第７章　護岸工および橋脚の安全性

第７章　護岸工および橋脚の安全性

7.1　護岸工

7.1.1　メグナ橋周辺および他の崩壊事例

(1) バイラブ・バザールの河岸崩壊

バイラブ・バザール橋（King George VI橋）は、鋼製トラス形式の鉄道橋で、メグナ橋の上流側約 60km に位置し、交通の要衝として大変重要な役割を担っている。

1988年11月30日の早朝、King George VI橋の上流約 125m の右岸側河岸で大規模な河岸崩壊が発生した。その規模は幅 120m、長さ 430m、面積約 4～5ha に達した。直接的な原因は、国土全域に被害をもたらしたサイクロンによる洪水であるが、その後の調査*によると、被害発生の原因は、①湾曲部におけるみお筋が右岸側にシフトし深掘れ部が河岸に寄ったこと、②水位低下時に飽和した河岸から浸透水が排出される際に未固結の河岸材料が大量に流失したこと、③急斜面における円弧すべり面の発達、④排水施設の欠如による地下水位の上昇とそれに伴うひび割れの発達およびクイックサンド現象、⑤砂層の地震による液状化（flow slides）、⑥波浪による浸食がもたらした河岸の急傾斜化、と報告されている。

なお、バイラブ・バザール河岸崩壊状況は、図 7.1.1 に示した。

1997年４月の第１次調査における現地踏査においては、右岸側の橋脚（河川内にある）周辺は局所洗掘等の形跡は現在認められない。橋梁の直上流で河川は湾曲しており、崩壊のあった右岸側は湾曲部の内側となるため浸食はほとんど認められず、むしろ堆積の様相を示している。右岸側の橋梁上流部にあるフェリー・ボートの発着所付近は浸食が著しく深掘れとなっている。橋梁付近の右岸側では深掘れは起こっていないが護岸表層部分は全体的に浸食されたと言われる。現在この右岸側は大きさ 30cm 前後の玉石（厚さ約 1.0m）で浸食河岸全体の法面が被覆され保護工が完成している。玉石はバイラブ・バザールの北方約 150km の Sylhet から供給された材料である。図 7.1.2 にバイラブ・バザール周辺河道平面図を掲載した。

注：* SECOND FLOOD DAMAGE RESTORATION PROJECT FINAL REPORT VOL.1 MAIN REPORT (DDC. DEC. 1990)

(2) フェリー突堤の崩壊

1988年９月の洪水により、メグナ橋直上流のフェリー突堤が崩落した。原因としては、深掘れ部の影響および法面への洗掘さらに洪水時の波力、掃流力が複合化して発生したものと考えられる。

(3) 埋立途中のコミラ側上流部のすべり

コミラ側橋台の直上流部の埋立予定地において、1989年12月30日にほぼ90%程度完了した埋め立ての途中、大規模な円弧状のすべりが発生した。

当時は埋め立て途中であり、埋土は右岸上流側砂洲の下流から浚渫し、その粒度は、河床材料採取地点D_5～D_6とほぼ同様であり、また含水比は飽和状態にあった。この状況に加え、埋立予定地盤高（＋6.00）と河川水位（＋1.00程度）が大きかったこと、およびフェリー突堤付近の深掘れ部が左岸側により近寄っていたためではないかと推察される。当時の地形を図5.2.2に示す。

(4) 旧フェリー突堤付近モスクの崩壊

コミラ側の旧フェリー突堤の先端付近にあったモスクが1993年6月に河岸の浸食に伴い倒壊している。この原因は法先部が波浪や浸透流による土粒子の流亡により浸食を受け、法面が急傾斜化し、自重が支えられなくなり崩落したものと考えられる。

7.1.2 安定性の検討

(1) 計算上の条件

既設護岸工の安全性を検討する上でその破壊過程を想定すると、根固め部が洗掘を受け、法面が崩落に至るまで急傾斜することは考えにくい。したがって、その極限の状況をモスクが崩壊した場合と同様に扱うことはできないと判断する。

したがって、ここではメグナ橋左岸上流側350m区間にある既設護岸の滑りに対する安全性を以下の条件に基づいて解析する。

(a) 解析位置および地質状況

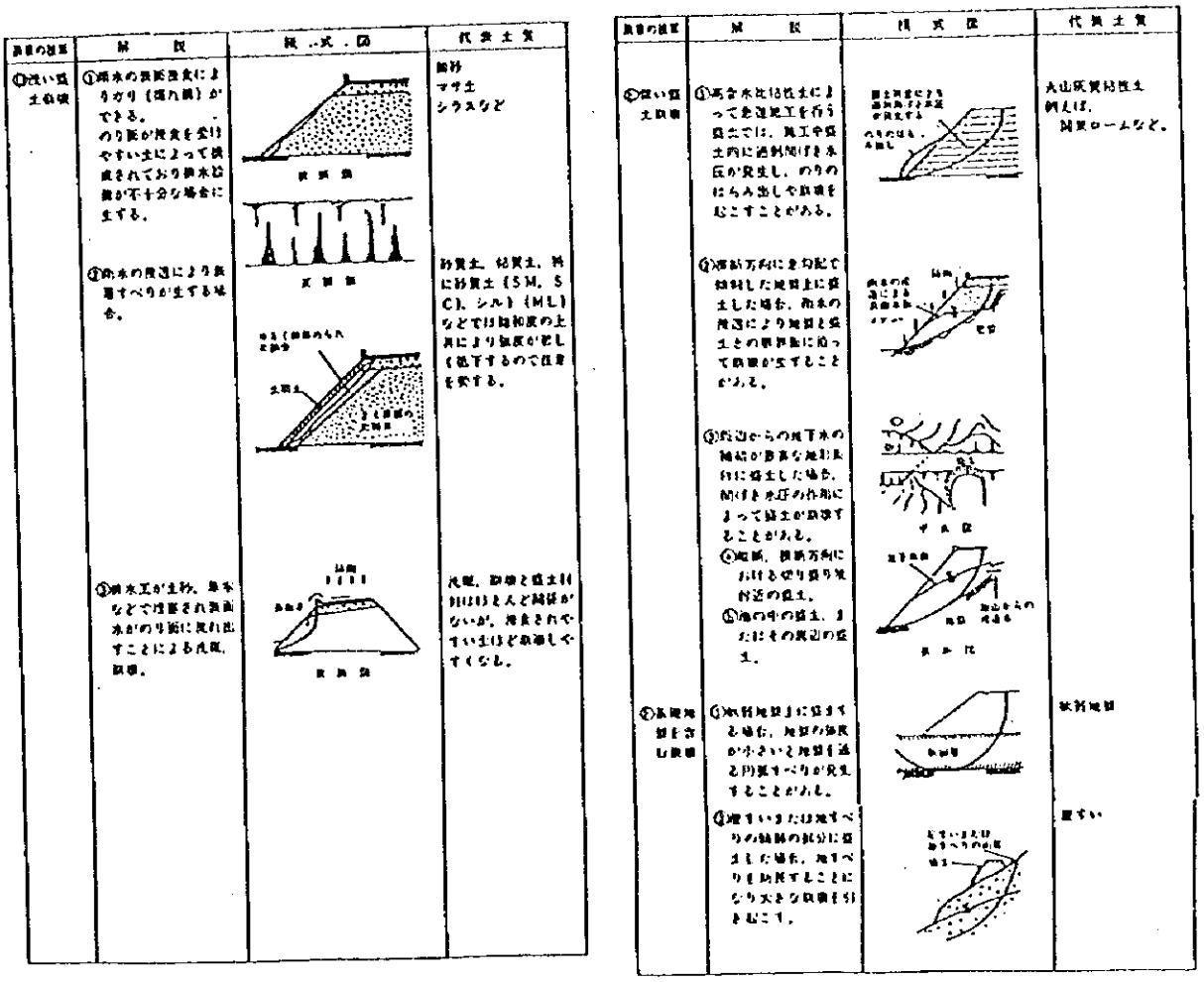
橋梁より左岸上流側約220mにあるSection 8-8は、護岸前面河床の深掘れ部最深部に位置する。この断面を滑りに対する安全性を解析する対象位置とする（図7.1.3参照）。

また、このSection 8-8における既設護岸の地質状況として、1997年4月の第1次現地調査結果に収録されているボーリングNo.3の資料を使用する。土質構成は図7.1.4にあるように、全体に砂層であり、地質調査報告書から単位重量γ＝1.5～1.7 t／m³、内部摩擦角ϕ＝25°～35°となっている。計算条件とした土質定数と地質性状については、資5-1～資5-26に後述する各ケース毎に整理した。

(b) 盛土法面の崩壊形態

盛土法面の崩壊形態は、一般に次の表7.1.1のように分類できる。

表7.1.1　盛土の崩壊形態



崩壊の種類	説明	模式図	代表土質
①浅い盛土崩壊	①雨水の浸透浸食によりガリ（溝九状）ができる。のり面が浸食を受けやすい土によって構成されており排水設備が不十分な場合に生ずる。	浸透	細砂 マサ土 シラスなど
	②雨水の浸透により表層すべりが生ずる場合。	表層	砂質土、粘質土、特に砂質土（SM、SC）、シルト（ML）などでは降雨度の上昇により強度が低し（低下するので注意を要する。
	③排水工が土砂、草等などで埋塞され表面水がのり面に流れ出すことによる洗掘、崩壊。	崩壊 表面流	洗掘、崩壊と盛土材料はもとより崩壊がないが、浸食されやすい土ほど崩壊しやすくなる。
②深い盛土崩壊	①高含水比の粘性土によって急速施工を行う盛土では、施工中盛土内に過剰間げき水圧が発生し、のりのはらみ出しや崩壊を起こすことがある。	盛土内間隙水圧 のりのはらみ出し	火山灰質粘性土例えば、関東ロームなど。
	②傾斜方向に急勾配で階段状した地盤上に盛土した場合、雨水の浸透により地盤と盛土との境界面に沿って崩壊が生ずることがある。	地盤 地盤 盛土	
	③河川からの地下水の補給が豊富な地形条件に盛土した場合、間げき水圧の作用によって盛土が崩壊することがある。	地下水 地下水位	
	④地盤、傾斜方向における切り盛り等付近の盛土。	地盤 地盤 地盤 地盤	
	⑤池の中の盛土、またはその周辺の盛土。	盛土 地盤 地盤 地盤 地盤	
③基礎地盤を含む崩壊	①軟弱地盤上に盛土する場合、地盤の強度が小さいと地盤を通る円弧すべりが発生することがある。	軟弱層	軟弱地盤
	②地すべりまたは地すべりの崩壊の部分に盛土した場合、地すべりを助長することになり大きな崩壊を引き起こす。	地すべり 地すべりの崩壊 盛土	地すべり

バイラブ・バザール橋の場合は、洪水時の崩壊状況の報告書にも記述されているように、風雨、波力、流速等による急斜面の浸食、崩壊、もしくは地震時の液状化によって河岸が浸食されたと推測している。

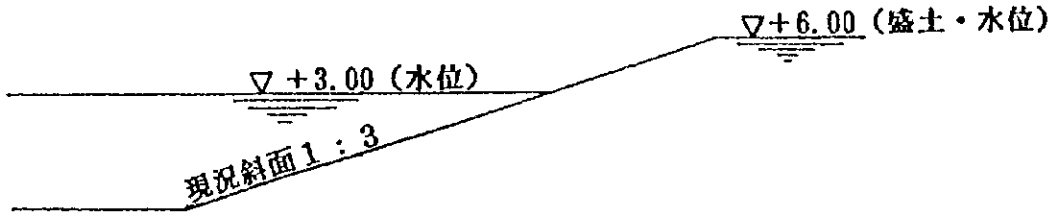
しかし本護岸の場合、斜面勾配が1：3程度の緩い勾配でしかも表面は護岸法肩より約100m法先まで1m以上の厚さの玉石の層により覆われている。したがって、現護岸の状況に基づき、洪水時および平水位における護岸盛土部分の水位差による浅い滑りおよび深い位置での滑りケースを想定し、円弧すべりの解析、および将来発生しうる地震時の液状化の有無について、それぞれ検討するものとする。

(c) 解析ケース

護岸の滑りの解析方法は、A. 円弧すべりとして現況斜面状態における、洪水時、平水時の変動差を考慮した場合を、まず図7.1.5として2ケース（ケース1～ケース2）設定する。さらに、旧フェリーガット、モスクが法肩部から崩壊したと予想されることから、洪水時における洗掘を想定した場合の3ケース（ケース3～ケース5）を図7.1.6のように設定する。
また、B. 地震時の液状化の判定についても検討する。

A：円弧すべり安定計算ケース（その1）

ケース1：洪水時現況斜面状態



ケース2：平水時現況斜面状態

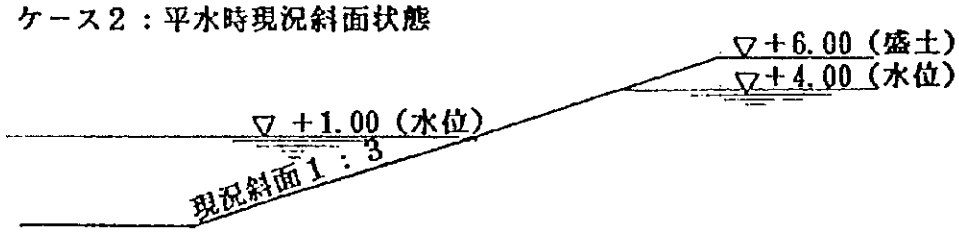
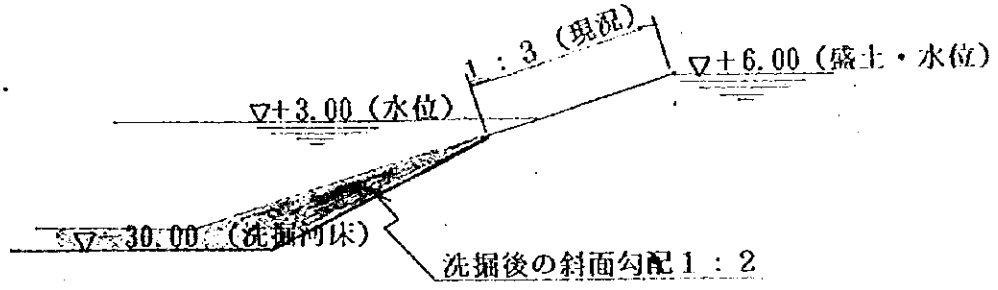


図7.1.5　現況斜面状態における円弧すべりの断面ケース

A：円弧すべり安定計算ケース（その２）

ケース３：洪水時における斜面から河床まで洗掘されたと想定した状態



ケース４：洪水時における法肩から斜面途中まで洗掘されたと想定した状態

ケース５：洪水時における法肩から斜面途中まで洗掘されたと想定した状態（１：１）

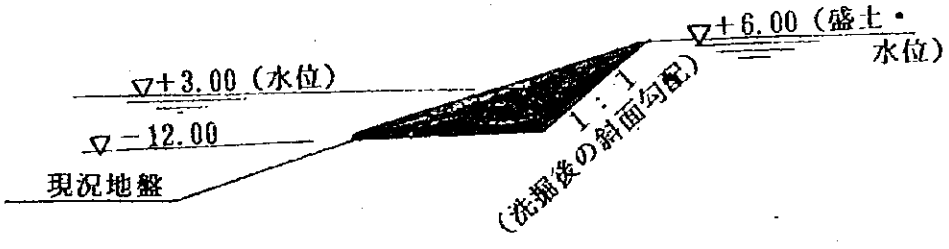


図 7.1.6　法肩部から斜面勾配に着目した円弧すべりの断面ケース

(2) 解析結果

護岸の安全性としての円弧すべりの安全率と液状化の解析結果を表7.1.2に示す。

表7.1.2　解析結果

解析方法	安全率				
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
円弧すべり	法肩 1.2≧1.2 斜面 5.1＞1.2 底部 10.6＞1.2	法肩 1.3＞1.2 斜面 4.3＞1.2 底部 9.4＞1.2	法肩 1.2≧1.2 斜面 4.9＞1.2 底部 10.9＞1.2	法肩 0.78＜1.2 斜面 6.6＞1.2 底部 13.7＞1.2	法肩 0.49＜1.2 斜面 2.9＞1.2 底部 21.4＞1.2
地盤の液状化 (震度0.15と仮定)	判定：液状化しない				

なお、護岸の安全性に関する解析計算データは、各計算ケース毎に整理し、資料集（資5-1～資5-26）に取りまとめた。

(3) 考　　察

既設護岸の滑りに対する安全性は、各ケースを表7.1.2 解析結果としてまとめた。

・　ケース1、ケース2…… すべりが生じず、地盤は安定していた。

・　ケース3、ケース4、ケース5 … 洪水時において、斜面あるいは河床が洗掘された状態のケースで、いずれも斜面および底部では所定の安全率を有した。なお、法肩部に着目した場合は、次のような現状となった。

ケース3：斜面勾配1：3　安全率有り
ケース4：斜面勾配1：2　安全率不足（崩壊する）
ケース5：斜面勾配1：1　安全率不足（崩壊する）

これらの計算結果を図7.1.7に整理した。図7.1.7のグラフに示すように斜面勾配が1：2.45のとき安全率1.0となり、それより急斜面となった場合は、法肩において円弧すべりが生じ、崩壊することになる。

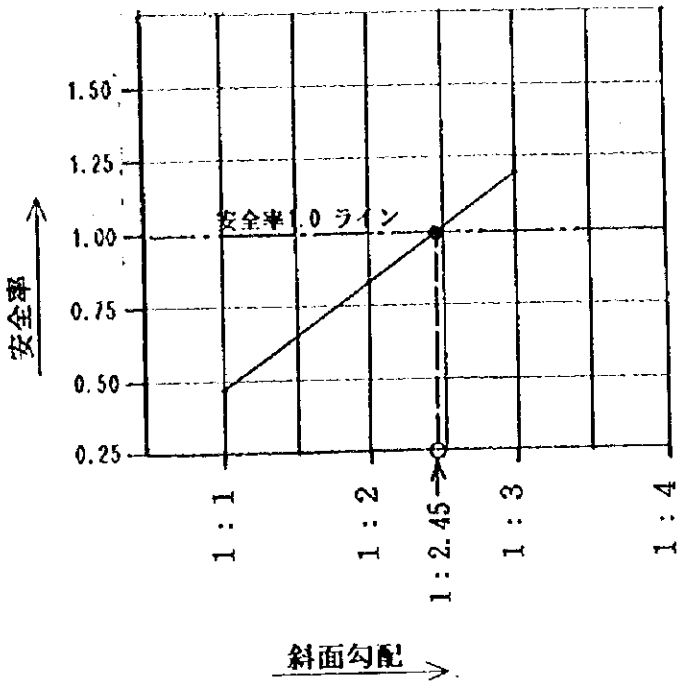


図 7.1.7　斜面勾配と安全率の関連グラフ

現況の護岸形状は、斜面が全般的に1：3あるいはそれより緩やかであり、土質状況および表面の玉石被覆の現状を考え合わせれば、法肩、斜面、法先（底部）とも十分な安全率を有しているといえる。

一方、法肩より斜面に向かい洗掘の被害を受けた場合、即ち現況の1：3の勾配が確保できず、約1：2.5以下の急斜面勾配となった場合には、法肩部から斜面4～5mまでが円弧すべりを発生させ、法肩が破壊する。

このことから、旧フェリーガット、モスクの崩壊の場合は法肩から斜面の付近が大きく洗掘され滑りの原因の一部となり、さらに洪水時の波力、掃流力が複合化されて発生したのではないかと予想される。

また、本調査で得られた護岸付近の砂質土層に対して、地震が発生した場合を仮定し（震度0.15）、地震による液状化の有無を判定したが、液状化しないことが判明している（資料編5章 資5-27 図7.2.13 参照）。

これらの解析結果を通じて本対象護岸は、斜面勾配が1：2.5より急にならなければ滑りに対しての安全性は確保されるといえる。

しかしながら、法勾配が急になる要因として護岸前面深掘れの進行があるのでこの状況を今後さらにモニタリングしていくことが肝心である。

7.2 橋　脚

7.2.1 洗掘深

第1次および第2次現地調査の結果、メグナ橋における河川横断面は図7.2.1のようにP7～P8橋脚間で河床が最も低く、最大洗掘深としてR.L.－21.95mが測定された。ただし、橋脚周りでは捨石の効果が見られ、ソーチング下端まで河床が洗掘を受けず残っている。7.2.2で構造的安全性を記述するが、この捨石による洗掘防止効果を全く無視したとしても、現状の最大洗掘深に対して構造的安全性は確保されている。

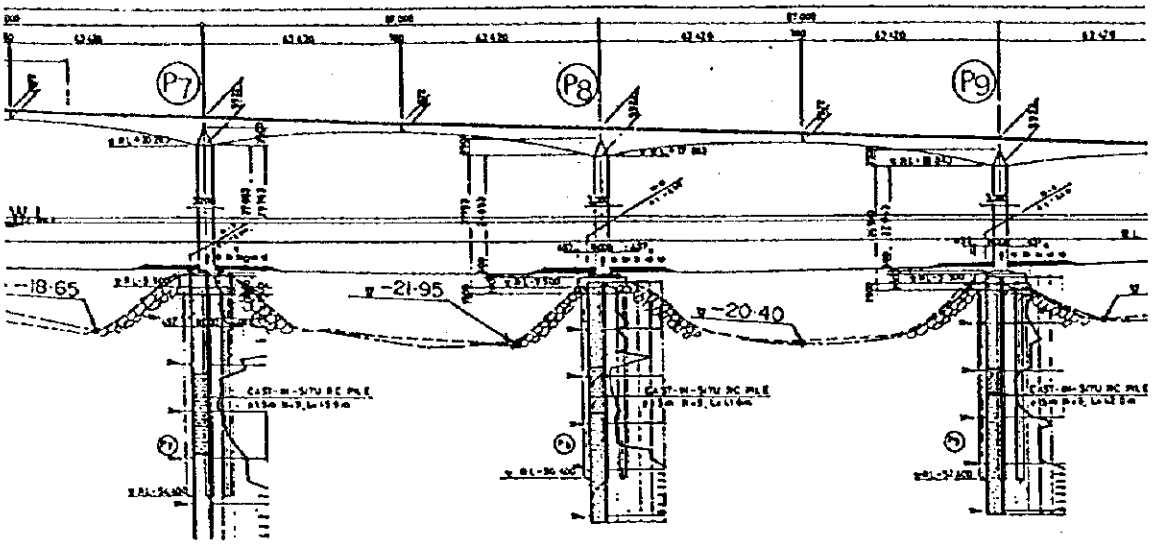


図7.2.1　メグナ橋現河床測量結果

なお、「メグナ、メグナ・ゲムティ橋建設計画調査報告書、昭和60年3月」の中では、最大洗掘深R.L.－22.0mが推定されており、この洗掘を軽減する目的で捨石工が提案された。一方、詳細設計での杭の安定は、最大洗掘深の位置まで河床材料が洗われ、この部分の杭が水中にむき出しになったケース（突出杭）に対して計算されている。この場合、R.L.－22.0mの深さまで杭がむき出しになる状態まで安定性の問題は無いとしている。

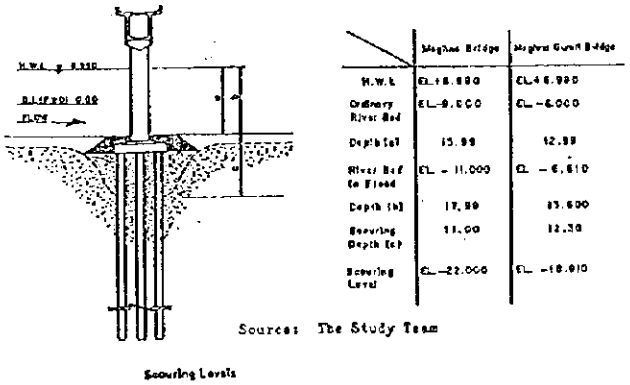


図7.2.2　洗掘深（報告書より）

7.2.2 安全性の検証

現在最も深掘れを起こしている所は、P7～P8 橋脚間の P8 寄りの河床（R.L.＝－21.95）であるため、P8に対して構造的安全性を検証する。

(1) 計算上の条件

－ 対象橋脚　：P8橋脚（図7.2.3参照）

－ 洗 掘 深（コンクリート圧縮応力度の許容値を超えるR.L.-22.70mとその前後1.20mについてケースごとに検討した。）

：R.L.－20.70m（ケース1）
R.L.－22.70m（ケース2）
R.L.－24.70m（ケース3）

－ 水　位　：H.W.L　R.L＋6.990m（常時との組み合わせ）
S.H.W.L　R.L.＋5.100m（異常時との組み合わせ）

－ 荷重の組合せ
詳細設計時に考慮した荷重の組み合わせは次表の通り7種類である。このうち、杭の安定計算上、支配的なものは条件7（橋軸直角方向）および条件1（橋軸方向）である。

荷重条件			許容応力度の割増し率
橋軸方向	条件－1	死荷重＋活荷重＋衝撃＋浮力	1.00
	条件－2	死荷重＋地震＋浮力＋動水圧	1.50
	条件－3	死荷重（架設時）＋浮力	1.50
橋軸直角方向	条件－4	死荷重＋活荷重＋衝撃＋浮力＋流水圧	1.00
	条件－5	死荷重＋風荷重＋浮力	1.25
	条件－6	死荷重＋活荷重＋風荷重＋流水圧	1.25
	条件－7	死荷重＋地震＋浮力＋動水圧	1.50

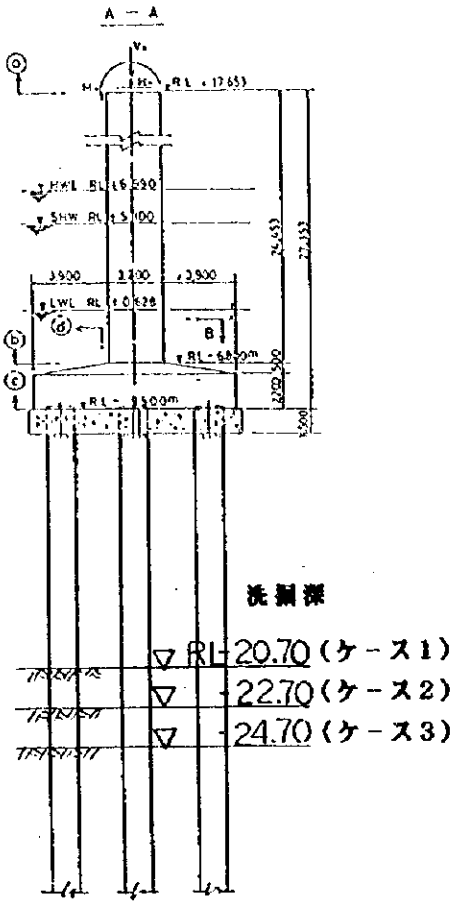


図 7.2.3　洗掘深のケース

(2) 構造計算結果

P8 橋脚における杭の支持力、杭本体の断面応力度の計算結果を表 7.2.1 に示す。なお表には、杭の安定または杭断面の応力度として支配的なもののみを示す。

a) 杭の支持力

当然ながら洗掘深の小さいものほど支持力が大きくなる。
許容支持力を次表に示す。

洗掘深	常時支持力	地震時支持力
R.L.－20.70 m	573.00 tf	929.93 tf
R.L.－22.70 m	550.22 tf	892.99 tf
R.L.－24.70 m	527.47 tf	856.06 tf

この表と表7.2.1から、次のことが判断できる。

- 洗掘深が R.L.－24.70m でも杭反力は、許容支持力より小さく安全である。

b) 杭断面の応力度

P8橋脚の場合表7.2.1から分かる通り、地震時における杭のコンクリート圧縮力応力度が支配的である。表7.2.1をもとに洗掘深とコンクリート圧縮力応力度をまとめると、次表の通りである。

洗掘深	コンクリート圧縮力応力度
R.L.－20.70 m	100.3 kgf／cm²
R.L.－22.70 m	121.3 kgf／cm²
R.L.－24.70 m	142.5 kgf／cm²

なお、許容圧縮応力度（地震時）は 120kgf／cm² である。この許容値に対応する洗掘深は、R.L.－22.58m である。約 R.L.－22.6m が、杭断面の応力度が限界となる洗掘深である。

