

土 木 研 究 所 資 料

河川流域における土砂管理に関する 研究報告書

平成5年7月

建設省土木研究所
砂防部砂防研究室

Copyright © (1993) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

河川流域における土砂管理に関する 研究報告書

砂防研究室 室 長 石 川 芳 治

前 室 長 水 山 高 久 *

前主任研究員 井 良 沢 道 也 **

福 本 晃 久 ***

要 旨

わが国の河川は、一般に河床勾配が急で土砂の移動が激しいため、河川上流域では多量の土砂移動により土砂災害が発生し、また、いくつかの貯水池では多量の土砂流入による堆砂、濁水が大きな問題となっている。このように土砂の過剰による弊害がある一方で、下流域では河床の低下、海岸侵食及び河川砂利の供給量の減少など、土砂の不足による問題が同じ流域で発生している。このような土砂を取り巻く現況は、時代とともに変化し、複雑になってきている。この対策として土砂災害を防ぐ砂防事業、貯水池堆砂に対するダムリフレッシュ事業、海岸侵食に対する養浜事業などの事業が行われている。しかし、ある場所では過剰な土砂が、また別の場所では土砂の不足が問題を引き起こしているのであるから、同時に解決することがある程度可能と考えられるし、またその方が効率的である。

そこで、天竜川を事例として、土砂移動の不均衡による問題を分析し、土砂管理の基本方針を検討した。また、基本方針に基づき、土砂管理に必要となる構造物のもつ機能を明らかにした。併せて、土砂管理に必要となる構造物を配置した場合の事業規模及びその運転経費の試算を行った。さらに土砂追跡モデルにより河川流域における土砂管理による効果について評価し、今後流域としての土砂管理のあり方を示した。

キーワード：砂防、河川流域、土砂管理、水系一貫

* 現、京都大学農学部助教授、** 現、北陸地方建設局湯沢砂防工事事務所長

*** 現、中部地方建設局多治見工事事務所砂防調査課

Study of Sediment Control, in a River Basin

Sabo Division, Sado Department

Head of Division : Yoshiharu ISHIKAWA

Former Head of Division : Takahisa MIZUYAMA*

Former Senior Researcher : Michiya IRASAWA**

Akihisa FUKUMOTO***

Synopsis

A Large mass of sediment transport due to steep bed slopes common to many rivers causes sediment disasters in the upstream basins in Japan. In addition, a large quantity of sediment inflow causes sedimentation and muddy water in some reservoirs, which poses a serious problem to the local people. On the other hand, in Sufficient sediment causes degradation, coastal erosion, decrease of gravel supply and other problems in the downstream basins. Sediment environment in such basins has been changed and complicated over time. For the purpose of preventing a sediment disaster, many measures are being taken, such as sabo projects, dam refreshing projects against sedimentation in reservoirs and beach renourishment projects against coastal erosion. However, since excess sediment threatens some places while insufficient sediment is a problem in other areas, it may be more or less possible and is actually more efficient to resolve both at the same time. Thus as a concrete case, a problem in Tenryu River caused imbalanced sediment transportation was analyzed to frame a master plan for sediment control. Based on the plan, structures needed for sediment control were considered to clarify their functions. At the same time, it was considered how extensive the project would be and how much money would be needed to operate such structures.

Moreover, the effects of sediment control in the river basins were evaluated by means of a sediment routing model to show how sediment control should be carried out in those areas.

Key Word : Sabo, River basin, sediment control and river system

*** Assistant Proffessor, Department of Agriculture, Kyoto University**

**** Head of Yuzawa Erosion Control Construction Office, Hokuriku Regional Construction Bureau**

***** Erosion Control Investigation Division, Tajimi Construction Office, Chubu Regional Construction Bureau**

はじめに

我が国の河川は、河床勾配が急で土砂の移動が激しいため、河川上流域では多量の土砂移動により土砂災害が発生し、また、いくつかの貯水池では多量の土砂流入による堆砂、濁水が大きな問題となっている。一方、下流域では河床の低下、海岸の侵食及び河川砂利の供給量の減少など、土砂の過剰による弊害がある一方で、土砂の不足による問題が同じ流域で発生している。河川上流域において土砂の生産、移動を軽減し、バイパスなど別の経路、方法で下流河道に土砂を供給するなどの水系一貫した均衡ある土砂管理の方策をみいだすことは、防災、地域開発、骨材資源の確保などの面において重要である。本研究は、河川流域における土砂の生産、流出を量的・質的に追跡する調査等を通じて、総合的な土砂管理の考え方を確立しようとするもので、昭和63年より平成2年度まで行政部費の特別研究により検討を行ってきたものをまとめたものである。

昭和63年度は、対象とした天竜川流域の土砂移動の実態と、土砂追跡計算を行うためのモデルの修正を行った。平成元年度は、土砂収支の実態と問題点の整理、修正した土砂追跡モデルを用いて土砂管理方針の検討を行った。平成2年度は、土砂管理に必要な構造物の組み合わせについての検討を行い、併せて事業化の検討を行った。

目 次

はじめに

1. 研究目的	1
2. 天竜川における土砂の実態	2
2.1 事例研究の対象	2
2.2 既往の主要な土砂流出	2
2.3 砂防ダムの建設と堆砂量	2
2.4 砂利採取量	2
2.5 ハイダム貯水池の堆砂量	2
2.6 河床変動と粒径の変化	5
2.7 海岸の浸食	5
2.8 土砂収支と考察	5
2.9 天竜川における土砂収支の実態	9
3. 土砂追跡モデルによる土砂管理の方針の検討	13
3.1 検討内容	13
3.2 検討結果	13
4. 流域としての土砂管理の方針検討	15
4.1 基本方針	15
4.2 土砂管理の方法	15
4.3 天竜川における土砂管理方針	15
5. 土砂管理に必要な構造物の検討	16
5.1 事例調査	17
5.2 ハイダムにおける排砂施設	17
5.3 砂防ダム	36
5.4 河川管理施設	40
5.5 施設の組み合わせによる土砂コントロールの検討	41
6. 土砂追跡モデルによる土砂管理手法の基礎検討	47
6.1 土砂追跡モデルの概要	47
6.2 モデルの設定	53
6.3 プログラムの修正	54
6.4 再現性の検討	54
6.5 ハイダム流入土砂のバイパス効果	56
6.6 供給土砂粒度の影響	57

7. 土砂追跡モデルによる土砂管理方針の検討	61
7.1 概要	61
7.2 流域としての土砂管理の方針	61
7.3 現状施設の将来予測計算	63
7.4 河床低下区間に対する対策	63
7.5 河床上昇区間における対策	65
7.6 土砂管理施設の組み合わせ	66
7.7 まとめ	66
7.8 土砂管理の実現の可能性の検討	68
8. おわりに	70
参考文献	71

1. 研究の目的

我が国の河川は、河床勾配が急で土砂の移動が激しいため、河川上流域では多量の土砂移動により土砂災害が発生し、またいくつかの貯水池では多量の土砂流入による堆砂、濁水が大きな問題となっている。一方、下流域では河床の低下、海岸の侵食及び河川砂利の供給量の減少など、土砂の不足による問題が同じ流域で発生している¹⁾。これらの問題に対し、これまで主として問題の生じている地先ごとに個別に対策が行われてきた。これらは流域全体を見渡した土砂の配分の点からみると不合理なことといえる。こうした地先の土砂の対策を行うのみでなく、流域全体として不足する区間へ土砂の供給を行うことと合わせて、効率的な土砂の制御が行われるような対策を検討する必要がある。また、水系一貫した均衡ある土砂管理の方策を見いだすことは、防災のみならず地域開発、骨材資源の確保などの面においても重要であると考えられる。

本研究は、主として大河川を対象として土砂管理の基本的考え方、土砂管理に必要な構造物の検討を行った。さらにモデル流域として天竜川を想定して実際に土砂管理施設の整備を行った場合、その効果を評価することにより流域管理の実現可能性の検討を行った。

2. 天竜川流域における土砂の実態 "

2.1 事例の研究対象

本調査で事例研究の対象としたのは、全国的にみても流出土砂の多い流域面積5,090km²幹川流路延長213kmの天竜川である。天竜川は流域地形から下流(二俣、鹿島(25.0km)から河口)、中流(天竜峽(139.0km)から二俣、鹿島(25.0km)、泰阜ダムなど5つのハイダムのある区間)および上流(釜口水門(213.0km)から天竜峽(139.0km))に区分できる。なお、ここでは砂防ダムと区別するための多目的ダム・発電ダムをハイダムとした。

2.2 既往の主要な土砂流出

天竜川では、昭和36、43、57、58年に降雨により大きな土砂流出が発生した。表-2.1に支川別の崩壊諸量を示す。これら四時期の降雨は強雨域が少しずつ異なっており、それに応じて崩壊の状況にも差が生じている。これらの災害の中で、昭和36年の災害時の崩壊土砂量は過大に見積もられている可能性があるものの、他の災害に比べかけ離れて大きいと言える。

2.3 砂防ダムの建設と堆砂量

天竜川の砂防事業は昭和8年から始まって、昭和62年までに砂防ダムが合計401基建設された。これら砂防ダムによる計画堆砂量の合計は4,260万m³である。

2.4 砂利採取量

砂利採取量についての資料は必ずしもそろっていない。昭和39年から昭和62年までの天竜川上・中・下流の砂利採取量の経年変化は表-2.2のようになる。昭和53年以降天竜川上流部では砂利採取が大幅に規制され、天竜川上流部の下伊那地区から上伊那地区にかけては昭和57年まで砂利採取が停止された。天竜川上・中・下流の昭和62年までの砂利採取量の合計は約3,700万m³に達している。

2.5 ハイダム貯水池の堆砂量

表-2.3に天竜川流域における11のハイダムの建設及び堆砂実績を、図-2.1にそれらの堆砂量の経年変化を示す。図-2.1より昭和36年、58年等大きな出水に対応して堆砂が進んでいること、これまで合計して約2億m³の土砂が蓄積していることがわかる。これらハイダムの貯水池に堆積した土砂の粒度分布を調べてみると、表-2.4に示すように、土砂の生産源に近い美和、小波ダムでは、粒度分布が比較的広い範囲の土砂が堆積しているのに対し、生産源から離れている泰阜ダムでは $0.1 < d < 20\text{mm}$ の砂礫が多く、さらに下流の佐久間ダムでは、 $0.005\text{mm} < d < 2\text{mm}$ という細粒分が大部分を占めている。

表-2.1 昭和36、43、57、58年における天竜川支川別崩壊諸量一覧

項目 支川名	災 害 年	調査対象 流域面積 A (km ²)	崩 壊 箇 所 数 B	崩壊頻度 B/A (1/km ²)	崩壊面積 C (10 ³ m ²)	崩壊面積率 C/A (m ² / km ²)	崩壊土量 (m ³)	1 km ² 当り 崩壊土砂量 (m ³ / km ²)	主な 地質
三 峰 川	S.36	289.3	2,249	7.9	5,845	20,000	8,611,000	29,800	主に 破碎帯
	43	452.1	468	1.0	188	410	362,860	800	
	57	309.2	5,698	18.4	6,068	19,627	4,365,797	14,120	
	58	309.2	6,957	22.5	8,988	29,064	3,929,134	12,707	
新 宮 川	S.36	58.0	1,850	31.9	3,323	57,300	3,206,000	55,300	主に 破碎帯
	43	584.4	38	0.7	10	170	13,000	220	
	57	—	—	—	—	—	—	—	
	58	58.0	935	16.1	361	6,200	129,435	2,232	
小 渋 川	S.36	295.0	7,476	25.3	15,086	51,100	18,150,000	61,600	主に 破碎帯
	43	301.1	396	1.3	216	720	408,870	1,358	
	57	295.0	—	—	7,873	26,700	2,356,347	7,988	
	58	295.0	—	—	8,612	29,200	1,198,422	4,062	
太田切川	S.36	61.5	527	8.6	787	14,300	1,010,000	16,400	花崗岩
	43	61.0	206	3.4	101	1,650	173,400	2,840	
	57	61.5	—	—	1,267	20,600	401,387	6,527	
	58	61.5	—	—	1,411	23,000	301,695	4,906	
中田切川	S.36	22.5	410	18.2	682	30,300	786,000	34,900	花崗岩
	43	26.0	161	6.2	64	2,470	114,080	4,390	
	57	—	—	—	—	—	—	—	
	58	22.5	758	33.7	596	26,500	142,413	6,329	
与田切川	S.36	42.7	837	19.6	1,388	32,500	1,606,000	37,600	花崗岩
	43	41.4	458	11.1	101	2,430	158,640	3,830	
	57	—	—	—	—	—	—	—	
	58	42.7	1,446	33.9	1,034	24,200	238,952	5,596	
片桐松川	S.36	28.4	745	26.2	1,238	43,600	1,428,000	50,300	花崗岩
	43	27.1	230	8.5	88	3,260	7,040	4,320	
	57	—	—	—	—	—	—	—	
	58	28.4	965	34.0	504	17,700	140,489	4,947	
(計)	S.36	797.4	14,094	17.7	28,440	35,670	34,806,000	43,649	
	43	967.1	1,957	32.2	766	11,110	1,347,890	43,649	
	57	665.7	5,698	18.4	15,208	66,927	(7,123,531)	28,635	
	58	817.3	11,061	140.2	21,504	155,864	6,080,540	40,779	

* S. 57、58年は、現況崩壊面積であり、継続崩壊を含む。

表-2.2 天竜川上・中・下流における砂利採取量（許可量）の経年変化（昭和39年～昭和62年）

年	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52
上流	1	438	470	577	485	635	634	705	775	490	529	410	178	321
中流	5	48	108	281	70	97	92	106	188	167	134	251	167	208
下流	*	1467	1996	1558	3270	2304	1954	2134	631	646	745	747	524	496
計	6	1953	2574	2416	3825	3036	2680	2945	1594	1303	1408	1408	869	1025

年	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	計
上流	1	2	68	1	0	80	21	37	1	8	6867
中流	457	543	580	565	663	648	640	627	724	457	7826
下流	330	340	399	233	339	331	252	362	409	274	21741
計	788	885	1047	799	1002	1059	913	1026	1134	739	36434

($\times 10^3 \text{ m}^3$)

表-2.3 天竜川流域におけるハイダムの建設及び堆砂状況

* 昭和61年現在

項目 ダム名	設置年・月	目的	集水面積 (km^2)	堤高 (m)	総貯水容量 ($\times 10^3 \text{ m}^3$)	有効貯水容量 ($\times 10^3 \text{ m}^3$)	* 総堆砂量 ($\times 10^3 \text{ m}^3$)	比堆砂量 ($\text{m}^3/\text{km}^3/\text{年}$)
美和	昭和34年11月	F.P.N	311.1	69.1	37,478	20,745	13,958	1,602
高遠	34. 3	P	377.4	30.1	2,310	500	977	92
小渋	44. 6	F.P.A	288.0	105.0	58,000	37,100	11,907	2,296
松川	50. 3	F.N.V	60.0	84.3	7,400	5,400	1,920	2,666
泰阜	11. 1	P	2,980.0	50.0	10,761	1,553	8,846	58
平岡	27. 1	P	3,650.0	62.5	42,425	4,829	37,849	296
新豊根	48. 8	F.P	136.0	116.5	53,500	40,400	1,498	787
佐久間	31. 1	P	3,827.0	155.5	326,848	205,444	96,538	812
水窪	44. 6	P	57.6	105.0	29,981	22,836	4,530	4,369
秋葉	33. 7	P	4,490.0	89.0	34,703	7,750	13,952	107
船明	52. 4	P.A.V	4,895.0	24.5	14,578	3,600	329	7

表-2.4 ハイダムにおける貯水地堆積土砂の粒径別割合

ダム名	総貯水容量 (10^3 m^3)	総堆砂量 (S.55年) (10^3 m^3)	粒 土 特 性				
			$d \geq 20\text{mm}$ (%)	$20 > d \geq 2$ (%)	$2 > d \geq 0.1$ (%)	$0.1 > d \geq 0.005$ (%)	$0.005 \geq d$ (%)
美和	37,278	8,457	14.8	14.5	25.5	32.5	13.2
小渋	58,000	6,388	15.7	15.4	27.7	26.1	15.1
泰阜	10,761	9,099	5.1	69.2	55.7	—	—
佐久間	326,848	76,294	3.7	3.1	41.6	40.8	10.8
秋葉	34,703	14,245	3.0	18.4	73.0	5.6	—

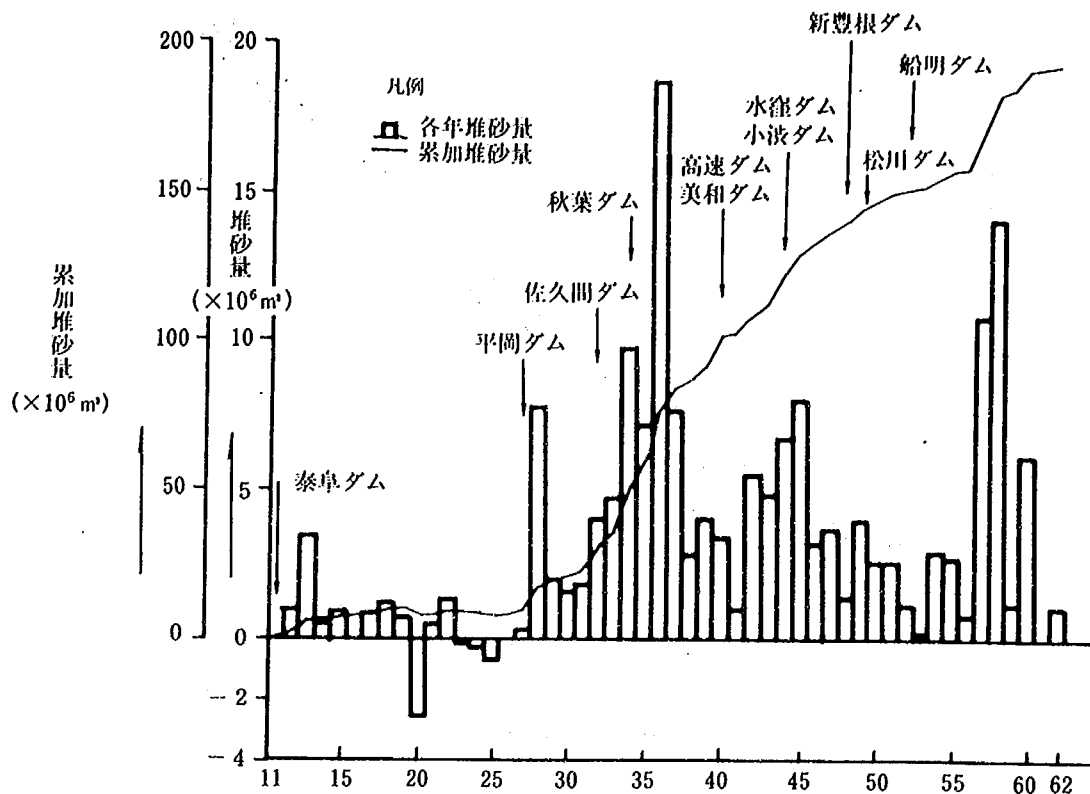


図-2.1 貯水池堆砂量の経年変化 (表-2.3で計上した天竜川11ダムの平均)

2.6 河床変動と粒径の変化

図-2.2に天竜川下流区間 (0 km~25km) の河床縦断の経年変化を示す。全般的に本区間においては河床低下が進んでいる。河口近くでは河床低下そのものは進んでいないが、その変動量は大きくなっている。図-2.3の最深河床と平均河床の差の変化をみるとその様子がもっとはっきりする。一方、中流部の変動はダム堆砂の進行を示している (図-2.4)。

2.7 海岸侵食

天竜川の流域においては昭和31年に佐久間ダム、33年に秋葉ダムが完成し、両ダムで年間平均約150万 m^3 にも及ぶ土砂が捕捉されるようになり、昭和40年頃から天竜川河口の海岸の浸食が顕著となった。その後、離岸堤などの対策が講じられて浸食の速度はやや低下している。図-2.5に浸食の激しい天竜川河口東側についてその変化を示す。

2.8 土砂収支と考察

崩壊が多く発生した昭和36年、57年、58年の、天竜川本川に建設されているハイダムの堆積、洗堀土砂量を区間ごとに分けて巨視的に示したのが図-2.6である。図-2.6より本川に建設されているハイダムでは多量の土砂が堆積し、ハイダムの下流では流砂の不均衡によって河床が洗堀されていることがわかる。

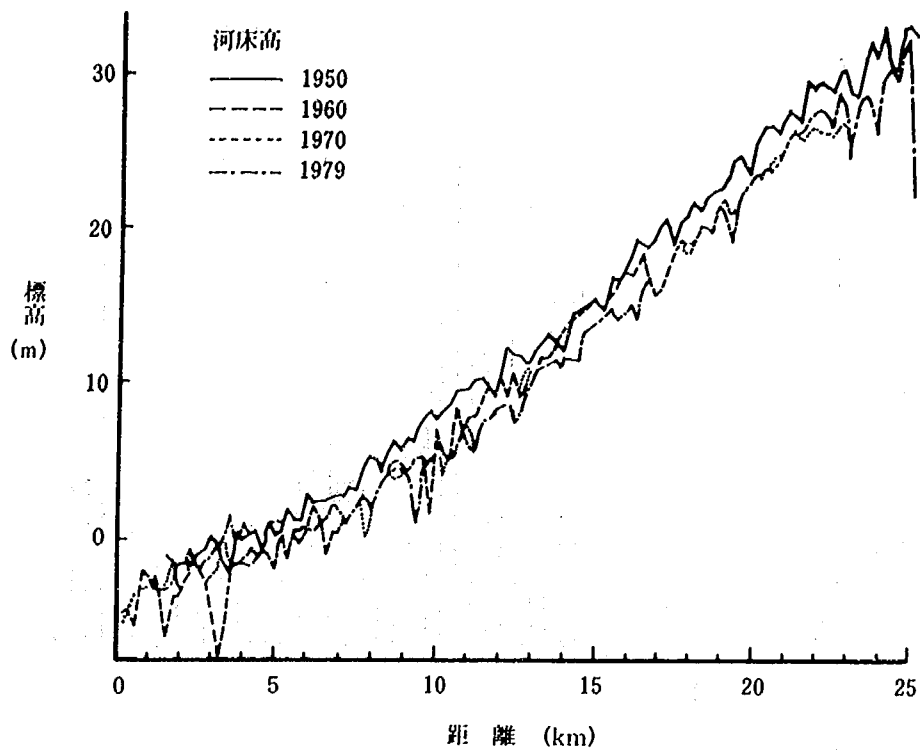


図-2.2 天竜川下流における河床変動の経年変化 (1950年～1979年)

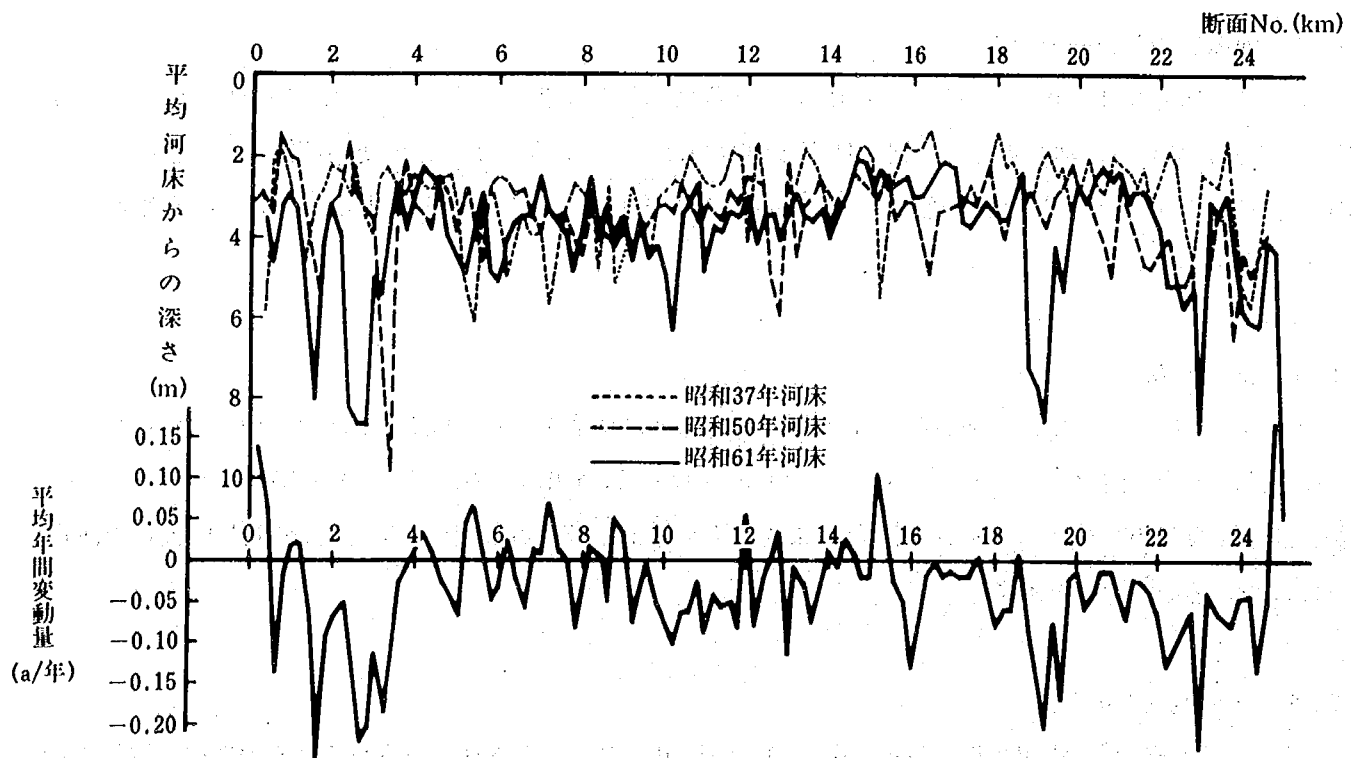


図-2.3 天竜川下流における平均河床と最深河床との差

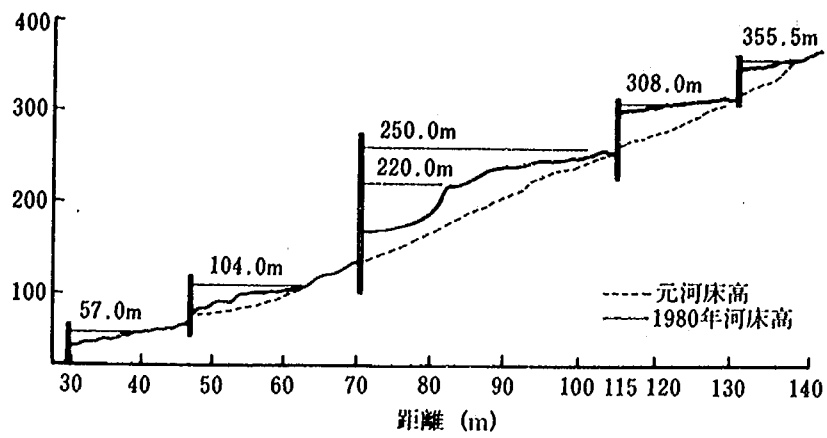


図-2.4 天竜川中流部 (30km~140km) 河床高の変化

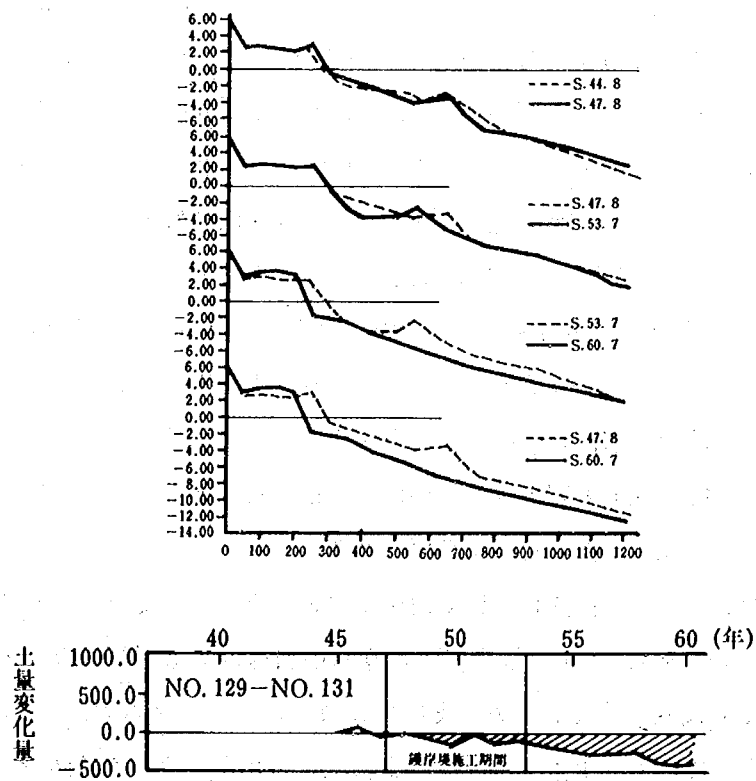


図-2.5 天竜川河口東側の海岸侵食状況

	0k	25k	46k	139.0k	161.4k	191.4k
			佐久間ダム 秋葉ダム	秦阜ダム 平岡ダム		
S. 36	-2,820(787)		+11,360	+7,398	+2,374(178)	+911(125)
S. 57			+5,845	-1,569	+10(76)	-88(0)
S. 58	-64(254)		+8,415	+443	+760(97)	+280(63)

