

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1978号

土 木 研 究 所 資 料

山田川流路工水理模型実験報告書

昭 和 58 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

は　　じ　　め　　に

本報告書は、昭和57年度に建設省土木研究所が、建設省近畿地方建設局六甲砂防工事事務所の依頼により、水理模型実験から山田川に計画された流路工の計画諸元についてまとめたものである。

山田川流路工計画(案)は、地形条件や背後地の高度な土地利用の制約上から、単位幅流量が大きいうえに曲率半径が小さく、交角の大きい彎曲部が連続して挿入されている。このような条件において洪水流に対して安全な護岸の余裕高や護岸基礎根入深等の計画諸元を検討し、修正案を得ることを目的として、水理模型実験を実施した。

昭和58年3月

建設省土木研究所砂防部砂防研究室

室　長　　瀬　　尾　　克　　美

研究員　　阿　　部　　宗　　平

北　　山　　滋　　基

目 次

は じ め に

§ 1	流路工計画と実験概要	1
1.1	流域の概要	1
1.2	流路工計画の概要	1
1.3	実験目的と実験概要	3
§ 2	模型の相似	27
2.1	相似則	27
2.2	粗度係数の検討	27
§ 3	実験結果と考察	31
3.1	計画案の問題点	31
3.2	問題点に対する対策案の検討	32
3.2.1	局所洗堀防止対策	32
3.2.2	護岸高の検討	34
§ 4	まとめと提言	94
	お わ り に	95
	参 考 文 献	96

— 図，表 目 次 —

図-1	山田川流域概要図	10
図-2	流量配分図	11
表-1	断面検討一覧表	5
表-2	彎曲部の諸元	6
図-3	流路工平面図	12~23
図-4	$H_{sma} \propto \bar{H}_m$ と $B/\bar{H}_m$ の関係 ($\theta = 60^\circ$)	24
図-5	$H_{sma} \propto \bar{H}_m$ と $B/\bar{H}_m$ の関係 ($\theta = 30^\circ$)	24
図-6	彎曲部における外彎側水位と平均水位との差	24
図-7	模型概要図	25
図-8	実験使用砂粒度分布加積曲線	26
表-3	曲線部嵩上げ高さの計算	7
表-4	実験ケースの内容	9
表-5	諸物理縮尺比率表 (フルード相似則)	28
図-9	粗度係数の概略値	30
表-6(1)	固定床部における粗度係数	29
表-6(2)	移動床部における粗度係数	29
写真	(1~23)	36~47
図-10	水位，河床高変化 (計画案，計画高水流量)	48~51
図-11	洗掘，堆積平面図 (計画案，計画高水流量)	52~55
図-12	河床高縦断図	56~60
図-13	洗掘，堆積平面図	61~64
図-14	対策工の形状	65
図-15	水位，河床高の変化 (対策工の検討)	66
図-16	水位，河床高の変化 (移動床と固定床の比較)	67~68
図-17	洗掘，堆積平面図 (既応最大流量)	69~72
図-18	水位，河床高縦断図 (既応最大流量)	73~75
図-19	水位，河床高縦断図 (帯工の効果の検討)	76
図-20	水位，河床高縦断図 (前庭保護工の検討)	77
図-21	側壁の形状	78
図-22	水位，河床高横断図 (側壁の形状の検討)	78
図-23	水位，河床高縦断図 (計画高水流量)	79~83
図-24	水位，河床高の変化 (計画高水流量)	84~91
図-25	水位，河床高の変化 (既応最大流量)	92~93, -

§ 1 流路工計画と実験概要

1.1 流域の概要

山田川は六甲山系の北側に位置し、六甲山を分水嶺とし、丸山川、谷山川、箕谷川等の支渓流を合流して「三木市」を貫流して加古川へ注ぐ裏六甲一の河川である。図-1に流域概要と流路工計画区間を示した。山田川は、流域面積が16.4Km²（箕谷川合流部）で、現河道幅は17m~22mで、平均河床勾配は約1/100である。河道内には、砂岩、レキ岩類が多く露出していて、平均粒径（dm）=9.22cmの礫と混在して河床を構成している。

文献1)による流路工計画区間での問題点は、近年都市圏の衛星地区として、背後地の高度な土地利用が進む一方で、現河道の流過能力は計画高水流量の約50%~60%であり、洪水の越水、氾濫に対する危険度が極めて高いことである。このことから、図-1に示すように、箕谷から上流の花山台地先の兵庫県による河川改修終点までの延長約3.5Km間の河道の拡幅及び掘削等を施工して、河積を増大するとともに護岸工、落差工等を施工して、洪水流を安全に流下させる流路工の工事が計画されている。

1.2 流路工計画の概要²⁾

1) 計画高水流量

計画高水流量は、建設省六甲砂防工事事務所から図-2に示すように提示された。この計画高水流量は、200年確率流量であり、ラショナル式を用いて決められている。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f_0 \cdot r \cdot A (1 + \alpha_0) \dots\dots\dots (1)$$

f_0 ; 流出係数 (0.8)

r ; 110mm/hr (200年確率)

A ; 流域面積 (km²)

α ; 土砂の含有率 (10%)

2) 縦断勾配

計画河床勾配は、現河床勾配にはほぼ等しい1/100が提示された。3.5Km区間の起終点の標高差は約61mであるが、15基の床固工を設置することによって、河床勾配を整合させている。床固工の落差は、設置する床固工の70%に相当する11基が2.0m以下であり、後述する計画水深の3.0~4.0mに比べて低い溢堰となっている。

3) 断面形状

計画断面は単断面で表-1のように提示された。

一般に、移動床河川における流量と流路幅の関係は(2)式の Regime 理論によって決められる例が多い。

$$B = \alpha Q^{1/2} \text{ (m-sec)} \quad \dots\dots\dots (2)$$

(2)式において、 α は自然河道で $\alpha = 3.5 \sim 7^9$ の値をとり、一般に流路工計画においてもこの α 値を採用する例が多い。これに対して、本計画における α 値は $0.7 \sim 0.8$ であり、提示された流路幅は Regime 理論で与えられる流路幅に比べて狭いことになる。また、表-1で見ると、設計流速は $4.6 \text{ m/sec} \sim 6 \text{ m/sec}$ と大きな値をとっており、彎曲部の外彎側の水位上昇量が大きくなることが推察できる。護岸の余裕高は「河川管理施設等構造令」に基づき、 $0.6 \sim 0.8 \text{ m}$ に計画されている。

4) 法 線

提示された図-3に示す法線計画は、旧河川敷の有効利用及び用地補償の低減化、諸工作物への影響等を考慮する一方、現状における極端な蛇行による水衝部の緩和を図るためにショートカットを行っている。しかし、表-2に整理した彎曲部の諸元をみると、曲率半径と河幅の比 R/B は $2 \sim 25$ の範囲で、彎曲部の 55% が $R/B \leq 5$ となっている。また、交角 θ は $6^\circ \sim 73^\circ$ の範囲にあって $\theta \geq 40^\circ$ の彎曲部が全体の 65% を占めており、曲率半径・河道比が小さく、交角の大きい、きつい彎曲部の形状となっている。また、表-2より B/H_m は $2 \sim 4$ と小さく、非砂礫堆形成領域であって、彎曲部の内彎側には、Point Bar が形成されることになる。

筆者⁴⁾らの彎曲部に関する実験的研究では、次のような結論を得ている。

- (1) 彎曲部での最大洗掘深の生ずる位置は彎曲部の始点を基準に $\alpha = 40^\circ$ 付近に生じ、 $\alpha < 20^\circ$ で洗掘深は水深以下となる。
- (2) 彎曲部での護岸根入深を直線部と同程度に計画しようとする場合には $R/B > 10$ とする法線形が望ましい。
- (3) $R/B < 10$ の彎曲部の護岸根入深は $\theta < 20^\circ$ の場合に平均水深程度に、 $20^\circ < \theta < 30^\circ$ の場合に平均水深の 1.5 倍程度とするか、平均水深程度の護岸根入れを行って同時に根固工を施工することが考えられる。

図-4及び図-5の $H_{smax}/\bar{H}_m$ と $B/\bar{H}_m$ の関係より H_{smax} を求め、(3)式より最大洗掘深 ΔH_{smax} を推定することができる。

$$\Delta H_{smax} = 0.7 H_{smax} \quad \dots\dots\dots (3)$$

- (4) $B/\bar{H}_m < 15$ の領域で $\theta \geq 30^\circ$ 、 $R/B \leq 7$ の彎曲部に帯工を流路幅の 2 倍以下に設定しても H_{smax} (最高河床高と最低河床高の差) の値を低減できない。
- (5) 彎曲部の外彎側の水位上昇量 (彎曲部での最大水位と直線部の平均水位との差) は、(4)式に示す Knappe の式において $\alpha \div 2.5$ となり、(4)式より実験値の方が約 2.5 倍大きな値をとる。(図-6)

$$\Delta H = \alpha \frac{BVm^2}{R} \quad \dots\dots\dots (4)$$

このような実験的研究成果によると、山田川流路工の計画案は直線部に比べて移動床彎曲部における局所洗掘が大きくなるので、直線部に比べて根入深を大きくとるか、根固を施す等の対策が必要

となろう。また、彎曲部外彎側の水位上昇量は、グラシヨウの式で算定された表-3に示す水位上昇量より大きな値をとると推察される。

1.3 実験目的と実験概要

1) 実験目的

法線形、流路幅及び計画河床勾配については、建設省六甲砂防工事事務所より計画案が提示されているので、本実験からは次の項目について検討する。

- (1) 計画案の問題点と必要な対策
- (2) 彎曲部の外彎側の水位上昇量と必要とする護岸の嵩上げ高と範囲
- (3) 移動床区間における局所洗堀を受ける位置と程度及び洗堀防止対策
- (4) 床固工前庭部の局所洗堀深と前庭保護工対策

2) 模 型

模型の取り入れ範囲は上流端を既設流路工（兵庫県施工）下流端を箕谷川合流点の直上流とする延長約 3.5 Kmで、模型縮尺は 1/50 で、本川に合流する 6 支川（地獄谷川、炭ヶ谷川、丸山川、谷山川、鷺谷川、二ツ樋川）を取り入れている。（図-7）

河床は、岩と礫層とが混在しており、計画河床面が岩である区間は、表面を粗とするモルタルで仕上げ、礫の区間は図-8に示す粒度分布を有する河床材料を使用し、厚さ 20 cmに仕上げた。現河床には岩が露出する区間が多く、礫の堆積層は比較的浅いものと推測されるが、礫の堆積厚を知る資料がないので、本実験では堆積層が厚い状態を想定し、洗堀深の最大値を検討することにした。

3) 河 床 材 料

建設省六甲砂防工事事務所が調査した河床材料の粒度分布は図-8のようであり、その平均的なものを 1/50 して実験材料とする。実験材料の平均粒径は 1.84 mm で、実物値は 9.2 cmである。

4) 流 量

流量配分（200年確率）は図-2に示しているが、実験は本川の各区間で所定の流量を与えるために、各々の支川の流量を調整する方法をとった。従って、支川の流量は、提示された流量より大きくなっている。（図-2）また、合流部での出水時差は考慮していない。

5) 給 砂

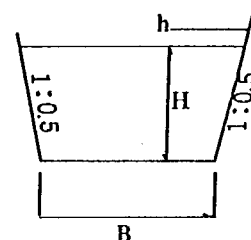
模型上流端より No 171～No 175 間の河床高と河床勾配が変化しないように容量チェックを行いながら給砂した。給砂材料は河床材料と同一で $d_m = 1.84 \text{ mm}$ である。また、各支川は給砂を行っていない。

6) 実 験 条 件

各ケース毎の実験条件を表-4に示す。

表-1 断面検討一覧表

	H=3.00 m	H=3.50 m	H=4.00 m
$Q_0 = 556.6 \text{ m}^3/\text{sec}$ (h=1.00 m) (箕谷川合流後)	B = 32.70 m A = 102.6 m^2 V = 5.438 m/sec Q = 557.9 m^3/sec	B = 25.8 m A = 96.425 m^2 V = 5.800 m/sec Q = 559.3 m^3/sec	B = 21.0 m A = 92.0 m^2 V = 6.073 m/sec Q = 558.7 m^3/sec
$Q_0 = 440.3 \text{ m}^3/\text{sec}$ (h=80 cm) (箕谷川合流点~ 二ツ樋合流点)	B = 26.2 m A = 83.1 m^2 V = 5.328 m/sec Q = 442.8 m^3/sec	B = 20.6 m A = 78.225 m^2 V = 5.643 m/sec Q = 441.4 m^3/sec	*B = 16.8 m A = 75.2 m^2 V = 5.871 m/sec Q = 441.5 m^3/sec
$Q_0 = 422.6 \text{ m}^3/\text{sec}$ (h=80 cm) (二ツ樋川合流点~ 鷺谷川合流点)	B = 25.2 m A = 80.1 m^2 V = 5.307 m/sec Q = 425.1 m^3/sec	B = 19.8 m A = 75.425 m^2 V = 5.613 m/sec Q = 423.4 m^3/sec	*B = 16.2 m A = 72.8 m^2 V = 5.837 m/sec Q = 424.9 m^3/sec
$Q_0 = 401.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ (h=80 cm) (鷺谷川合流点~ 谷山川合流点)	B = 24.0 m A = 76.5 m^2 V = 5.280 m/sec Q = 403.9 m^3/sec	B = 19.0 m A = 72.625 m^2 V = 5.581 m/sec Q = 405.3 m^3/sec	*B = 15.5 m A = 70.0 m^2 V = 5.794 m/sec Q = 405.6 m^3/sec
$Q_0 = 344.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ (h=80 cm) (谷山川合流点~ 丸山川合流点)	B = 20.8 m A = 66.9 m^2 V = 5.196 m/sec Q = 347.6 m^3/sec	B = 16.5 m A = 63.875 m^2 V = 5.469 m/sec Q = 349.3 m^3/sec	*B = 13.3 m A = 61.2 m^2 V = 5.642 m/sec Q = 345.3 m^3/sec
$Q_0 = 245.2 \text{ m}^3/\text{sec}$ (h=80 cm) (丸山川合流点~ 炭ヶ谷川合流点)	B = 15.0 m A = 49.5 m^2 V = 4.978 m/sec Q = 246.4 m^3/sec	*B = 12.0 m A = 48.125 m^2 V = 5.190 m/sec Q = 249.8 m^3/sec	B = 9.7 m A = 46.8 m^2 V = 5.307 m/sec Q = 248.4 m^3/sec
$Q_0 = 197.4 \text{ m}^3/\text{sec}$ (h=80 cm) (炭ヶ谷川合流点~ 地獄谷合流点)	B = 12.2 m A = 41.1 m^2 V = 4.822 m/sec Q = 198.2 m^3/sec	*B = 9.7 m A = 40.075 m^2 V = 4.987 m/sec Q = 199.9 m^3/sec	B = 7.8 m A = 39.2 m^2 V = 5.066 m/sec Q = 198.6 m^3/sec
$Q_0 = 155.3 \text{ m}^3/\text{sec}$ (h=80 cm) (地獄谷合流前)	*B = 9.7 m A = 33.6 m^2 V = 4.635 m/sec Q = 155.7 m^3/sec	B = 7.7 m A = 33.075 m^2 V = 4.757 m/sec Q = 157.3 m^3/sec	B = 6.2 m A = 32.8 m^2 V = 4.810 m/sec Q = 157.8 m^3/sec



$$n = 0.03$$

$$i = 1/100$$

$$V_0 = 1/n \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3}$$

$$V = 0.862 \cdot V_0$$

(土砂混入率 10%)

$$Q = A \cdot V$$

*…山田川流路工名区
間の計画断面(標
準断面として採用)

表 - 2 彎曲部の諸元

I p	B (m)	θ (°)	R (m)	R/B	Hm (m)	B/Hm
1	16.8	25°-34'-11"	100	5.95	4	4.2
2	16.8	40°-01'-24"	80	4.76	4	4.2
3	16.8	75°-21'-07"	40	2.38	4	4.2
4	16.2	60°-33'-50"	40	2.47	4	4.05
5	15.5	16°-49'-20"	450	29.03	4	3.88
6	15.5	72°-38'-07"	60	3.87	4	3.88
7	15.5	33°-23'-36"	60	3.87	4	3.88
8	13.3	68°-15'-48"	45	3.38	4	3.33
9	13.3	31°-56'-51"	130	9.77	4	3.33
10	12.0	26°-39'-02"	150	12.50	3.5	3.43
11	12	46°-54'-15"	170	14.17	3.5	3.43
12	12	28°-31'-31"	60	5.00	3.5	3.43
13	12	56°-56'-14"	60	5.00	3.5	3.43
14	12	70°-52'-20"	45	3.75	3.5	3.43
15	12	68°-53'-17"	60	5.00	3.5	3.43
16	12	30°-02'-10"	80	6.67	3.5	3.43
17	12	67°-30'-10"	60	5.00	3.5	3.43
18	12	12°-33'-55"	300	25.00	3.5	3.43
19-1	12	60°-10'-00"	30	2.50	3.5	3.43
19-2	12	14°-51'-14"	60	5.00	3.5	3.43
20	12	38°-11'-46"	60	5.00	3.5	3.43
21	12	6°-36'-24"	300	25.00	3.5	3.43
22	9.7	33°-13'-31"	100	10.31	3.5	2.77
23	9.7	43°-43'-07"	135	13.92	3.5	2.77
24	9.7	42°-17'-44"	80	8.25	3.5	2.77
25	9.7	33°-18'-13"	125	12.89	3.5	2.77
26	9.7	29°-28'-47"	100	10.31	3.5	2.77
27	9.7	8°-32'-59"	150	15.46	3.0	3.23

表-3 曲線部嵩上げ高さの計算

IP番号	計画流量	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	備 考
	Q_1	R	R_2	R_1	u	g	$\log R_2 - \log R_1$	$2.303 \times ⑥$	$u/g = ④^2/⑤$	$h' = ⑦ \times ⑧$	
1	440.3 ^{m/sec}	100.0	110.4	89.6	5.871	9.8	0.091	0.210	3.517	0.739	
2	"	80.0	90.4	69.6	"	"	0.114	0.263	3.517	0.925	
3	"	40.0	50.4	29.6	"	"	0.231	0.532	3.517	1.871	
4	422.6	40.0	50.1	29.9	5.837	"	0.224	0.516	3.477	1.794	
5	401.5	450.0	459.75	440.25	5.794	"	0.019	0.044	3.426	0.151	
6	"	60.0	69.75	50.25	"	"	0.142	0.327	3.426	1.120	IP. 7
8	344.7	45.0	53.65	36.35	5.642	"	0.169	0.389	3.248	1.263	
9	"	130.0	138.65	121.35	"	"	0.058	0.134	3.248	0.435	
10	245.2	150.0	157.75	142.25	5.190	"	0.045	0.104	2.749	0.286	
11	"	170.0	177.75	162.25	"	"	0.040	0.092	2.749	0.253	
12	"	60.0	67.75	52.25	"	"	0.113	0.260	2.749	0.715	IP. 13, 15, 17, 19-2, 20, 21
14	"	45.0	52.75	37.25	"	"	0.151	0.348	2.749	0.957	
16	"	80.0	87.75	72.25	"	"	0.084	0.193	2.749	0.531	
18	"	300.0	307.75	292.25	"	"	0.022	0.051	2.749	0.140	
19-1	"	30.0	37.75	22.25	"	"	0.230	0.530	2.749	1.457	
22	197.4	100.0	106.6	93.4	4.987	"	0.057	0.131	2.538	0.332	
23	"	135.0	141.6	128.4	"	"	0.042	0.097	2.538	0.246	
24	"	80.0	86.6	73.4	"	"	0.072	0.166	2.538	0.421	
25	"	125.0	131.6	118.4	"	"	0.046	0.106	2.538	0.269	IP. 26
27	155.3	150.0	156.4	143.6	4.642	"	0.037	0.085	2.199	0.187	
	ショートカット部現況河道案										
8	344.7	20.0	28.65	11.35	5.642	"	0.402	0.926	3.248	3.008	
9	"	25.0	33.65	16.35	"	"	0.313	0.721	3.248	2.342	
10	"	40.0	48.65	31.35	"	"	0.191	0.440	3.248	1.429	
11	245.2	22.0	29.75	14.25	5.190	"	0.320	0.737	2.749	2.026	
12	"	20.0	27.75	12.25	"	"	0.355	0.818	2.749	2.249	

曲線部の嵩上げ高さの計算

グラシヨ-の公式 (設計便覧-河川編 7-46)

$$h' = \frac{u^2}{g} \left\{ 2.303 (\log R_2 - \log R_1) + \frac{0.0042}{t} \sqrt{\frac{R_2 - R_1}{R_2 + R_1}} \right\}$$

h' : 所要嵩上高 (m)

R_1 : 凸部の半径 (m)

R_2 : 凹部の半径 (m)

t : 水 深 (m)

g : 重力加速度 (m/sec^2)

u : 平均流速 (m/sec)

n : 余裕高 (m)

H : 曲線部余裕高 (m)

ただし、式中の $\frac{0.0042}{t} \sqrt{\frac{R_2 - R_1}{R_2 + R_1}}$ は微少な為省略する。

表-4 実験ケースの内容

case No.	流 量 (m^3/sec)	給 砂 量 (%)	実験時間 (Hr)	検 討 項 目
1	計画高水流量 の1/2流量と 計画高水流量	0.45	0.5	計画(案)の妥当性の検討
		0.45	0.5	
2	計画高水流量	"	2	(予備実験) S字湾曲部の越水対策の検討
3	計画高水流量	"	2	(予備実験) 帯工の効果と側壁の形状の検討
4	計画高水流量	"	2	(予備実験) 局所洗掘防止対策工の検討
5	計画高水流量	"	2	(予備実験) 同 上
6	計画高水流量 の1/2流量	"	2	(予備実験) 同 上
7	既応最大流量 (100年確率で 計画流量の87%)	"	1	修正案の検討
8	計画高水流量	"	1	修正案の検討
9	計画高水流量	"	—	水位・流速測定

図-1 山田川流域概要図

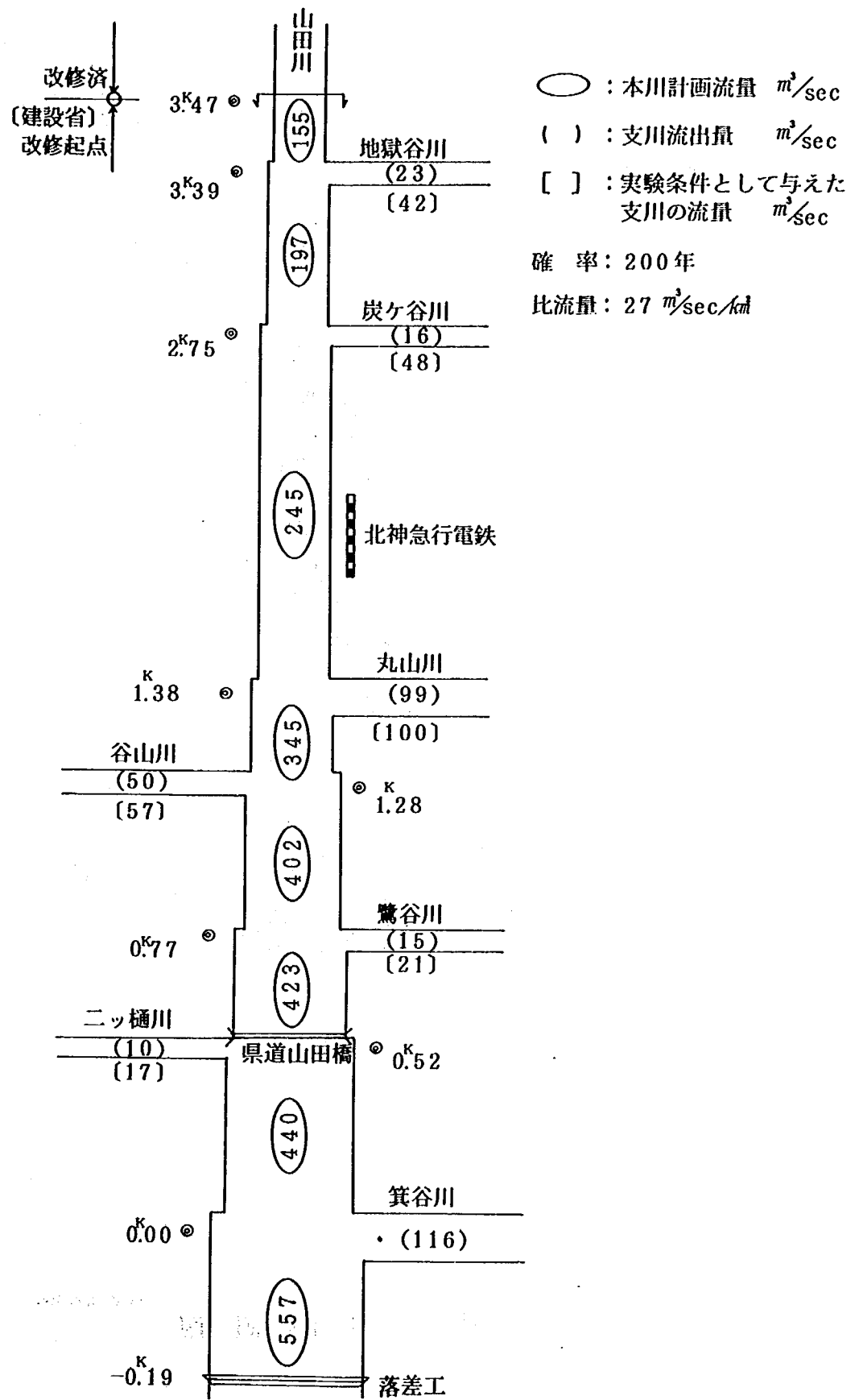
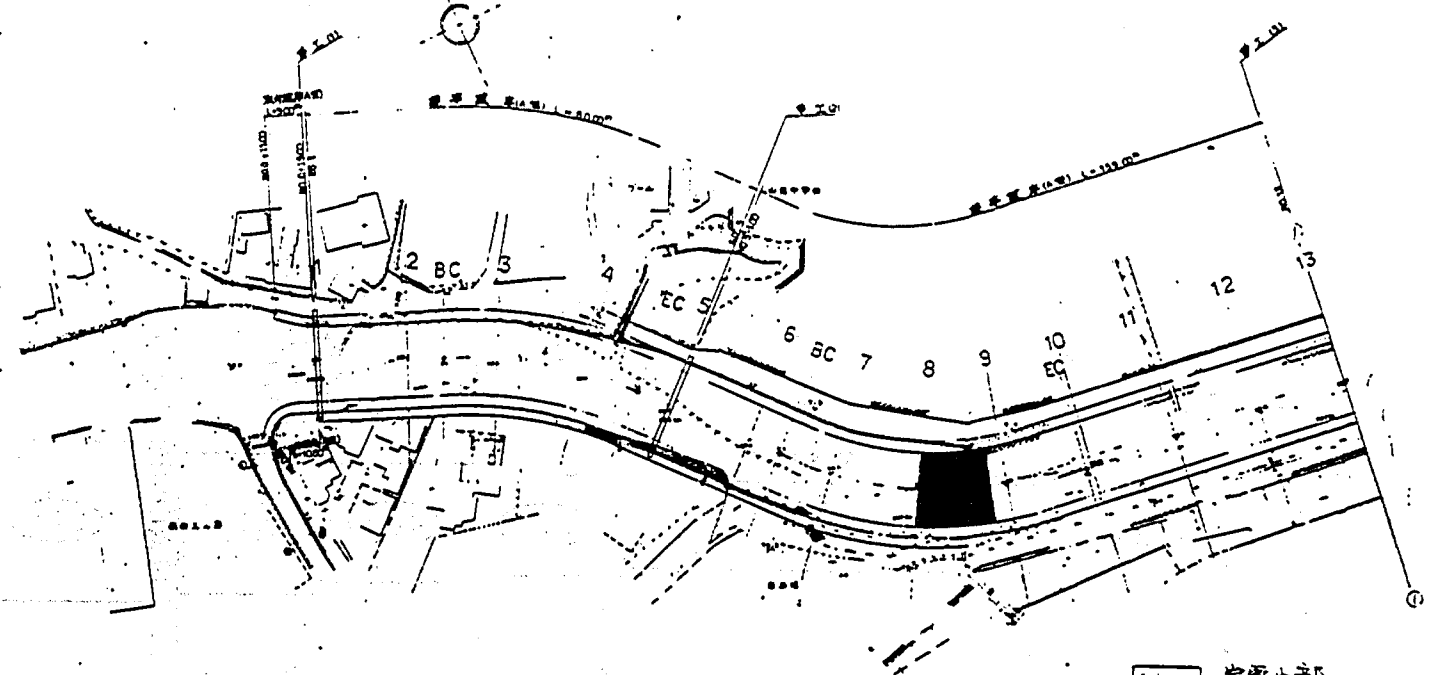


図 - 2 山田川流量配分図

山田川流路工平面図

縮尺 五百分之一



- 岩露土部
- 推定石整
- 実験結果により三面張りにした

100
18.20000
R=100.000
TL=27.017
CL=26.626
SL=23.62

100
18.20000
R=100.000
TL=27.017
CL=26.626
SL=23.62

100
18.20000
R=100.000
TL=27.017
CL=26.626
SL=23.62

図-3 m 山田川流路工計画平面図

工 事 名	山田川流路工
図 面 名	計画平面図 (001)
縮 尺	1/500 (1:500)
作 図 日	昭和 44 年 11 月 10 日
検 査 日	昭和 44 年 11 月 10 日
作 図 者	山田川流路工
検 査 者	山田川流路工
備 考	

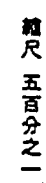
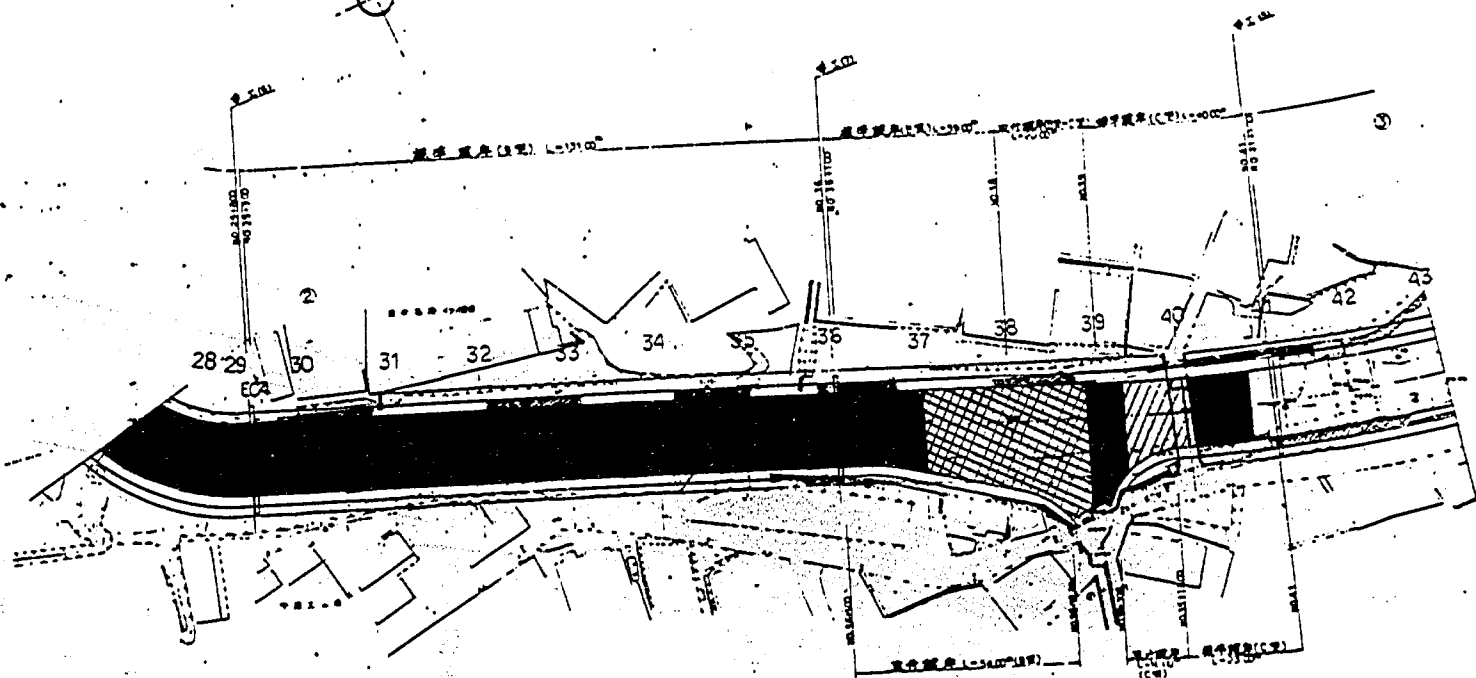


圖-3 ② 山田川流路工計畫平面圖

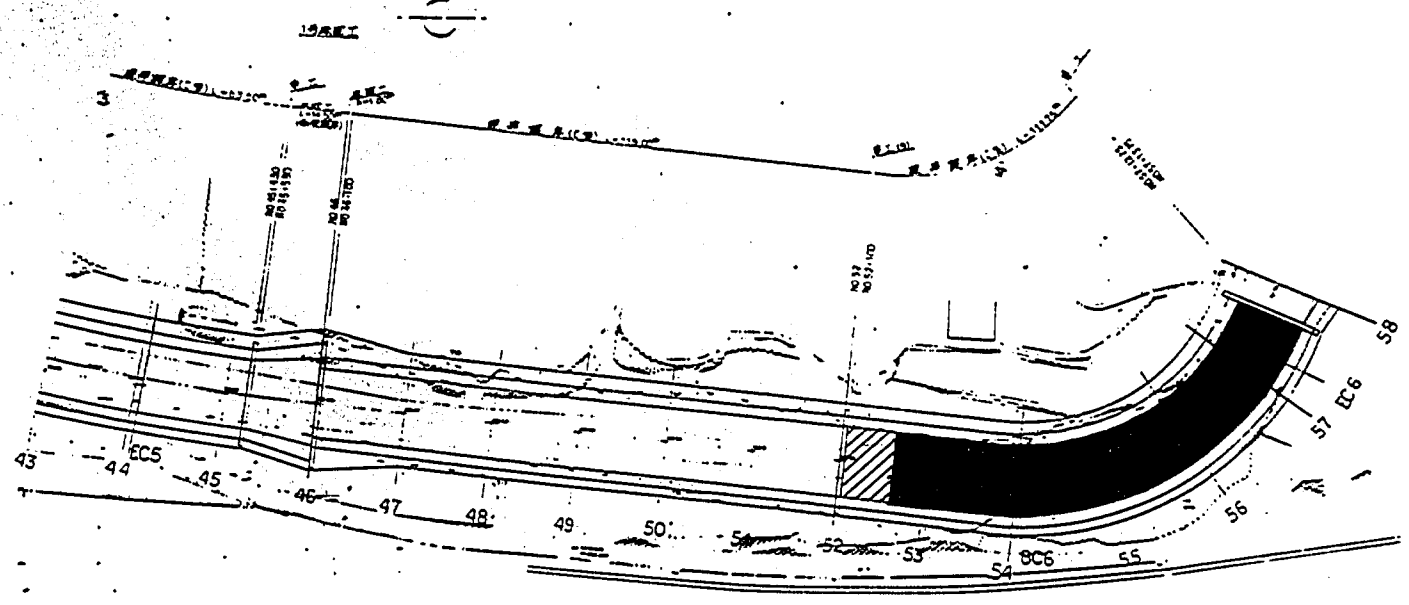
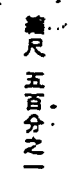
山田川流路工平面図