(3) 橋脚洗掘に関する考察

検証の結果、常時、地震時ともに安全と判断できる洗掘深は、R.L.－22.60m であることが判明した。

- 対象橋脚：P8
- 杭体応力度が許容応力度を超えるケースは地震時で R.L.－22.60m（コンクリート応力度 σ c＝120kg／cm² で決定）の洗掘深の場合となる。
- 杭の支持力は常時、地震時とも R.L.＝24.70m の洗掘深でも許容値内にある。

橋脚間の現河床の最深洗掘高は現在 R.L.＝－21.95m であり、現在の河床では構造上安全性はあると判定できる。また、特に P7～P9 橋脚間の現河床は固い砂層を呈しており、また河床の洗掘の進行が停滞している。しかしながら、将来の安全性のためこれ以上河床洗掘が生じないよう橋脚周辺の他、橋脚間の河床付近にも護床工等を施すことが望ましい。また、将来にわたり、橋軸方向の河床横断測量を定期的に実施することが望まれる。

表 7.2.1　基礎杭計算結果一覧表

ケース１：R. L.－20.70mまで洗掘
条件７　　水位R. L.＋5,100m
橋軸直角方向

		地震時
原点の作用力		
Vo	tf	2878.00
Ho	tf	216.00
Mo	tf·m	2910.00
原点変位		
δx	cm	1.24
δz	cm	0.45
α	rad	0.0006087
δfx	cm	0.27
許容値　δxa	cm	1.50
鉛直反力		
PN max	tf	491.18
PN min	tf	148.38
許容値　Ra	tf	929.93
Pa	tf	-426.43
水平反力		
PH	tf	24.00
杭作用モーメント		
杭頭　MT	tf·m	-133.73
地中部 Mm	tf·m	229.35
杭体応力度		
σc	kgf/cm²	100.3
σs	kgf/cm²	2112.8
τ	kgf/cm²	1.97
許容値　σca	kgf/cm²	120.0
σsa	kgf/cm²	3000.0
τa	kgf/cm²	5.85

ケース２：R. L.－22.70mまで洗掘
条件７　　水位R. L.＋5,100m
橋軸直角方向

		地震時
原点の作用力		
Vo	tf	2878.00
Ho	tf	216.00
Mo	tf·m	2910.00
原点変位		
δx	cm	1.75
δz	cm	0.46
α	rad	0.0006568
δfx	cm	0.30
許容値　δxa	cm	1.50
鉛直反力		
PN max	tf	501.04
PN min	tf	138.52
許容値　Ra	tf	892.99
Pa	tf	-402.87
水平反力		
PH	tf	24.00
杭作用モーメント		
杭頭　MT	tf·m	-160.02
地中部 Mm	tf·m	276.21
杭体応力度		
σc	kgf/cm²	121.3
σs	kgf/cm²	2754.1
τ	kgf/cm²	2.21
許容値　σca	kgf/cm²	120.0
σsa	kgf/cm²	3000.0
τa	kgf/cm²	5.85

ケース３：R. L.－24.70mまで洗掘
条件７　　水位R. L.＋5,100m
橋軸直角方向

		地震時
原点の作用力		
Vo	tf	2878.00
Ho	tf	216.00
Mo	tf·m	2910.00
原点変位		
δx	cm	2.39
δz	cm	0.47
α	rad	0.0007077
δfx	cm	0.34
許容値　δxa	cm	1.50
鉛直反力		
PN max	tf	510.53
PN min	tf	129.03
許容値　Ra	tf	856.06
Pa	tf	-379.31
水平反力		
PH	tf	24.00
杭作用モーメント		
杭頭　MT	tf·m	-185.33
地中部 Mm	tf·m	323.56
杭体応力度		
σc	kgf/cm²	142.5
σs	kgf/cm²	3402.8
τ	kgf/cm²	2.44
許容値　σca	kgf/cm²	120.0
σsa	kgf/cm²	3000.0
τa	kgf/cm²	5.85

ケース３：R. L.－24.70mまで洗掘
条件１　　水位R. L.＋6.99m
橋軸方向

		常時
原点の作用力		
Vo	tf	3546.00
Ho	tf	0.00
Mo	tf·m	2599.00
原点変位		
δx	cm	0.58
δz	cm	0.66
α	rad	0.0004401
δfx	cm	0.03
許容値　δxa	cm	1.50
鉛直反力		
PN max	tf	498.38
PN min	tf	289.62
許容値　Ra	tf	527.47
Pa	tf	-164.40
水平反力		
PH	tf	0.00
杭作用モーメント		
杭頭　MT	tf·m	10.44
地中部 Mm	tf·m	-0.73
杭体応力度		
σc	kgf/cm²	26.6
σs	kgf/cm²	-391.1
τ	kgf/cm²	0.07
許容値　σca	kgf/cm²	80.0
σsa	kgf/cm²	1600.0
τa	kgf/cm²	3.90

杭　種：場所打ち杭

杭　径：φ = 1500.0 (mm)　　D29 - 32 本 = 205.6(cm²)

杭　長：L = 40.90(m)

第８章　対策工の計画・設計

第８章　対策工の計画・設計

8.1　対策工の必要性

8.1.1　橋脚周辺の洗掘について

第１次、２次現地調査および前章で橋脚の検証した通り、洗掘深がRL－22.70m以浅では橋脚は応力、支持力ともに安全である。

現在、洗掘が進行しているP7、P8、P9橋脚杭周辺は、護床工であった玉石で覆われており、安定計算上は杭の水平方向抵抗力は期待できないものの、杭に流木その他障害物がぶつかり損傷を受けることから守られている。また、橋脚間の河床は固い砂層（N値30～40）を呈し、洗掘の進度は比較的遅いとみられるが、この層厚は比較的薄く、RL－24m～26m以深はシルト質の砂である。したがって、現在露出している砂層がすべて浸食を受けてしまった場合、一挙にそれ以深の洗掘が進む懸念も残されている。

以上から、1. 構造安定性の面から現在の河床RL－21.95m以深の洗掘を進行させないため、2. 杭への直接の損傷を防御するため、P7、P8、P9については既設の橋脚周辺の捨石工をより延伸させ、直径約60m程度の範囲の玉石工（捨石工）で補強することが必要である（図8.2.1、図8.2.2）。

8.1.2　護岸前面河床部について

橋より左岸上流約350m間の改修された現在の護岸は、通常時および異常時（洪水）に対して安全性を有しているかどうか前章で検証した。その結果、河床部の洗掘が進み、法面が急傾斜化した（1：1程度）としても、計算上、底部を含む大きなすべりに対しては安定であることが確認された。また法肩については、法勾配が1：2.45以上になると計算上滑りが発生することになるが、現在護岸の法勾配は1：3でありとりあえず法肩滑りに対しては安全であることも確認された。護岸工前面の深掘れ部（最深RL－29m）は、竣工した1994年以降位置的にもその深さも大きな変動は見られない。したがって、現況においては護岸工の安全性を損なう兆候は今回の調査結果から判断する限りでは見られない。しかしながら、将来的に洗掘が進み、深掘れ部が下流に移動した場合には、法勾配がさらに急になって法肩の滑りの可能性が出てくる。このような事態を未然に防ぐには、護岸工の法先での洗掘を緩和し安定性を高めることが必要である。このため、その深掘れ部を中心に河岸・河床とのなじみと粗度を考慮し、ジュートの中へ砂利等を詰め布設し捨石根固め工を拡張することとする（図8.2.3、図8.2.4）。

また、護岸の背面、すなわち盛土面は降雨等により排水が適切でないと、過剰間隙水圧、地下浸透水等が護岸盛り土全体に悪影響を与える。既設ファブリマットが施工さ

れている左岸橋梁下は、排水を促進させるために背面を盛土し、排水路を整備する（図8.2.5）。

8.2 対策工の基本設計

橋脚周辺の洗掘および護岸前面の河床について次の対策工を実施する。

(1) 橋脚（P.7、P.8、P9）基礎周辺部の護床工
　＊玉石により捨石工（厚さ：約1m）

(2) 護岸前面深掘れ部河床の護床工（左岸上流約250mの位置）
　＊砂利詰めジュート袋により河床への投入（厚さ：約1m、5層程度）

(3) 橋梁左岸直下周辺の盛り土造成および現護岸補修
　＊護岸背面の盛り土、現ファブリマットの取り壊し、新設蛇籠工

これらの対策工の一般平面図、横断図および工事数量は以下の通りである。

表8.2.1　工事数量

項　目		単位	数量	摘　要
橋脚基礎周辺部の護床工	P7 橋梁	m^3	1,865	厚さ1.0m
	P8 橋梁	m^3	1,865	同上
	P9 橋梁	m^3	1,865	同上
	合　計	m^3	5,595	護床工面積 5,595m^2
護岸前面深掘れ部の護床工		m^3	7,839	護床工面積 7,839m^2
盛土造成	盛土量	m^3	1,597	
	盛土締め固め面積	m^2	3,866	
ファブリマットの撤去		m^2	84	
蛇籠工		m^3	134	

<u>捨て石工の粒径についての検討</u>

橋脚回りの捨て石工の粒径については、掃流力理論に基づき検討した。なお、設計流速は橋梁地点での観測結果（資料編集「表6.5.1　流速、流向調査結果」）から、安全を考慮しV＝3.0m／sとした。

一般に河床の砂粒が安定状態にあるためには、特定の河道断面における掃流力τ_*（或は摩擦速度u_*）が一定の粒径に規定される限界掃流力τ_{*c}（或は限界摩擦速度u_{*c}）を上回らないことが必要条件となる。

これらのパラメーターτ_*およびu_*は下記のように表わせる。

$$\upsilon_* = \sqrt{gRie} \cdots\cdots (1)$$

$$\tau_* = \frac{\upsilon_*^2}{sgd} = \frac{Rie}{sd} \cdots\cdots (2)$$

ここで、　S ：水中における砂の比重
　　g ：重力加速度
　　d ：砂の粒径
　　ie ：エネルギー勾配
　　R ：径深

設計流速に対応する径深はマニング式によって次の通り表わせる。

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} ie^{\frac{1}{2}} \cdots\cdots (3)$$

エネルギー勾配は、1992年11月の解析結果から得た断面No.U10からNo.D4の間の水面勾配 i＝1／15,000を採用する。

V＝3.0m／sec、n＝0.03、ie＝1／15,000を(1)、(3)式に代入して

したがって、　R＝36.6m、υ_*＝15.46 を得る。

一方、限界摩擦速度$\upsilon_* c$は岩垣の式で次の通りとなる。

$$\upsilon_* c^2 = 80.9d \quad (\text{粒径 } d > 0.303\text{cm の場合})$$

つまり、必要な最小粒径は以下の通り算定される。

$$d > \frac{\upsilon_*^2}{80.9} = \frac{15.46^2}{80.9}$$

$$= 3.0\text{cm}$$

粒径3.0cmの石は上記で与えられた水理条件下では理論的に動かないことが判明した。

しかしながら、洗掘による数多くの護岸の崩壊現象は構造的な欠陥や不十分な材料に起因している。バイラブ・バザール鉄道橋ではその付近の護岸のためにかなり大きな粒径、約30～50cmの石が使われている。

今回の橋脚回りの捨て石工敷設工事は、水中施工が強いられ適切な粒径の配合や正確な石材の配置は困難を伴うと予想される。したがって、水中投下後の石材のかみ合わせや流水に対する抵抗を考慮して、粒径ϕは50～300mmとする。

また、ジュート袋に装填する砂利については、最大粗骨材粒径50mmの材料とする。

8.3 実施体制

(1) 主官庁

主官庁は運輸省（Ministry of Communication：MOC）である。その組織図を図8.3.1に示す。

(2) 運営機関

本計画の実施・運営機関は、運輸省の道路鉄道局（Roads and Railways Division）の管轄下にある道路局（Roads and Highway Department：RHD）である。道路局は、主務官庁として国内の一級、二級道路網の計画、設計、建設、改良および推持・管理を担当している。道路局にはチーフエンジニアの下に、外国援助機関担当2名（道路改修プロジェクト担当およびジャムナ橋アクセス道路担当）、地域担当6名、ダッカ担当1名、計画開発担当1名、橋梁担当1名および機械担当1名の計12名のアディショナルチーフエンジニアが配属され、各担当業務を指揮している。機構全体は524人の土木および機械技術者（エンジニア）と8,458人の1級から4級にクラス分けされた技術職員および一般職員により構成されている。道路局の組織図を図8.3.2に示す。

本計画の実施および維持管理の担当はメグナ、メグナグムティ橋と同様に、ダッカゾーンのアディショナルチーフエンジニアのもとで、ダッカ課ナラヤンガンジ一工事事務所が担当する。

8.4 施工計画

8.4.1 施工方針

本工事は、メグナ橋の安全確保のため現在まで進行した橋脚周辺の洗堀や、一部既存護岸の損傷、メグナ橋左岸上流部の深堀れに対し、短期的目標を設定し、修復・補強を実施するものである。

本工事の施工方針を要約すると、以下のとおりである。

(1) バングラデシュ国において調達可能な資機材を最大限に活用すると共に、工事完了後同国政府による維持・管理が円滑に行なえるよう配慮する。

(2) 工事の性質上すべての施工を1999年の雨期が始まるまでに完成させる。

(3) 工事の施工の制約上、昼夜施工となる場合もあるので、工事施工管理、工事材料の検査・検収のためメグナ橋のコミラ側にあるRHDの用地内に簡易事務所を設置する。

(4) 本工事は技術的に難度が高くないが、多量の捨石工を短期間で行なうため、建設業者による工程計画、労務計画、資材計画、機械計画とコンサルタントによる施工管理を徹底させることが重要である。

8.4.2 施工上の留意事項

本工事における主な施工上の留意事項は下記のとおりである。

(1) 潜水夫

工事の大半が水中施工となるので、熟練した潜水夫を従事させることにより施工精度を高める必要がある。

(2) 玉石、川砂利の調達

玉石、川砂利はインドとの国境付近、バングラデシュの北部に位置するシレット地方より調達されるが、大量な材料を確保するためRHD等の協力を得る必要がある。

なお、上記玉石、川砂利は、内陸水運網を利用し本工事用資材置場まで船で運び陸揚げすることになるが、シレット地方を含む上流地域での水路確保のため、玉石、川砂利の調達時期を6月～11月とする。

(3) 船舶、台船、曳船、天馬船等は、バングラデシュ国内で利用されているものを使用する。

8.4.3 施工計画および工事管理

(1) 施工計画の検討

1) 工事期間の検討

本工事はその性質上次雨期の到来まで完成する必要がある。メグナ河護岸対策計画の実績および玉石、川砂利の調達計画等を考慮して検討すると、全体工期は、工事施工開始時期によりある程度の変動があるが、約6ヶ月とした。

2) 工事用キャンプヤード

基本的には左岸（コミラ側）に位置するメグナ河護岸対策計画実施時のRHDが所有する既存造成地を本工事用キャンプヤードとして使用する。

3) 工事の内容

本工事の内容は以下のとおりである。

- 準備工
- 捨石工（川砂利詰麻袋投入工を含む）
- 整地工
- ファブリマット撤去工
- 蛇篭工
- 後片付

(2) 施工方法

本工事の施工方法を以下のように想定した。

1) 準備工

① 現場事務所の建設

現場事務所の位置は平成4年度メグナ河護岸対策計画によりメグナ橋コミラ側橋台上流側に造成された場所とし、以下の施設を含む。

・ 建設工事会社現場事務所
・ コンサルタント現場事務所

② 資材置場

捨石用の多量な玉石、川砂利の調達時期が6月～11月に限られることや、川砂利詰麻袋製作、出来高管理のために玉石、川砂利の仮置場が必要である。この資材置場として、RHDが所有する既存造成地を利用する。付帯施設として、フェンス、仮設桟橋を設置する。

2) 橋脚周り捨石工

① あらかじめ所定の捨石位置を測量し、浮玉やブイ等によって標示する。
② 資材置場にて台船に玉石を積込み、台船を引船にて施工位置まで曳航し人力によって石を投入する。
③ 捨石投入時は、適時潜水士船により施工状態を確認させ、施工の精度を高める。
④ 玉石の大きさを変え、空隙の目潰しを行なうことにより捨石の密度高める。

3) 斜面先・河床部捨石工（川砂利詰めジュート袋投入工を含む）

① あらかじめ所定の捨石位置を測量し、浮き玉やブイ等によって標示する。
② 資材置場にて、ジュート袋（90cm*45cm,80kg）に川砂利を詰め、投入口を縫合せる。その後、台船に川砂利詰めジュート袋を積込み、台船を引船施工位置まで曳航し人力によってジュート袋を投入する。
③ 捨石投入時は、適時潜水士船により施工状態を確認させ、施工の精度を高める。
④ ジュート袋の位置を変えることにより捨石の密度を高める。

4) 整地工

整地工は橋台とその前面にある護岸天端間の平坦地に次の手順で乾期に施工する。

① 購入補給盛土材をブルドーザーにて敷均す。この際、降雨が既設側溝や護岸方向に流れるように勾配を設ける。
② 敷均し後、振動ローラにて入念に締め固めを実施する。

5) ファブリマット撤去工

橋台前面の大きな亀裂が入っている区間のファブリマット護岸は、水位の下がる乾季にコンプレッサー付きブレイカーにて取り壊す。コンクリート塊は、法尻面に陸上より捨てる。

6) 蛇篭工

蛇篭は上記ファブリマット撤去後の区域に施工する。

① 施工箇所の法面を十分転圧・整形し、所定の法線および勾配に仕上げフィルター層を敷く。
② 法面に蛇篭を置き、玉石仮置場から玉石を運び蛇篭に詰め所定の大きさになったら蛇篭の玉石投入口を閉じる。

7) 後片付

工事完了後速やかに、使用した資機材の搬出、キャンプヤードや資材置場の原形復旧をおこなう。

(3) 使用建設機械の検討

本工事で使用する主要な建設機械は次のとおりである。

1) 材料台船（200トンクラス）

玉石、川砂利詰麻袋等の資材を付近の桟橋から所定の作業場所まで運搬する。

2) 曳航船（200PSクラス）

材料台船の移動に使用する。

3) クラムシェル、タイヤローダーとダンプトラック

① 玉石、川砂利等を陸上げしストックヤードに運搬する。
② ストックヤードの玉石、川砂利詰麻袋等を台船に積み込む。
③ ストックヤードの玉石、川砂利等の場内小運搬。

4) エアーコンプレッサーおよび潜水具

潜水作業に必要な機器等。

5) 仮設機材

照明器具および発電機（100KVA）

(4) 工事管理

本工事は技術的に難しい種類のものではない。しかし、工期の制約のために、工程管理（資材、機械、労務管理）が、また水中施工のために出来形管理が重要で

ある。工事業者は現地スタッフを主体とするよう努め、日本人スタッフは最小限にする必要がある。

8.4.4 資機材調達計画

建設用資機材は、すべてバングラデシュ国内の市場で調達する。

- 玉石、川砂利、麻袋等
- 建設機械、仮設鋼材

玉石、川砂利の搬入は、現地の業者を通じて行なうこととし、運搬には船舶を使用する。

8.4.5 実施工程

E／N締結後、詳細設計と入札図書作成に2.5ヶ月、その後の施設建設期間に6ヶ月を要する。これらを図にまとめると図8.4.1のようになる。

8.4.6 バングラデシュ国政府の負担行為

工事実施に伴うバングラデシュ国政府の負担行為は次のとおりである。

(1) 既存施設の提供

メグナ橋工事およびメグナ河護岸対策工事で建設された工事関連施設のうち、計画地に通じる取付道路およびメグナ橋左岸（コミラ側）上流部に位置するRHDの既存造成地を工事開始時に本計画に提供しなければならない（図8.4.2参照）。

(2) バングラデシュ国政府の工事費負担

本工事の場合、バングラデシュ国政府が負担すべき工事費はない。

8.5 事業費積算

本計画を日本の無償資金協力により実施する場合に必要となる事業費総額は、約 2.18 億円で、日本とバングラデシュ国との負担区分に基づく双方の経費内訳は次のとおりと見積られる。

(1) 日本側負担金　　2.18 億円

(2) バングラデシュ国負担経費　　--

(3) 積算条件

1) 積算時点　　平成 10 年 1 月 1 日

2) 為替交換レート　　US$1.00 = ¥125.00
US$1.00 = TK44.619
TK1.00 = ¥2.802

3) 施工期間　　詳細設計を含めた事業の期間は、実施工程に示したとおり 12 ヶ月間

4) その他　　本計画は日本国政府の無償資金協力の制度に従い実施されるものとする。

第９章　今後のモニタリング調査
および維持管理の必要性

第9章　今後のモニタリング調査および維持管理の必要性

9.1　モニタリング調査

1997年の2度にわたる現地調査およびその結果の分析を通じて判明したメグナ河の河道変遷、浸食・堆砂の傾向および橋梁周辺深掘れ部の特徴等について本報告書の中に取りまとめた。懸案であった橋梁直上流左岸側の既設護岸工の洗掘に対する対策工については、前面の深掘れ部に大きな変化が見られないこと、また、その上流部河岸（左岸側）の浸食速度が1994年以降弱まりつつあること、さらに砂州を挟んで対岸右岸側分水路が拡幅傾向にあること等を考慮し、大規模な対策工は避け最低限の護床工を施すことが現時点では適当であるとの結論に至った。

一方、橋梁の安全性を確保するための中長期的な対策工については、河道変遷の予測の難しさから具体的検討のための指針を示すことは困難と考える。何よりも重要なことは、橋梁竣工後、これまで実施してきた観測・測量作業を今後も継続し、基礎的データの収集・整理を怠らないことである。特に現況護岸においては、1989年に埋立て工事中に大規模な滑りが発生しており、この部分における前面深掘れの動きには注意を払っていくことが必要である。

メグナ河の水理特性は現象の複雑さ、類似例の少なさ等から不確定な要素が多く、今後も更なる調査・研究が必要である。これまでの水文資料・地形データ、および河道変遷・河岸浸食・橋脚回りの局所洗掘に係わる基礎的データの収集を継続し活用していかなければならない。

調査対象範囲としては、現在までに行なわれてきた諸調査の範囲（河川横断測量15測線）を考慮し橋梁地点から上流約8km、下流約2km付近までとし、以下の項目に関する観測を継続的に行なうものとする。

- 水位、流速（深度別も含めて）、流量観測
- 河川測量調査（大横断）
- 河岸浸食調査
- ボーリング調査　（深掘れ部周辺）
- 橋軸横断方向深浅測量
- 既設護岸前面詳細深浅測量
- 河床材料調査（河床・河岸・砂州）　（必要に応じて）
- SS濃度観測　（必要に応じて）

なお、収集したデータを定期的にレビュー・評価し、異常が認められないか確認する作業が必要となる。

9.2 維持管理

メグナ橋周辺の河道変動および局部洗掘の状況を把握するために、洪水期終了後に年一回、定期的に河川観測・測量を行なって、過去に収集したデータとあわせ定期的に検討評価し、異常の有無を確認する事が本プロジェクトの維持管理業務として重要である。

また、将来にわたり現況護岸の横断測量を実施し、滑り、深掘れ等の検証を安全性の面で観察することも望まれる。

本計画の実施および維持管理の担当はメグナ、メグナグムティ橋と同様に、ダッカゾーンのアディショナルチーフエンジニアのもとで、ダッカ課ナラヤンガンジー工事事務所が担当する。

ナラヤンガンジー工事事務所の1996～1997年度予算は約160百万タカで、邦貨換算約470百万円である。なお、メグナ橋の維持管理費として特別な予算は計上されていないが、必要に応じて予算措置ができるとのことである。

モニタリング調査に必要な器材（測深機、流速計、水位計等）は、1994年から1997年にかけて日バ共同研究事業の一環として供与されている。また、その調査費用は、河川平面測量（350千タカ）、深浅測量（250千タカ）、水位・流速等観測（100千タカ）、および解析・図化（300千タカ）の合計1,000千タカ程度（約230万円）と見積もられる。これは道路局の維持管理予算の約0.04%で、予算規模において問題となる額ではないと考えられる。

参考文献

1. メグナ河護岸対策計画、フォローアップ調査現地調査概要報告書
国際協力事業団　平成8年10月

2. メグナ橋護岸改修計画基本設計調査、国際協力事業団
－調査業務報告書　平成9年3月
－第1次現地調査、調査概要報告書　平成9年5月
－インテリム・レポート　平成9年8月
－第2次現地調査、調査概要報告書　平成9年9月
－基本設計概要書　平成9年11月

3. JAPAN-BANGLADESH JOINT STUDY PROJECT ON FLOOD TOPIC-2 STUDY OF MORPHOLOGICAL BEHAVIORS OF THE RIVER MEGHNA, Final Report, JICA, Sep. 1997

4. SECOND FLOOD DAMAGE RESTORATION PROJECT
(CONSULTANCY SERVICES FOR PROTECTION OF MEGHNA RIVER RAIL WAY BRIDGE AT BHAIRAB BAZAR)
FINAL REPORT Vol.1 MAIN REPORT, DEVELOPMENT DESIGN CONSULTANTS LIMITED, Dec. 1990

5. メグナ河護岸対策計画基本設計調査報告書
国際協力事業団　1992年11月

6. メグナ橋周辺河岸浸食調査報告書
パシフィックコンサルタンツ・インターナショナル、㈳システム総合研究所　1989年8月

7. 土木研究所資料、「水制工の配置と洗掘防止効果に関する研究」
建設省土木研究所河川部河川研究室　昭和63年4月

8. 土木研究所資料、「橋脚により局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討」
建設省土木研究所河川研究室　昭和57年3月

9. 護岸・根固め工設計指針（案）
建設省土木研究所河川研究室、㈶国土開発技術部センター　昭和63年3月

10. 護岸の力学設計法
㈳建設コンサルタンツ協会　平成9年5月

11. 水制の理論と計算
イブァアン・ニキティン著、信山社サイテック　1994年4月

12. 沖積河川学（堆積環境の視点から）
山本晃一著、山海堂 1994年9月

13. 日本の水制
山本晃一著、山海堂 1996年1月

14. Feasibility Study on Meghna, Meghna-Gumti Bridges Construction Project, Final Report and Appendices, JICA, March 1985

15. Study Report on Scouting of River Banks Near Meghna Bridge, Pacific Consultants International, August 1989 (in Japanese only)

16. Detailed Design Report on Meghna Bridge Construction Project, Final Report and Appendices, JICA, February 1986

17. Completion Report on Meghna Bridge Construction Project, Final Report and Appendices, JICA, March 1991

18. River Training Works for Gorai Bridge-Bangladesh, HR Wallingford, June 1991

19. Working Paper for the Study of Erosion Phenomena at Upstream of Meghna Bridge Site, PCI & NK, November 1991 and January 1992

20. Basic Design Report on the Project for the Construction of Revetment on the Bank of Meghna River, Final Report and Appendices, JICA, November 1992

21. Completion Report on the Project for the Construction of Revetment on the Bank of Meghna River, Final Report and Appendices, JICA, March 1994