()は砂利採取量

図-2.6 大出水時の河床変動土量 (単位；千 m^3 、+は堆積、-は洗掘)

ハイダムに堆積した土砂の主成分は砂及びシルトである。139kmより直上流の本川拡幅部における堆積土砂量は、近年の出水では減少する傾向にある。しかし、昭和58年現在において、なお多量に土砂が堆積している。図示していないが、河道の拡幅部の上流では土砂の再移動によって河床が洗掘されている区間がある。このような土砂の移動は、山地部で土砂の生産を抑止する、または河道の河床低下を防ぐ砂防工事やハイダム貯水池の堆砂問題を解消するバイパス等の対策が必要であることを示している。

昭和51年から61年までの10年間の平均的な土砂収支を図-2.7に示す。海域では約30万 m^3 /年の海岸浸食が生じている。海岸部に直接養浜を行うのであれば、30万 m^3 /年の土砂を確保すればよいが、河道を通じて海岸浸食を生じさせないように土砂を供給しようとする、海域に拡散する土砂を考慮して30万 m^3 /年以上の土砂の供給が必要になる。上流の佐久間ダムや秋葉ダムに堆砂する土砂の一部を人工的な作業によって移動させる方策も考えられる。佐久間ダムや秋葉ダムより下流の河道区間では、河床の低下量と砂利の採取量がほぼ対応している。砂利の採取を規制すれば河床の低下を減少させる事ができるが、砂利の採取量(許可量)を戻してもわずかに河床は低下する。一方、佐久間ダム、秋葉ダム等中流部のハイダムには265万 m^3 /年もの多量の土砂が堆積し、貯水容量を減少させている。堆積した土砂の主成分は砂・シルトであり、山間地の河道を主に浮遊砂として運搬されてきたものと考えられる。貯水容量の保全の見地から、これらの堆積土砂の一部、あるいは全量を排出することも検討されている。また、秦阜、平岡ダムは満砂の状態であり、貯水機能を回復するためには掘削を行うとともに、堆砂を軽減するために上流の砂防工事等によって土砂の流入を防ぐ対策が必要である。

天竜川の上流河道区間をさらに小区間に分けて河床変動の傾向を調べてみる。ハイダムが建設されている小渋川の合流点付近で約8.8万 m^3 /年の侵食(このうち砂利採取量は、3.95万 m^3 /年)、三峰川の合流点付近で約0.92万 m^3 /年の侵食である。一方、支川に建設されているダムでは、170万 m^3 /年もの土砂が堆積して貯水容量が減少している。土砂生産源の対策、土砂流出を調節する砂防設備を適切に配置する等の対策が必要である。したがって、土砂の収支に関して検討を行い、その問題と対応策について砂防事業の観点から考察する。

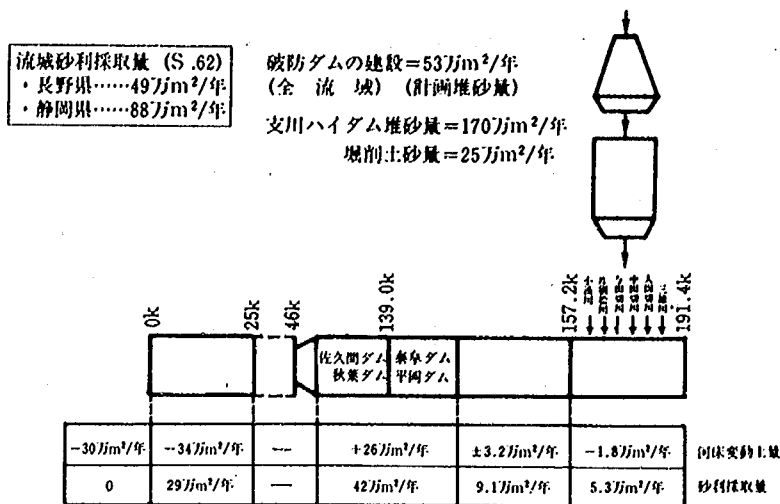


図-2.7 近年10ヶ年(昭和51年から昭和60年)の平均土砂収支

2.9 天竜川における土砂収支の実態

前述してきたように天竜川流域における土砂収支に関する資料を検討すると、土砂の不均衡による主な問題点として次の点があげられる。

- ① 図-2.8に示すように昭和30年代から40年代にかけて、天竜川上流本川河道において河床低下が進行したが、近年は全般的に安定化の傾向にある。この傾向は図-2.9に示す砂利採取量の変化と良く対応している。すなわち近年の安定化は砂利採取の規制あるいは禁止によるところが大きいものと考えられる。
- ② その中で図-2.10に示すようにハイダム下流の支川河道(特に三峰川)及びそれらの合流した後の河道区間で河床低下が進行中である。これらの区間の河床低下は、護岸、根固、水制といった河川管理施設や、橋梁等の河川構造物の基礎を浮き上がらせ、出水時の流路の変動によって被災を生じさせやすくしていると考えられる。
- ③ 図-2.11に示すように天竜川本川において局所的に深掘れが増大している区間が認められる。これらの区間においては、経年的に流路の集中化、すなわち複列、単列化が進行し水衝部の洗堀を大きくしている。この原因の一つとしては、上流からの流下土砂量が減少しているものと考えられる。
- ④ 図-2.12に示すようにハイダム(美和ダム等)においては堆砂の進行によって貯水容量の減少が生じている。しかし、再開発事業の実施により堆砂の対策を進めている。
- ⑤ 近年の河床の安定化、流出土砂量の減少によって、骨材資源としての河川砂利が不足し他に求めざるを得なくなっている。
- ⑥ 河口部では、海岸浸食が生じ、年間30万 m^3 の土砂が失われてきたが、河口部の砂利採取規制と浸食対策によって近年は安定化の傾向にある。

表-2.5 天竜川上流河道河床区間の変動土量と砂利採取量

(単位；千 m^3)

上段：河床変動土量

(下段)：砂利採取量

	S.35~40	S.41~45	S.46~50	S.51~55	S.56~60
139.6 k ~ 157.2 k	-1,054 (330)	-2,371 (2,049)	-2,263 (2,105)	-536 (515)	+854 (391)
157.2 k ~ 191.2 k	-868 (151)	-1,311 (1,057)	-1,474 (1,229)	-235 (433)	+58 (100)

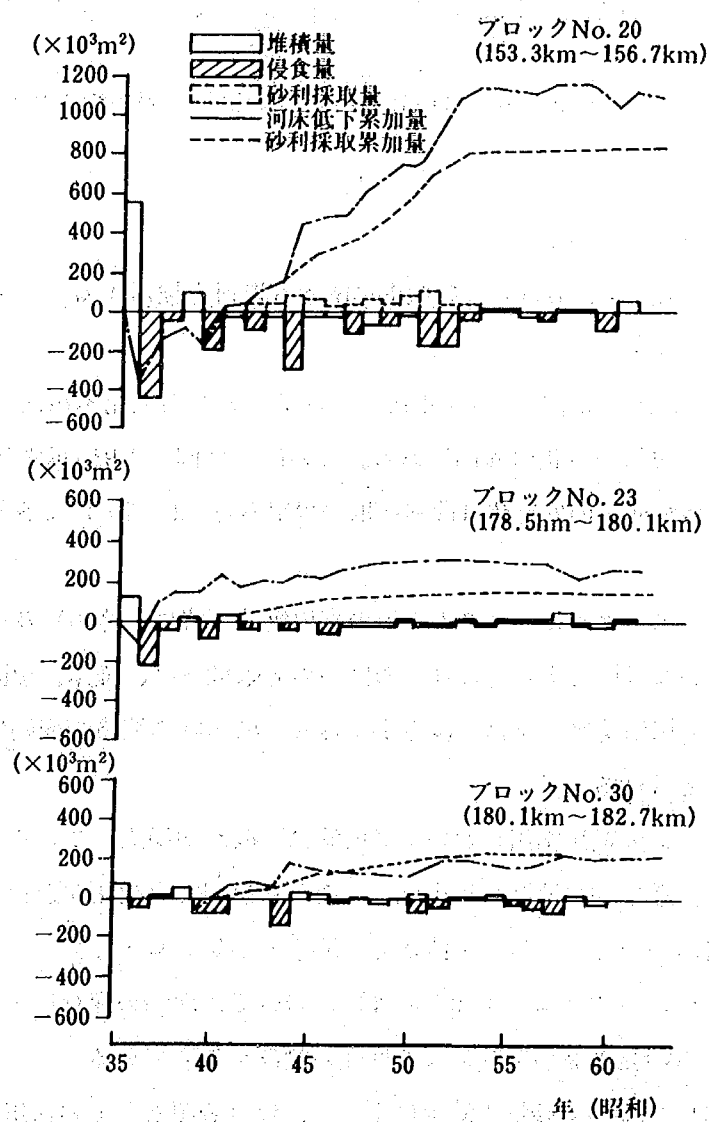


図-2.8 天竜川上流河道区間毎の変動量(堆積、侵食量)の経年変化

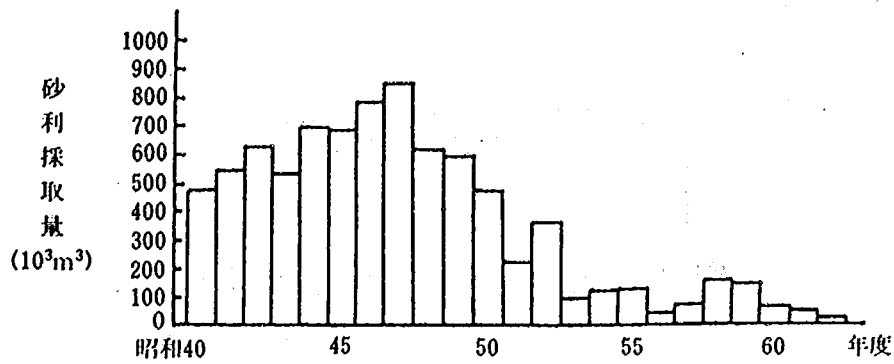


図-2.9 砂利採取量の経年変化（天竜狭から三峰川合流点）

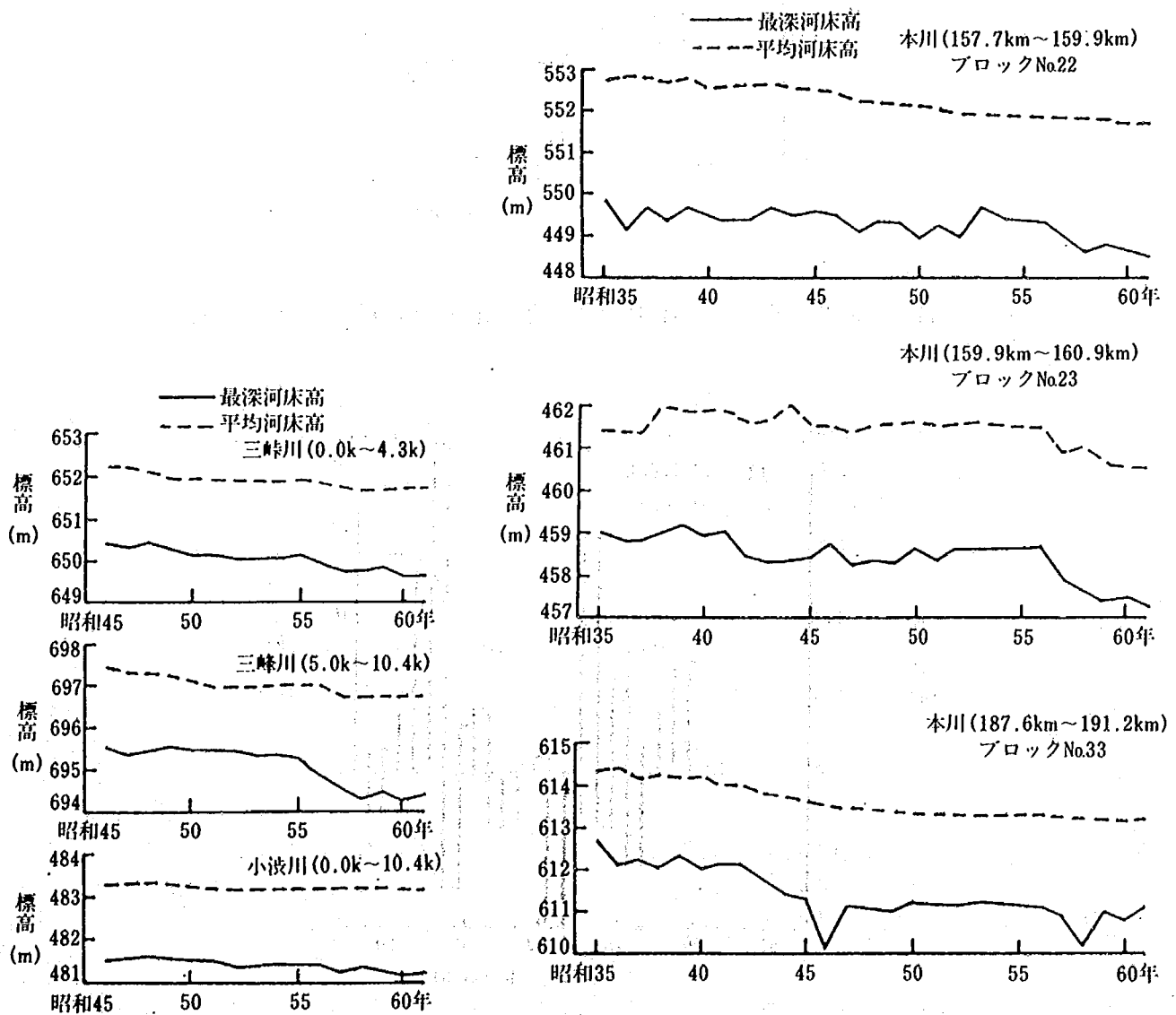


図-2.10 ハイダム下流支川及び合流点における河床高の経年変化

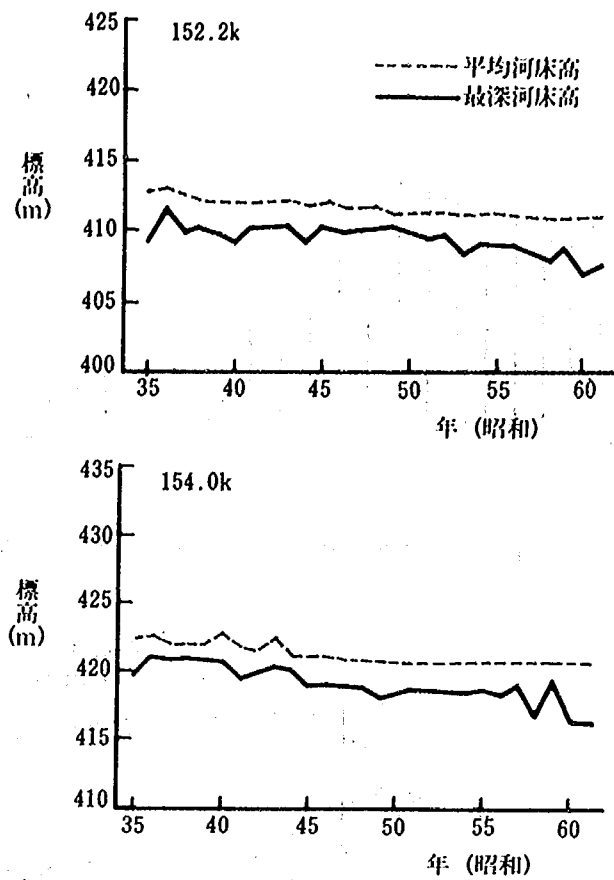


図-2.11 天竜川本川における河床高の経年変化 (局所的な深掘れの発生)

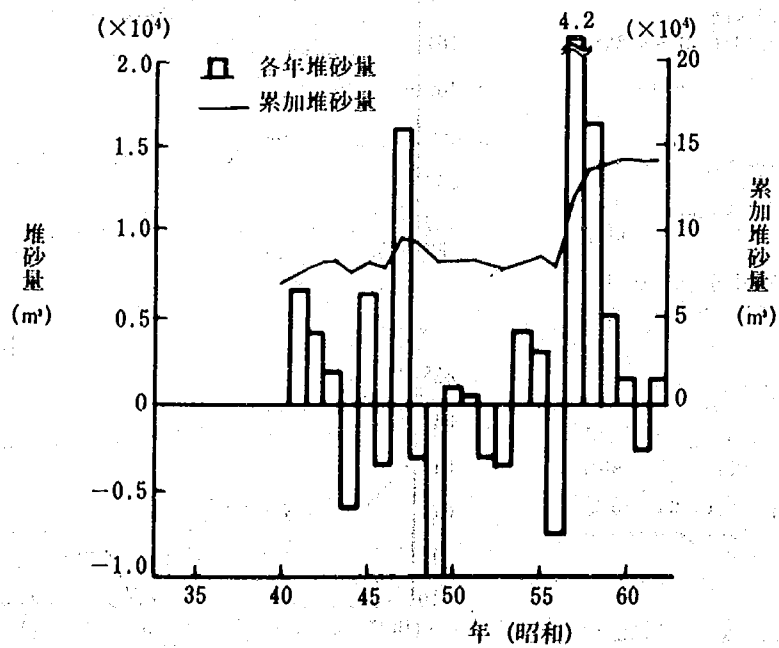


図-2.12 ハイダム貯水池堆砂量の経年変化 (美和ダム)

3. 土砂追跡モデルによる土砂管理の方針の検討

3.1 検討内容

2章において天竜川流域における土砂の実態を既往資料から分析してきた。3章以降ではこうした土砂による問題点を解決するための手法として具体的な土砂管理手法について検討する。土砂管理手法を検討するための基礎資料としてまず、下流に土砂供給をするにあたって土砂の粒度分布の違いが河道の堆積する場に大きな影響を与えるものと考えた。このため天竜川支川の中でも土砂流出の多い小渋川において小渋川ダム貯水池にバイパスを設置したものと仮定し、土砂をバイパスさせた土砂供給形態を想定して、土砂の粒径の違いによる天竜川本川における堆積量の場所的变化を検討した。土砂追跡モデルは河床の粒度分布を評価できるモデルである。検討ケースは次の4ケースである。

ケース1 小渋ダムで100パーセント土砂が捕捉される場合（現況）

ケース2 礫成分（径2mm以上）をバイパスする場合（仮定）

ケース3 礫+砂成分（径2mm以下）をバイパスする場合（仮定）

ケース4 砂成分（径2mm以下）のみをバイパスする場合（仮定）

流量は、昭和42年から47年までの6年間とし、バイパスする場合の土砂量は6年間で972,000m³とした。

3.2 検討結果

計算結果を図-3.1に示す。なお、ケース1と各ケースとの差を変動量としてそれぞれ表示している。図より小渋ダムにバイパスを設置し土砂をバイパスすることにより下流河道への土砂の流送が図られる。さらに、バイパスにより流送される土砂の粒径の違いによって、下流河道において堆積する場所が異なっており、下流河道への土砂供給を行うにあたっては土砂の量のみでなく土砂（粒径）も考慮して、上流からの土砂供給を検討する必要がある。

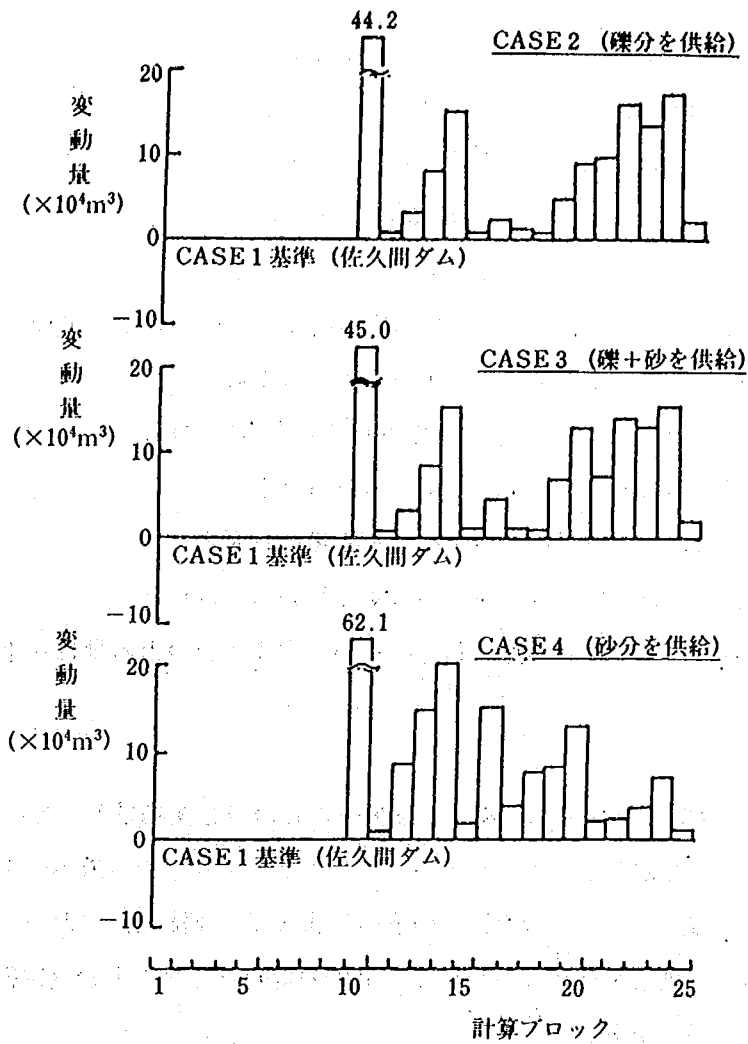


図-3.1 小渋ダム下流に土砂を供給した場合の河床変動量の比較

4. 流域としての土砂管理の方針検討

4.1 基本方針

3章で流域土砂管理を検討するにあたって下流に土砂供給を行った際は供給する土砂の粒径の違いによって河道に堆積する場所に違いができる事を示した。ここでは流域としての土砂管理方針を整理する。流域全体の土砂管理では、基本的に流域全体を一つとして土砂の移動を総合的に管理する。一方、総合的対応で対処できない区間については従来通りそれぞれの場での対応を図るものとする。ただし、土砂管理の実施にあたっては土砂に起因する問題が解決されるのみならず、土砂管理による経済性、環境への配慮、安全性、他の構造物への影響および安易な維持管理方法等についても検討する必要がある。

4.2 土砂管理の方法

4.2.1 堆砂が問題となる区域

貯水池、河道狭窄部の上流及び勾配変化点など土砂堆積が問題となる区域では、土砂のバイパスをおこなう。ただしバイパスが不可能な場合、あるいは積極的に骨材を供給する場合には、貯水池・河道に沈砂池、貯砂区間、砂利採取区間を設け、下流への土砂流出を抑える。

4.2.2 洗堀が問題となる区間

河床、河岸などの洗堀が問題となる区域では、積極的に土砂供給を行うか、あるいは河道の安定化対策を行う。安定化対策としては①河床材料の粗粒化、②落差工による勾配の緩和、安定化が考えられる。対策を行うに際しては、河道の流下能力から河床低下が望ましい区間と、施設対応の要請から低下をおさえる区間に分けて対応するように考える。

4.3 天竜川における土砂管理方針

ここでは具体的に天竜川流域での土砂管理方針を2章で述べた土砂収支の実態と問題点の整理の結果をふまえて検討する。管理方針としては次の4点が考えられる。

- ① ハイダムに堆砂した土砂をダム下流及び本川の河床低下区間に対応して供給する。
- ② 河床低下区間への土砂の供給を行い、粗粒化を図る。
- ③ 天竜川本川の堆砂区間における河床変動の維持を図るために掘削と砂利資源の供給を行う。
- ④ 天竜川下流部のハイダムに堆砂（細粒分、粗粒分）している土砂を直接海岸へ供給する。

表-4.1 土砂管理にあたっての基本方針

総合的対応(土砂の適正配分)を図る	→	地先の対応（それぞれの場で対応）
・河道への土砂供給 ・下流へバイパス（ダム） ・河道で砂利採取 ・海岸へ土砂供給	総合的に対応できない場合	・河床低下に対する施設設置 ・ダム浚渫土の河川外への搬出 ・河川外での砂利採取 ・海岸侵食対策施設

5. 土砂管理に必要な構造物の検討

天竜川において実際に土砂管理を行うにあたっては、土砂管理に必要な構造物を具体的に検討する必要がある。そこでダム、砂防のみならず発電等各分野で実施されている構造物の資料を収集しとりまとめた。主要な土砂管理構造物としては以下のものがある。なお、土砂管理構造物の配置概念図を図-5.1に示す。

- ① ハイダムにおける堆砂対策…排砂門、排砂管、排砂トンネル、貯砂ダム、排砂ダム、浚渫施設等
- ② 土砂輸送施設……………トラック、鉄道、ベルトコンベア、パイプ輸送等
- ③ 土砂管理を図る砂防ダム……土砂管理を実施する溪流（ここでは土砂管理指定溪流と呼ぶ）にスリット砂防ダム、ゲート付砂防ダム等を設置し、大出水時には土砂の流出を抑制するが中小出水では一旦堆砂した土砂を積極的に下流へ流下させる。