縮尺 五百分之一



項目 (Item)	内容 (Content)
設計者 (Designer)	山田川流路工計画 (Yamada River Channel Improvement Plan)
設計者 (Designer)	山田川流路工計画 (Yamada River Channel Improvement Plan)
設計者 (Designer)	山田川流路工計画 (Yamada River Channel Improvement Plan)
設計者 (Designer)	山田川流路工計画 (Yamada River Channel Improvement Plan)
設計者 (Designer)	山田川流路工計画 (Yamada River Channel Improvement Plan)
設計者 (Designer)	山田川流路工計画 (Yamada River Channel Improvement Plan)
設計者 (Designer)	山田川流路工計画 (Yamada River Channel Improvement Plan)
設計者 (Designer)	山田川流路工計画 (Yamada River Channel Improvement Plan)
設計者 (Designer)	山田川流路工計画 (Yamada River Channel Improvement Plan)
設計者 (Designer)	山田川流路工計画 (Yamada River Channel Improvement Plan)

図-3 山田川流路工計画平面図

[illegible]

山田川 流路工平面図

縮尺 五百分之一

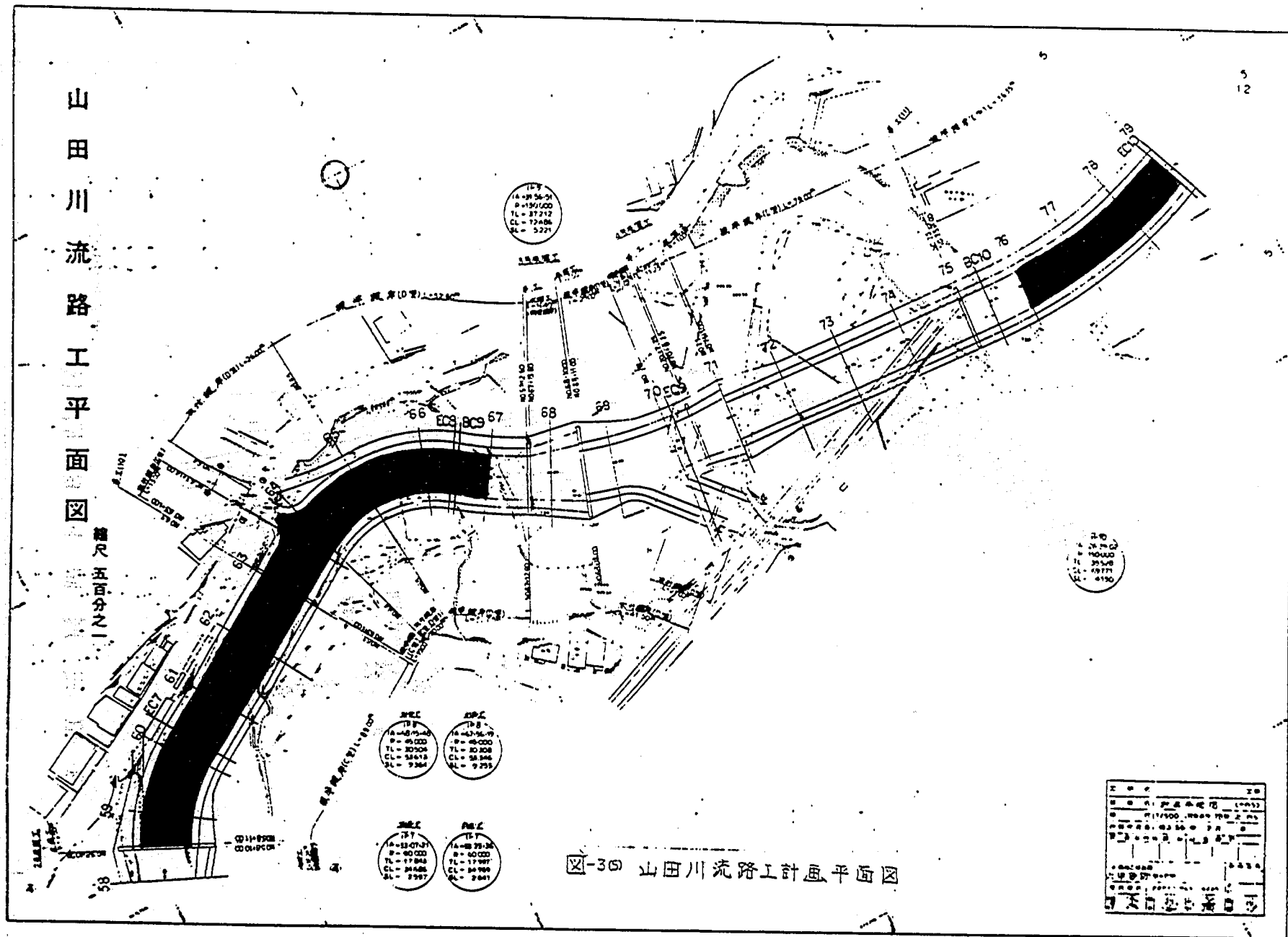
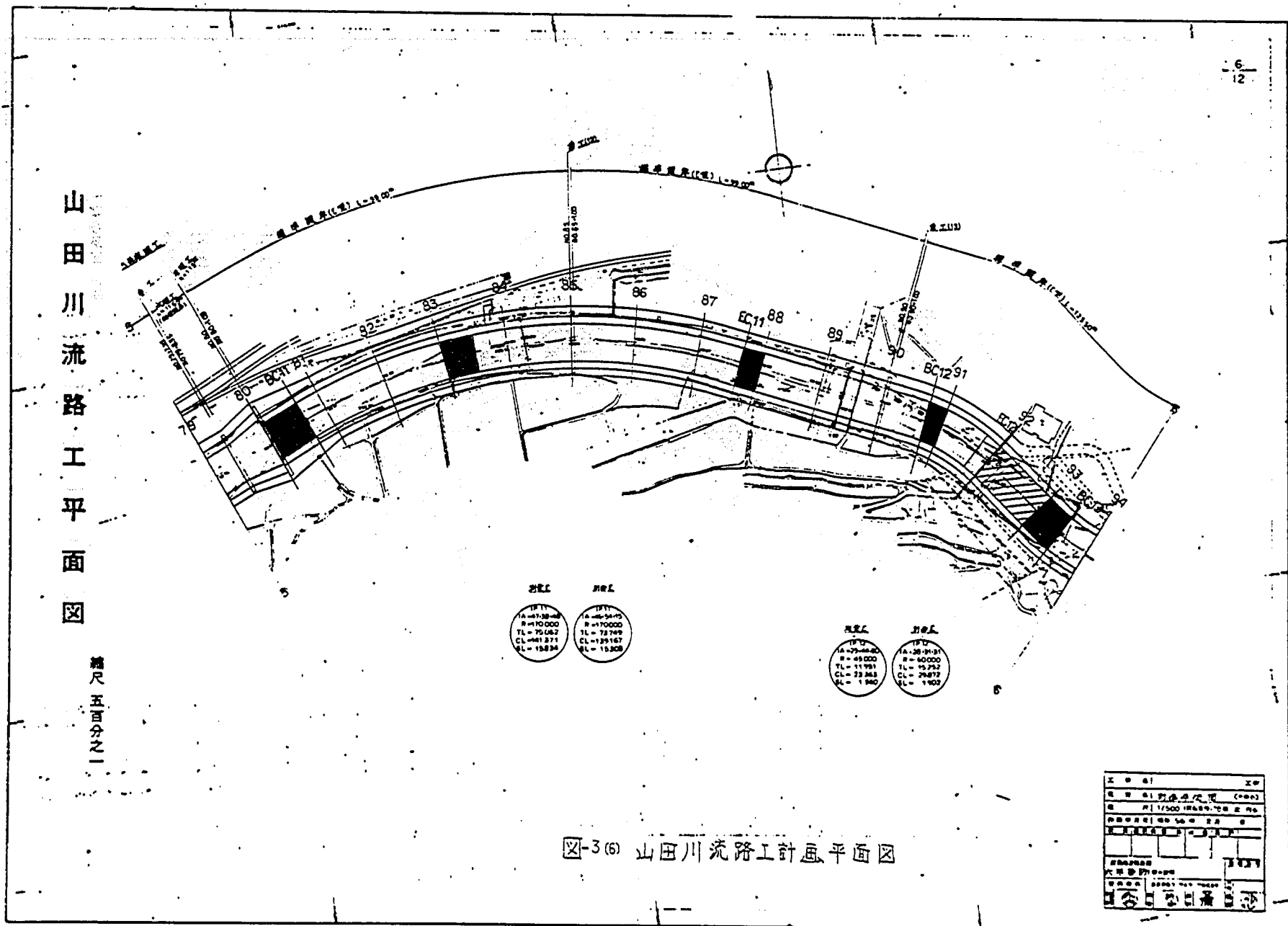
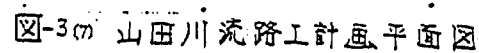


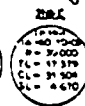
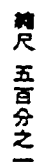
図-30 山田川流路工計画平面図



縮尺 五百分之一



東京都 200
大車 200 1000
東京自動車



姓名	性别	年龄	职业
张德胜	男	45	工人
住址	工作单位	联系电话	电子邮箱
北京市朝阳区	北京钢铁厂	13901234567	zhangdes@163.com
身份证号	户口所在地	婚姻状况	教育程度
11010119500101001X	北京市朝阳区	已婚	高中
血型	民族	宗教信仰	其他信息
O型	汉族	无宗教信仰	无不良嗜好

図-3 (8) 山田川流路工計画平面図

山田川流路工平面図

縮尺 五百分之一

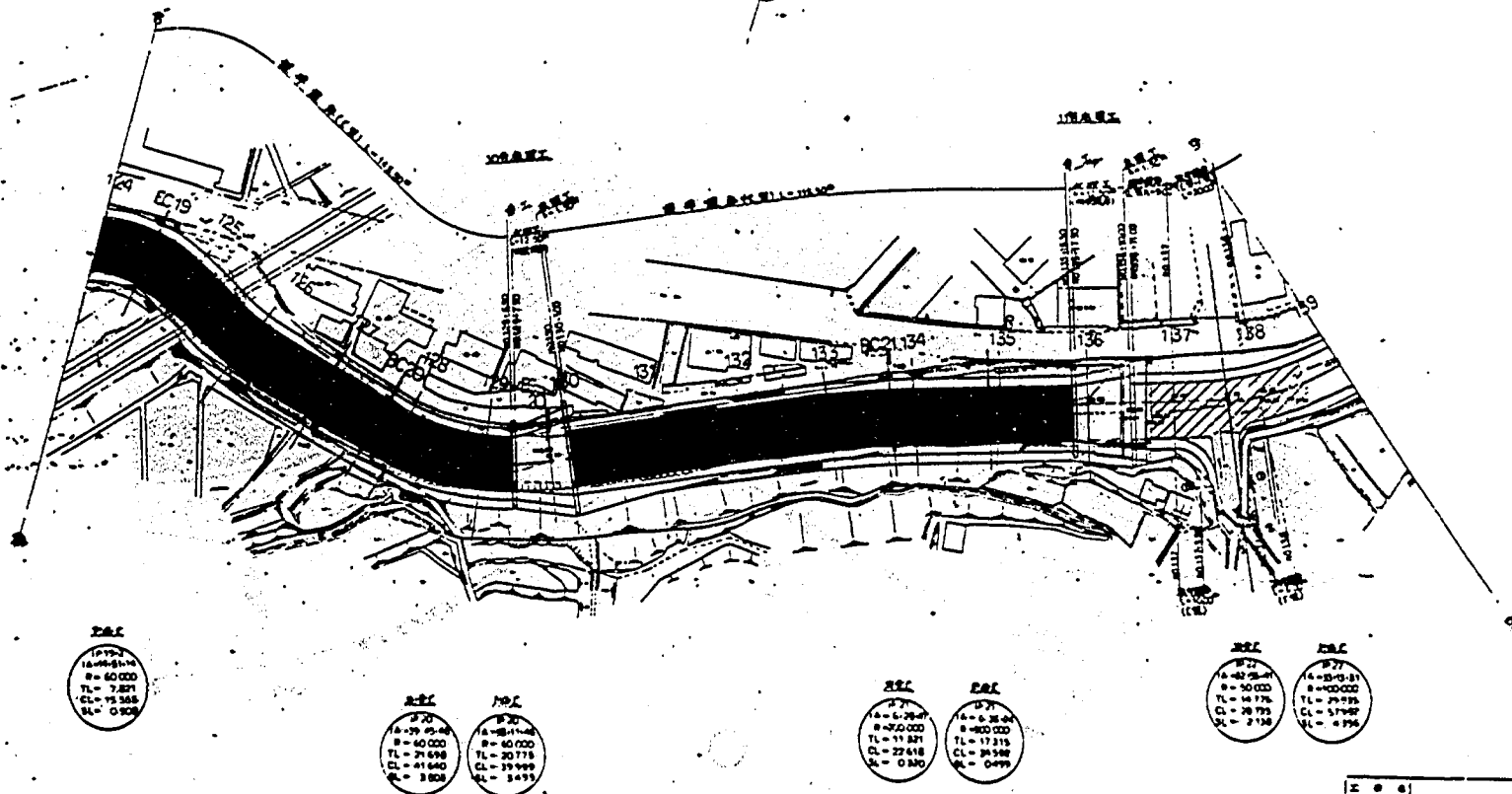
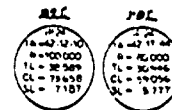
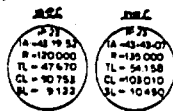
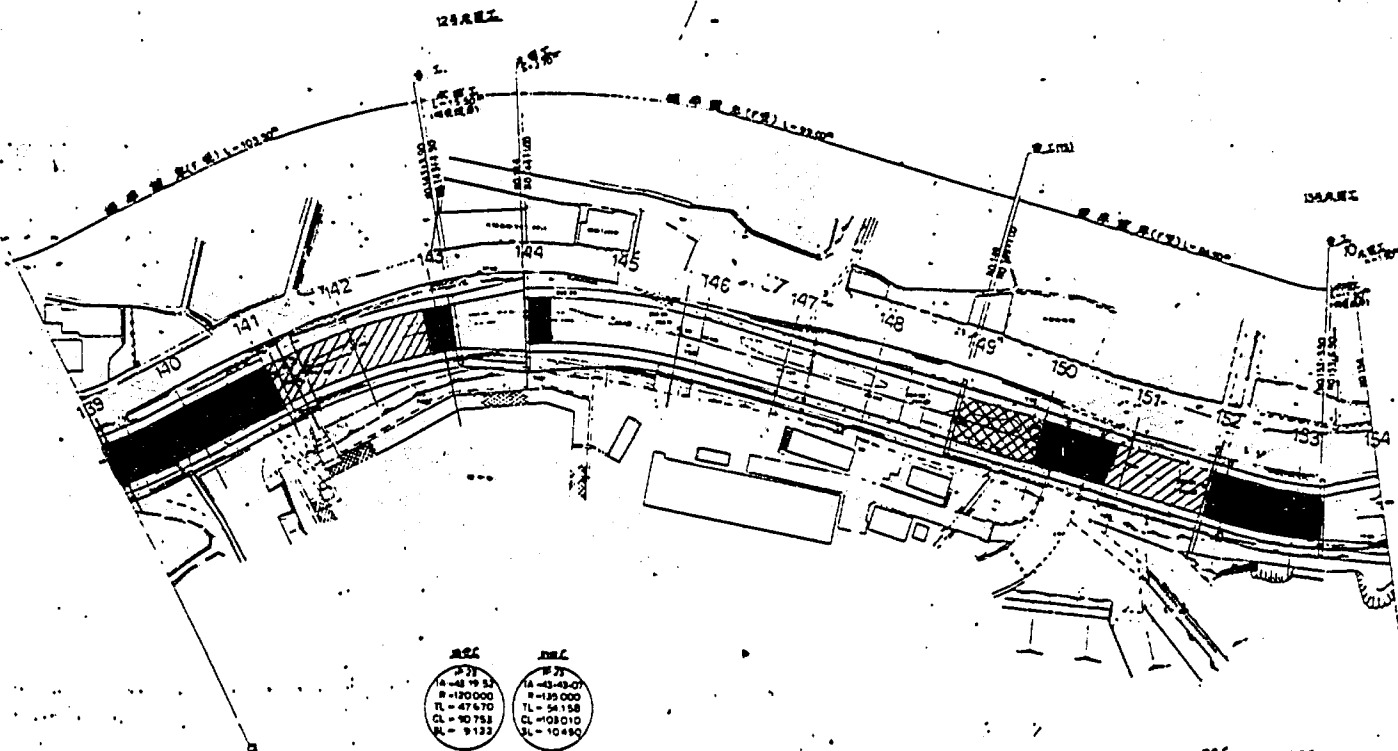


図-3 山田川流路工計画平面図

山田川流路工平面図

縮尺五百分之一



山田川	流路工	平面図
縮尺	五百分之一	
作成	昭和三十四年	
設計	大田 幸次郎	
監理	大田 幸次郎	
調査	大田 幸次郎	
測量	大田 幸次郎	
土木	大田 幸次郎	
建築	大田 幸次郎	
電気	大田 幸次郎	
機械	大田 幸次郎	
化学	大田 幸次郎	
生物	大田 幸次郎	
地質	大田 幸次郎	
水文	大田 幸次郎	
気象	大田 幸次郎	
環境	大田 幸次郎	
その他	大田 幸次郎	

図-3 (a) 山田川流路工計画平面図

山田川流路工平面図

縮尺 五百分之一

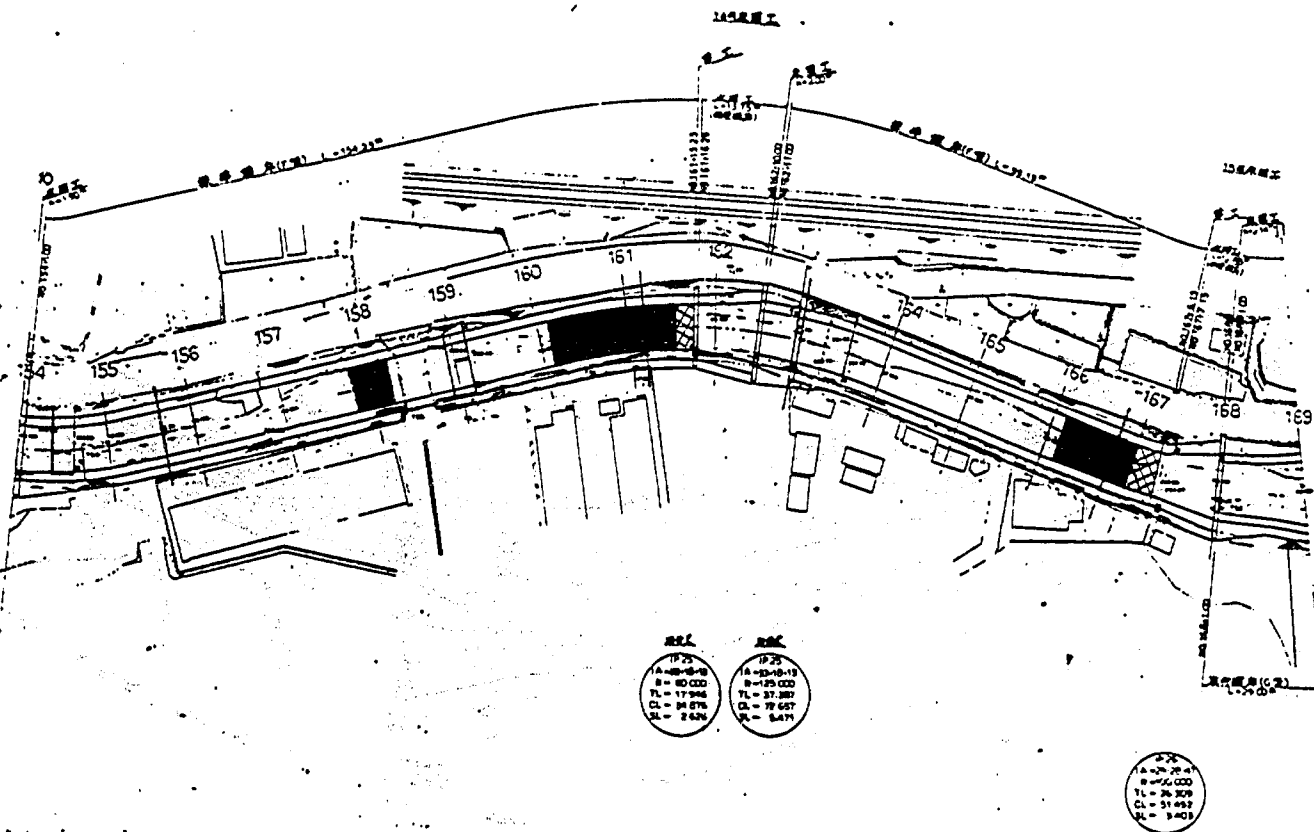


図-3 (m) 山田川流路工計画平面図

工	点	工
1	15-25	15-25
2	25-35	25-35
3	35-45	35-45
4	45-55	45-55
5	55-65	55-65
6	65-75	65-75
7	75-85	75-85
8	85-95	85-95
9	95-105	95-105
10	105-115	105-115
11	115-125	115-125
12	125-135	125-135
13	135-145	135-145
14	145-155	145-155
15	155-165	155-165
16	165-175	165-175
17	175-185	175-185
18	185-195	185-195
19	195-205	195-205
20	205-215	205-215
21	215-225	215-225
22	225-235	225-235
23	235-245	235-245
24	245-255	245-255
25	255-265	255-265
26	265-275	265-275
27	275-285	275-285
28	285-295	285-295
29	295-305	295-305
30	305-315	305-315
31	315-325	315-325
32	325-335	325-335
33	335-345	335-345
34	345-355	345-355
35	355-365	355-365
36	365-375	365-375
37	375-385	375-385
38	385-395	385-395
39	395-405	395-405
40	405-415	405-415
41	415-425	415-425
42	425-435	425-435
43	435-445	435-445
44	445-455	445-455
45	455-465	455-465
46	465-475	465-475
47	475-485	475-485
48	485-495	485-495
49	495-505	495-505
50	505-515	505-515
51	515-525	515-525
52	525-535	525-535
53	535-545	535-545
54	545-555	545-555
55	555-565	555-565
56	565-575	565-575
57	575-585	575-585
58	585-595	585-595
59	595-605	595-605
60	605-615	605-615
61	615-625	615-625
62	625-635	625-635
63	635-645	635-645
64	645-655	645-655
65	655-665	655-665
66	665-675	665-675
67	675-685	675-685
68	685-695	685-695
69	695-705	695-705
70	705-715	705-715
71	715-725	715-725
72	725-735	725-735
73	735-745	735-745
74	745-755	745-755
75	755-765	755-765
76	765-775	765-775
77	775-785	775-785
78	785-795	785-795
79	795-805	795-805
80	805-815	805-815
81	815-825	815-825
82	825-835	825-835
83	835-845	835-845
84	845-855	845-855
85	855-865	855-865
86	865-875	865-875
87	875-885	875-885
88	885-895	885-895
89	895-905	895-905
90	905-915	905-915
91	915-925	915-925
92	925-935	925-935
93	935-945	935-945
94	945-955	945-955
95	955-965	955-965
96	965-975	965-975
97	975-985	975-985
98	985-995	985-995
99	995-1005	995-1005
100	1005-1015	1005-1015

山田川流路工平面図

縮尺 五百分之一

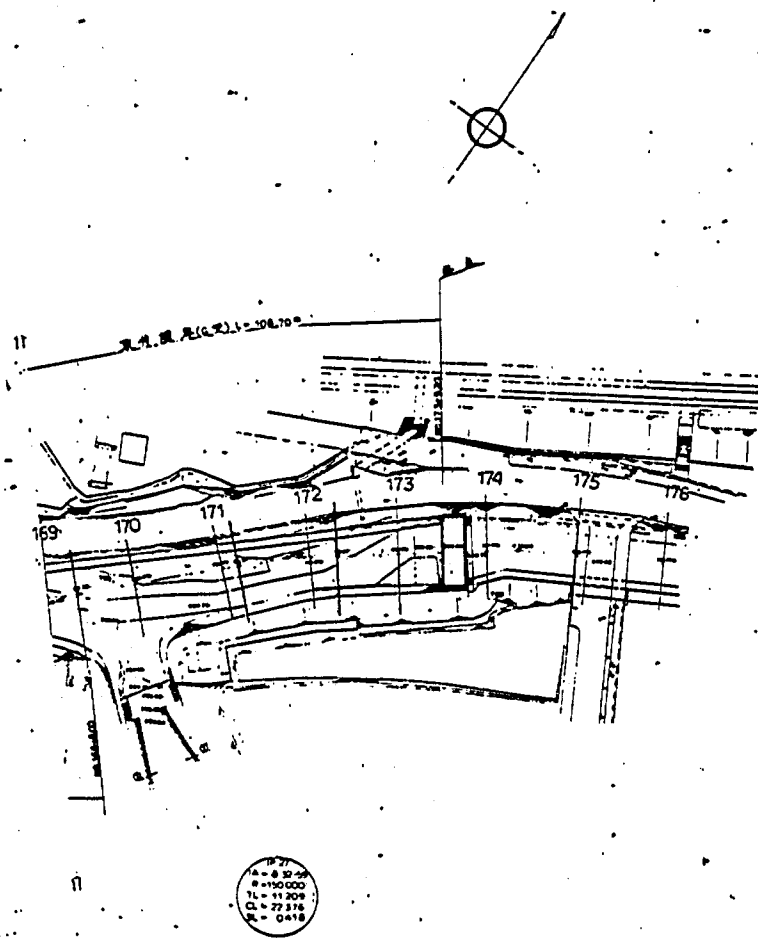


図-3 (2) 山田川流路工計画平面図

設計者	設計者
監理者	監理者
調査者	調査者
作成者	作成者
承認者	承認者
日付	日付
場所	場所
図名	図名
縮尺	縮尺
単位	単位
備考	備考

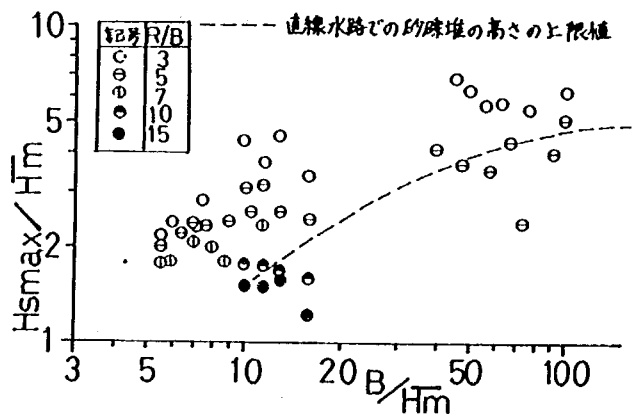


図-4 $\frac{H_{smax}}{\bar{H}_m}$ と $\frac{B}{\bar{H}_m}$ の関係

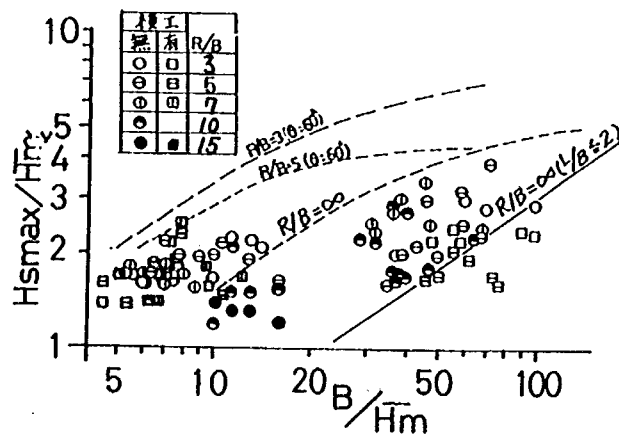


図-5 $H_{smax}/\bar{H}_m$ と $B/\bar{H}_m$ の関係

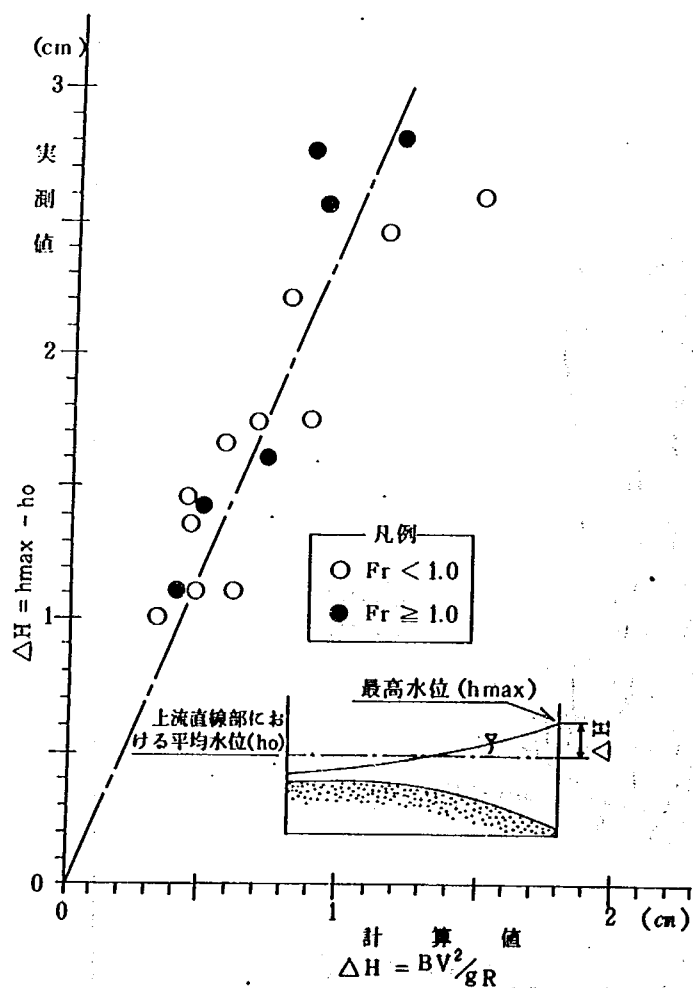


図-6 彎曲部における外彎側水位と平均水位との差

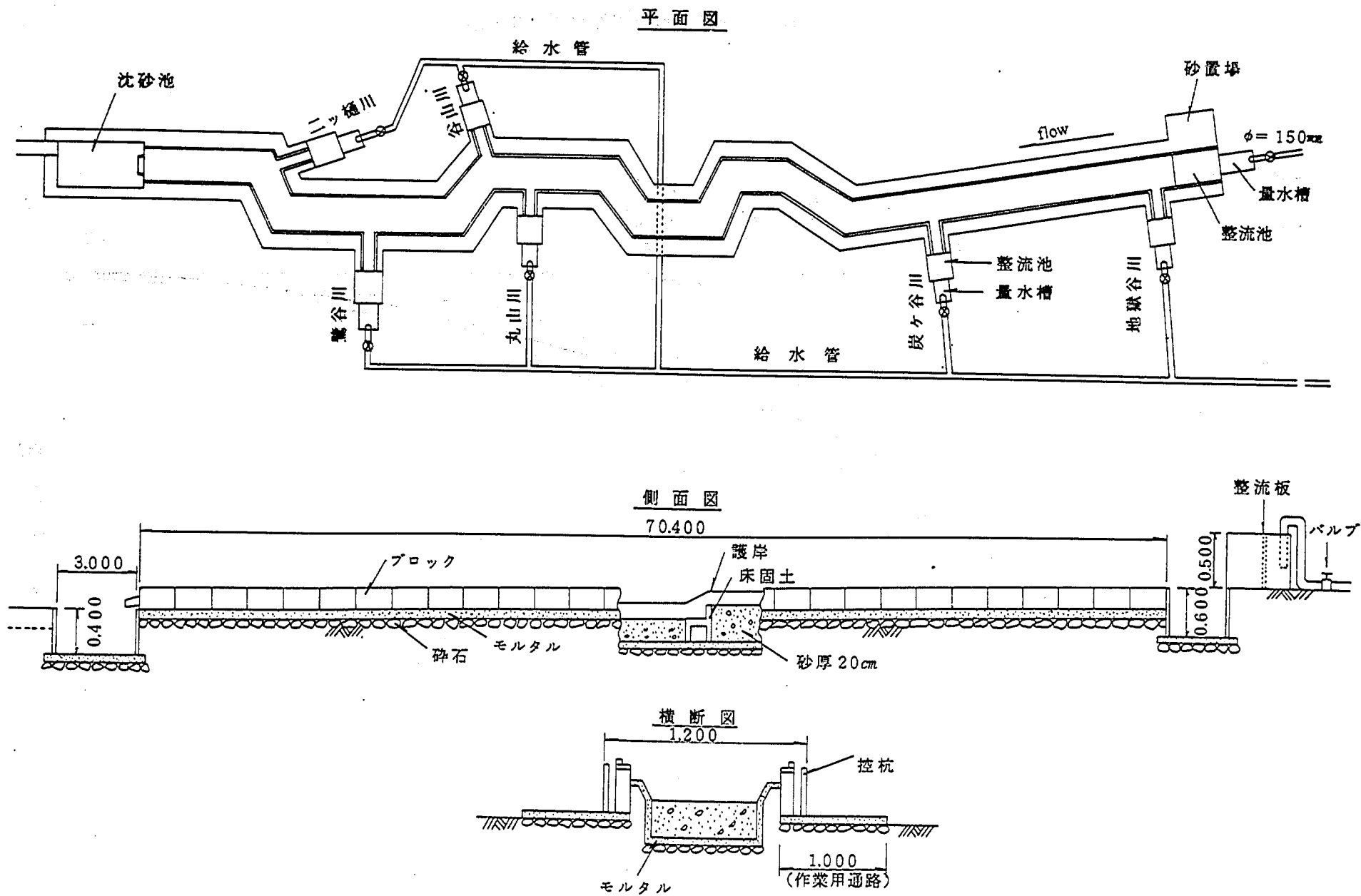
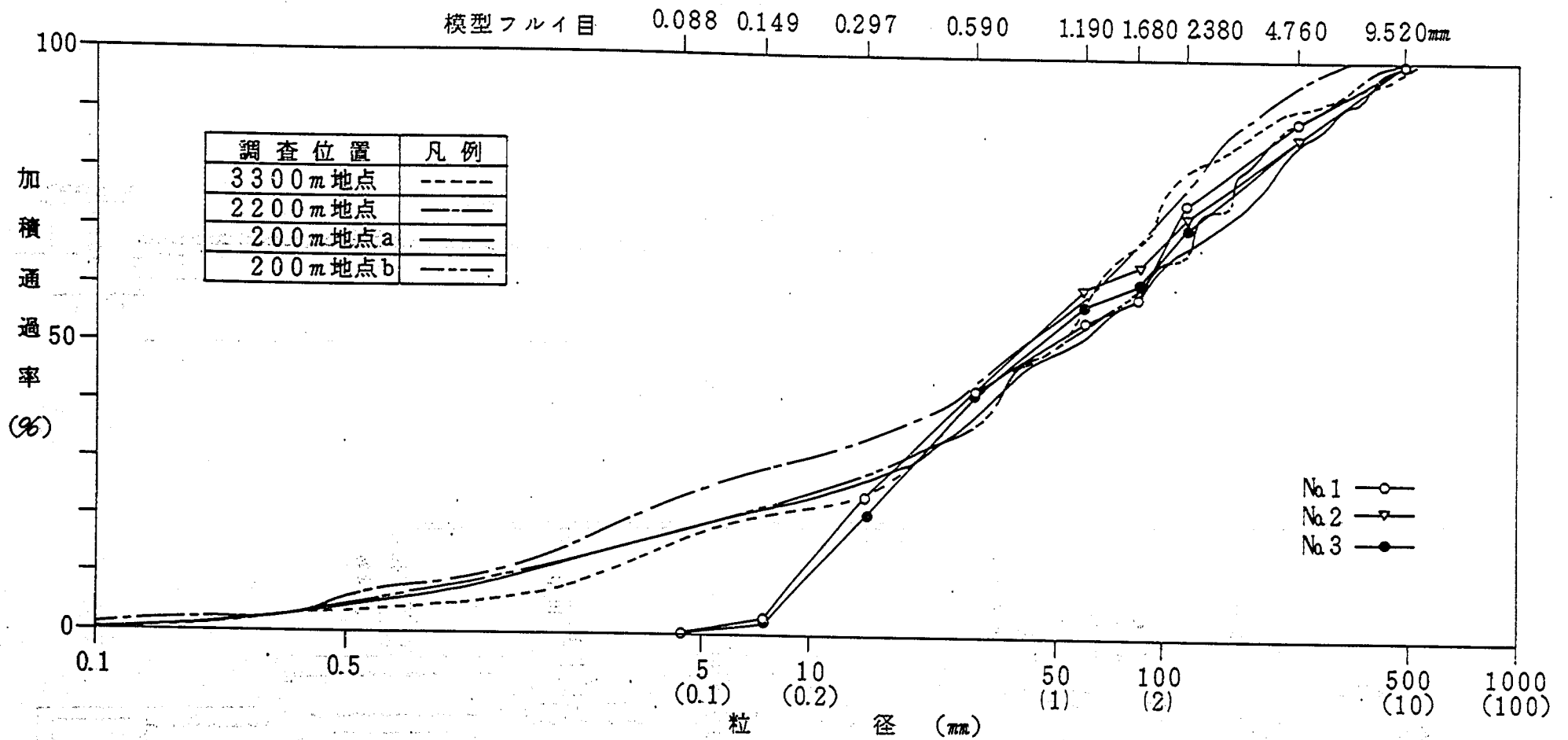