22. Study of Morphological Behaviours of the River Meghna, Interim Report, BUET, December 1996

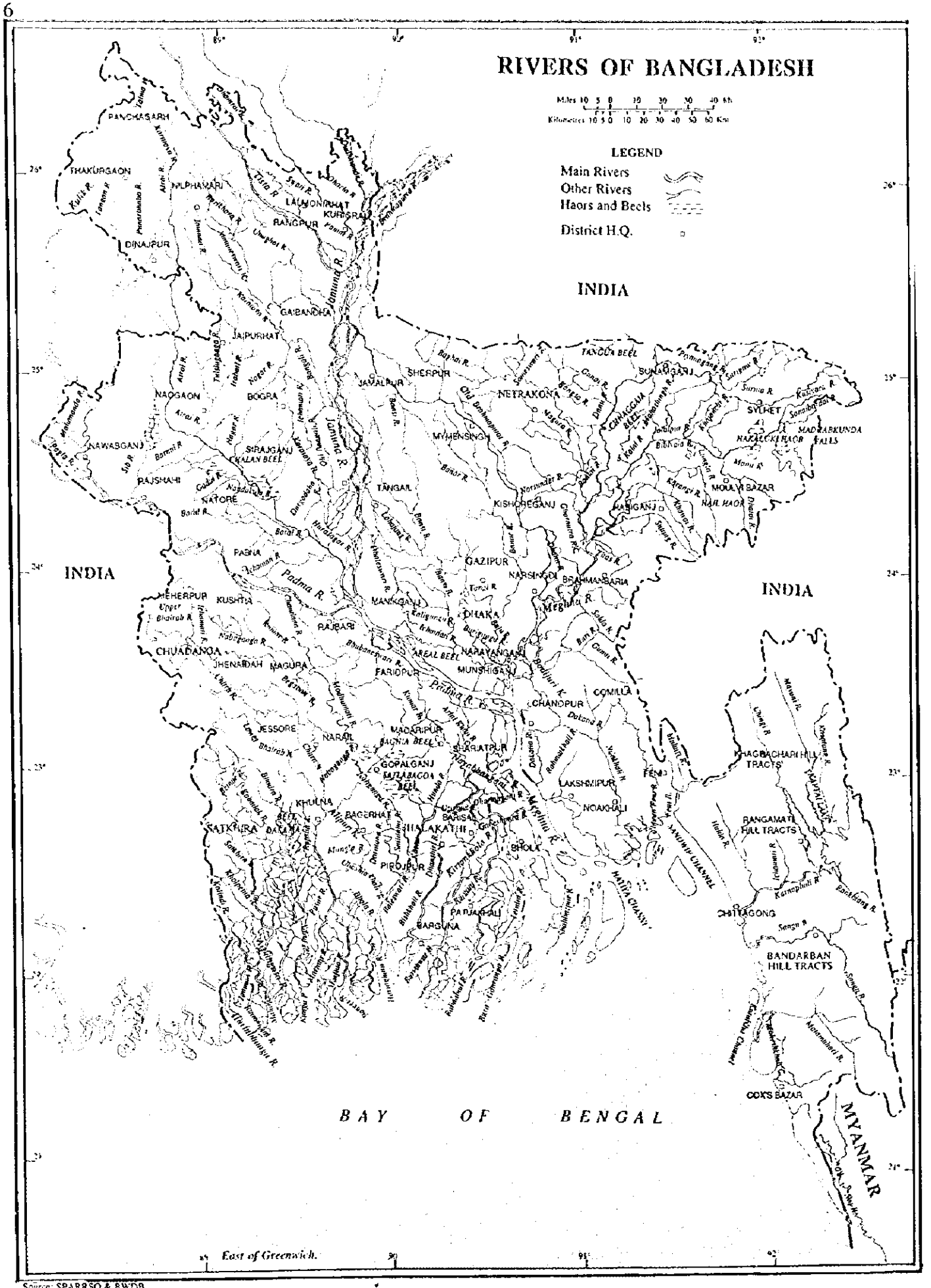
23. Follow-up Study Report on the Project for Protection Works for the Meghna Bridge, JICA, November 1997

24. Tide Table in Bangladesh, WRDB, 1997

25. 川環境の理念、須賀堯三著、ぎょうせい 平成4年10月

26. FLOODS IN BANGLADESH (RECURRENT DISASTER AND PEOPLE'S SURVIVAL), Universities Research Centre, Dhaka, Aug. 1987

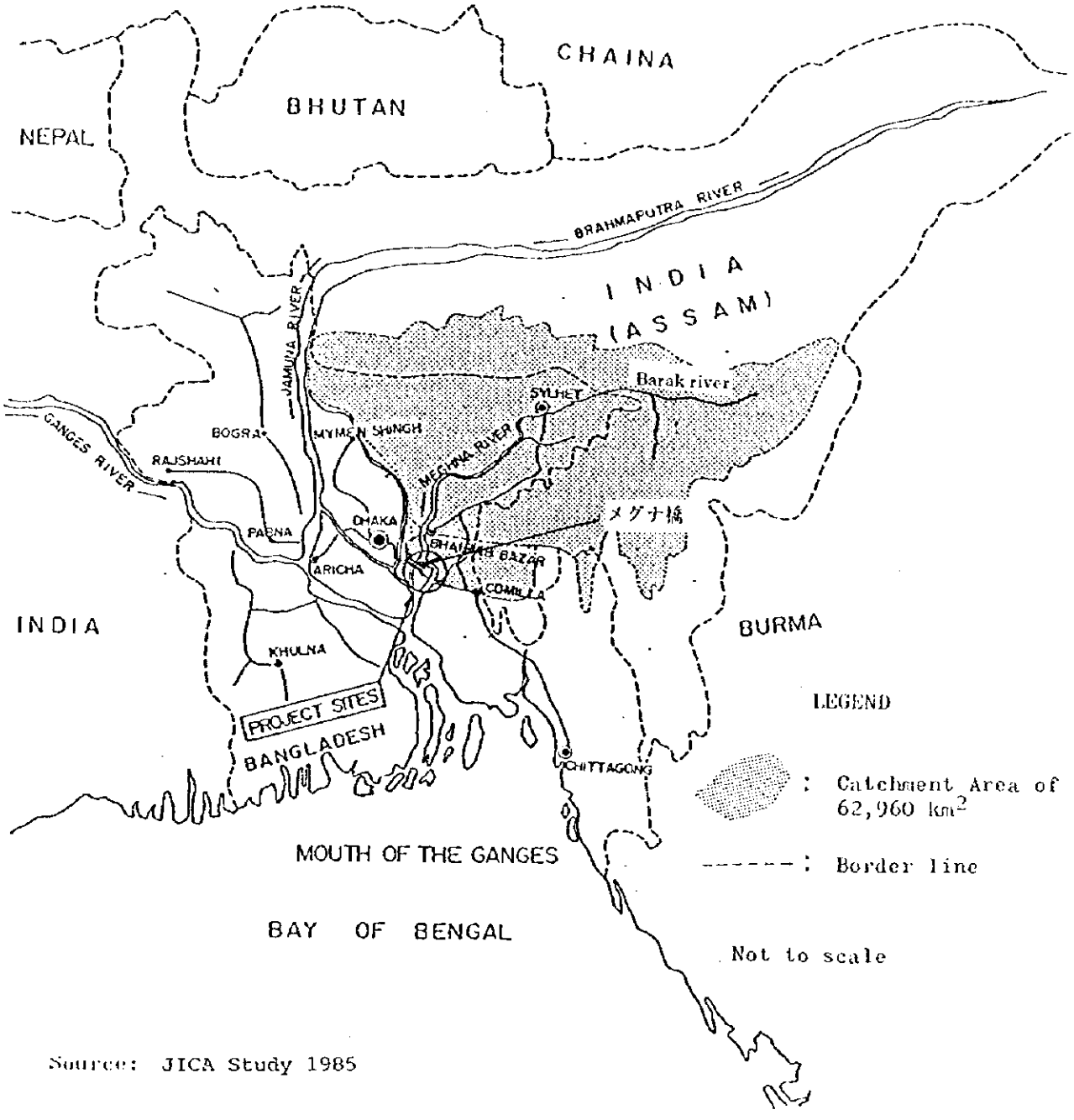
図　面　集



Source: SPARRSO & BWDB

図 3.1.1　メグナ河位置図（1／2）

図-3-1



Source: JICA Study 1985

図3.1.1 メグナ河位置図 (2／2)