以下に土砂管理構造物の事例を調査し、その事例の概要を示す。

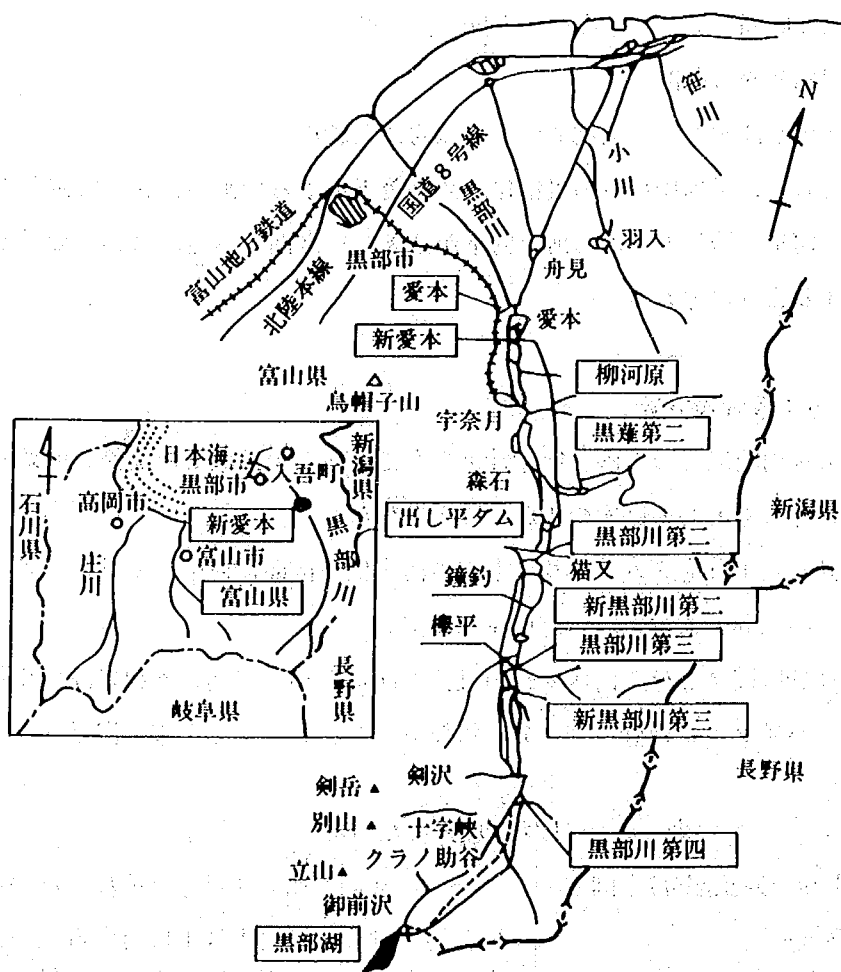


図-5.1 黒部川におけるダム位置図

5.1 事例調査

近年、土砂管理構造物については砂防、多目的ダム、発電ダム等において様々の種類のものが使用されている。ここでは、天竜川水系および黒部川水系の最近の資料について検討内容、実験内容、実施内容等の事例を調べ、規模・効果・適用の条件・問題点・実施への課題を整理した。検討の対象とした構造物を以下に述べる。

5.2 ハイダムにおける排砂施設

ハイダムにおける排砂施設として次のものを調査した。

- ① 出し平ダム排砂門（黒部川）
 - ② 宇奈月ダム排砂門（黒部川、計画）
 - ③ 片桐松川ダム排砂施設（天竜川）
 - ④ 美和ダム排砂施設（天竜川）
 - ⑤ 小波ダム貯砂ダム（天竜川）
- (1) 出し平ダム（排砂門）²⁾

1) 概要

出し平ダムは黒部川新愛本水力発電所へ取水するために、黒部川本川の通称出し平地点に建設されたダムである。

出し平ダムの規模は、高さ76.7m、堤頂長136m、堤頂幅5.0m、堤体積20.3万 m^3 の重力式コンクリートダムである。なお、利水水深は18mである。本ダムは多量の流出土砂に対し、流水を利用してダムを下流へ排砂しようとするもので、世界的にも例のない大粒径土砂を対象とした排砂設備をダム本体を設置している。

2) 排砂設備の目的

想定される年間流砂量50万 m^3 （うち掃流砂は25万 m^3 ）に対し、取水口等の既設構造物を堆砂による河床上昇から保護するとともに、有効容量を確保する。

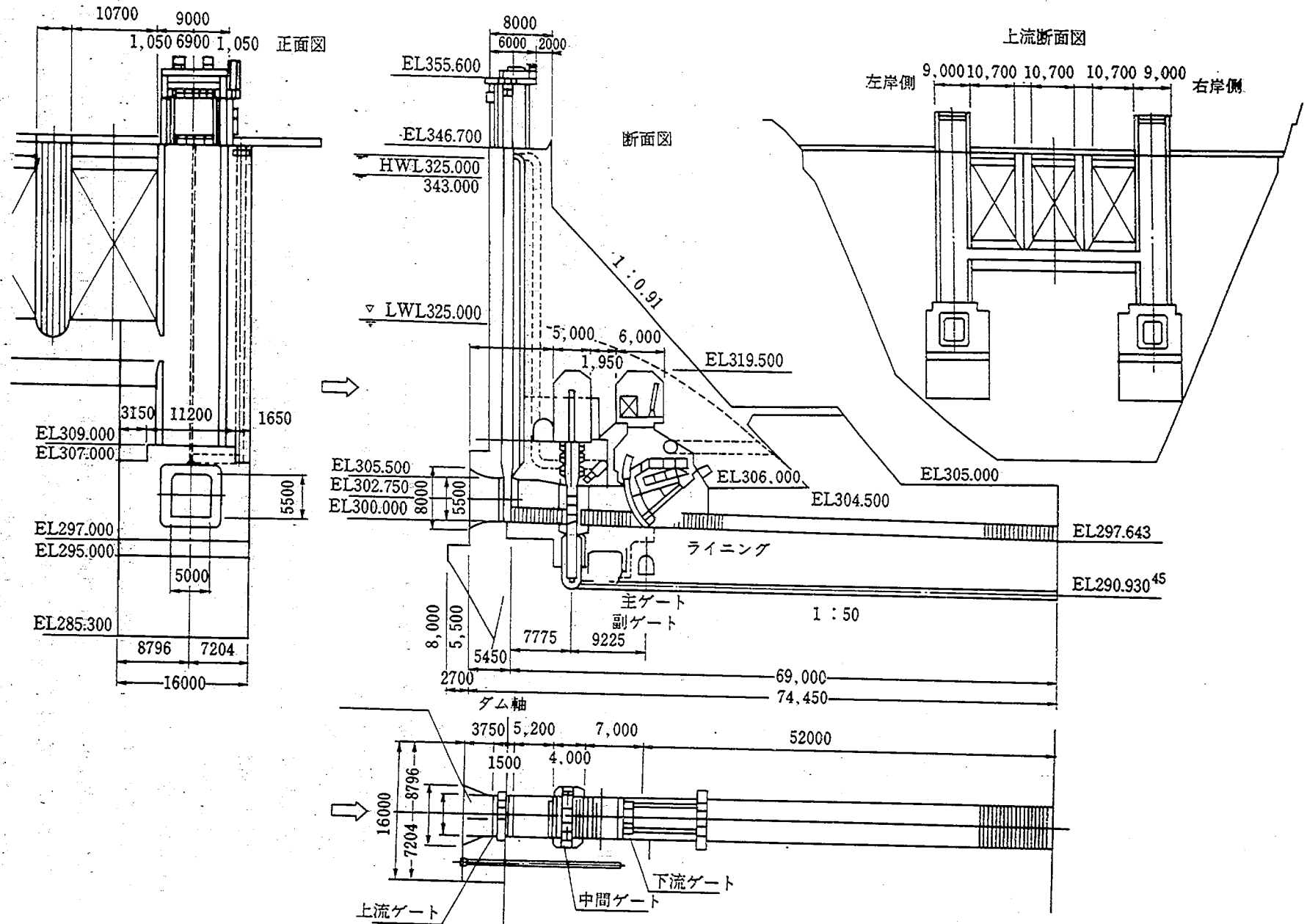
3) 排砂設備の機能

排砂設備の機能としては通常の放流設備としての機能に加え、土砂流による衝撃や摩擦に耐え、且つ確実に操作できること及び衝撃や摩擦を受けた部分の点検、保守が容易に行えることを考えて設計されている。

4) 排砂設備の構造

排砂設備の構造を図-5.2、5.3に示す。施設は水理実験の結果、最も効果的な排砂を行う施設として、幅5.0m、長さ4.9mの排砂門2基を50m離してダムの左右岸に設置する。また、ダム本体のできるだけ低い位置に設置する必要があることから、圧力管タイプとなった。排砂設備は機能分散及び非常時のバックアップ能力を考慮し、表-5.1に示す様に3門の形式の異なるゲートで構成するものとしている。

図-5.2 出し平ダムにおける排砂設備全体図



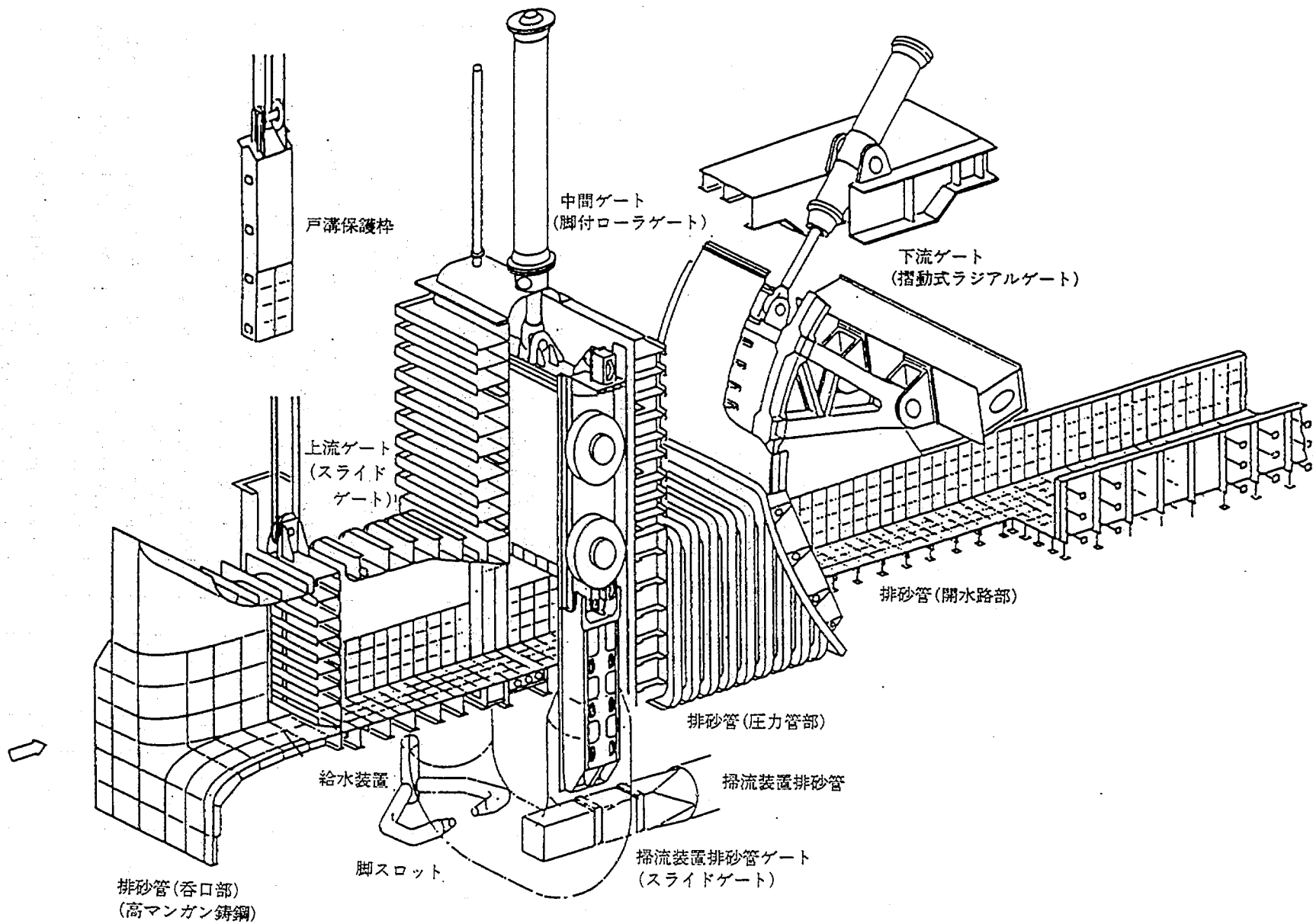


図-5.3 排砂設備鳥瞰図 (出し平タム)

表-5.1 設計条件決定経過（出し平ダム）

設計に当って 決定すべき 事項	設計条件決定経過総括						決 定 結 果 (設 計 条 件)
	現地調査	現地実験	模型実験	理論解析 および 数値計算	比較検証	文献調査	
年間排砂量	○			○		○	①既設ダムの堆砂状況、流域の侵食状況から50m ³ /年とする。 ②排砂間底面と側面の下部は土砂による摩耗・損傷対策を実施する必要がある。
粒度分布	○					○	①最大粒径 300mm ②平均粒径 70mm
排砂効果	○		○	○			①約12年でダムの排砂管の高さまで土砂が堆積する。 ②排砂管での排砂は可能である。 ③開水路で流すと最も効果的で、その時の土砂濃度は3～4%である。
排砂管寸法	○		○		○	○	①粒径、排砂量及び使用実績から5.0m×5.0m必要である。 ②堤体1BLOCK 幅15.0m程度から、1条の排砂管の幅は5.0mが限度である。
排砂管呑口位置			○	○	○	○	①貯水池容量、想定堆砂量および下流河床標高から、呑口底面標高をE L 300.0とする。
排砂管勾配			○	○	○	○	①呑口底面標高をE L. 300.0とすると下流河床標高から、1/30の勾配が限度である。 ②1/30の勾配で排砂可能である。
放流(流量調節) ・排砂操作時の 水位と方法	○		○	○	○		①開水路流が排砂に最も効果的で、最大排砂効果を発揮するのは、E L. 310.0m付近の水位である。
土砂による摩 耗量の推定	○	○	○			○	①土砂による摩耗・損傷は底面と側面下部に頻繁に発生する。 ②年間流砂量(50万m ³)による底面の摩耗量は、SM41材で約1.3mmと推定。
耐摩耗対策		○	○		○	○	①ライニング材方式が効果的である。 ②材質により耐摩耗性と経済性に差があるので使い分けが必要。 ③経済性を含めた比較では、SM41材が優れている。
土砂による衝撃 力の推定		○	○			○	①岩石の落下実験により衝撃力を10tfと決定。 ②1枚のライニング材(500×500mm)に一箇所作用すると仮定。
耐衝撃対策		○	○	○	○		①底部ライニング材の板厚を摩耗後の板厚で10tfの集中荷重に耐える厚さから決定する。 ②底部ライニング材は、弾性支承上の板として設計する。 ③底部ライニング材の取り付けには、耐衝撃性を有する特殊ボルトを使用する。
排砂設備の構成					○	○	①操作、維持管理、確実性の面から、左岸・右岸に各一条の排砂設備を設ける。 ②排砂設備の主要機能(排砂、放流、流水流砂遮断等)は中間ゲートに集中し維持管理の便を計るが、それ以外の機能は分散し3種類のゲートで構成する。
ゲート形式開閉 形式操作条件					○	○	①要求機能に適し、かつ排砂管の内面を平滑に保てるゲート形式として下記のゲートを選定する。 上流ゲート(スライドゲート・ワイヤロープウインチ式) 中間ゲート(脚付きローラゲート・油圧シリング式) 下流ゲート(摺動式ラジアルゲート・油圧シリング式)

5) 計画設計上の問題点

- ① 年間流砂量の想定とその粒度分布
- ② ダムからの排砂メカニズムとゲート操作方法
- ③ 排砂設備の必要性と設備構成
- ④ 流砂による設備各部の磨耗・損傷量の推定
- ⑤ 流砂による設備各部に作用する衝撃力の推定
- ⑥ 設備各部の耐磨耗・耐衝撃構造の決定
- ⑦ ライニング材の取り付け方法
- ⑧ 細砂による機能障害防止方法
- ⑨ 経年後の点検・保守方法

6) 設計条件の設定経過

設計条件の決定結果とその設定経過を表-5.1に示す。

(2) 宇奈月ダム（排砂門）³⁾

1) 概要

宇奈月ダムは黒部川河口より約22km上流に位置し、流域面積617.5km²を持つ黒部川水系工事実施基本計画で計画されたダム群の一つであり、洪水調節、水道、発電を目的とする多目的ダムである。出し平ダムの下流に位置する。

宇奈月ダムの規模は高さ97m、堤体積52万m³の重力式コンクリートダムであり、図-5.4に示すように総貯水容量2,470万m³の内、堆砂容量は1,200万m³で約1/2とその比率が高い。このための堆砂対策として、洪水時に洪水調節容量が不足しないように堆砂形状を考慮に入れた計画堆砂面を設定し、それ以上の堆積土砂については、洪水末期に貯水位を完全に低下させ、貯水池内を自然河道状態にして、排砂設備を用いて流砂の掃流力により貯水池に堆砂した土砂を排除する計画とした。

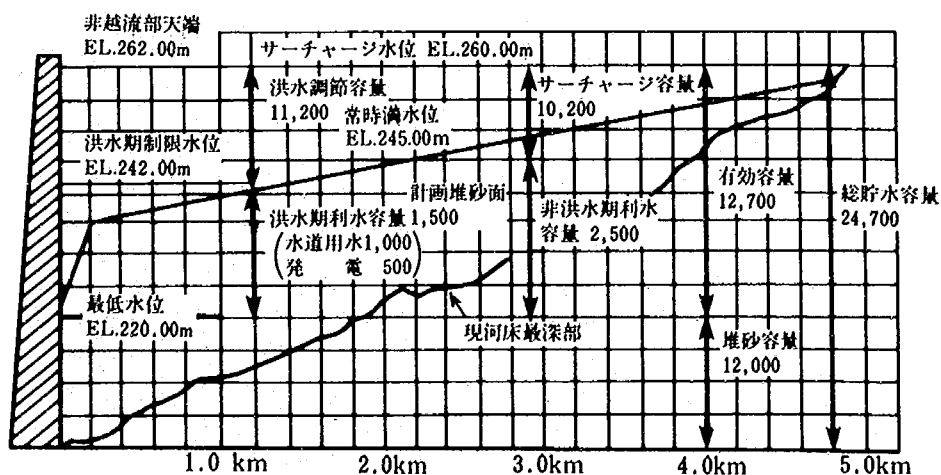


図-5.4 貯水池容量配分図（宇奈月ダム）

2) 排砂設備の目的

宇奈月ダムに流入すると予想される年平均流入土砂量140万 m^3 /年の排砂を行う。

3) 排砂設備の構造

排砂門は高さ6.0m×幅5.0mが2基設けられている。断面図、平面図を図-5.5、5.6、5.7に示す。

排砂ゲートは排砂機能、放流機能、流水・流砂遮断機能、止水機能、保守点検機能を効果的に発揮させるため、ダム本体内に上・中・下流の3枚のゲートで計画されている。各ゲートの役割は次の通りである。表-5.2にそれぞれのゲートの排砂設備の構成を示す。

- ① 上流ゲート……管筒部及び下流側ゲートを点検保守するために止水する。
- ② 中流ゲート……土砂流遮断、流量制御、止水を行う。
- ③ 下流ゲート……中間ゲートの止水を補うとともに、主ゲート故障時に中間ゲートの機能を代替する。

表-5.2 排砂設備の構成とゲート機能

ゲート名称	上流ゲート	中間ゲート	下流ゲート
設置場所	排砂管呑口部下流端	排砂管圧力管中間部	排砂管圧力下流端
分担機能	メンテナンス用止水	流量調整・流水遮断・流砂遮断	止水 (流量調節・流水遮断・流砂遮断)
ゲート形式	スライドゲート	ボンネットタイプ脚付ローラゲート	摺動式ラジアルゲート
開閉装置	電動ワイヤロープウインチ式	油圧シリンダ式	摺動式油圧シリンダ式
操作	開、閉共水位バランスで行なう	下流側水位ゼロの状態で放流、放水遮断、排砂、流砂遮断を行なう	常時操作は下流水位ゼロの状態で開閉、但し、中間ゲートの故障時間条件で操作可能
特記事項	常時 開 (休止) 戸溝は戸溝保護棒で常時閉塞しておく	常時 閉 (但し、水密せず) 脚付ローラゲートとし操作時戸溝を保護する	常時 閉 中間ゲートの故障時、中間ゲートを代行できる能力を持たす

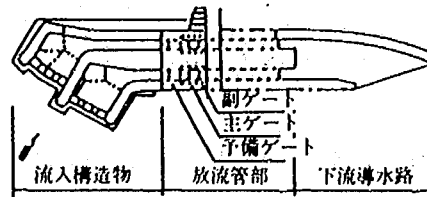


図-5.5 土砂吐平面図 (宇奈月ダム)

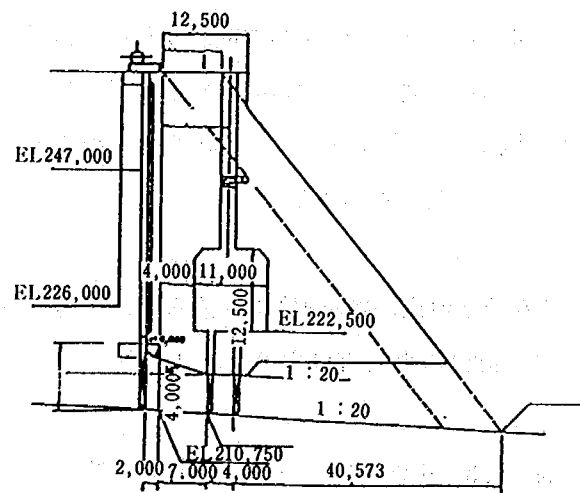


図-5.6 排砂門縦断図 (宇奈月ダム)

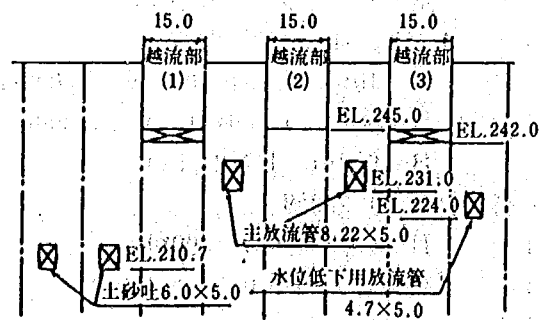


図-5.7 放流設備配置図 (宇奈月ダム)

4) 排砂設備細部構造設計の課題

排砂設備の細部構造設計にあたっての課題としては以下の4点があげられる。

- ① ゲートに働く衝撃荷重の設定、濃度の高い土砂流を遮断・止水するための手法
- ② 流入部に設置された構造物の維持管理方法
- ③ 設備の磨耗・損傷及び修理・点検に関する事項（ライニング材の検討）
- ④ 排出土砂の下流河道に与える影響に関する評価

(3) 片桐松川ダム排砂施設

天竜川支川片桐松川に設置されている片桐松川ダムにおいては、ウオッシュロード及び浮遊砂の約30パーセントは常用洪水吐から自然排砂方式で排砂し、堆砂土砂は毎年11月6日から11月25日までの期間には貯水池を空にしてダンプトラックで搬出する計画となっている。排砂施設としては常用洪水吐にカーテンウォールを設置してウオッシュロード及び浮遊の排砂効果を上げることが考えられている。

(4) 美和ダム排砂施設

三峰川に設置されている美和ダムにおける排砂施設としては、排砂堰、排砂水路、排砂トンネルが計画されている。これによる年間平均流入土砂量685千 m^3 のうち浮遊砂、掃流砂成分の全量120千 m^3 （17パーセント）を貯水池上流側の排砂堰で捕捉し、砂利採取によって排除するとともに、ウオッシュロードは洪水の減水時に100 m^3 /S以下の流量にのせて、排砂トンネルによってダム下流にバイパスさせる計画である。ウオッシュロードの排砂率は約85パーセントである。

(5) 小渋ダム貯砂ダム

小渋ダム貯砂ダムは小渋ダム貯水池内5.2kmの位置に造られた重力式コンクリートダムである。貯砂ダムの諸元を表-5.3に示す。計画の考え方は次のとおりである。

表-5.3 小渋ダム貯砂ダムの諸元一覧表

流域面積	237 km^2
計画洪水量	1,300 m^3 /S
計画河床勾配	1/130
元河床勾配	1/65
計画貯砂量	153,000 m^3
型 式	重力式コンクリートダム
構造図	図2-2、3、4を参照。
主ダム	H=10m, L=100m, V=6,000 m^3
副ダム	H=4m, L=91m, V=1,500 m^3
側 壁	H=9.3m, L=21.5m
根固工（六脚ブロック）	280個
下流護岸工	H=10.3m, L=100m
上流護岸工	H=4.5~5.5m, L=120m
法留工（六脚ブロック）	69個
工 期	自 昭和51年12月 至 昭和53年3月
総工費	3億2千4百万円

- ① 小波ダム貯水池上流部への影響がないこと。
- ② 年間の貯水位からみて、出水期に排砂可能であり、かつ発電への影響が最小であること。
- ③ 貯砂ダムの土砂採取は短期間における排砂が可能であることを考慮し設定する事。

以上のうち①については、計画排砂線の範囲内で考え、②については、台風期制限水位付近に基礎面を設けた。③に関しては、洪水間隔の問題があって一概に決定しにくい要素を含んでいるが、一応約2ヶ月程度で排砂できる容量として、排砂勾配を元河床の1/2と考えて15万 m^3 程度の容量を設定した。前三項を総合して、常時満水位末端付近に高さ10m程度のダムを造ることとした。

貯砂ダムの縦断図、及び横断図を図-5.8の1、図-5.8の2に示す。

今後の問題として次の点が指摘されている。

- 1) 土砂の排除が砂利採取業者に全面的に依存しており、思うような排砂が出来ない場合、貯水池末端で河床上昇が生じ問題となる。
- 2) ダンプ交通量の激増により、交通障害を生じる恐れがある。

(天竜川水系におけるダムの堆砂と排砂 昭和54年1月 天竜川ダム統合管理事務所)

(6) 美和ダム浚渫設備

美和ダムでは流入する土砂による有効容量を確保するため従来から浚渫を実施してきたが、さらに(3)で述べるようにダム排砂も検討している。浚渫設備の事例として、天竜川左支川三峰川美和ダムにおける浚渫設備を示す。

1) 概要

美和ダムは、洪水調節、発電及びかんがいを目的とする高さ69.1m、総貯水容量29,952千 m^3 、有効貯水容量20,745千 m^3 の重力式コンクリートダムで、昭和28年に着工され、昭和34年に完成した。ダム完成後、度重なる豪雨等の出水にともなう貯水池への土砂により堆砂が進行し、有効容量が減少し、貯水池の機能の低下が生じている。このため、陸上掘削と水中掘削方式を合わせて、これまで約4,700千 m^3 の排除がおこなわれている。

2) 排砂実績

昭和48年までに陸上掘削方式により約1,850千 m^3 の排砂を行い、その後、水中掘削方式をとり入れ、年間300から450千 m^3 の排砂計画としている。昭和52年以降の浚渫は約180から55千 m^3 /年である。浚渫土砂の材料は、砂利が3パーセント、砂を加えて20パーセント程度であり、残りは泥砂、ヘドロ、木片となっている。

