)	洪水痕 跡 (m)	復旧対象区間 洪水位
Sec-1	STA.0+350	555.380	4.99	80	1,000	0.102	555.482	-	555.482
Sec-2	STA.0+475	556.250	5.74	140	1,000	0.235	556.485	-	556.485
Sec-3	STA.0+750	560.280	3.56	200	1,000	0.129	560.409	-	560.409
Sec-4	STA.1+025	563.650	3.95	150	1,000	0.119	563.769	-	563.769
Sec-5	STA.1+275	566.400	3.84	140	1,000	0.105	566.505	-	566.505
Sec-6	STA.2+025	573.630	4.13	170	1,000	0.148	573.778	-	573.778
Sec-7	STA.2+475	579.570	3.34	140	0	0.000	579.570	-	579.570
Sec-8	STA.3+275	589.630	4.82	100	350	0.338	589.968	591.002	591.002
Sec-9	STA.3+525	592.770	5.25	100	350	0.402	593.172	594.766	594.766
Sec-10	STA.3+775	595.540	4.66	100	350	0.317	595.857	597.572	597.572
Sec-11	STA.4+100	598.320	5.37	100	400	0.368	598.688	-	598.688
Sec-12	STA.4+300	601.450	5.75	120	350	0.578	602.028	-	602.028
Sec-13	STA.4+700	607.420	4.79	140	0	0.000	607.420	-	607.420
Sec-14	STA.4+875	611.180	5.53	90	0	0.000	611.180	-	611.180
Sec-15	STA.5+050	613.590	5.15	90	0	0.000	613.590	-	613.590
Sec-16	STA.5+225	615.700	7.24	70	500	0.374	616.074	-	616.074
Sec-17	STA.5+350	619.060	4.70	70	500	0.158	619.218	-	619.218
Sec-18	STA.5+500	619.630	5.40	100	500	0.298	619.928	-	619.928
Sec-19	STA.5+800	622.370	4.35	100	500	0.193	622.563	-	622.563
Sec-20	STA.5+900	623.180	5.93	100	550	0.326	623.506	-	623.506
Sec-21	STA.6+150	627.080	4.23	120	800	0.137	627.217	-	627.217

River Coss Sec.No.	Road Sta. No.	不等流計算水位(m)	流速(m)	河川幅(m)	曲率半径(m)	補正水深(m)	湾曲部の補正水位(m)	洪水痕跡(m)	復旧対象区間洪水位
Sec-22	STA.6+550	632.070	3.94	130	800	0.129	632.199	-	632.199
Sec-23	STA.6+800	634.770	6.70	140	800	0.401	635.171	-	635.171
Sec-24	STA.7+375	641.690	5.12	120	800	0.201	641.891	-	641.891
Sec-25	STA.7+625	646.900	4.65	120	350	0.378	647.278	648.266	648.266
Sec-26	STA.7+900	649.490	4.53	140	350	0.419	649.909	650.467	650.467
Sec-27	STA.8+450	654.380	5.18	160	350	0.626	655.006	-	655.006
Sec-28	STA.9+450	675.490	4.19	130	0	0.000	675.490	-	675.490
Sec-29	STA.9+900	679.640	8.94	170	0	0.000	679.640	-	679.640
Sec-30	STA.10+400	688.170	4.33	160	0	0.000	688.170	-	688.170
Sec-31	STA.10+900	696.330	5.53	120	220	0.851	697.181	-	697.181
Sec-32	STA.11+400	706.570	6.23	40	200	0.396	706.966	-	706.966
Sec-33	STA.11+850	709.290	7.63	40	200	0.594	709.884	-	709.884
Sec-34	STA.13+050	730.800	6.61	50	0	0.000	730.800	-	730.800
Sec-35	STA.14+450	756.110	5.57	50	0	0.000	756.110	-	756.110
Sec-36	STA.14+900	763.050	6.25	50	100	0.996	764.046	-	764.046
Sec-37	STA.15+325	768.810	5.96	80	0	0.000	768.810	-	768.810
Sec-38	STA.16+500	780.710	6.61	40	0	0.000	780.710	-	780.710
Sec-39	STA.16+850	793.160	6.30	50	400	0.253	793.413	-	793.413
Sec-40	STA.17+725	809.100	4.73	80	0	0.000	809.100	-	809.100
Sec-41	STA.18+350	816.180	6.98	40	0	0.000	816.180	-	816.180
Sec-42	STA.18+600	820.800	5.58	110	0	0.000	820.800	823.200	823.200
Sec-43	STA.18+750	821.310	5.83	130	80	2.818	824.128	823.710	823.710
Sec-44	STA.19+000	824.020	5.66	90	0	0.000	824.020	-	824.020
Sec-45	STA.20+125	838.730	6.11	50	0	0.000	838.730	-	838.730
Sec-46	STA.21+000	851.480	5.83	50	80	1.084	852.564	-	852.564
Sec-47	STA.21+150	852.420	6.74	90	80	2.607	855.027	854.960	855.027
Sec-48	STA.21+350	854.980	5.40	80	200	0.595	855.575	-	855.575
Sec-49	STA.22+000	861.230	9.02	90	0	0.000	861.230	-	861.230
Sec-50	STA.22+675	878.320	4.49	80	0	0.000	878.320	-	878.320
Sec-51	STA.23+000	881.320	7.00	90	0	0.000	881.320	-	881.320

(2) 洗掘対策にかかる基本方針

道路陥没及び擁壁崩壊の主な原因と推測される洗掘現象の規模を把握することを目的として、推定最大洗掘深を求める。この洗掘深から擁壁の基礎根入れ深さ及び根固工の設置を検討する。なお、推定最大洗掘深は以下に示す洗掘深の内、最大のものとする。

- 2002年7月時の推定洗掘深（目視観察により、根固工の流出状況を確認し、流出した箇所については、竣工図より洗掘深を推定した。）
- 不等流計算結果を基に推定された洗掘深
- 準3次元河床変動解析結果から推定される最大洗掘深。流量は洪水ハイドログラフ（時間—流量曲線）から算定した48時間平均洪水量を48時間流下させ解析を行った。

また、被災区間の流速から根固工の形状・規格・設置範囲を検討することとする。

1) 不等流解析条件

- 境界条件: 最上流断面に限界水深を与え算定。
- 粗度係数: 粗度係数は 0.035 を採用。

2) 不等流計算による最大洗掘深の算定

不等流計算結果に基づく最大洗掘深は以下の式により算定する。

$$H_{\max} = C \times H_d$$

- ここに、 H_{\max} : 最大洗掘深 (m)
- H_d : 設計水深 (m)
- C : 深掘比 (b/r を代入し算定)
- b : 河川幅 (m)
- r : 河川の曲率半径 (m)

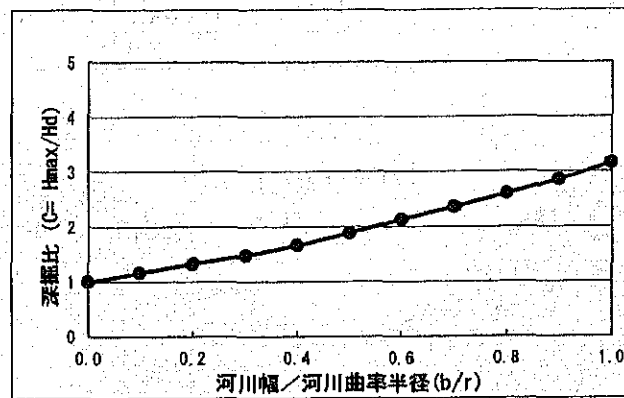


図 3-9 深掘比 (Hd/Hmax) 算定表

(出典:「美しい山河を守る災害復旧基本方針」 I-15 頁)

3) 準 3 次元河床変動解析の入力項目

準 3 次元河床変動解析の入力項目は以下の通りである。

- 河床勾配
- 平均流量 (ハイドログラフは入力できないので、72 時間継続流出曲線から、流出量の多い 48 時間の平均流量を 48 時間継続して流下させた。)(m³/s)
- 粗度係数 (n=0.035)
- 河床材料の平均粒径(mm)

(出典:「水理公式集例題プログラム集」 例題 2-6)

4) 解析結果

解析結果を表 3-6に示す。また、解析結果例を図 3-10に示し、各調査対象区間の解析結果は、資料-7に掲載する。

表 3-6 推定最大洗掘深（根固工を敷設しない場合）

被災区間	推定最大洗掘深(m)			
	現況最大洗掘深(m)	不等流解析結果に基づく推定洗掘深	準3次元河床変動解析結果	最大値
Sta.00+370 - 00+455	2.3	0.7	2.6	2.6
Sta.03+370 - 03+730	2.0	1.5	1.4	2.0
Sta.04+245 - 04+360	-	2.4	1.2	2.4
Sta.05+300 - 05+205 Sta.05+500 - 05+560	2.2	1.5	3.0	3.0
Sta.06+065 - 06+206	2.3	0.6	1.8	2.3
Sta.07+625 - 08+000	-	1.3	2.0	2.0
Sta.11+489 - 11+577	-	1.4	5.0	5.0
Sta.13+262	-	0.5	直線部	0.5
Sta.14+885 - 14+925	-	4.0	4.2	4.2
Sta.22+915	-	3.9	直線部	3.9