図-7 模型概要図



注) () 内は模型値を示す。

図-8 実験使用砂粒度分布加積曲線

§ 2 模 型 の 相 似

2.1 相 似 則

縮尺を $1/50$ とし、水理量はフルード相似則に従っている。模型諸量の実物に対する縮率は表-5 のようになる。

2.2 粗度係数の検討

粗度係数は、河床変動や水位に影響を与えるので、粗度係数の相似について検討する。

山田川流路工の設計に用いた Manning の粗度係数 n は、 0.030 である。水理公式集では図-9 に示すような粗度係数 n の概略値を示している。本実験で検証した計画高水流量における固定床部分の粗度係数は、 $n=0.027\sim0.031$ で、平均的には、 0.029 である（表-6）。この値は、設計値はほぼ等しく、図-9 で見る岩場堀削（平滑で一様）の場合に一致する。

また、移動床部では、 $n=0.037\sim0.041$ で、平均的には 0.038 である。

表-5 諸物理縮尺比率表 (フルード法則)

諸 量		次 元 (L-F-T)	縮 率	
			比	縮 尺
幾 可 学 的 な 量	水 平 (X)	L	Xr	1 : 50
	鉛直 (h) (水深・標高)	L	hr	1 : 50
	勾 配 (h/X)	-	hr · Xr ⁻¹	1 : 1
	面 積 (A)	L ²	hr · Xr	1 : 2500
	体 積 (V _m)	L ³	hr · Xr ³	1 : 125000
流 水 に 関 す る 量	フルード数 (Fr)	-	1	1
	流 速 (V)	L · T ⁻¹	hr ^{1/2}	1 : 7.071
	流 量 (Q)	L ³ · T ⁻¹	Xr · hr ^{3/2}	1 : 17677.7
	時 間 (T)	T	Xr · hr ^{-1/2}	1 : 7.071
	圧力の強さ (P)	F · L ⁻²	hr	1 : 50
	粗度係数 (n)	L ^{-1/3} T	hr ^{2/3} · Xr ^{-1/2}	1 : 1.920
	流量係数 (C)	-	1	1
	掃 流 力 (J)	F · L ⁻²	hr	1 : 60
	エネルギー (E)	F · L	hr ⁴	1 : 6250000
	運 動 量 (mV)	F · T	hr ^{1/2}	1 : 883883

表-6(1) 固定床部における粗度係数 (計画高水流量)

断面 No	平均水位 (H) m	通水断面積 (A) m ²	水位差 (h) m	流速 (V) m/s	フルード数 (Fr)	粗度係数 (n)	平均粗度係数 n
EC10	230.52	36.55	0.03	6.70	1.28	0.040	0.029
No78	230.49	40.09		6.11	1.13	0.021	
No77	230.34	39.78		6.15	1.12	0.029	
No76	230.16	36.14		6.78	1.27	0.024	
BC10	230.12	36.68		6.68	1.25		
帯10-5m	223.77	54.09	0.03	7.43	1.27	0.028	0.027
No61	223.80	58.65		6.85	1.14	0.025	
No60	223.77	56.28		7.14	1.20		
帯7-10m	215.98	73.43	0.61	5.76	0.89	0.027	0.031
帯6+18m	215.37	75.38		5.61	0.86	0.035	
EC4	214.77	70.88		5.97	0.92		

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$n^2 = \frac{h + \alpha/2g(v_i^2 - v_f^2)}{(v_i^2/Rf^3 + v_f^2/Rf^3)L/2}$$

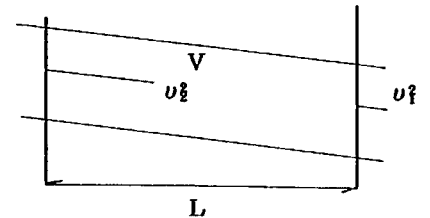
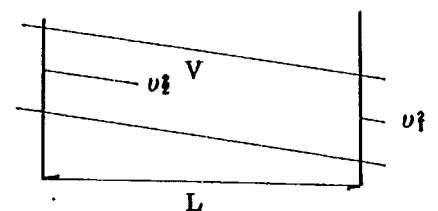


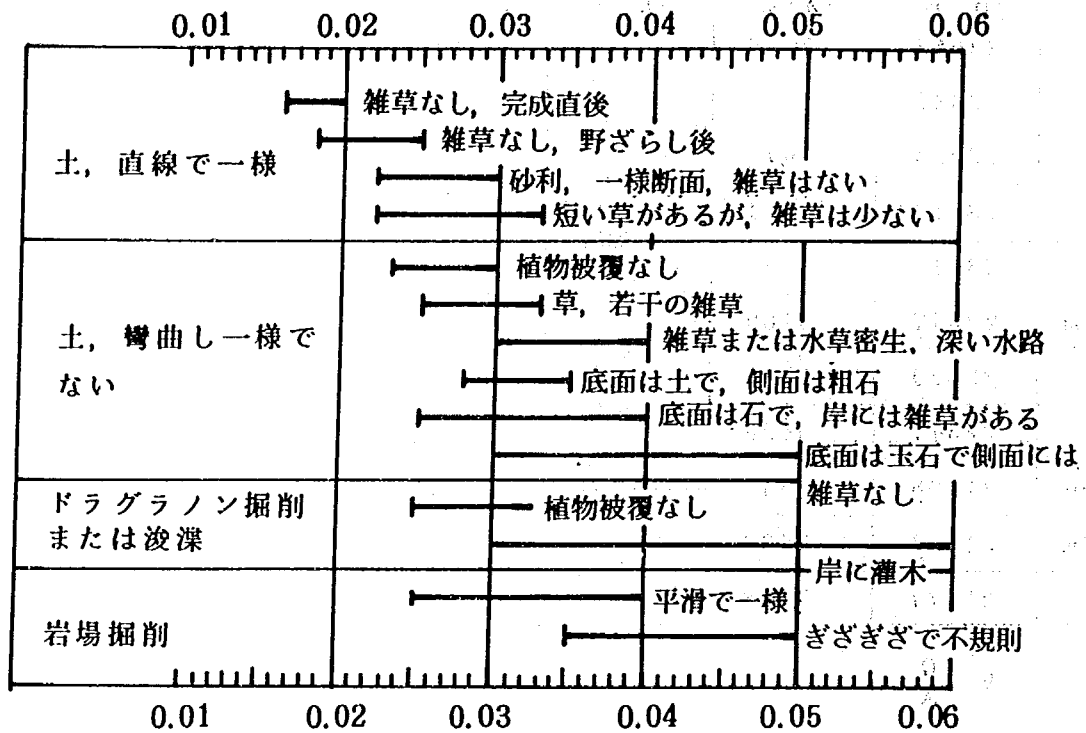
表-6(2) 移動床部における粗度係数 (計画高水流量)

断面 No	平均水位 (H) m	通水断面積 (A) m ²	水位差 (h) m	流速 (V) m/s	フルード数 (Fr)	粗度係数 (n)	平均粗度係数 n
EC24+35m	260.34	31.06	1.2	6.34	1.09	0.037	0.037
EC24+25m	261.54	41.94		4.70	0.70	0.028	
EC24	261.21	34.88		5.65	0.92		
No50	220.17	101.25	1.09	3.97	0.50	0.038	0.038
No48	219.08	73.44		5.47	0.80		
EC5	217.43	69.58	0.17	5.78	0.89	0.041	0.038
No43	217.26	71.7		5.60	0.86	0.027	
No42	217.02	65.11		6.17	0.95	0.047	
帯8+5m	217.14	68.62		5.86	0.90		
No11	210.09	69.78	0.14	6.31	1.02	0.041	0.041
EC2	209.95	74.78		5.88	0.92	0.014	
No9	210.07	77.94		5.65	0.87		

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$n^2 = \frac{h + \alpha/2g(v_i^2 - v_f^2)}{(v_i^2/Rf^3 + v_f^2/Rf^3)L/2} \quad (\alpha = 1.1)$$





(C) 掘削または浚渫水路(築堤による水路改修河川を含む)

図-9 粗度係数の概略値

§ 3 実 験 結 果 と 考 察

3.1 計画案の問題点

1) 計画高水流量の $1/2$ 流量の条件

- (1) 護岸越水箇所はない。(写真-1)
- (2) 固定床と移動床の変化点での洗堀が大きい。
 - ① Na 8 地点で $4 \sim 5 \text{ m}$ の局所洗堀
 - ② Na 19 地点で $2 \sim 2.5 \text{ m}$ の局所洗堀
- (3) 帯工下流の局所洗堀
 - ① 2号帯工の下流で $2 \sim 2.5 \text{ m}$ (写真-2)
 - ② 1号床固工の下流で 2 m 前後

2) 計画高水流量の条件

(1) 護岸越水ヶ所

水位及び河床高の変化を図-10に示した。

- ① Na 160 地点の右岸の固定床部から移動床部に变化する地点で、移動床部の洗堀によって生ずる流水の跳水で $0.5 \sim 1 \text{ m}$ の範囲で護岸越水する。同じ原因で Na 97 地点で $1.0 \sim 1.5 \text{ m}$, Na 81 ~ 83 の右岸で 0.5 m 護岸越水する。(写真-3)
- ② Na 15 号帯工の上流面が洗堀され、帯工に当たった流水が跳水して護岸越水する。(写真-4)
- ③ 床固工の側壁の形状の影響で生ずる衝撃波により、12号床固工の下流で、右岸の護岸天端を $1.0 \sim 1.5 \text{ m}$ (写真-5) , Na 120 地点の右岸で $0.3 \sim 0.5 \text{ m}$, 8号床固工の下流の右岸で $0.3 \sim 0.5 \text{ m}$ 越水する。
- ④ 彎曲法線の影響で越水ヶ所は、8号床固工の上流 (IP 17) の右岸で $0.3 \sim 0.5 \text{ m}$, Na 59 地点 (IP 7) の右岸で 0.5 m , Na 28 地点 (IP 4) の左岸で $1.8 \sim 2 \text{ m}$ (写真-6) , Na 25 地点 (IP 3) の右岸で $1.5 \sim 2 \text{ m}$ である。特に IP 3 及び IP 4 の反曲線部は、流水を彎曲部で背き上げる格好となり、彎曲部の両岸で越水するだけでなく、彎曲部上流の直線部の流速を減じる結果となり、水位が上昇し、直線部の Na 37 区間まで両岸で越水する影響を与えている。

(2) 彎曲部で局所洗堀深が大きい区が存在する。その様子を図-11に示した。

- ① IP 1 ~ IP 2 の区間の外彎側で洗堀深が大きく、Na 6 , Na 7 地点の左岸では、 $5 \sim 6 \text{ m}$ の洗堀が生じている。(写真-7)
- ② IP 3 の区間で、上・下流の固定床にはさまれた移動床部分の EC 3 付近で 6.5 m 程度の洗堀が生じている。(写真-8)
- ③ IP 15 ~ IP 16 の区間での洗堀が大きく、B・C 15 の外彎側で 5 m の洗堀が生じている。(写真-9)
- ④ IP 13 の区間に設置した第 6 号床固工の前庭部で 2.5 m , 外彎側で 2 m 程度の洗堀が生じている。

(3) 横工前庭部の局所洗堀深が大きい。

初期河床高に対する河床変化高を図-12に示した。また、図-11に横断形状を平面的に整理して示した。横工の前庭部の最大洗堀深を示すと次のとおりである。

- ① 15床固工の前庭部で 3 m
- ② 8号床固工の前庭部で 2.5 m
- ③ 6号床固工の前庭部で 2.5 m
- ④ 11号帯工前庭部で 2.5 m
- ⑤ 9号帯工前庭部で 5 m (写真-10)
- ⑥ 1号床固工前庭部で 2 m
- ⑦ 2号帯工前庭部で 4.5 m (写真-11)

(4) 固定床の上下流の移動床部で局所洗堀が大きい区間が存在する。(図-12)

- ① Na 158~Na 160の区間で最大 2 m
- ② Na 154~Na 158の区間で最大 2 m
- ③ 帯工 15~Na 150の区間で最大 1.5 m
- ④ 8号床固工本堤上流面で 7.5 mの局所洗堀(写真-12)
- ⑤ IP 11の彎曲部で、Na 82~Na 84区間で最大 3 m(写真-13)
- ⑥ IP 3とIP 4との接合部で最大 6.6 m(写真-8)
- ⑦ B・C 2で最大 7 m(固定部と帯工 2との距離が短い)

(5) 帯工で河床低下が防止できないものが存在する。

IP 1・IP 2の彎曲部の帯工 2は、帯工の前庭部だけでなく、直上流部の洗堀が大きく、帯工の維持上問題である。(図-12)

3.2 問題点に対する対策案の検討

3.2.1 局所洗堀防止対策

図-13に河床高の変化を示した。

1) 彎 曲 部

局所洗堀が大きいのは、いずれも $R/B < 5$ 、 $\theta > 40^\circ$ の幾何形状を有する彎曲部であり、平均水深の 1.5~2 倍の洗堀を受けており、筆者らの実験的研究成果によく一致する。このような彎曲部において帯工を設置しても帯工の上・下流部の洗堀が大きく局所洗堀深を低減させることが困難であるとの結果を得ている。本実験結果においても、図-12で IP 1~IP 2 間の帯工の影響をみるように、帯工を設置していても帯工の維持が困難である。

本実験では、IP=15 ($\theta=65^\circ 53'$ 、 $R/B=5$ 、 $B/Hm=3.4$) の彎曲部において局所洗堀低減工法について検討した。本実験で検討した工法は、①クシ型帯工、②平行工、③透過水制である。以下に実験結果を記述する。

- ① 図-14に示す type 1 のクシ型帯工は、粗度が大きくなり、流速を低減することから、水位が

上昇して左右岸の護岸天端を1~1.5mの水深で越流する。

計画案に比べて内彎側の土砂堆積が著しく、外彎側のクシ型帯工の下流で2.5m程度洗掘される。(写真-14)

② 図-14(2)に示すクシ型帯工のtype 2(外彎側だけをクシ型とする)の場合は、type 1と同様な結果を示す。(写真-15)

③ 図-14(3)に示す平行工のtype 3の場合は、図-15で河床と水面変化を示すように計画案に比べて水位上昇と外彎側の局所洗掘及び内彎側の土砂堆積は低減できる。(写真-16)

④ 図-14(4)に示す形状の平行工のtype 4の場合は、type 3に比べて局所洗掘深の変化は僅かである。水位は、彎曲部終端付近で若干低下する傾向を示す。(図-14)

⑤ 図-14(5)に示す形状の透過水制工のtype 5の場合はtype 3, type 4に比べて局所洗掘深の変化は僅かであるが、水位上昇量は2つのtypeに比べて大きい。(図-15, 写真-17)

以上の実験結果により、彎曲部での局所洗掘防止と水位上昇低減の対策工としては、平行工が優れていると一応考察できるが、局所洗掘深は計画案に比べて約1m低減する程度であり、大きな効果は得られていない。十分な効果を得るためには、平行工の配置と形状等の実験的研究が必要となる。以上のような考察により、実河川においては、外彎側の洗掘深に見合う長さの根固工を施工することが望ましいと考えられる。

2) 移動床部分を固定することが望ましい区間(図-3, 図-12)

(1) 山田川の計画河床面は、移動床(礫層)と固定床(岩)とが混在して構成されており、移動床部で計画根入深より局所洗掘が大きく、しかも流水の跳水によって水位が上昇して護岸高が不足する区間がある。計画護岸根入深と護岸高を確保するためには、次に示すこのような区間では、移動床を固定することが望ましい。

① 15号床固工~No.167

② 14号床固工の下流

③ No.150~149(写真-4)

④ No.116~8号床固工

⑤ No.98~No.97

⑥ No.39~No.37

⑦ No.27~No.25

(2) IP3の彎曲部の河床を固定することによってNo.26.5~No.25間の左岸の水位を低下できる。

計画案において、同区間左岸は、1m程度の嵩上げが必要となる。しかし、背後地には家屋が存在していて、しかも背後地盤より水位が高くなるので、護岸の嵩上げは困難であり、水位を低下させる必要がある。IP3の彎曲部の河床を固定することによって図-16に示すように、No.26.5~25間の左岸の水位が低下して計画案の護岸高で問題がないことになる。

(3) その他の区間においても河床の移動床区間を固定することにより、洗掘が防止され、流水の跳水による水位上昇が低減される。この様子を写真-18と写真-19を比較して示している。

(4) 既応最大流量を対象とする実験においても、次に列挙する地点での局所洗堀が大きく、前庭保護工や根固工等の対策が必要となる。(図-17, 図-18)

- ① 2号帯工下流で3 mの洗堀
- ② Na 7地点で5 ~ 6 m
- ③ Na19地点の右岸で2.5 m
- ④ 1号床固工の前庭部で2 m
- ⑤ 9号帯工の前庭部で6 m
- ⑥ 14号~7号床固工間の彎曲部外彎側で3.5 m
- ⑦ 11号帯工前庭部で3 m

の洗堀深が測定されている。

3) 帯工の効果の検討

曲率半径Rが小さく、交角 θ の大きい彎曲部に帯工を設置しても、河床低下を防止する効果の小さいことについてすでに述べた。本実験は、IP6とIP5の彎曲部間の直線区間において帯工の効果の検討を行った。図-19で帯工の有無による河床変化を比較するように直線区間に帯工を設置すると、洗堀深は小さくなるが、まだ帯工の上流部で3.6 mと大きく、十分な効果は期待できない。

4) 横工の前庭保護工

床固工及び帯工の前庭部に長さ10 mの護床工を施工すると、床固工及び帯工の前庭部の局所洗堀深は半減できる、この様子を図-20に示した。図-20で護床工を設けない場合に、9号帯工の下流では、最大5.8 mの洗堀が生じているのに対して、長さ10 mの護床工を設置すると、最大洗堀深は2.5 mまで低減される。図-20より、1号床固工の下流においても護床工を施工すると、洗堀深が低減されることがわかる。

5) 床固工の側壁の形状の検討

計画案における床固工直下の護岸の形状(図-21㉔)にすると、床固工の下流で衝撃波が生じて、水位を上昇させる。(写真-20)

衝撃波を低減させ水位を低減させるためには、図-21㉕のように、急拡部を設けず直線とすることが望ましい。(写真-21) 図-21㉕の形状にすると、図-22に示すように水位は低下するが、落水水が直線法面をたたく問題がある。そこで、図-21㉖のように、法線を可能な範囲で漸変させる形状がよいことになる。

3.2.2 護岸高の検討

移動床を固定したり、横工に前庭保護工を施工しても、やはり彎曲部の外彎側で水位が上昇して護岸高が不足するので、嵩上げを必要とする区間が存在する。(写真-22)

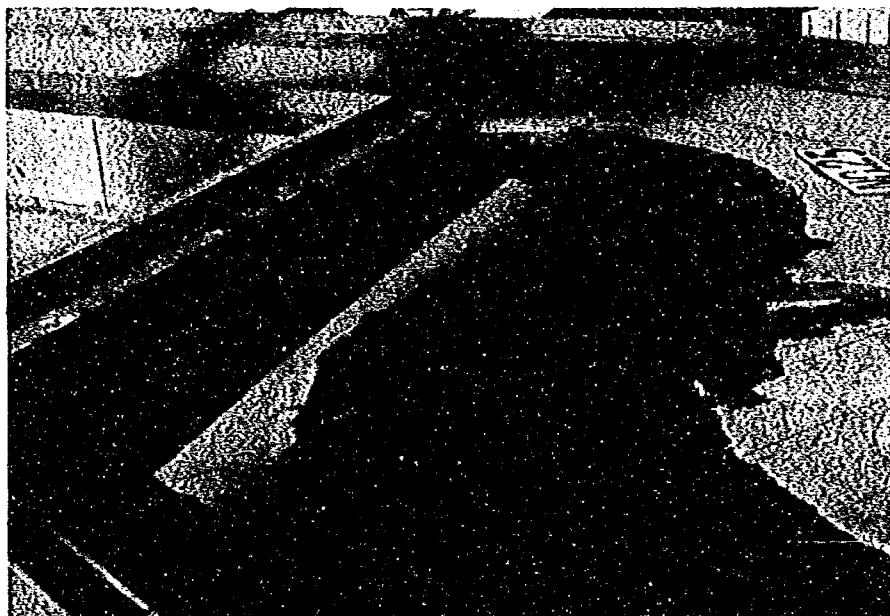
図-23と図-24より1 m以上の嵩上げを行うことが望ましい区間を列挙すると次のとおりである。

- ① EC 1 ~ Na19区間で1 m

- ② B.C 3 ~ E.C 4 の区間で 2 m
- ③ E.C 4 ~ E.C 5 の区間で 1 m
- ④ B.C 6 ~ E.C 6 の区間で 1 m
- ⑤ E.C 11 ~ E.C 12 の区間で 1 m
- ⑥ B.C 14 ~ E.C 14 の区間で 1 m

また、Na 26.5 ~ Na 31 の区間は内彎側においても護岸を 2 m 程度嵩上げる方がよい。既応最大流量を対象とする実験結果を図 - 25 に示しておいたが、既応最大流量においても、次に列挙する区間は護岸高が不足する。

- ① IP 3 ~ IP 4 の区間では全体に護岸高に余裕がなく、外彎例においては 0.5 ~ 1.0 m の護岸の嵩上げが必要（写真 - 23）
 - ② Na 37 ~ 6 号帯工区間で両護岸を 0.2 ~ 0.3 m
 - ③ 6 号床固工 ~ Na 96 区間の右岸で 0.2 ~ 0.5 m
 - ④ Na 101 ~ Na 100 区間の左岸で 0.2 ~ 0.5 m
 - ⑤ Na 128 ~ Na 127 区間の左岸で 0.2 ~ 0.3 m
- 等である。



写真－１ IP3～IP4の彎曲部の流況（計画高流量の $\frac{1}{2}$ 流量）
彎曲部の外彎部で水位が上昇するが，護岸天端の越水問題はない。



写真－２ 帯工の前庭部での洗掘が大きい。

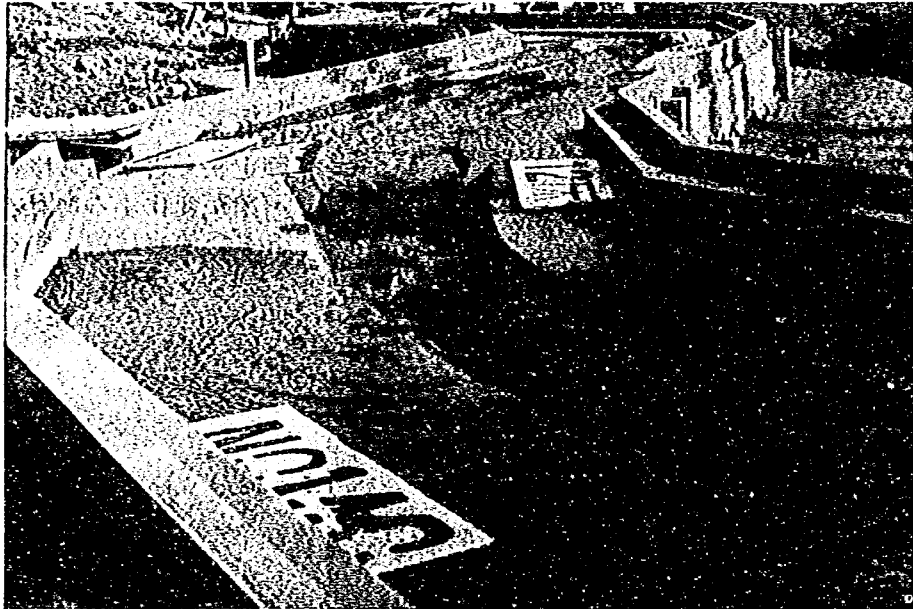


写真－3

固定床（岩）から移動床（礫）に
河床が変化する地点での洗掘が著
しく、流水は跳水する。



写真－4 15号帯工の上流面が洗掘されて、流水は跳水し護岸越
水が生じている状況（計画高水流量）
この区間の上・下流は固定床であり、帯工の上・下流間
の洗掘を大きくする。



写真－5 床固工の下流の側壁の形状の影響で生ずる衝撃波と護岸越水の状況（計画高水流量）



写真－6
IP3～IP4の彎曲部での護岸越水の状況（計画高水流量）

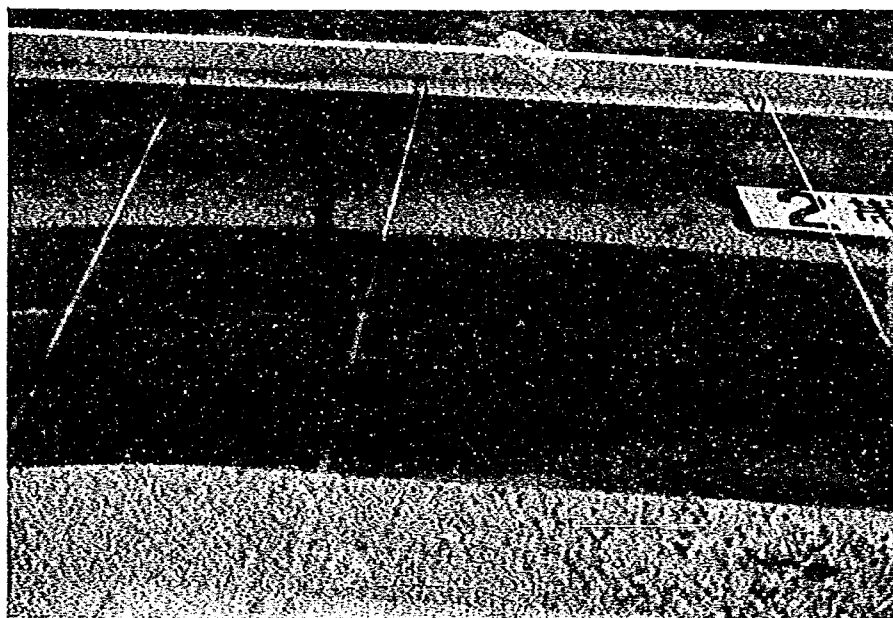


写真-7 IP1～IP2の区間に設置した2号帯工の下流の洗掘状況（計画高水流量）

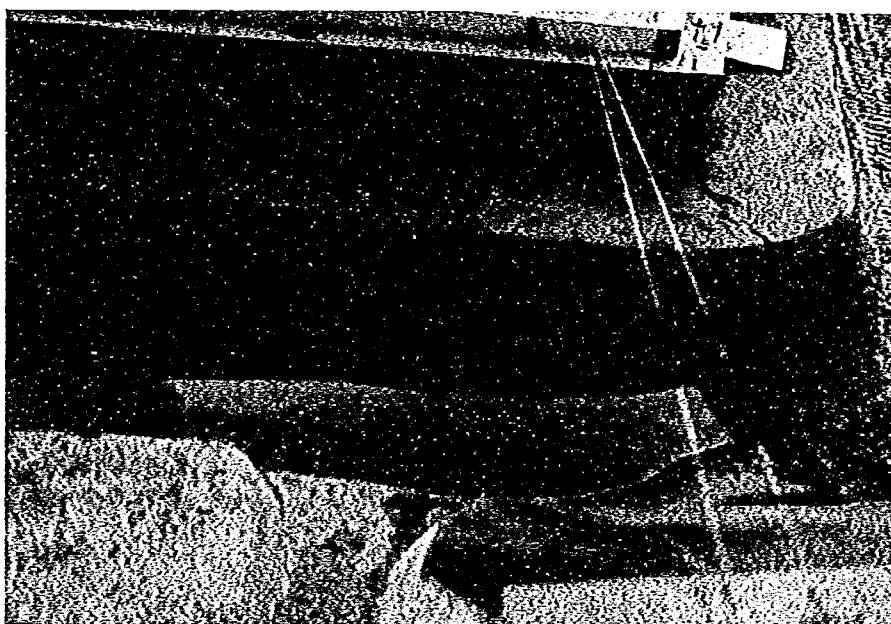


写真-8 固定床間の移動床部の洗掘が大きい。



写真-9 彎曲部の外彎側での洗掘が大きい。

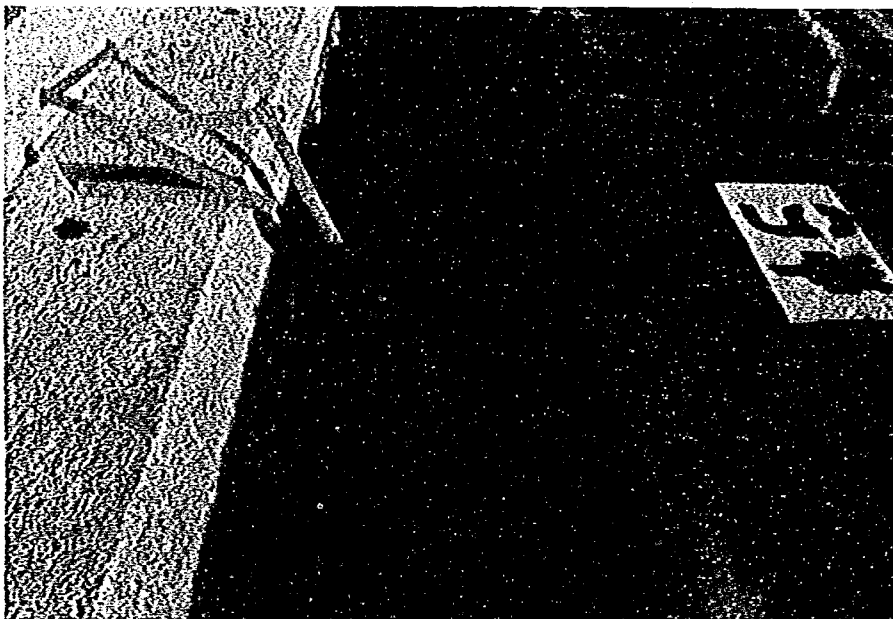


写真-10 帯工前庭部の洗掘が著しい。



写真-11

帯工前庭部が局所洗掘を受けて、流水が跳水する。彎曲部では流水の護岸越水が生じている。

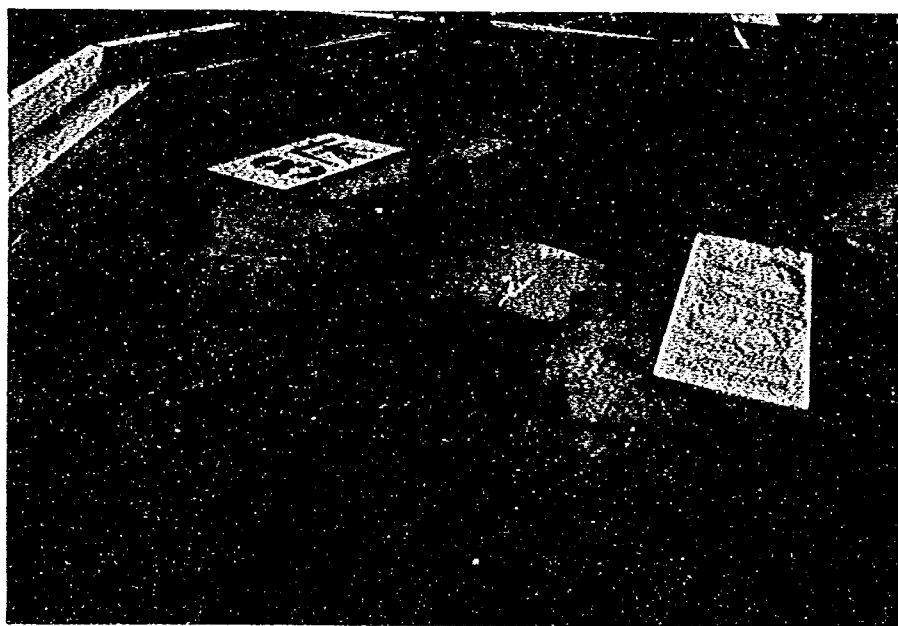


写真-12 8号床固工の上・下流部での洗掘が大きい。この区間の河床は固定した方がよい。

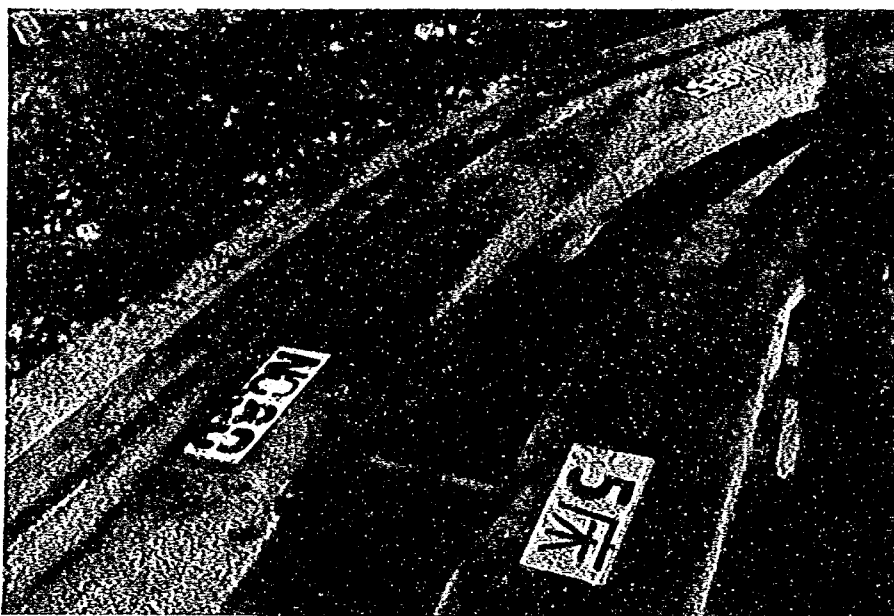


写真-13 固定床（岩）間の移動床の洗掘が著しい状況を示す。



写真-14 クシ型帯工は水位を上昇させる。（計画高水流量）



写真-15

外彎側だけをクシ型帯工とする type
で水位が上昇し内彎側においても護
岸越水する。(計画高水流量)



写真-16 平行工は水位上昇と外彎側の局所洗掘深を低減する。
(計画高水流量)

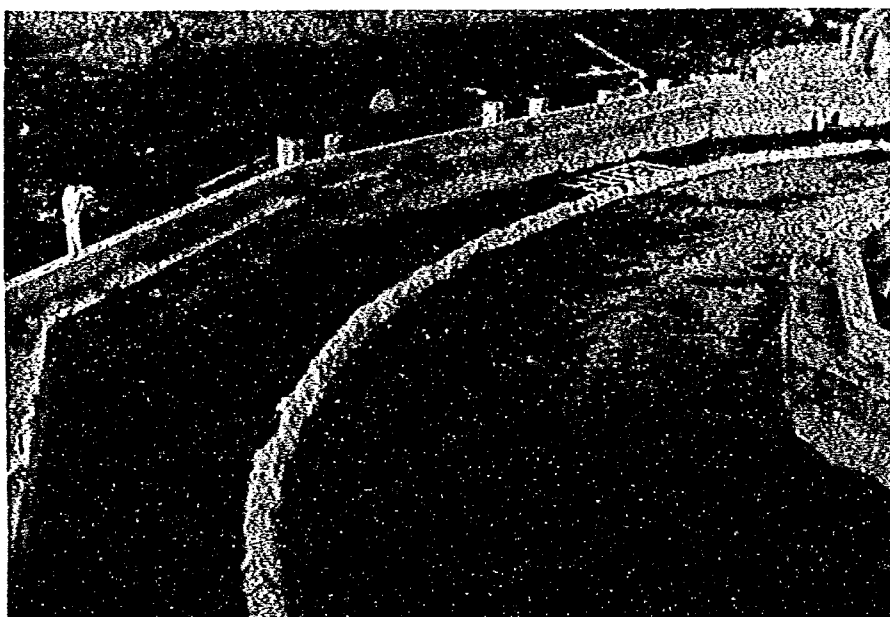


写真-17 透過水制を設置した場合の流況。(計画高水流量)
平行工に比べて水位上昇量が大きく内彎側で越水する。



写真-18 8号床固工の上・下流の移動床部分が洗掘されて流水は
跳水して護岸越水する。(計画高水流量)