3) 排砂計画

美和ダム浚渫計画は図-5.9に示す区域で行われている。昭和49年における各区域の掘削計画量は約4,700千 m^3 である。

貯砂ダム縦断面図

V=1:200
H=1:5000

——基準河床
---49年河床
.....計画高水位

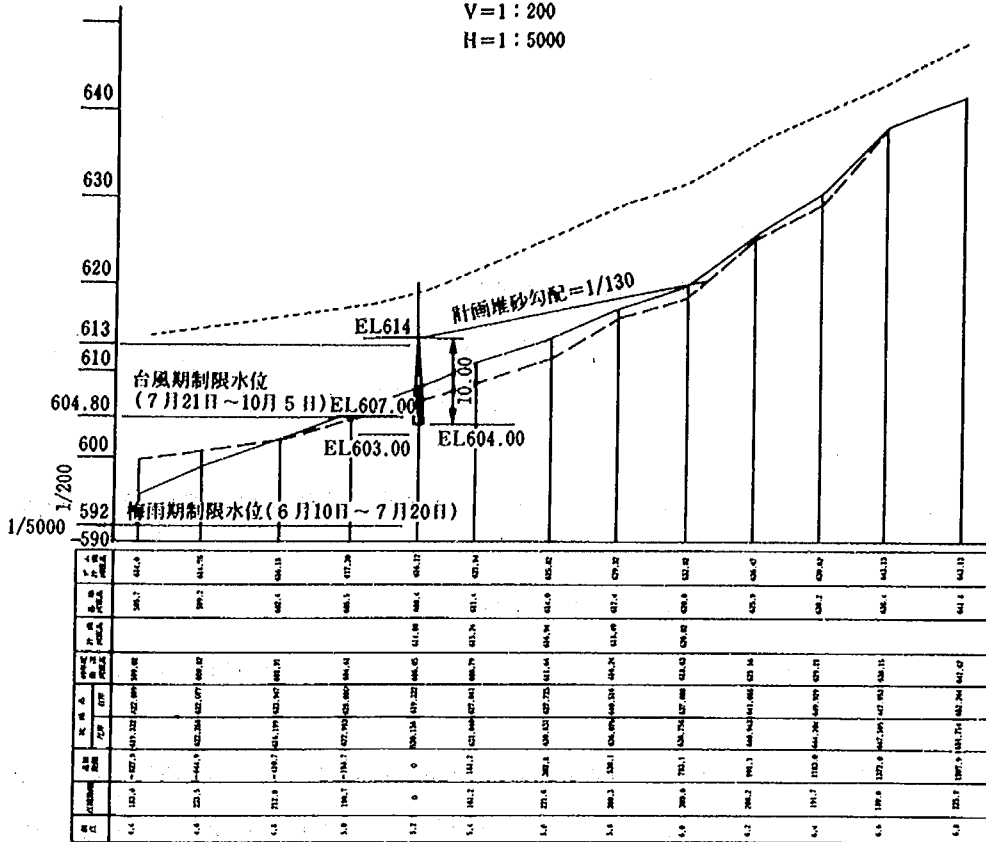


図-5.8(1) 貯砂ダム縦断面図

主ダム正面図

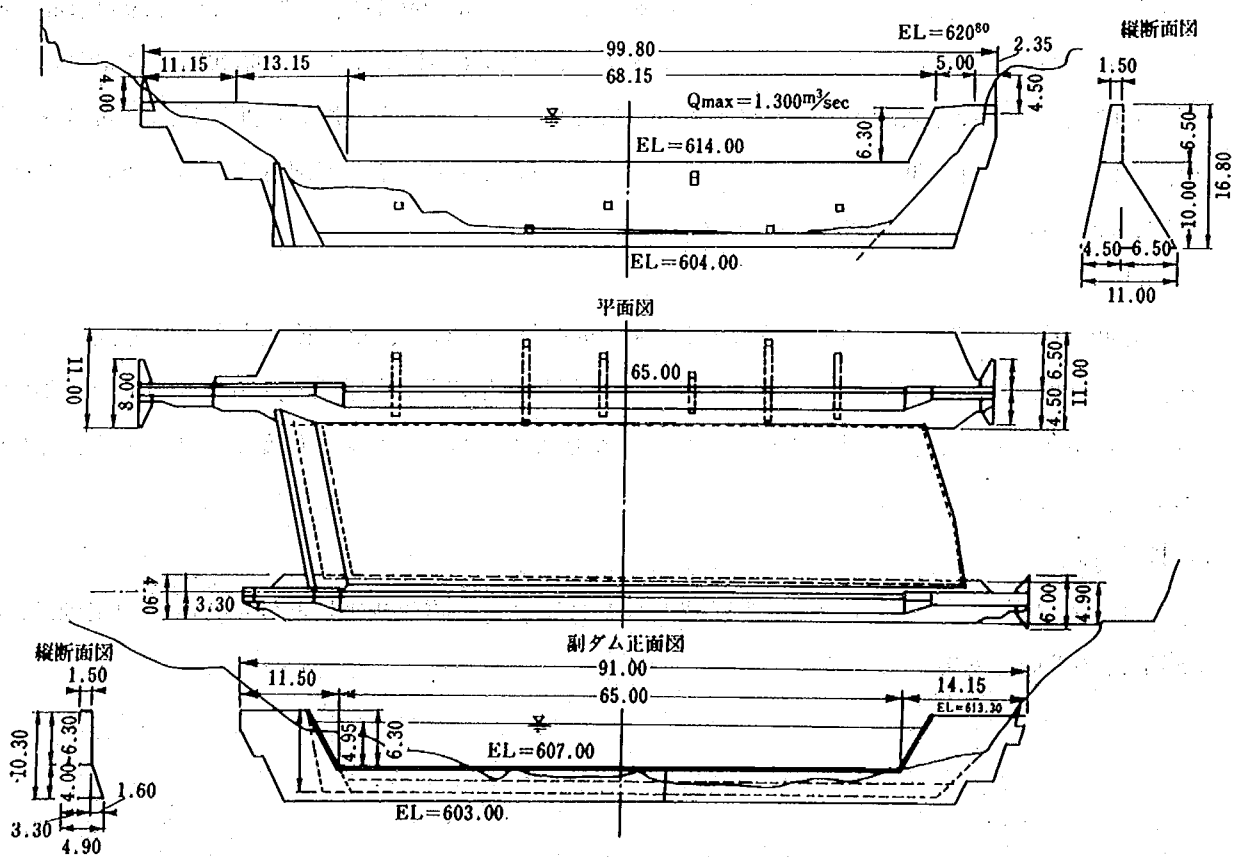
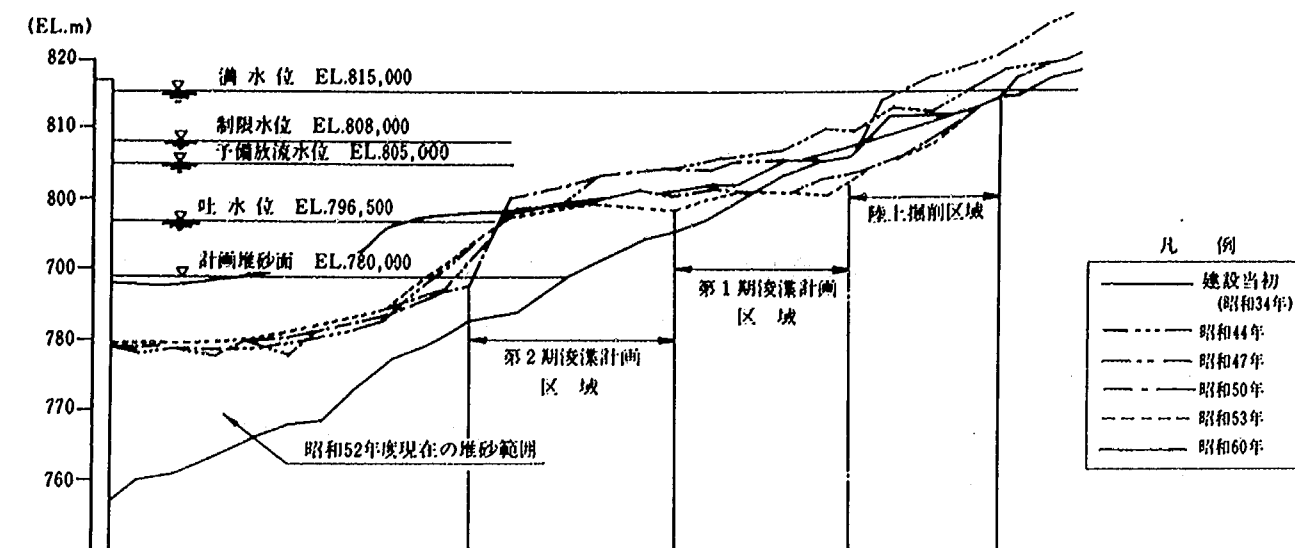


図-5.8(2) 貯砂ダム構造図 (小波ダム)



○物 距離	0	20	158	363	345	731	990	1,186	1,360	1,533	1,772	2,008	2,243	2,577	2,759	2,946	3,133	3,305	3,488	3,724	3,939	4,082	4,292	4,554	4,745	4,913	5,013	5,085	5,205	5,323
区間 距離	0	20	138	205	182	206	239	196	174	173	239	236	235	334	182	187	182	183	183	236	215	143	210	262	191	168	100	69	123	118
○点	NO.0	NO.1	NO.2	NO.3	NO.4	NO.5	NO.6	NO.7	NO.8	NO.9	NO.10	NO.11	NO.12	NO.13	NO.14	NO.15	NO.16	NO.17	NO.18	NO.19	NO.20	NO.21	NO.22	NO.23	NO.24	NO.25	NO.26	NO.27	NO.28	

図-5.9 美和ダム堆砂縦断形状 (浚渫計画)

4) ポンプ船

現在稼動中のポンプ船は平底河川用鋼船で、その諸元は次の通りである。

① 主要寸法

船体長さ	17.5m
船体幅	5.0m
船体深さ	2.2m
最大長さ	24.5m
全高	5.8m

② 浚渫能力

最大浚渫深度	12m
排送管口径	300mm
排送管長さ	600m
揚程	58m
吐出能力 (最大)	1000m ³ /h
排砂量	80m ³ /h (排送土砂粒径は80mm以下)

③ カッター

スパイラル方式 0 ~ 35 r/min (N値 0 ~ 20)

④ 機関部

主機関（サンドポンプ用）	600PS
補機（油圧発電機用）	115PS
カッター油圧用	80PS

このうち、カッター部の形状が原因で、主に木くずが目づまりを起こすことによって故障が頻発した。その後、改良を重ね図-5.10に示す形のもが最終的に用いられている。

5) 篩分けプラント

ポンプ船により吐出される $1,000\text{m}^3/\text{h}$ の原水（排砂量 $80\text{m}^3/\text{h}$ ）を処理する篩分けプラントは、振動篩機、木屑選別機2台、砂分級機2台、細砂分級機3台からなり、その諸元は次のとおりである。

- ① 振動機 $3.53\text{m} \times 1.87\text{m}$ 7.5HP
- ② 木屑選別機 高さ 2.55m 長さ 4.7m 幅 1.0m
 (図-5.11参照) モーター5.5HP 処理能力 50 t/h
- ③ 砂分級機 モーター5.5HP 処理能力 100 t/h
- ④ 細砂分級機 モーター5.5HP 処理能力 100 t/h
- ⑤ ベルトコンベア 総延長 164m

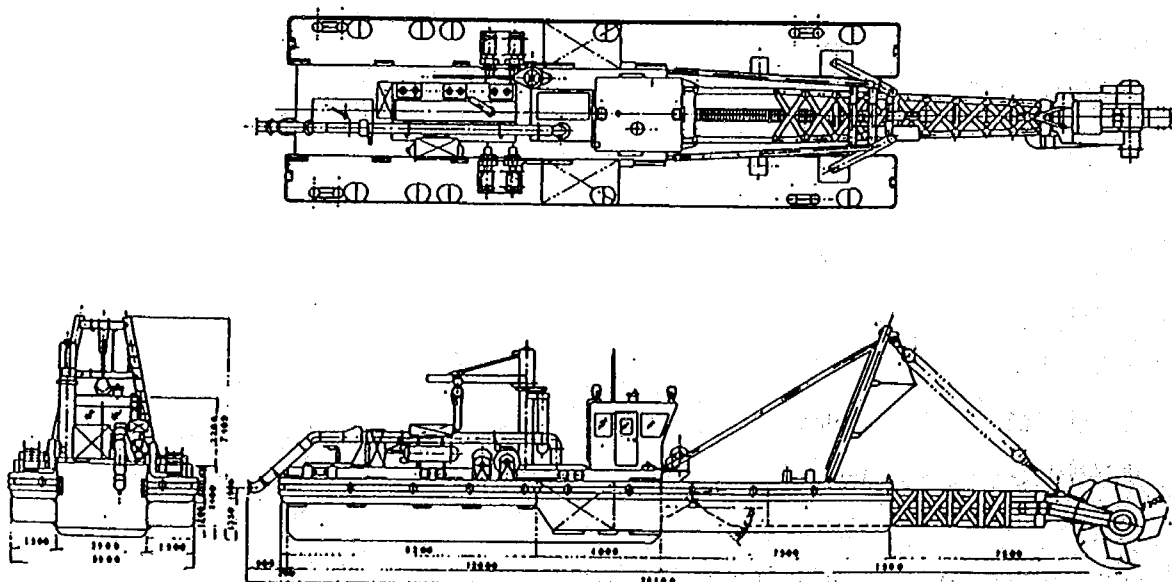


図-5.10 昭和48年（第4回目）に導入した船（現在もこの船体を使用している）

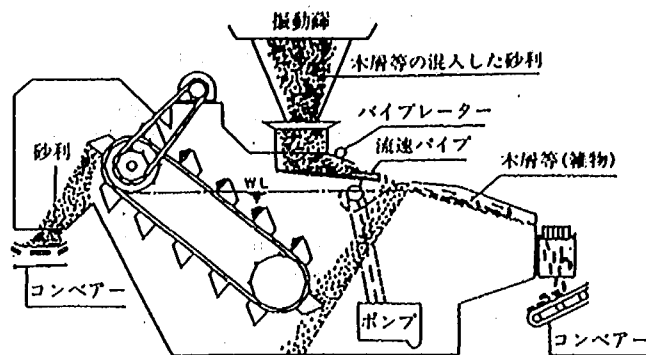


図-5.11 木屑選別機詳細図

堆積土には、木屑等の混入が多く、吹き上げられたままでは骨材としての価値はない。したがって、混入物の排除は資源の有効活用上必要であり、また浚渫の採算性確保の上でも重要であった。このため美和ダムでは図-5.11に示した木屑選別機(グラベルクリーン)を設置し、問題を解決した。

プラント吐出口 1,000～10,000ppm

沈殿池からの放流 50～150ppm

凝集剤 ポリ塩化アルミニウム、原液120ml/m

吐出能力 最大1,000m³/h、排砂量80m³/h

土質砂利粒径 ϕ 80m/m以下、N値0～20

6) 沈砂池

ポンプ船から1時間に約1,000m³吹き上げられた濁水は、プラントにおいて分級されて吐出されてくる。濁度は、プラントの出口で1,000～10,000ppmであり、このまま貯水池に返すことは、ダム貯水池の水質上悪影響を与える。また、多量に含まれているヘドロは湖底に沈み、浚渫の能率を低下させる。このため美和ダムにおいては、第1沈殿池、第2沈殿池、第3沈殿池を造成し、選別後の汚濁水に凝集剤を注入して沈殿池に流入させ、ヘドロ分を凝集させ浄化された水(50～150ppm)を貯水池にもどしている。次に沈殿池の諸元を示す。(図-5.12)

表-5.4 沈殿池の諸元

	第1沈殿池	第2沈殿池	第3沈殿池
容 量	112,000m ³	70,000m ³	72,000m ³
面 積	7,700m ²	10,820m ²	8,450m ²
水 深	14.5m	6.5m	8.5m

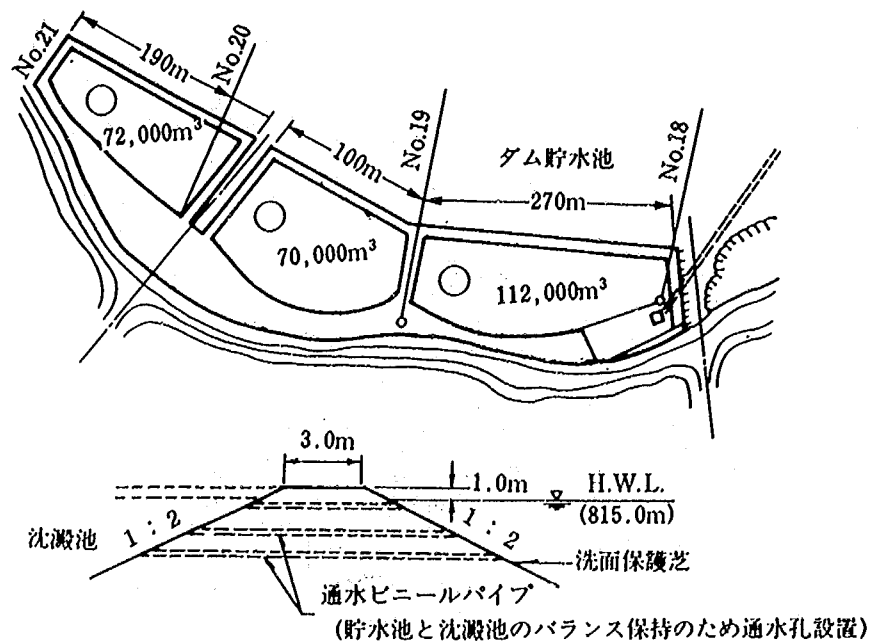


図-5.12 沈殿池平面図

7) 交通公害対策

美和ダム貯水池で採取された骨材は、主として伊那市、駒ヶ根市および諏訪地方までダンプトラックにより運搬されている。途中、高遠町を經由し、その中心街を走る県道の幅員は5～6mで複雑な地形並びに商店街が密集しているため、交通上の危険が懸念された。

美和ダムの排砂を積極的に実施する場合、この問題点の解決が不可欠であり、バイパス等の道路が建設されるまでの暫定処置として図-5.13に示すダンプトラック迂回路を建設した。これにより高遠町弁財天橋から伊那市竜東橋までの約8.2km間は、砂利等を積載したダンプの専用道路の運行により、交通はかなり緩和された。また、美和ダム上流部から高遠町間の約10kmの県道は、貯水池に沿い幅員3～5mと狭く、また屈曲も著しかったので局部改良を実施し、狭小部分を解消した。

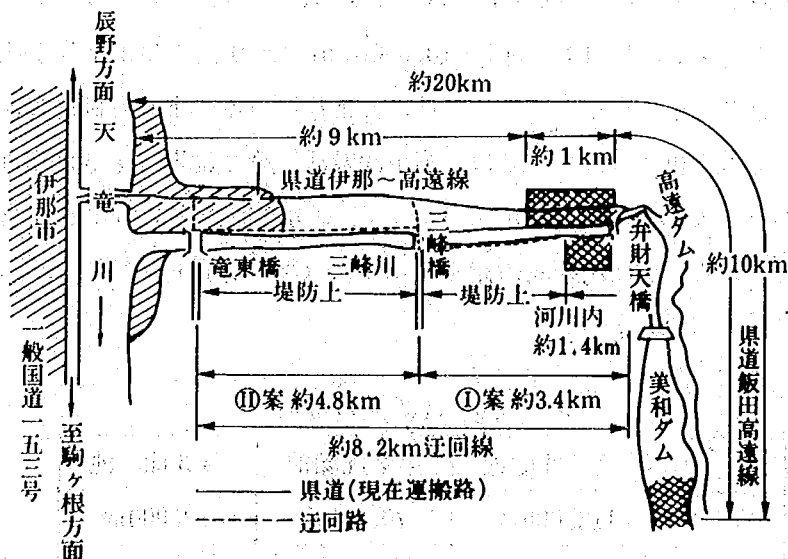


図-5.13 ダンプトラック迂回路図

(7) 美和ダム土砂輸送設備

ダンプトラックの事例については、前項で美和ダムの事例を示している。ここでは、美和ダム再開発計画における浚渫土砂をベルトコンベアで土捨場まで搬出する計画およびパイプラインの事例として佐久間ダムにおける土砂スラリー輸送の実験について述べる。

1) ベルトコンベア計画（美和ダム）

① 概要

浚渫土砂の土捨場は、美和ダム直下流右岸で三峰川に合流する山室川に計画されている。貯水池からこの土捨場までの輸送ルートとしては、周辺環境への影響から左岸側に計画することが妥当であると判断された。

② 輸送方式の選定

掘削・浚渫土砂の輸送方法としては、ベルトコンベアによる方法、パイプラインによる方法およびダンプトラックによる方法が考えられた。これらの方法について、次頁に示す概略比較検討を行った結果、ベルトコンベアによる方法が妥当であるとされた。（表-5.5参照）

③ 全体施工量

全体施工量は10,130,000m³とした。

④ 稼動条件

- ・ 施工期間 5年間
- ・ 年稼動月数 12ヶ月
- ・ 月稼動日数 24日
- ・ 日稼動時間 18時間

⑤ 時間当り施工量

ベルトコンベア的能力を算定するための時間当り輸送量は、各工区から積み込まれる土砂量の加算であるが、年間のうちすべての工区からの積み込みが行われる4月1日から6月30日までの期間の輸送量とし、各工区の施工量の加算によって算定した。各工区の施行量は下記に示す通りである。

A-1工区	238m ³ /h
A-2工区	646m ³ /h
B、C工区	300m ³ /h
計	1,184m ³ /h

⑥ 輸送距離

L=5.0km

⑦ ベルトコンベアの諸元

- B：ベルト幅 1.20m
- V：ベルト速度 160m/min
- L：1基の延長 200m

⑧ 運搬能力

$$A = K \cdot (0.9 \times B - 0.05) \quad (\text{m}^2)$$

$$Q = 60 / A \cdot V \quad (\text{m}^3 / \text{h})$$

ここに、A：積載断面積

Q：運搬量

K：トラフ角、測角による係数

トラフ角45°、測角0の場合K=0.1223

B・V：上記

$$\text{これから } A = 0.1223 \times (0.9 \times 1.20 - 0.05) = 0.1297 \text{m}^2$$

$$Q = 60 \times 0.1297 \times 160 = 1,245 \text{m}^3 / \text{h} > 1,184 \text{m}^3 / \text{h}$$

表-5.5 ダム浚渫土砂輸送工法比較表

工 種	比 較 工 法	ベルトコンベアー	パイプライン		仮設道路+ ダンプトラック
			水搬圧送用	混気圧送用	
能 力		◎	◎	○	△
水位変動への対応		△	○	○	—
施 工 性	専有エリアの大小	△	△	△	○
	他への制約条件	○	×	○	△
	確実性、信頼性	○	○	△	○
	土性への対応性	△	○	△	△
搬 入 の 可 否		△	△	△	○
安 全 性		○	○	○	△
コ ス ト		○	○	△	◎
総 合 評 価	設置費はかかるが輸送は安定している移動、仮設変更などではや、難	○	輸送能力は高いが水を一緒に送るので今回の場合事後の処理に大きな支障がでる △	水を伴わない高濃度圧送法としては良能力的に確実性、土性対応にや、不安 △	低コストで確実な方法だが、今回の検討では多台数となり現実的でない △

(8) 土砂パイプライン輸送⁴⁾

1) 概要

ダム堆砂問題に対し、ダムの立地条件に関係なく堆砂の大量処理輸送が可能なスラリー輸送について、佐久間ダム貯水池において様々な実証試験が行われている。

2) 実証試験開始までの諸試験

実証試験開始以前に輸送システムの実用化に向けて基礎資料を得るために実施された試験は次のものである。

① 室内試験

- ・室内磨耗試験（材料としてポリウレタンが抜群の耐磨耗性を示した）
- ・室内流送試験（管内の流動特性）
- ・室内沈殿閉塞試験（一時中断した輸送を円滑に再開させる）

② 現場試験（パイロット試験）

- ・3,000時間流送試験（耐磨耗性、砂スラリーの流動特性）
- ・現場沈殿閉塞試験（堆積開始速度、堆積限界速度、限界速度）

3) 試験設備および工程

実証試験の諸元ならびに工程を表-5.6、5.7、ルート図および試験設備を図-5.14および図-5.15に示す。

表-5.6 砂スラリー輸送実証試験諸元

項 目	仕 様
スラリー重量濃度	Cw=35%
流 速	V=2.7m/sec
圧 力	発ステーション50kg/cm ² 中継ステーション60kg/cm ²
輸送管の内径	D=98.5mm（ポリウレタンライニング厚=3mm）
管路の長さ	L=3460m
管路の高低差	H=237m（上り）

表-5.7 実証試験工程表

区分 \ 年度	57	58	59	60	61	62	備 考
設 計	—						
土 木 工 事	—	—	—				
機 会 製 作	—	—					
据付試運転		—					
実 証 試 験			—	—	—	—	5000時間運転
報告書作成						—	

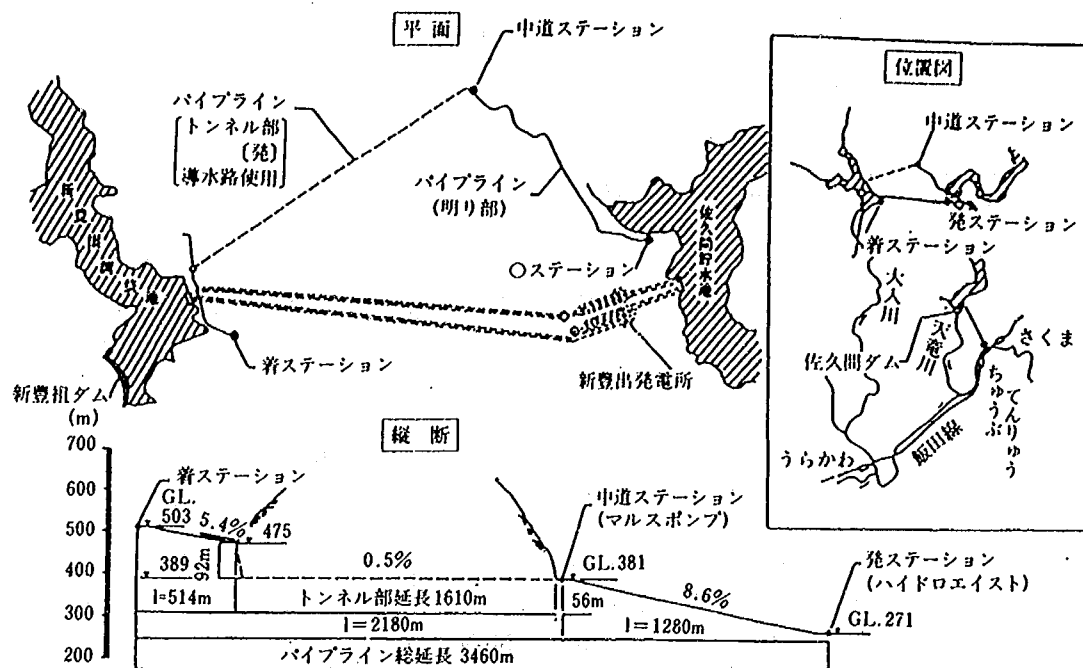
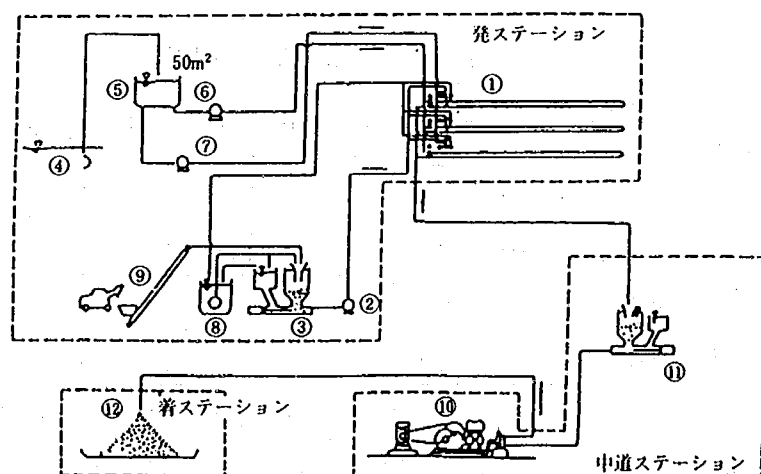