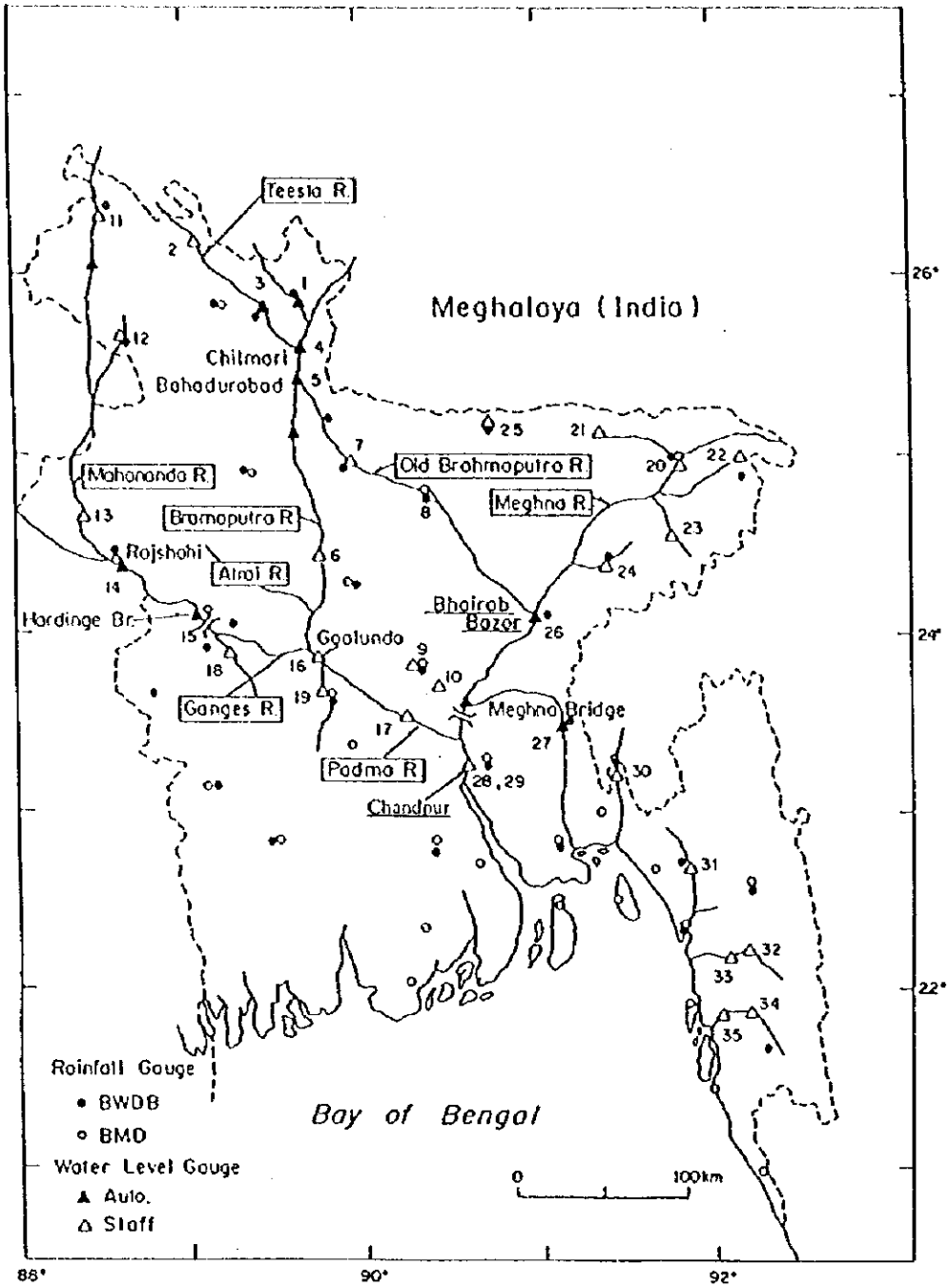


図 3.2.1　水文観測所位置図

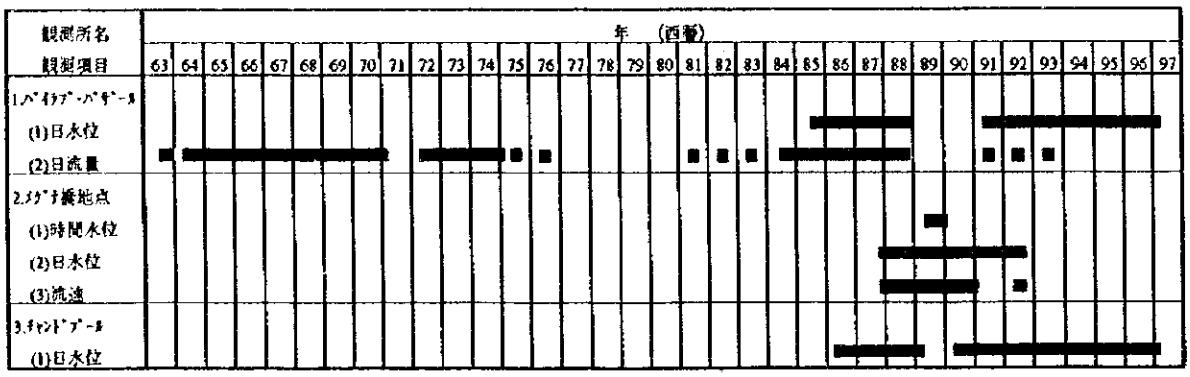


図 3.2.2　水文観測期間

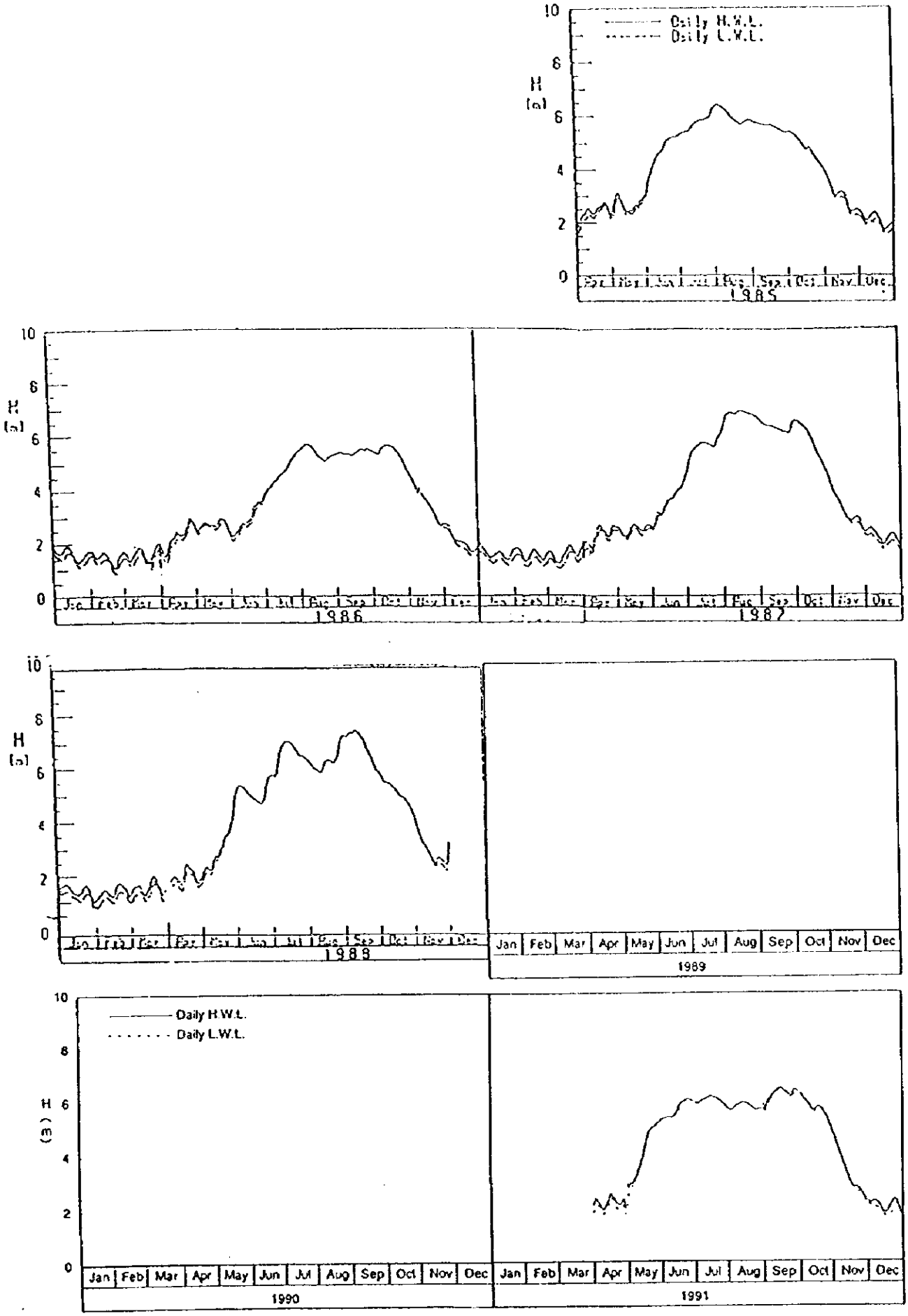


図 3.2.3　バイラブ・バザール水位変動記録（1／2）

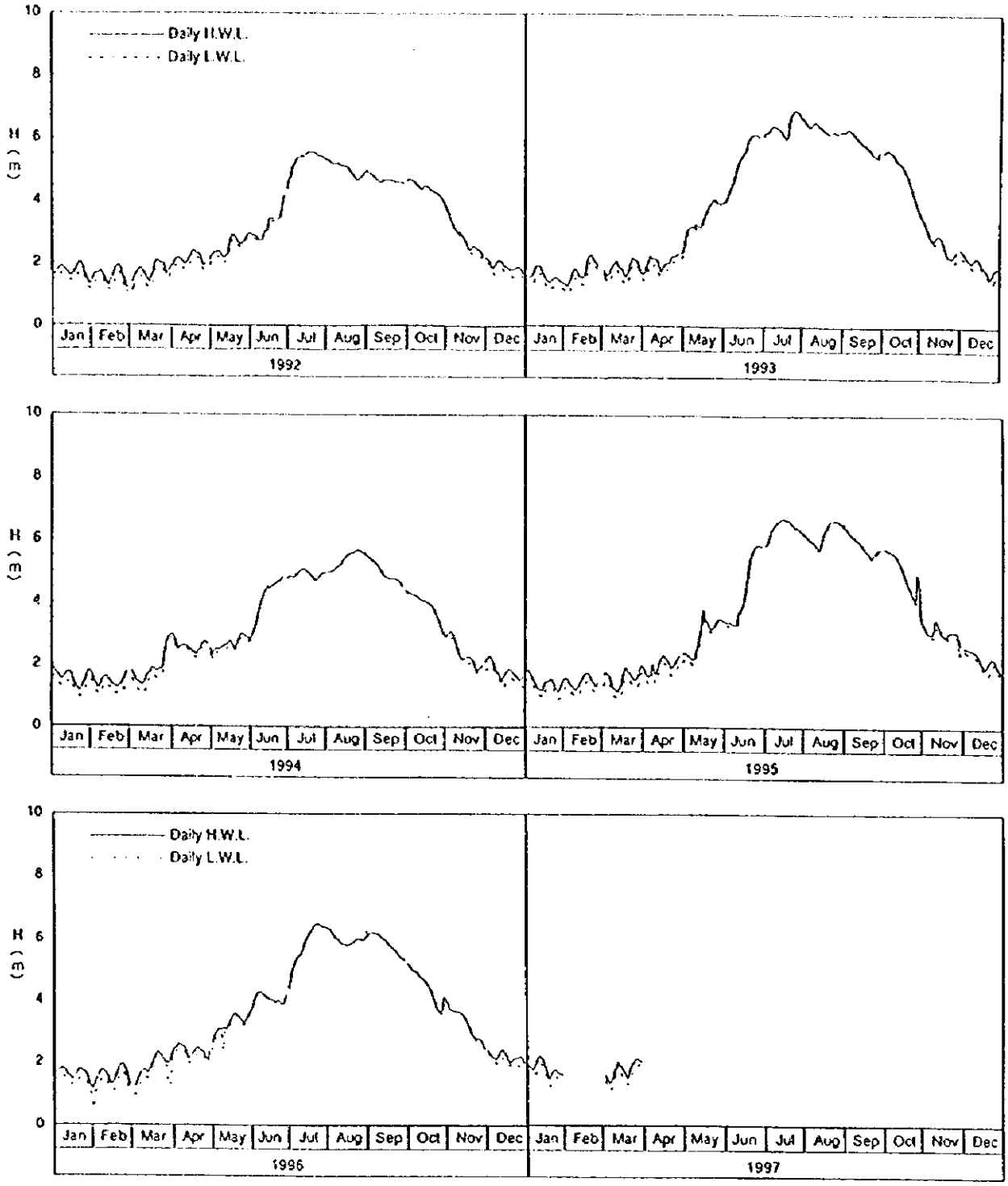


図 3.2.3　バイラブ・バザール水位変動記録（2／2）

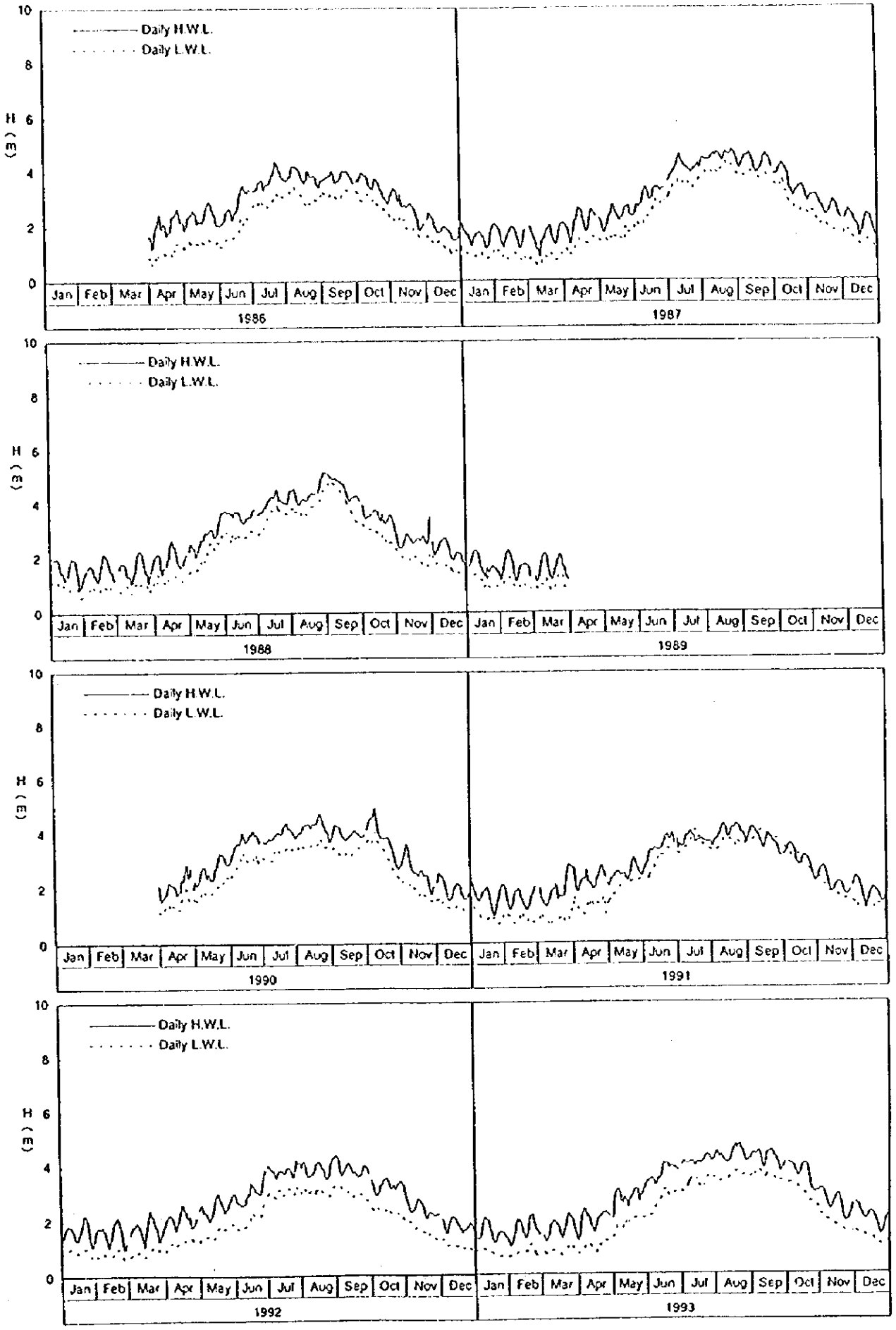


図 3.2.4　チャンドプール水位変動記録（1／2）

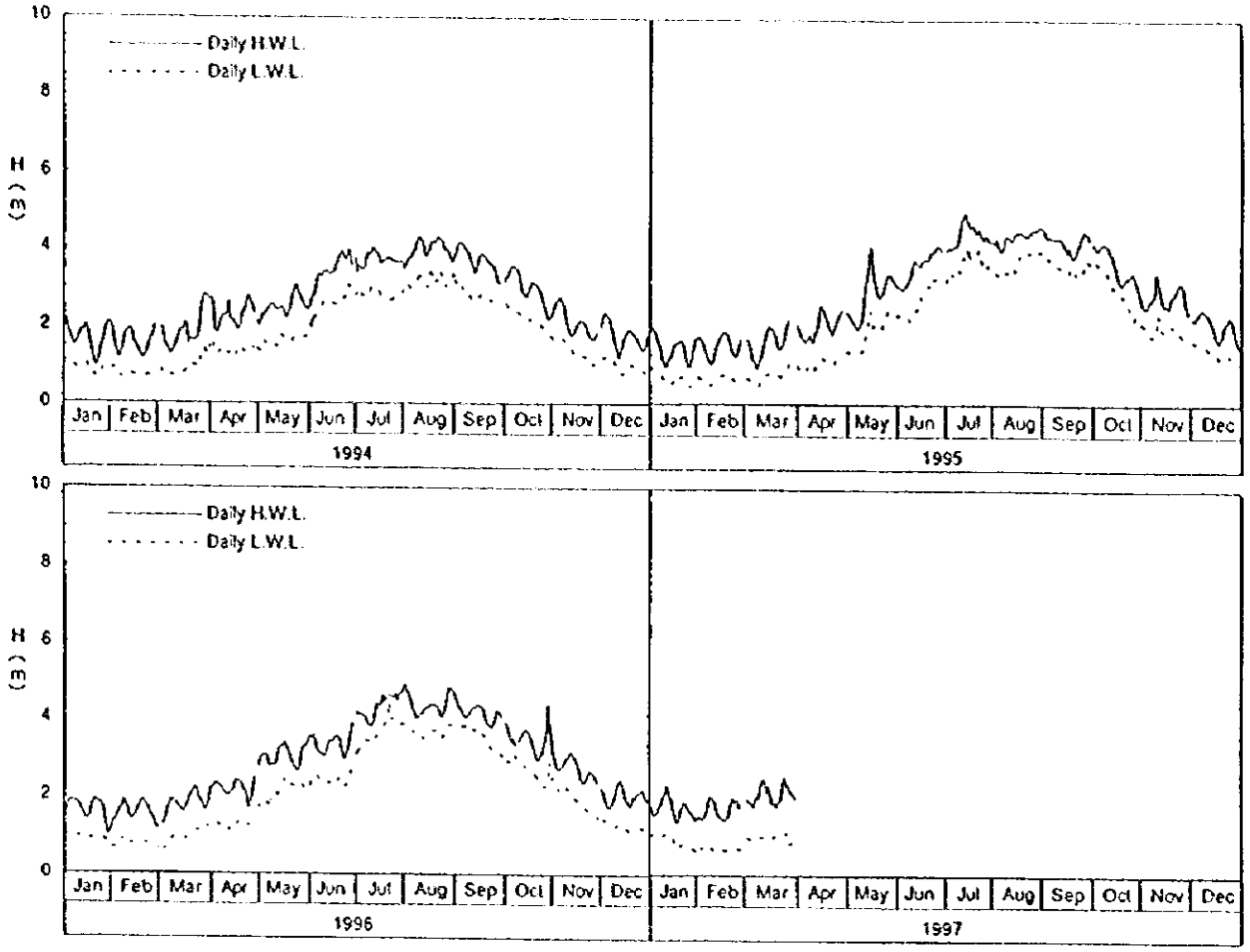


図 3.2.4　チャンドプール水位変動記録（2／2）

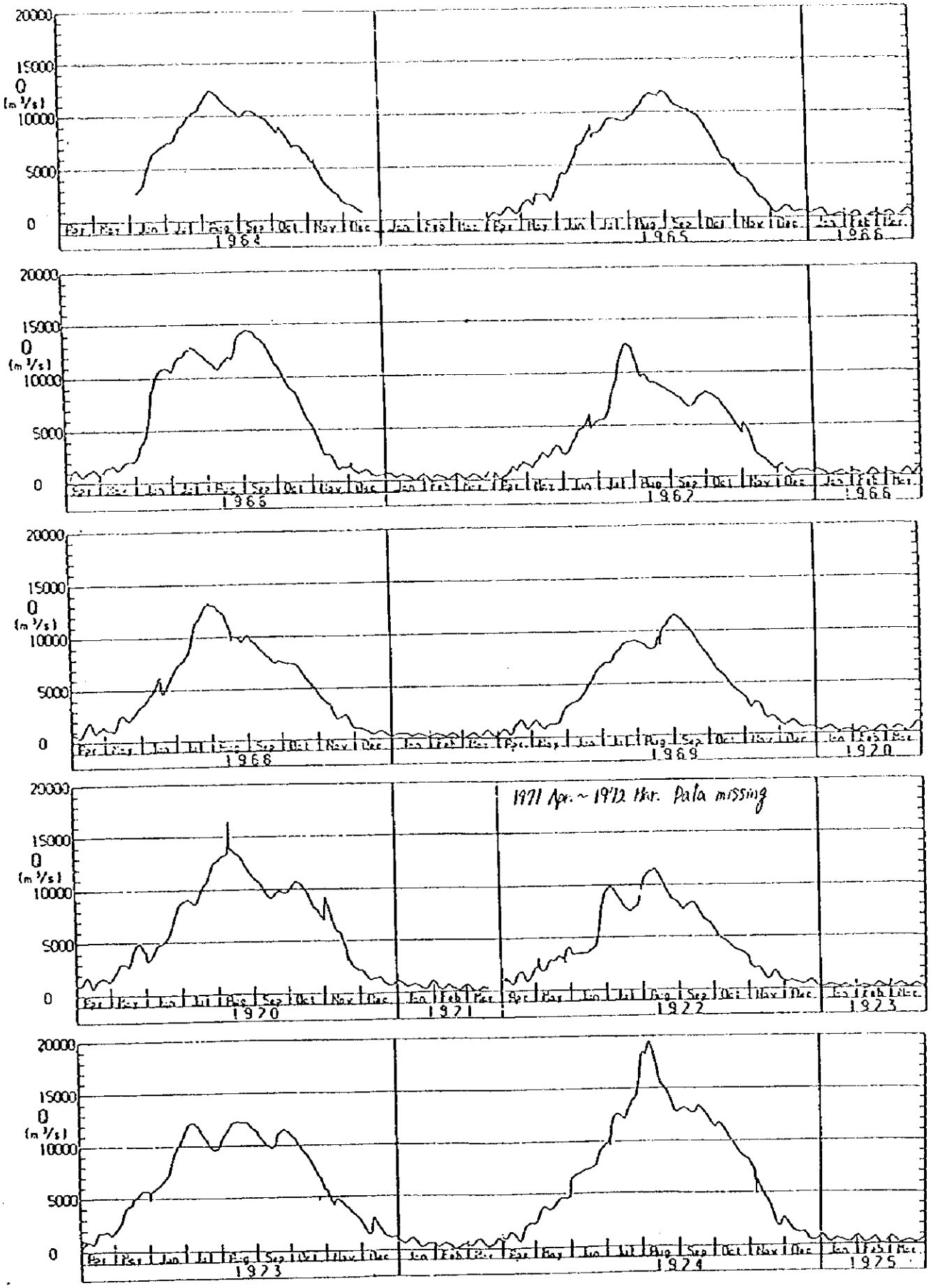


図 3.2.5　バイラブ・バザール流量変動記録（1／3）

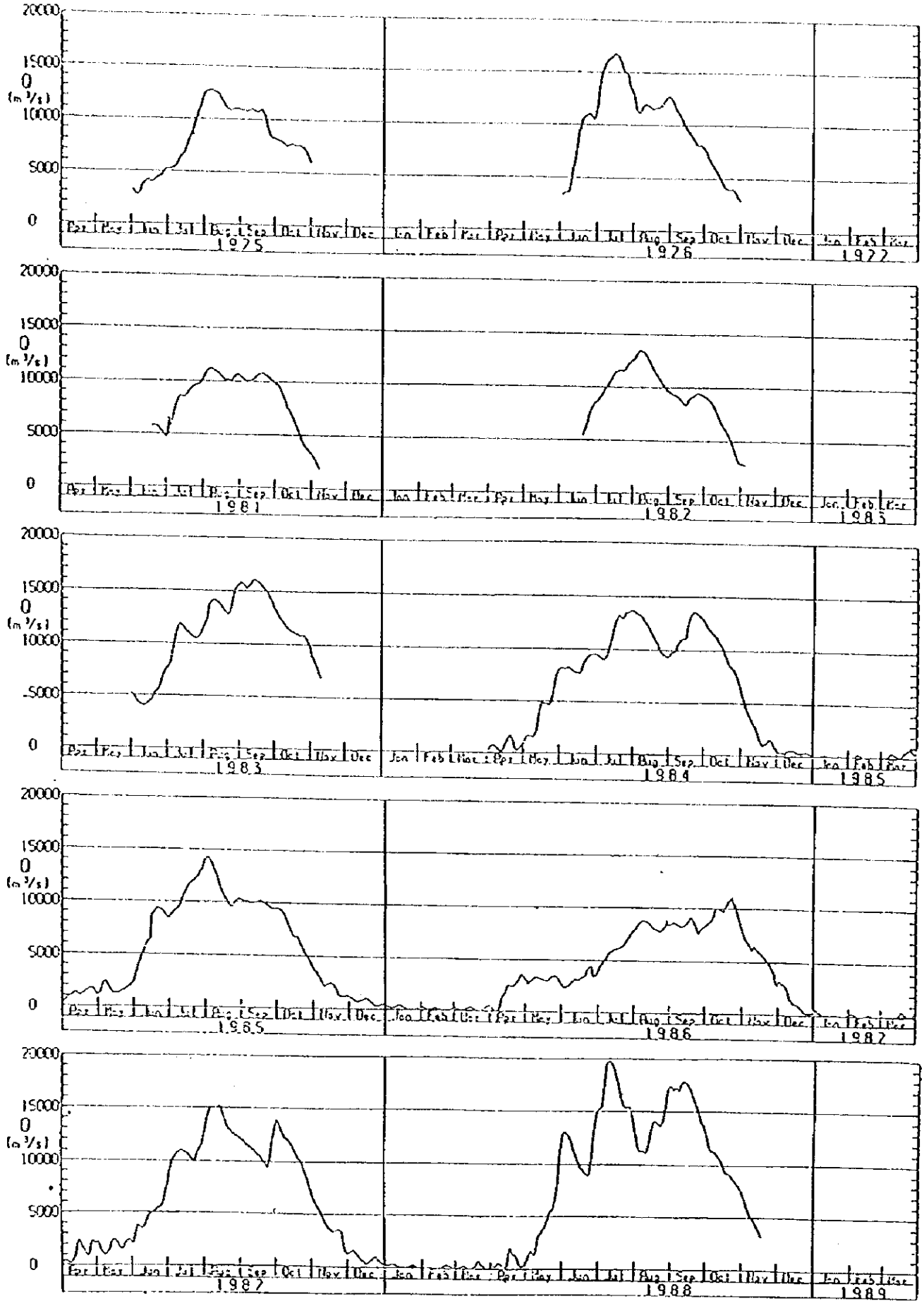


図 3.2.5　バイラブ・バザール流量変動記録（2／3）

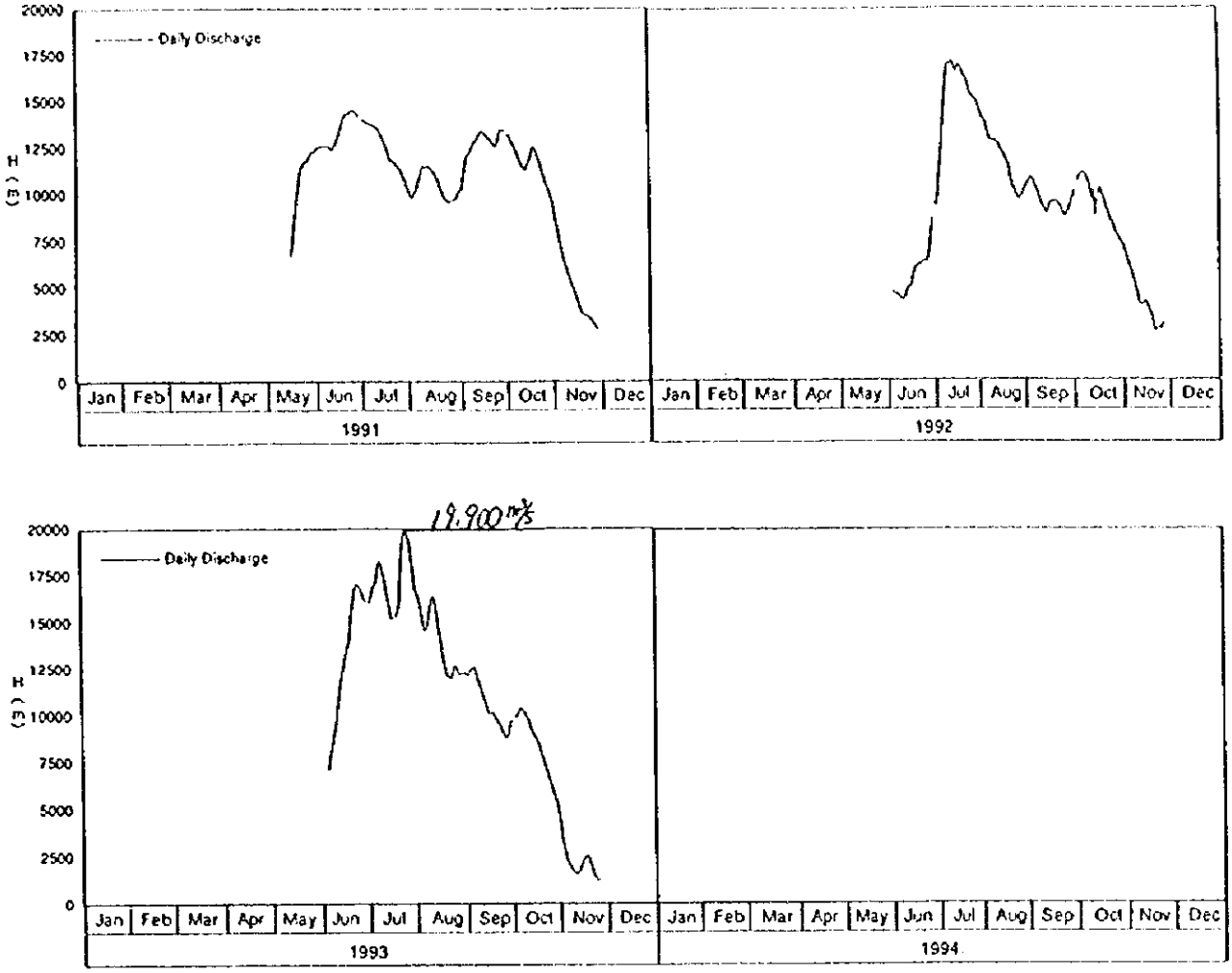


図 3.2.5　バイラブ・バザール流量変動記録（3／3）

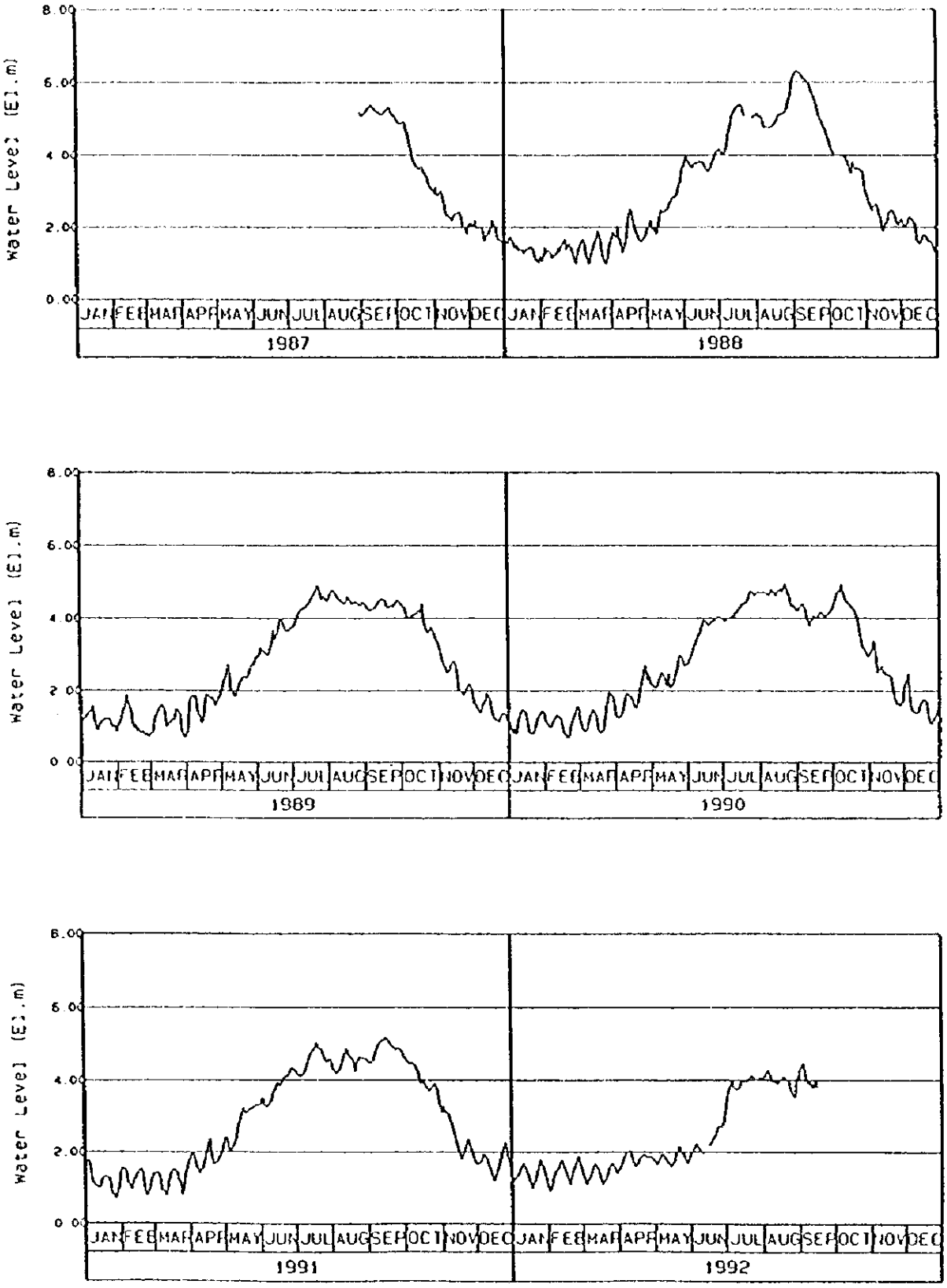


図 3.2.6　メグナ橋地点の水位変動記録（1987年9月～1992年9月）

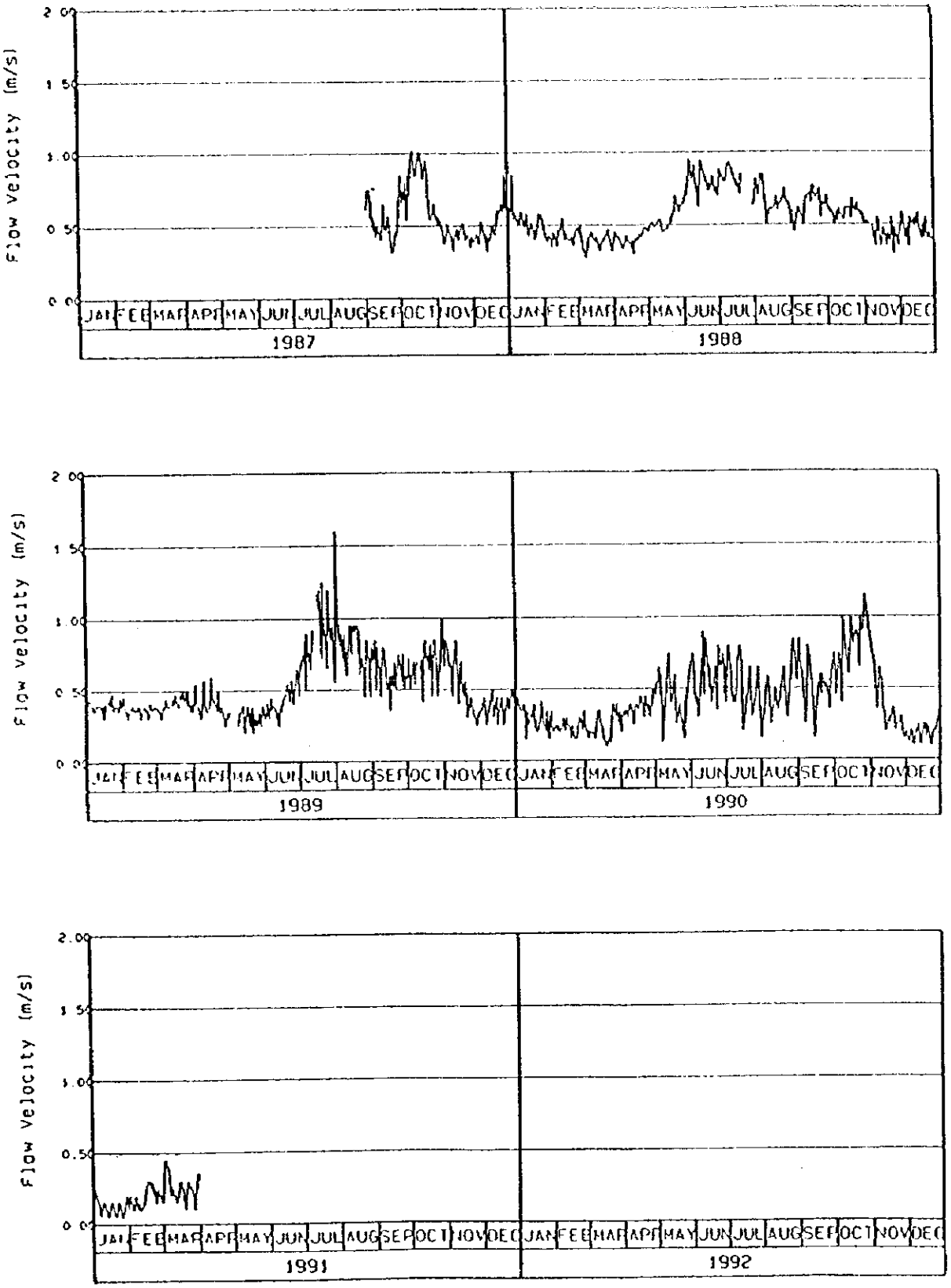


図 3.2.7　メグナ橋地点の流速変動記録（1987年9月～1991年3月）

（観測値は橋梁中央部上流側Ｐ５付近の表面流速値である。）

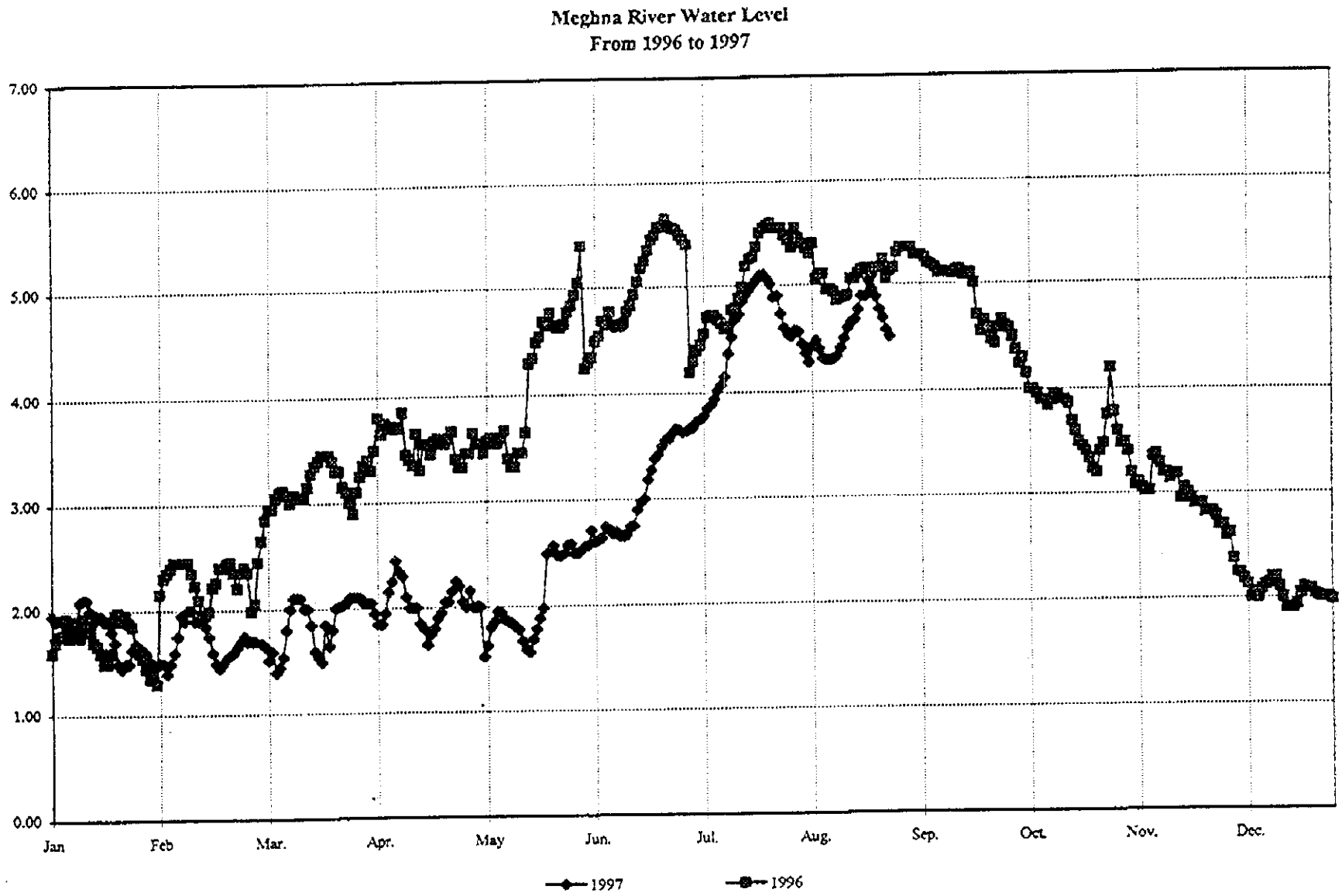


図3.2.8（1／2）　メグナ橋地点の水位変動記録（1996年1月～1997年8月）

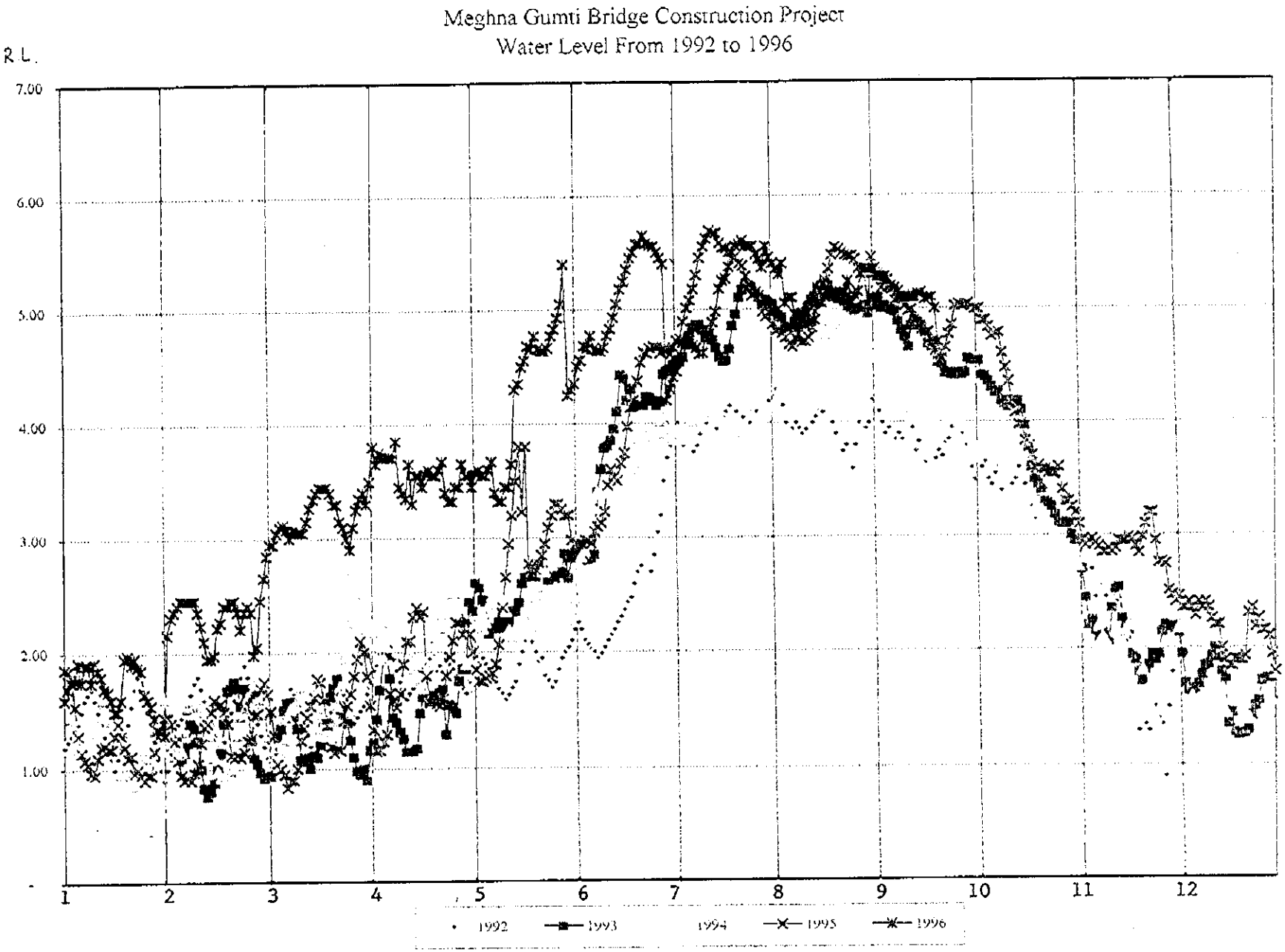
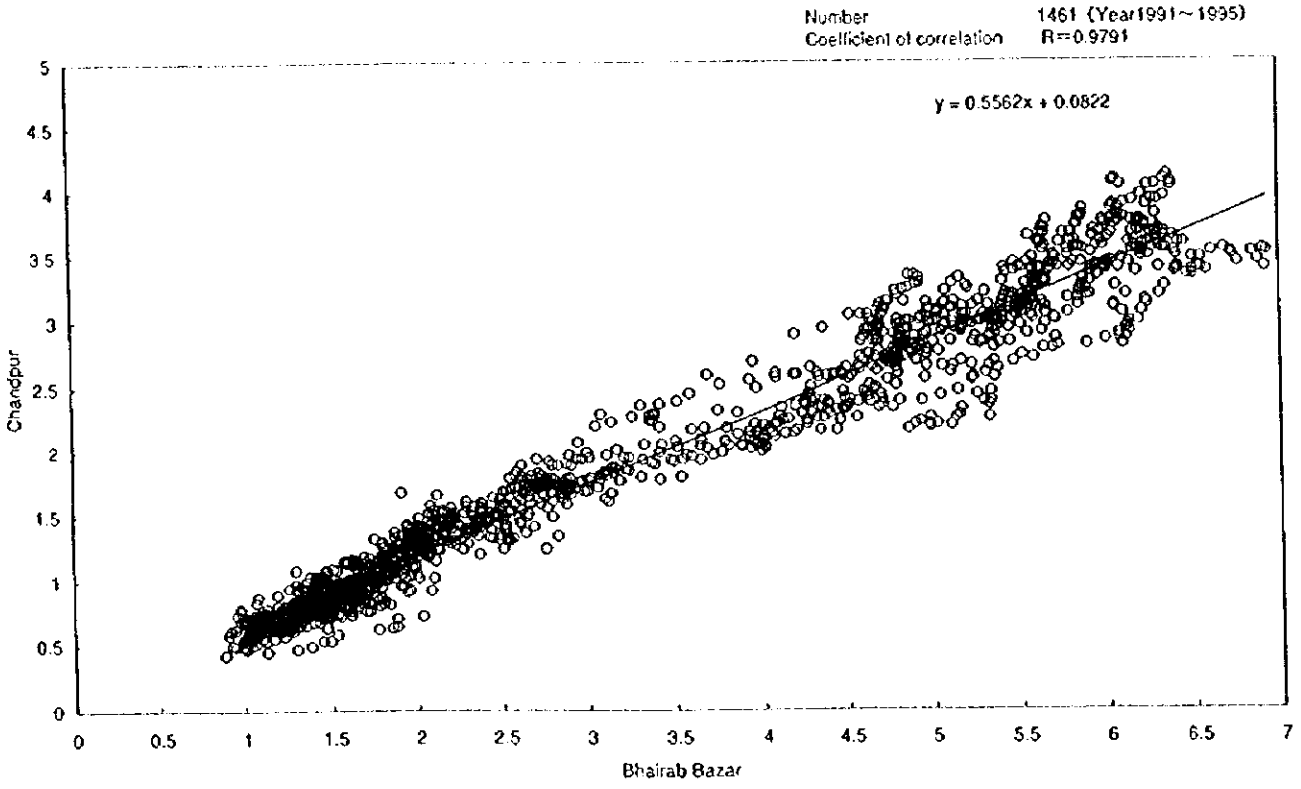