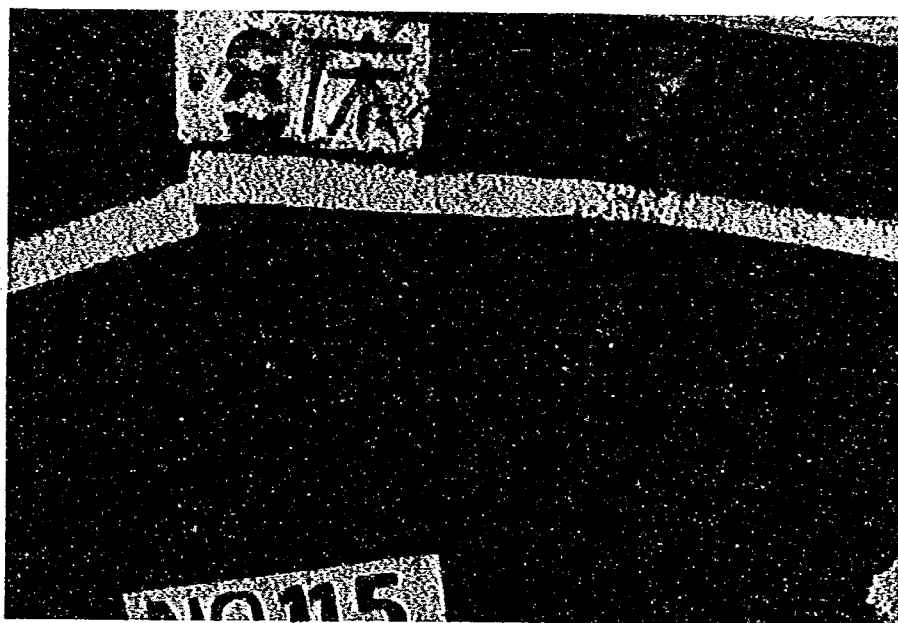


写真-19 8号床固工の上・下流部の河床を固定することによって
跳水による護岸越水は防止される。(計画高水流量)



写真-20 床固土の側壁の形状の影響で発生する衝撃波



写真-21 床固工の側壁を改良すると顕著な衝撃波は発生しない。

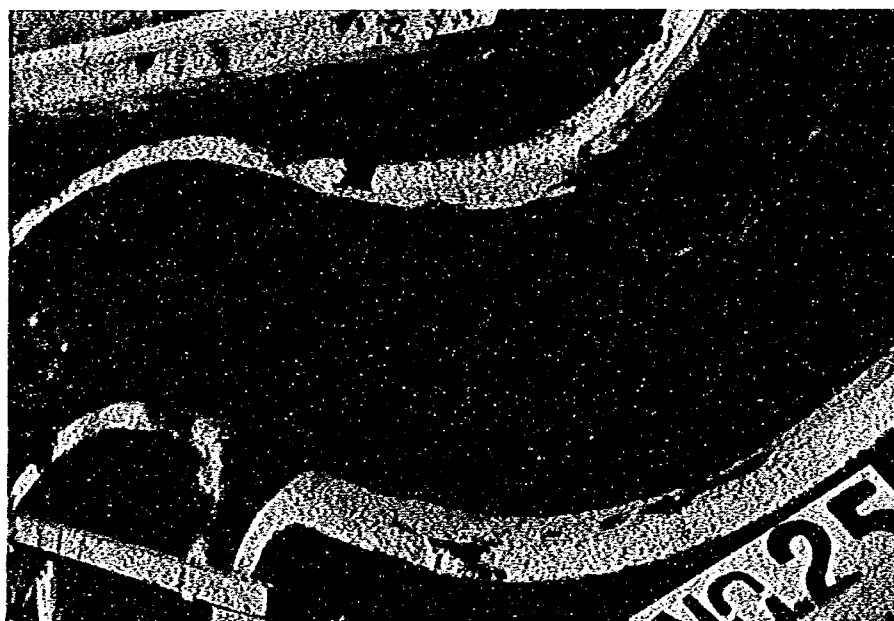


写真-22 計画高水流量のIP3～IP4間の彎曲部の外彎側の水位上昇が著しい。護岸は計画に対して2mの嵩上げを行っているが、水位は護岸天端と同等まで上昇している。No25付近の内彎側の水位は移動床部を固定することによって低下する。



写真-23 既応最大流量時のIP3~IP4の彎曲部の外彎側の水位上昇の状況を示す。(護岸は計画案に対して2mの嵩上げをおこなっている。)

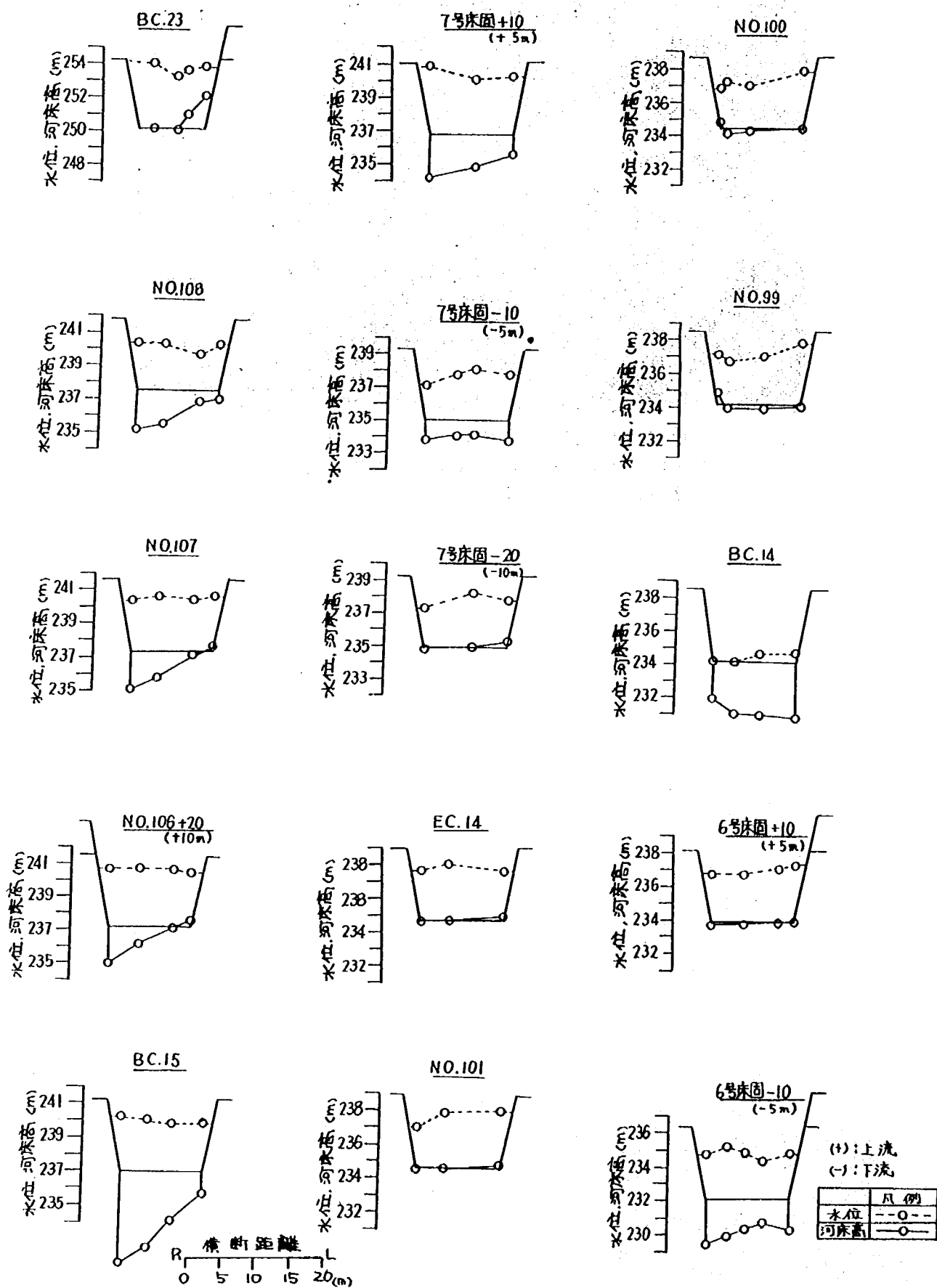


图-10(1) 水位・河床高变化(計画案・計画高水流量)

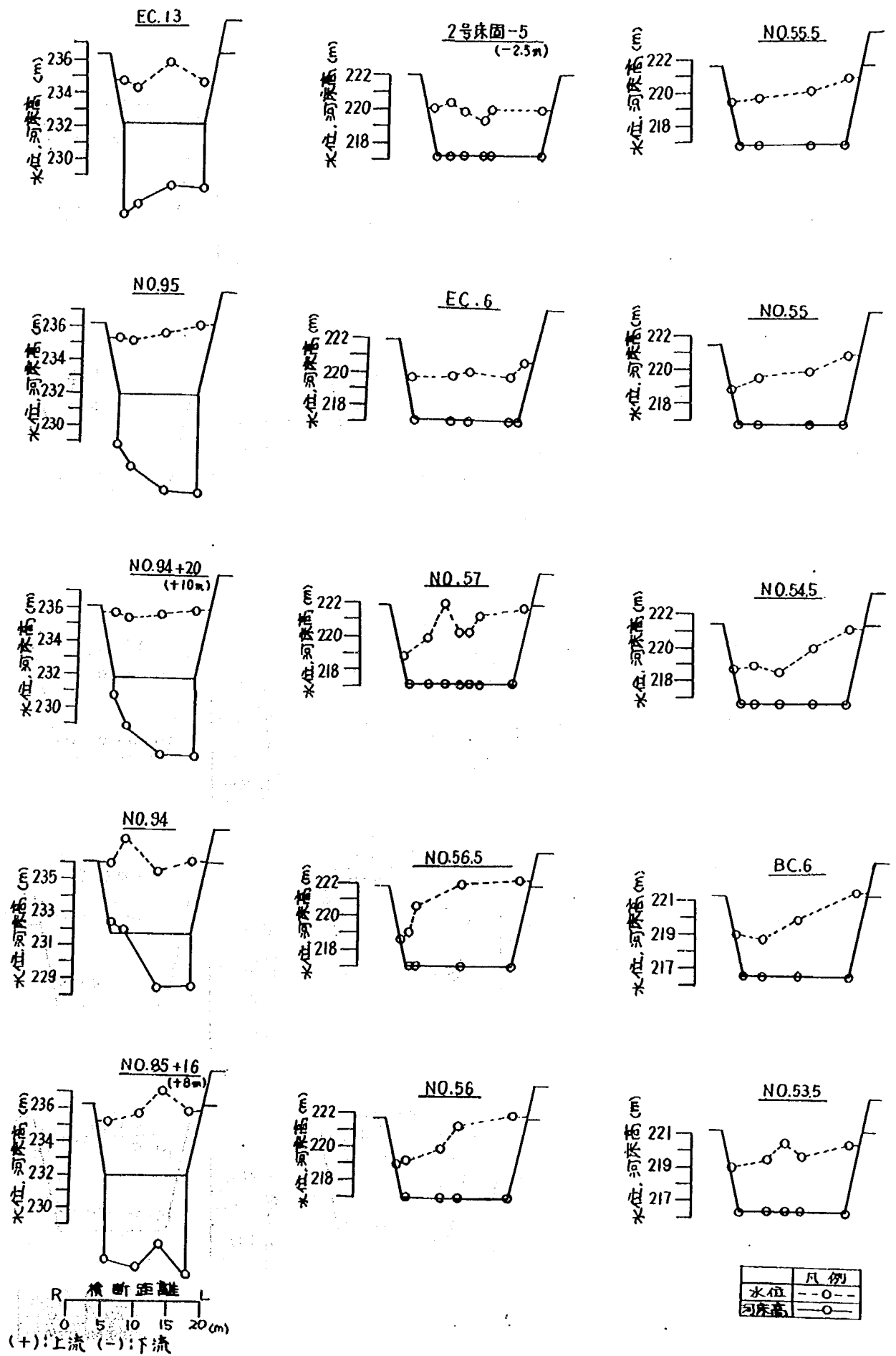


图-10(2) 水位·河床高变化(計画案・計画高水流量)

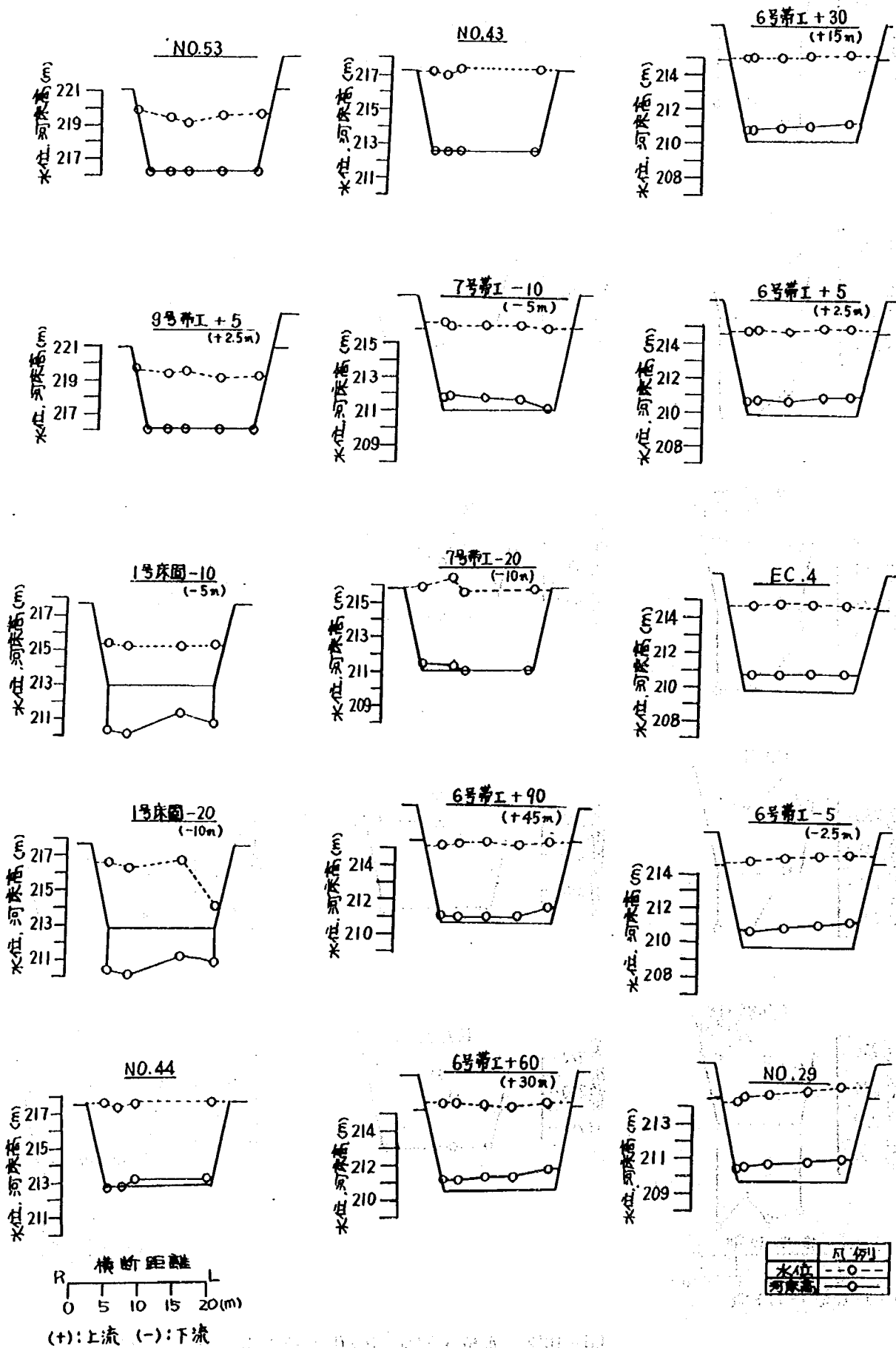
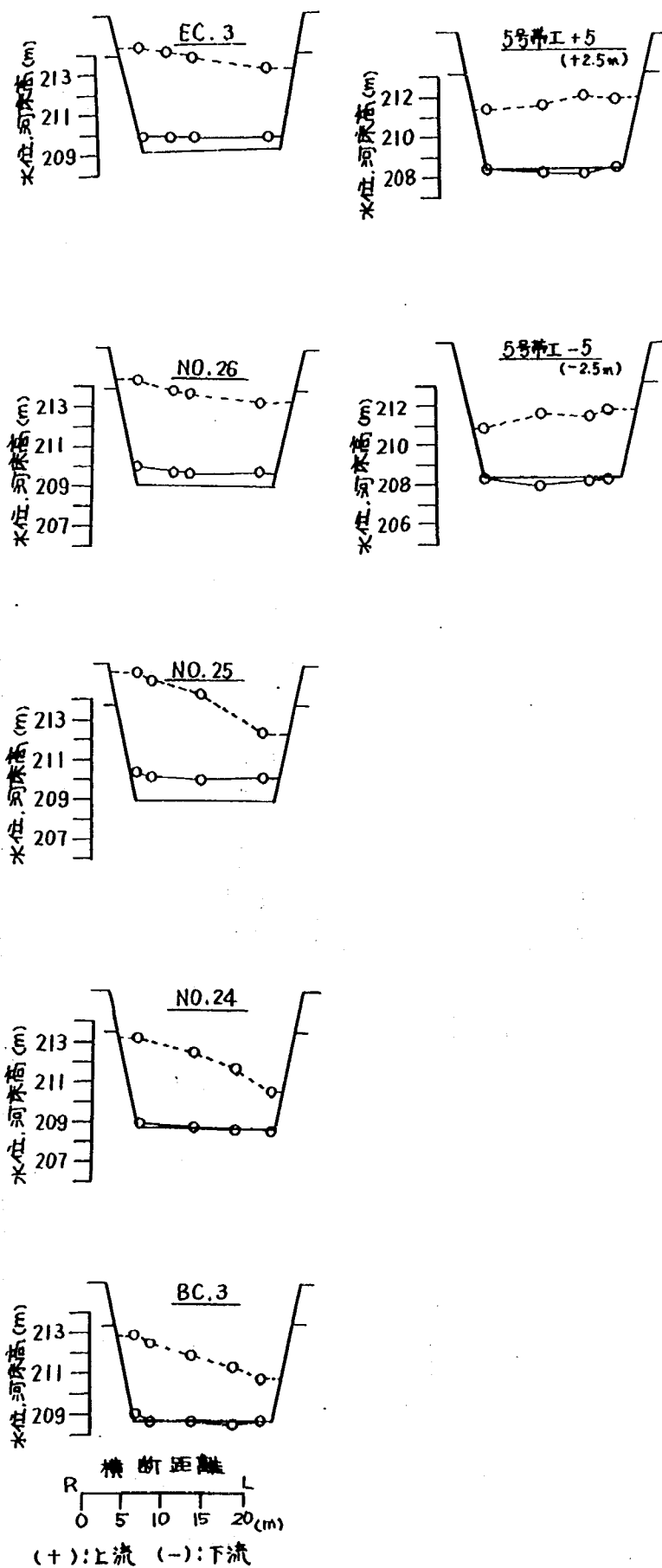


图-10(3) 水位・河床高变化 (計画案・計画高水流量)



凡例	
水位	--○--
河床高	—○—

図-10(4) 水位・河床高変化(計画案・計画高水流量)

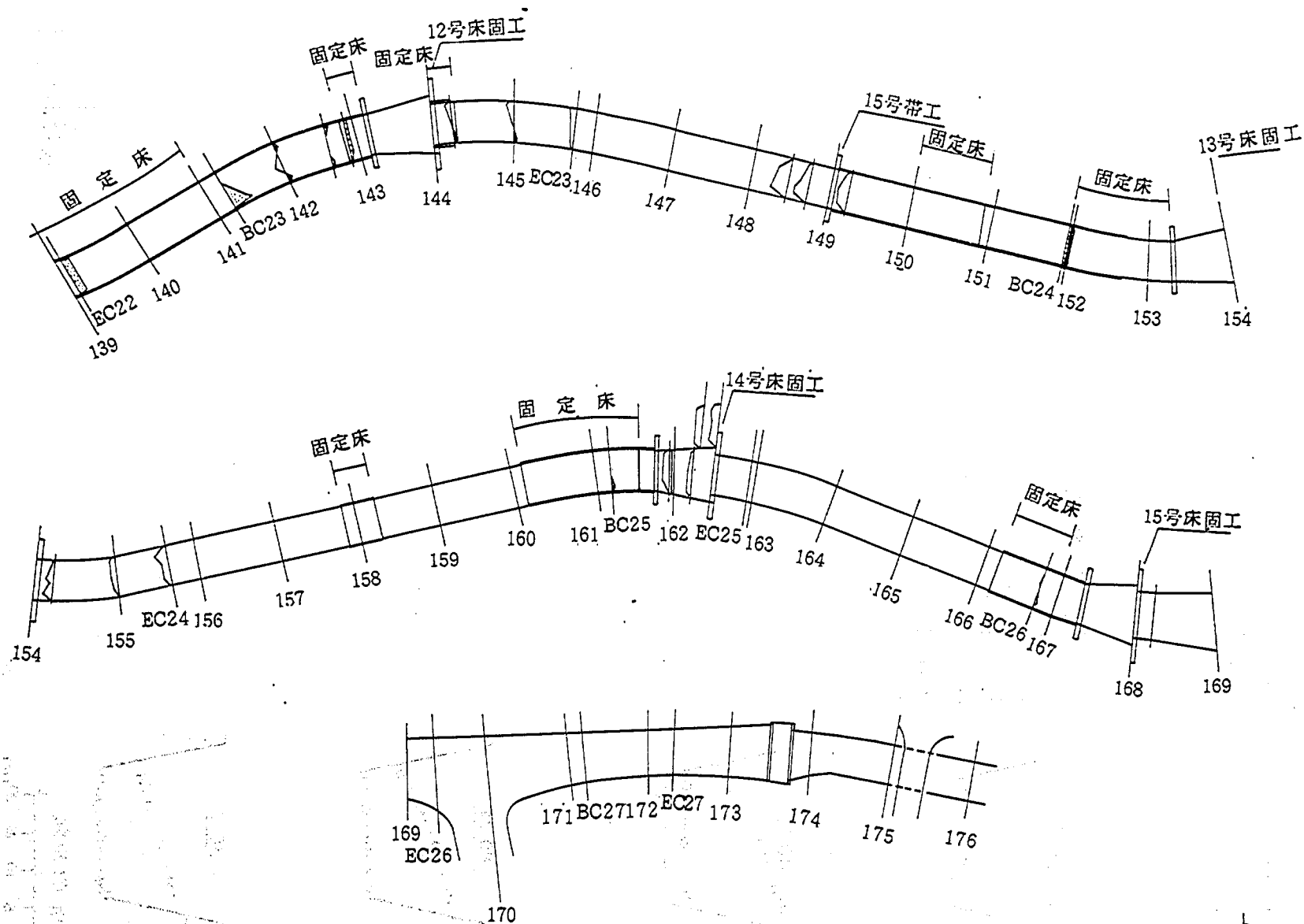


图-11(1) CASE-1 洗掘・堆積平面図 (計画高水流量)

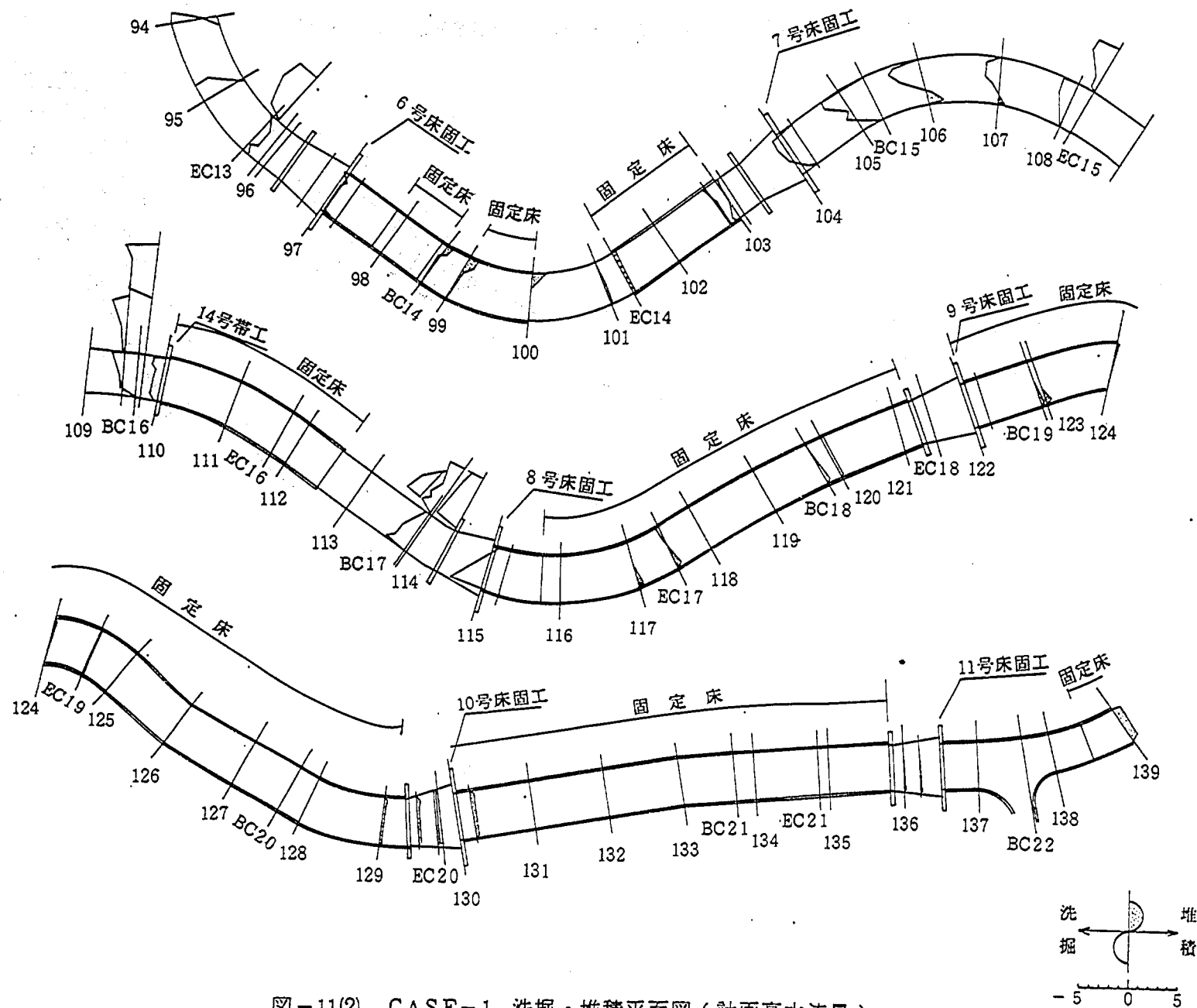


図-11(2) CASE-1 洗掘・堆積平面図 (計画高水流量)

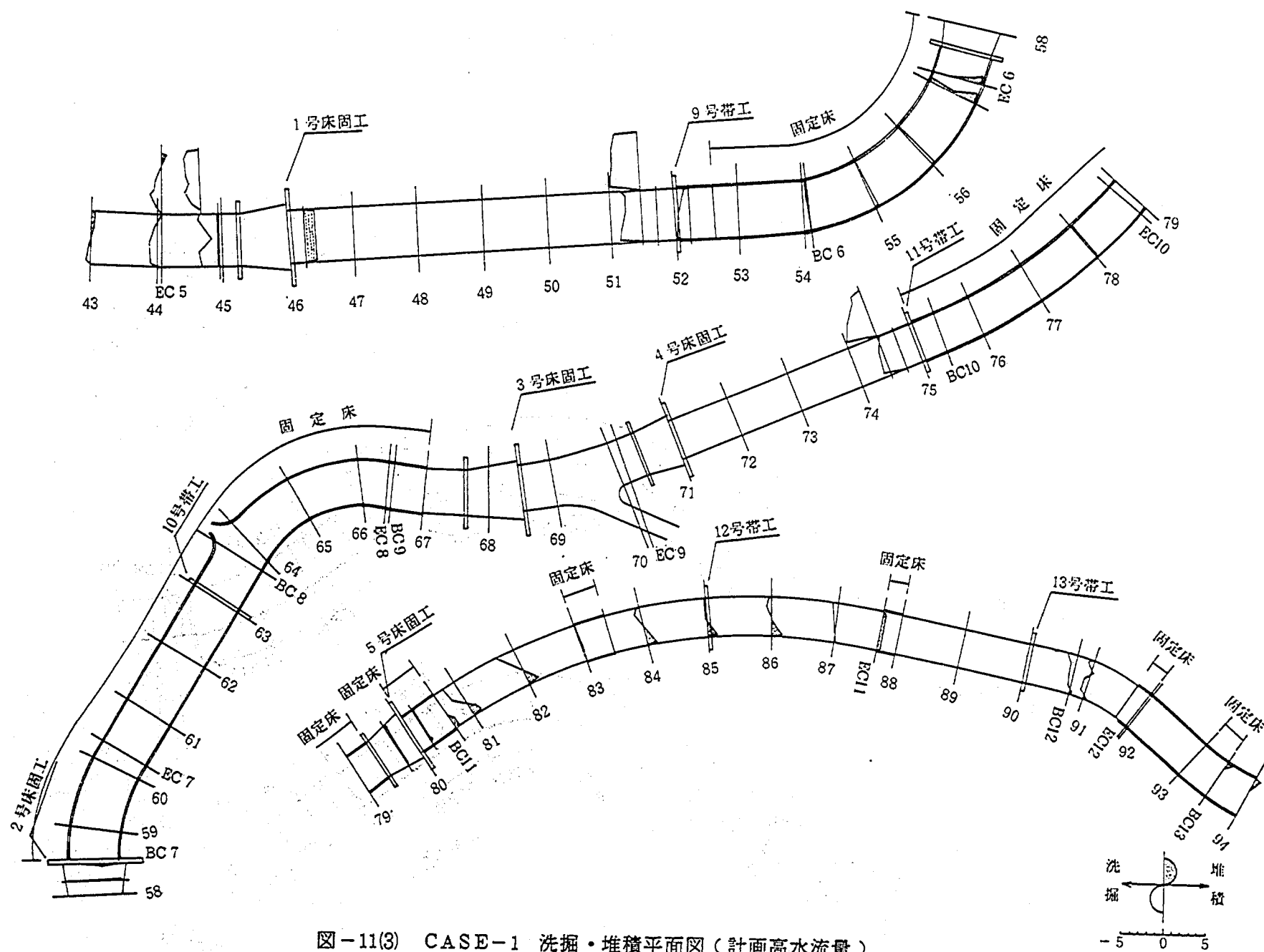


図-11(3) CASE-1 洗掘・堆積平面図 (計画高水流量)

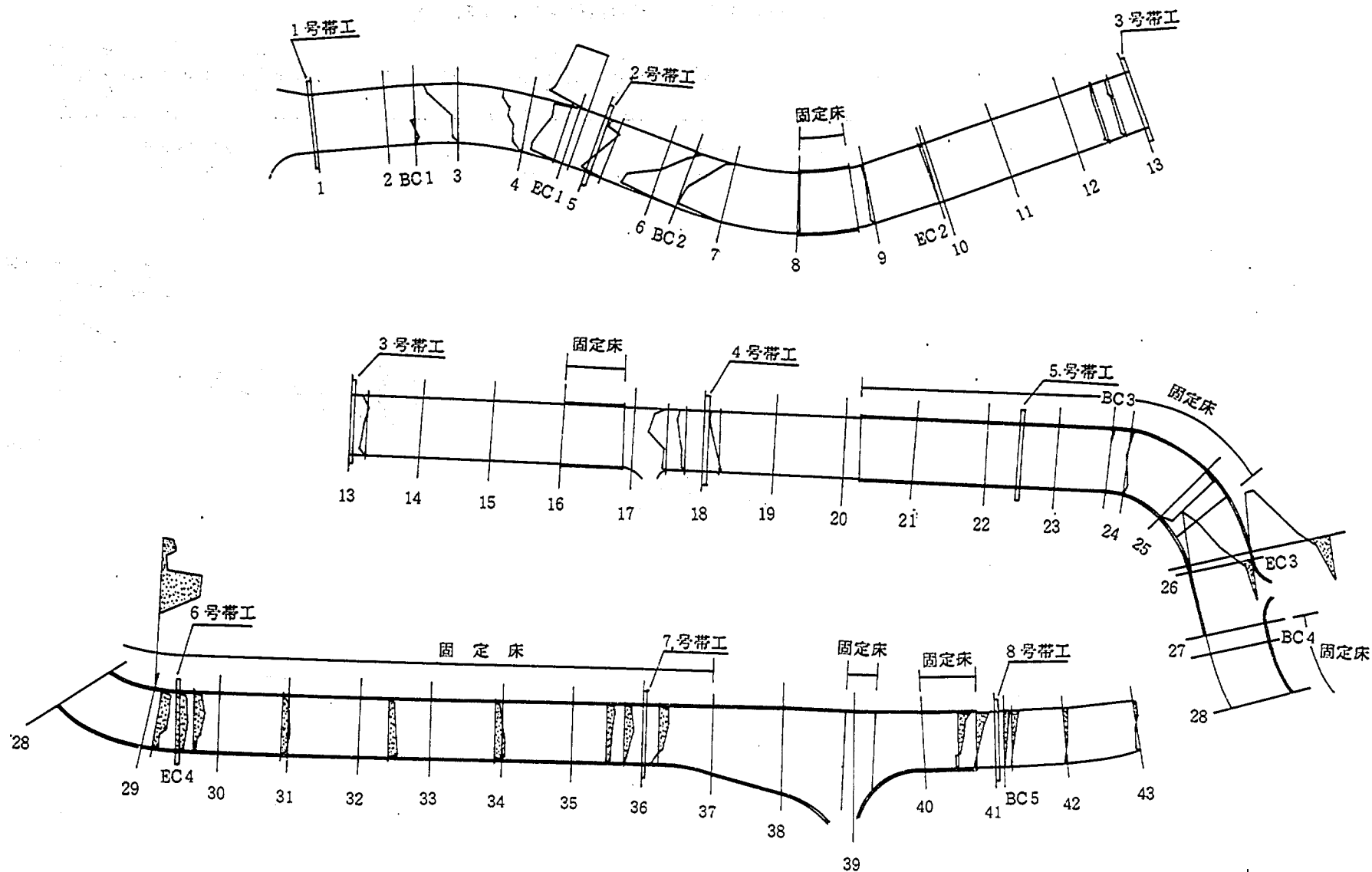
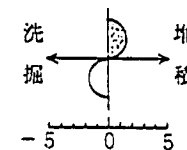


图-11(4) CASE-1 洗掘・堆積平面図 (計画高水流量)