図-5.14 砂スラリー輸送実証試験設備位置図およびルート図



- | | | | |
|------------|---|-----------------|---|
| 1. 発ステーション | | 2. 中道ステーション | |
| ① ハイドロホイスト | $Q=1.24\text{m}^3/\text{min}$. 200kW . $P=50\text{kg}/\text{cm}^3$ 1台 | ⑩ マルスポンプ | $Q=1.24\text{m}^3/\text{min}$. 200kW . $P=60\text{kg}/\text{cm}^3$ 1台 |
| ② サンドポンプ | $Q=1.04\text{m}^3/\text{min}$. 45kW . $P=4\text{kg}/\text{cm}^3$ 1台 | ⑪ 混合設備 | $Q=1.24\text{m}^3/\text{min}$. 200kW . $P=60\text{kg}/\text{cm}^3$ 1台 |
| | (可変速) | | 12m^2 1基 |
| ③ 混合設備 | 112m^2 (濃度自動制御装置付) | | |
| ④ 取水ポンプ | $Q=1.24\text{m}^3/\text{min}$. $P=4.5\text{kg}/\text{cm}^3$ 1台 | 3. 着ステーション | |
| ⑤ 清水層 | 50m^3 1基 | ⑫ スtockヤード | 17000m^3 |
| ⑥ 高圧積水ポンプ | $Q=1.24\text{m}^3/\text{min}$. 1台 | | |
| ⑦ 洗浄ポンプ | $Q=0.5\text{m}^3/\text{min}$. $P=21\text{kg}/\text{cm}^3$ 1台 | 4. パイプライン | |
| ⑧ 循環水設備 | $Q=1.2\text{m}^3/\text{min}$. $P=1.1\text{kg}/\text{cm}^3$ 1式 | ⑬ 1号パイプライン (4B) | $L=1280\text{m}$, $H=116\text{m}$ |
| ⑨ 砂供給設備 | $60\text{t}/\text{hr}$ 1式 | ⑭ 2号パイプライン (4B) | $L=2180\text{m}$, $H=127\text{m}$ |

図-5.15 実証試験設備概要および主要機械設備仕様

4) 運転実績

- ・ 期間 昭和59年5月～昭和62年11月（3年7ヶ月）
- ・ 運転時間 5,000時間（うちスラリー濃度33～36%で500時間実施）
- ・ 砂の代表粒径 0.3～0.8mm
- ・ スラリー濃度 21.3%（重量濃度平均）
- ・ ハイドロホイストの吐出圧力 30kg/cm²
- ・ マルスポンプの吐出圧力 40kg/cm²
- ・ 稼動可能日数率 66%（初年度）～94%（最終年度）

5) 試験結果

① 採用された自動制御装置、運転制御装置および監視装置は問題も無く、実用化できる見通しを得た。

② 圧送機の実用性

ハイドロホイストについて操作弁の改良を加え、マルスポンプは粗粒子を圧送する際の問題点の改良が行われたことにより改良効果が確認された。

③ 輸送管の寿命と伸縮対策

- ・ 無機ライニング鋼管では波状磨耗が見られたが、ポリウレタンライニング管では長期間使用後も波状磨耗は発生し難い。
- ・ 実証試験期間に生じた4B管のポリウレタン材種の直管部の磨耗量は0.113mm、その標準偏差は0.067mmであった。
- ・ 磨耗は流速の1.4～2.0乗に比例し、使用圧力とは相関関係が認められない。
- ・ 砂スラリー輸送管路の伸縮用継手の開発に成功した。

④ 計測器の実用性

- ・ 差圧式濃度計の高压化およびライニングについての実用性を確認した。
- ・ 電磁流量計および圧力計については、計測の精度も高く問題がない。

⑤ 閉塞対策

- ・ 閉塞対策としては、低流量のスラリー輸送を行わないこと。輸送管路は長区間にわたる急勾配を避けることなどであるが、圧送機などのトラブルにより流送が停止した場合には、自然排水を極力防止することなどが重要である。
- ・ 試験では全区間に流送の停止状態をつくり、流送方向（上り、下り）、排水・給水ならびに濃度条件を変化させ、再起動圧力に対する影響および閉塞解除手法の確認、管路の要所に設けられた圧力計および透明管を用いた現象の確認調査、また実際の流送中に生じたポンプの故障による閉塞解除が行われた。

⑥ 環境対策

- ・ 環境対策として振動・騒音対策、排水処理および粉塵処理等があげられ、実証試験において振動および騒音について実態調査を行うとともに、排水処理方法についての調査を行った結果、それぞれ適切な対策を施すことにより、特に問題となる事項はないとされている。

5.3 砂防ダム

(1) スリット砂防ダム⁵⁾

スリット砂防ダムの事例調査として、土木研究所で行われた水理模型実験の結果について示す。

1) スリット砂防ダムに期待する機能

- a. 平時は下流に対して必要な土砂を補給し、大出水時に備えての空容量を確保する。
- b. 大出水時に流出土砂のピークをカットし、流出土砂の平滑化を図る。

2) 実験結果

本実験に用いたスリットの形状及びスリット幅と堆砂量、流出土砂量の関係を図-5.16に示す。図-5.16より、計画規模の出水に対してスリットダムは、通常の砂防ダムに比べて多くの土砂を堆積することが分かる。また下流への土砂流出について見ると、スリットダムは、出水中及びこれに継続する小流量によって流出する土砂が少ないことが分かる。これらの効果は、スリット幅が狭いほど大きいようであるが、これはスリット幅が狭いほどダムによるせき上げ効果が期待できるためと考えられる。

次に砂防ダム及び下流の砂防ダムを通過する流出土砂量の時間的变化を示したものが図-5.17である。この図よりスリット砂防ダムの場合、出水前半で一時的に堆積を促進させることにより、下流への土砂流出のピークを遅らせるとともに流出を平滑化させることが分かる。ただし、出水後半での土砂流出が激しいので、ダム下流河床に堆積し河床上昇を引き起こすおそれがある。

3) 問題点

- ・流量ピーク時に砂防ダム流下土砂量が少なくなるため、直下流河道の河床低下が生じその対策が必要となる。
- ・出水後半での土砂流出が激しいので、ダム下流河床に堆積し、河床上昇を引き起こすおそれがある。

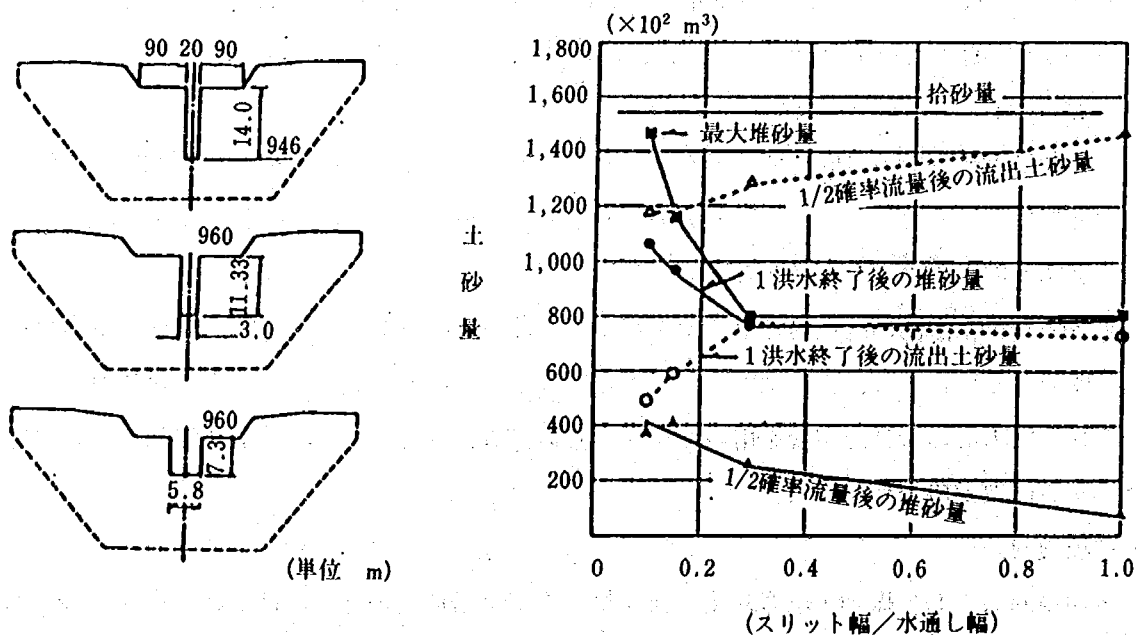


図-5.16 スリット形状及びスリット幅と堆砂量、流出土砂量との関係

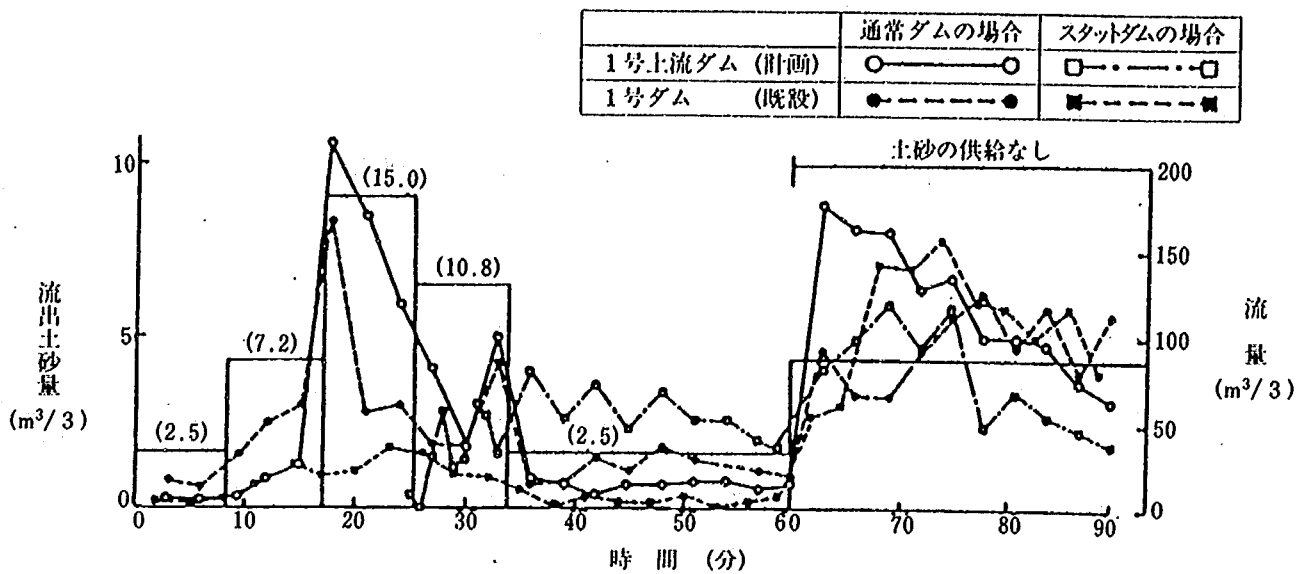


図-5.17 流出土砂量の時間的变化 (スリット幅 2 m、高14mのケース)

4) 実施への課題

- ・ダムを通過して下流する土砂が下流河道に与える影響について十分調査し、必要な場合にはその対策について検討する。
- ・スリットが、土石流や流木などによって閉塞した場合には、すみやかにそれを除去して次の洪水に備える。
- ・スリットに流れが集中するため、その底部と側面には、土砂を含んだ流水による磨耗と衝撃に対抗するために適切な保護工を設ける。

(2) ゲート付砂防ダム⁶⁾

ゲート付砂防ダムはスリット部にゲートを設け、流出土砂のコントロールをゲートの開閉により行い、土砂調節機能を確実にし、かつ増大させることを目的とするものである。実際の施工例はないことから、ここではシミュレーションによる検討結果⁶⁾を示す。

1) 検討対象施設の規模

常願寺川をモデルとし、本宮砂防ダム地点においてダムタイプを表-5.8の通り仮定して計算を行った。スリットの深さは14m、幅は30mである。

2) ゲートの操作方法

ゲートの操作方法は次の2種類を設定している。

- ① 出水期 (7月～9月) はゲートを閉め、その他の期間は開放する (期間別操作)
- ② 瓶岩地点 (横江砂防ダム上流) の流量が $300 \text{ m}^3/\text{S}$ 以上はゲートを閉め、 $300 \text{ m}^3/\text{S}$ 未満ではゲートを開放する。 (流量別操作)

表-5.8 計算ケース

ケース名	本宮砂防ダムの条件	流量条件	スリットの幅	ゲートの操作方法
CASE-1	砂防ダム無し	昭和42~45、53年		
CASE-2	通常の砂防ダム	〃		
CASE-3	スリットダム	〃	30m	
CASE-4	ゲート付砂防ダム	〃	30m	洪水期はゲート閉
CASE-5	砂防ダム無し	昭和58~52年		
CASE-6	通常の砂防ダム	〃		
CASE-7	スリットダム	〃	30m	
CASE-8	ゲート付砂防ダム	〃	30m	洪水期はゲート閉
CASE-9	ゲート付砂防ダム	〃	30m	300m ³ /S以上の出水はゲート閉
CASE-10	スリットダム	〃	10m	
CASE-11	ゲート付砂防ダム	〃	10m	洪水期はゲート閉
CASE-12	ゲート付砂防ダム	〃	10m	300m ³ /S以上の出水はゲート閉

3) 計算結果

計算結果を図-5.18~5.23に示す。これから次のことが理解される。

- ① 砂防ダムにゲートを設け人為的な操作を行うことによって、大出水時に流出土砂を捕捉し、中小出水時あるいは洪水の後半に堆砂した土砂を流下させる効果が通常の砂防ダム及びスリット砂防ダムに比べて大きく出る。
- ② ゲート付砂防ダムの土砂調節効果は、ゲート操作の方法によって変化し、流量毎に操作する方法の方が大出水に備えて常に容量を確保しておくことができる。
- ③ 砂防ダムから20km下流の8.4km地点（扇状地勾配変化地点）の河床変動高は、ゲート付砂防ダムが最も河床上昇をおさえているが、顕著な差は現れていない。
- ④ ダム直下流の河床低下に対して、スリットダム、ゲート付ダムは長期的に見て問題を生じにくい。（洪水を除く）
- ⑤ 下流への流下土砂量は、スリットの形状にもよるが、ダム無し>スリット>通常の砂防ダム>ゲート付の順に大きい。

4) 問題点

- ・ゲート付砂防ダムの操作方法については、流量によって操作する法が効果的であると考えられるが、ゲート操作時の流砂量の急激な変化については、下流河道への影響を調査し、問題が生じる場合には適切な対策を行う必要がある。
- ・ゲート付砂防ダムが保全対象から離れていると、その間の河床変動によって効果が消されてしまうことが考えられる。このためには、砂防ダム下流河道の安定化対策を合わせて行うことが提案される。

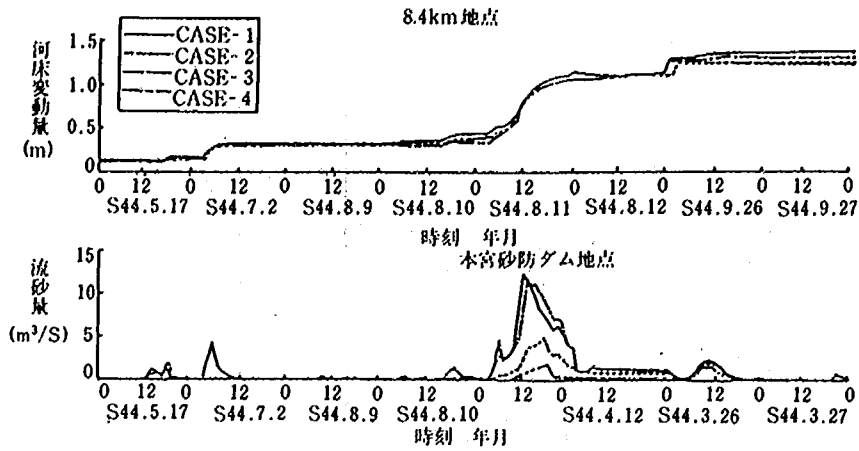


図-5.18 洪水時の流砂量及び河床変動の経時変化 (CASE 1 ~ 4)

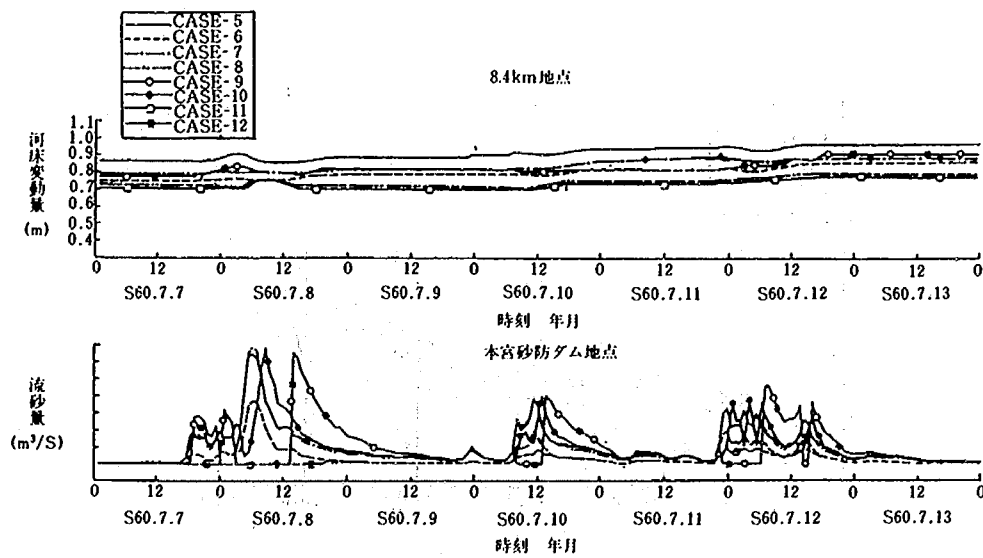


図-5.19 洪水時の流砂量及び河床変動の経時変化 (CASE 5 ~ 12)

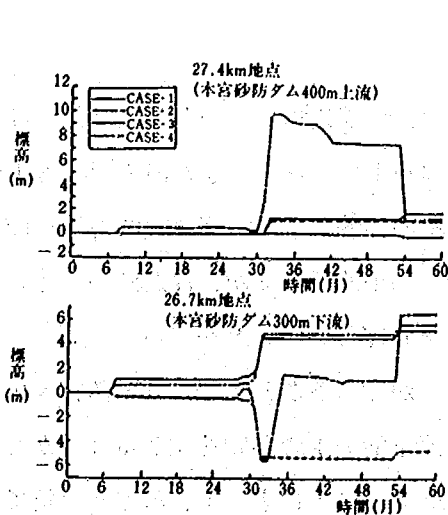


図-5.20 本宮砂防ダム地点と下流の河床変動高の経月変化(CASE 1 ~ 4)

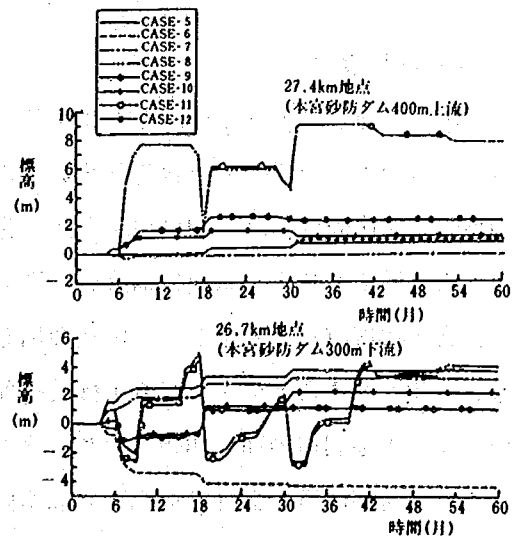


図-5.21 本宮砂防ダム地点と下流の河床変動高の経月変化(CASE 5 ~ 12)

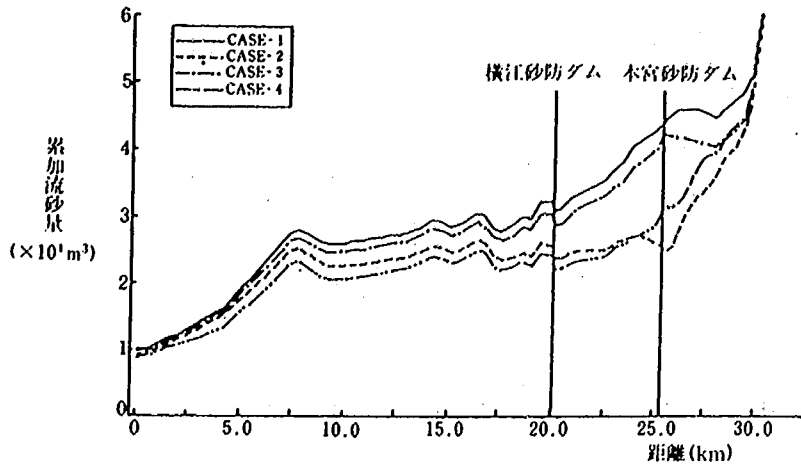


図-5.22 累加流砂量の縦断変化の比較 (CASE 1 ~ 4)

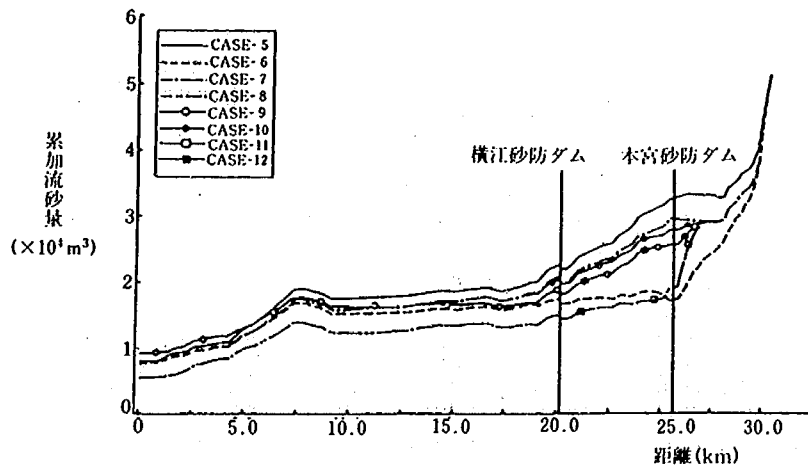


図-5.23 累加流砂量の縦断変化の比較 (CASE 5 ~ 12)

5.4 河川管理施設

河川管理施設は河道の土砂流速能力を変化させることから土砂管理構造物の一つとして位置付けることができる。河道の土砂流速能力を変化させるものとしては、床固が上げられる。また河道形状も土砂流速能力に関係する。床固は、直接的に河床を安定化するとともにその落差によって河道縦断勾配を減少させ、土砂流速能力を減少させる。床固は掃流砂で構成される礫河床で効果的であるが、浮遊砂が主体となる砂河床では、ある程度（たとえば2～3 m）突出しなければ効果を発揮しないことが多い。

河道幅を変化させることによって土砂流速能力を変えることができるが、実際には堤防幅を広げるとは用地、及び土地利用の面で問題を生じ、また狭めることは流下能力上の問題を生じることから困難が予想される。複断面河道であれば低水路と高水敷の関係を変化させることによって、調整が可能であると考えられるが、多くを期待できそうにない。

参考文献

- 1) 岩沢、赤井：出し平ダム排砂設備の設計について、水門樋管、No.148、1986
- 2) ダム技術センター：昭和61年度 排砂機構機略検討業務委託報告書、昭和62年3月
- 3) 天竜川ダム総合管理事務所：天竜川水系におけるダムの堆砂と排砂、昭和54年1月
- 4) 岩下、近江：佐久間貯水池における砂スラリー輸送実証試験について、電源開発(株)調査資料、No.84、1989

5.5 施設の組み合わせによる土砂コントロールの検討

(1) 連続する砂防ダムの組み合わせ

連続する砂防ダムのタイプとして、通常の砂防ダム（不透過型砂防ダム）、ゲート付砂防ダム、スリット砂防ダムの3タイプを対象として検討を行う。

① 同一タイプの砂防ダムを連続させた場合

同一タイプの砂防ダムを連続させた場合には、その機能は各タイプの一基の機能から大きく変化しないことが水理的に期待できる。この場合、土砂の流下の性質から、上流から下流に向かって堆砂が進行し、必ずしも各ダムで満砂、調節、排砂が同時に発生しない。

ゲート付砂防ダムのゲートの操作を連続する砂防ダムで変化させることにより、たとえば上流側ダムで掃流砂を主体に捕捉し、下流ダムで浮遊砂を捕捉することによって、全体として下流に流送する土砂の質を調整し易くすることが可能となろう。(図-5.24) さらに図-5.25に示すようにゲート操作により、貯砂を行うダムと交代させておくことによって下流へと土砂を流送しながら貯砂機能を確保することが可能となるメリットを有する。

② 異なるタイプの砂防ダムを連続させた場合

前述の実験結果に認められるように、スリット砂防ダムは洪水の減水期に水位低下によって土砂の流速能力が極端に大きくなり、流下土砂量が急増する現象が発生する。またゲート付ダムにおいても、ゲートの微妙なコントロールは一般に困難であることから開放直後の洪水で流砂量が急増することが予想される。

これに対し下流側に通常の砂防ダムを設けることによって下流へ流下する土砂量が平滑化されることが実験でも明らかにされており、連続設置のメリットが大きい。(図-5.26)

透過型砂防ダムの上流側に設けた通常の砂防ダムは、透過型ダムへ流入する土砂の粒度を調整することによって調節機能を確実にし、又ゲート操作をし易くするメリットがあるものと考えられる。(図-5.27)

また実際に砂防ダムを設置するにあたっての考え方は以下の通りとする。

① 土砂流出が多い支川の場合

土砂生産源からの土砂流出が多いまたは、ハイダム上流の支川においては、通常の砂防ダムによる土砂の扞止、貯砂及び調節といった機能により、下流への土砂の流出を抑制する必要がある。したがって、基本的には生産される土砂に対応して通常の砂防ダムを連続して配置することになる。