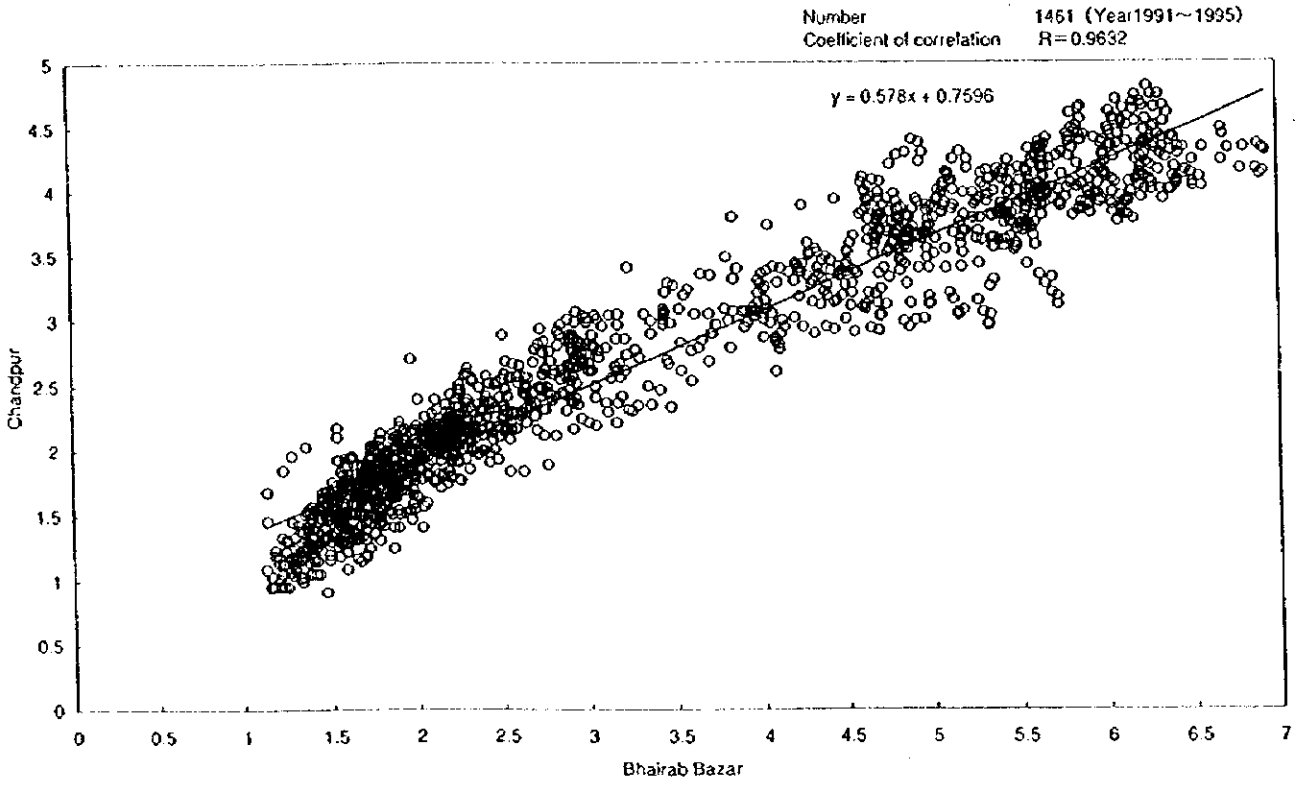
図-3-14

実際には -1.73m

図 3.2.8（2／2）　メグナ橋地点の水位変動記録（1992年1月～1996年9月）



(日 最 高 水 位)



(日 最 低 水 位)

図 3.2.9 バイラブ・バザールとチャンドプールの水位相関図

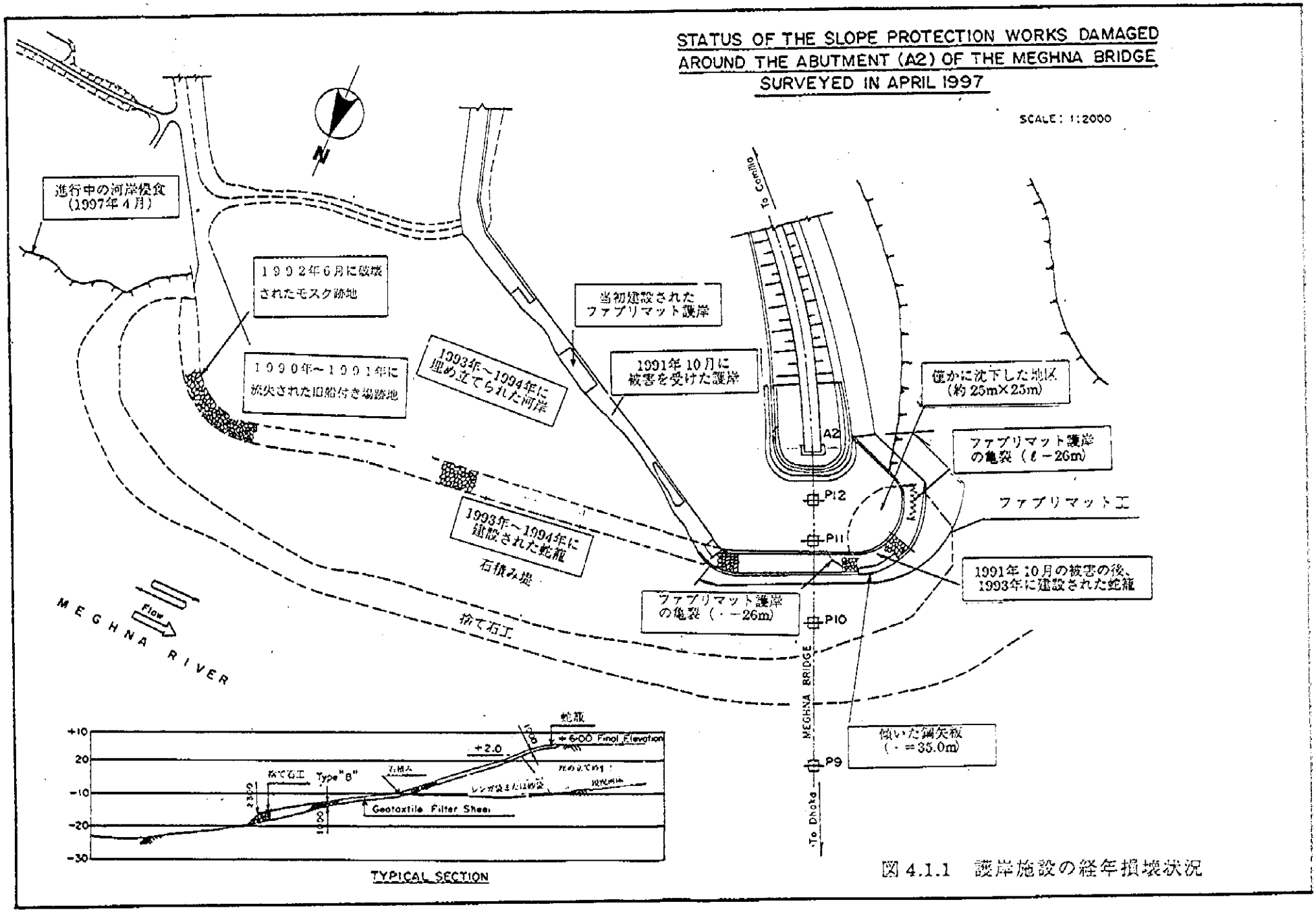
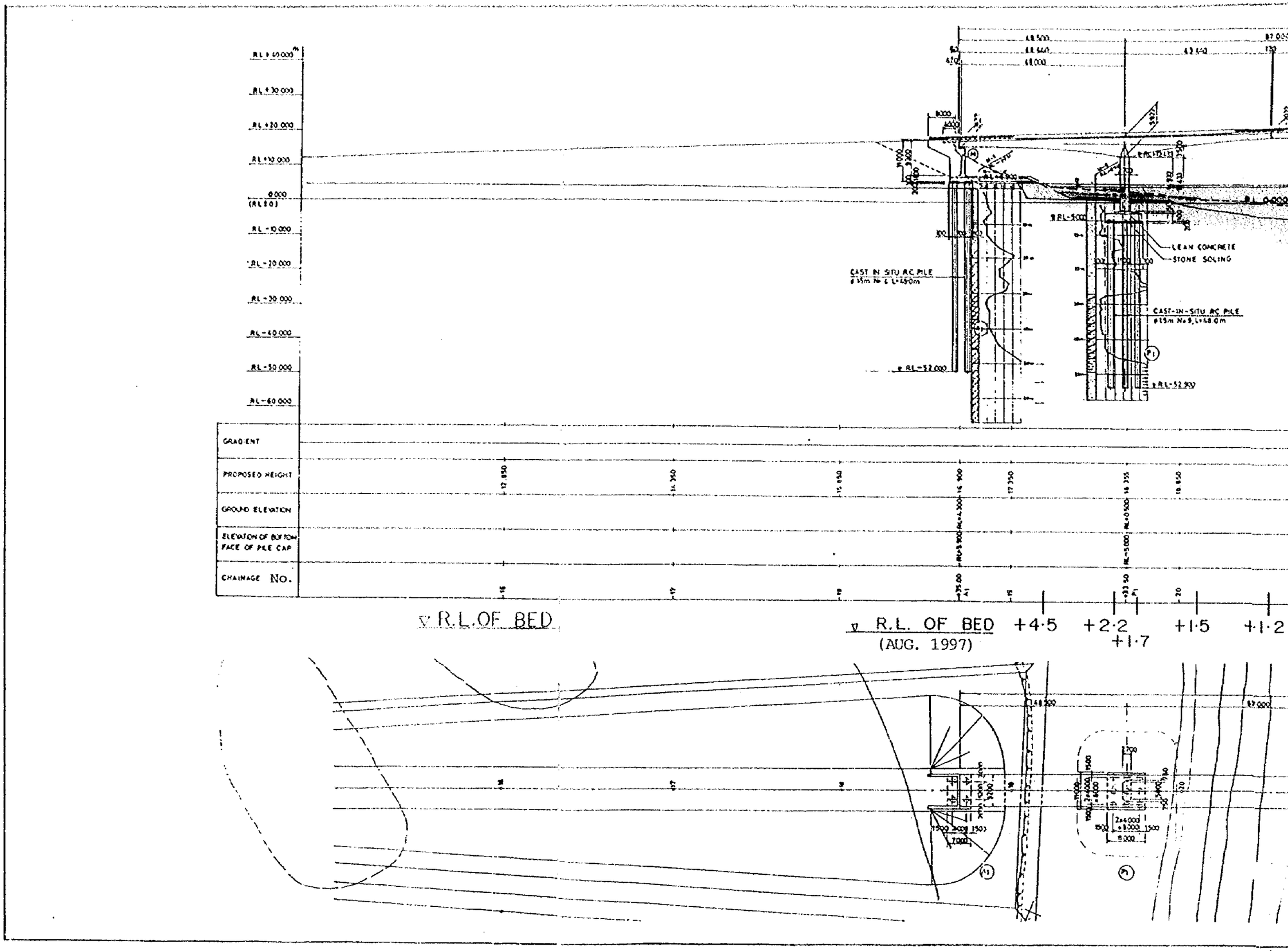
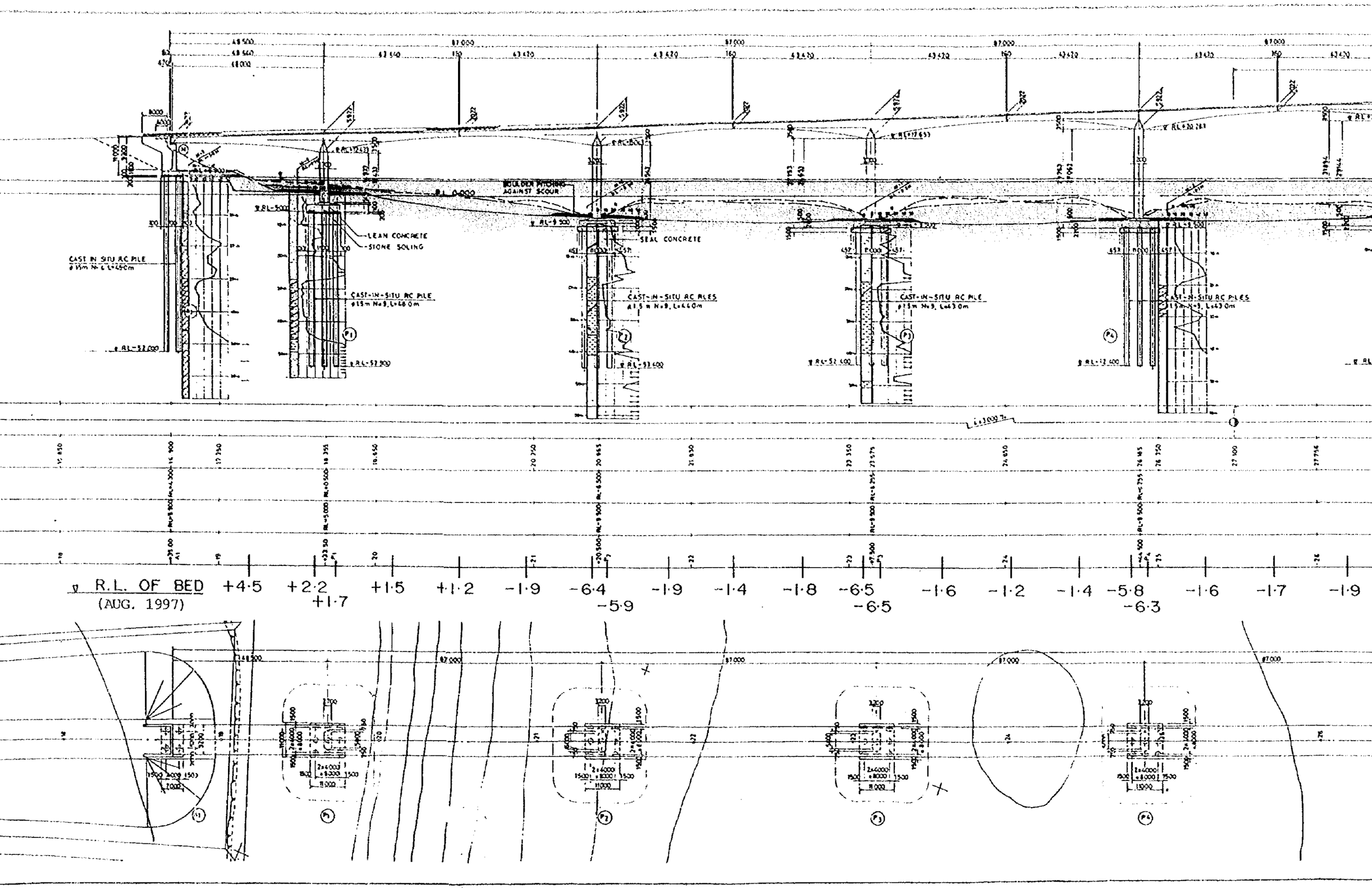
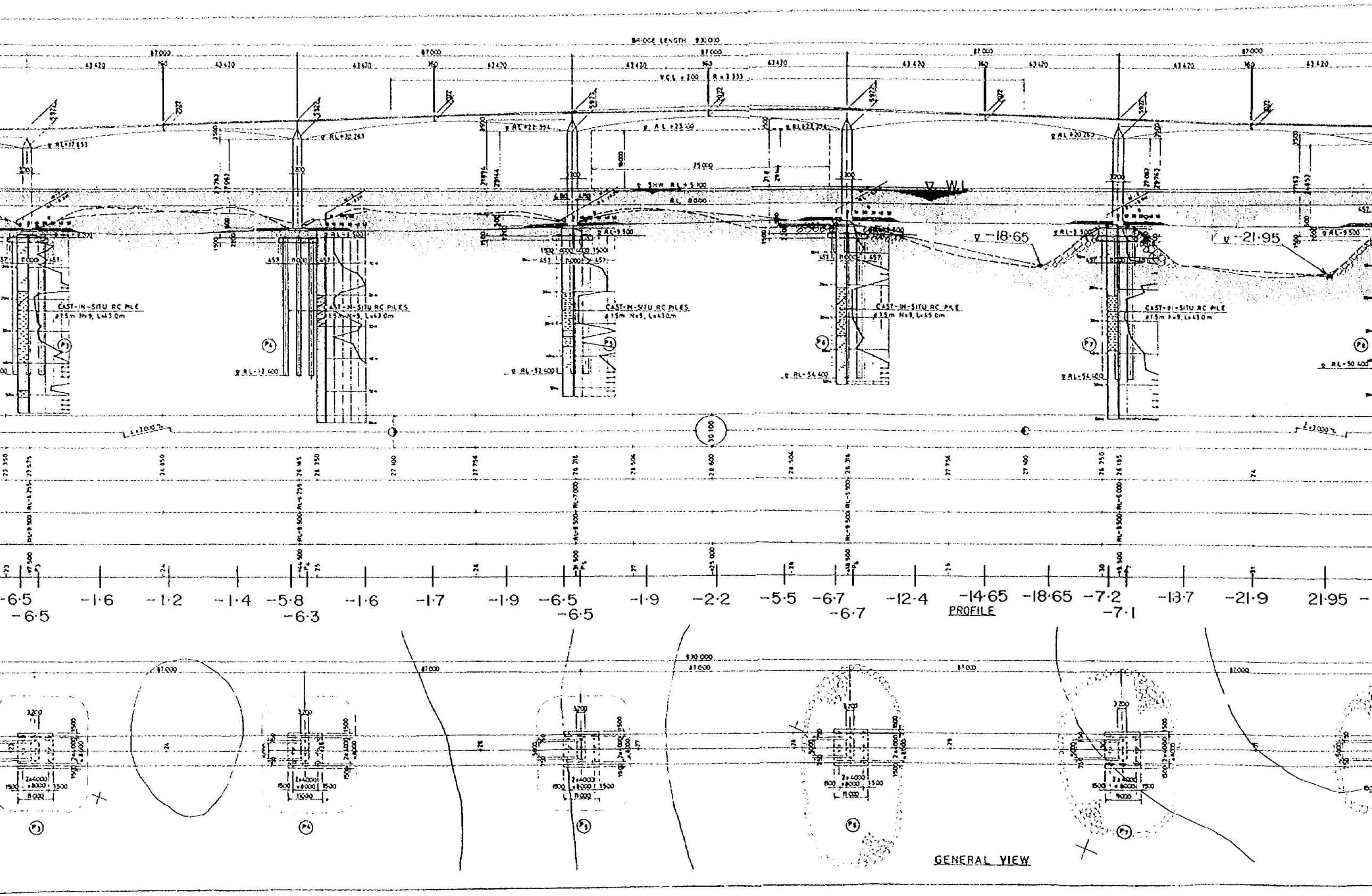


図 4.1.1　護岸施設の経年損壊状況

図-4-1


RL +40.000
RL +30.000
RL +20.000
RL +10.000
0.000
(RL±0)
RL -10.000
RL -20.000
RL -30.000
RL -40.000
RL -50.000
RL -60.000
GRADIENT
PROPOSED HEIGHT
GROUND ELEVATION
ELEVATION OF BOTTOM FACE OF PILE CAP
CHAINAGE No.
CAST IN SITU RC PILE
LEAN CONCRETE
STONE SOLING
CAST-IN-SITU RC PILE
RL-52.000
RL-52.900
R.L.OF BED
R.L. OF BED
(AUG. 1997)
+4·5
+2·2
+1·7
+1·5
+1·2


BOULDER PITCHING AGAINST SCOUR
LEAN CONCRETE
STONE SOLING
SEAL CONCRETE
CAST IN SITU RC PILE
CAST-IN-SITU RC PILE
CAST-IN-SITU RC PILES
R.L. OF BED
(AUG. 1997)
+4·5
+2·2
+1·7
+1·5
+1·2
-1·9
-6·4
-5·9
-1·9
-1·4
-1·8
-6·5
-6·5
-1·6
-1·2
-1·4
-5·8
-6·3
-1·6
-1·7
-1·9


BRIDGE LENGTH 930000
V.C.L. = 300 R = 3 333
SHW RL +5 300
RL 0000
WL
V -18·65
V -21·95
CAST-IN-SITU RC PILE
CAST-IN-SITU RC PILES
-6·5 -1·6 -1·2 -1·4 -5·8 -1·6 -1·7 -1·9 -6·5 -1·9 -2·2 -5·5 -6·7 -12·4 -14·65 -18·65 -7·2 -13·7 -21·9 21·95
-6·5 -6·3 -6·5 -6·7 -7·1
PROFILE
GENERAL VIEW

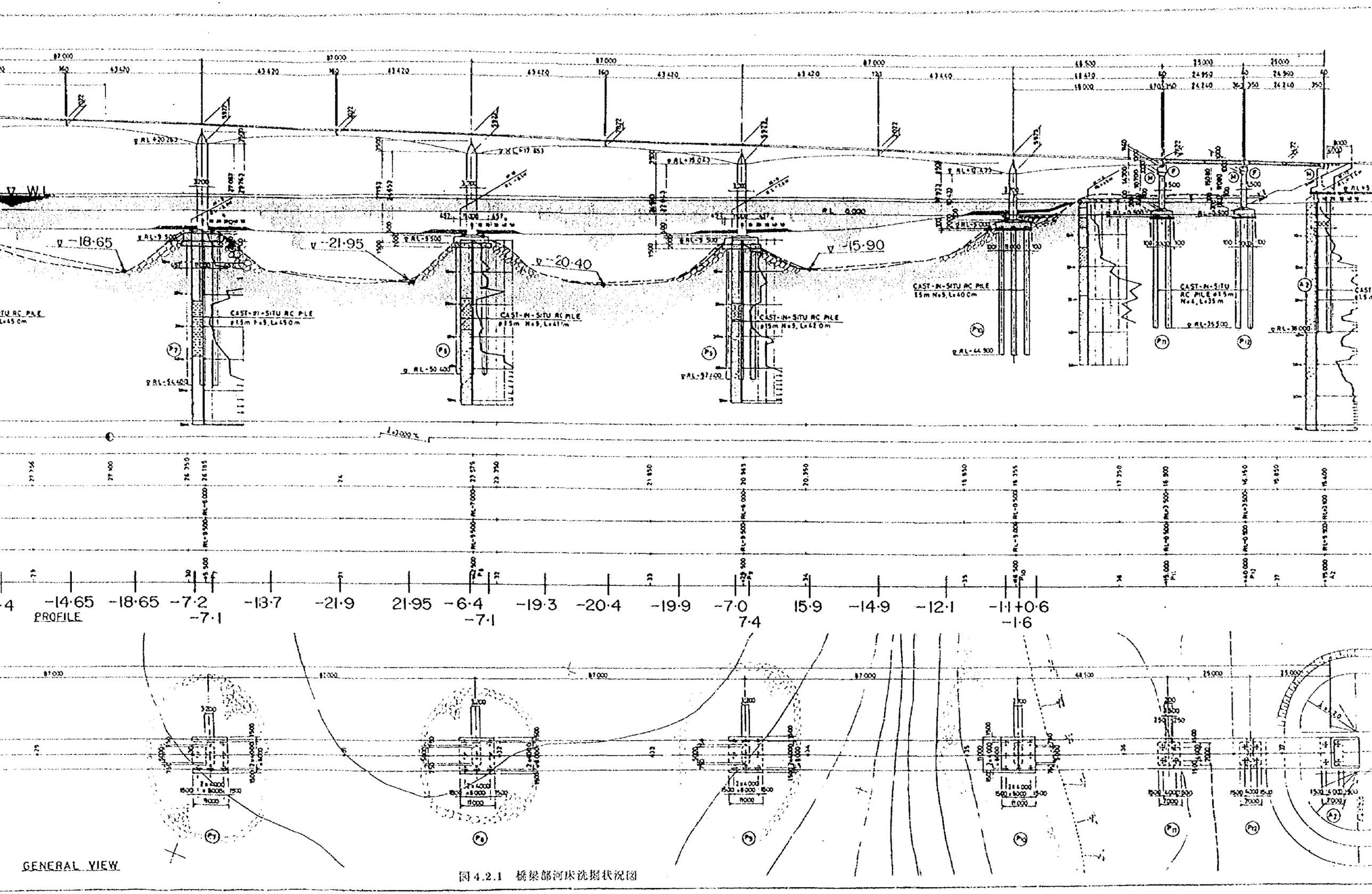
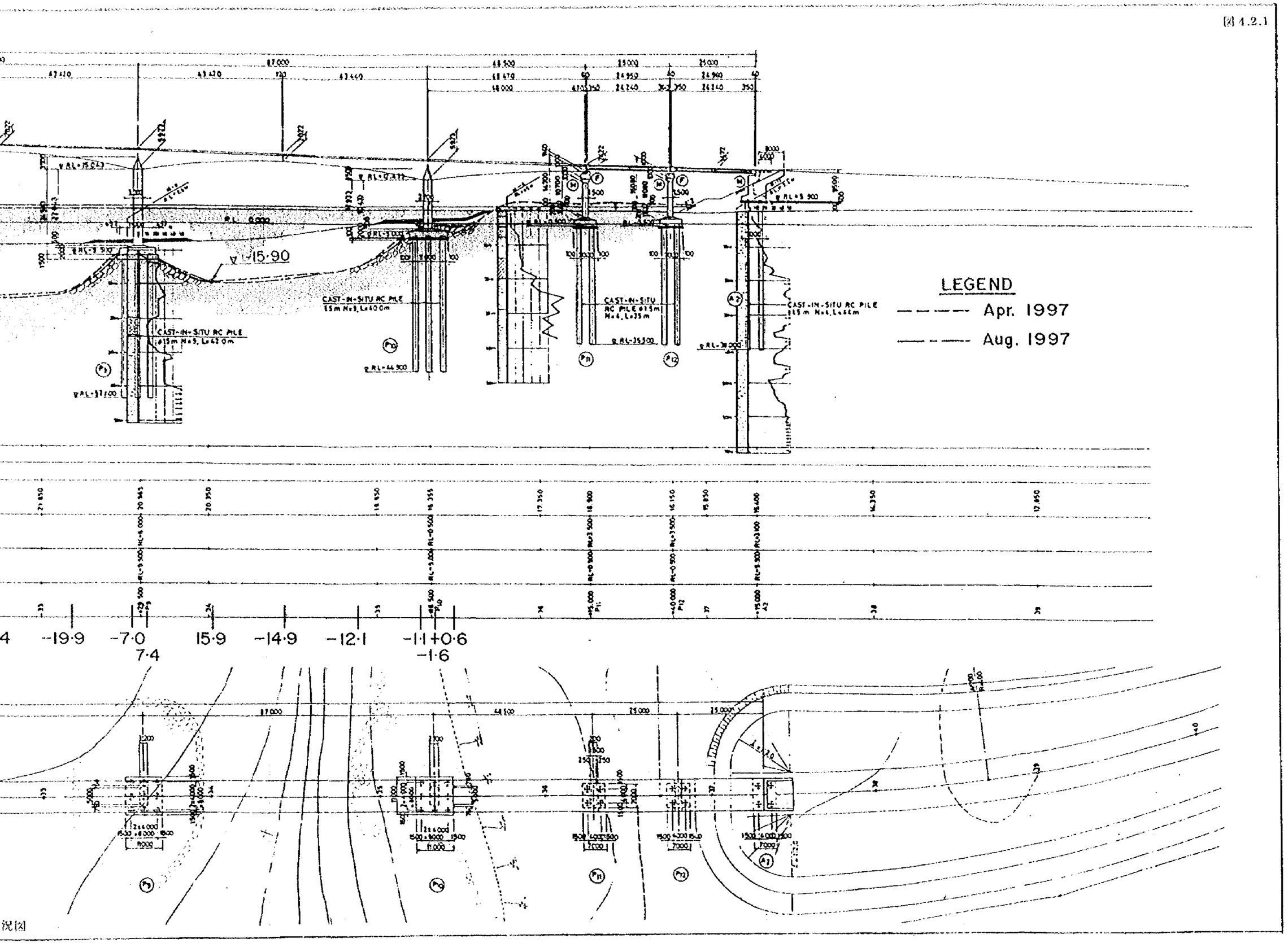