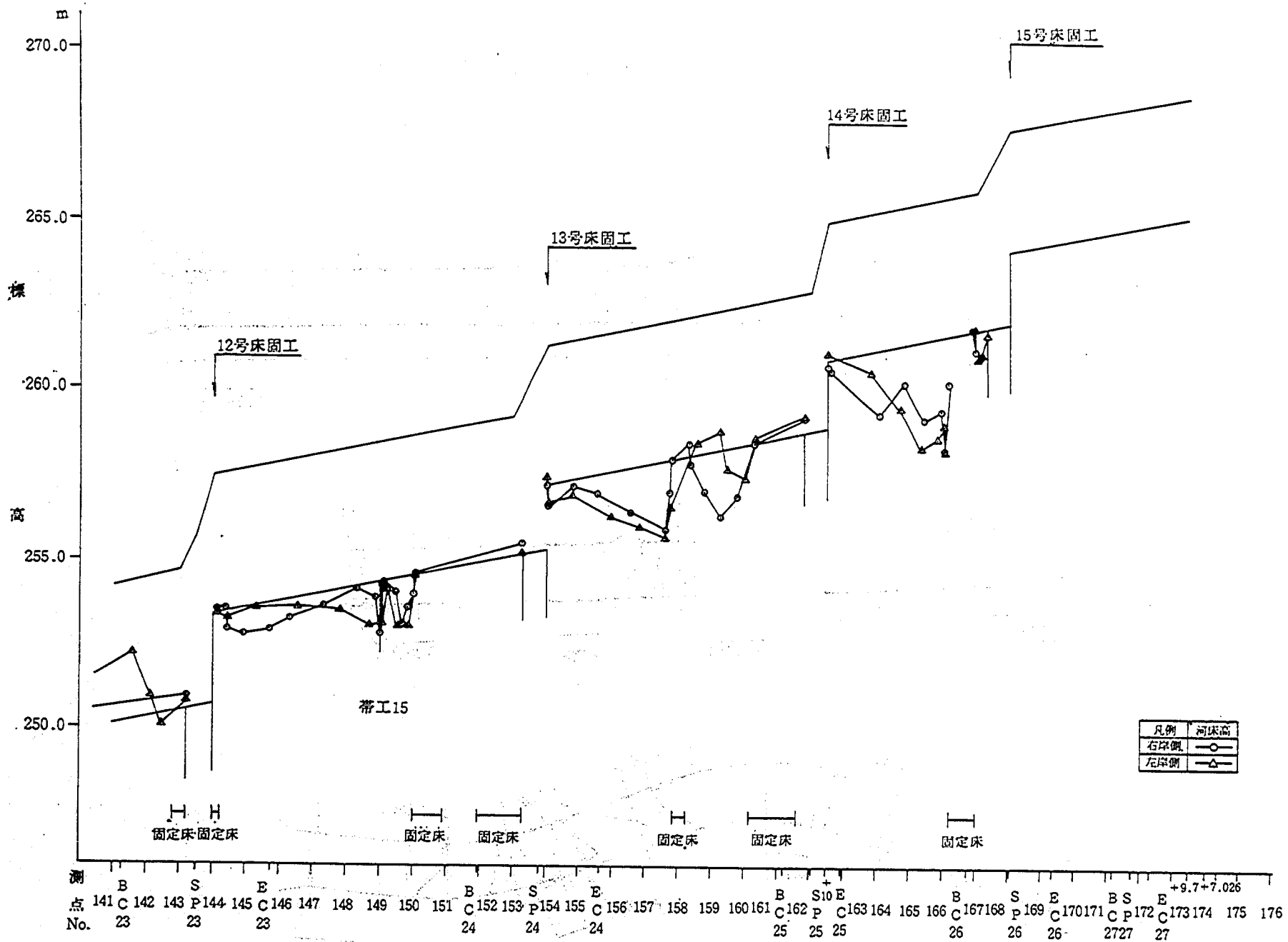


圖-12(1) 河床高縱断面 C-1 (計画高水流量)

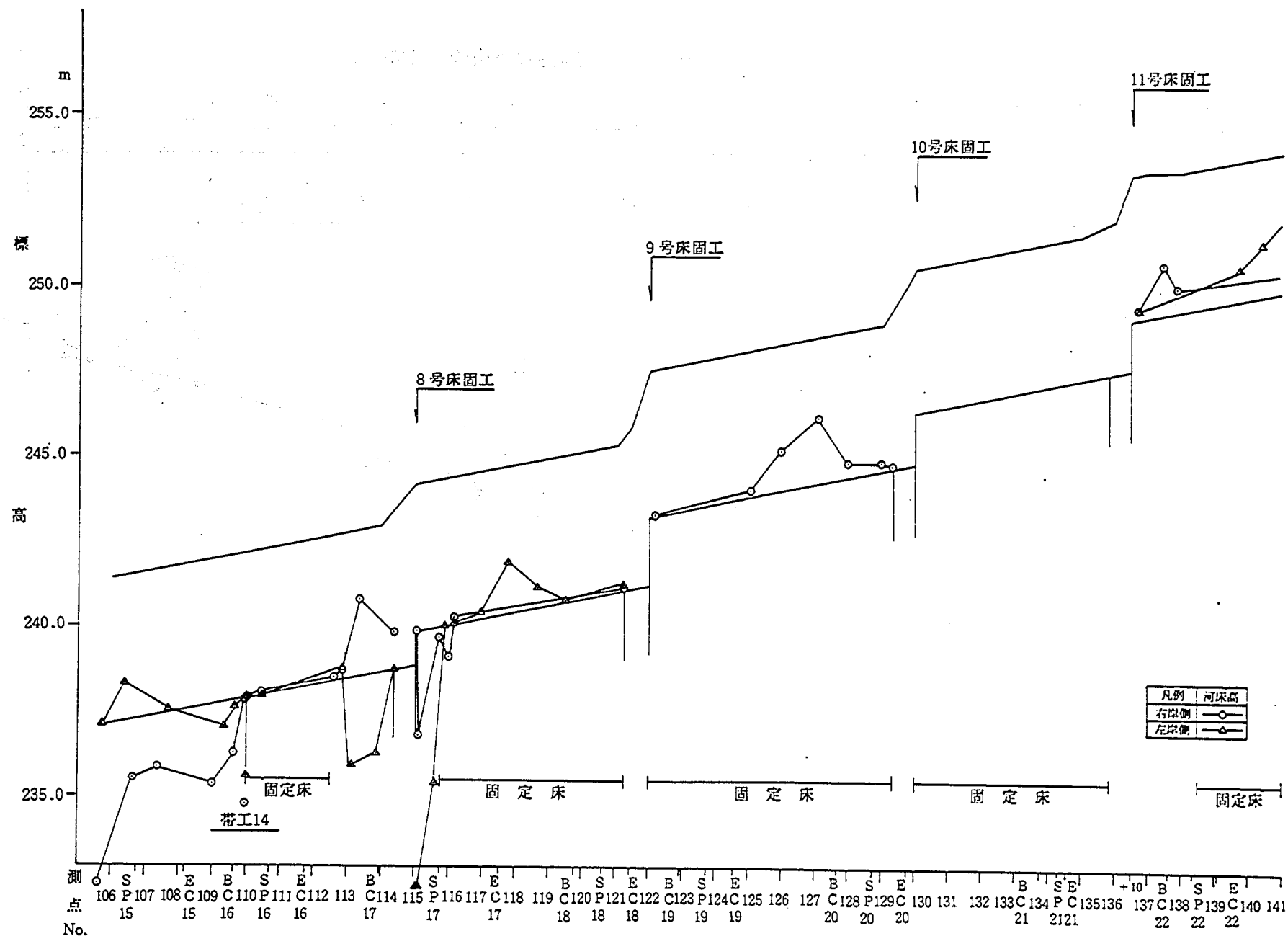


図-12(2) 河床高縦断図 C-1 (計画高水流量)

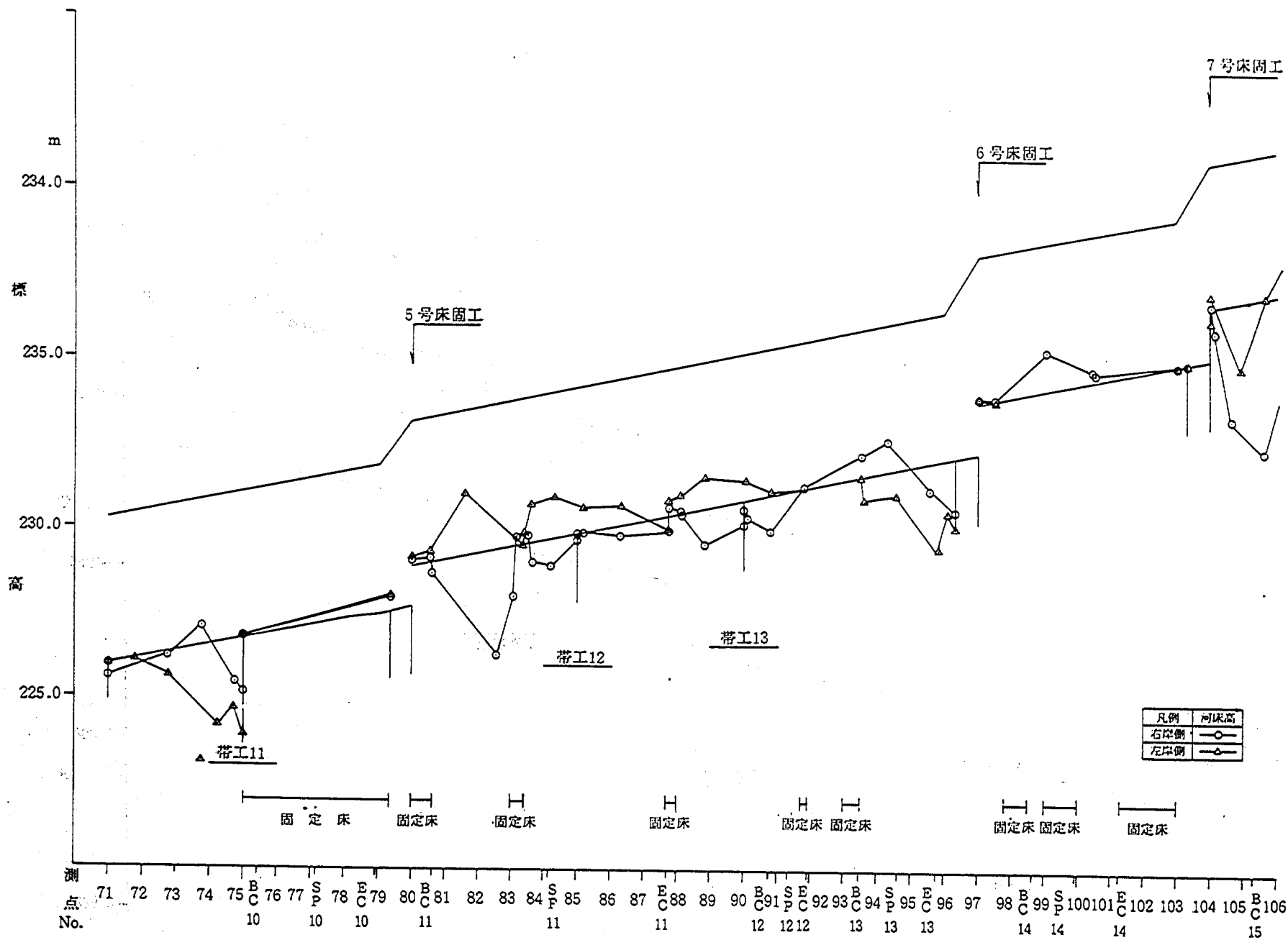


图-12(3) 河床高縦断図C-1 (計画高水流量)

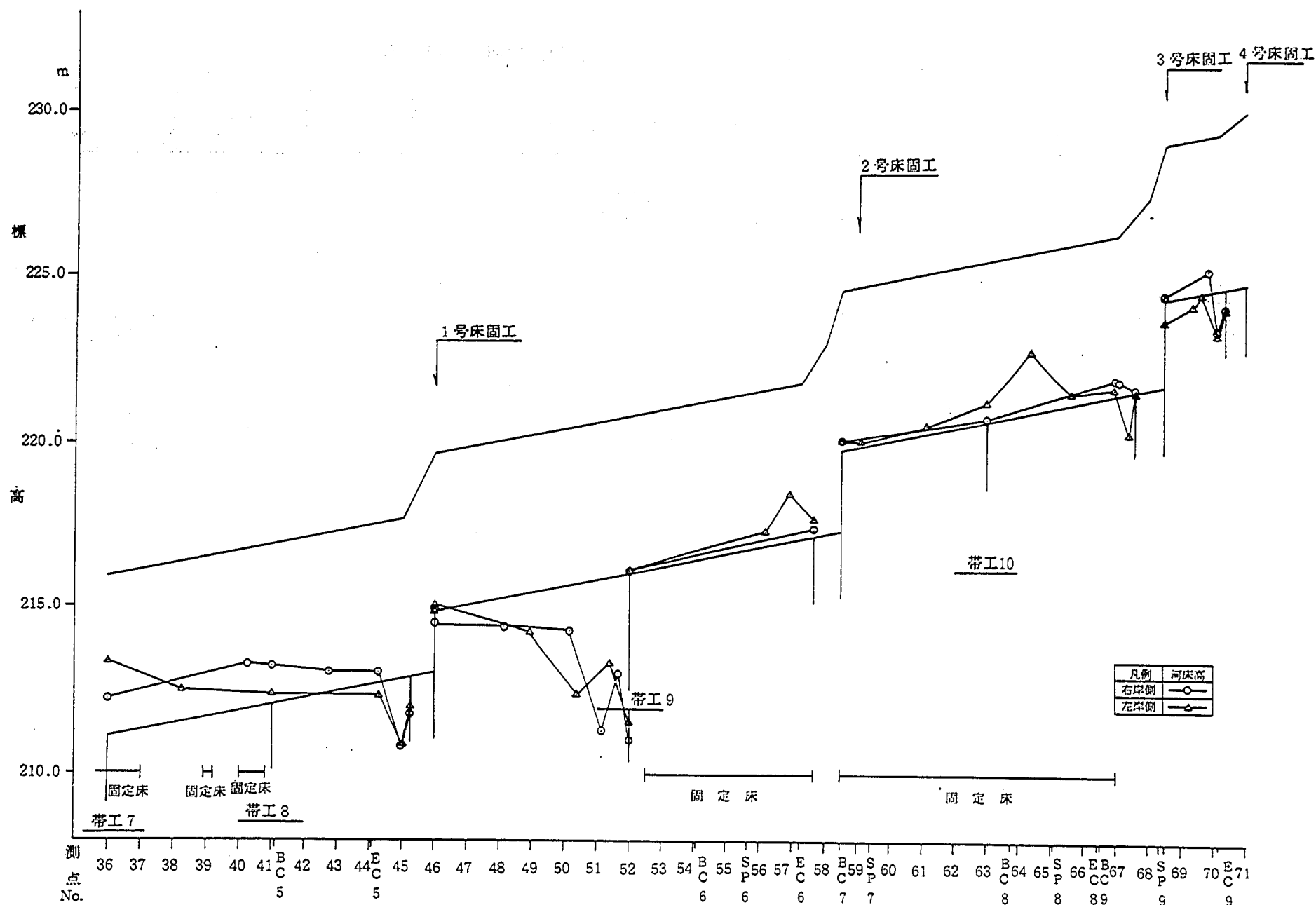


図-12(4) 河床高縦断図 C-1 (計画高水流量)

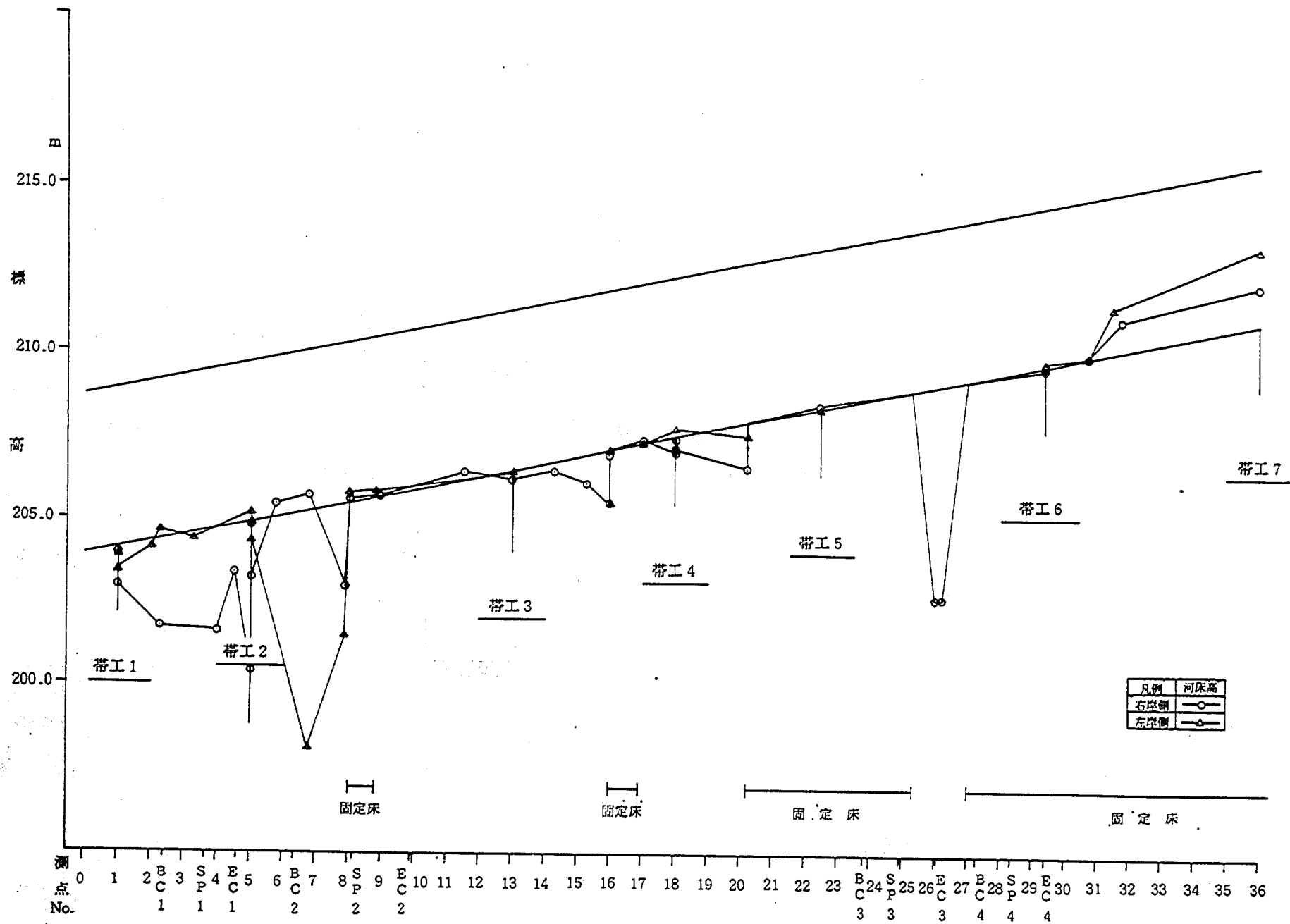


図-12(5) 河床高縦断図 C-1 (計画高水流量)

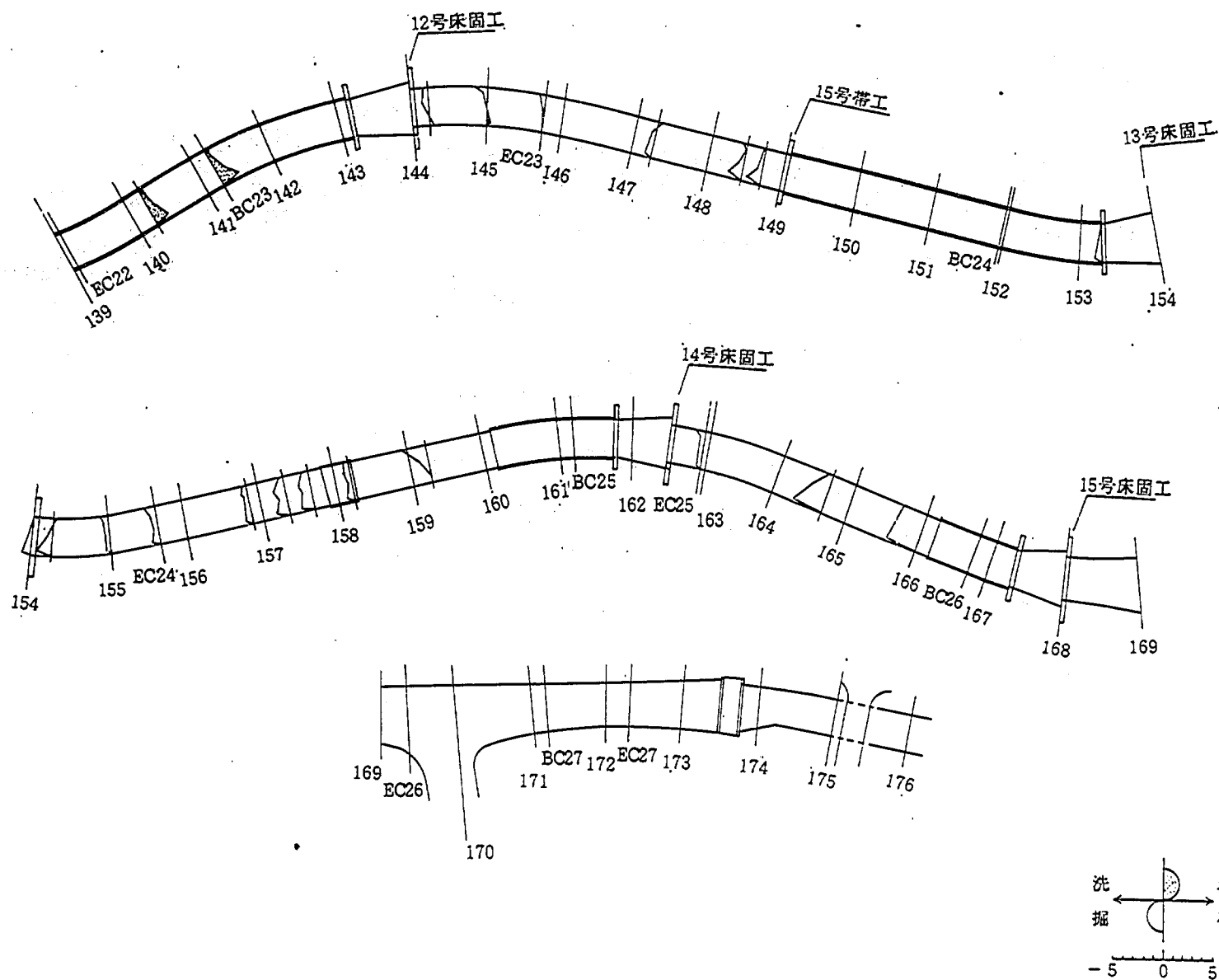


図-13(1) CASE-8 洗掘・堆積平面図(計画高水流量)

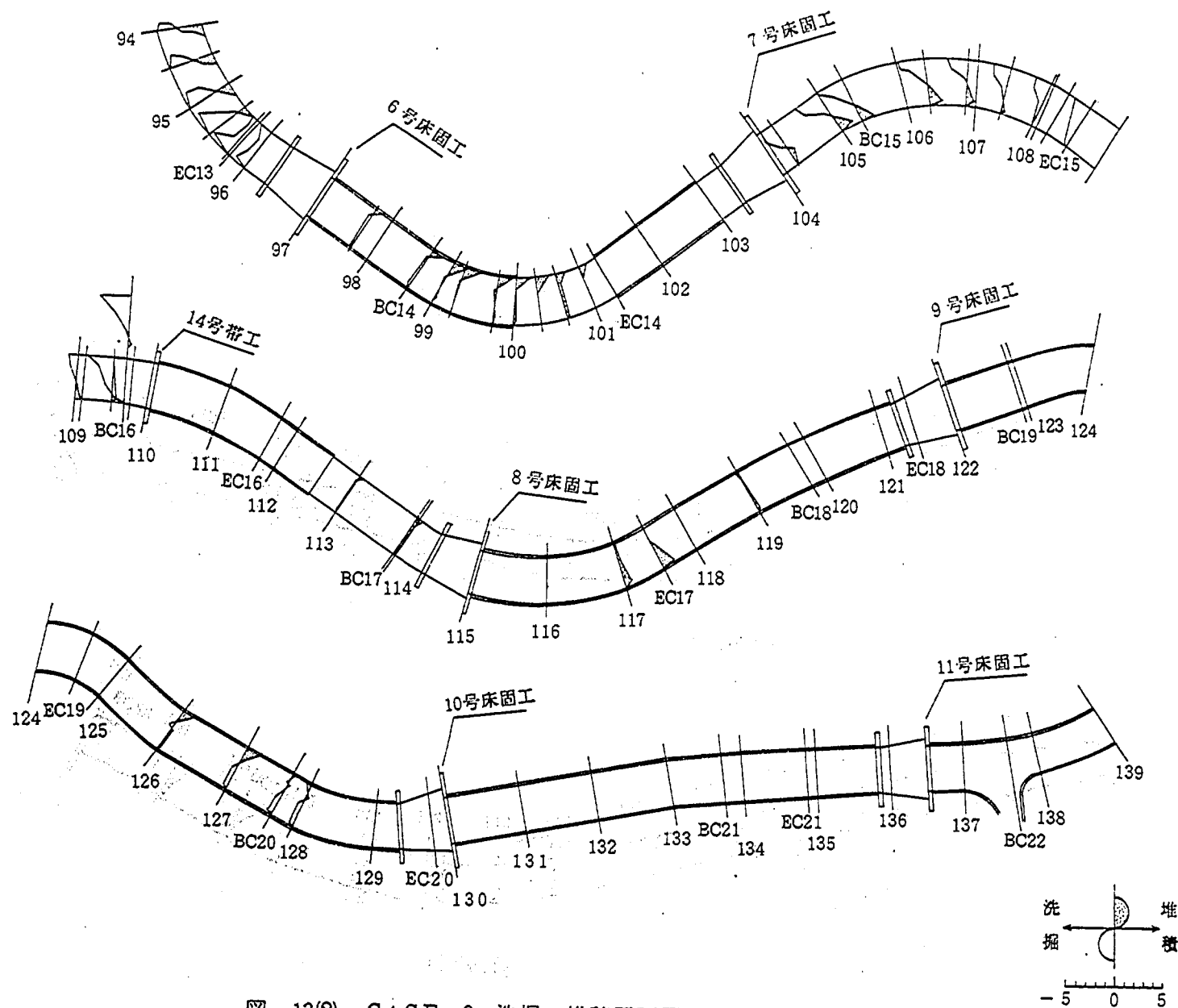


图-13(2) CASE-8 洗掘・堆積平面図(計画高水流量)

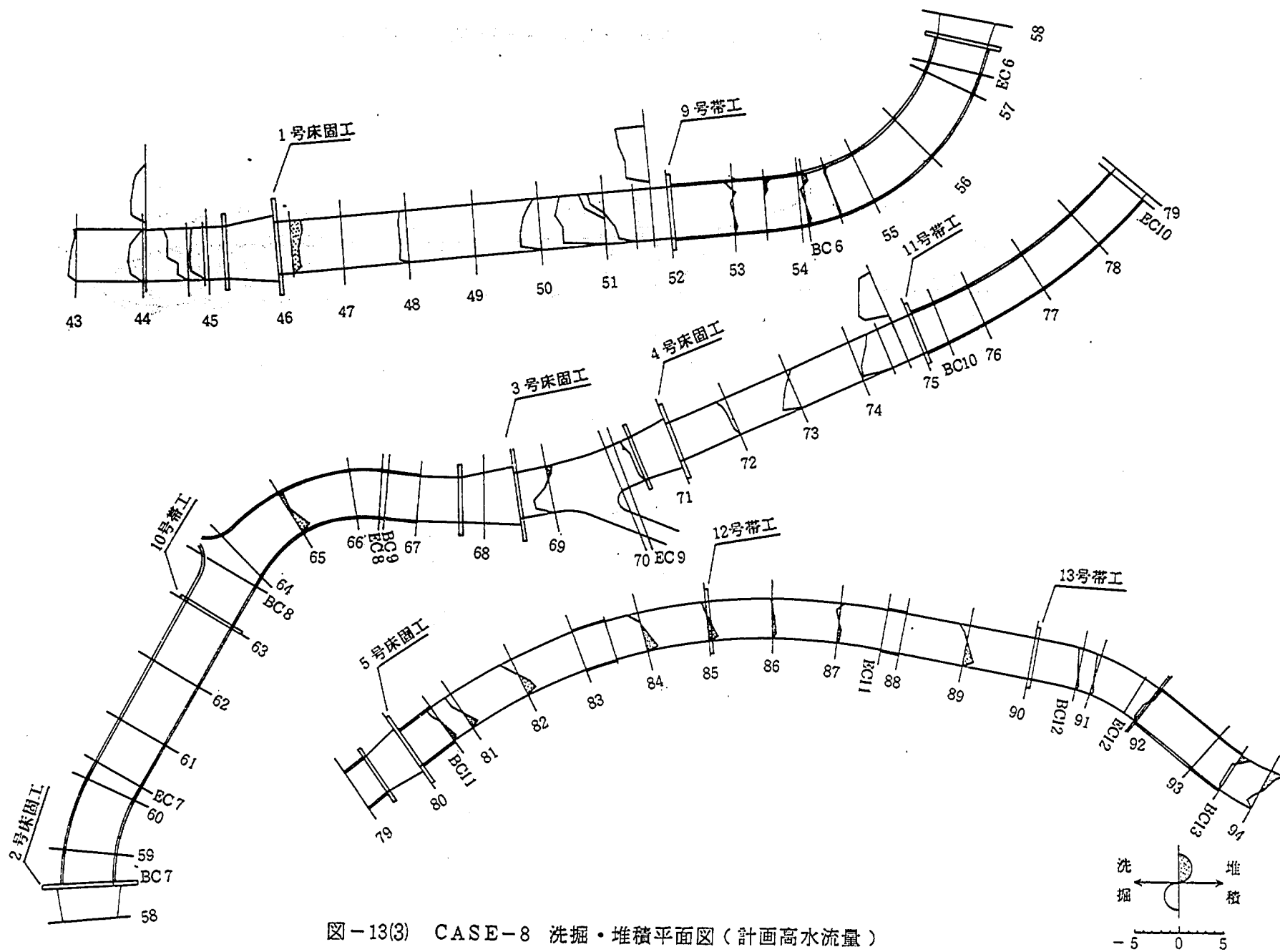


図-13(3) CASE-8 洗掘・堆積平面図 (計画高水流量)

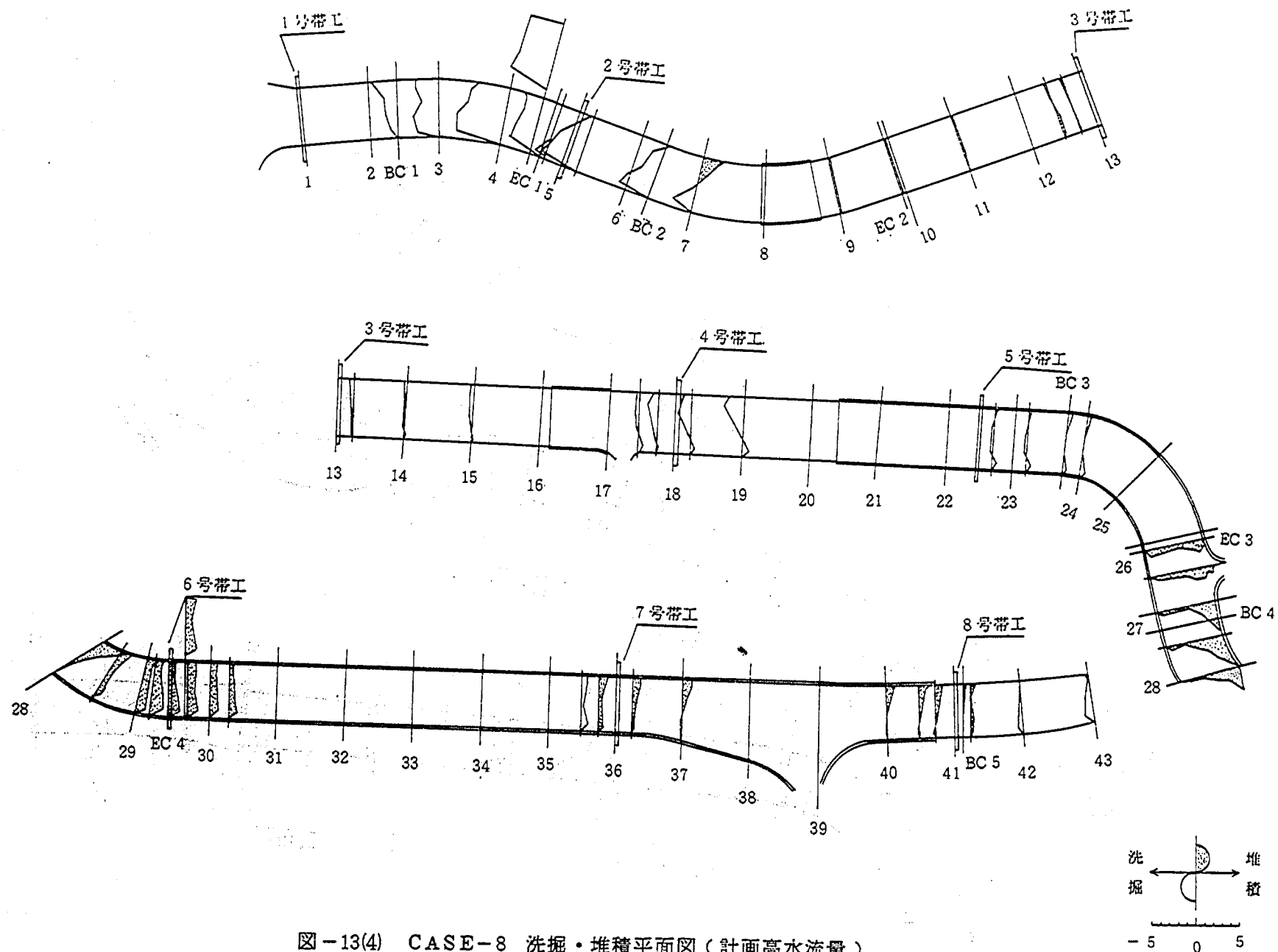
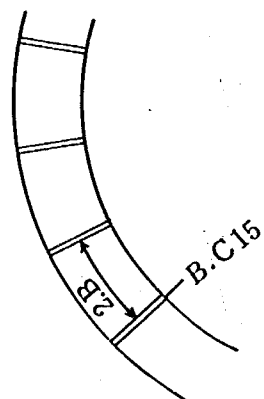
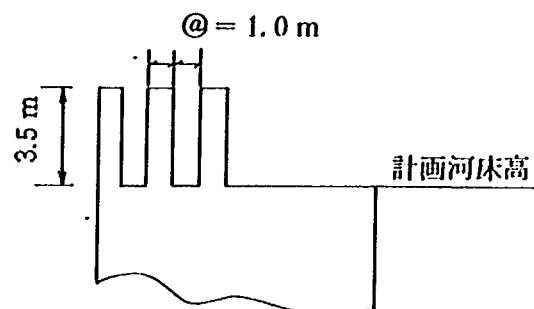
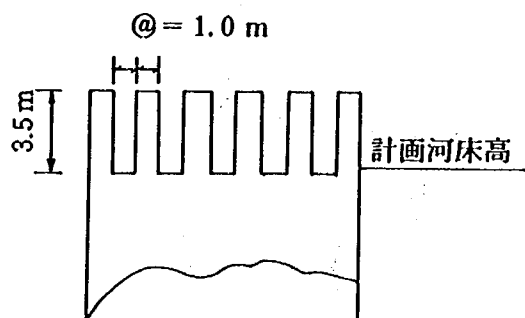


图-13(4) CASE-8 洗掘・堆積平面図(計画高水流量)