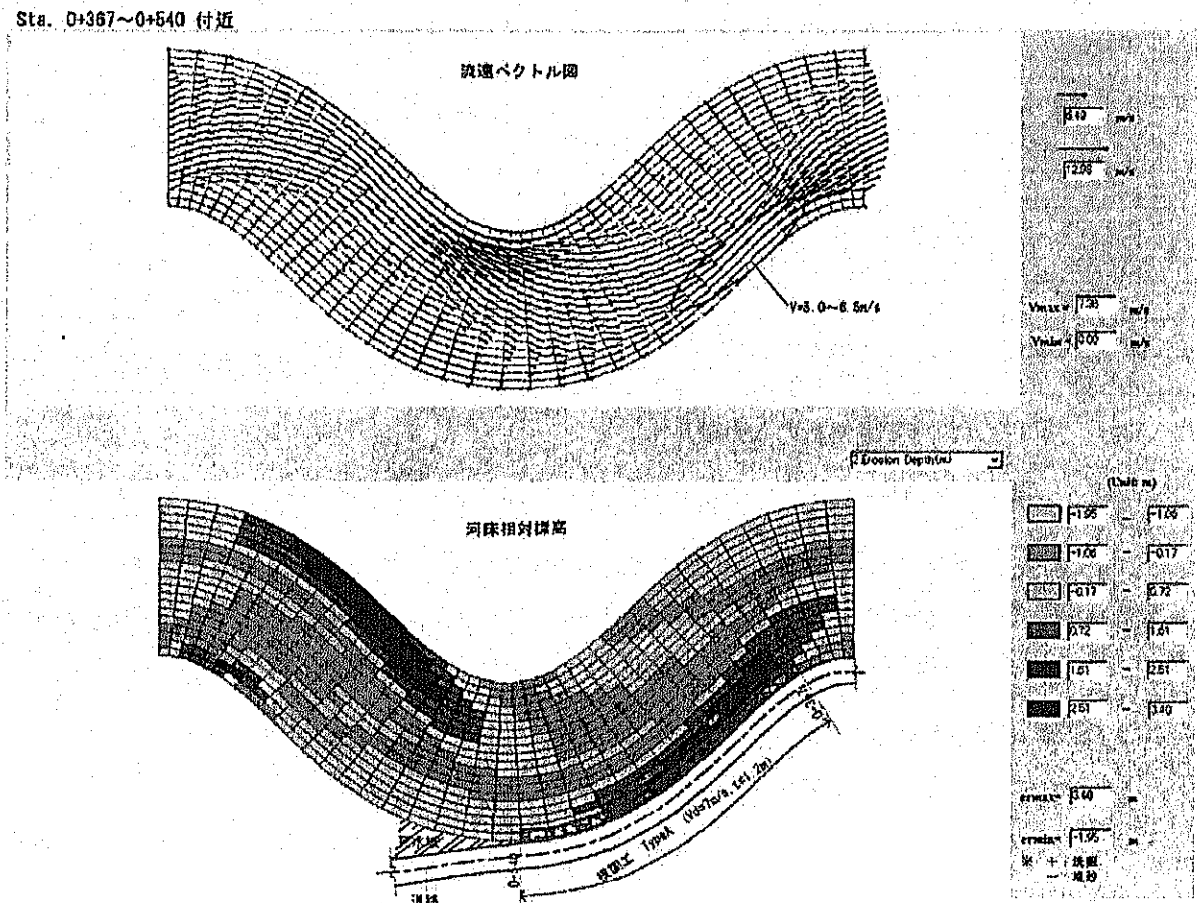


図 3-10 準3次元河床変動解析結果例

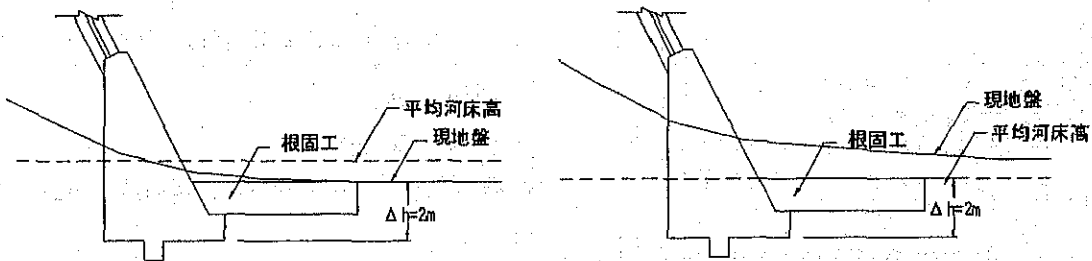
5) 擁壁基礎の根入れ深さと根固工の採用

擁壁基礎の根入れ深さは、①根固工を設置せずに平均河床高または現地盤高の低い方のいずれかより、推定最大洗掘深だけ下の位置に設定する方法と、②根固工を併用し擁壁基礎根入れを小さく設定する方法が考えられる。

復旧実施箇所の推定最大洗掘深さは概ね 2m を越えているため、①の方法では、基礎根入れ深さが 2m を超える。この場合、実施工では矢板等締め切りが必要となり施工が容易ではない。また、施工位置が川沿いであることから湧水対策としてポンプ吸引等を行う必要があり施工能率も悪い。

一方、根固工を併用する場合は、根固ブロックによって基礎先端部分の土砂の移動を防ぐ効果を得られ、洗掘に加え、吸出し現象に対しても効果的である。また、施工の掘削深さも浅くすむことから、将来の補修も行いやすく、維持管理の観点からも優れている。

上記の理由から、対象区間では根固工の敷設を併用し、基礎根入れ深さは現地盤または平均河床高のいずれかより 2m 確保することとする。



左: 現地盤が平均河床高より低い場合
右: 平均河床高が現地盤より低い場合

図 3-11 擁壁基礎根入れ深さの設定方針 (根固工併用)

6) 根固工の設計流速 (代表流速)

根固工の設計流速 (代表流速) は以下に示す手法により算定された流速の内、最大のものを採用する。

- 不等流計算により算定された流速に補正係数を乗じて算定された流速
- 準 3 次元河床変動解析より推定される流速

i) 不等流計算条件

- 境界条件: 最上流断面に限界水深を与え算定。
- 粗度係数: 粗度係数は 0.035 を採用。

ii) 不等計算結果に基づく最大流速

不等流計算(あるいは等流)結果に基づく最大流速は以下の式により算定する。

$$V_d = \alpha_1 \times \alpha_2 \times V_m$$

$$\alpha_1 = 1 + \frac{\Delta Z}{2H_d} + \frac{B}{2r} \quad (\text{湾曲外、根固工なしの場合})$$

$$\alpha_1 = 1 + \frac{B}{2r} \quad (\text{湾曲外、根固工ありの場合})$$

- ここに、
- V_d : 設計流速(代表流速) (m/s)
 - α_1 : 湾曲部の補正係数(最大 2.0).
 - α_2 : 根固工を敷設した場合の補正係数
 $bw / Hd > 1 : \alpha_2 = 0.9, bw / Hd \leq 1 : \alpha_2 = 1.0$
 - bw : 根固工の敷設幅 (m)
 - V_m : 不等流計算結果から推定される平均流速(m/s)
 - ΔZ : 洗掘深 (m)
 根固工を敷設した場合 $\Delta Z = 0$ として計算
 - H_d : 不等流計算により算定された水位。(m)
 - B : 河川幅(m)
 - r : 河道半径 (m)

(出典:「美しい山河を守る災害復旧基本方針」 I-17,18 頁)

iii) 準3次元河床変動解析の入力項目

前述の洗掘深の解析時と同様の項目を入力する。

iv) 設計流速算定結果

設計流速の検討結果の一覧を表 3-7に示す。

表 3-7 根固め設置箇所の設計流速

被災区間	根固工設置区間	根固工の設計流速(m/s)			備考
		不等流解析結果に基づく補正流速	準3次元河床変動解析結果	採用値	
Sta.00+370 - 00+455	Sta.00+367 - 00+540	5.5	6.5	7.0	
Sta.03+370 - 03+730	Sta.03+320 - 03+370	5.0	5.4	6.0	

被災区間	根固工設置区間	根固工の設計流速(m/s)			備考
		不等流解析結果に基づく補正流速	準3次元河床変動解析結果	採用値	
Sta.03+370 - 03+730	Sta.03+370 - 03+600	5.4	6.2	7.0	
	Sta.03+600 - 03+730	4.8	4.2	6.0	流れの状態によっては当該区間の流速が計算値より大きくなる可能性があるため1ランク上の設計流速を採用した。
Sta.04+245 - 04+360	Sta.04+254 - 04+360	6.0	5.9	6.0	
	Sta.04+390 - 04+420	-	-	5.0	現状は砂州が堆積しており流路ではない、洪水時の流路変更により侵食を受ける可能性があることから、上流区間より1ランク下の設計流速を適用した。
Sta.05+190 - 05+205	Sta.05+137 - 05+223	-	-	4.0	当該区間の右岸上流には河道を阻害する岩盤が突出しており、当該区間は渦による影響を受ける。護岸付近の流れは上記要因による2次的な流れなので計算不可能であるが、流速は上流区間より低い流速であることが予想され、根固工の設計流速として最低ランクの4mを採用した。
Sta.05+300 - 05+205 Sta.05+500 - 05+560	Sta.05+300 - 05+550	5.3	6.8	7.0	
	Sta.05+550 - 05+600	-	-	6.0	現状は砂州が堆積しており流路ではない、洪水時の流路変更により侵食を受ける可能性があることから、上流区間より1ランク下の設計流速を適用した。
Sta.06+065 - 06+206	Sta.06+000 - 06+100	4.1	4.8	5.0	
	Sta.06+100 - 06+250	4.1	5.5	6.0	
	Sta.06+250 - 06+300	3.8	4.8	5.0	
Sta.07+625 - 08+000	Sta.07+550 - 07+620	5.0	6.0	6.0	
	Sta.07+620 - 07+800	5.0	6.3	7.0	
	Sta.07+800 - 07+850	5.0	4.5	6.0	流れの状態によっては当該区間の流速が計算値より大きくなる可能性があるため1ランク上の設計流速を採用した。
	Sta.07+850 - 07+900	5.0	4.0	5.0	
Sta.11+489 - 11+577	Sta.11+450 - 11+500	-	5.6	6.0	
	Sta.11+500 - 11+600	6.9	5.8	7.0	

被災区間	根固工設置区間	根固工の設計流速(m/s)			備考
		不等流解析結果に基づく補正流速	準3次元河床変動解析結果	採用値	
Sta.11+489 - 11+577	Sta.11+500 - 11+650	—	5.2	6.0	
	Sta.11+650 - 11+700	—	4.2	5.0	
Sta.13+262	Sta.13+200 - 13+250	—	直線部	5.0	下流緩和区間として上流区間より1ランク下の根固工を敷設
	Sta.13+250 - 13+300	5.90	直線部	6.0	
	Sta.13+300 - 13+350	—	直線部	5.0	上流緩和区間として下流区間より1ランク下の根固工を敷設
Sta.14+885 - 14+925	Sta.14+715 - 14+825	6.7	6.2	7.0	
	Sta.14+875 - 14+925	6.7	5.8	7.0	
	Sta.14+925 - 14+975	-	5.2	6.0	
Sta.22+915		6.3	計算不可能	7.0	

7) 根固工の形状

[寸法・重量]

復旧区間における設計流速は大きく、この場合、根固工として必要な重量はかなり大きいものである。そこで施工性を考慮し、根固工を現場打ち形式で施工することとする。以下に示す基本式を用いて重量を決定する。

滑動に対する基本式

$$W > F_s \cdot \left(\frac{C_1 C_D + C_2 \mu C_L}{2\mu} \right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2} \cdot \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6$$

転倒に対する基本式

$$W > F_s \cdot \left(\frac{C_1 C_D + C_2 C_L l_b / h_b}{2L_s / h_b} \right)^3 \cdot \frac{1}{K_V^2} \cdot \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6$$

ここに、 W : ブロックの重量(ton)

F_s : 安全率 (1.2)

- C_1 : ブロックの抗力方向の実際の投影面積と長さ lb の正方形とみなした場合の面積比
 C_2 : ブロックの頂面の実際の投影面積と長さ lb の正方形とみなした場合の面積比
 C_D : ブロックの抗力係数 (事例より 0.7 を採用)
 C_L : 揚力係数 (事例より 0.1 を採用)
 l_b : ブロックの代表長さ (m)
 h_b : ブロックの厚さ (m)
 L_s : 転倒に対する支点よりブロックの重心までの水平長(m)
 K_v : ブロックの実際の体積と長さ lb の直方体の体積比
 ρ_w : 水の密度 ($102 \text{ kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$)
 ρ_b : ブロックの密度 ($2.3 \cdot 102 \text{ kgf}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$)
 μ : 砂とブロックの動摩擦係数 (0.63)
 B : 群体系数 (1.5 を採用)

(出典:「護岸の力学的設計法」107～109頁)

以下に各設計流速に対する根固ブロックの寸法・重量を示す。Type A～C は上式に基づく場所打ちコンクリートタイプである。

表 3-8 根固め寸法

項目	Type-A	Type-B	Type-C
タイプ	現場打ちコンクリートブロック		
設計流速 (m/s)	7.0	6.0	5.0
1ブロックの幅(m)	2.0	2.0	2.0
1ブロックの長さ(m)	2.5	2.5	2.5
厚さ(m)	1.2	0.9	0.6
重量(ton)	13.8	10.3	6.9

脚注) 流速 4m/s 以下の区間は、別途簡易な形式を採用する。

[根固工敷設幅]

根固工の敷設幅は以下の式より算定する。

$$B_c = L_n + \Delta Z / \sin \theta$$

ここに、 B_c : 根固工の敷設幅 (m)

- Ln : 護岸前面の平坦幅
 (1ブロックの幅 2mとする)
- ΔZ : 計画洗掘深(m)
- θ : 河床洗掘時の斜面勾配 (砂の安息角 30°を採用)
 (出典:「護岸の力学的設計法」 106 頁)