図 4.2.1　橋梁部河床洗掘状況図


LEGEND
Apr. 1997
Aug. 1997
CAST-IN-SITU RC PILE
CAST-IN-SITU RC PILE
CAST-IN-SITU RC PILE
-15·90
-19·9
-7·0
7·4
15·9
-14·9
-12·1
-1·1
+0·6
-1·6

況図

図-4-2

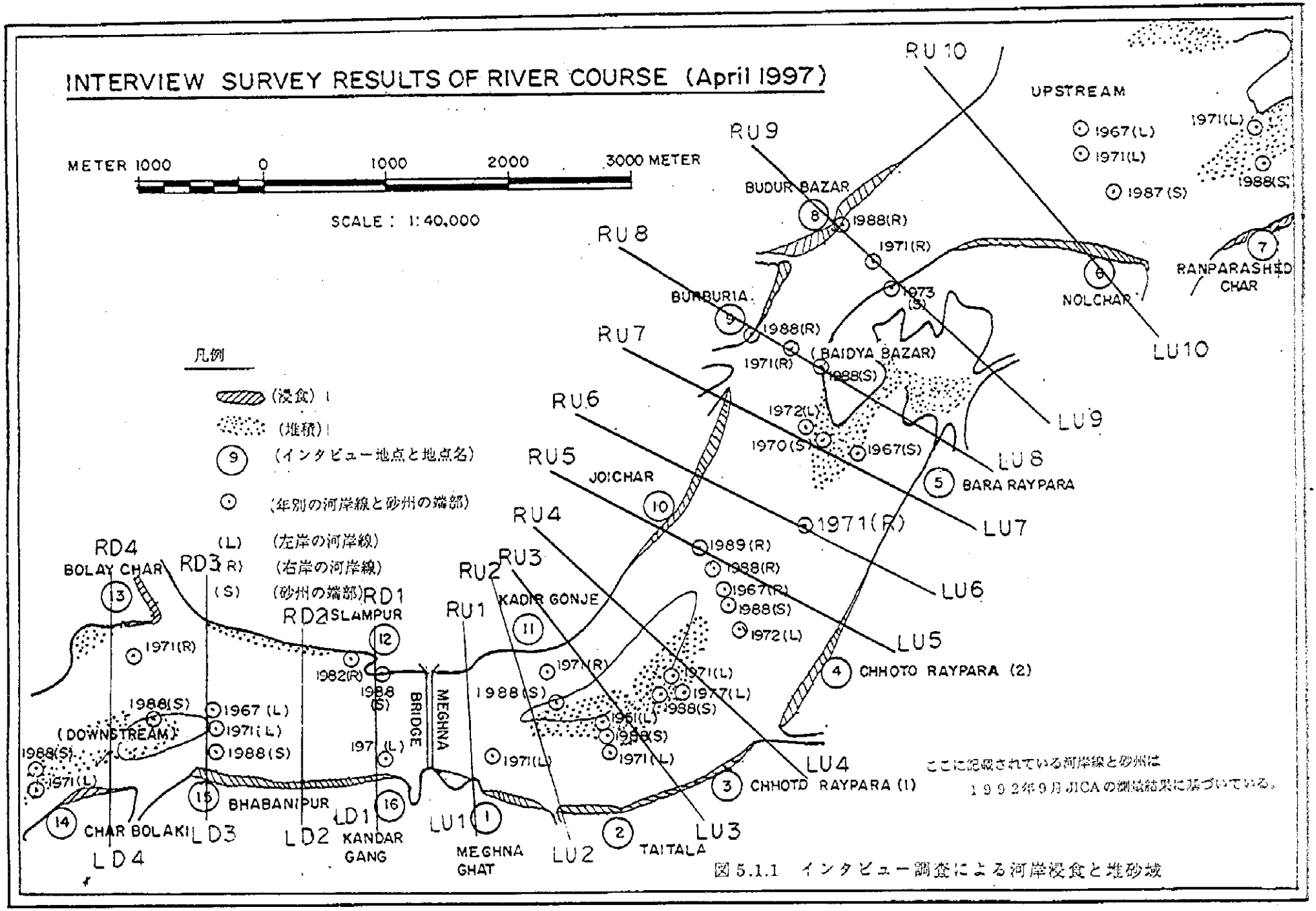


図 5.1.1 インタビュー調査による河岸浸食と堆砂域

図-5-1

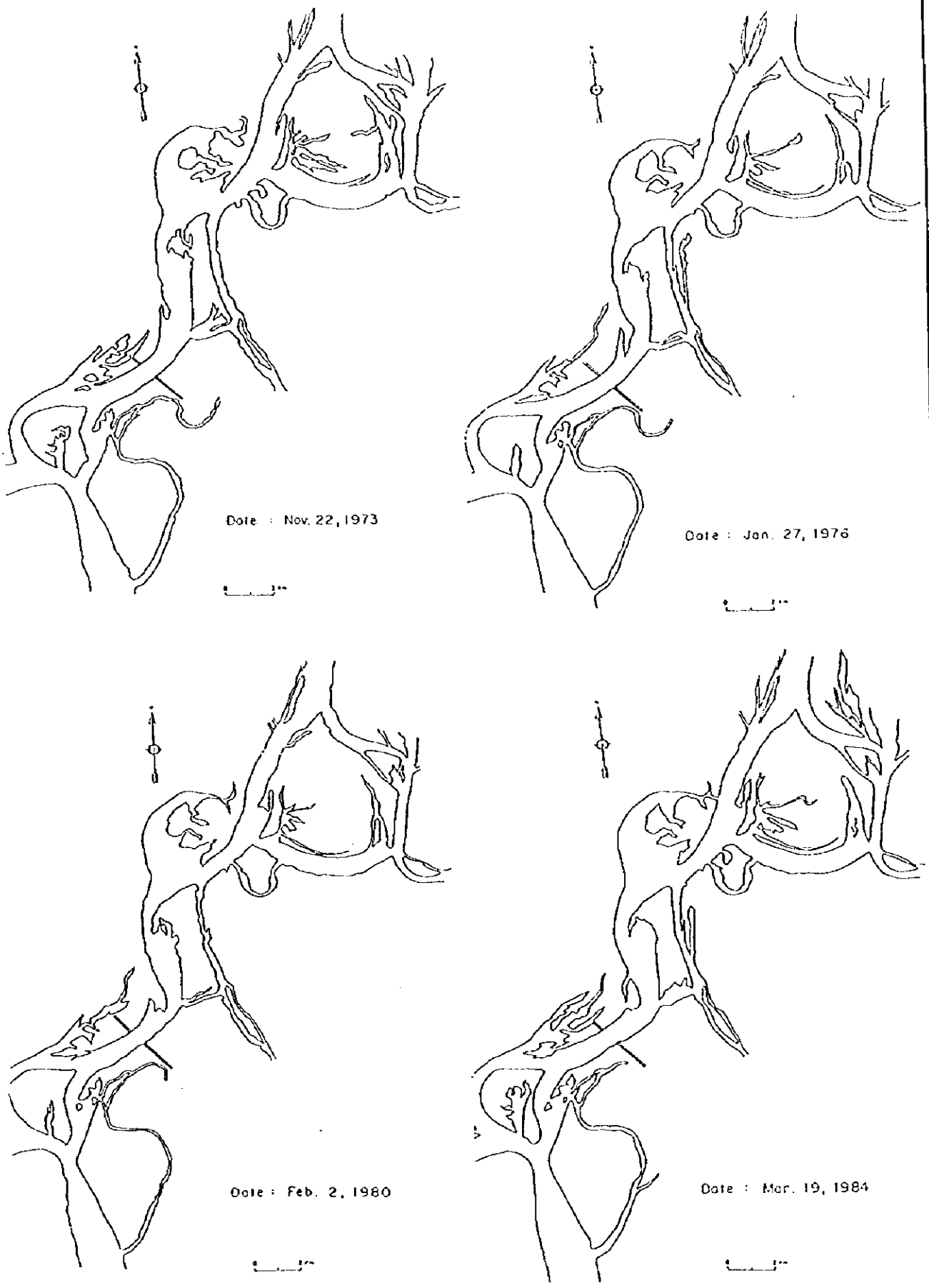

Date : Nov. 22, 1973
Date : Jan. 27, 1976
Date : Feb. 2, 1980
Date : Mar. 19, 1984

図 5.1.2　河岸線図（1／3）

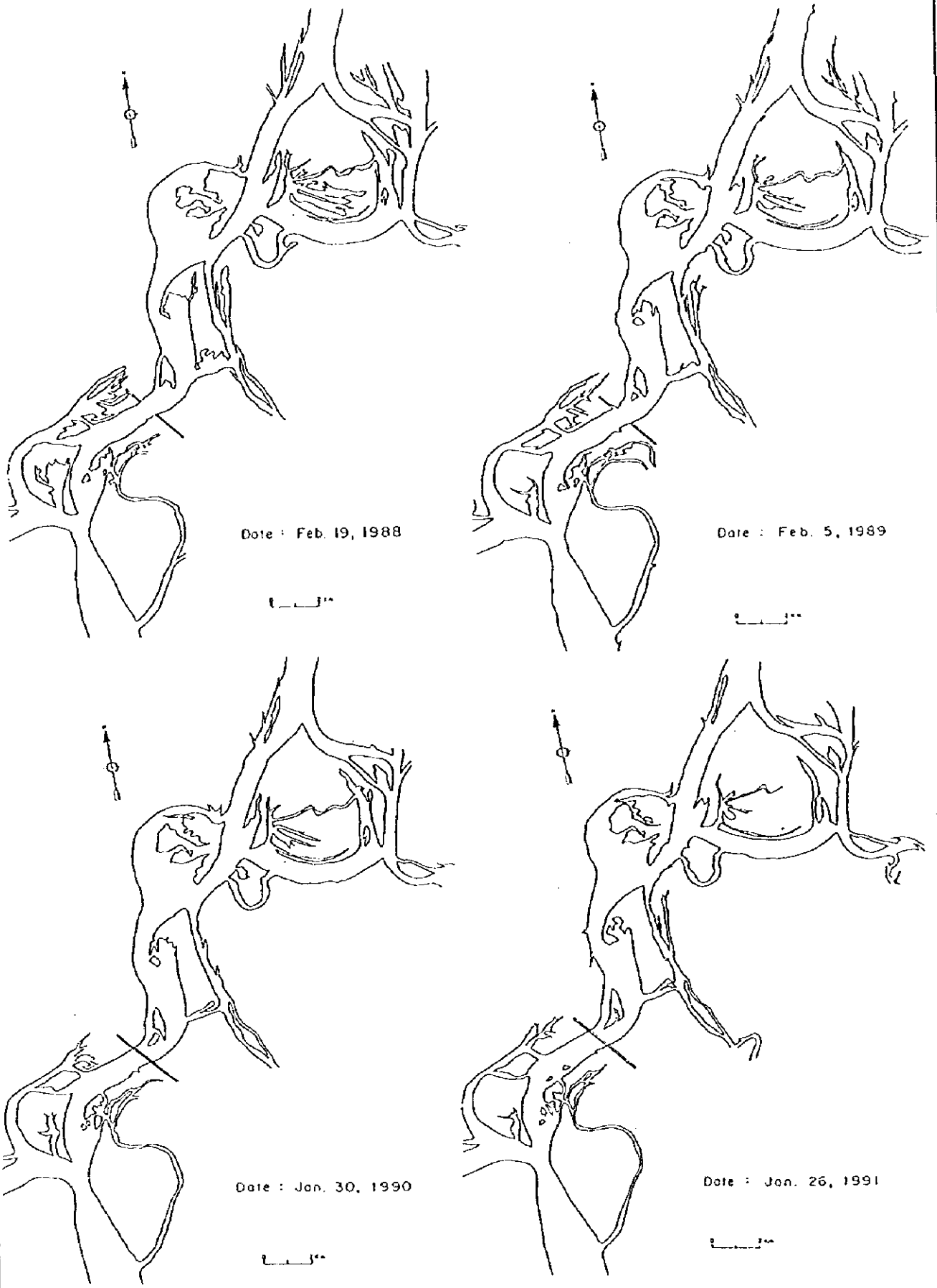

Date : Feb. 19, 1988
Date : Feb. 5, 1989
Date : Jan. 30, 1990
Date : Jan. 26, 1991