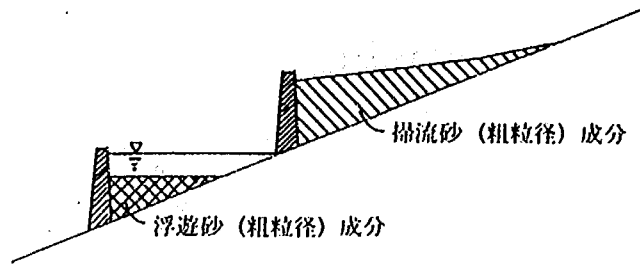


図-5.24 連続するゲート付ダム（土砂の質の選択調整をする）

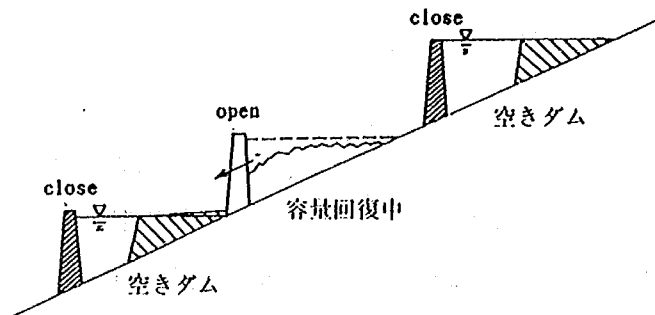


図-5.25 連続するゲート付ダム
土砂を下流に流送しながら、貯砂機能を分担して確保する

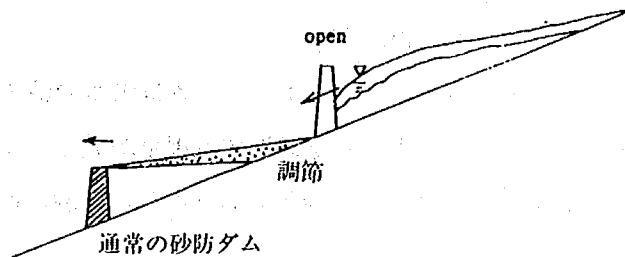


図-5.26 下流ダムによる流下土砂量の平滑化

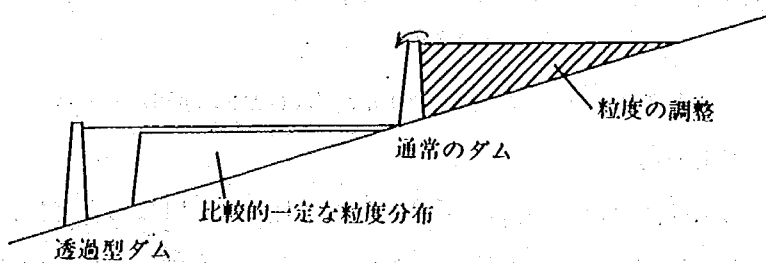


図-5.27 上流通常ダムの粒度調整機能

② 支川下流河道及び本川が河床低下を生じている場合

支川の下流区間の河道や本川の河道が河床低下を生じている場合には、スリット砂防ダムやゲート付砂防ダムを組み合わせる配置することにより、下流の河床低下に対応する。スリット砂防ダム及びゲート付砂防ダムの機能については原則的に前項で述べたような機能があるものと考えられるが、その組み合わせや配置によって、どのような土砂の流送となるか予想しがたいので、現段階では個々にシミュレーションを行ってその機能を確認する必要がある。また、異常土砂流出や常時流出土砂が多い支川では、基本的には、流出土砂の抑制を基本的に考える必要があり、このような支川では、特に注意して検討する必要がある。

(2) 連続するハイダムに関する組み合わせ

本川や支川の上・下流にハイダムが連なって設けられている場合について考える。この場合各ダムの利水目的、容量、運用形態等が異なるため、問題となる堆砂の量、質、場所が各ダムで異なってくるものと考えられるが、ここでは容量確保という共通点に的をしぼって検討を行うことにする。

i) 掃流砂排砂

掃流砂の流下速度は、その運動機構から判断し流水の流下速度に比べて相当小さいものであると考えられる。このため2つのハイダムの間に通常の河道区間が存在する場合には、上流側の排砂門、排砂管等を通じて排砂された掃流砂が下流のハイダム貯水池に流入するには多くの時間を要するものと考えられる。このため、短期間には上流ハイダムと河道、あるいは河道と下流ハイダムの関係が主要な問題点となり、ハイダム相互は直接無関係であるとして取り扱うことができる。

長期的には河道の河床変動を通じて、上流側ハイダムから排出された掃流砂は下流ハイダム貯水池に流入することになり、上流側の排砂対策が下流ダムの負荷の増大となり得るが、影響量としてはハイダム間の河道区間の距離と幅によって異なり、一般に軽微なものとなることが予想できる。

ii) 浮遊砂排砂

浮遊砂成分は砂（主として細砂）やシルトからなる洪水時に流水に浮遊して運搬される成分であることから、その流下速度は掃流砂に比べて速く、一洪水で土砂の生産源から河口まで到達し得るものと考えられる。このため上流ハイダムでの排砂は洪水の土砂流送能力に応じて河道で調節された後、下流ハイダム貯水池に流入する。このことから上流側の排砂メリットは下流貯水池のデメリットとなって直接現れることになる。影響量はハイダム間の河道の浮遊砂流送能力に規定されるが、その程度に応じて下流側貯水池では新たな対策が必要となる。(図-5.27)この問題を解決するためには、上流側貯水池堆砂をダム直下流に排砂させないでバイパスで下流側ハイダム群の下流の河道あるいは海岸へ排砂することが考えられる。もちろん浮遊砂堆砂を直接水域外へ搬出することも1つの手法である。

以上のように浮遊砂の排砂を行うときは、下流ハイダムへの影響を明らかにし、対応方法を検討しておくことが重要である。

iii) ウォッシュロード

ウォッシュロードは通常河床材料に有意に認められない微細な土砂成分であり、濁りとして水流

に乗って下流へ輸送される。ウォッシュロードを水流から分離するためには静穏な水域を必要とし、貯水池に流入して沈降することによって分離される。ダム堆砂への影響を削減するために貯水池流入前にバイパスさせることもできるが、同時に利水に必要な水をバイパスさせたり、治水の操作と相反するため、その操作が難しい。バイパスされたウォッシュロードは、本川に戻されると容易に下流ハイダム貯水池に到達し同様の問題を生じる。排砂門や排砂管により貯水池堆砂を下流へ排砂する際には、掃流砂や浮遊砂の流出と同時にウォッシュロードが流れ出し、下流ダム貯水池に流入する。このため上流ダムの排砂操作に際しては、下流ダムの貯水位、水温、取水水位等の問題の生じにくい時期、量を選ぶ必要がある。ウォッシュロードはどの貯水池でも対策が容易でないことから、流域全体の土砂対策を考えると生産場に近く濃度の大きな上流側のハイダムで捕捉し処理することが効率的で環境に対する影響もより少なくなるものと考えられる。

(3) 砂防ダムとハイダムの組み合わせ

i) 上流側砂防ダムと下流側ハイダムの組み合わせ

透過型砂防ダムも通常の砂防ダムも、人為による除石を行わなければ長期的に砂防ダム流入土砂量のほぼ全量が下流へ流出することになる。このため、ハイダム上流側に砂防ダムを設けることの効用としては、一時的な土砂の貯留と河床の安定化による流出土砂の削減ということになる。

砂防ダムで除石を行うことにすると、ハイダムの堆砂対策としては特に細粒成分の除去が効果的である。さらに、砂防ダムの各タイプについて、下流側ハイダムへの効果・影響を検討する。

① スリット砂防ダム

洪水減水期に流出するウォッシュロードや浮遊砂の濃度が大きくなり、その分貯水池に流入する流砂濃度のピークが遅れ、流水の貯流とバイパスのための放流の競合が少なくなることが期待できる。この効果はスリット砂防ダムの水位せき上げ時の容量の大きさに大きく依存するものと考えられる。

② ゲート付砂防ダム

崩壊に直結する浮遊やウォッシュロードの多い大出水時にゲートを閉じて多くの土砂を貯留できるとすれば、ダム貯水池に流入し易い細粒成分を選択的に除石することによって効率的な対策とすることができる。

③ 通常の砂防ダム

貯水池直上流に設けその堆砂を除石することによってきわめて効率的に貯水池に流入する土砂量を削減でき、貯砂ダムとして機能する。また、粒度調整機能を活用することによって、ウォッシュロードや浮遊砂のバイパスといったハイダム堆砂対策をより容易に行うことができる。

ii) 上流側ハイダムと下流側砂防ダムの組み合わせ

下流河道で平常時の土砂供給が有意であり、なおかつハイダム下流に合流する支川の異常土砂流出に対処するためには、この組み合わせが生じることになる。ハイダムの排砂は通常大出水時を避けて行われることから、下流の砂防ダムは透過型とすることが得策である。見方を変えると排砂を行うハイダムはゲート付砂防ダムの大型のものととらえることができる性質を有している。(図-5.27)

(4) 搬出方法と施設の組み合わせ

搬出方法としては、流水の掃流力によるものと人工によるものと大別できる。流水の掃流力によるものとしては、ハイダムにおける排砂門、排砂管、排砂トンネルや、砂防ダムのスリット構造がこれに該当する。ハイダムの流水による排砂は貯水目的と競合する点が大きな問題となる。

人工による搬出は場所の特性に応じて手法を変えて対応することになる。たとえばダム貯水池の深いところは浚渫、浅いところ又ドライなところは陸上掘削となる。砂防ダムでは概して陸上掘削となろうが、スリットタイプのダムは、ドライな搬出を行い易い。

各輸送設備との組み合わせは、パイプ輸送では流水を多量に用いる点でハイダムの排砂輸送に限られる。また輸送の過程で濁水が発生するため排出先とその処理が問題となる。また輸送できる成分は基本的に砂より細かい成分であり、管内を浮遊状態で流送可能なものに限られる。これに対し、トラックやベルトコンベアは採取対象施設、搬出材料を問わず用いることができる。

(5) 河道における土砂供給と排除

① 土砂供給

河道への土砂供給は、ハイダムの排砂施設、砂防ダムの堆砂勾配の減少過程及び透過型砂防ダムの排砂といった施設より間接的に行う場合と、輸送設備を用いて直接的に行う場合とがある。

河道の土砂流送能力は流量、河床材料、河道形状が場所的、時間的に一定でないことから、土砂の流下は通常河床の洗掘、堆積を生じながら行われる。このため、間接的な土砂供給は流下する過程で、土砂流送能力の低い地点があると堆積が生じ、河床上昇が問題となる。しかし、流下する河道が河床材料の粗粒化や岩盤の露出等で安定化している場合には、それより細粒の供給土砂は下流へ通過し易いものと考えられる。

河道に直接土砂供給した場合には、その影響が上・下流に伝搬特性が異なり、現場を含めた上・下流一連区間の効果と影響を予測して適切なものにする必要がある。

② 土砂排除

河道からの土砂の排除は、これまでも河川改修事業や砂利採取といった形で行われてきている。これらの土砂排除の可能性は土砂搬出先の確保と大きく関わっている。河川砂利は一般に建設骨材資源として優れていることから、砂利採取事業と関連させて行うことは残土処理、資源の有効利用の点で極めて望ましいことである。

河道からの土砂搬出は、その材料が砂利や砂が主体であることから、トラックやベルトコンベアによることになる。搬出料が多量で長期間となる場合、あるいは交通事情からトラック輸送が困難である場合は、ベルトコンベアが採用されることになるが、実際にそのような例は少ない。

上記の直接的排除に対し、一連の河道区間に対する供給土砂の削減は、土砂生産源の安定化による流出土砂の減少、ハイダムによる土砂の扞止、砂防ダムによる土砂の貯留、扞止によって行われる。土砂生産源の安定は、根本的な対策であるが、施工が容易でなく大きな効果を短期間に期待するには無理がある。砂防ダムによるものは、建設直後には貯砂量分の堆砂の過程で流下土砂量を減少させるが、砂防ダムと対象河川との間の河床変動が生ずる河道区間があると、その区間の河床浸

食等により土砂が供給されることから効果が出にくいことになる。このためには砂防ダム下流河道において床固工あるいは流路工等による河床の安定化が必要となる。

ハイダムの建設による流下土砂の減少は、本来の目的からはずれるとともにダム堆砂の問題を生じることからここでは土砂の排除の手法としては考えない。しかし、異常土砂生産時にはその流域の土砂流出のほぼ全量を扞止することになり、機能として大きく評価できる。

(6) 流域における土砂管理施設配置方針

以上の結果から土砂管理施設の最適な組み合わせの考え方としての施設配置方針は次のものとする。

① 土砂不足区間の対策計画

- 異常土砂生産対策としての砂防ダムを透過型として、土砂不足区間への平常時の土砂供給を維持する。
- ハイダム上流支川の砂防ダムは不透過型とし、ハイダム直上流の砂防ダムは除石用ダム（貯砂ダム）として運用可能なものとする。
- ハイダム堆砂でバイパスする土砂は、土砂不足区間の河床材料に対応したものか、それより粗粒径の土砂が効果的であり、細粒土砂のみのバイパスは河床低下対策としては行わない。
- 河道への土砂の直接供給は、上・下流への影響をみなが行うものとする。下流への新たな堆積増といった問題を生じる場合には、床固工により対応するのがよい。
- 海岸侵食対策としては、ダム堆砂材料のうち砂成分以上の直接供給と、ダムをバイパスさせ、河道を通しての供給とが考えられる。後者の場合には河口部での堆積による流下能力の減少と河口閉塞が生じることが懸念され、十分な調査を行い対策する必要がある。

② 土砂過剰区間の対策計画

- 対策としては大きく供給土砂量の削減、過剰区間からの土砂排除、土砂流送能力の増大の3手法がある。
- 供給土砂の排除は、掃流砂については直接流入する支川の対策が効果的であり、土砂生産源の安定化と砂防ダムによる流下土砂量の減少と合わせて行う。また、流入支川では河床低下を生じる場合があるので床固工等を設置する。
- 土砂の過剰区間と支川の間に河床変動を生じる河道区間がある場合には、支川の供給量の減少は合流点付近の河床低下を生じさせることになる。その対策を合わせて行うことによって土砂過剰区間への供給土砂量を削減することができる。
- ハイダムの設置は、その直接の目的にはならないものの流下土砂を扞止し、特に浮遊砂状態で運搬される砂成分以下のものについては、下流での浮遊砂堆積量を軽減させることになる。
- 土砂過剰区間からの土砂排除（掘削）は、上・下流に伝搬し、河床低下区間に及ぶ可能性がある。この場合、河床低下区間に対し床固工等の対策を行う必要がある。
- 土砂流送能力の増大を図るため、低水路幅を現状から大きく変化させる場合には、蛇行特性が変化し流路の安定性といった面で新たな問題を生ずる可能性があり、十分に調査して対応する必要がある。

6. 土砂追跡モデルによる土砂管理手法の基礎検討

ここでは基礎検討として、土砂追跡モデルの概要および検証計算結果を示し、得られたモデルによって貯水池堆砂のバイパス効果、河道供給土砂粒度の影響について検討を行った結果を示す。

6.1 土砂追跡モデルの概要

土砂追跡モデルは、その基本概念を図-6.1に示すように流域の土砂生産、流出、砂防ダム堆砂、溪流の土砂流送、河道の河床変動、ダム堆砂などの現象を流送土砂量、洗掘・堆積土砂量を主体に表現するものである。天竜川において既往検討¹⁾で作成された土砂追跡モデルについてそれを構成する各サブシステムの概要は次のものである。

① 生産土砂量（土砂生産システム）

年最大日雨量と単位面積あたりの生産土砂量の相関式を地質毎に与え、生産土砂量を算出する。

② 流出土砂量（土砂流出システム）

土砂流送河道への流出土砂量は谷次数毎に流出率を与えて算出する。

③ 溪流・河道の流送土砂量（河床変動計算システム）

流砂量式により、土砂水理的に算出する。

④ 砂防ダム堆砂量（砂防ダムの土砂貯留・調節システム）

堆砂形状を図-6.2に示すようにモデル化し、流路幅はRegime則 ($B = \alpha \sqrt{Q}$ 、 $\alpha = 5$) で与えて、流下土砂量を流砂量式により土砂水理的に算出する。

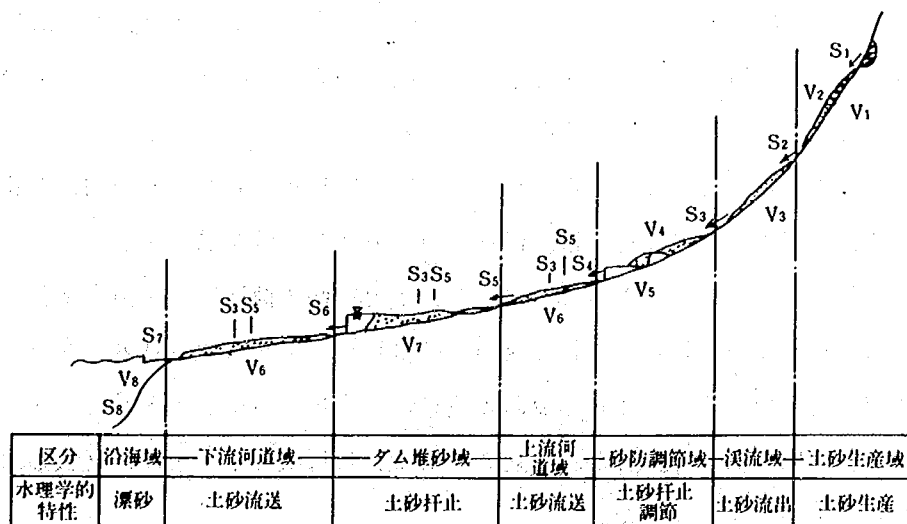


図-6.1 土砂動態システムの基本概念

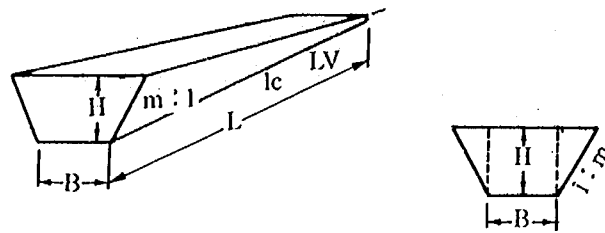


図-6.2 砂防ダム堆砂モデル

⑤ 大貯水池を持つハイダム堆砂量（ダム貯水池堆砂システム）

流入堆積土砂量として把握する。すなわち流入する bed material load の全量と、ウォッシュロードの一部が捕捉されるとして堆砂量を算出する。

対象土砂のうち掃流砂は芦田・高橋・水山の式⁷⁾、浮遊砂は芦田・道上の式⁸⁾で算出した。力学的に表現が困難なウォッシュロードは、ハイダム貯水池で流量の関数 ($Q_w = a Q^2$) として与えている。全水系の流域河道分割と全体モデルを図-6.3(a)、(b)、図-6.4(a)、(b)に示す。

河床を構成する材料の粒度は、多量の土砂流出があり浮遊砂の堆積が卓越する場合には細粒化する。一方、粒度分布の広い河床材料を持つ山間地河道において、河床が低下する時には細粒土砂の流出に伴う粗粒化とアーマールコート⁹⁾の形成がみられるようになり、河床材料の粒度分布は変化する。

前述のモデルは浮遊砂などによる河床上昇が問題となる大出水の河床変動計算では、出水直後の細粒化した粒度を用い、平常時には安定している河床の粒径を計算条件として与えている。また、アーマールコートの影響を河床変動計算に反映させるために、河床低下時には移動限界流量をアーマールコートの破壊流量とし、それ以下では流砂がなく、それ以上の流量で流砂が存在するものとして下層の河床材料を設定して流砂量を算出する方法をとっている。

このようなモデルに対してここに修正したモデルは河床材料の粒度が連続的に変化する交換層モデルを組み入れて、任意の場所に任意の量、任意の粒度分布の土砂を供給すると、下流の河床変動にどのような影響が生じるかを推定できるようにした。主要な修正箇所は、①河床変動モデル、砂防ダムモデルにおける交換層の組み込み、②粒径毎の流砂量算定モデルの組み込み、③供給土砂量の粒度別供給モデルの組み込みである。粒径毎の流砂の連続性を表現するモデルとして、平野による交換層モデルを基本とし、河床の低下、上昇が繰り返される現象に反映できるよう、交換層より下層の粒度の履歴を記憶するモデルを組み込んだ。

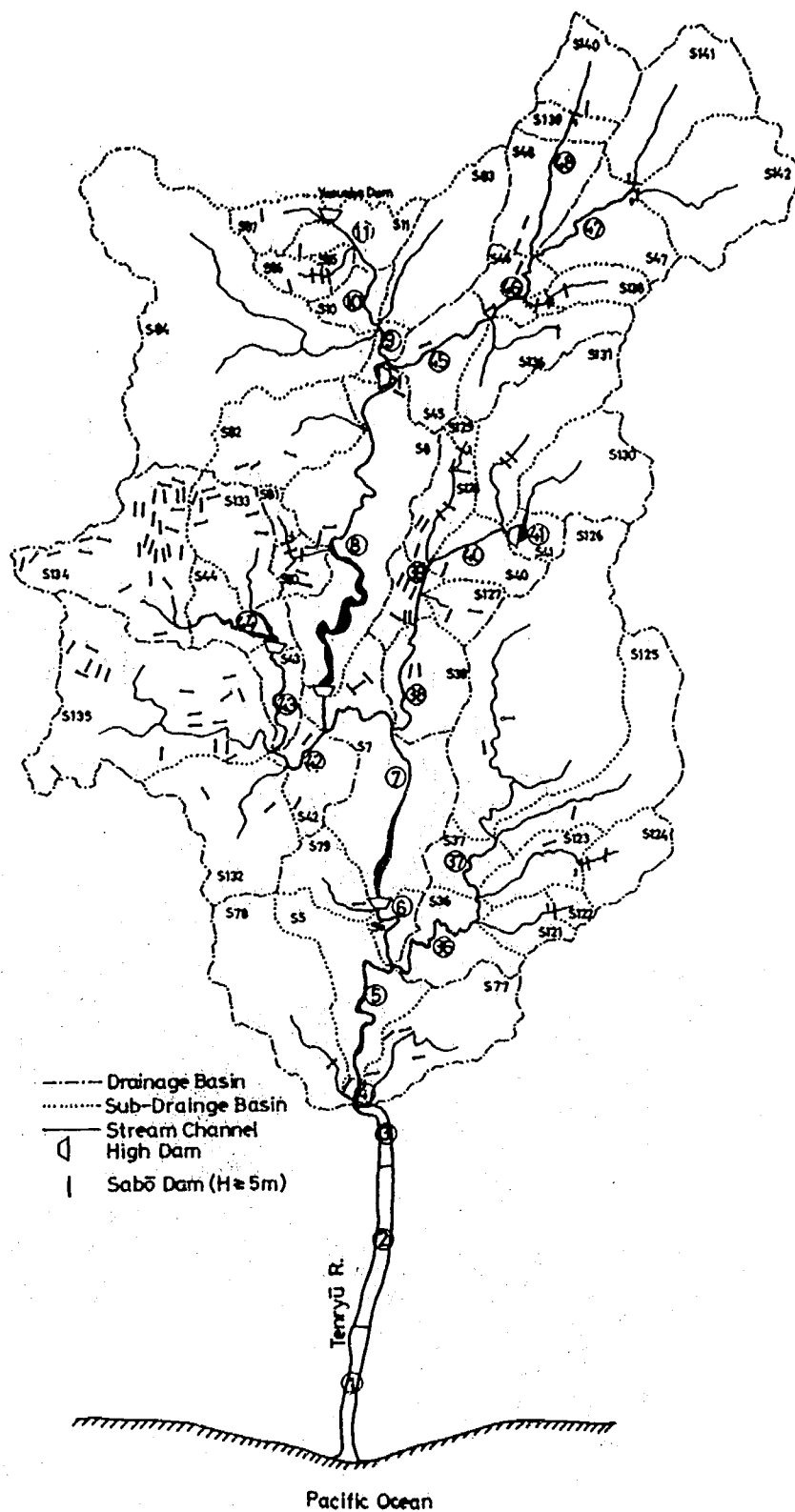
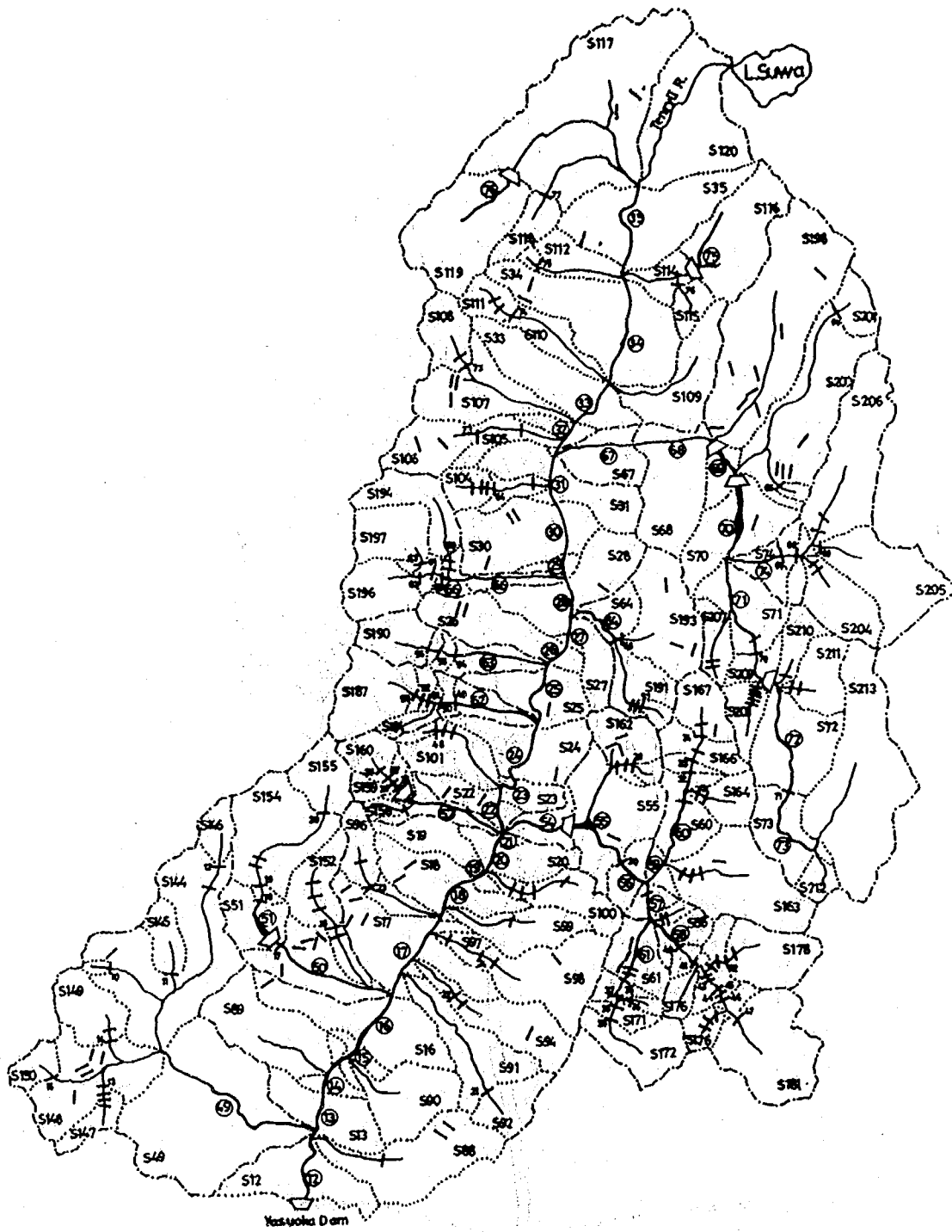


図-6.3(a) 天竜川流域の概要と流域分割 (秦阜ダム下流側)



図→6.3(b) 天竜川流域の概要と流域分割 (泰阜ダム上流側)