いずれの区間も根固工を敷設することとしているため、擁壁基礎の根入れ深さとして設定した 2m を洗掘深さとして敷設幅を設定する。

$$B_c = 2(m) + 2(m) / \sin 30 = 6(m)$$

以上の検討結果より図 3-12に示す根固工を復旧区間の状況にあわせ採用することとする。

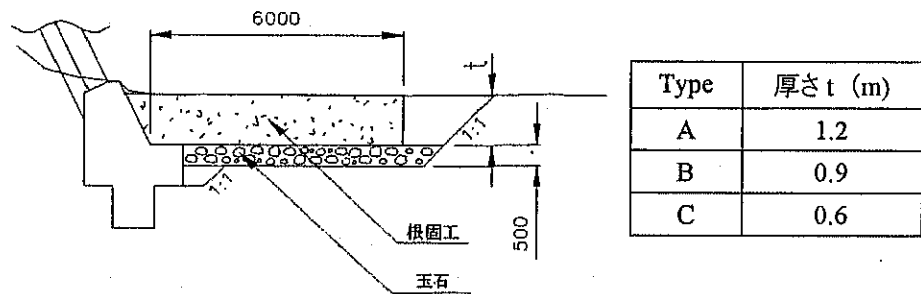


図 3-12 根固工標準断面図

(3) 吸出し対策にかかる基本方針

洗掘対策として、十分な根入れ深さの確保と根固め工の設置を採用したことにより、吸出し現象に対する対策は十分に図ることが可能であると判断する。さらに、流出した裏込材、根固め工の底部には、吸出しに対する抵抗力を強めるため、細粒分の少ない玉石材を用いることとする。

3.2.3. 基本設計

(1) 道路設計

第四工区 2/2 期の設計内容を踏襲し、以下の道路設計基準により道路設計を行う。

設計速度	:	30km/hr
道路幅員	:	4.75m(施工条件の悪いところは、例外的に 4.00m)
横断勾配	:	4% (砂利道)、2.5% (瀝青表面処理区間)
最小平面曲線半径	:	25m
曲線部の拡幅	:	セミトレーラーの通行可能な拡幅幅を確保
最小縦断曲線半径	:	300m
最大縦断勾配	:	9%
待避所の最大間隔	:	地形条件を考慮して適切な間隔で設ける

(2) 切盛土工

第四工区 2/2 期の設計内容を踏襲し、道路土工要綱「(社)日本道路協会」に基づき、切盛土工ののり面勾配を以下のように計画する。

【切土のり面勾配】

		範囲
硬岩		1:0.3~1:0.8
軟岩		1:0.5~1:1.2
砂質土	密実なもの	1:0.8~1:1.0
	密実でないもの	1:1.0~1:1.2
砂利、岩塊まじり砂質土	密実なもの	1:0.8~1:1.0
	密実でないもの	1:1.0~1:1.2

【盛土のり面勾配】

		範囲
粒土のよい砂、砂利および砂利まじり砂	5m 以下	1:1.5~1:1.8
	5~15m	1:1.8~1:2.0
粒土の悪い砂	10m 以下	1:1.8~1:2.0
	岩塊	10m 以下
砂質土	10~20m	1:1.8~1:2.0
	5m 以下	1:1.5~1:1.8
	5~10m	1:1.8~1:2.0

(3) 用排水工

第四工区 2/2 期の設計内容を踏襲した用排水工の設計を行い、側溝、横断管渠を設置する。

(4) 舗装工

第四工区 2/2 期の設計内容を踏襲し、舗装構造は川砂利 15cm、碎石 15cm の 2 層からなる 30cm の砂利舗装を基本的に採用する。

瀝青表面処理については、当初計画どおり縦断勾配が 5%以上の箇所敷設する。さらに、今回実施した水理解析から得られた洪水位が道路高さを上回るケースで、縦断線形の修正が困難な場合には、道路の水密性を高める瀝青表面処理(DBSD: Double Bituminous Surface Dressing)を道路面に敷設する。

(5) 河川構造物工

練石は途上国の道路建設で一般的に用いられているもので、ネパールにおいても一般的な構造材料として擁壁、護岸、スラブカルバートの立壁に多く採用されている。さらに、この構造は事業費の削減のみならず、現地業者、現地資材等の活用の点からも有用である。ただし、練石の構造的な性格から引っ張り力の作用する部材には使えないため、重力式か、もたれ式の構造に限定する必要がある。

今回被災した箇所を含むロン川沿いの護岸には、この練石によるもたれ擁壁、重力式擁壁、および、もたれ擁壁と重力式基礎を複合した複合擁壁を採用している。

道路流失の原因として上部もたれ擁壁部分が先に倒壊したのではないかの疑問があったが、これについては、道路流失区間は、かならず下部の重力式擁壁基礎部分の流失、変状を伴っていること、直線部での上部もたれ擁壁式護岸部分の破損がほとんど認められないことから、複合擁壁の上部もたれ擁壁式護岸部分が先に倒壊したのではなく、洗掘の昂進→吸出し現象昂進および擁壁基礎の回転・移動→上部もたれ式擁壁部分の倒壊→道路の流失、の順に破壊が進行したものと判断する。

したがって、練石構造の護岸への採用は特に問題はないと判断し、当初計画と同様に、現地材料を用い、安価かつ普通の村人により容易に施工することが可能な、練石構造による重力式、およびもたれ擁壁式構造の護岸構造を採用する。

ただし、2002年7月洪水で破損した護岸の練石擁壁を観察した結果、細分化しやすい練石の性質が、被害拡大の一要因とも見られることから玉石とコンクリートの一体化が確実に図られるようにコンクリートの骨材最大寸法を小さくするなど仕様の改善を図るものとする。

(6) 道路付帯施設工

第四工区 2/2 期の設計内容を踏襲して、道路標識、距離票、デリネーターを設置する。

(7) STA. 13+300 付近の斜面崩壊対策工

STA.13+300 付近の被災は、道路下の自然斜面下部が浸食されたために崩壊し、谷側擁壁が不安定になっているものである。斜面勾配は 1:0.8 程度である。図 3-13 に示すように護岸構造物を設けるとともに、のり砕工を設置して、斜面浸食の進行を防ぐ。

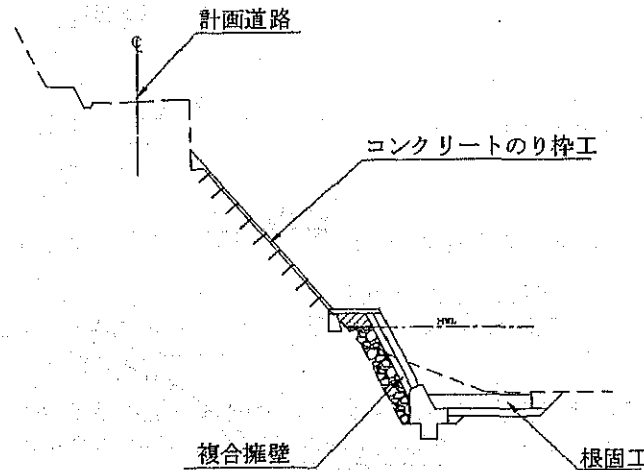


図 3-13 STA. 13+300 付近の斜面崩壊対策工の概要

(8) STA. 22+900 付近の斜面崩壊対策工

STA.22+900 付近の被災も STA.13+300 と同様に、道路下の自然斜面の下部が浸食されたために斜面崩壊が誘発され、谷側擁壁が不安定になっているものである。崩壊は道路直下では幅 12m 程度の極限られた範囲であるが、擁壁が崩落すると、交通を完全に遮断して道路の機能を全く失う深刻な事態となる。

崩壊箇所は片麻岩層(西側、川側)と花崗岩層(東側、道路側)の境界(断層)に位置している。断層部にあることから斜面を構成する花崗岩はクラックの発達した脆弱な状態である。さらに、ロシ川とダプチャ川の合流直下に位置しているため、水理的に極めて厳しい、複雑な条件下にある。崩壊斜面の下部には崩積土が堆積している。洪水によりこの崩積土が流失し、剥き出しとなった斜面に、ダプチャ川の流れと合流した洪水が作用して斜面崩壊を引き起こしたものである。このため、当該箇所を安定化するには以下の対策が求められる。

- 斜面下部の崩積土流失防止策 ————— 護岸工
- 崩積土斜面の浸食防止策 ————— のり砕工
- 崩壊により不安定となった道路直下の地山の安定化策 ————— 切土補強土工法

道路直下の地山の安定を図る工法として、擁壁工、アンカー工、および鉄筋を挿入した切土補強土工法が考えられる。地形条件から擁壁工は採用不可能である。切土補強土工法は中規模の崩壊対策の抑止工として適用されるもので、当該箇所のように施工幅 12m 程度の中規模崩壊対策の抑止工として適用する場合、代替工法であるアンカー工に比較して経済性に優れている。このため、切土補強土工法を当該斜面の地山補強に採用する。切土補強土工法の設計は「切土補強土工法設計・施工要領」平成 10 年 10 月、日本道路公団に基づいて行う。

図 3-14に対策概要を示す。

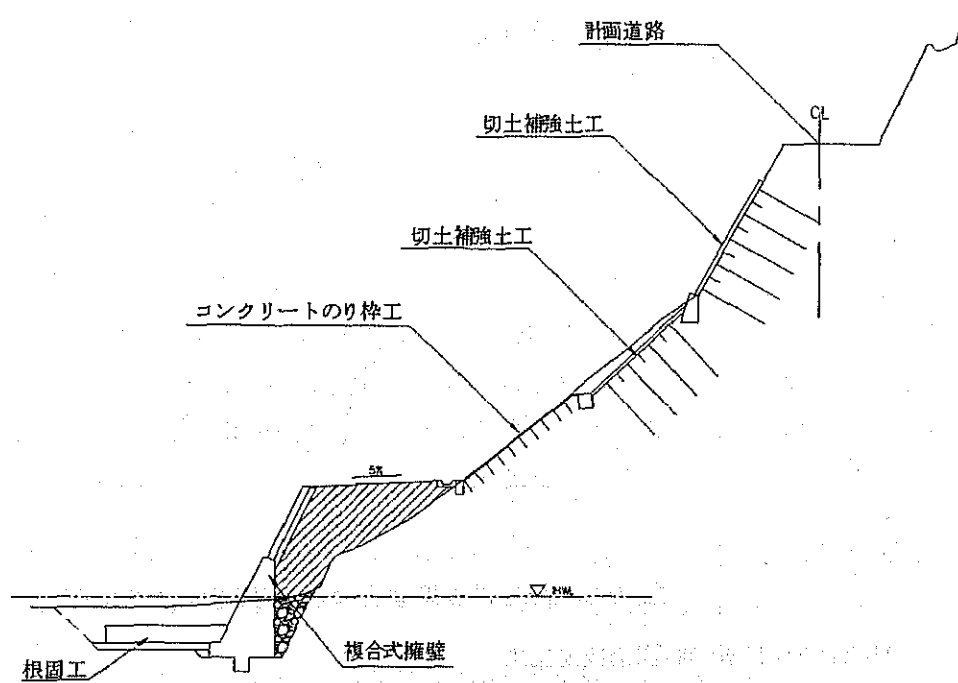


図 3-14 STA. 22+900 付近の斜面崩壊対策工の概要

3.2.4. 対象箇所の復旧設計内容の当初計画との比較

上述の基本設計内容に基づき各被災箇所の復旧設計は、第四工区当初計画に対し、以下の点が変更となっている。表 3-9は、各対象箇所の復旧計画を当初計画と比較してとりまとめたものである。

i) 平面線形変更

地形的に平面線形の山側への移動が可能(用地取得済み)で、かつ被災を受けていない前後の道路との線形擦り付けが可能な区間において、河川阻害率およびロシ川の護岸擁壁への影響の低減を目的として平面線形の山側への修正を行う。

ii) 縦断線形変更とDBSD敷設

当初計画の道路高が、表 3-4に示した水理解析に基づく道路高を満足していないケースで、かつ被災を受けていない前後の道路と十分な擦付長の確保が可能な区間については、縦断線形の上方への修正を行う。