図 5.1.2　河岸線図（2／3）

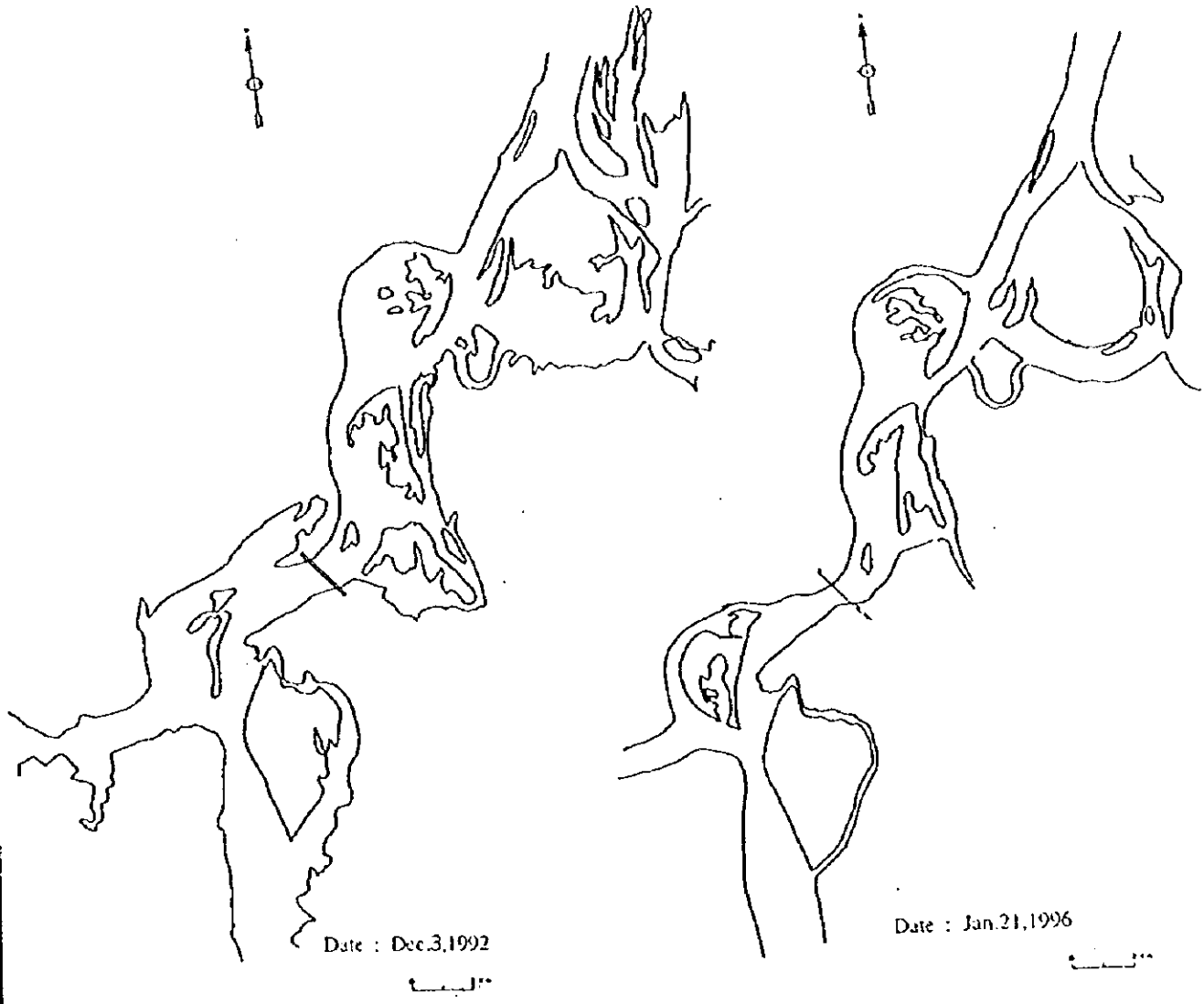


図 5.1.2　河岸線図（3／3）

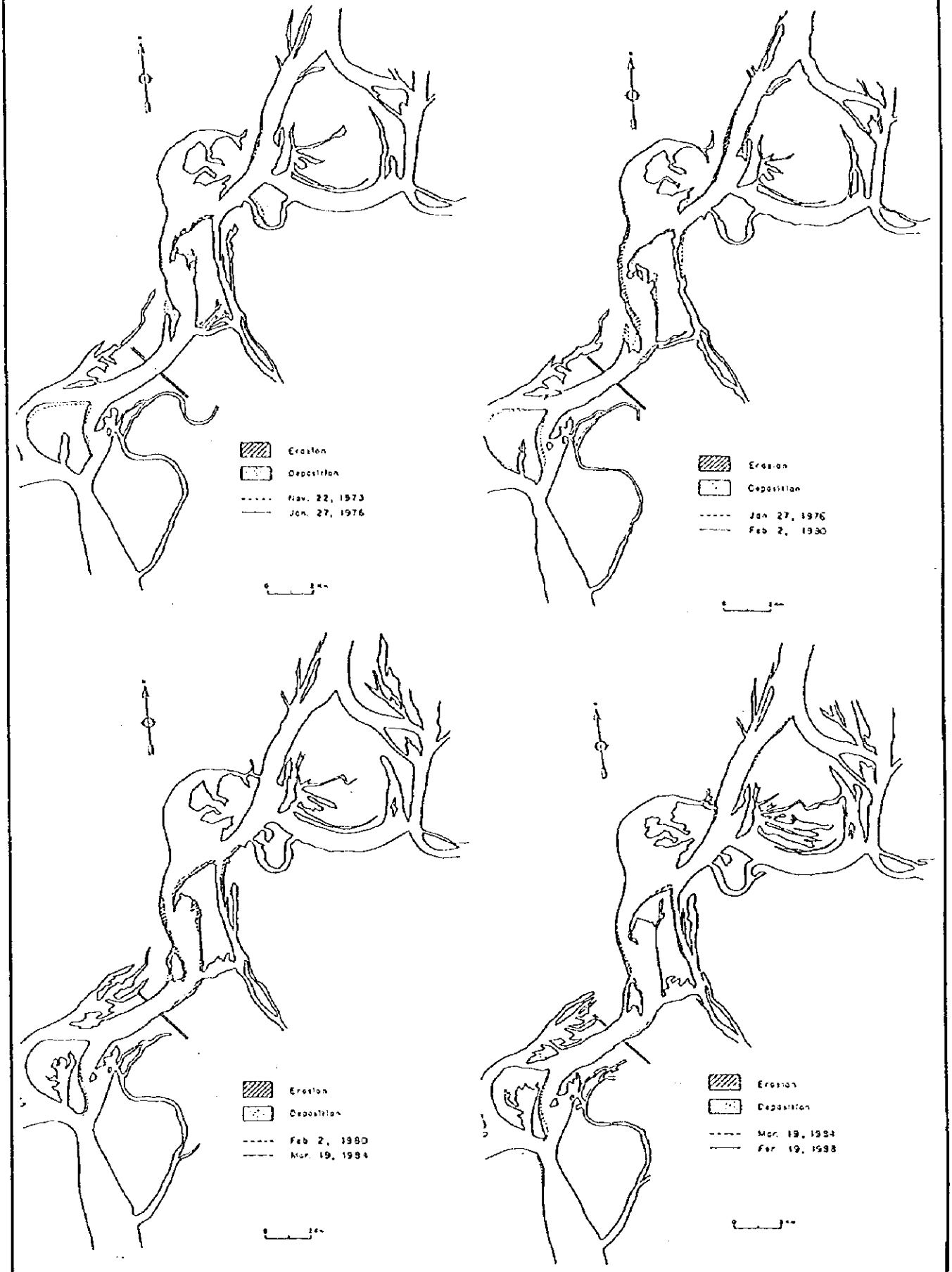


図 5.1.3　河岸線比較図（1／3）

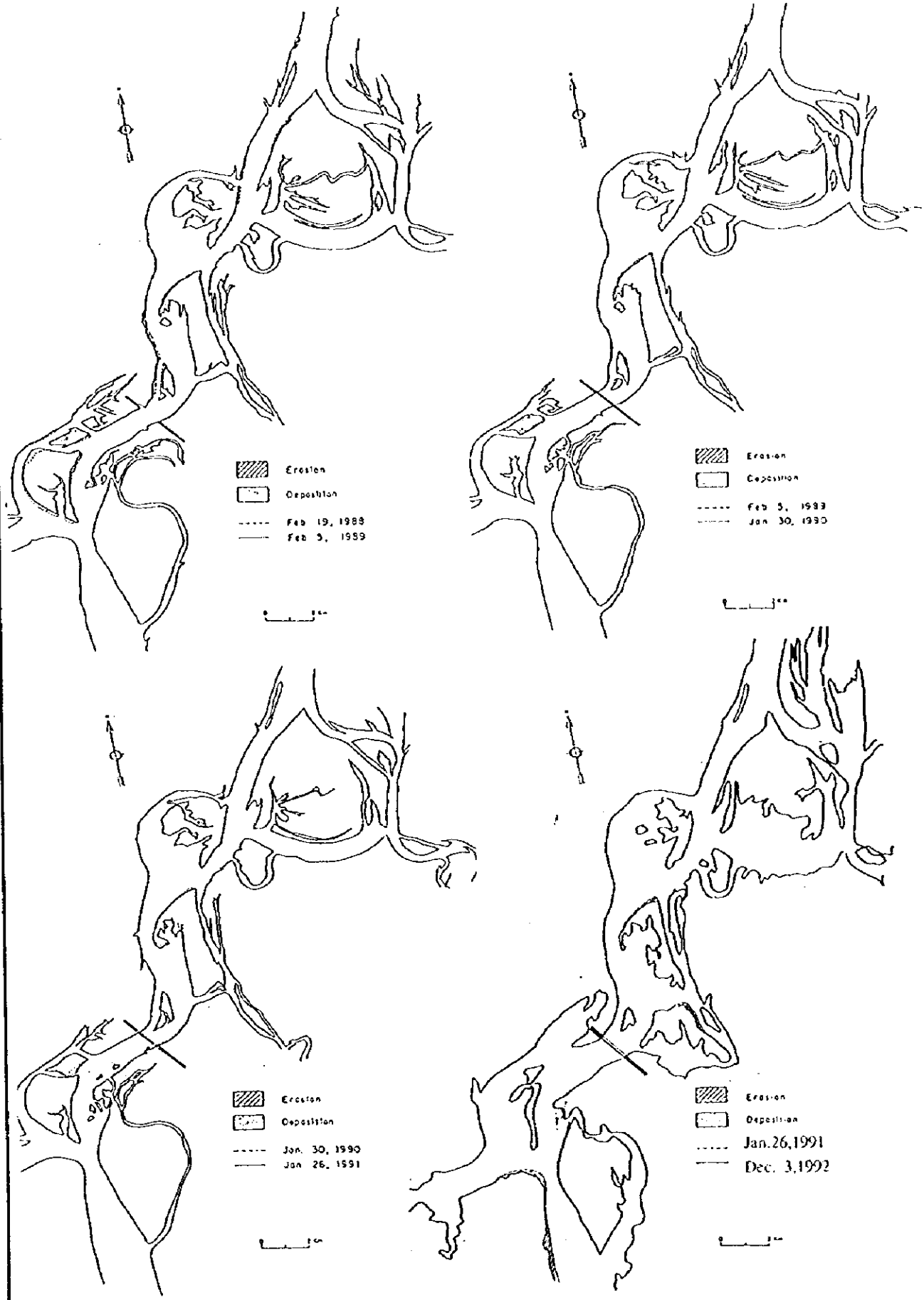


図 5.1.3　河岸線比較図（2／3）

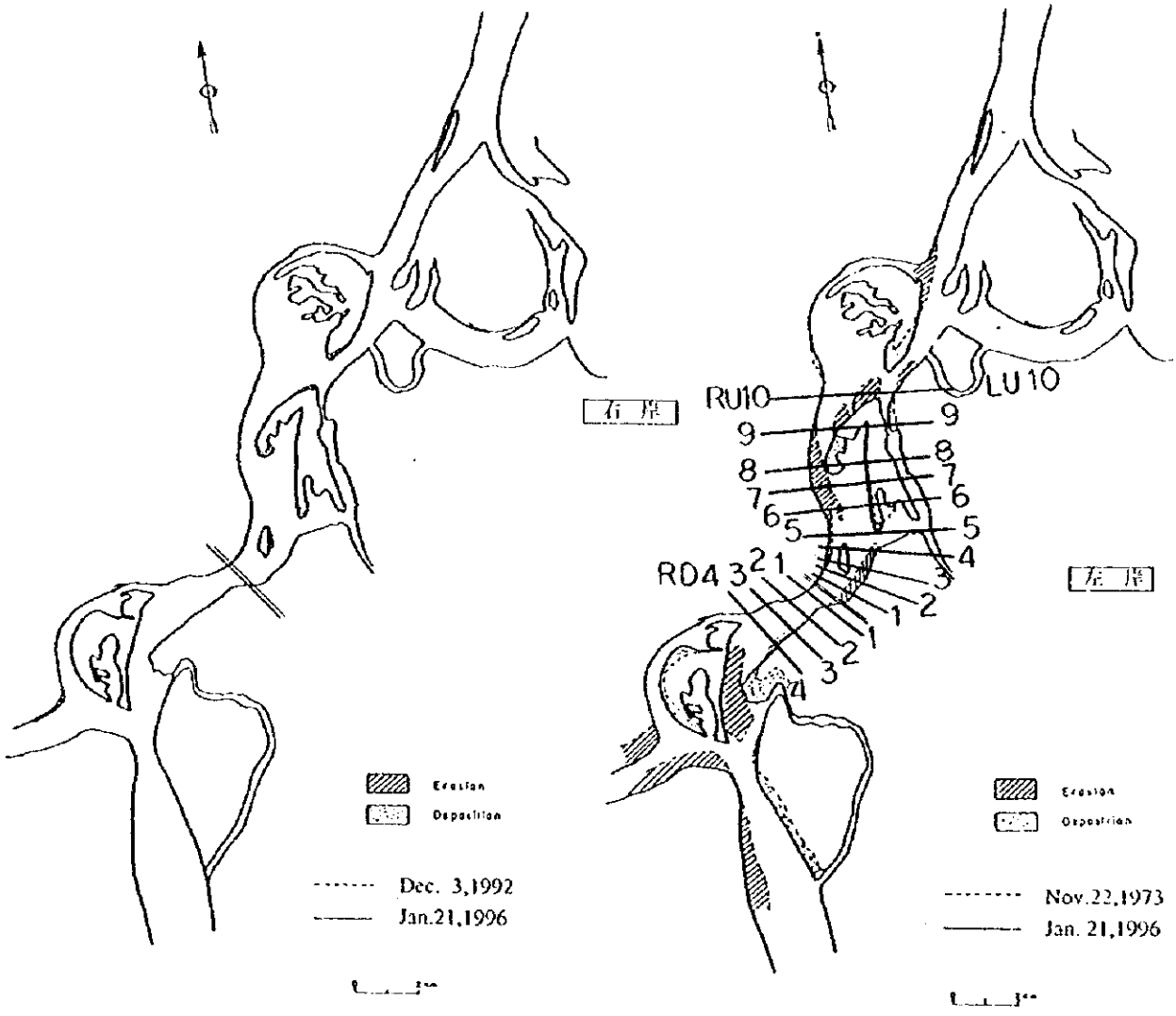


図 5.1.3　河岸線比較図（3／3）

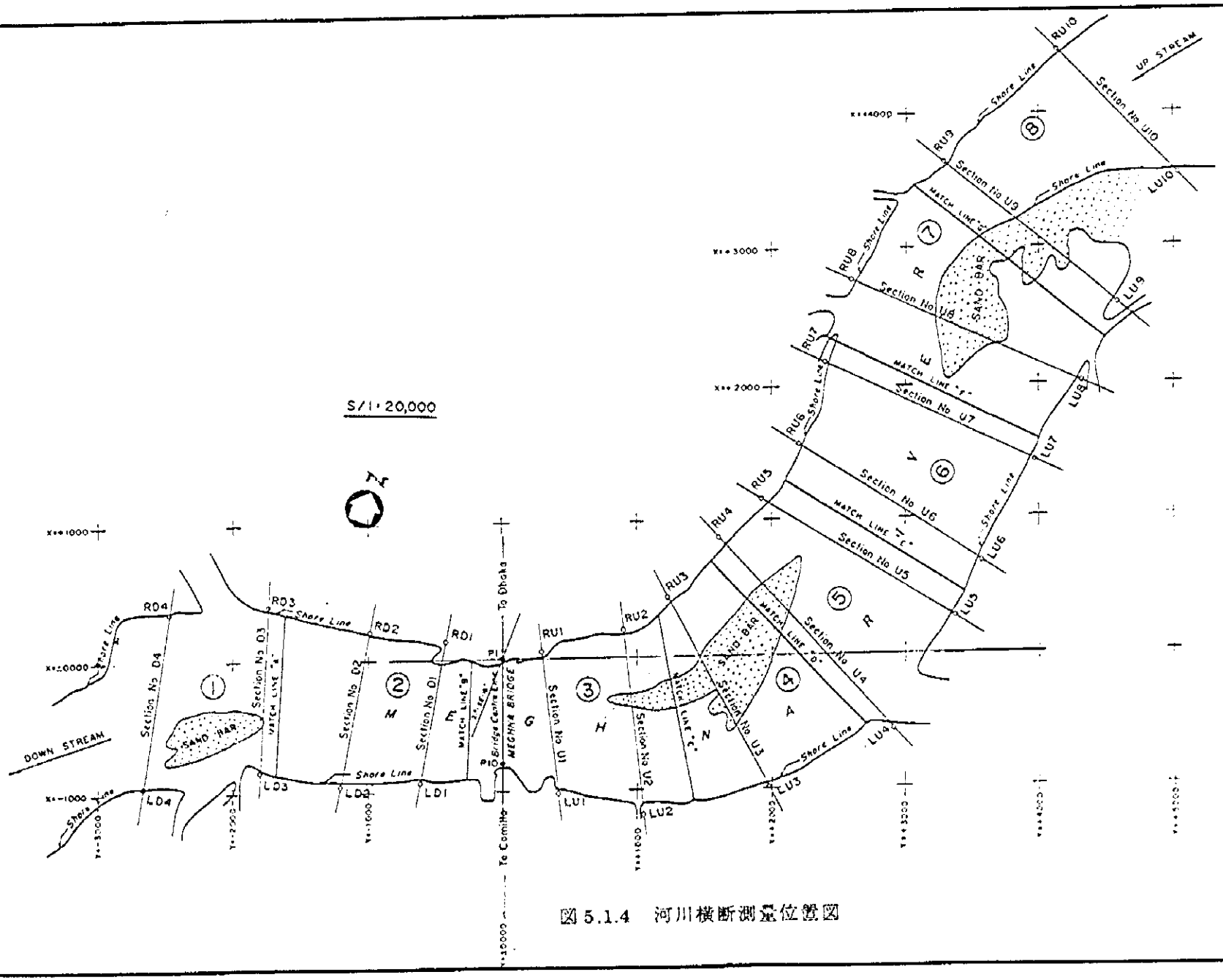

S/1:20,000
DOWN STREAM
UP STREAM
To Comilla
To Dhaka
MEGHNA BRIDGE
Bridge Centre Line
SAND BAR
Shore Line
Section No D4
Section No D3
Section No D2
Section No D1
Section No U1
Section No U2
Section No U3
Section No U4
Section No U5
Section No U6
Section No U7
Section No U8
Section No U9
Section No U10
MATCH LINE "a"
MATCH LINE "b"
MATCH LINE "c"
MATCH LINE "d"
MATCH LINE "e"
MATCH LINE "f"
MATCH LINE "g"
RD1
RD2
RD3
RD4
RU1
RU2
RU3
RU4
RU5
RU6
RU7
RU8
RU9
RU10
LD1
LD2
LD3
LD4
LU1
LU2
LU3
LU4
LU5
LU6
LU7
LU8
LU9
LU10
P1
P10
X=+4000
X=+3000
X=+2000
X=+1000
X=±0000
X=-1000
Y=-3000
Y=-2500
Y=-1000
Y=+1000
Y=+2000
Y=+3000
Y=+4000
Y=+5000
Y=+6000
Y=+7000
Y=+8000
Y=+9000
Y=+10000
Y=+11000
Y=+12000
Y=+13000
Y=+14000
Y=+15000
Y=+16000
Y=+17000
Y=+18000
Y=+19000
Y=+20000
Y=+21000
Y=+22000
Y=+23000
Y=+24000
Y=+25000
Y=+26000
Y=+27000
Y=+28000
Y=+29000
Y=+30000
Y=+31000
Y=+32000
Y=+33000
Y=+34000
Y=+35000
Y=+36000
Y=+37000
Y=+38000
Y=+39000
Y=+40000

図 5.1.5　メグナ橋周辺の冠水状況（一例：1992 年 12 月 3 日）

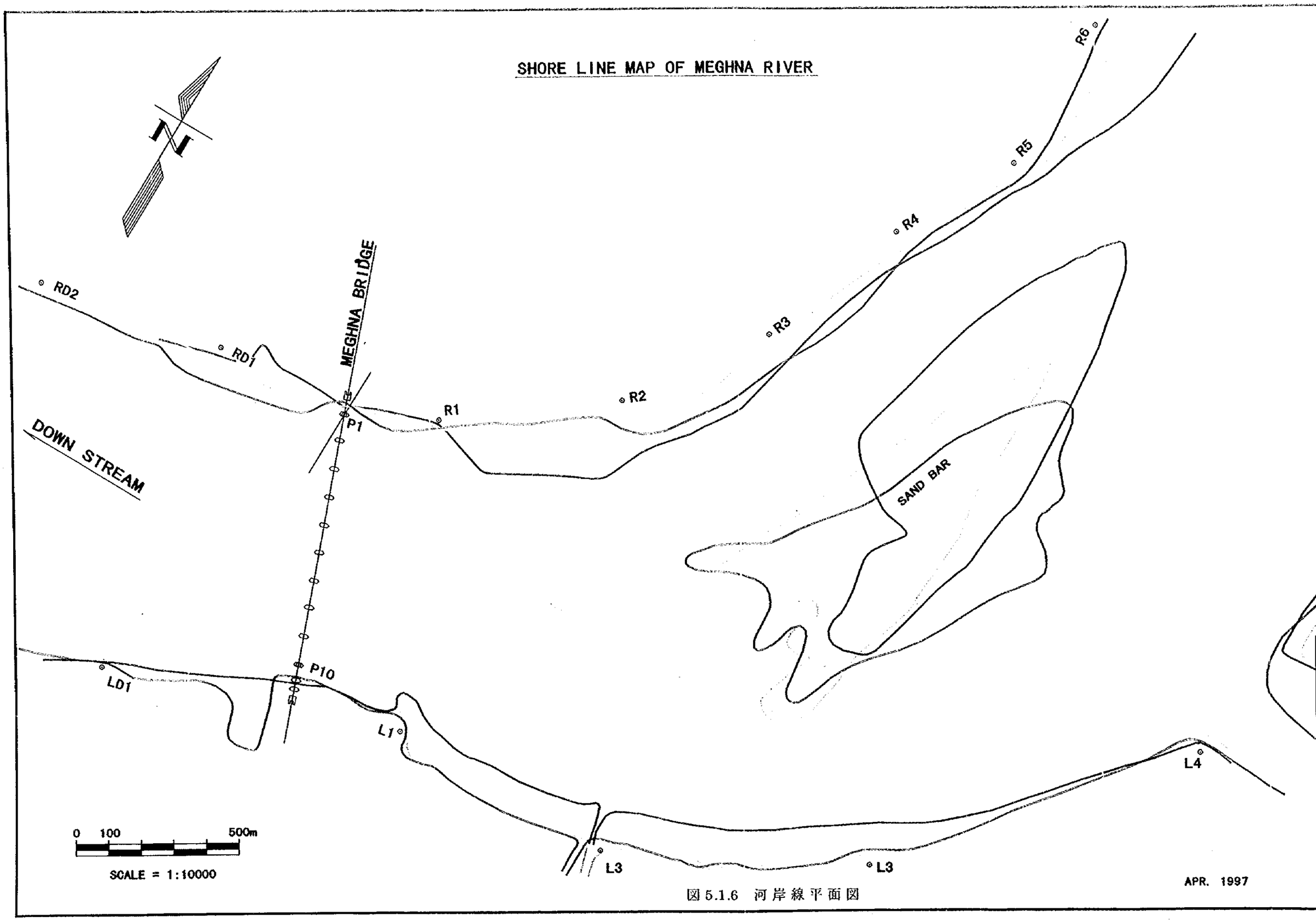

SHORE LINE MAP OF MEGHNA RIVER
MEGHNA BRIDGE
DOWN STREAM
RD2
RD1
R1
R2
R3
R4
R5
R6
P1
P10
SAND BAR
LD1
L1
L3
L3
L4
0 100 500m
SCALE = 1:10000
APR. 1997

図 5.1.6 河岸線平面図

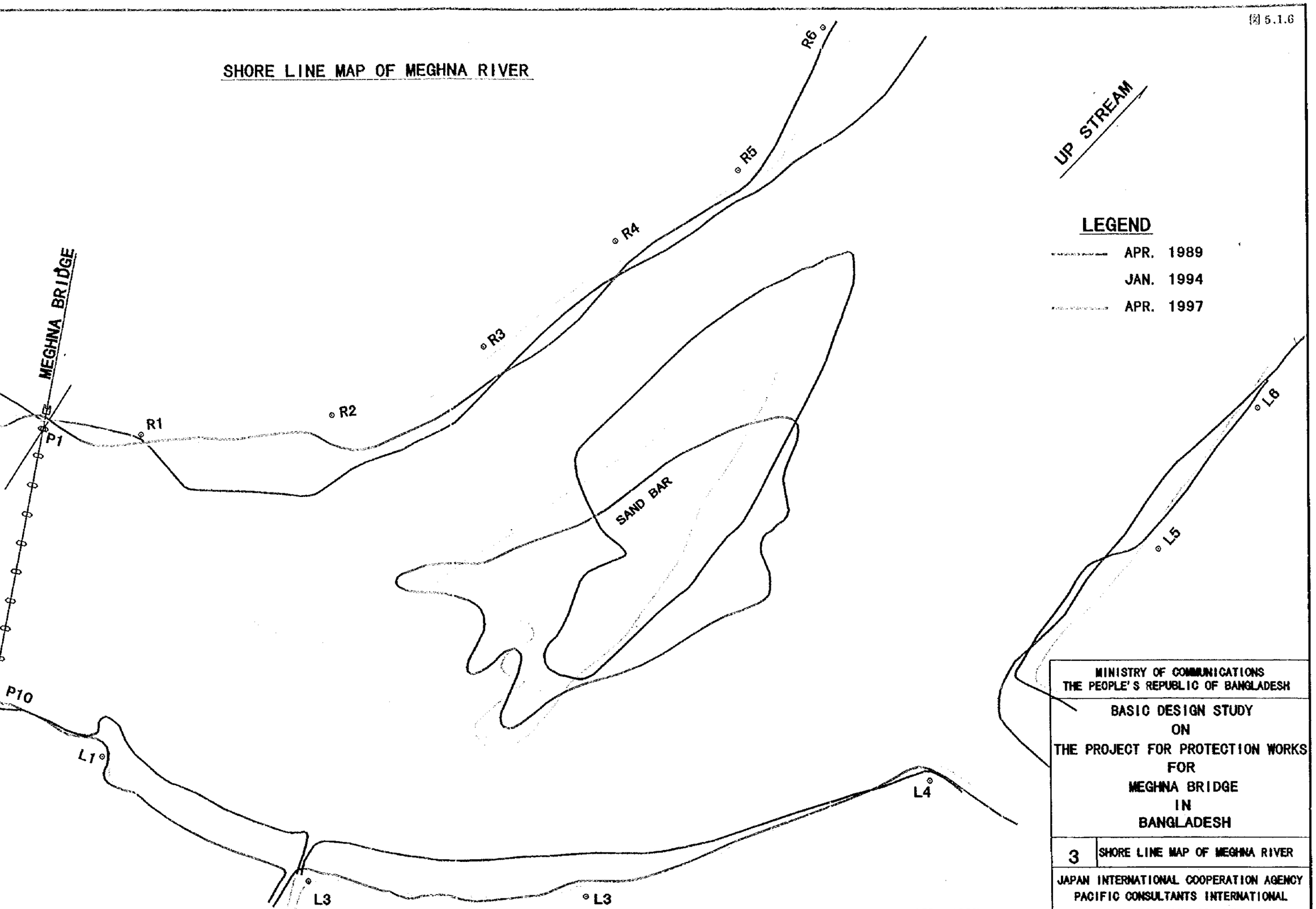
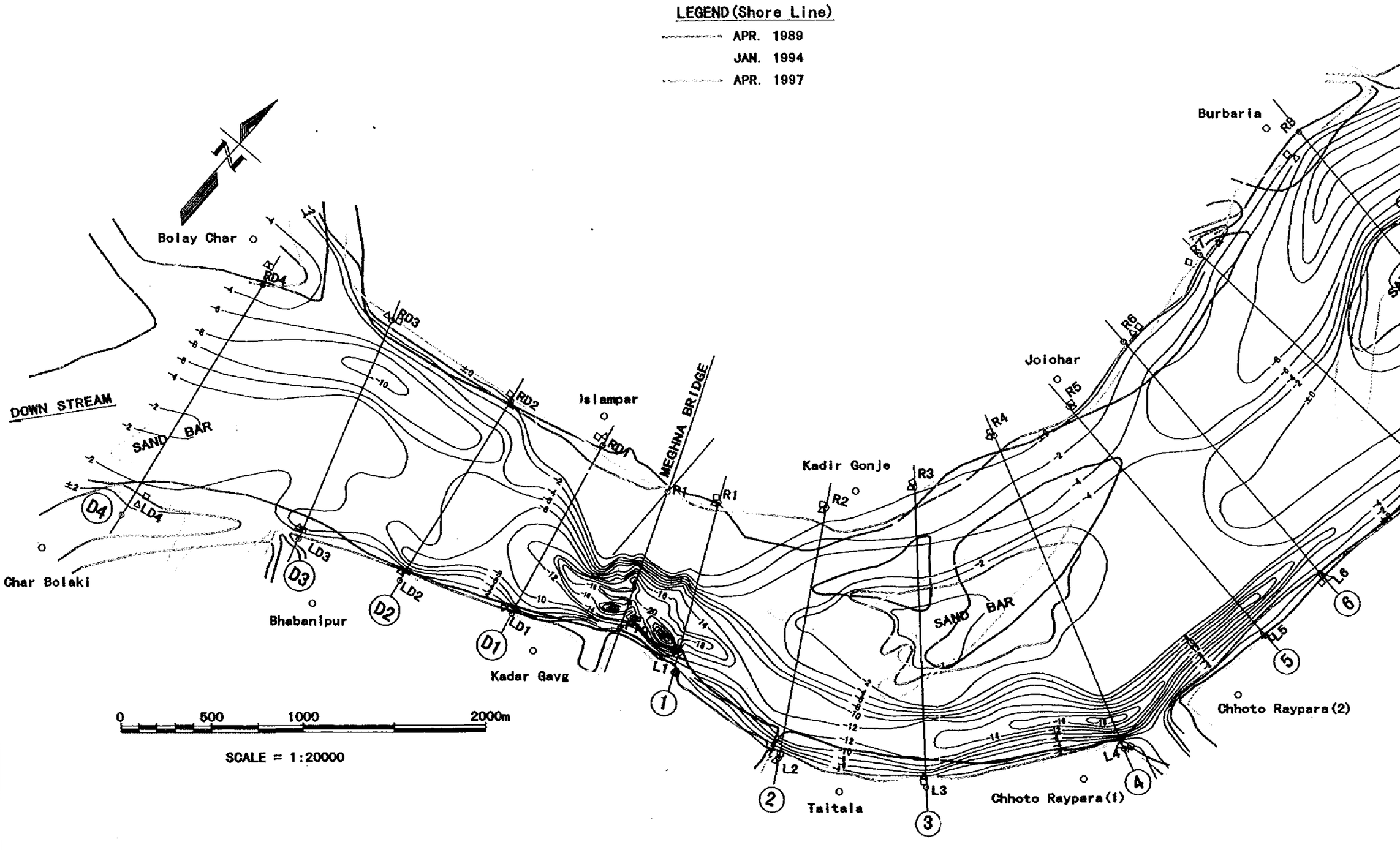

SHORE LINE MAP OF MEGHNA RIVER
UP STREAM
LEGEND
APR. 1989
JAN. 1994
APR. 1997
MEGHNA BRIDGE
P1
P10
R1
R2
R3
R4
R5
R6
SAND BAR
L1
L3
L3
L4
L5
L6
APR. 1997
MINISTRY OF COMMUNICATIONS
THE PEOPLE'S REPUBLIC OF BANGLADESH
BASIC DESIGN STUDY
ON
THE PROJECT FOR PROTECTION WORKS
FOR
MEGHNA BRIDGE
IN
BANGLADESH
3
SHORE LINE MAP OF MEGHNA RIVER
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY
PACIFIC CONSULTANTS INTERNATIONAL
NIPPON KOEI CO.,LTD

図 5.1.6　河岸線平面図

RIVER BED CONTOUR MAP & SHORE LINE



CONTOUR MAP & SHORE LINE

ine)
)
4
7

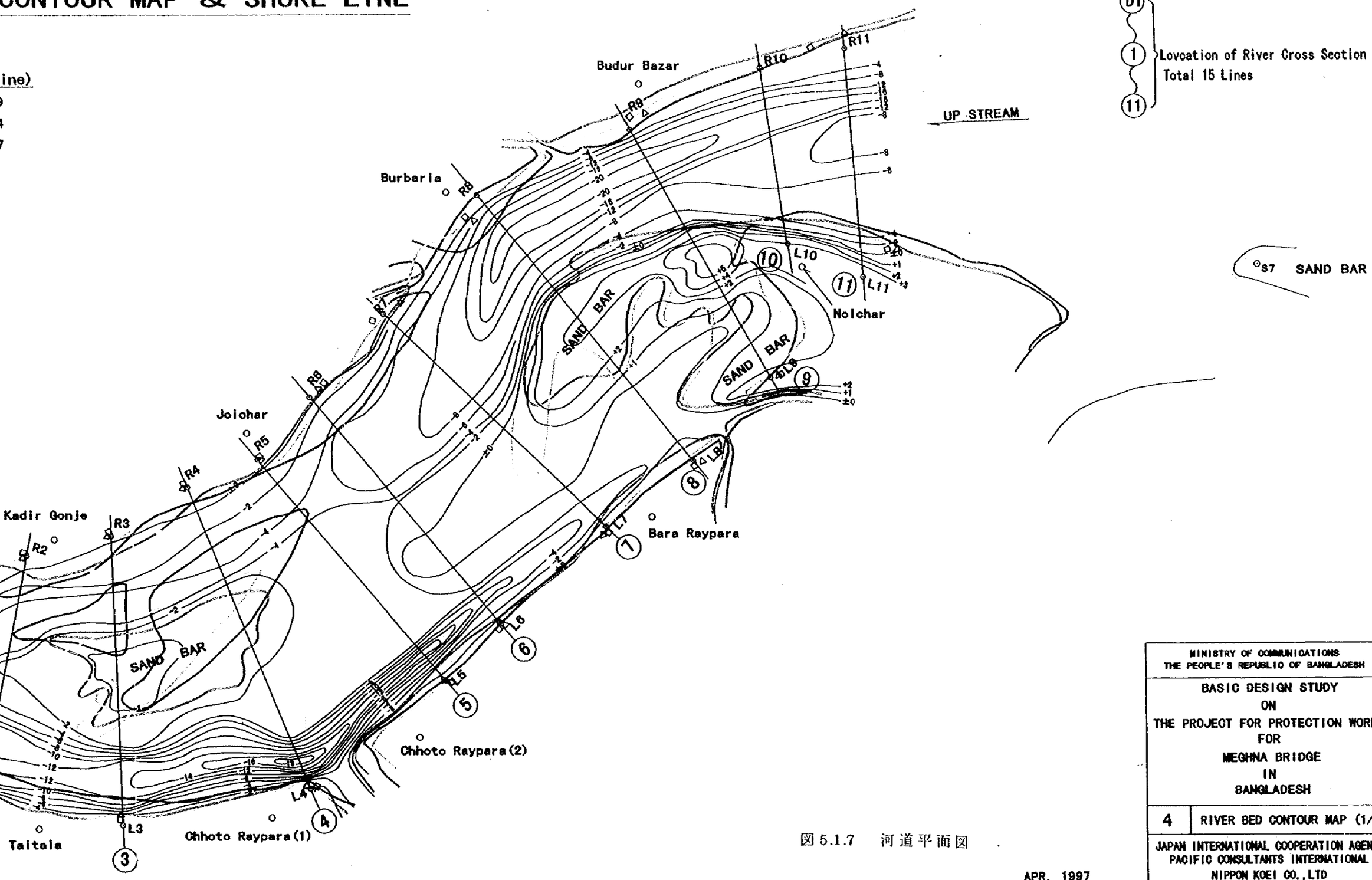


図 5.1.7　河道平面図

APR. 1997

MINISTRY OF COMMUNICATIONS THE PEOPLE'S REPUBLIC OF BANGLADESH	
BASIC DESIGN STUDY ON THE PROJECT FOR PROTECTION WORKS FOR MEGHNA BRIDGE IN BANGLADESH	
4	RIVER BED CONTOUR MAP (1/3)
JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY PACIFIC CONSULTANTS INTERNATIONAL NIPPON KOEI CO.,LTD	

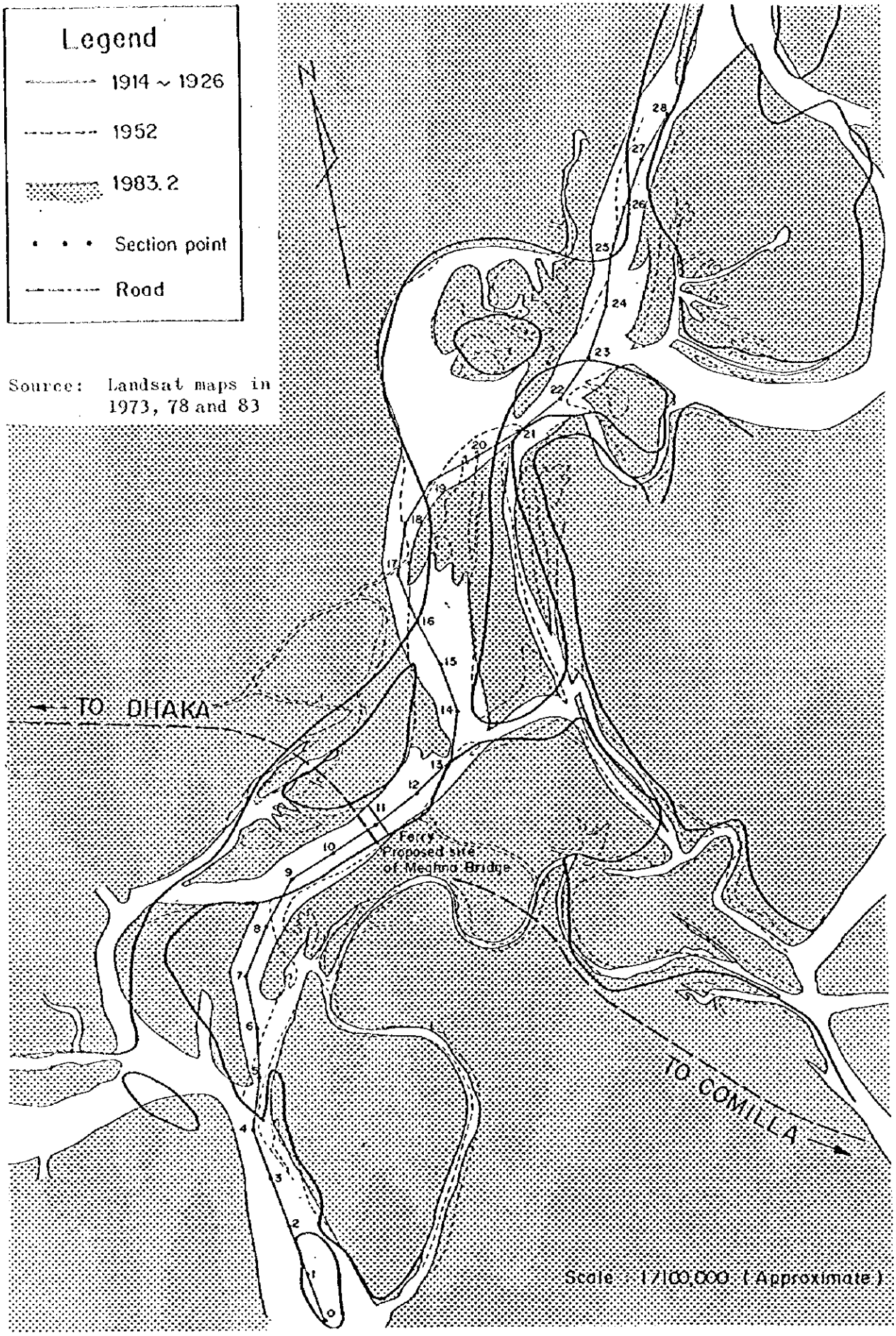

Legend
1914 ~ 1926
1952
1983.2
Section point
Road
Source: Landsat maps in 1973, 78 and 83
N
TO DHAKA
Ferry
Proposed site of Meghna Bridge
TO COMILLA
Scale 1/100,000 (Approximate)