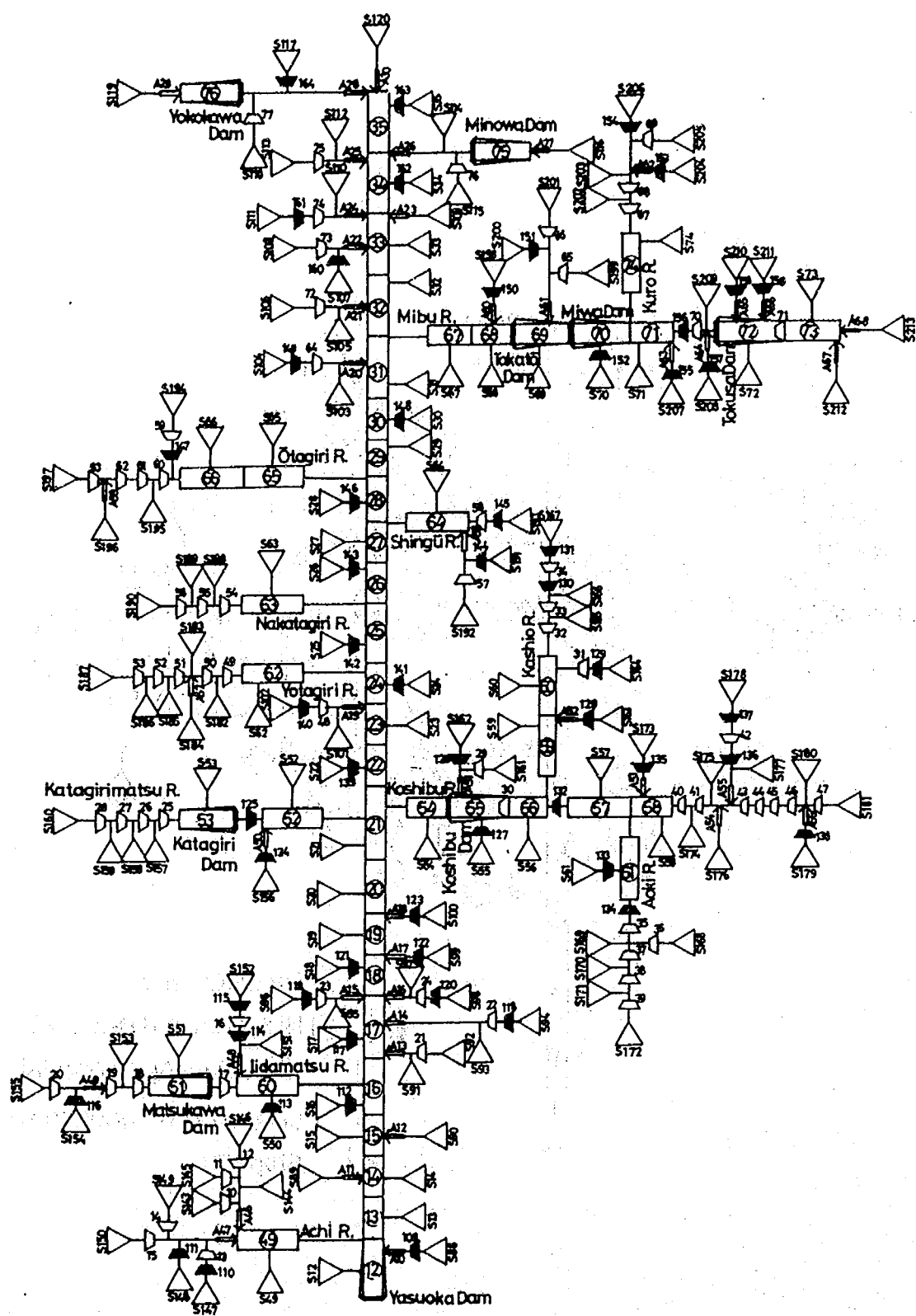


図-6.4(b) 天竜川の流域モデル模式図 (秦阜ダム上流側)

6.2 モデルの設定

粒径毎の流砂連続性を表現するモデルとして、平野による交換層モデルを基本として河床低下、上昇の過去の履歴を反映できるものとした。

平野¹⁾は、粒子交換層の概念に立脚した理論展開により、掃流砂に起因する河床材料の粒度分布に関する基礎式を導いている。この考え方を浮遊砂を含む場合に拡張すると、粒度分布の基礎式は次のように表すことができる。

$$\frac{\delta P_j}{\delta t} = - \frac{1}{a \cdot B_B (1 - \lambda)} \frac{\delta}{\delta x} \{ B_s (q_{bw} + q_{sl}) \} - \frac{P_j^*}{a} \cdot \frac{\delta Z_B}{\delta t} \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

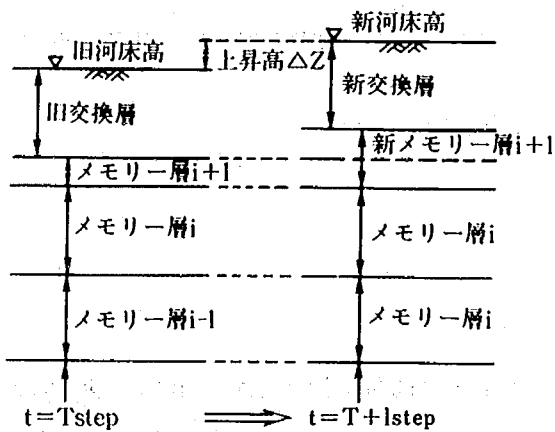
但し、 $\delta Z_B / \delta t > 0$; $P_j^* = P_j$

$\delta Z_B / \delta t < 0$; $P_j^* = P_j$

ここに、 P_j 及び P_{0j} 交換層及び交換層直下の砂礫層において粒径 d_j の粒子が占める割合であり、 a : 交換層の厚さで最大粒径程度と考えられるものである。

交換層直下層のモデルは下図に示すものである。

①河床上昇時



②河床低下時

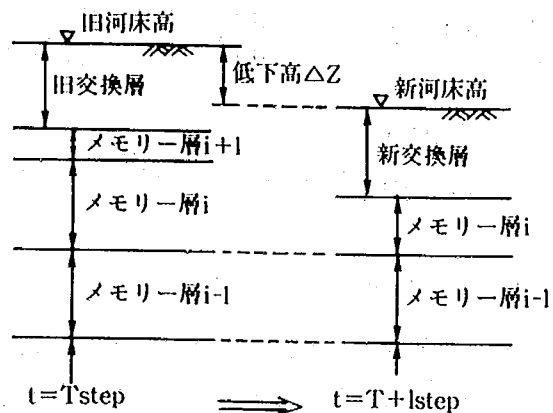


図-6.5 交換層直下層のモデル説明図

6.3 プログラムの修正

前項の考えかたに基づいてプログラムを修正した。主要な修正箇所は、次のとおりである。

- ① 河床変動モデル、砂防ダムモデルにおける交換層の組み込み。
- ② 粒径毎の流砂量の粒度別供給モデルの組み込み。
- ③ 供給土砂量の粒度別供給モデルの組み込み。

粒径毎の流砂量算定モデルは、以下のものとした。

芦田・高橋：水山による急勾配平坦河床における混合砂礫の掃流砂量は、次式で示されるものである。

$$\frac{g_B}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)g} \text{ dm}^3} = \frac{12 - 24 \sqrt{i}}{\cos \theta} \tau_{*m}^{0.5 - 1.1} (1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*cm}}{\tau_{*m}}) (1 - \alpha \frac{\tau_{*cm}}{\tau_{*m}}) \dots\dots\dots (6.2)$$

即ち、混合砂礫の掃流砂量が平均粒径に関する水理量のみで求められることを示している。

また、粒径別掃流砂量は、

$$g_{Bi} = g_B \times f_0(d_i) \dots\dots\dots (6.3)$$

で与えられる。

上式を用いて移動限界付近の粒径別流砂量の評価モデルを以下のように設定する。

- ① (1)式で流砂量（全量）を算出する。 g_B
- ② (2)式で各粒径毎の流砂量を算出する。 g_{Bi}
- ③ (3)式で移動限界を評価し、 $U_{*ci} \geq U_*$ である粒径の流砂量を0とする。

芦田・道上によるEgiazaroff式の修正式は次のものである。

$$\begin{aligned} \frac{d_i}{d_m} \leq 0.4 : \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} &= 0.85 \\ \frac{d_i}{d_m} > 0.4 : \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} &= \frac{d_i}{d_m} \left(\frac{\log 19.0}{\log 19.0 d_i / d_m} \right)^2 \end{aligned} \dots\dots\dots (6.4)$$

- ④ 全流砂量を修正する。

$$g_B' = \sum g_{Bi} \quad (i \text{ は } U_{*ci} < U_* \text{ なる粒径のランク})$$

6.4 再現性の検討

昭和36年6月出水時の再現計算を行い、本川河道についてその主要区間毎に流入土砂と流出土砂、河床変動量を求め、河床変動量の実績値とともに表-6.1に示した。ここで、河道区間の河床構成材料の粒度と生産土砂の粒度の計算条件は現地のそれらに一致させ、崩壊による河床構成材料の細粒化現象を再現した。

表-6.1より泰阜ダム～三峰川合流点（YAO～191.4^K）および河口部（0～25.25^K）ともに実績値に比べて計算値の河床変動量が少し小さいが、各小区間毎の変動量の計算値は実績値に対応したものとなり、また、実績値にはウォッシュロード相当成分も含まれていること、土砂採取量の精度を考慮すると、河床変動の計算値は概ね妥当な結果と判断される。河床材料の平均粒径の変化を計算の前後で比較すると図-6.6のようになり、多量の土砂流出があった天竜川上流河道で細粒化が示され、河床が低下した下流河道では河床材料の粗粒化が表現されている。

表-6.1 河床変動計算結果総括表

昭和36年

区 間	区間流入 土 砂 量	区間流出 土 砂 量	河床変動量		土砂採取量	備 考
			計 算 値	実 績 値		
0 ^k ~25.25 ^k	938	1,705	-768 (-1,553)	-2,202	785	単位: $\times 10^3 \text{ m}^3$
Y A O ~ 139.6 ^k	2,391	1,770	621 (621)	557	0	
139.6 ^k ~147.8 ^k	3,453	912	2,539 (2,476)	3,461	63	
147.8 ^k ~161.6 ^k	4,425	2,367	2,057 (1,942)	1,772	115	
161.6 ^k ~184.4 ^k	2,301	1,303	997 (903)	1,269	94	
184.4 ^k ~191.4 ^k	718	400	318 (287)	42	31	
Y A O ~ 191.4 ^k	8,306	1,770	6,532 (6,229)	7,101	303	

- 注 1) 河床変動量は氾濫地区堆積量を含む
 2) 計算値の () は土砂採取量を考慮した値

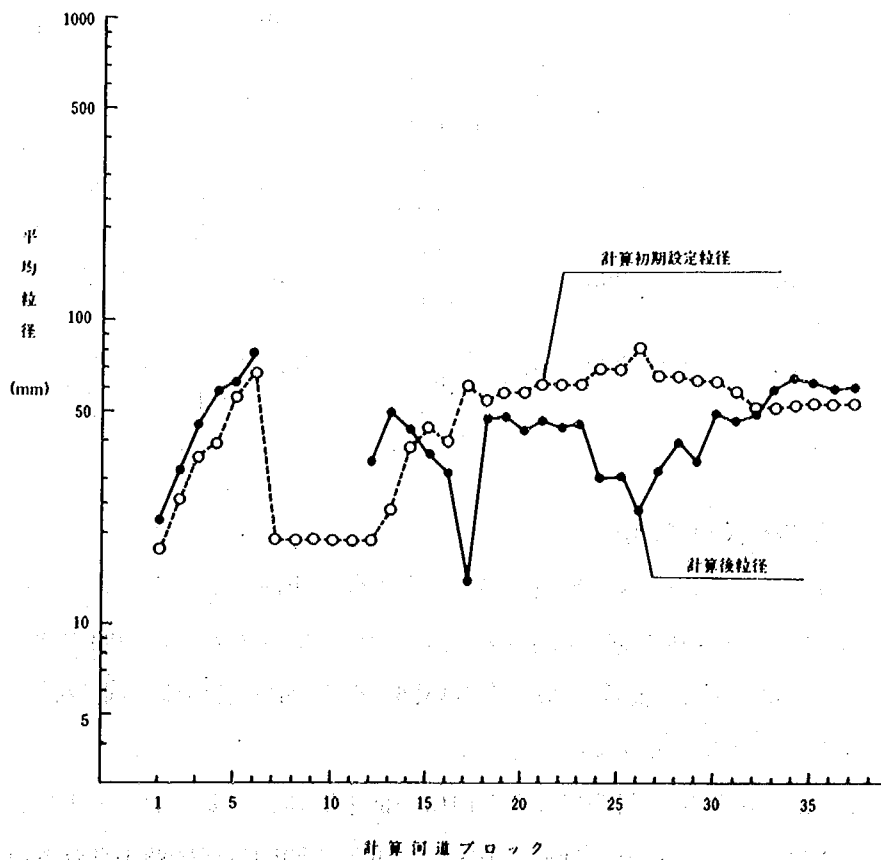


図-6.6 河床変動計算平均粒径の変化

次に、昭和41年の河床高を初期条件として昭和47年までの6年間の通常の出水での土砂移動に関して再現計算を行い、表-6.2に示した。ここで、前述のように交換層モデルを考えない場合には河床構成材料の90%粒径が移動を開始する流量以上で流砂が存在するものとして、流砂量計算を行っているが、修正したモデルでは、表層材料の粗粒化は河床変動計算の過程で細粒子分が流出することで表現されるので、移動限界流量の条件設定は行っていない。表-6.2より河床変動の実績値は土砂採取量とほぼ対応しており、通常の出水時の河床変動は土砂採取量の影響を大きく受けていることが分かる。土砂採取量は一定の区間毎の集計値で表現されていて、採取位置の特定は困難であるが、ここでは狭窄部を除いた区間で、計算設定区間距離の比で土砂採取量を各区間に配分している。このような状況のもとでは、各区間毎の河床変動量の計算値と実績値は合いにくい、土砂採取量が把握されている区間毎の土砂の移動状況は、概ね実際の状況を表示している。

表-6.2 河床変動計算結果総括表（通年）

昭和42年～昭和47年

区 間	区間流入 土 砂 量	区間流出 土 砂 量	河床変動量		土砂採取量	備 考
			計 算 値	実 績 値		
0 ^k ～25.25 ^k	3,557	6,008	-2,451 (-7,780)	-5,285	5,329	単位：×10 ³ m ³
Y A O～139.6 ^k	2,832	2,202	631 (598)	-554	33	
139.6 ^k ～147.8 ^k	3,132	2,427	706 (-633)	-895	1,339	
147.8 ^k ～161.6 ^k	4,039	3,080	982 (-172)	-2,146	1,154	
161.6 ^k ～184.4 ^k	2,756	3,232	-491 (-1,249)	-706	758	
184.4 ^k ～191.4 ^k	1,302	1,005	337 (-463)	-1,026	800	
Y A O～191.4 ^k	4,317	2,202	2,164 (-1,921)	-5,826	4,085	

6.5 ハイダム流入土砂のバイパス効果

土砂管理手法の予備検討として、貯水池をバイパスして土砂を下流へ送ることを考えた場合と貯水池で100%土砂を捕捉する場合の河床変動を表-6.3のケースについて計算した。河道幅の変化、支川の合流などを考慮して設定した区間毎に河床変動量の収支を行い図-6.7に示している。図-6.7より、土砂管理手法のあり方についての留意点は次のように考察される。

- 1) 小波川の合流点付近の河道は長期的にみると河床の低下が進行する（ケース1）。貯水池をバイパスさせて土砂を下流に送ると、合流点付近の河床が低下する問題はほぼ解消される（ケース2）。しかし、その下流の拡幅部に堆積する土砂量はバイパスを設けない場合に比べて約1.5倍も多くなり、

河積を確保する上で新たな問題を生じさせることになる（ケース1、ケース2）。このことから、ダム下流にバイパスなどによって土砂を供給する場合には、その量、質をコントロールするような対策が必要である。

表-6.3 計算ケース

ケースNo.	施設条件	外力条件
1	小波ダム 100%捕捉 砂防ダム 有	平常出水 30ヶ年
2	小波ダムバイパス 砂防ダム 有	平常出水 30ヶ年
3	小波ダム 100%捕捉 砂防ダム 有	昭和36年6月出水
4	小波ダムバイパス 砂防ダム 有	昭和36年6月出水

2) 1洪水の河床変動特性からみると、貯水池をバイパスさせて土砂を下流に送ることを考えた場合においても小波川合流点付近の河床は低下するので（ケース3、ケース4）土砂を供給して河床低下を防いだり、河床低下を防止する床固等の施設を配置するなどの対策が必要になる。拡幅部では長期的、短期的にみて細粒子の土砂が堆積する傾向にあるので、土砂生産源の対策を行って土砂の生産を抑止するか、計画的に河床掘削を行うこと等によって洪水氾濫に対する安全度を高める対策の検討が必要である。

6.6 供給土砂粒度の影響

6.5において土砂管理手法検討の予備検討として、天竜川支川小波川において小波ダム貯水池に土砂バイパスを設け、貯水池流入土砂をダム下流の本川河道へ供給することを想定したシミュレーション計算を行った。その結果河床低下区間の問題は改善されるものの、その下流の堆積増を招くという問題を生じている。

バイパス土砂の粒径を変えることによって堆積場所をコントロールすることが考えられる。そこで、本川に供給する土砂の粒径の違いによる天竜川本川における堆砂量の場所的变化を土砂追跡モデルによって検討した。検討ケースは表-6.4に示す4ケースとした。

表-6.4 計算ケース

ケース	条件	粒径No.
1	小波ダムで全量の土砂が捕捉される場合（現況）	—
2	礫成分（径2mm以上）のみをバイパスする場合	2
3	礫成分と砂成分の両方をバイパスする場合	3
4	砂成分（径2mm以下）のみをバイパスする場合	4

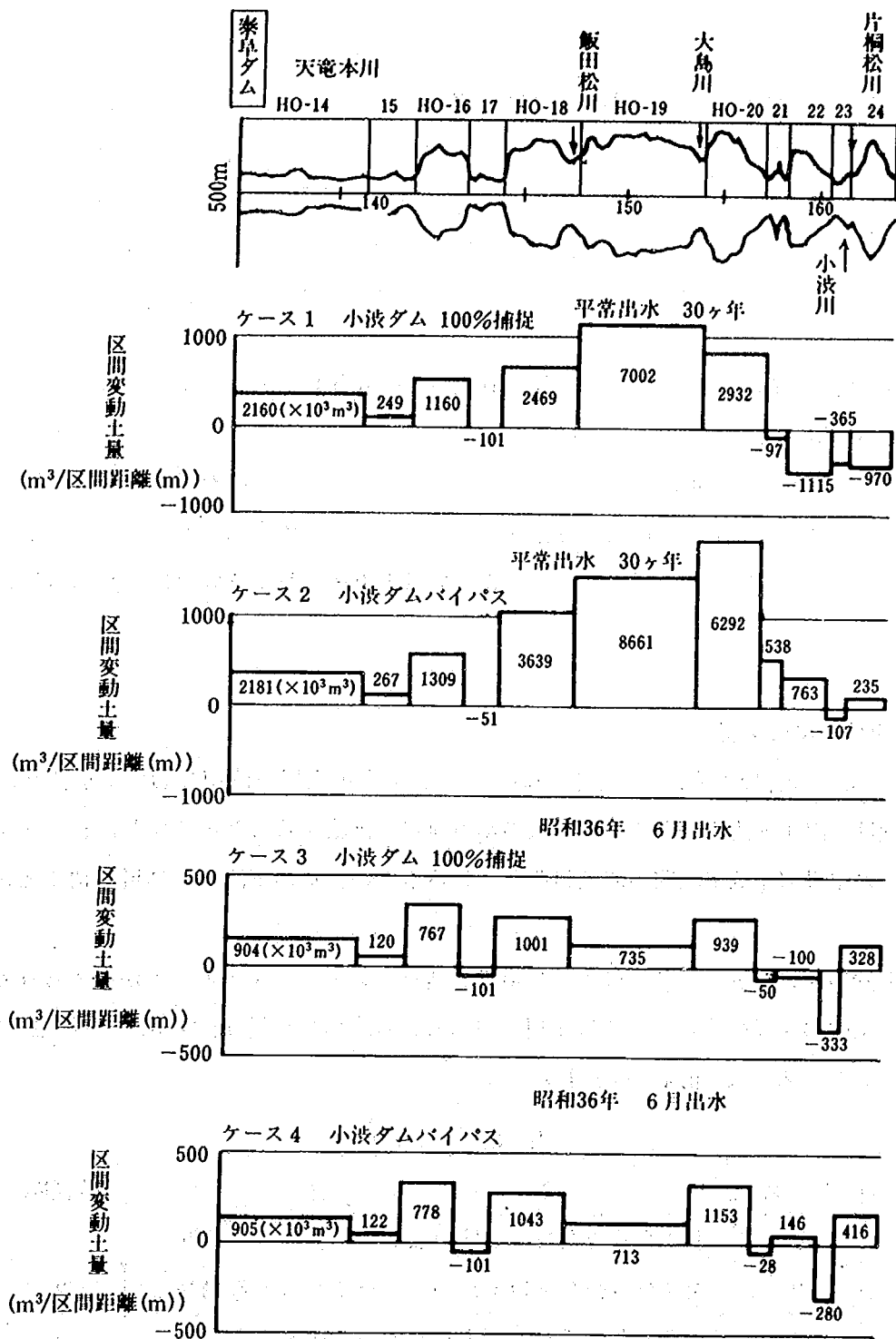


図-6.7 河床変動量の収支

流量は、昭和42年から47年の6年間とし、バイパスする土砂量は比較のためケース2からケース4まで同一量とし、小波ダムに流入するbed material loadの1/2に相当する $972 \times 10^3 \text{ m}^3$ （6年間total）を供給した。設定した供給土砂の粒度分布は表-6.5に示すものであり、いずれも小波ダム流入河道にみられる河床材料粒度をもとに、各成分を引きのばして100%としたものである。

バイパス土砂の粒度の違いによる堆積区間の変化を見るために、ケース1からの変化量を算出し、表-6.6、図-6.8に示した。

これらの結果から、礫分を供給した場合（ケース2）では、小波ダムのある小波川合流ブロックのNo23ブロック付近に大きな堆積が生じているのに対し、砂分を供給したケース4では、No17ブロックより下流の幅広区間および下流の泰阜ダム堆砂域での堆積が大となっている。礫と砂を総合したケース3は、ケース2とケース4の間にあるが、礫分を供給した場合ケース1により近い結果となっている。

これらの結果から、河床低下対策としての土砂供給は対策対象区間の近傍に礫を供給することが効果的であるといえる。また、砂分を供給しても供給を行った河床低下区間において大きな効果は出現せず、逆に堆積区間での堆積が増加し新たな問題を生ずるようになることがわかる。

表-6.5 バイパス供給土砂の粒度分布

単位%

	代 表 粒 径 (mm)						
粒径No.	0.4	1.0	3.7	13.7	40	100	200
2	0	0	13	21	27	21	18
3	25	25	6	11	14	10	9
4	50	50	0	0	0	0	0

表-6.6 各ケースの河床変動量の比較

河 道 ブロック	ケースごとの河床変動量				CASE 1に対する河床変動量			
	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4
HD 10	1979.4	2021.6	2024.4	2041.5	0	+42.2	+45.0	+62.1
KD 11	23.4	24.4	24.4	24.4	0	+1.0	+1.0	+1.0
KD 12	-23.9	-20.9	-20.5	-15.1	0	+3.0	+3.4	+8.8
KD 13	1.5	9.6	10.0	16.2	0	+8.1	+8.5	+14.7
KD 14	105.0	120.0	120.4	125.3	0	+15.0	+15.4	+20.3
KD 15	-4.3	-3.3	-3.0	-2.5	0	+1.0	+1.3	+1.8
KD 16	63.8	66.1	68.5	79.1	0	+2.3	+4.7	+15.3
KD 17	-29.2	-28.0	-27.7	-25.4	0	+1.2	+1.5	+3.8
KD 18	-26.9	-26.0	-25.6	-19.2	0	+0.9	+1.3	+7.7
KD 19	-68.5	-63.7	-61.5	-60.1	0	+4.8	+7.0	+8.4
KD 20	98.7	107.6	111.4	111.8	0	+8.9	+12.7	+13.1
KD 21	-23.0	-13.3	-15.7	-25.1	0	+9.7	+7.3	+2.1
KD 22	8.0	23.8	22.0	10.3	0	+15.8	+14.0	+2.3
KD 23	-20.0	-6.6	-7.2	-16.5	0	+13.4	+12.8	+3.5
KD 24	64.5	81.5	79.9	71.7	0	+17.0	+15.4	+7.2
KD 25	-16.5	-14.2	-14.4	-15.4	0	+2.3	+2.1	+1.1

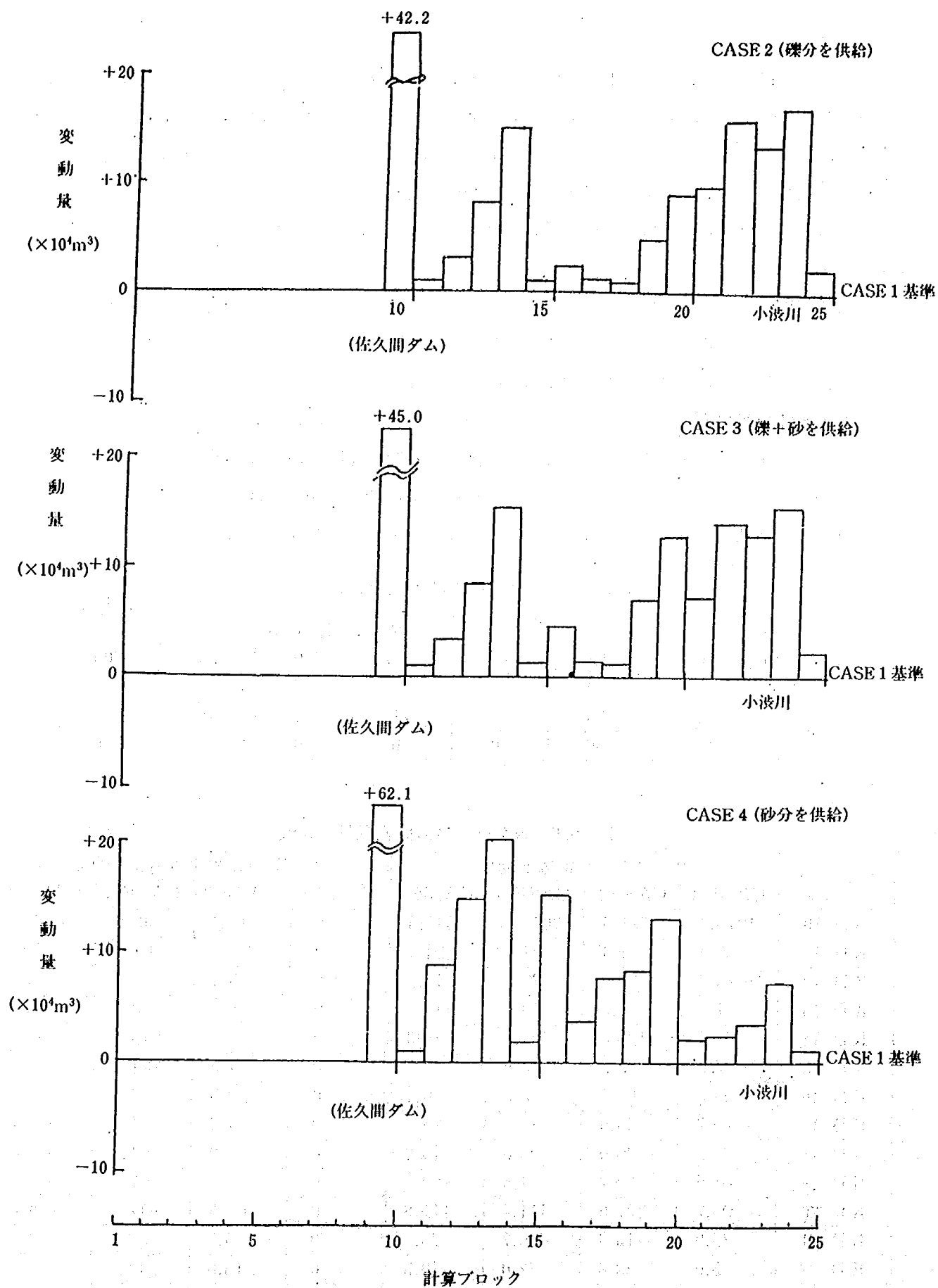


図-6.8 ダム下流に供給土砂を与えたケースの河床変動量の比較

7. 土砂追跡モデルによる土砂管理方針の検討

7.1 概 要

天竜川をモデル流域として、本川中流部にある泰阜ダムより上流域についてシミュレーション計算を行い、今後、土砂管理を行わない場合どうい問題が生じるのか、またそれぞれの土砂管理手法を適用した場合、本川河道における土砂の問題がどう改善されるか検討した。