一方、被災区間前後の健全な道路を再施工しない限り線形の擦り付けが困難な区間については、「3.2.1(3)復旧計画における健全残存施設の取り扱い」で述べたように、復旧の方針は被災前の状態に復することであること、および工費縮減の観点から、健全部の再施工を行わず、路面にDBSDを敷設することで防災性の向上を図る。

iii) 横断計画の変更

擁壁基礎根入れ深さを図 3-11に示した位置に設定する他、以下の該当する変更を必要に応じて実施し、道路防災性の向上を図る。

- 吸出し現象及び擁壁背面残留水位による影響低減を目的として裏込め材に玉石材を使用する。
- 山側盛土によるのり面は、地すべりによる土圧及び越流水の滞留を防ぐため、埋土により路面高にあわせレベルとする。
- Sta.13+260 及び Sta.23+900 の道路下法面の崩壊部の復旧については、のり面基礎部の侵食保護及びのり面の補強を目的として、擁壁、コンクリート法枠、切土補強土壁による構造とする。

iv) 排水施設

横断管渠は、河川水位上昇による浸水を防ぐため、管渠設置位置を上方に移動する。また、管渠への河川水の逆流が起きた箇所については、横断管渠の設置角度を道路直角方向から口シ川下流方向へ角度を持たせて設置する。

v) 水理解析結果に基づく根固工設置

3.2.2(2)で検討した規格、敷設延長に基づき、根固工を設置する。また、流失した根固工についても、同様に再施工する。

表 3-9 第四工区当初計画と復旧内容の比較

No.	調査対象区間	平面線形	縦断線形及び DBSD	横断計画	排水施設	根固工	擁壁・基礎		
						設置有無	設置範囲 (形式※)	擁壁形式	既設基礎の利用
2	00+370-00+455	変更なし	新規 HWL+余裕高を確保しているため変更なし。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化	横断管渠設置角度の変更 設置高さを上方へ変更	再設置	00+367 - 00+540 (A)	複合式	破損が著しいため、全撤去・再構築
10	03+370-03+730	山側へ線形移動可能なため変更を行う。	当初計画の道路高が新規 HWL に基づいた道路高を満足しないため、上方への線形線形の変更を行う。 縦断線形の擦付け部に DBSD を敷設する。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化	横断管渠設置角度の変更 設置高さを上方へ変更	再設置	03+320 - 03+370 (B) 03+370 - 03+600 (C) 03+600 - 03+750 (C)	複合式	破損が著しいため、全撤去・再構築
12	04+245-04+360	山側へ線形移動可能なため変更を行う。	新規 HWL+余裕高を確保しているため変更なし。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化	横断管渠設置角度の変更 設置高さを上方へ変更	追加	04+254 - 04+390 (B) 04+390 - 04+420 (C)	複合式	破損が著しいため、全撤去・再構築
13	05+075-05+135	変更なし	新規 HWL+余裕高を確保しているため変更なし。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化	設置高さを上方へ変更	—	—	もたれ式	一部崩壊部のみ撤去、その他健全部は再使用
14	05+190-05+205	変更なし	新規 HWL+余裕高を確保しているため変更なし。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化	—	追加	05+137 - 05+223 (D)		
16	05+300-05+461	変更なし	当初計画の道路高が新規 HWL に基づいた道路高を満足しないが、縦断線形の変更は前後の健全部の再施工が必要であるため、変更を行わず DBSD を敷設する。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化 山側盛土のり面の埋土	横断管渠設置角度の変更 設置高さを上方へ変更	再設置	05+300 - 05+550 (A)	複合式	一部健全部のみ継続使用 なお、Sta. 5+461~5+490 間の擁壁は健全であるため継続使用する。
17	05+500-05+560	変更なし	新規 HWL+余裕高を確保しているため変更なし。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化	—	追加	05+550 - 05+600 (B)		
18	06+065-06+206	変更なし	新規 HWL+余裕高を確保しているため変更なし。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化	横断管渠設置角度の変更 設置高さを上方へ変更	再設置	06+000 - 06+100 (C) 06+100 - 06+250 (B) 06+250 - 06+300 (C)	複合式	破損が著しいため、全撤去・再構築
24	07+625-08+000	山側へ線形移動可能なため変更を行う。	当初計画の道路高が新規 HWL に基づいた道路高を満足しないため、上方への線形線形の変更を行う。 縦断線形の擦付け部に DBSD を敷設する。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化 山側盛土のり面の埋土	横断管渠設置角度の変更 設置高さを上方へ変更	追加	07+550 - 07+620 (B) 07+620 - 07+800 (A) 07+800 - 07+850 (B) 07+850 - 07+900 (C)	複合式、 もたれ式	破損が著しいため、全撤去・再構築
36	11+489-11+577	変更なし	当初計画の道路高が新規 HWL に基づいた道路高を満足しないが、縦断線形の変更は前後の健全部の再施工が必要であるため、変更を行わず DBSD を敷設する。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化 山側盛土のり面の埋土	横断管渠設置角度の変更 設置高さを上方へ変更	再設置	11+450 - 11+500 (B) 11+500 - 11+600 (A) 11+600 - 11+650 (B) 11+650 - 11+700 (C)	もたれ式	健全のため継続使用
41	13+262	変更なし	新規 HWL+余裕高を確保しているため変更なし。	水衝部の複合擁壁設置 のり面保護工の実施	—	追加	13+200 - 13+250 (C) 13+250 - 13+300 (B) 13+300 - 13+350 (C)	複合式	健全のため継続使用
44	14+885-14+925	変更なし	新規 HWL+余裕高を確保しているため変更なし。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化	—	追加	14+850 - 14+925 (A) 14+925 - 11+975 (B)	複合式	当初計画では、盛土構造であったため新規構築
50	18+558-18+581	変更なし	当初計画の道路高が新規 HWL に基づいた道路高を満足しないが、縦断線形の変更は前後の健全部の再施工が必要であるため、変更を行わず DBSD を敷設する。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化	—	2/2 期工事で実施	18+580 - 18+700 (A)	複合式	全流失のため再構築
65	21+015-21+056	変更なし	当初計画の道路高が新規 HWL に基づいた道路高を満足しないが、縦断線形の変更は前後の健全部の再施工が必要であるため、変更を行わず DBSD を敷設する。	裏込材(玉石)の吸出し対策強化	—	2/2 期工事で実施	21+040 - 21+165 (A)	もたれ式	健全のため継続使用
66	22+915	変更なし	新規 HWL+余裕高を確保しているため変更なし。	水衝部の複合擁壁設置 のり面保護工の実施	—	追加	22+830 - 22+930 (A)	複合式	不安定な状態のため、補強を行う。

脚注) ※根固工形式は、表 3-8 の根固め寸法に対応する。なお、流速が 4m/s 以下と比較的小さい区間には、TYPE-D として簡易なものを設置する。

3.2.5. 基本設計図

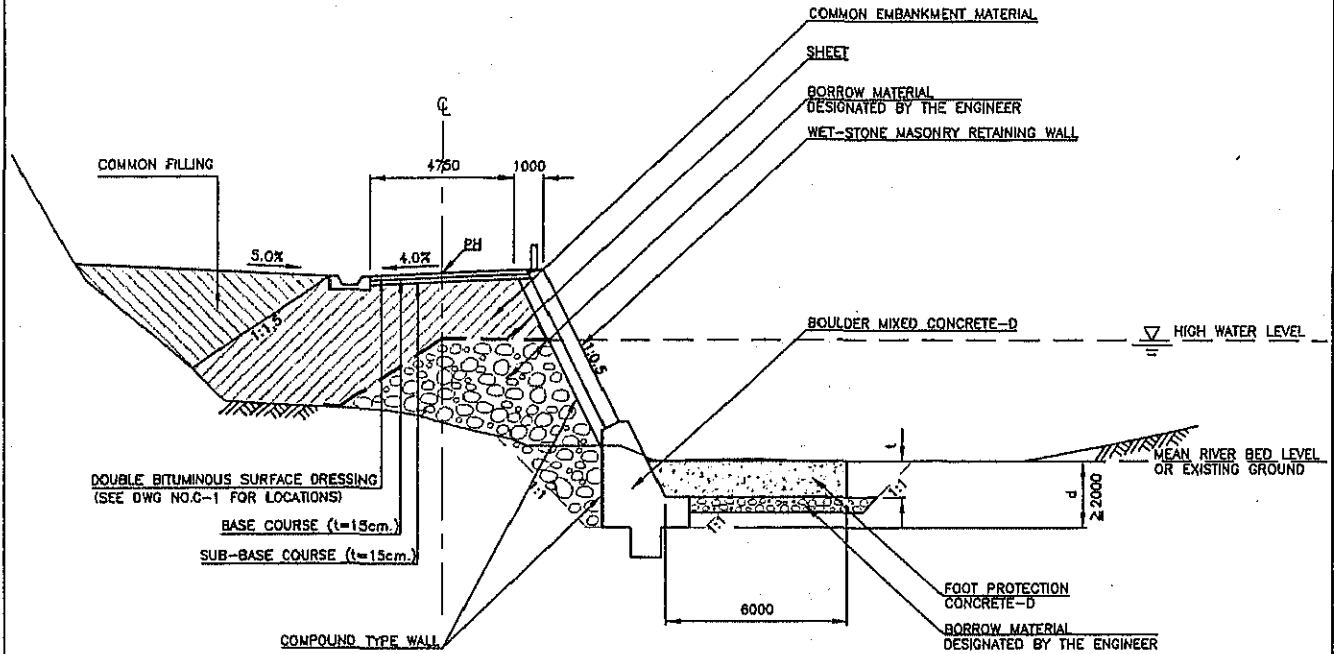
以上の基本設計要領に基づいて以下の基本設計図面を作成した。

次ページに標準横断図、平面図・縦断図・横断図を示す。

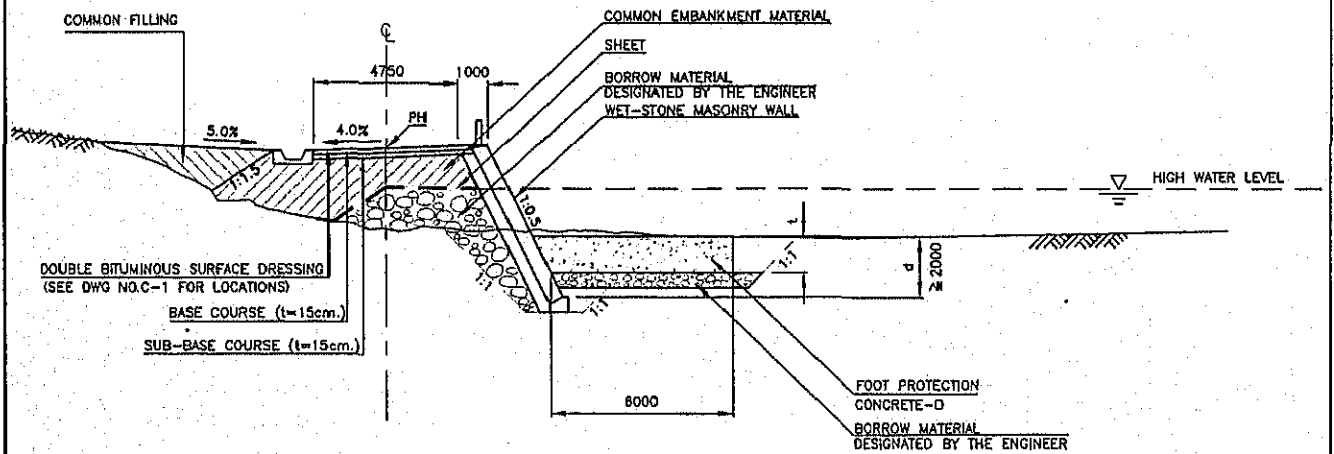
- A 標準横断図
- B 平面図・縦断図・横断図・横断排水工図
 - 平面・縦断図
 - 横断図
 - 横断排水工図
- C 詳細図
 - 舗装工図
 - 根固工図
 - 排水工図
 - 擁壁工図
 - のり面工図
 - 道路付帯構造物図

TYPICAL CROSS SECTIONS (1)