図 5.1.8 河道変遷図

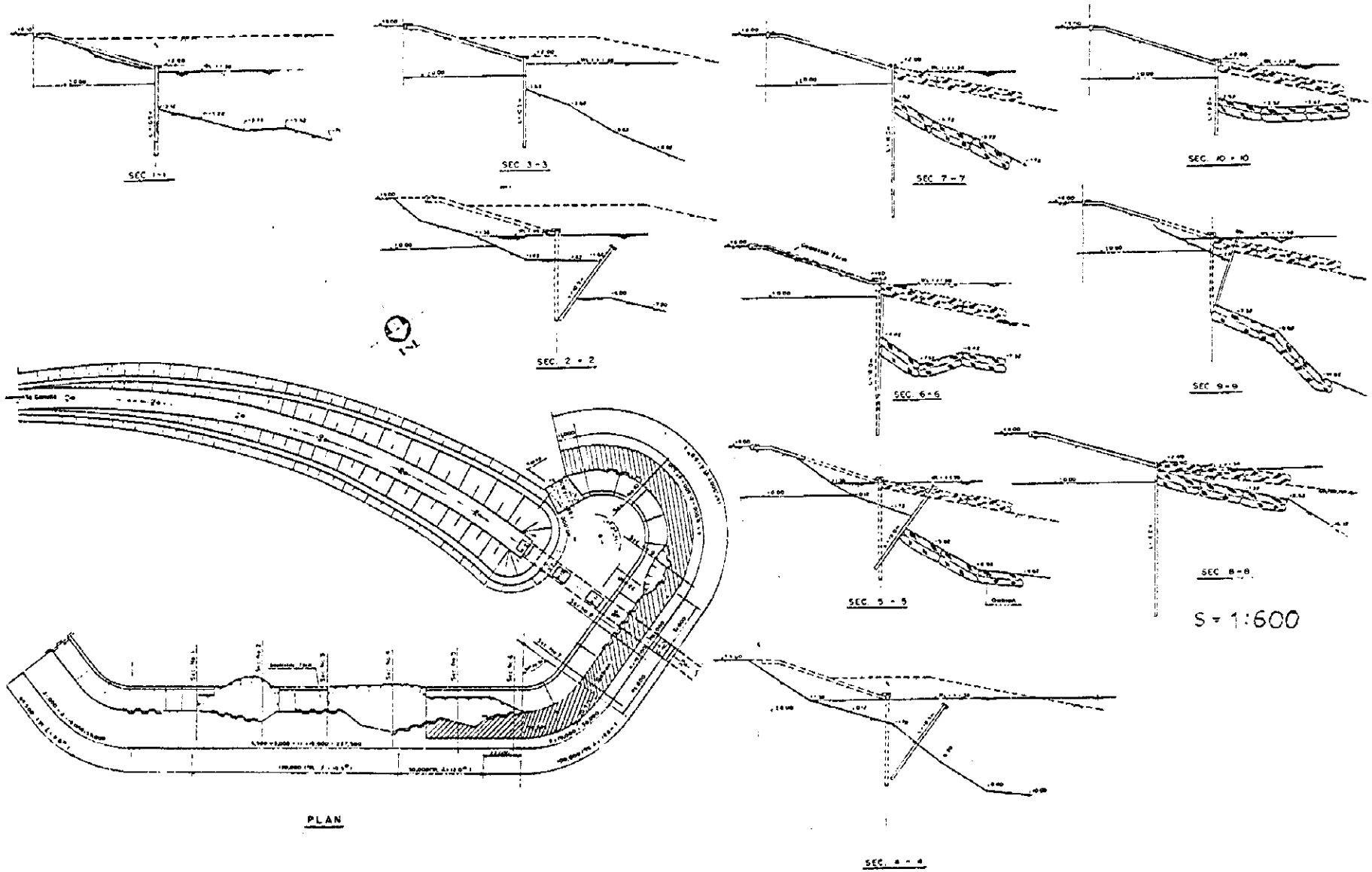


図 5.2.1　コミラ側橋台付近の護岸の崩壊状況

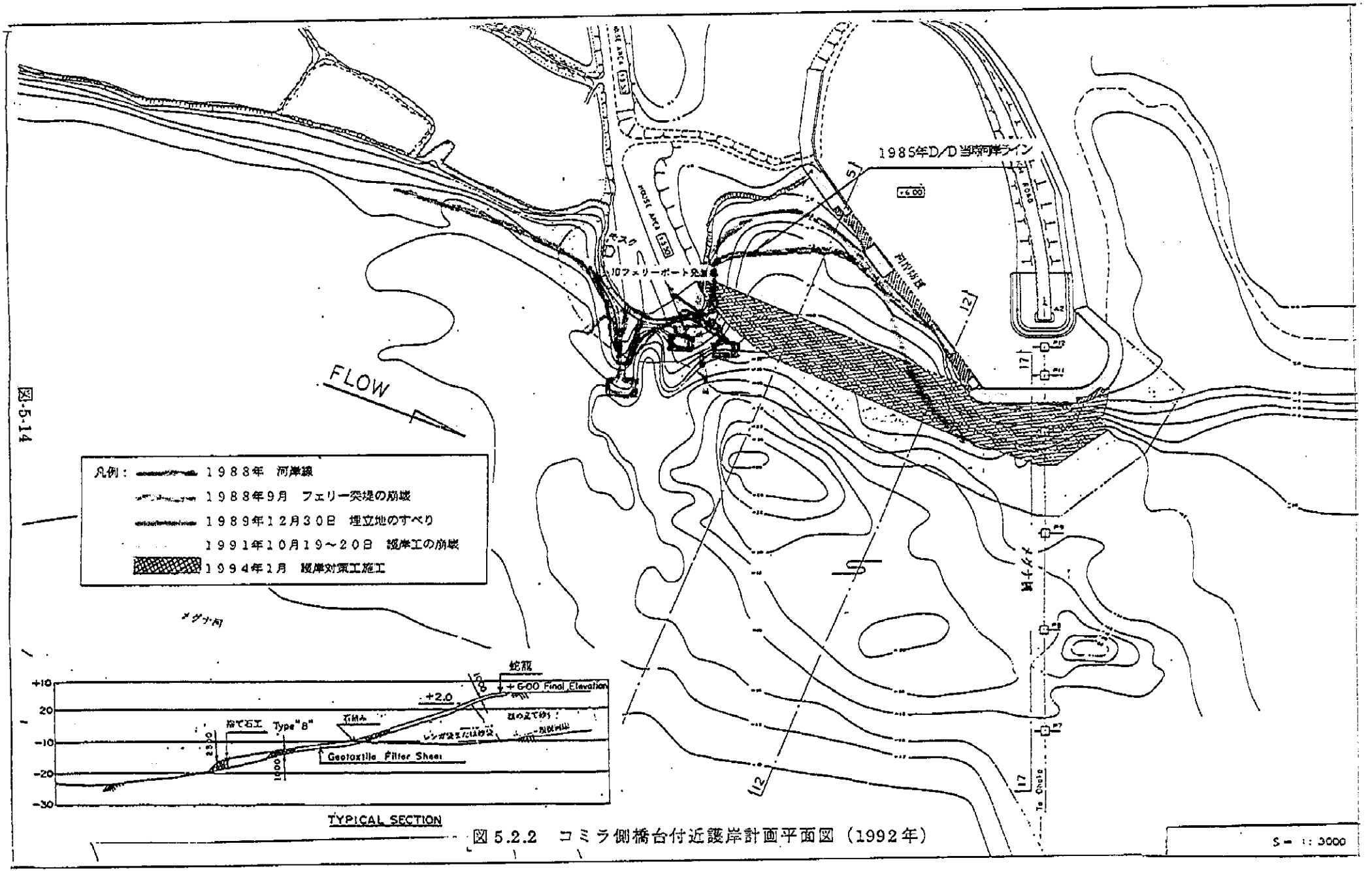


図 5.2.2 コミラ側橋台付近護岸計画平面図（1992年）

図-5-14

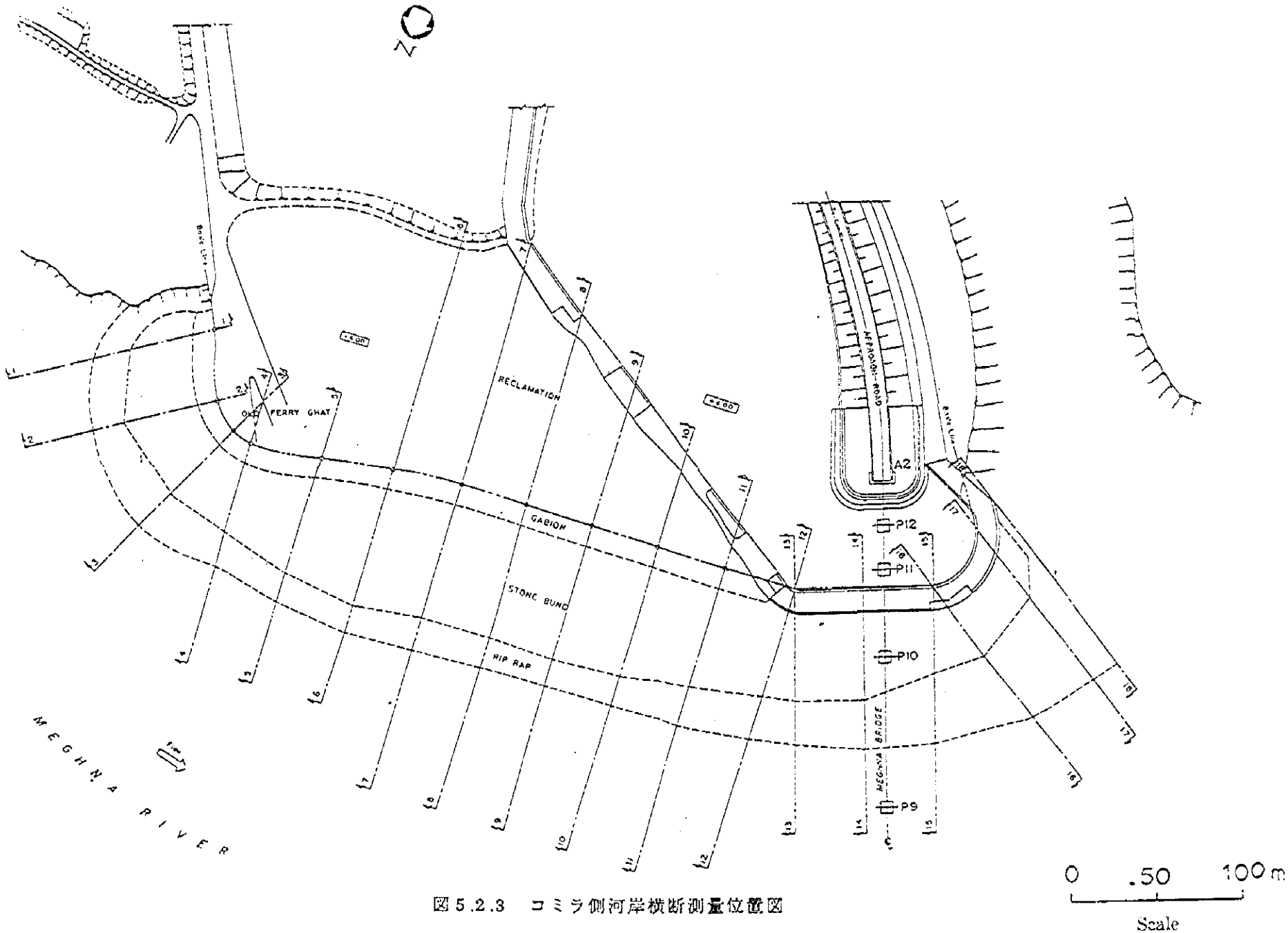


図 5.2.3　コミラ側河岸横断測量位置図

図-5-15

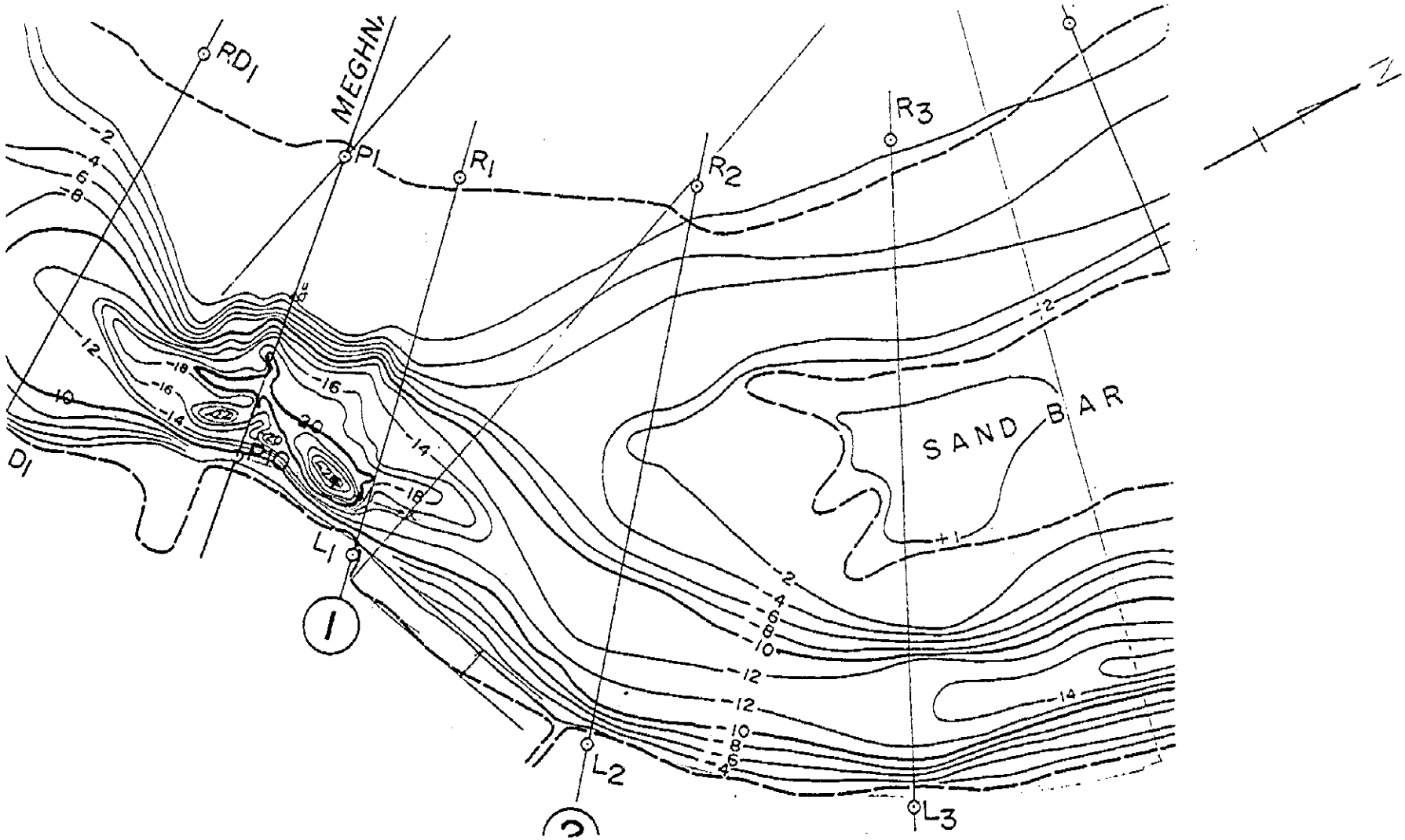


図 5.2.4　河床標高図（1997年8月）

図-5-16

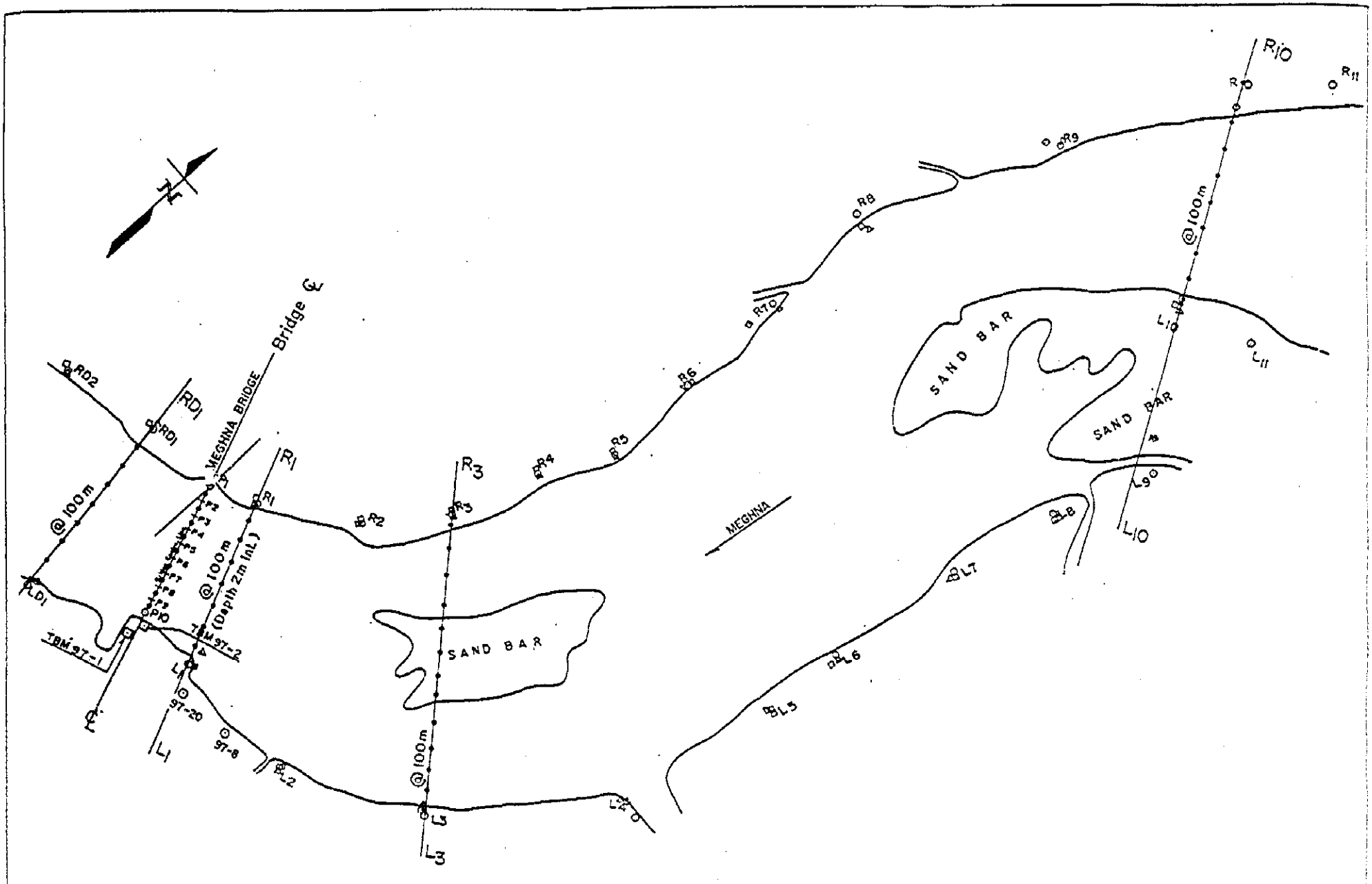


図-5-17

PROTECTION WORKS FOR MEGHNA BRIDGE

図 5.3.1 流速・流向調査位置図

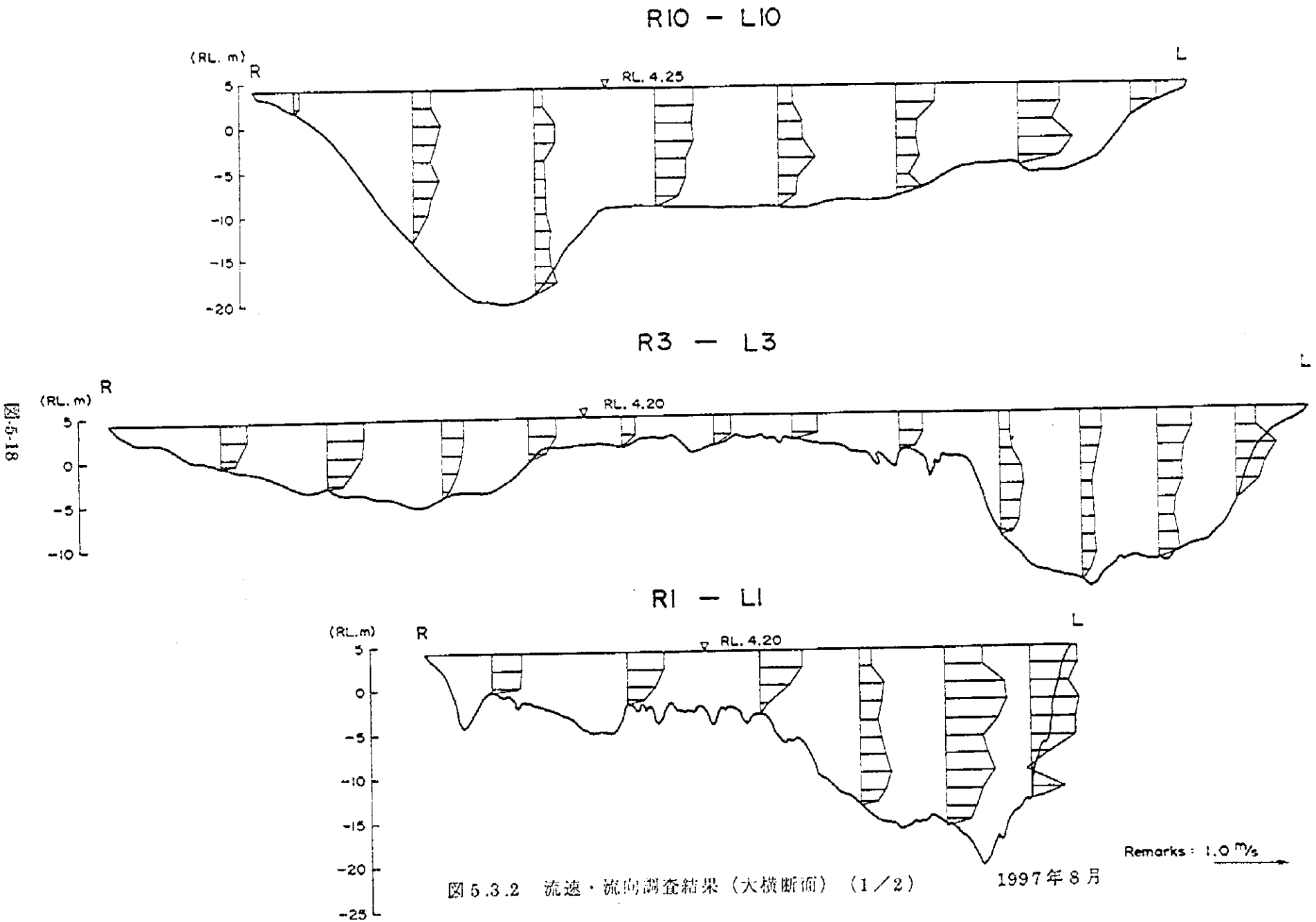
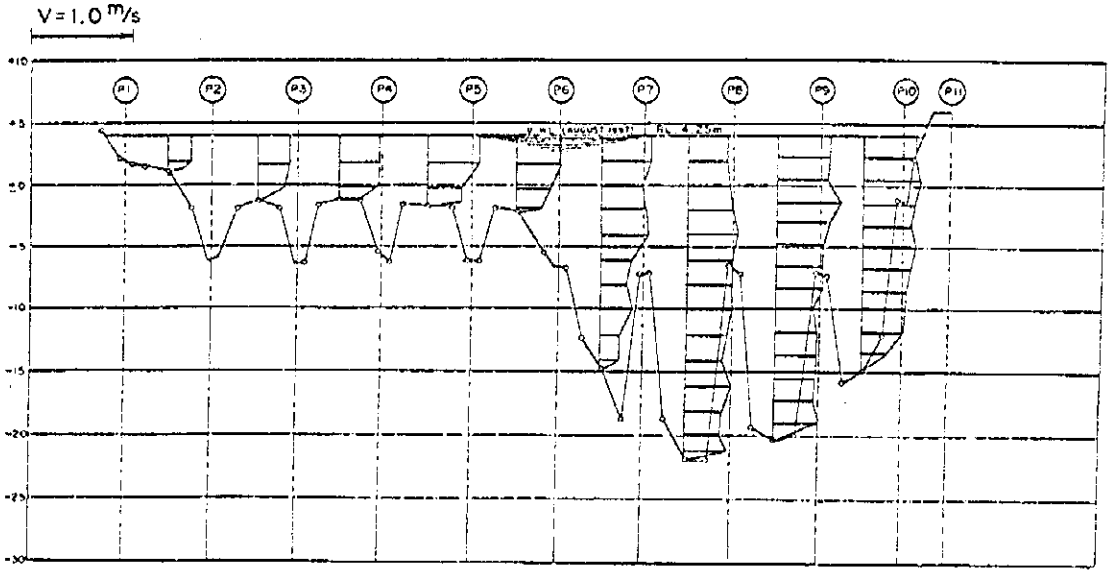


図 5.3.2　流速・流向調査結果（大横断面）（1／2）　1997年8月

CURRENT OBSERVATION RESULT AT BRIDGE CENTRE



RD1 — LD1

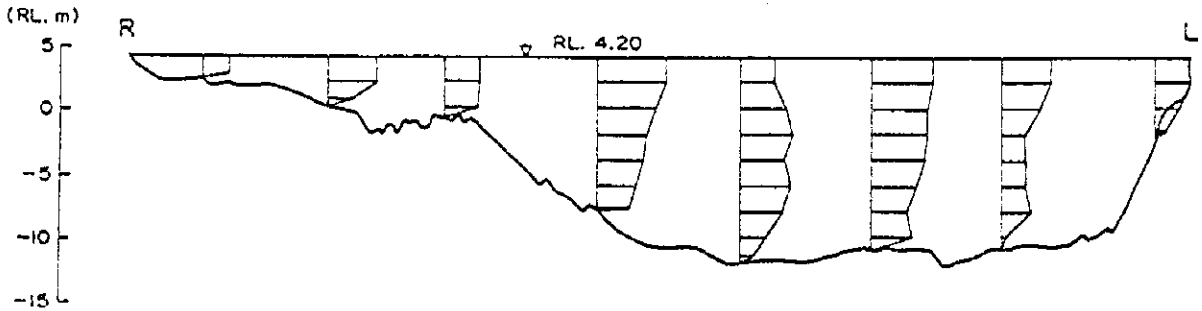


図 5.3.2　流速・流向調査結果（大横断面）（2／2）　1997年8月

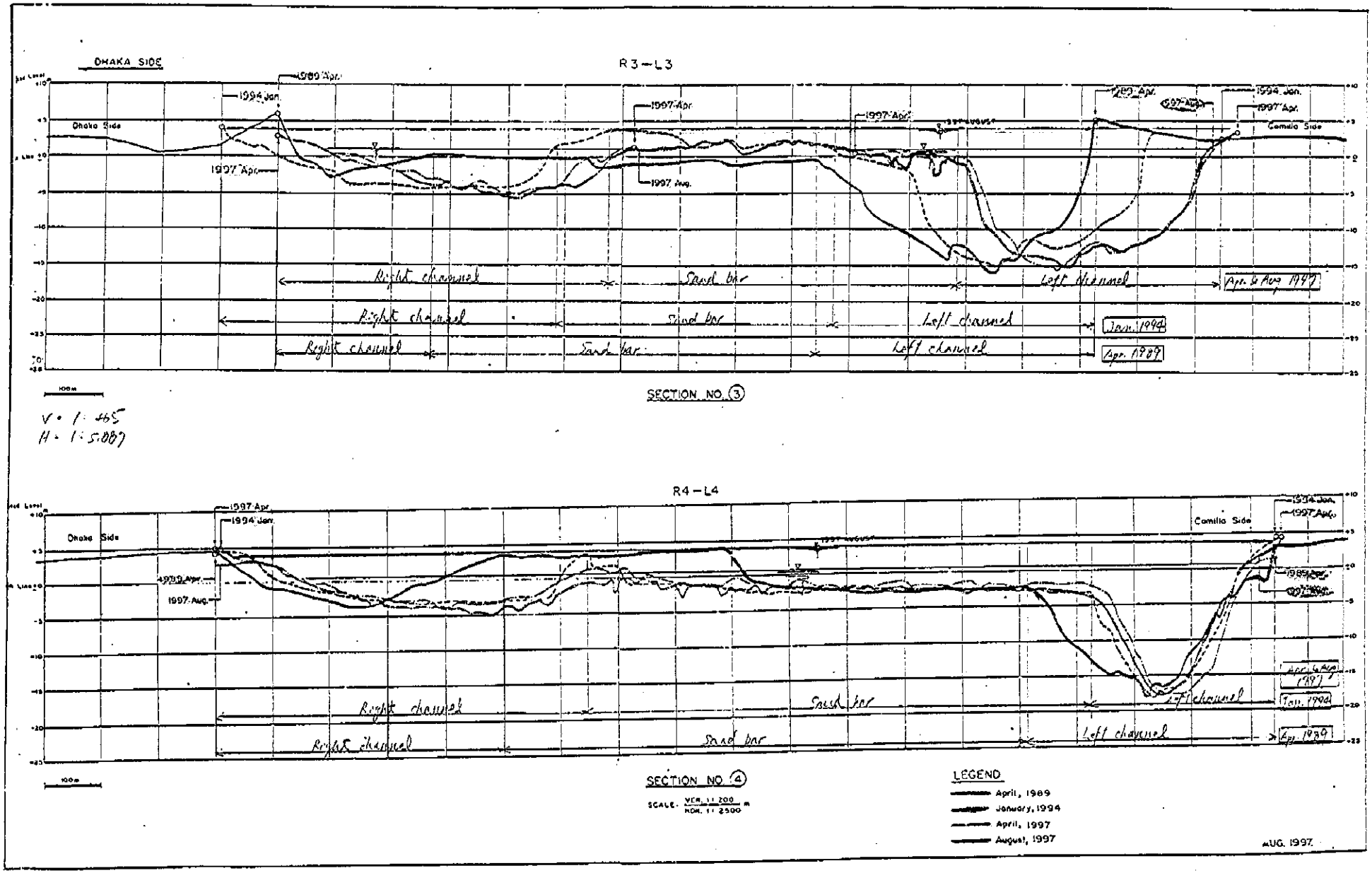


図 5.3.3　河川横断図（断面 R3－L3 および R4－L4）