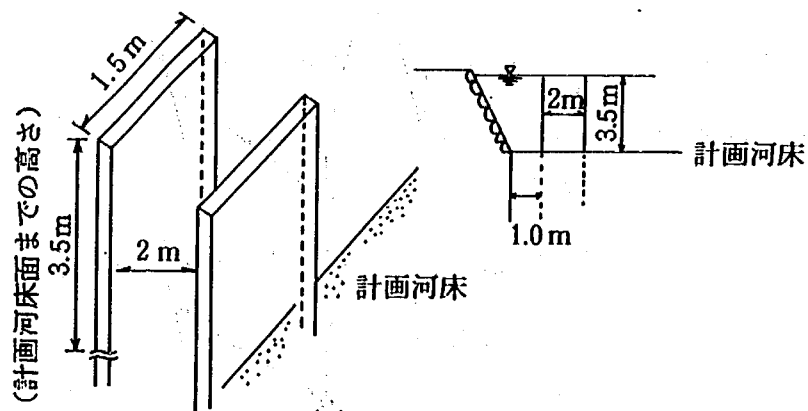


B.C.15 を基準に上流へ
流路幅の2倍の24mの間隔
で4基設置

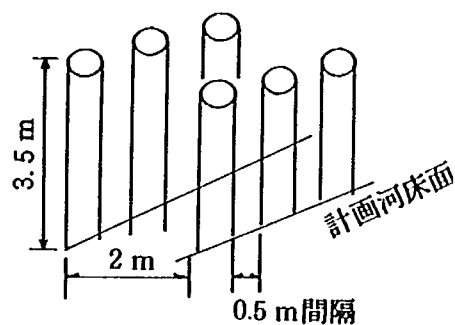
外彎側だけをクシ型帯工とする。
設置位置はType 1と同じ。

(1) Type 1

(2) Type 2

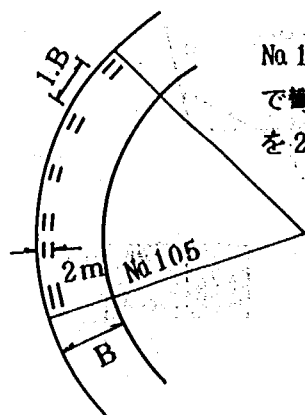


(3) Type 3



設置位置はType 3と同じ。

(5) Type 5



Na.105を基準に流路幅と同じ間隔
で彎曲部の外彎側に10基の平行工
を2列に設置

(4) Type 4

平行工を流路幅の2倍の間
隔に設置。形状はType 3
と同じ。

図-14 対策工の形状

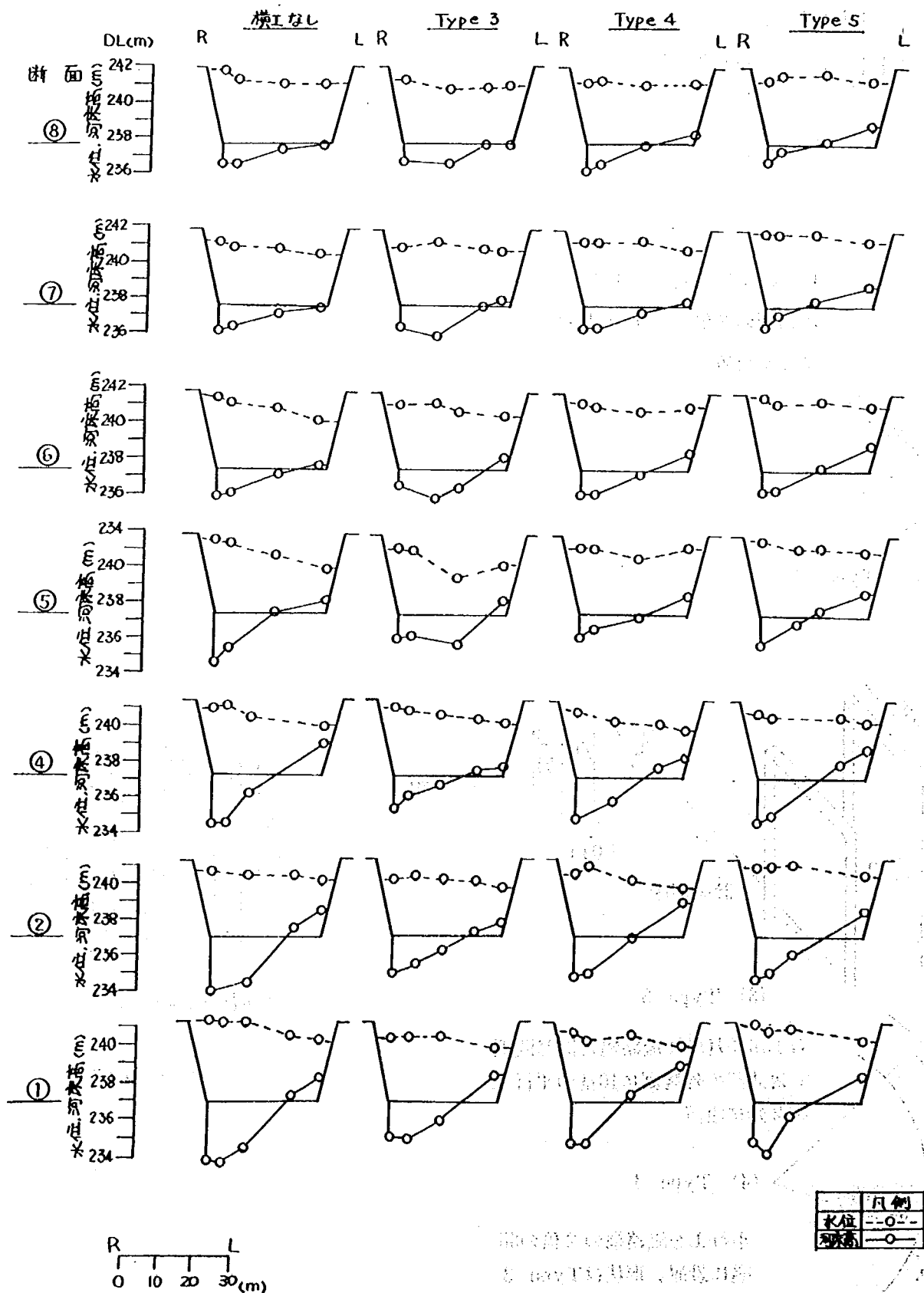


図-15 水位及び河床高の変化(計画高水流量)
(対策工の検討)

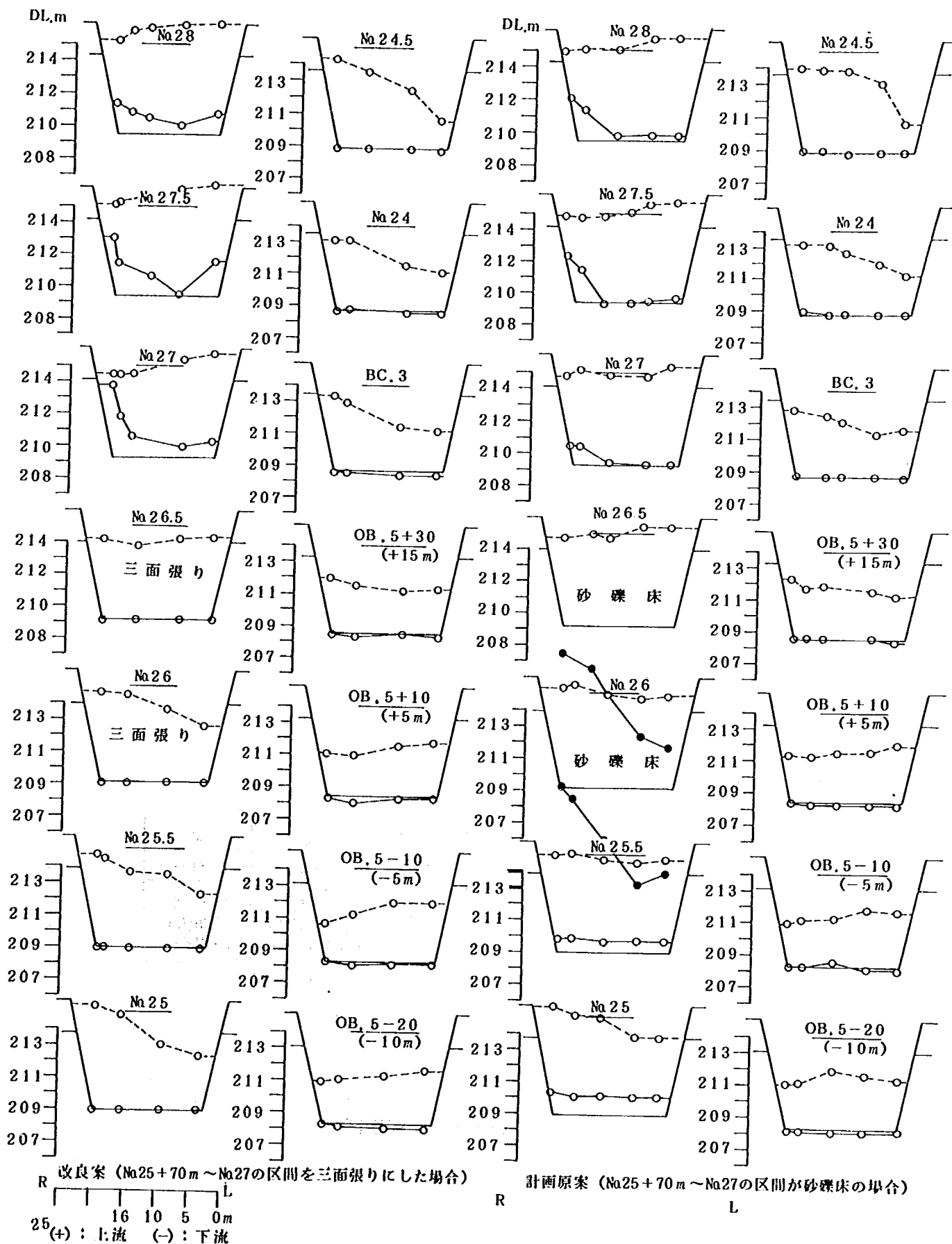
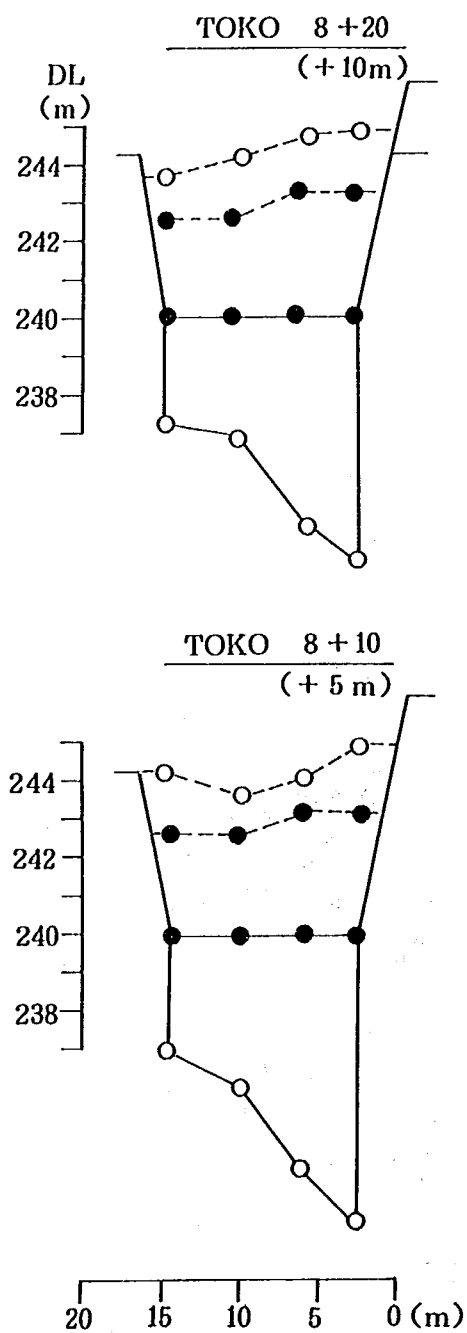


図-16(1) 水位・河床高横断図



水位	--○--	--●--
河床高	—○—	—●—
模型形態	計画案	改良後
	砂礫床の場合	三面張りの場合

図-16(2) 水位・河床高横断図

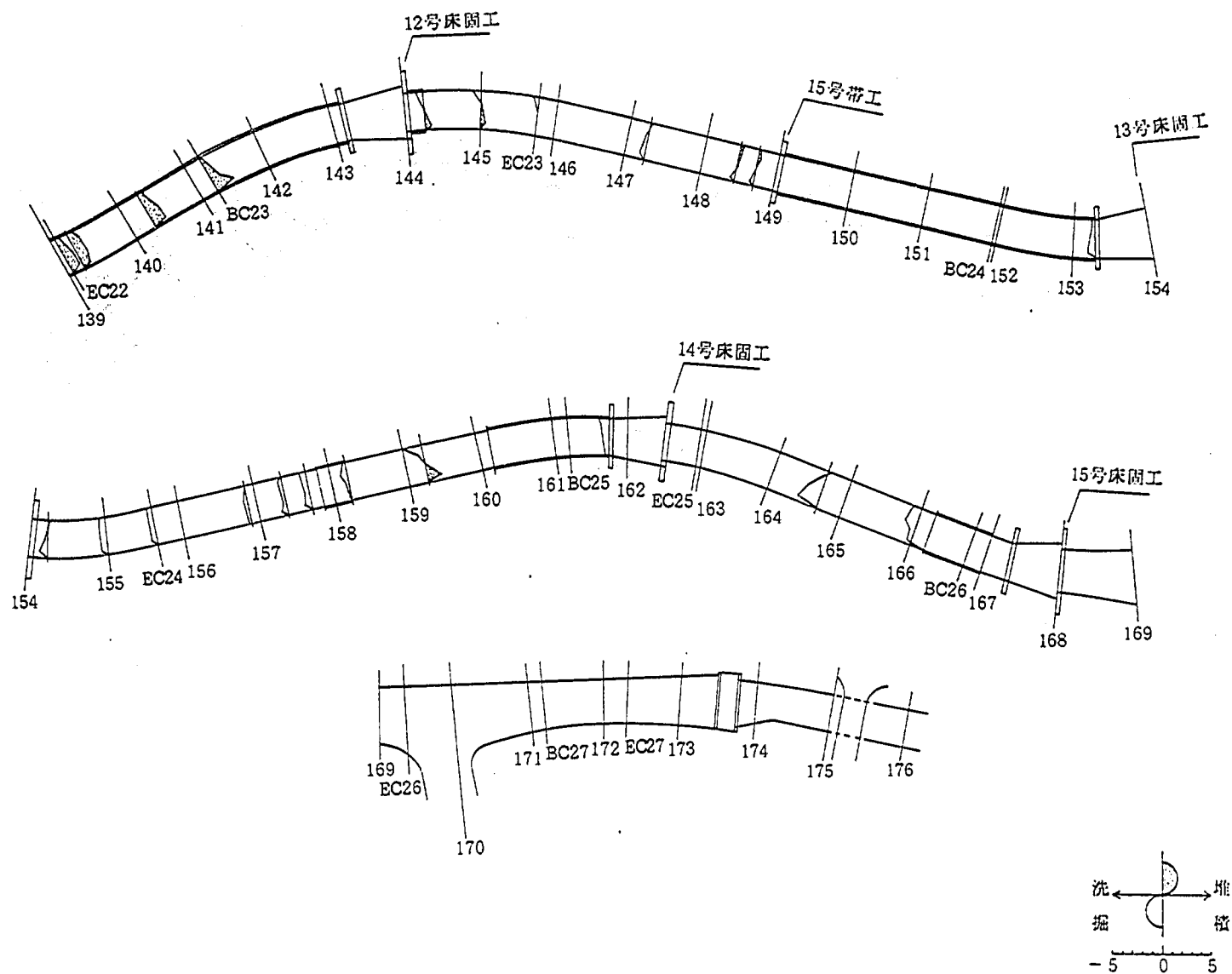


图-17(1) CASE-7 洗掘・堆積平面図 (既応最大流量)

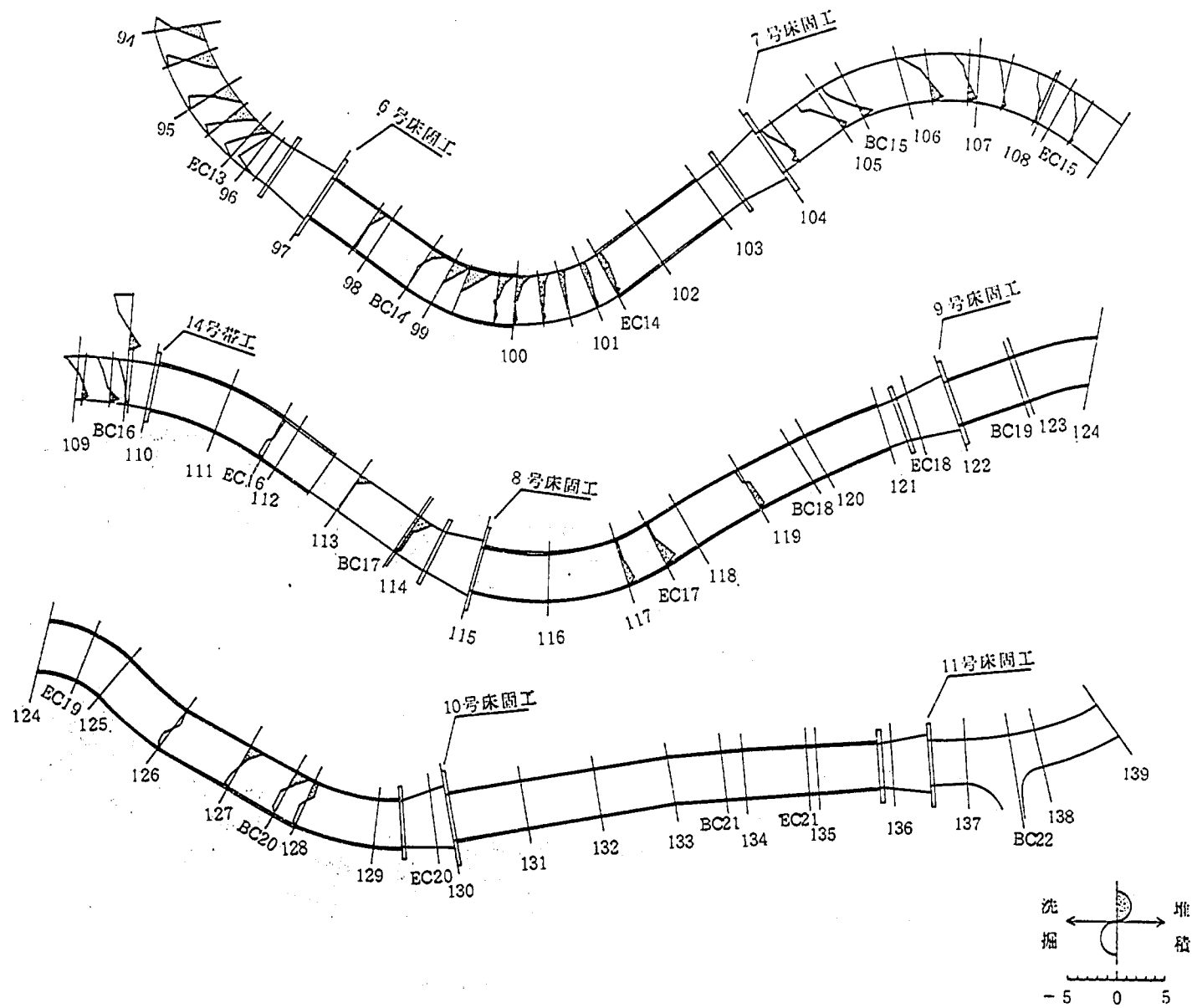


图-17(2) CASE-7 洗掘・堆積平面図(既応最大流量)

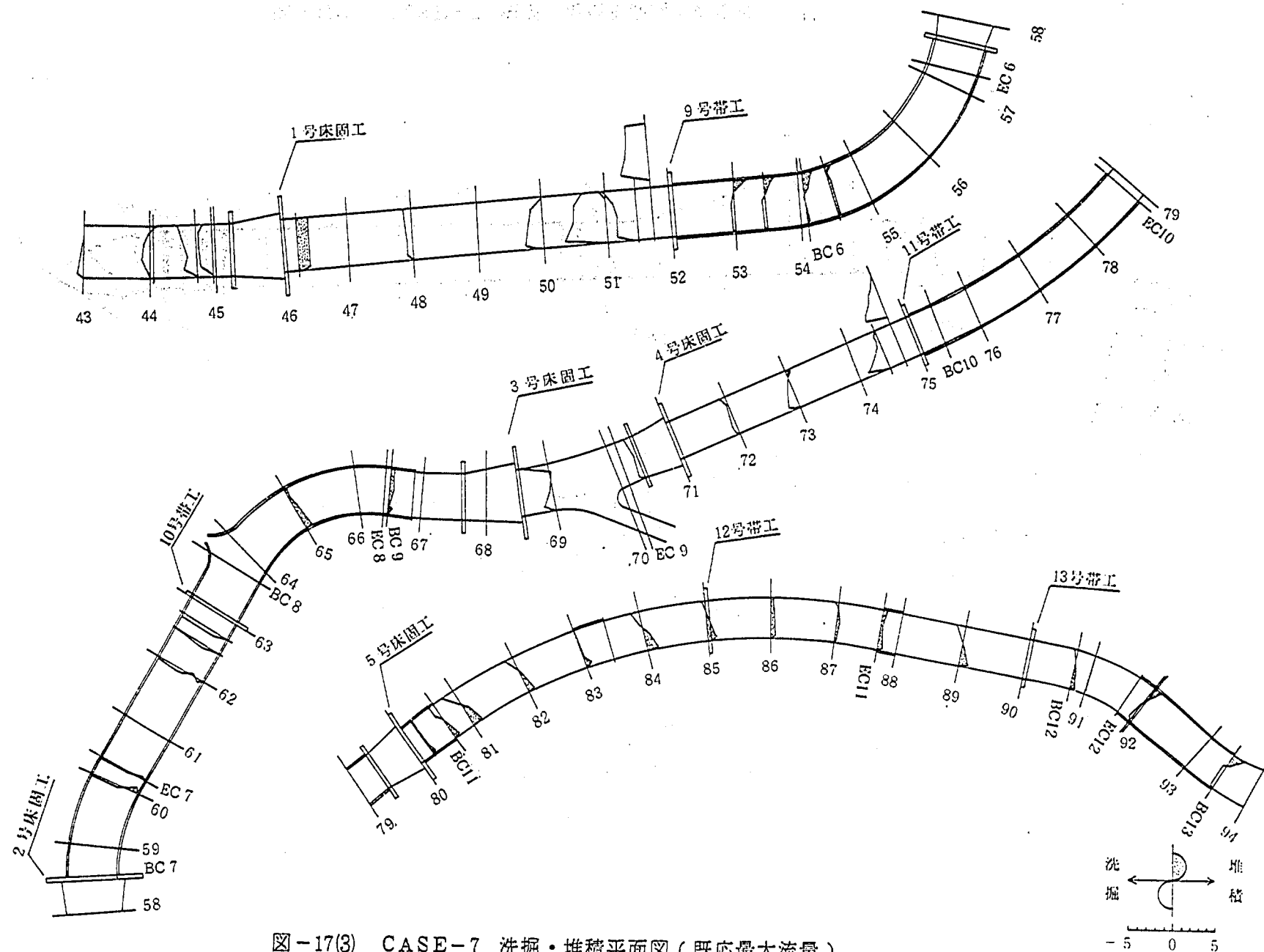


图-17(3) CASE-7 洗掘・堆积平面图 (既应最大流量)

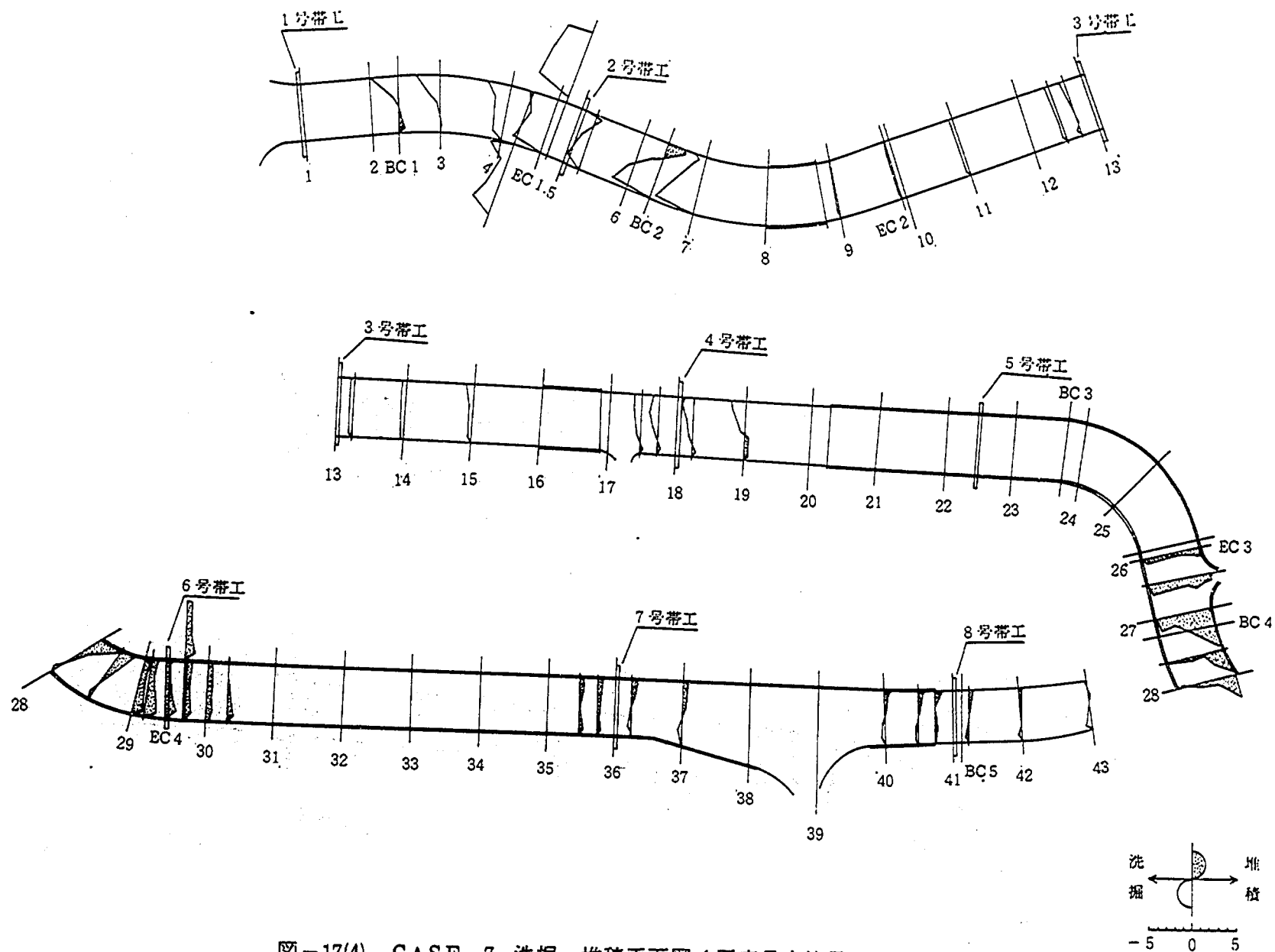


图-17(4) CASE-7 洗掘・堆積平面図(既応最大流量)

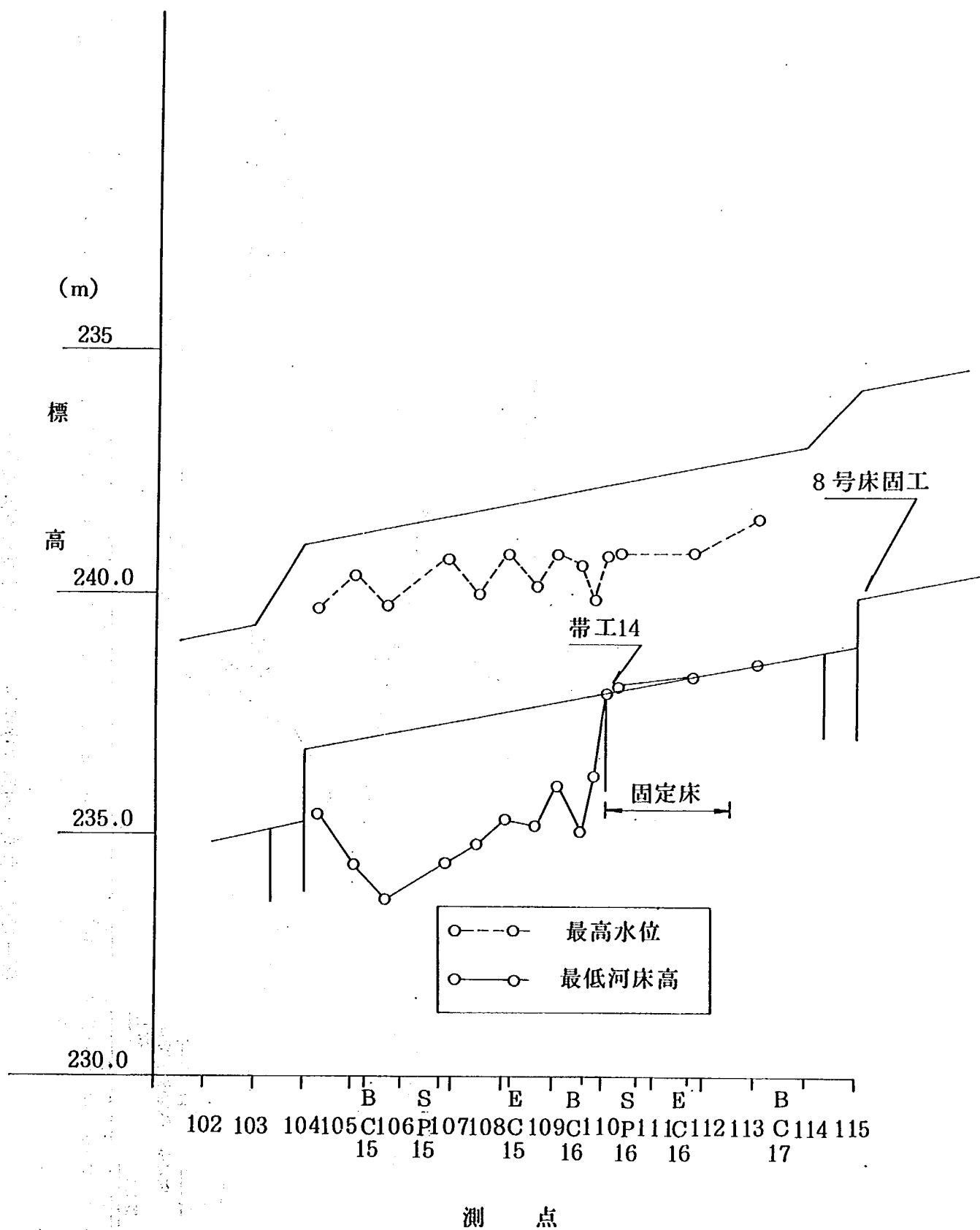


图-18(1) 水位·河床高縦断 (case 7, 既応最大流量)

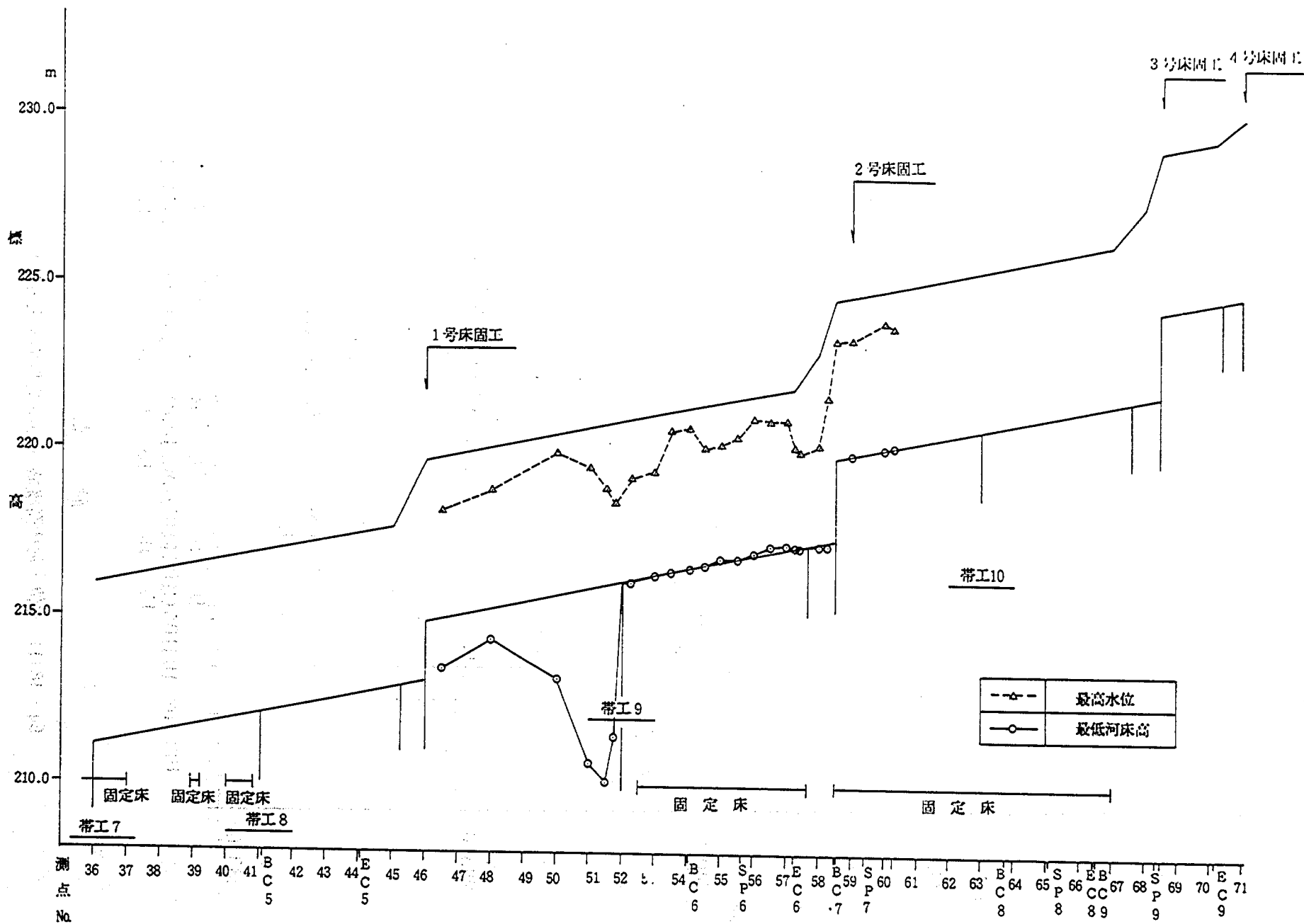


图-18(2) 水位·河床高縦断图 C-7 (既応最大流量)