CASE-A FULL WIDTH RESTORATION-1



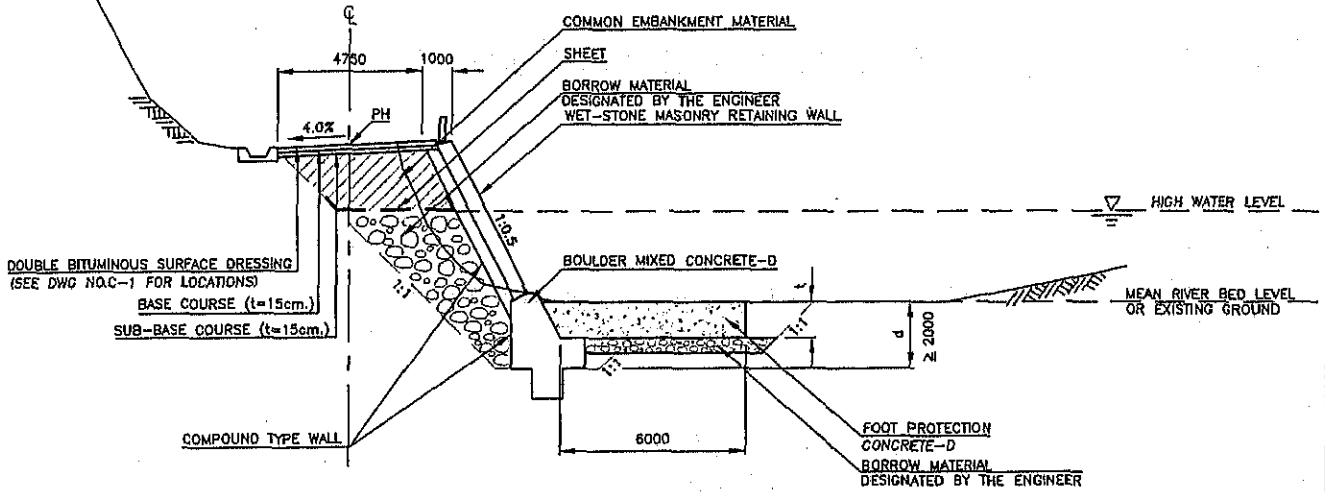
CASE-B FULL WIDTH RESTORATION-2



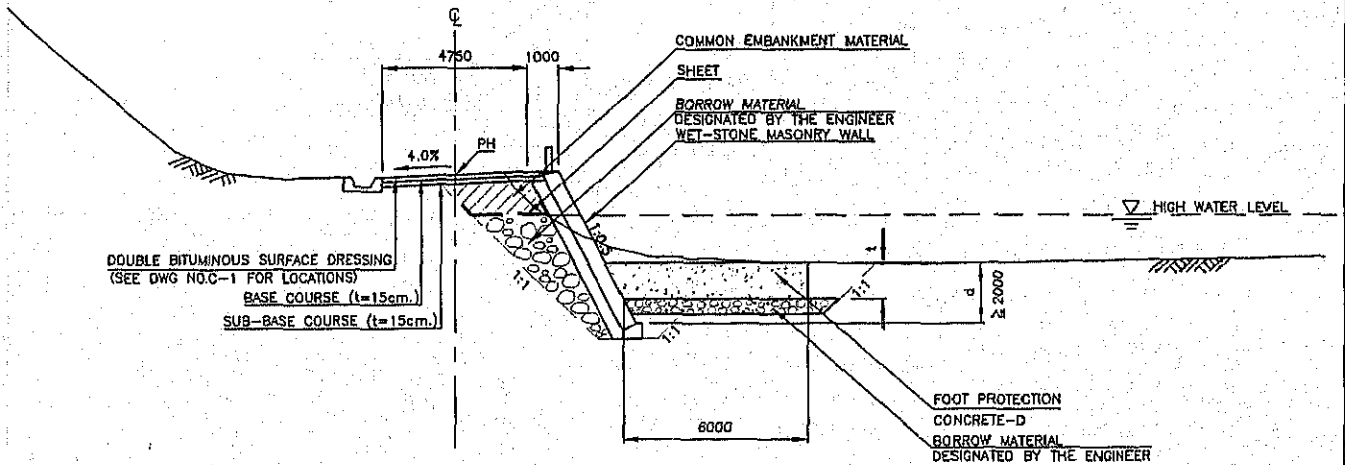
標準横断面图 (1)

TYPICAL CROSS SECTIONS (2)

CASE-C PARTIAL WIDTH RESTORATION-1



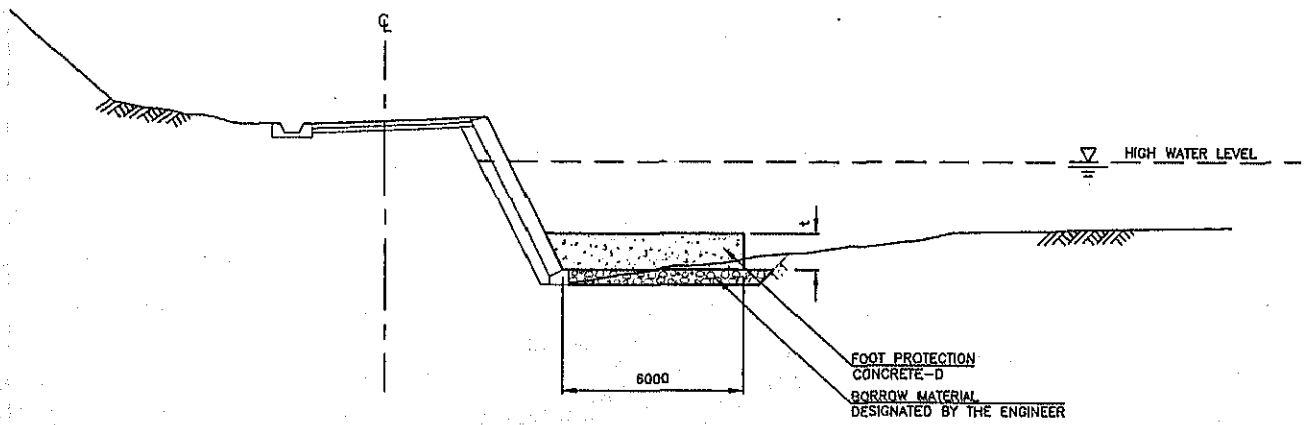
CASE-D PARTIAL WIDTH RESTORATION-2



標準横断面図 (2)

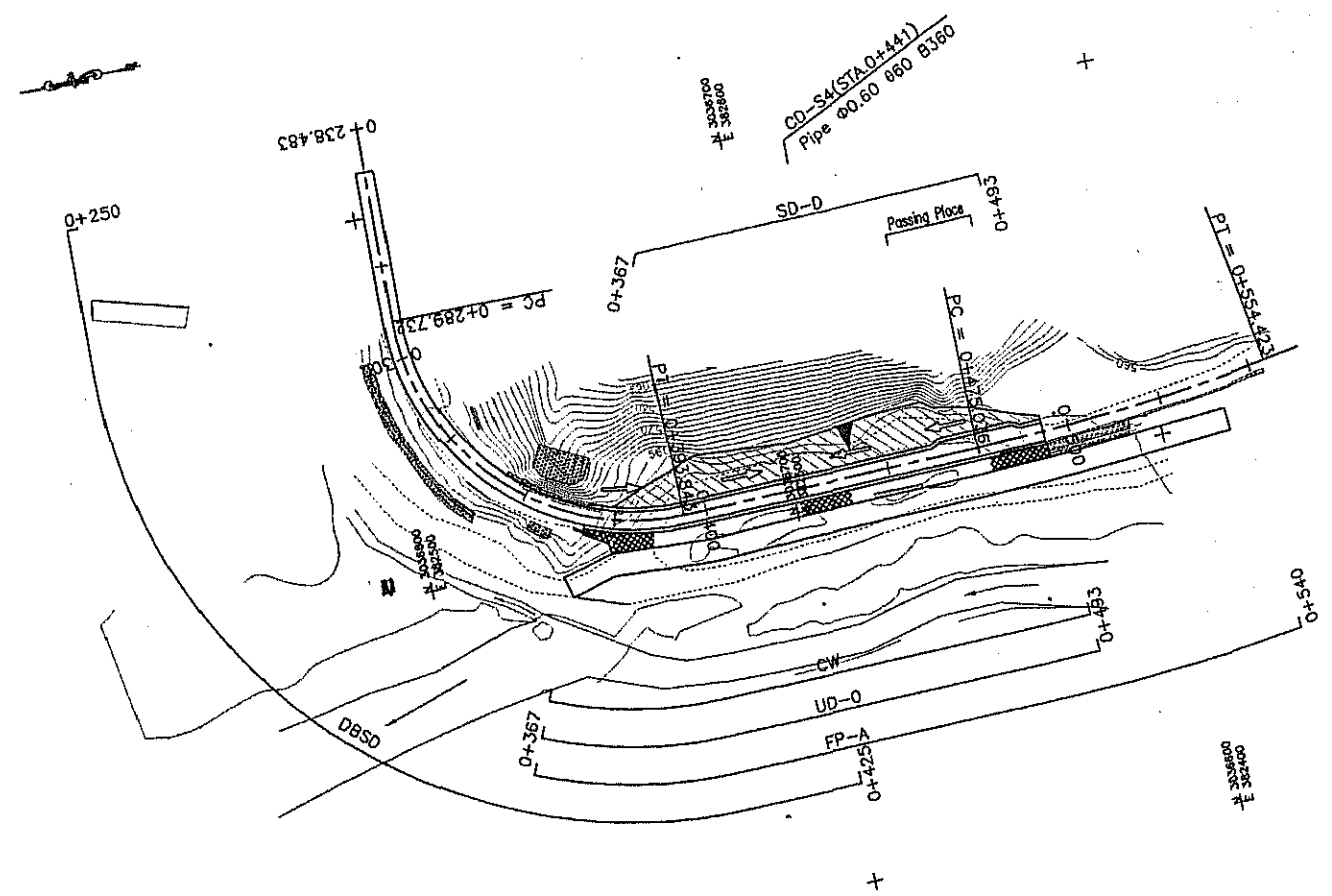
TYPICAL CROSS SECTIONS (3)

CASE-E INSTALATION OF FOOT PROTECTION ONLY



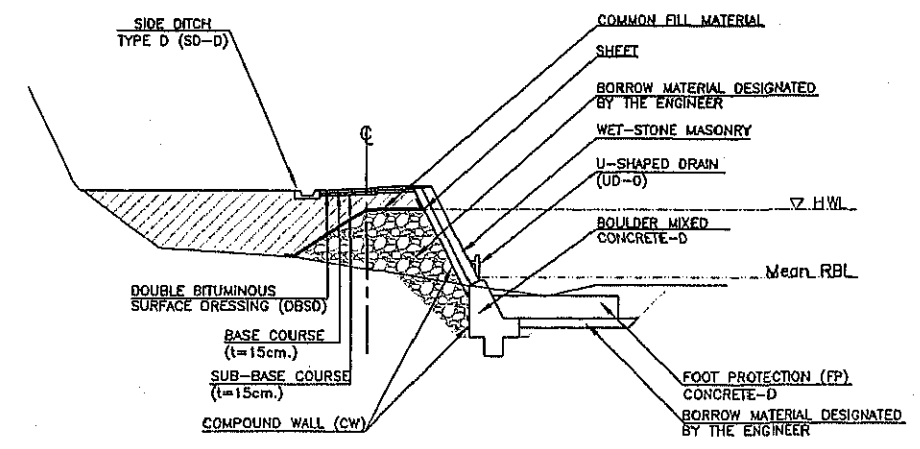
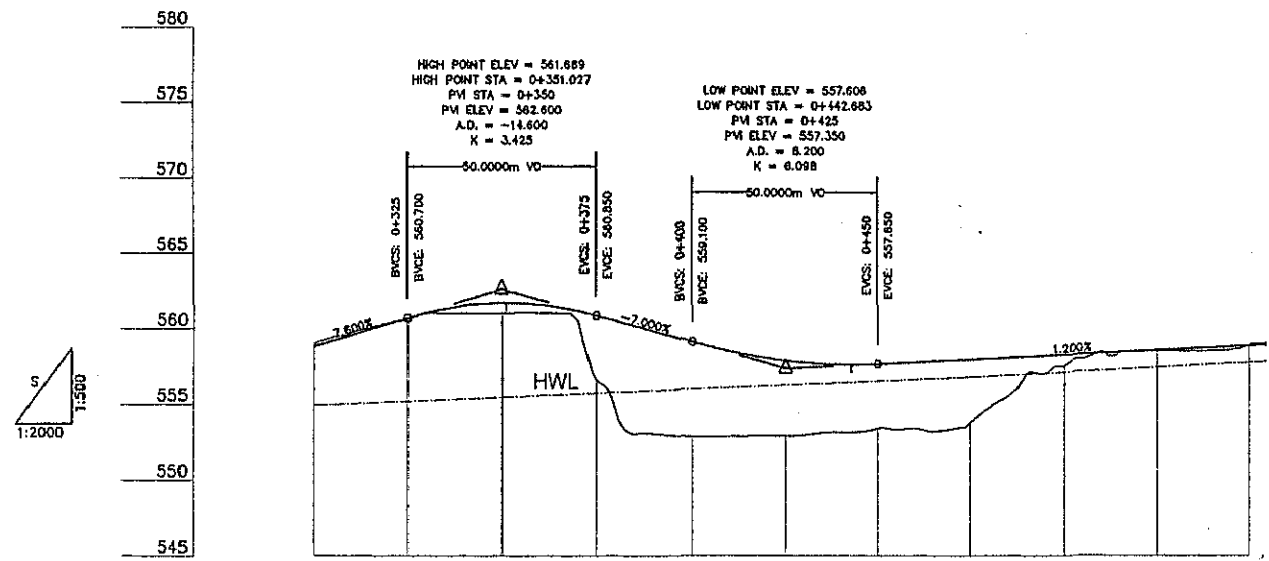
標準横断面图 (3)

復旧区間一般図 (1)
SECTION A STA.0+250~0+540



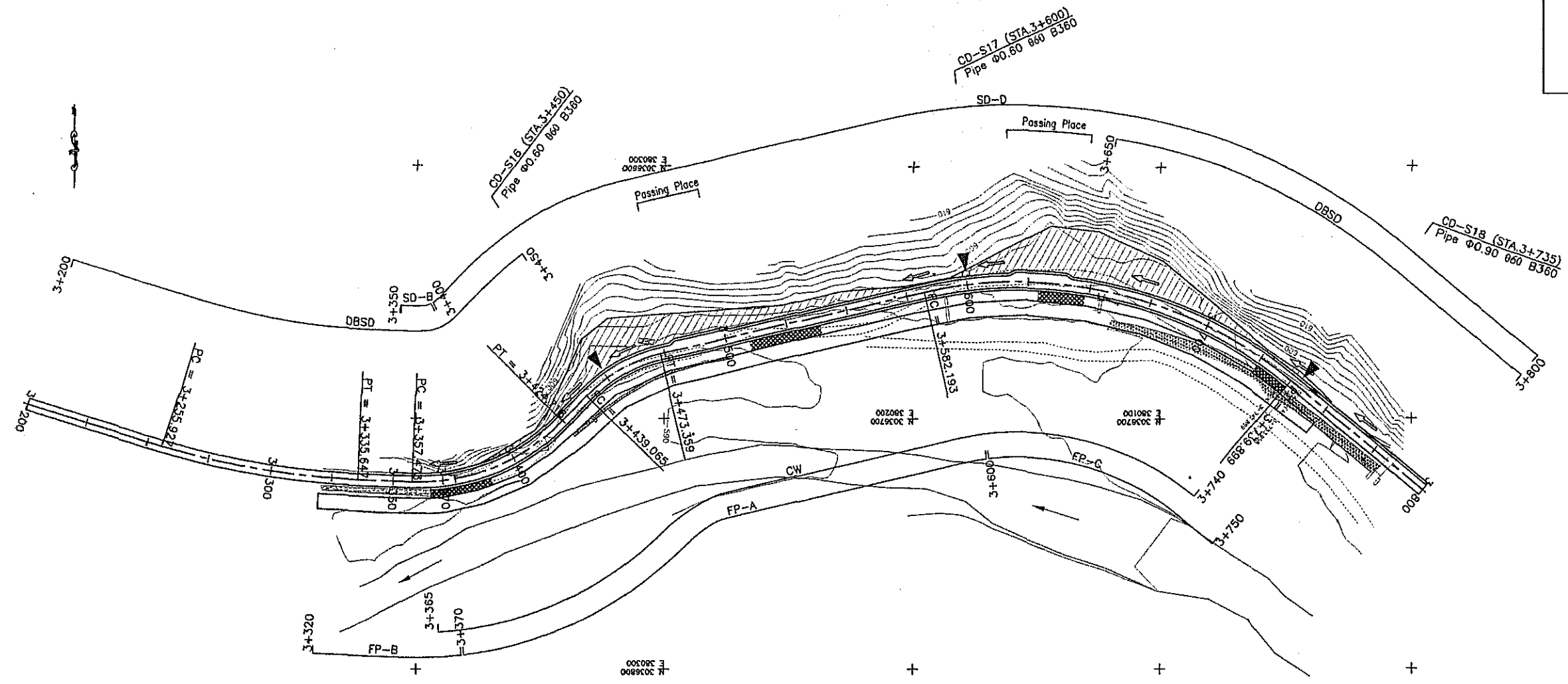
HIGH WATER LEVEL DATA

STATION	HWL
STA.0+387	555.834
STA.0+375	555.719
STA.0+400	555.985
STA.0+425	556.251
STA.0+450	556.517
STA.0+475	556.783
STA.0+493	557.019
STA.0+500	557.110
STA.0+525	557.437



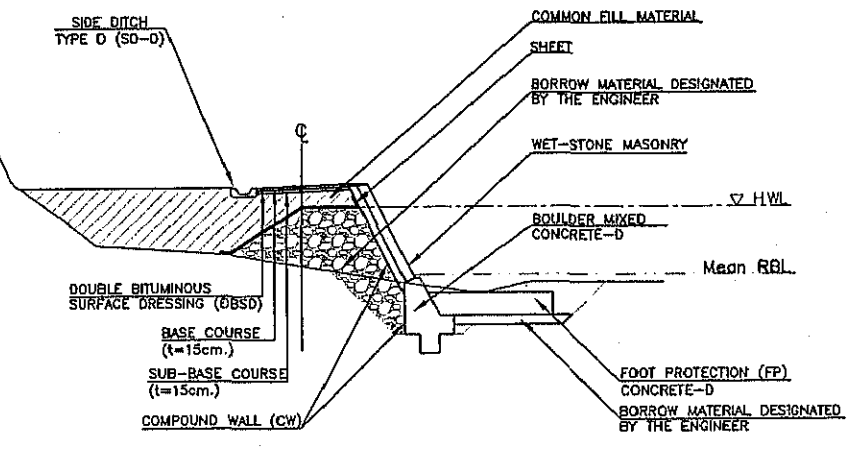
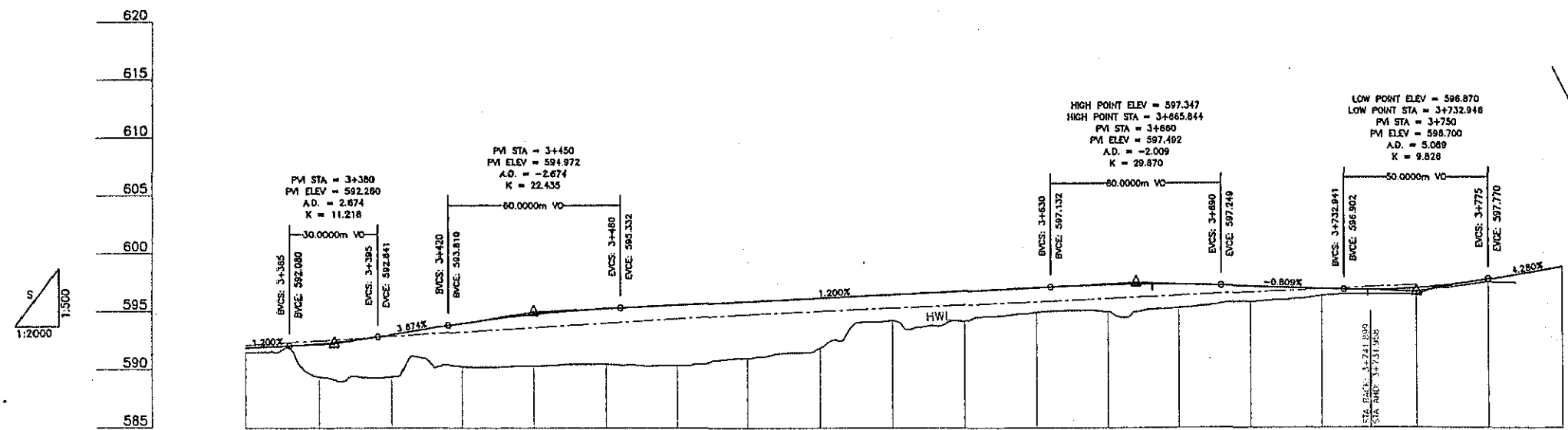
GRADE												
PROPOSED HEIGHT	558.800	560.700	561.888	560.850	559.100	557.862	557.850	557.950	558.250	558.550	558.850	
GROUND HEIGHT	559.000	560.846	561.000	556.810	552.846	552.904	553.380	553.773	557.532	558.500	558.932	
STATION	0+300	0+325	0+350	0+375	0+400	0+425	0+450	0+475	0+500	0+525	0+550	
CURVE ELEMENT	R = 85.000 L = 104.111			R = 60 L = 81.193			R = 500.000 L = 79.388					

復旧区間一般図 (2)
SECTION B STA.3+200~3+800



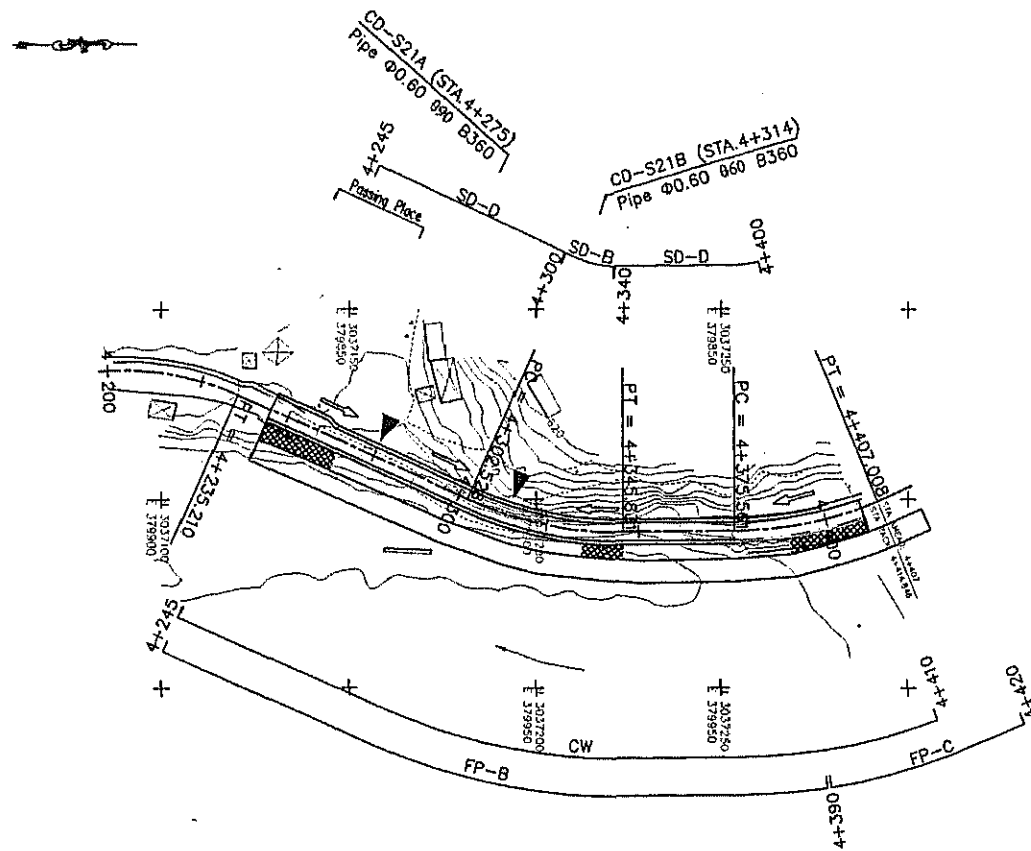
HIGH WATER LEVEL DATA

STATION	HWL
STA.3+325	591.755
STA.3+350	592.131
STA.3+365	592.357
STA.3+375	592.508
STA.3+400	592.884
STA.3+425	593.260
STA.3+450	593.637
STA.3+475	594.013
STA.3+500	594.390
STA.3+525	594.766
STA.3+550	595.047
STA.3+575	595.327
STA.3+600	595.608
STA.3+625	595.888
STA.3+650	596.169
STA.3+675	596.450
STA.3+700	596.730
STA.3+725	597.011
STA.3+740	597.179
STA.3+750	597.291