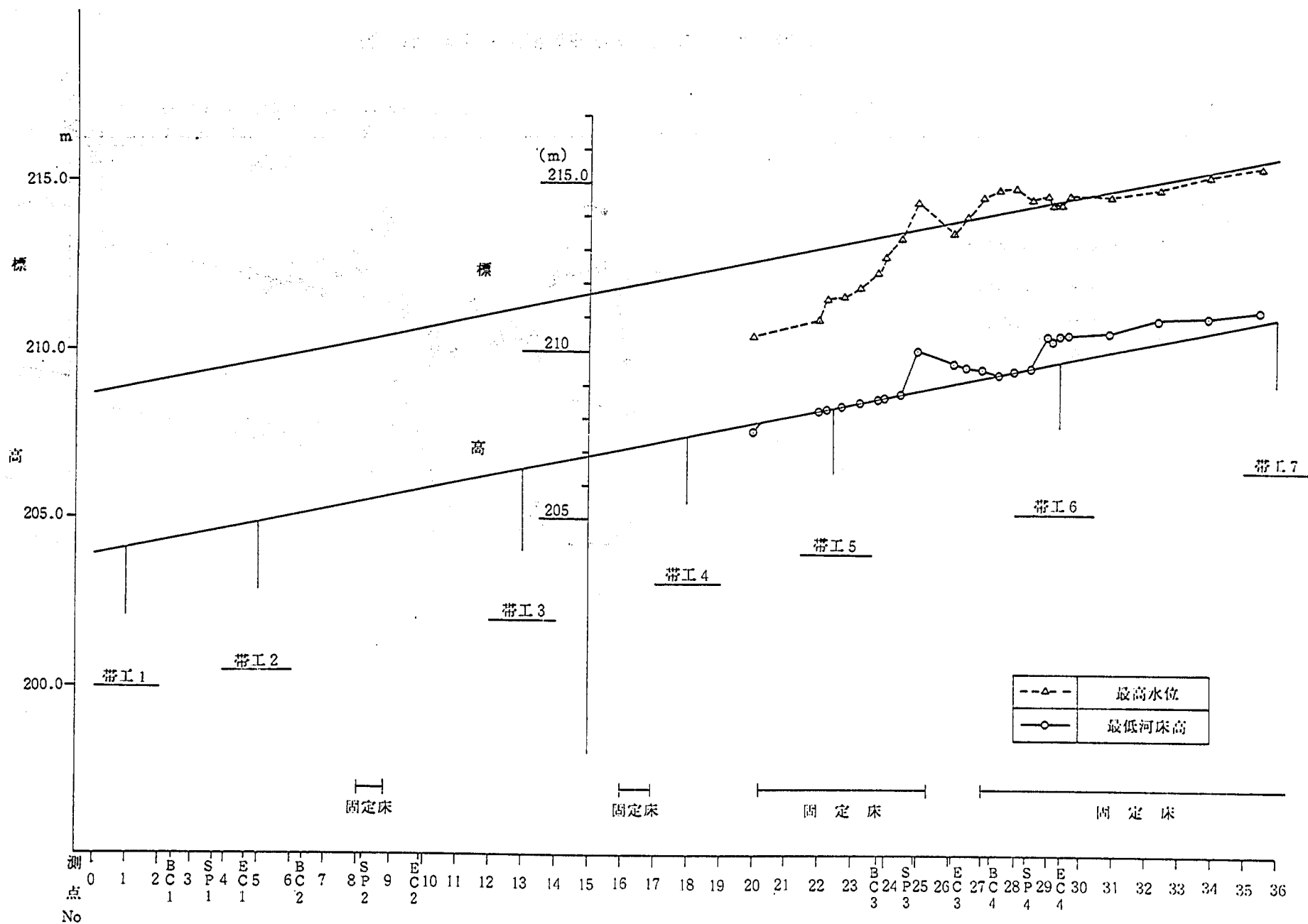


图-18(3) 水位·河床高縦断图 C-7 (既応最大流量)

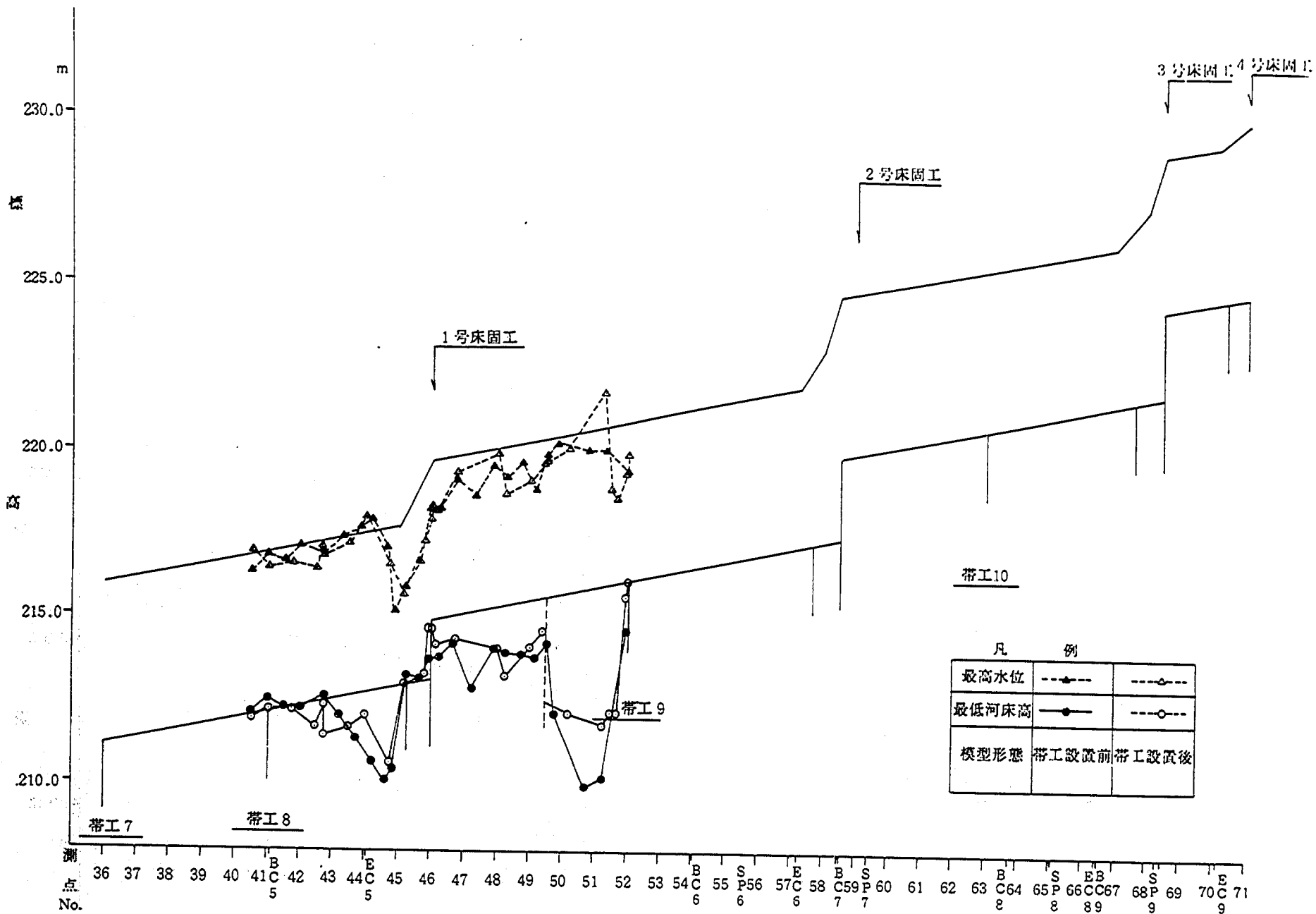


図-19 水位・河床高縦断図（帯工の効果の検討）

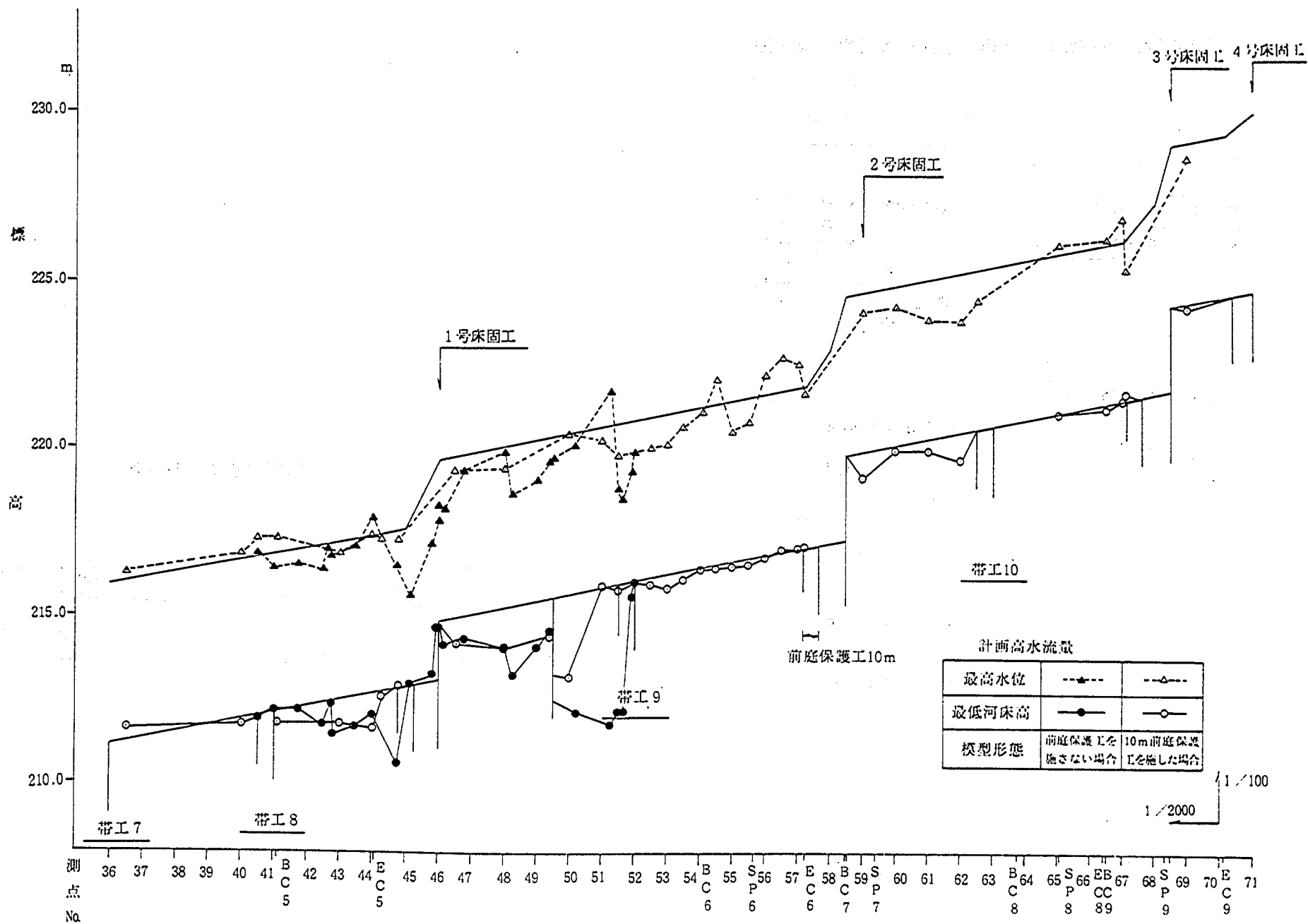


図-20 水位・河床高縦断面図（前庭保護工の検討）

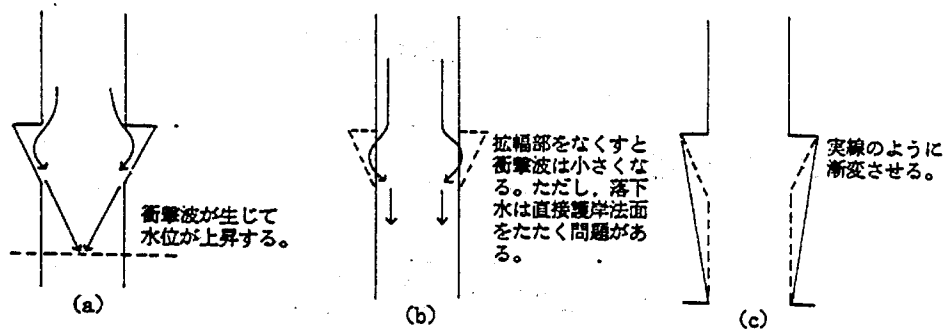
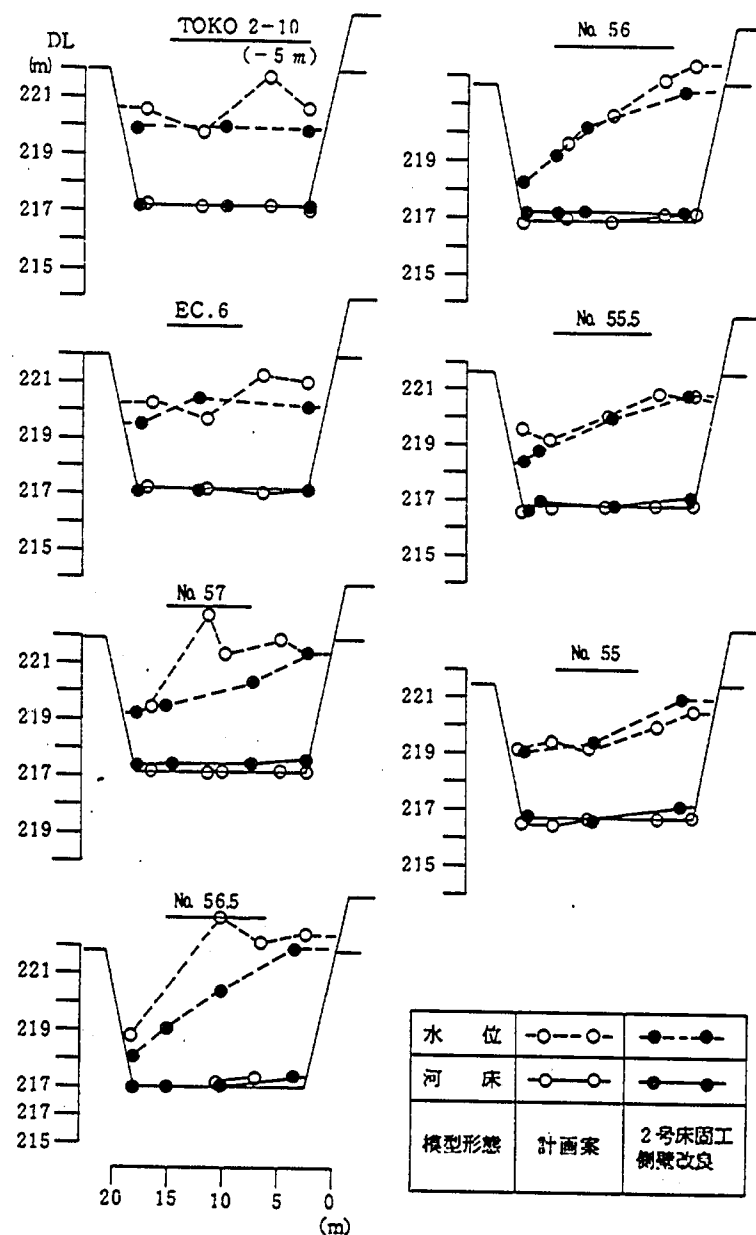


図-21 側壁の形状



(+): 上流 (-): 下流

図-22 水位及び河床高横断図(側壁の形状の検討)

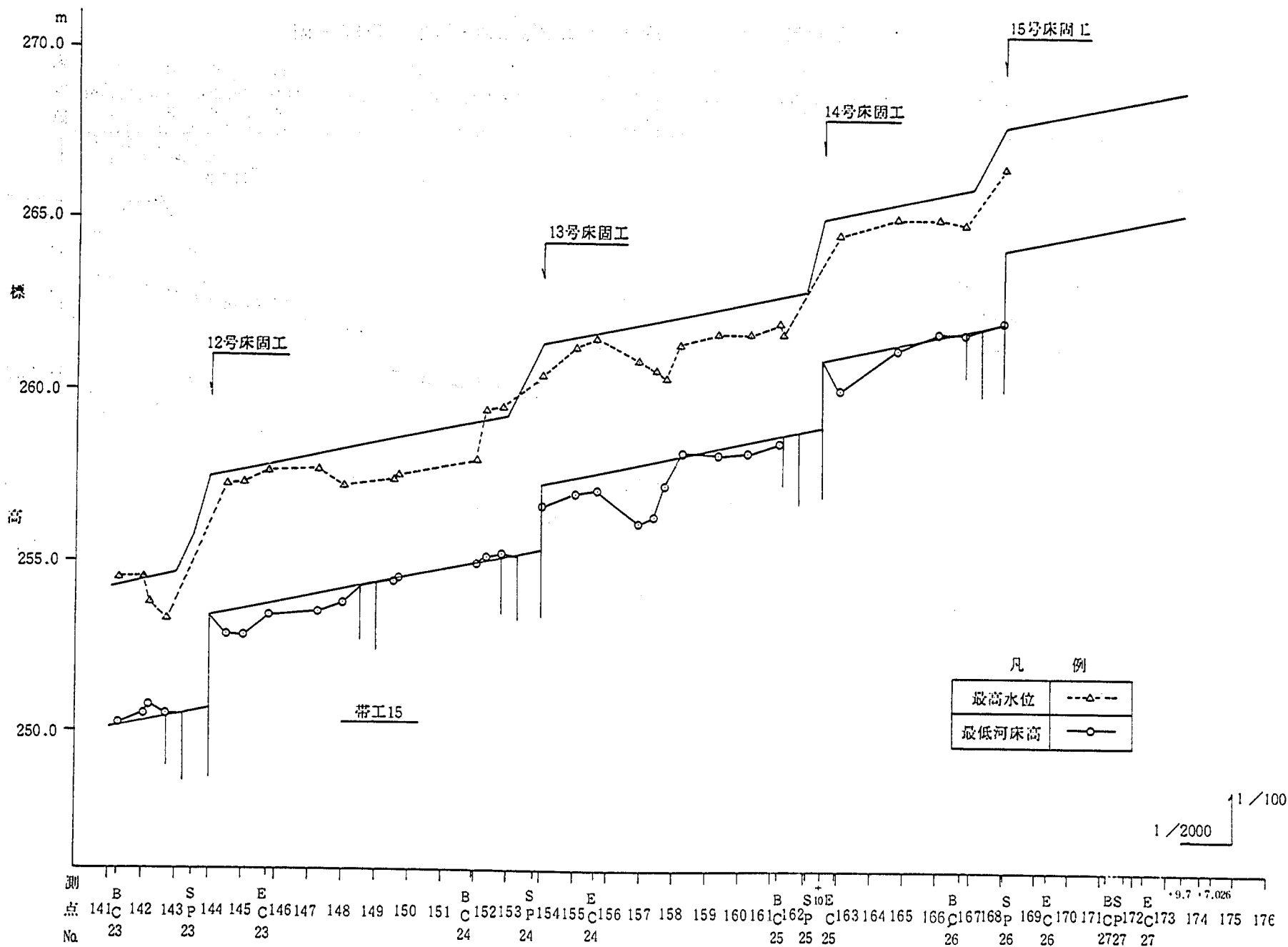


图 - 23(1) 水位·河床高縦断図 CASE - 9 (計画高水流量)

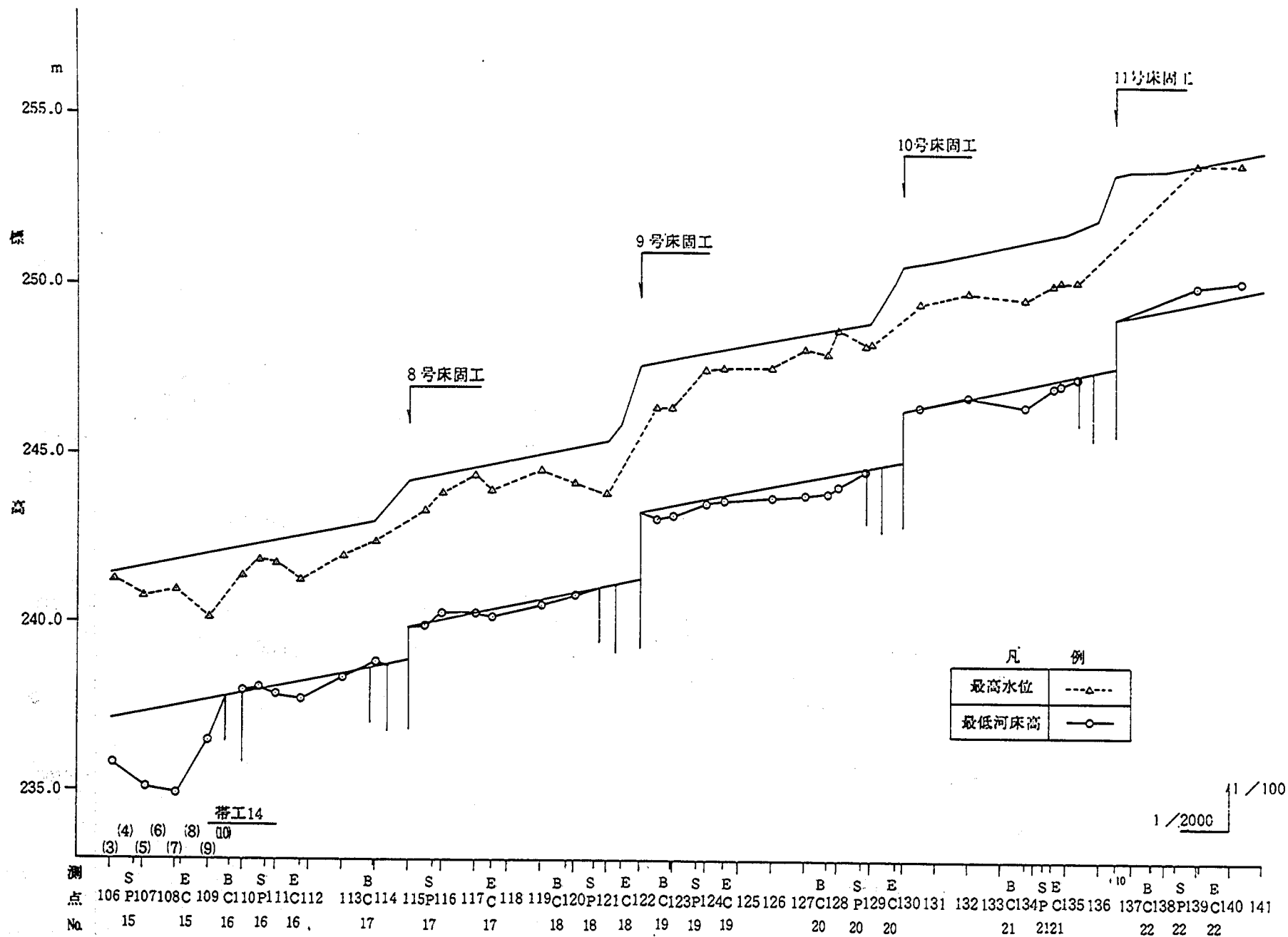


図 - 23(2) 水位・河床高縦断図 CASE - 9 (計画高水流量) .

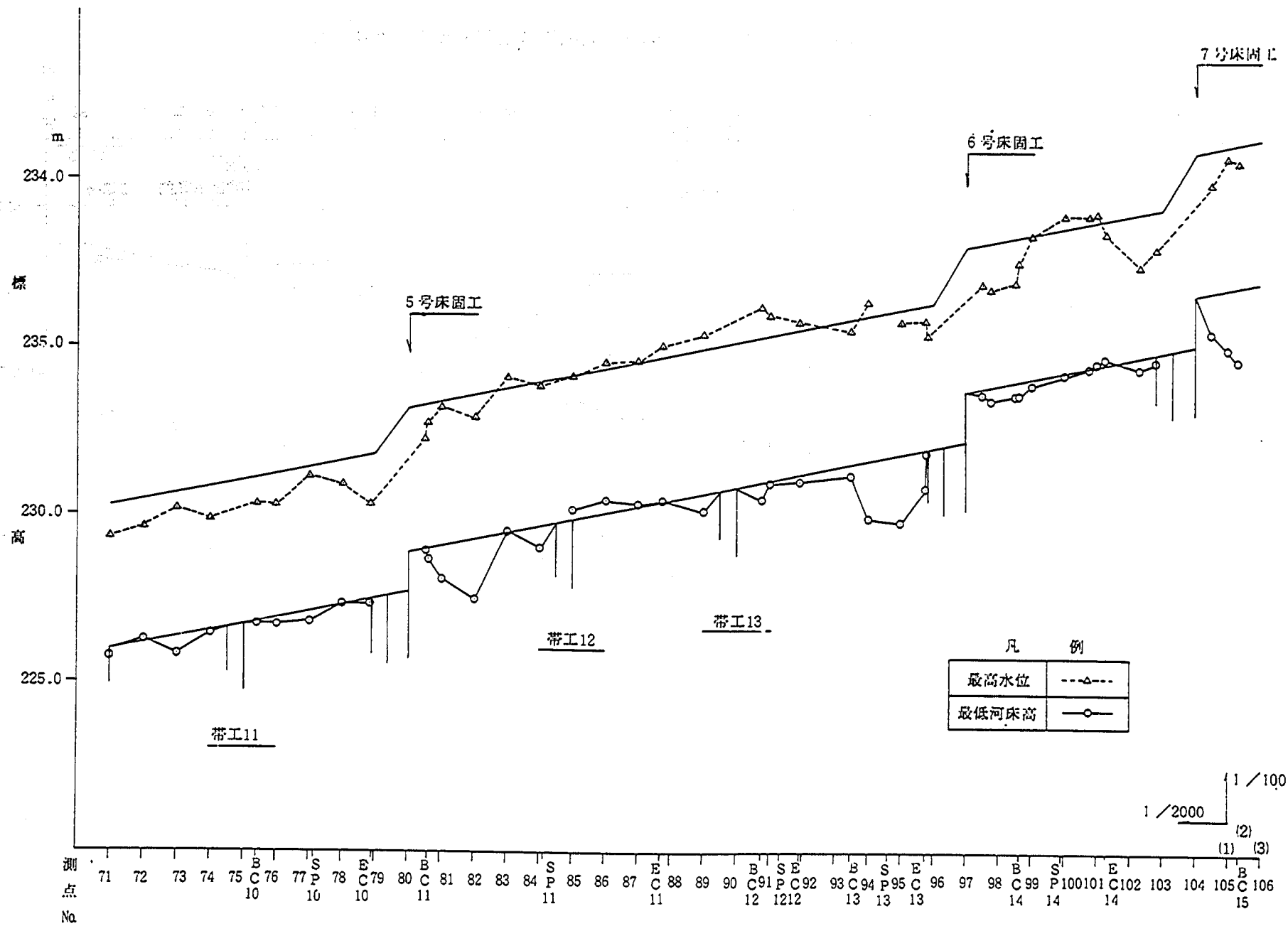


图 - 23(3) 水位・河床高縦断图 CASE - 9 (計画高水流量)

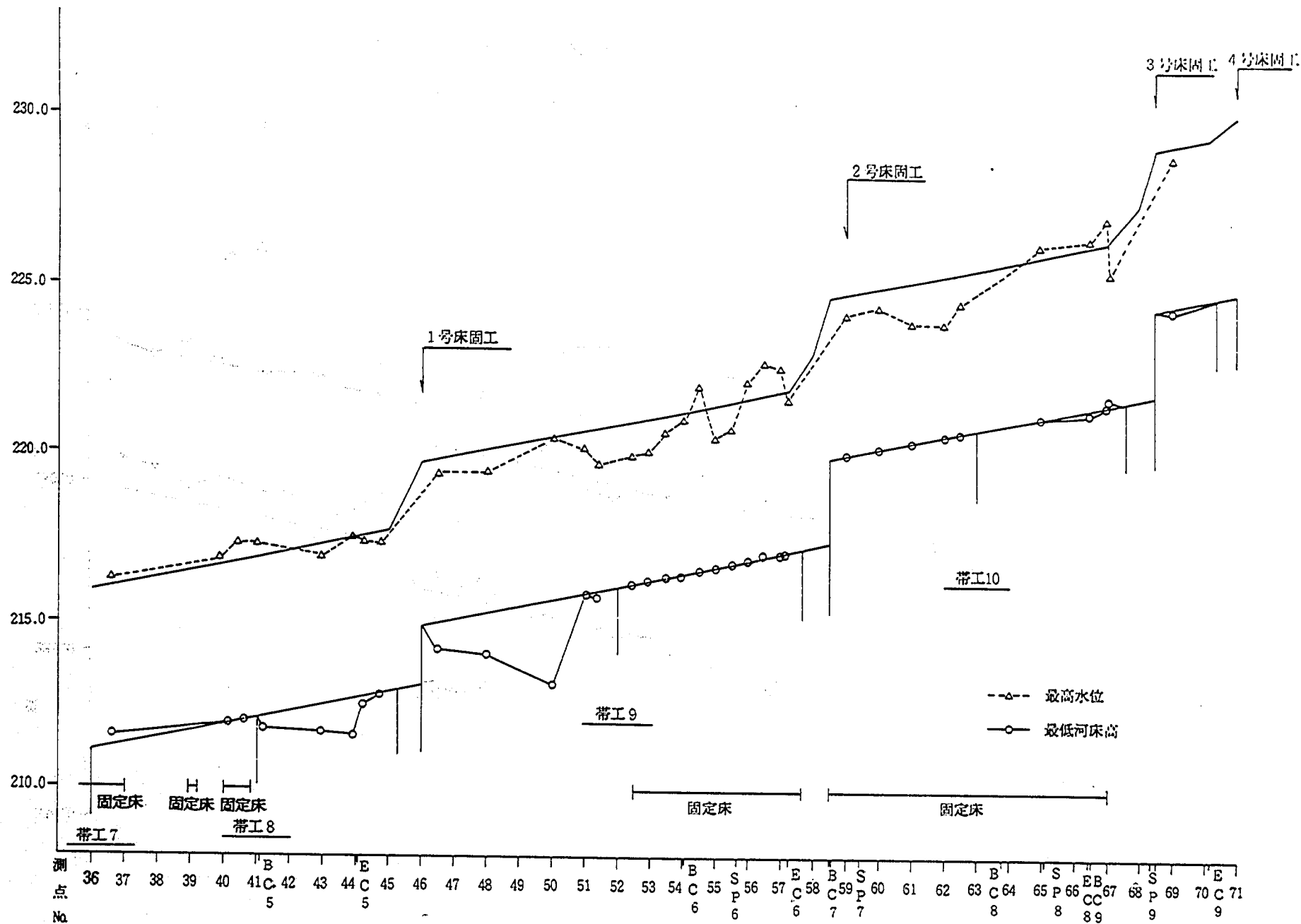


图-23(4) 水位・河床高縦断图 CASE-9(計画高水流量)

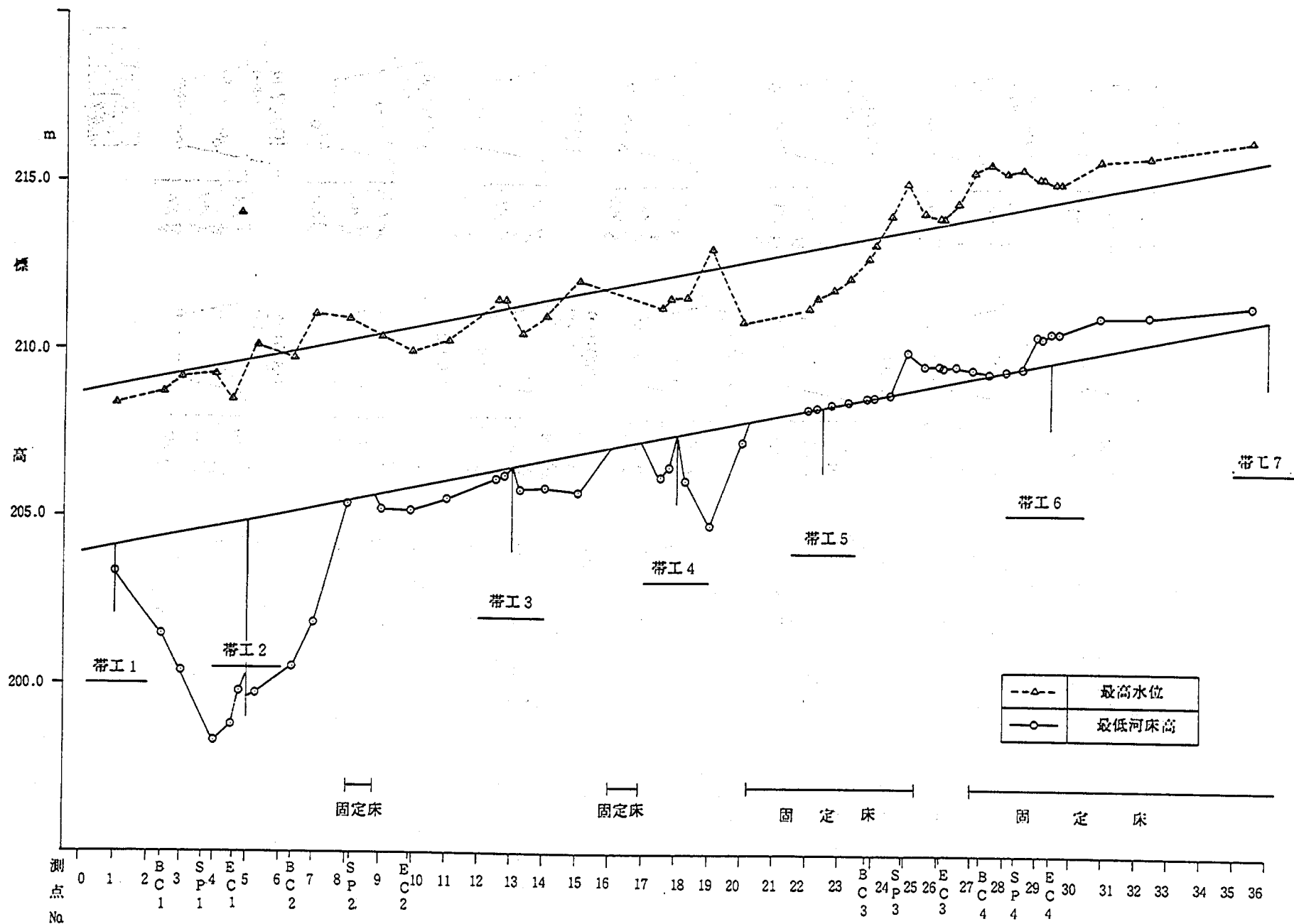
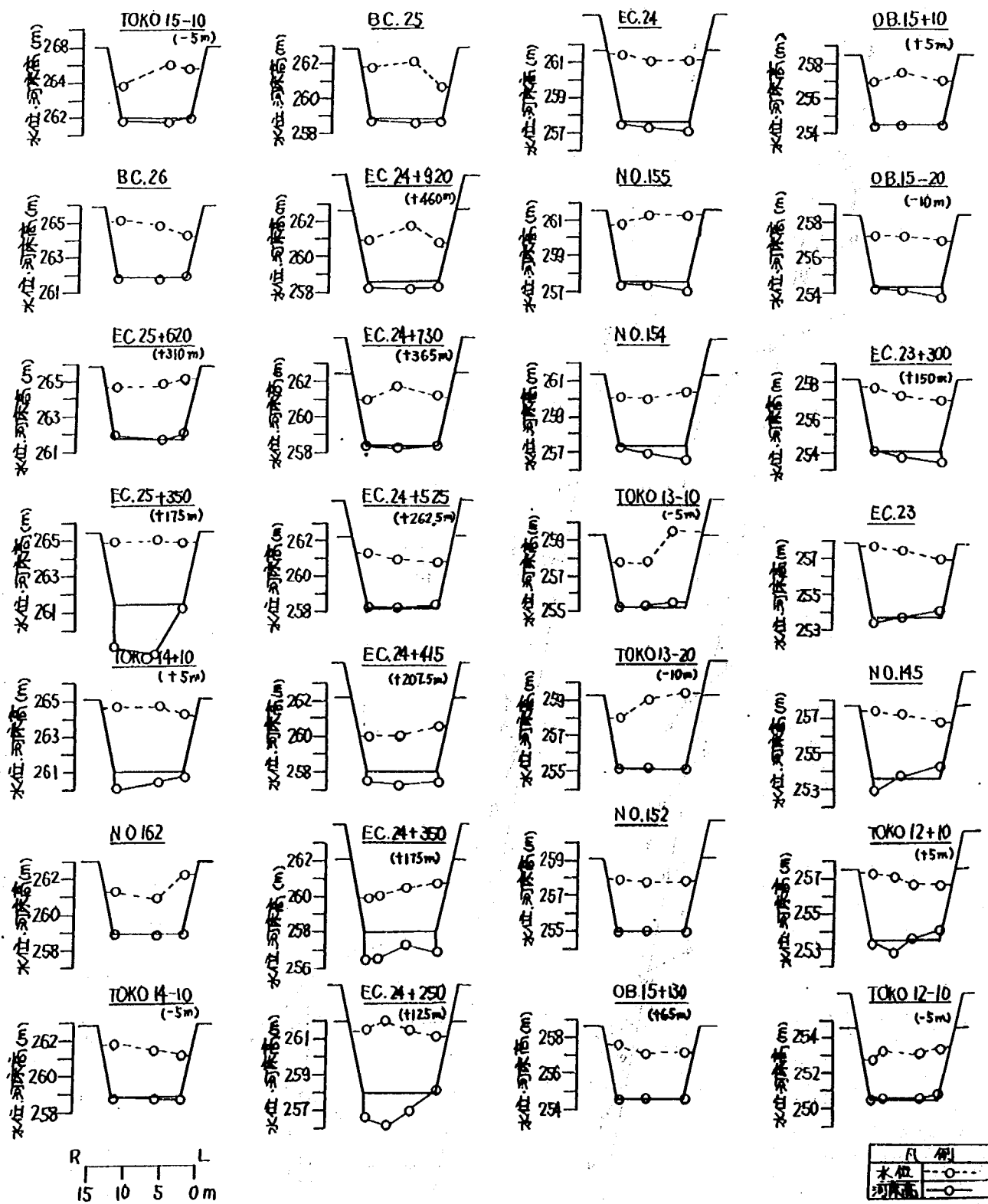