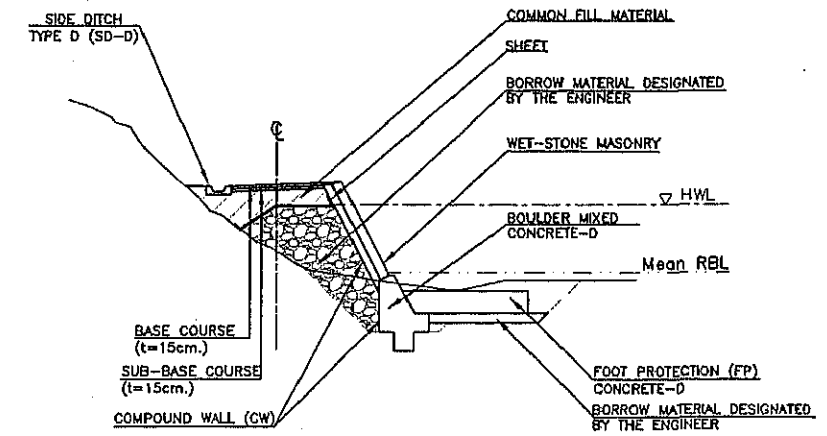
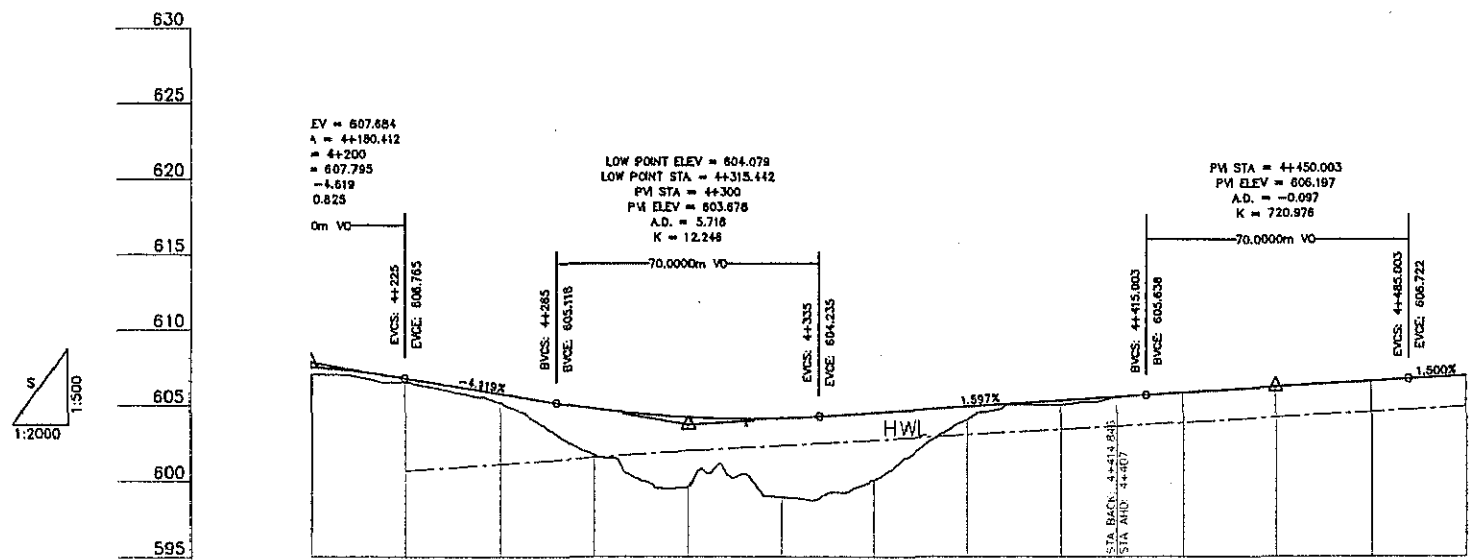
GRADE																				
PROPOSED HEIGHT	591.900	592.245	593.035	593.998	594.771	595.266	595.572	595.872	596.172	596.472	596.772	597.072	597.305	597.333	597.169	596.966	596.912	597.462	598.500	598.840
GROUND HEIGHT	591.500	589.386	589.408	590.285	590.320	590.497	590.360	590.993	591.897	594.237	594.172	594.946	595.000	595.332	595.831	596.362	596.500	597.253	598.500	598.840
STATION	3+350	3+375	3+400	3+425	3+450	3+475	3+500	3+525	3+550	3+575	3+600	3+625	3+650	3+675	3+700	3+725	3+742	3+767	3+792	3+800
CURVE ELEMENT	R=00, L=7.473		R=80.000, L=67.241		R=00, L=14.347		R=60.000, L=34.295		R=00, L=108.834				R=170.000, L=157.708		R=00, L=68.042					
SUPER ELEVATION																				

復旧区間一般図 (3)
SECTION C STA.4+245~4+420



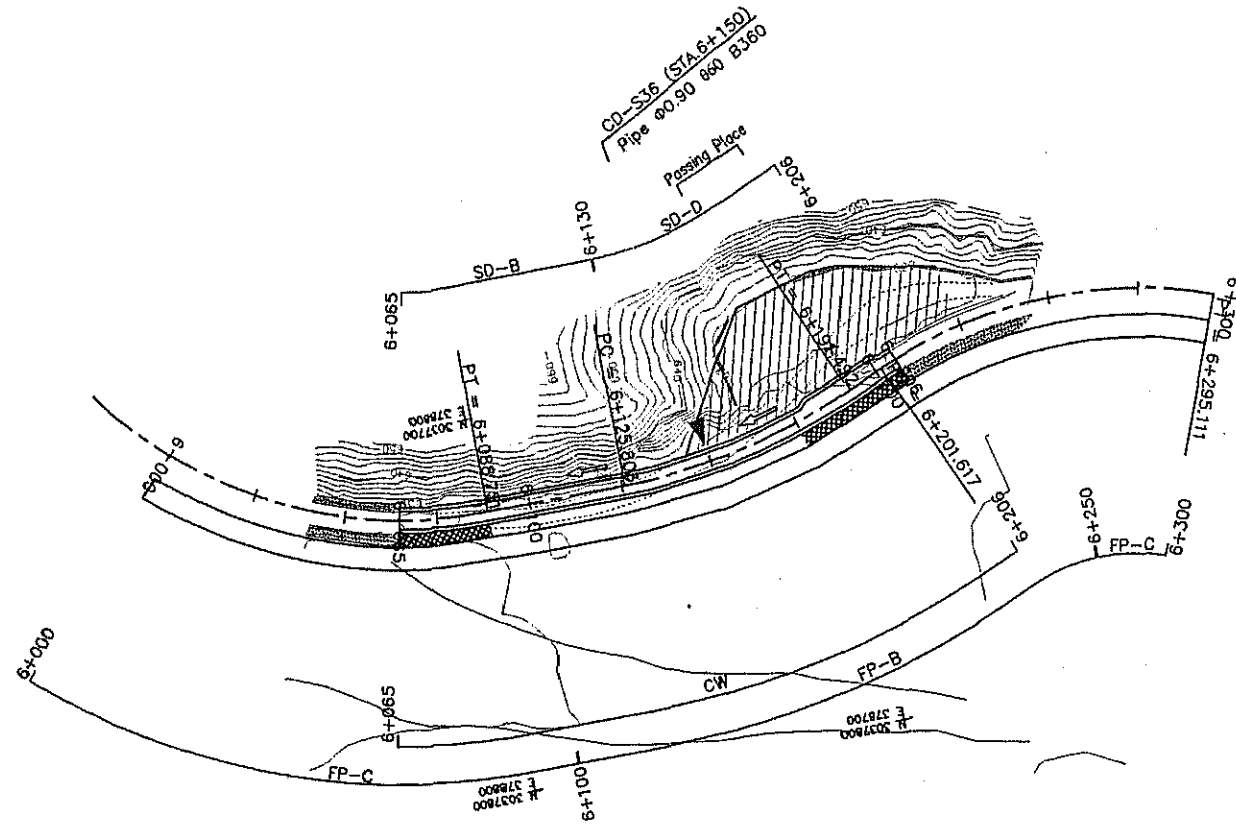
HIGH WATER LEVEL DATA

STATION	HWL
STA.4+245	601.020
STA.4+250	601.106
STA.4+275	601.534
STA.4+300	601.993
STA.4+325	602.316
STA.4+350	602.669
STA.4+375	603.022
STA.4+390	603.234
STA.4+400	603.375
STA.4+410	603.516
STA.4+420	603.657



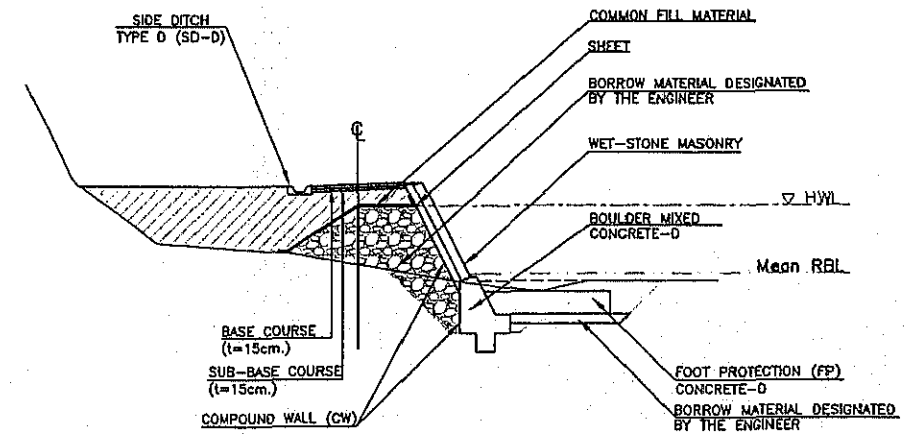
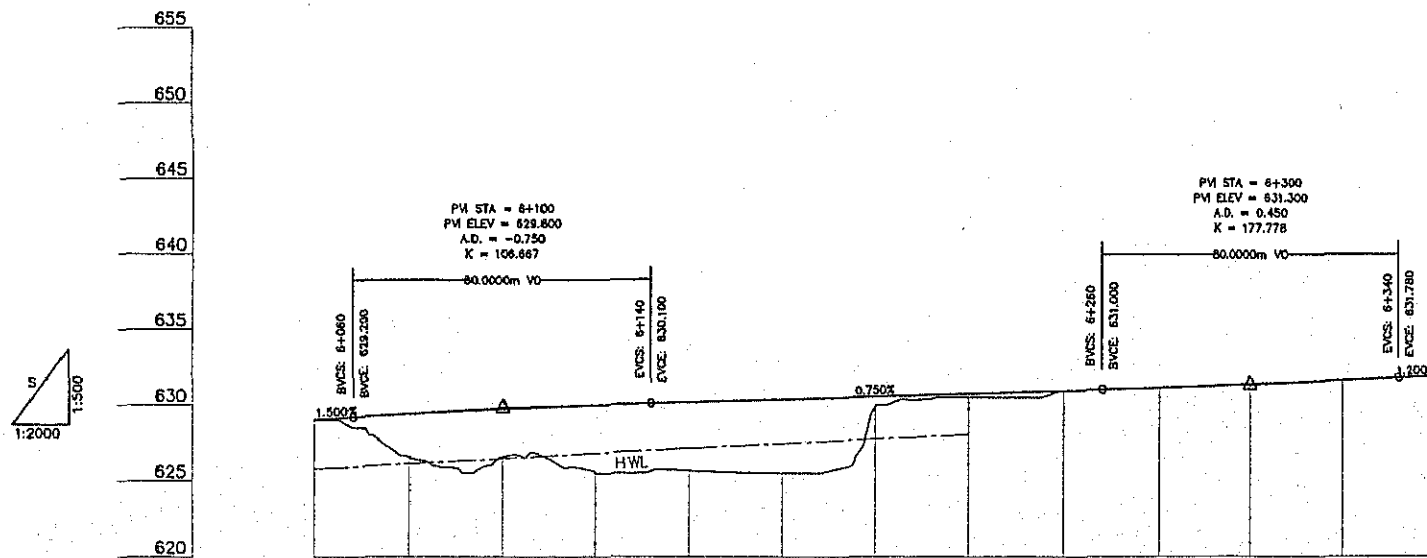
GRADE													
PROPOSED HEIGHT	607.506	606.765	605.735	604.747	604.176	604.116	604.475	604.874	605.273	605.672	606.067	606.452	606.829
GROUND HEIGHT	607.000	606.500	605.162	601.703	599.611	598.925	600.039	604.007	605.000	605.273	606.067	606.452	606.829
STATION	4+200	4+225	4+250	4+275	4+300	4+325	4+350	4+375	4+400	4+417	4+442	4+467	
CURVE ELEMENT	R = 75.000 L = 37.878		R = 00 L = 87.318		R = 100.000 L = 43.303		R = 00 L = 26.730		R = 100.000 L = 39.293		R = 00 L = 74.722		

復旧区間一般図 (5)
SECTION E STA.6+000~6+300



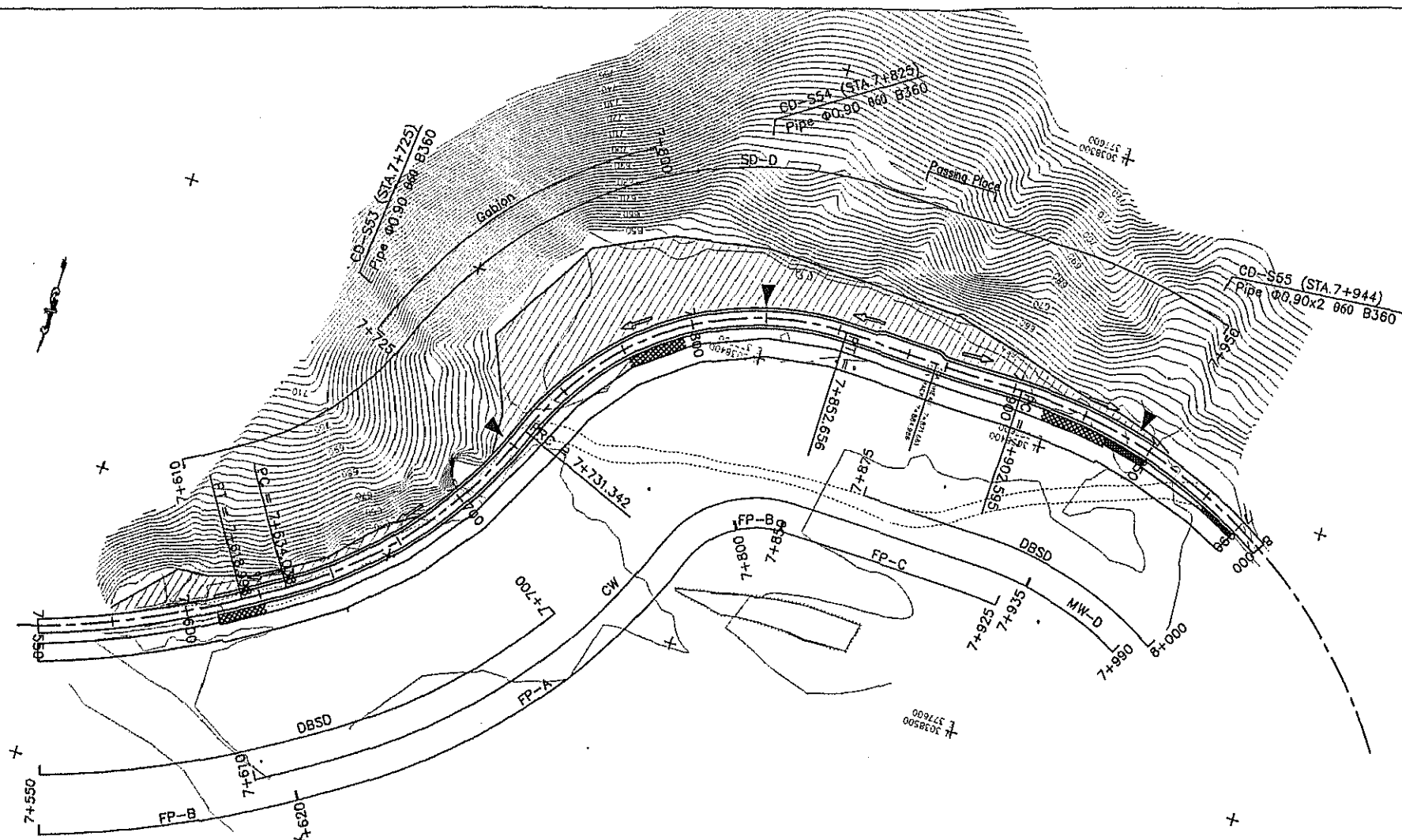
HIGH WATER LEVEL DATA

STATION	HWL
STA.6+000	625.142
STA.6+025	625.473
STA.6+050	625.804
STA.6+065	626.003
STA.6+075	626.136
STA.6+100	626.467
STA.6+125	626.798
STA.6+150	627.130
STA.6+175	627.441
STA.6+200	627.753
STA.6+206	627.828
STA.6+225	628.065
STA.6+250	628.377
STA.6+275	628.889
STA.6+300	629.001



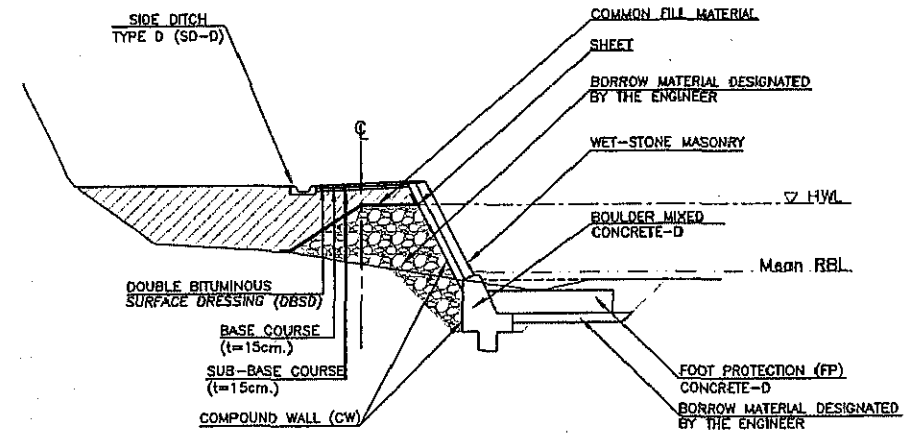
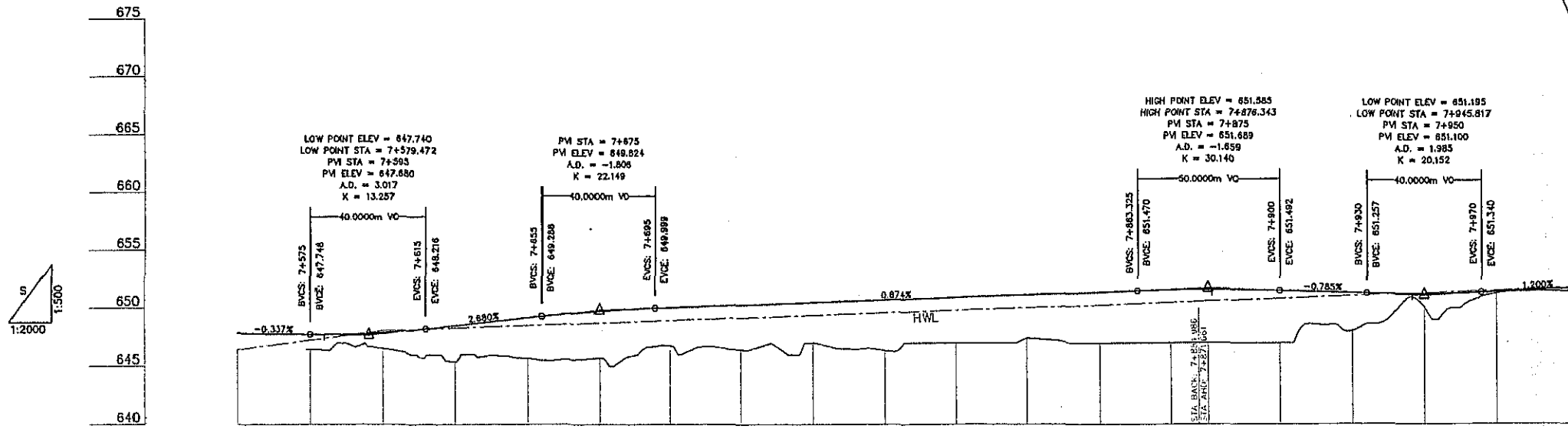
GRADE												
PROPOSED HEIGHT	629.050	629.414	629.725	629.977	630.175	630.363	630.550	630.738	630.925	631.119	631.345	631.606
GROUND HEIGHT	629.000	626.569	626.580	625.527	625.673	625.500	629.916	630.500	630.925	631.119	631.345	631.606
STATION	6+050	6+075	6+100	6+125	6+150	6+175	6+200	6+225	6+250	6+275	6+300	6+325
CURVE ELEMENT	<p>R = 120.000 L = 113.877 R = 00 L = 37.651 R = 180.000 L = 83.689 R = 00 L = 10.125 R = 120.000 L = 93.494 R = 00 L = 54.889</p>											

復旧区間一般図 (6)
SECTION F STA.7+550~8+000



HIGH WATER LEVEL DATA

STATION	HWL
STA.7+550	646.888
STA.7+575	647.214
STA.7+600	647.740
STA.7+610	647.950
STA.7+620	648.181
STA.7+625	648.266
STA.7+650	648.466
STA.7+675	648.866
STA.7+700	648.886
STA.7+725	649.086
STA.7+750	649.267
STA.7+775	649.467
STA.7+800	649.867
STA.7+825	649.887
STA.7+850	650.067
STA.7+875	650.267
STA.7+900	650.467
STA.7+925	650.708
STA.7+935	650.801
STA.7+950	650.944
STA.7+975	651.183
STA.7+990	651.326



GRADE																				
PROPOSED HEIGHT	647.832	647.748	647.899	648.484	649.154	649.734	650.043	650.261	650.480	650.698	650.917	651.135	651.354	651.550	651.568	651.401	651.216	651.257	651.540	651.840
GROUND HEIGHT	646.447	646.535	645.378	645.689	645.695	646.753	646.426	647.000	646.342	647.000	647.406	647.000	647.000	647.000	648.611	648.892	650.000	651.419	651.540	651.840
STATION	7+550	7+575	7+600	7+625	7+650	7+675	7+700	7+725	7+750	7+775	7+800	7+825	7+850	7+875	7+887	7+912	7+937	7+962	7+987	8+012
CURVE ELEMENT	R = 280.000 L = 78.027			R = 00 L = 15.040		R = 150.000 L = 97.304			R = 100.000 L = 121.314				R = 00 L = 63.284		R = 180.000 L = 176.231					