图-23(5) 水位・河床高縦断図(計画高水流量)



(+):上流 (-):下流

図-24(1) 水位・河床高の変化 CASE-9 (計画高水流量)

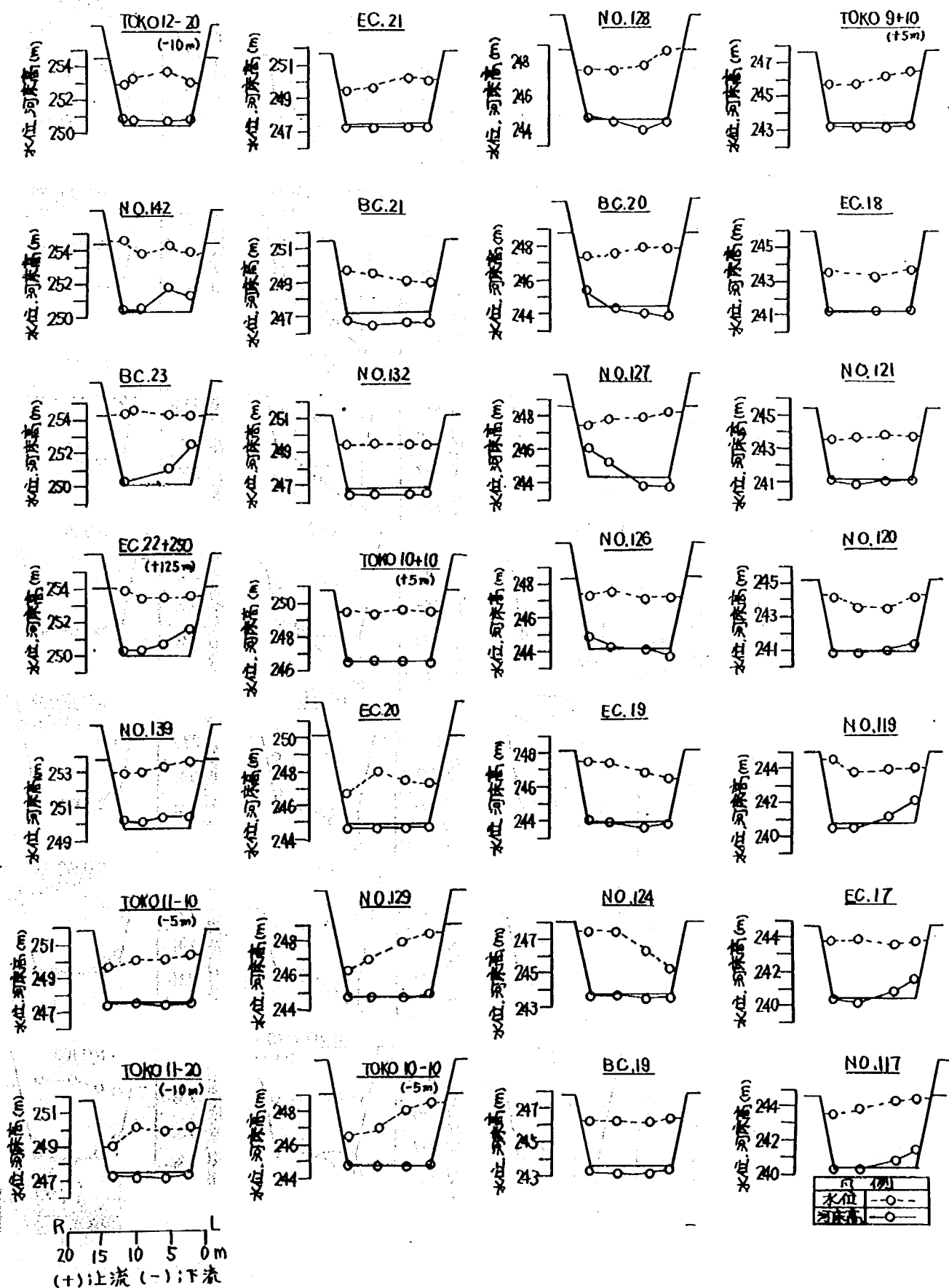


図-24(2) 水位・河床高の変化 CASE-9 (計画高水流量)

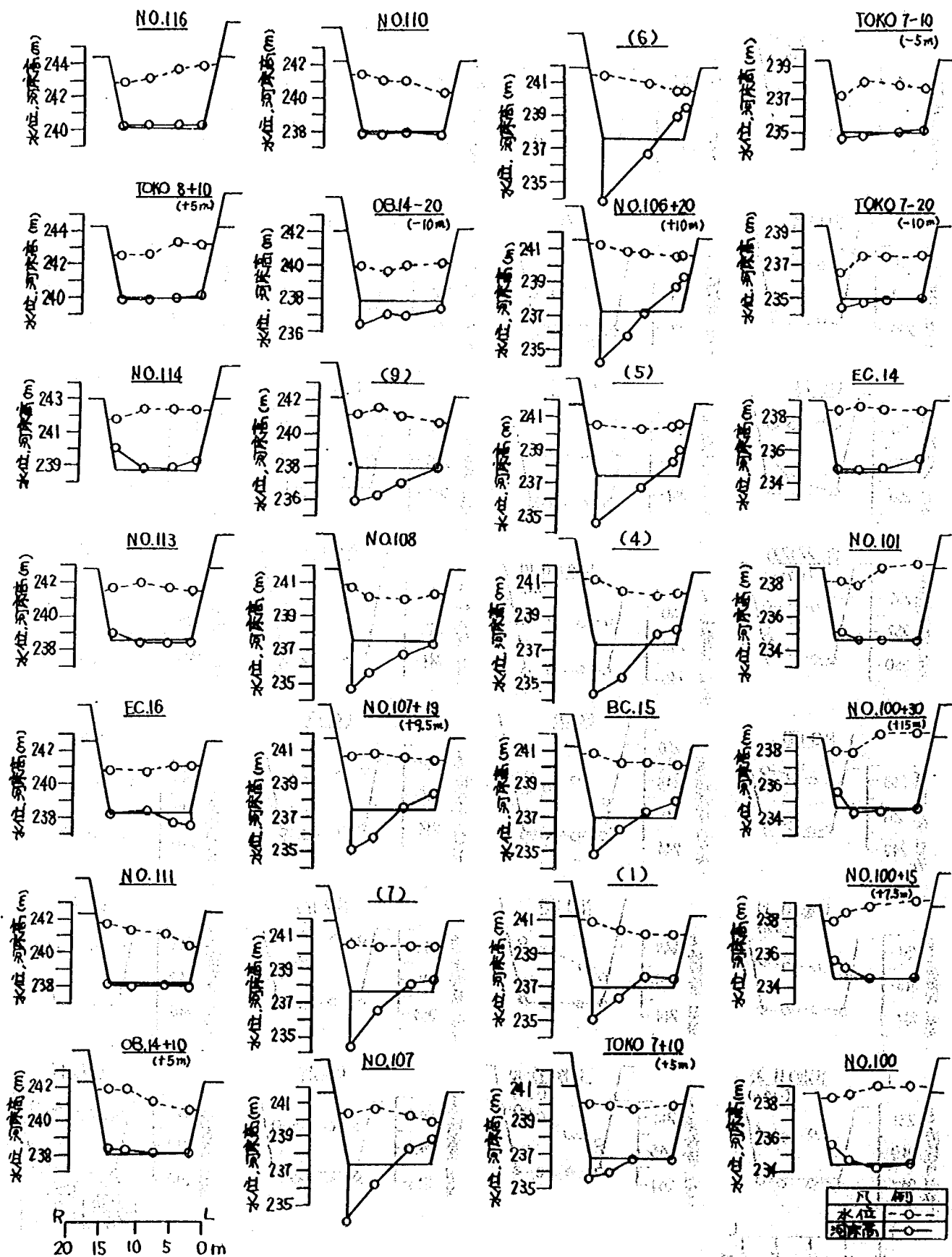
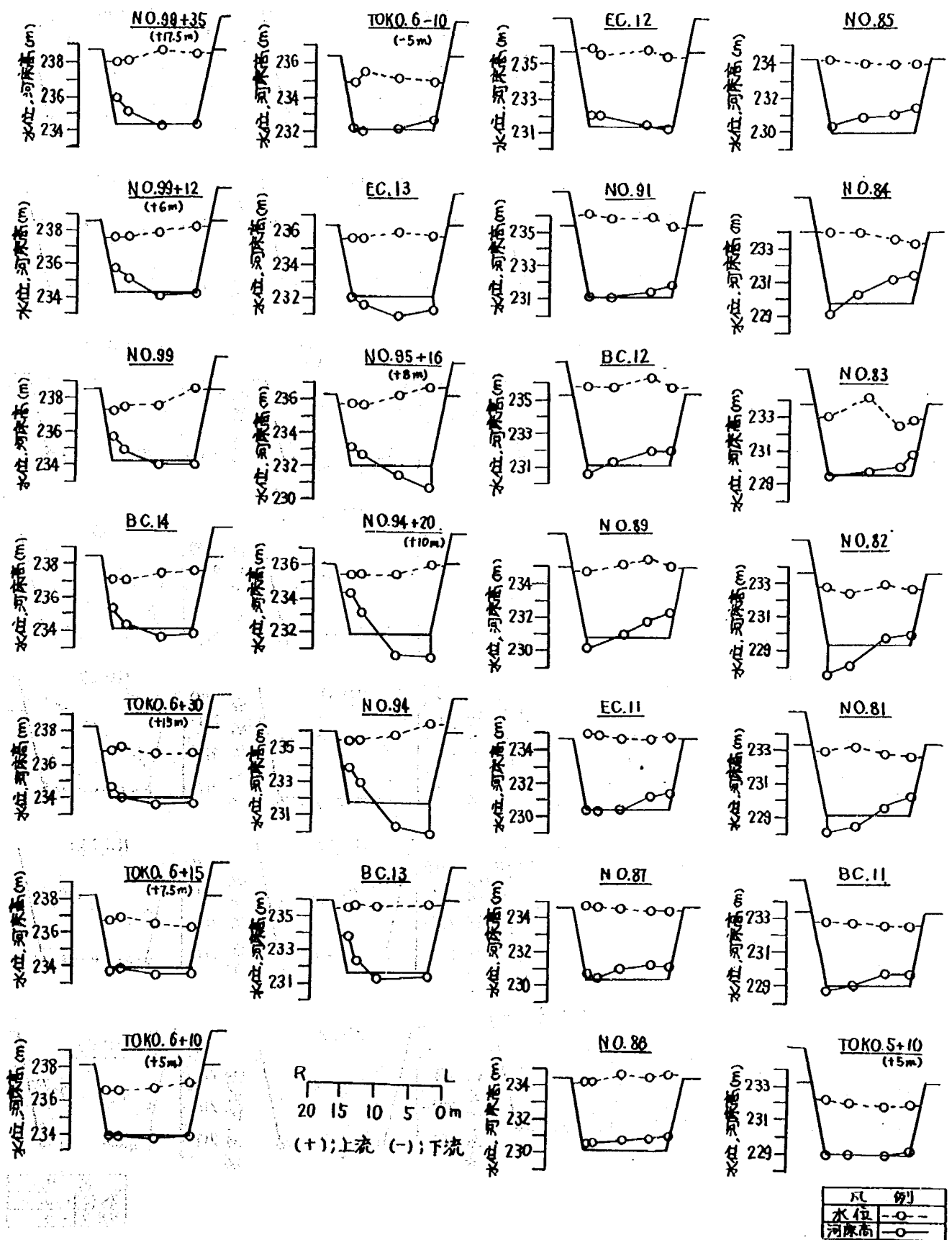


図-24(3) 水位・河床高の変化 (CASE-9 (計画高水流量))



(河床高・水位) 図-24(4) 水位・河床高の変化 CASE-9 (計画高水流量)

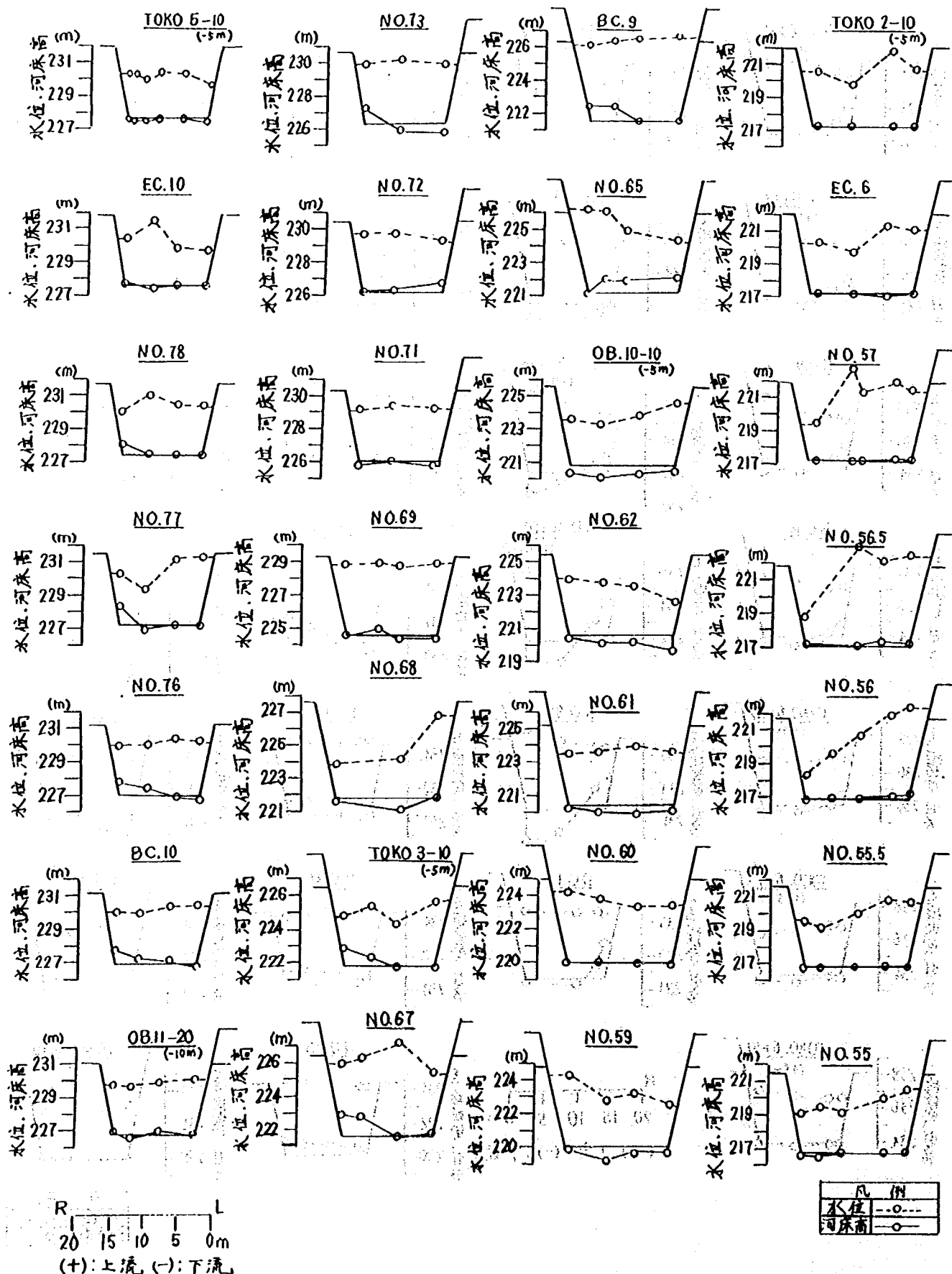


図-24(5) 水位・河床高の変化 CASE-9 (計画高水流量)

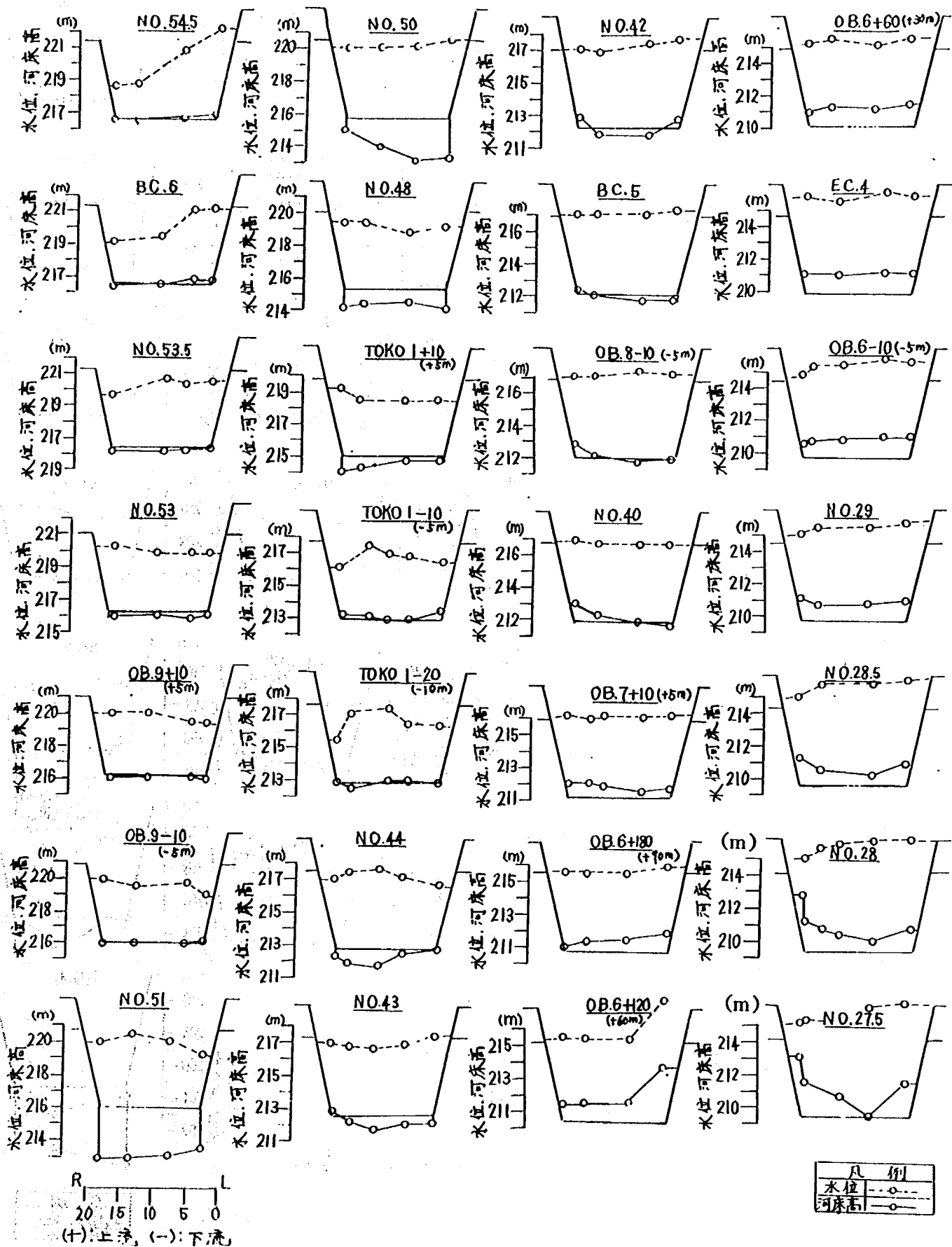


図-24(6) 水位・河床高の変化 CASE-9 (計画高水流量)

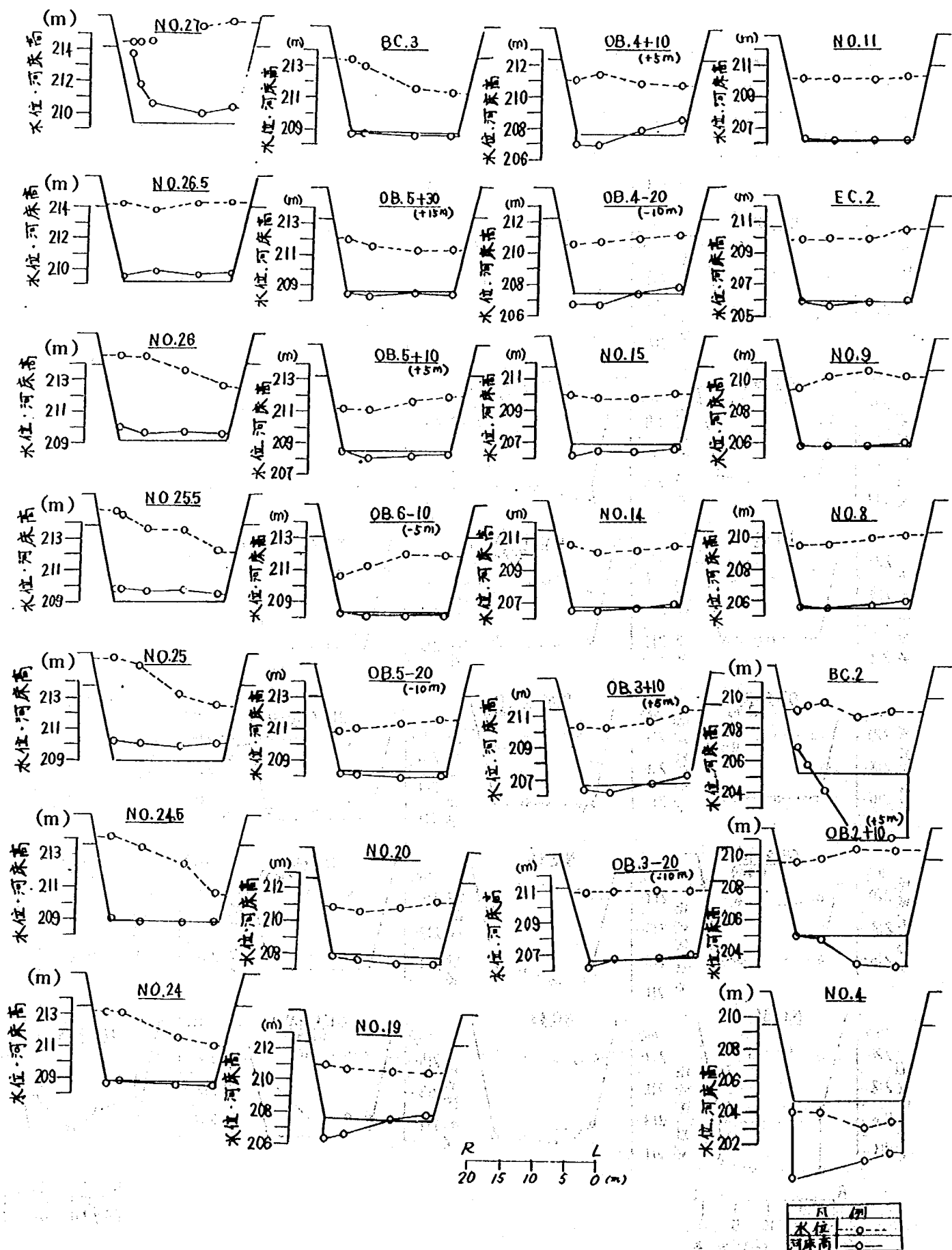
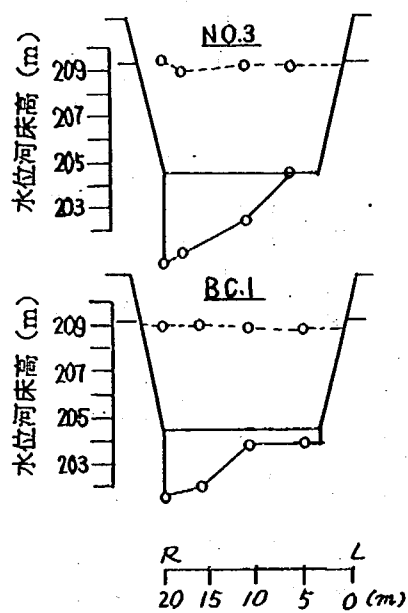


図-24(7) 水位・河床高の変化 CASE-9 (計画高水流量)



凡 例	
水位	-○--
河床高	-○—

(+)上流, (-)下流

図-24(8) 水位・河床高の変化 CASE-9 (計画高水流量)

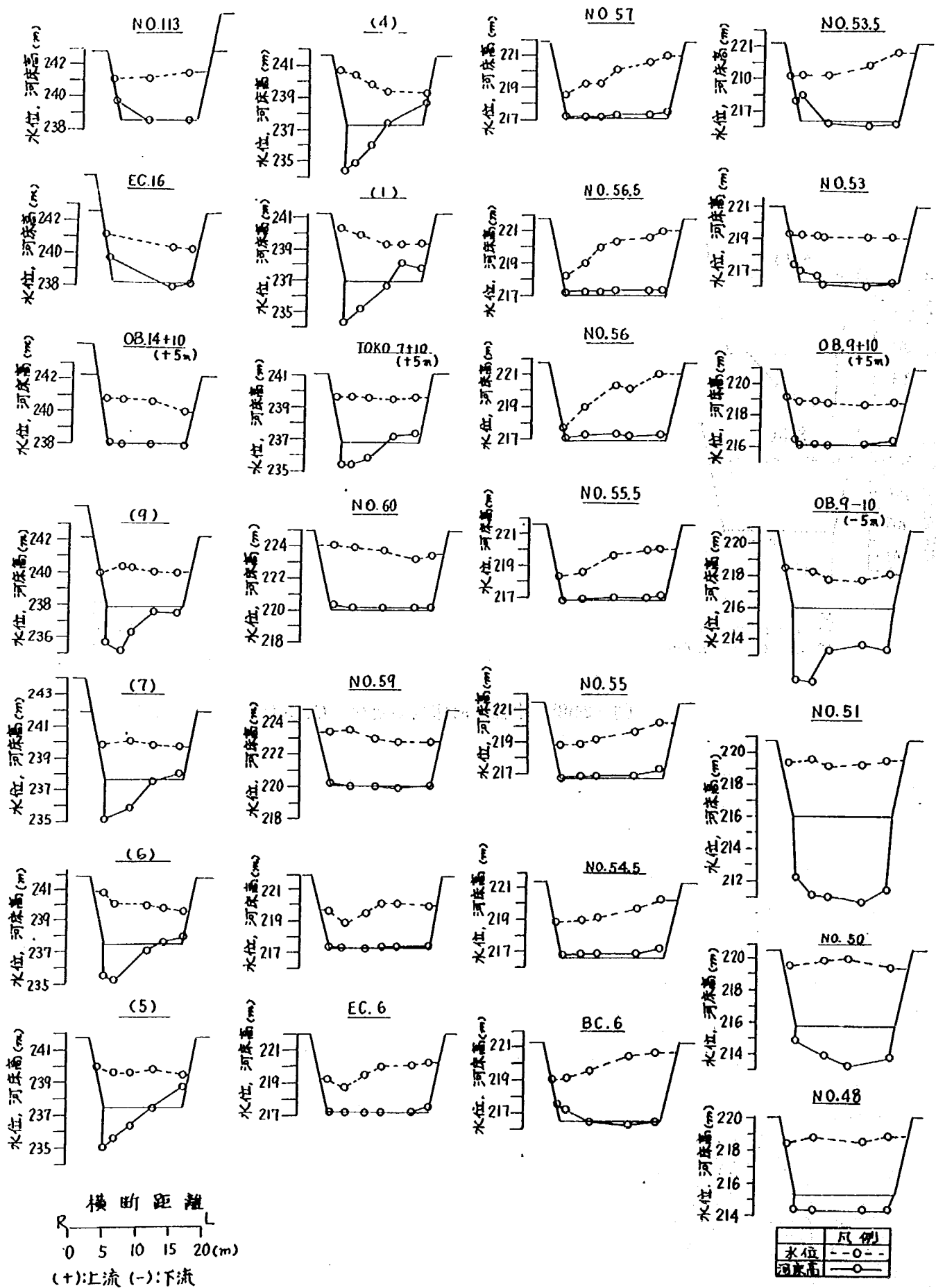


图25(1) 水位・河床高变化 (case 7, 既応最大流量)

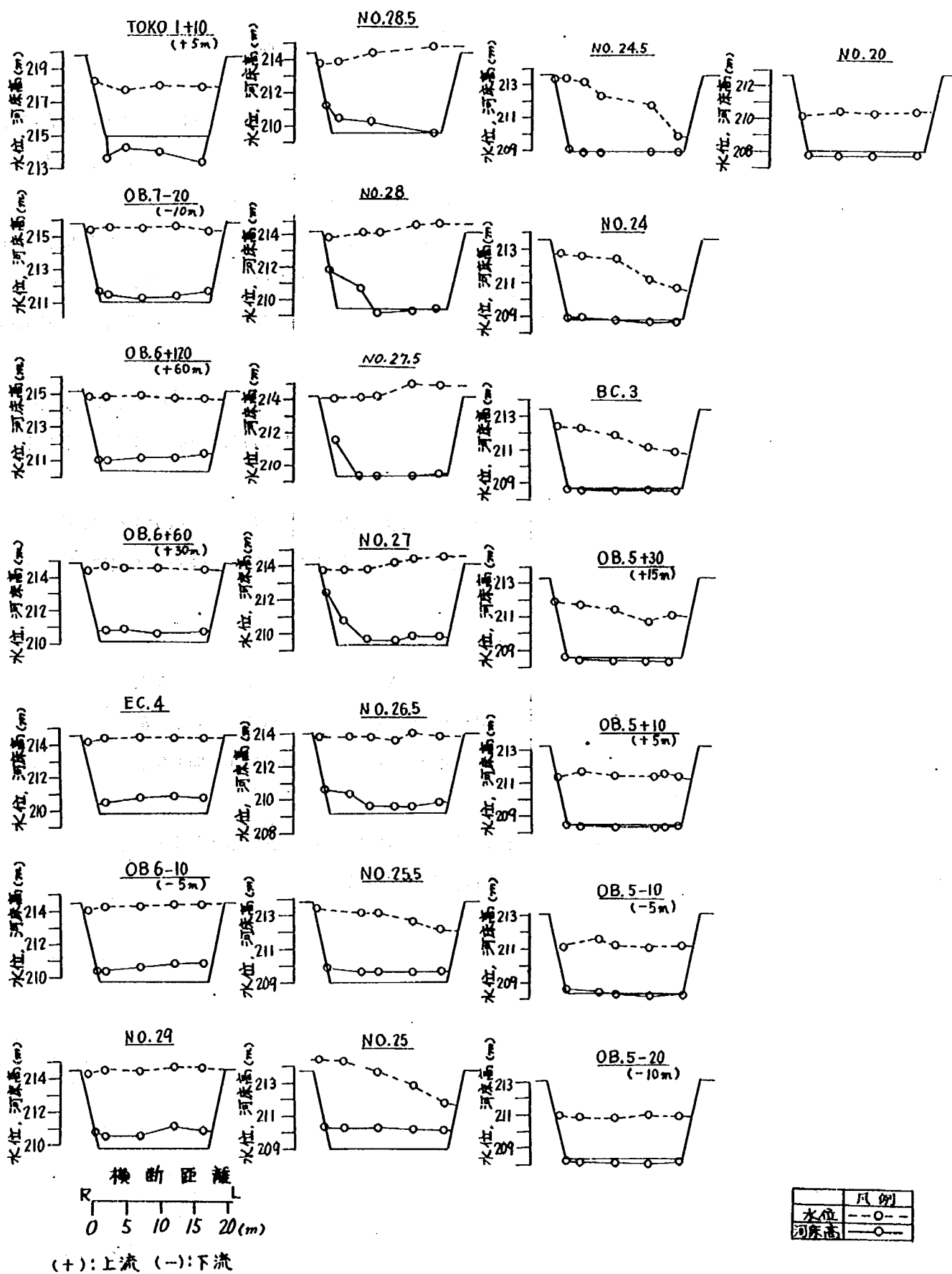


図-25(2) 水位・河床高変化 (case 7, 既応最大流量)

§ 4 ま と め と 提 言

- 1) 移動床部における計画高水流量時のManningの粗度係数は、 $n \doteq 0.038$ で、固定床部における計画高水流量時のManningの粗度係数は、 $n \doteq 0.029$ である。設計値は $n=0.03$ であるから、実験値は固定床部に相当する値で、移動床部に対しては設計値が小さいことになる。
- 2) 現河床は礫層と岩とが混在しており、比較的礫層は浅いものと推測できるが、礫の厚さを知る十分な資料は得られていない。本実験は、移動床部における護岸根入深を決める資料を得るために、礫の堆積層が十分に深いことを想定して実施している。このことは、実験結果を実河川に適用する場合に考慮すべき点である。
- 3) 計画護岸高は、 $R/B < 5$ 、 $\theta > 40^\circ$ の彎曲部及び彎曲部の影響で不足するので、護岸高の嵩上げを行う方がよい。必要な嵩上げ高は、 $1 \sim 2\text{ m}$ となるが、水位が背後地盤高より高くなることはない。(図-23、図-24)
- 4) IP1~IP2の外彎側、IP3(固定床に接続する移動床部)、IP15~IP16の外彎側、IP13の外彎側等での洗掘深が大きく計画護岸根入深が不足するので、根固工を施すか、河床を固定する等の対策が必要となろう。(図-13)
- 5) 次の移動床区間は固定することが望ましい。(図-3)
Na 4~Na 8, Na 25~Na 27, Na 37~Na 40, Na 46~Na 53,
Na 92~Na 93, Na 97~Na 98, BC14~Na 99, Na115~Na116,
Na137~Na139, Na141~Na143, Na149~Na150, Na151~Na152,
Na161~Na162, Na167~Na168
- 6) 横工の前庭部に長さ 10 m の護床を施工すると、前庭部の洗掘深は小さくなる。
- 7) 床固工の側壁の形状は、図-21㉔に示す形状が望ましい。

お　わ　り　に

本実験は、移動床部において砂礫の堆積深が十分に厚いことを想定している。しかし、河道内の露岩状況から、比較的砂礫の堆積深が深いと推測できるので、実験で得られるような洗堀深は実際には生じないかも知れない。実施計画に当っては、堆積深を調べる必要がある。また、床固土の直下の側壁の形状について、さらに検討が必要である。

本実験を遂行するに際し、建設省六甲砂防工事事務所の皆様大変お世話になった。厚くお礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 建設省近畿地方建設局六甲砂防工事事務所；
山田川流路工計画書
2) 同 上
3) 芦田和男，高橋 保，水山高久；
流路工計画に関する水理学的研究
新砂防 97，昭和50年11月
4) 阿部宗平，鈴木浩之；
流路工の彎曲部に関する実験的考察
土木技術資料，Vol.25，No.3，1983年3月

山田川流路工水理模型実験報告書

土研資料第1978号

昭和58年3月(1983)

阿部宗平

キーワード 流路工計画

要旨

山田川流路工計画における反曲線部の護岸高や根入深、局所洗掘防止対策工等について、水理模型実験から検討した結果についてとりまとめたものである。



郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい。

3 0 5 — □ □

建設省土木研究所

砂防研究室

御中

茨城県筑波郡豊里町旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1978号 部

上記のとおり受領しました。

所属（住所）

氏 名 ㊟