計算に用いた流量時系列は通常の出水のあった昭和38年から47年の10年間とした。

7.2 流域としての土砂管理の方針

(1) 基本的考え方

流域全体の土砂管理を考えるにあたっては、表-7.1のとおり流域で起きている種々の問題を踏まえて流域全体を一つとして土砂の移動を総合的に管理する。ただし、総合的対応のできない区間については、従来どおりそれぞれの場に対応を図るものとする。

表-7.1 流域土砂管理の基本的考え方

総合的対応(土砂の適正配分)を図る	→	地先の対応 (それぞれの場に対応)
河道への土砂供給 下流へバイパス (ダム) 河道で砂利採取 海岸へ土砂供給	総合的に対応できない場合	河床低下に対する施設配置 ダム浚渫土の河川外への搬出 河川外での砂利採取 海岸侵食対策施設

(2) 土砂管理の方法

(1)で述べた基本的な考え方を実現するための方法として土砂堆積が問題となる区域、洗掘が問題となる区域に分けると次の対策が考えられる。

④ 土砂堆積が問題となる区域

貯水池、河川の狭窄部上流及び勾配変化点など土砂堆積が問題となる区域では、土砂のバイパスを行う。バイパスが不可能な場合、あるいは積極的に骨材を確保する場合に、沈砂池、貯砂区間、砂利採取区間を設け、土砂の掘削により下流への土砂流出を抑える。

⑤ 洗掘が問題となる区間

河床、河岸などの洗掘が問題となる区域では、積極的に土砂供給を行うか、あるいは河道の安定化対策を行う。安定化対策としては、①河床材料の粗粒化、②落差工による勾配の緩和、安定化がある。対策を行うに際しては、流下能力的にみて河床低下が望ましい区間と、施設対応の要請から低下をおさえる区間に分けて対応する。

土砂管理を行うために想定される構造物として以下のものが挙げられる。これらの流域における配置概念を図-7.1に示す。

①ハイダムにおける堆砂対策……排砂門、排砂管、排砂トンネル、貯砂ダム、排砂ダム、浚渫施設等

②土砂輸送施設……………トラック、鉄道、ベルトコンベア、パイプ輸送等

(3) モデル流域における土砂管理方針^{9) 10)}

- ① ハイダムに堆積した土砂を本川の河床低下区間に対応して供給する。
- ② 河床低下区間への土砂の供給を行い河道の粗粒化を図る。また、合流点には床固工を入れ河道の安定化を図る。
- ③ 本川の堆砂区間における河床の維持掘削と砂利資源の供給を行う。

7.3 現状施設の将来予測計算

現況施設、現況河道の条件で将来予測計算を行った結果を図-7.2に示す。図より多くの区間で河床上昇が進行することがわかる。その中で、小波川合流点下流のブロックNo.8～No.10および三峰川合流点付近のブロックNo.20～No.21で河床低下が生じている。

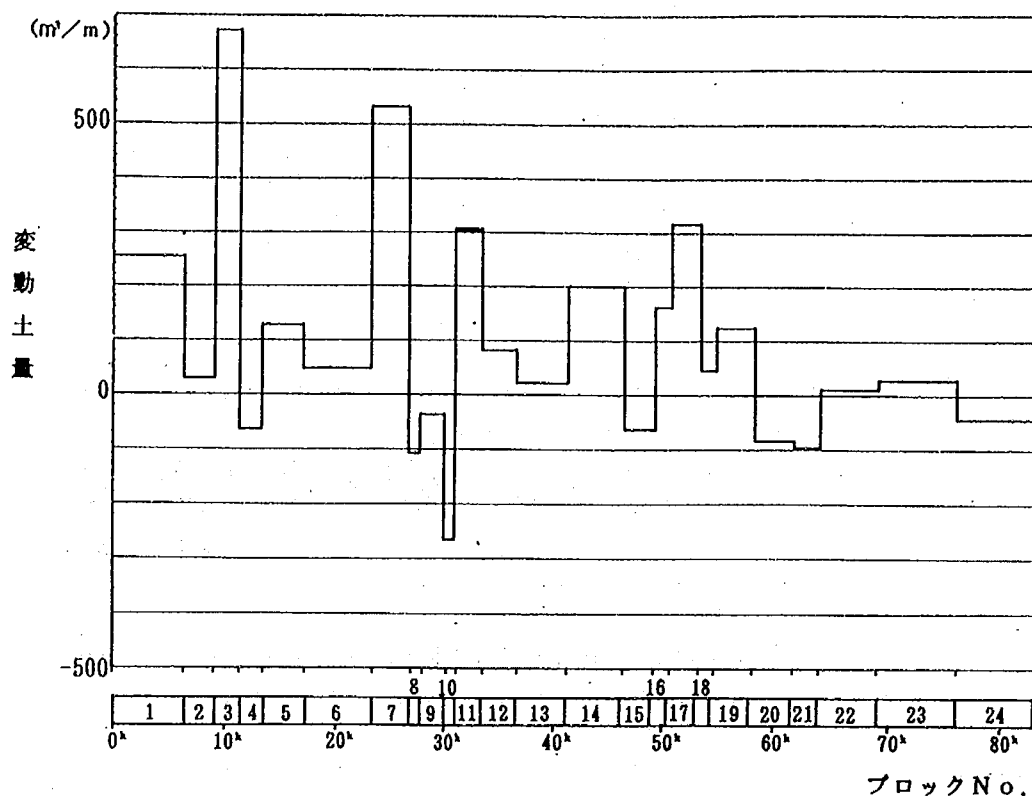


図-7.2 河床変動量縦断図 (現況施設河道条件)

7.4 河床低下区間に対する対策

(1) 土砂供給

図-7.3は河床低下区間に対し現状の河床材料と同様の粒径 ($d_m=65\text{mm}$) の土砂を供給した場合とアーマーコート平均粒径程度である $d=200\text{mm}$ の土砂の供給を行った場合の効果を示している。いずれも河床低下の防止に効果があることを示しているが、 $d=200\text{mm}$ では、 $d_m=65\text{mm}$ の $1/4$ の土量で同様の効果が生じており、さらに下流側の堆積が緩和される効果が認められる。

このように供給土砂の粒径の違いにより下流に堆積する場所の違いが認められる。また、下流側に堆積が問題となる区間を有する洗掘区間は、対策として土砂を供給する際に供給した土砂がその場にとどまり、下流に新たな堆積の問題が生じない粒径を選ぶ必要がある。

(2) 床固工

図-7.4は将来予測計算において河床低下が生じている区間に、床固工を設けた場合の効果を示している。河床低下が防止されるとともに、下流側の堆積が大きく緩和されており、土砂供給による対策に比べ効果が確実である。

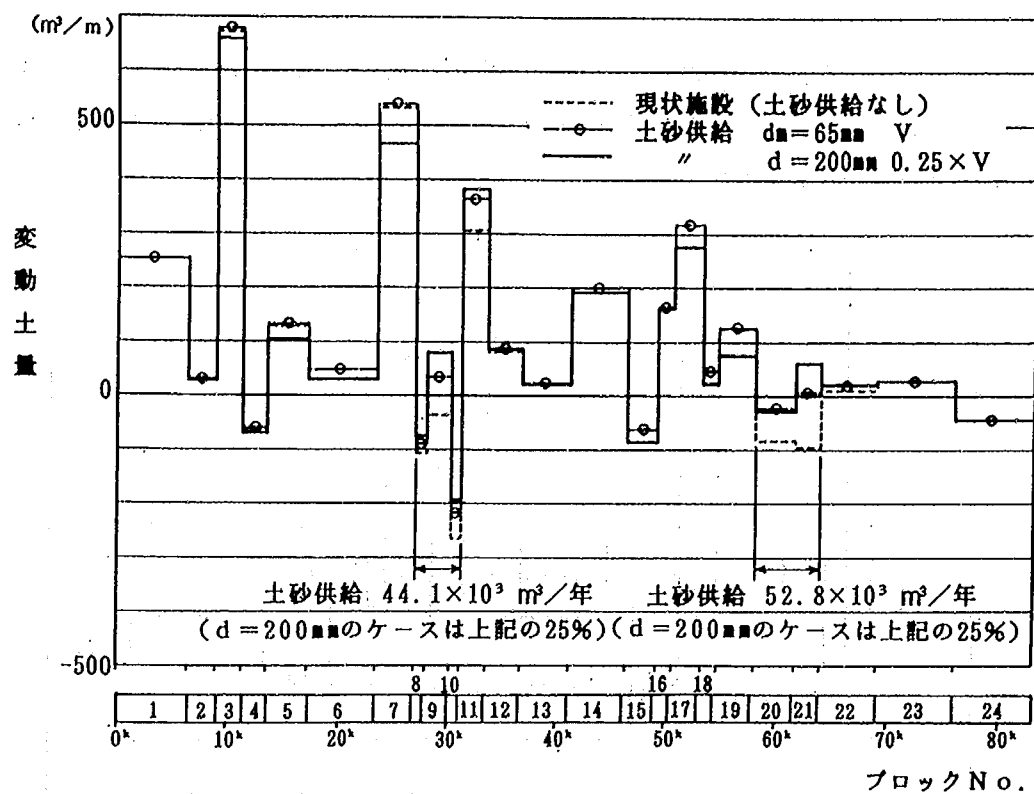


図-7.3 河床変動量縦断図 (洗掘区間への土砂供給)

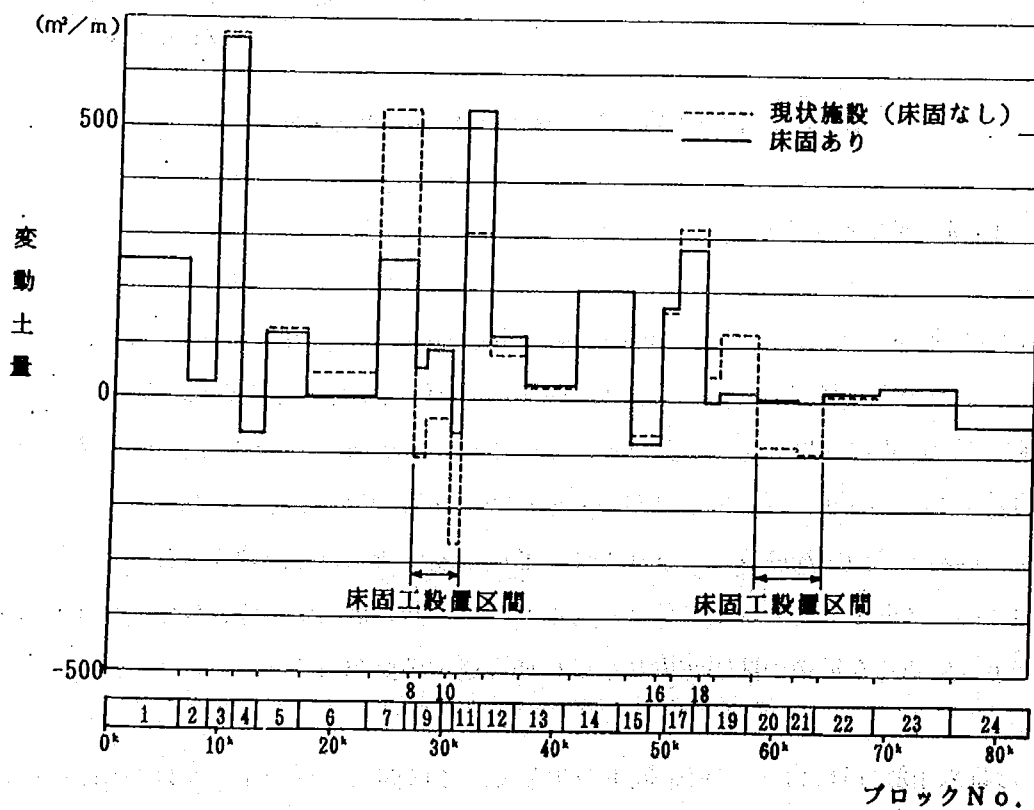


図-7.4 河床変動量縦断図 (床固工による河床低下防止)

7.5 河床上昇区間における対策

(1) 河床掘削

多量の土砂堆積が予測される河道区間について、当初予測された堆積土砂量を全量掘削する場合の検討を行った。図-7.5は掘削の有無による比較を行ったものであり、河床上昇が緩和される効果が認められる一方で掘削の影響が上・下流へ伝播していることがわかる。

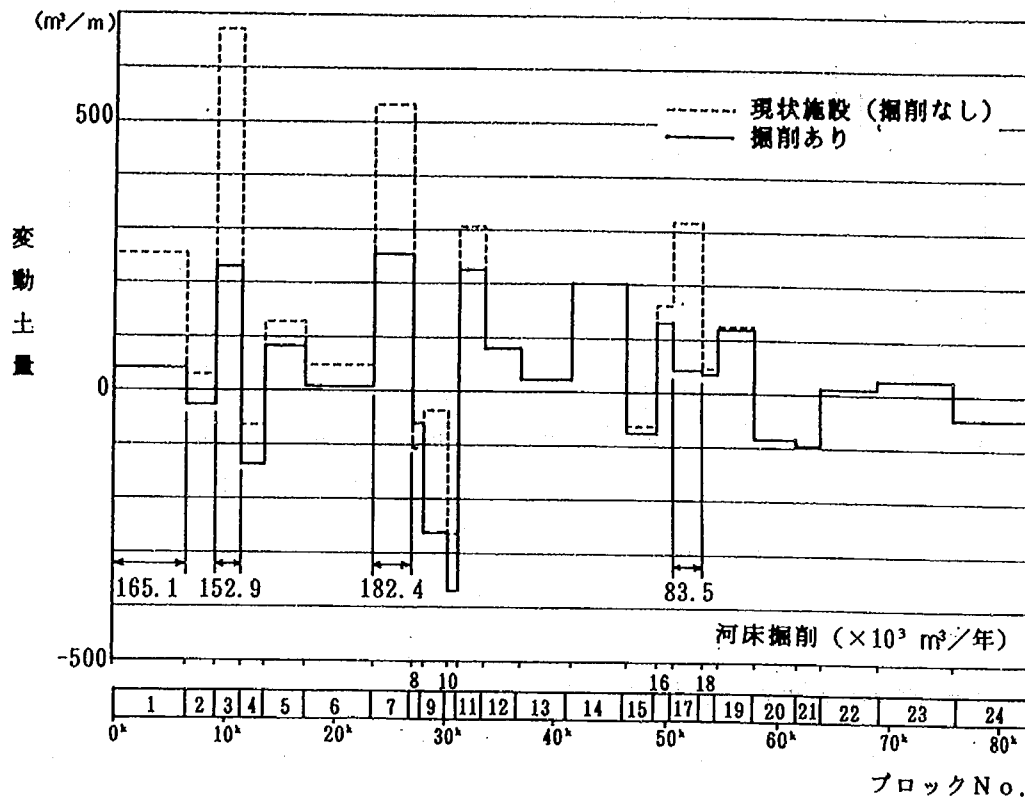


図-7.5 河床変動量縦断図（対策区間での河床掘削）

(2) 支川流出土砂量の削減

土砂堆積を緩和するもう1つの対策として流入支川の流出土砂量を削減することが考えられる。このことから堆積区間に流入する太田切川、中田切川、与田切川の3支川に砂防ダム（通常タイプ）を設け、流下土砂を全量打止し、本川流出土砂量を0とした場合および、ゲート付砂防ダムを設け、流下土砂量を現況の40%に削減した場合について検討を行った。図-7.6はそれらの比較を行ったものであり、通常タイプの砂防ダムでは効果が過大となりNo.12~No.14ブロックで河床低下を生じることになった。ゲート付砂防ダムの場合には流下土砂量を調節することによって河床上昇を適切に緩和する効果が認められている。その一方で、No.15、18ブロックでは、河床低下が促進される影響が出現している。

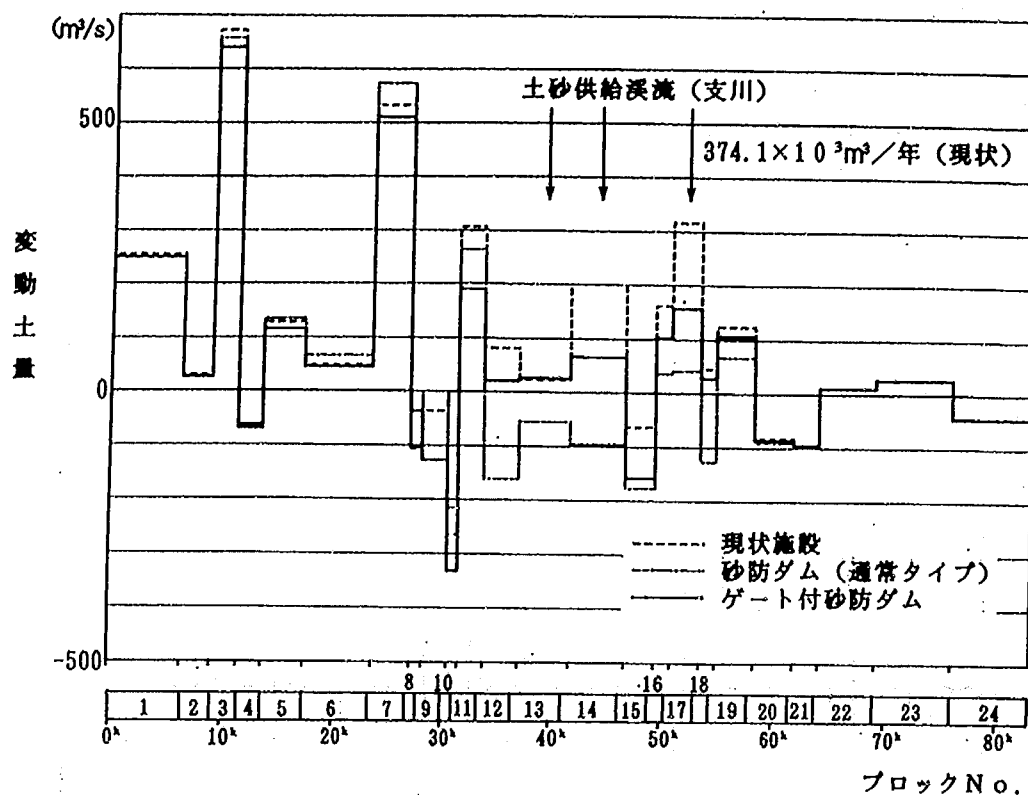


図-7.6 河床変動縦断面図 (支川流出土砂量の調節)

7.6 土砂管理施設の組み合わせ

土砂供給、河床掘削、床固工の組み合わせを次のように検討し、シミュレーション計算を行った。

① 洗掘区間の対策

8～10ブロックは土砂流送能力が大きく、粗粒径土砂を投入した場合でも通過して投入区間に止まる量が少ない。このため、床固工で河床洗掘に対処する。20～21ブロックは $d=200\text{mm}$ の土砂を供給し、河床を維持しつつ下流側の堆積を緩和する。

② 堆積区間の対策

新たに大きな洗掘を生じない範囲で河床掘削を行い、河床の安定化を図る。15ブロックの低下区間は掘削区間には含まれていることから、床固工によって問題の発生を防止する。図-7.7これらの施設を組み合わせた場合の効果を示しており、現状に比べて安定化していることがわかる。

図-7.8は河床上昇区間の対策として河床掘削のかわりに支川流出土砂量を削減した場合の効果を示しており、河床掘削と同様の効果が得られている。

7.7 まとめ

土砂追跡モデルを用いて、天竜川本川河道に土砂管理手法を適用した場合の効果、影響を検討した。この結果、ダム堆積土砂のバイパス供給、河床掘削、床固工、支川流出土砂量の調節などを適切に組み合わせることによって、堆積、洗掘の問題を大きく改善することができることを示した。

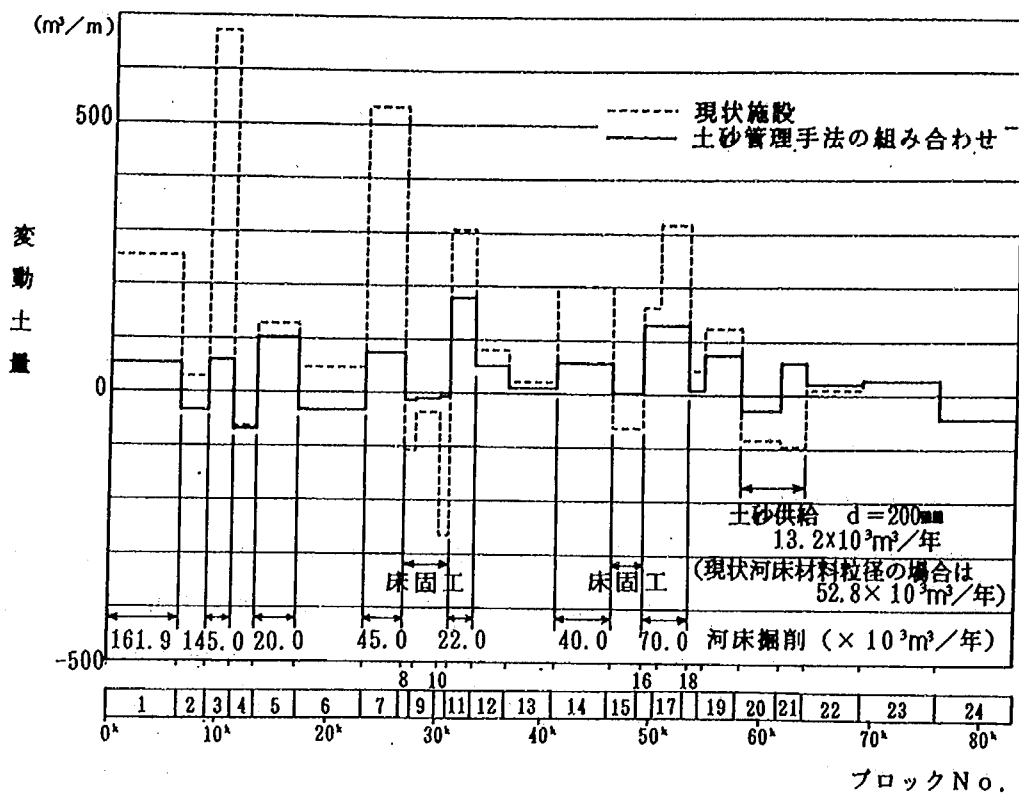


図-7.7 河床変動縦断面図 (土砂管理手法の組み合わせ)

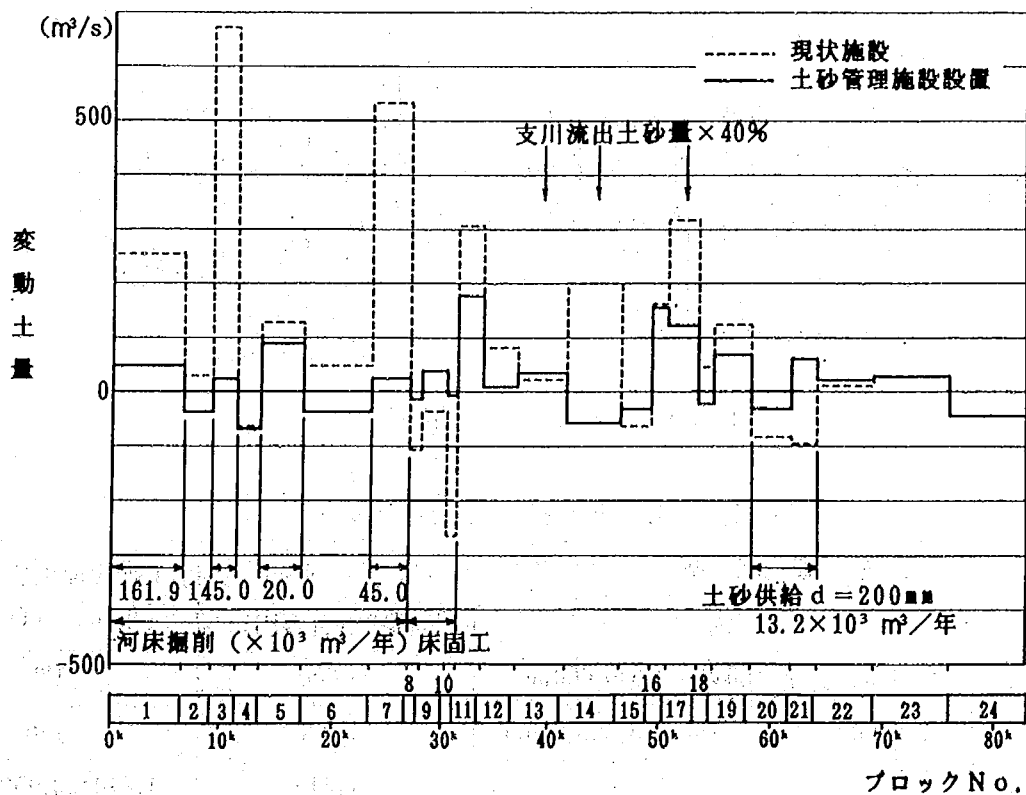


図-7.8 河床変動縦断面図

その一方で、1つの対策が上・下流に伝わって他の区間の問題を増大させる現象も出現し、すべての区間で安定な状況を得るには、きめ細やかな対応が必要となることが明らかとなった。

本検討は天竜川をモデル流域としているが、計算条件の設定に際し河床の土砂の賦存状況、河床材料粒度の実態、生産土砂量の予測などの現場情報が不足しており、本検討はそれらを仮定した1つの条件のもとに将来予測を行って問題を抽出し、その対応手法を検討したものである。このため本結果をそのまま実際に適用することは不可能であり、今後各条件資料の収集整備を行って、モデルおよびその結果を現実的なものとする必要がある。

7.8 土砂管理の実現の可能性の検討（フィジビリティスタディ）

(1) 施設配置計画と概算事業費

ここでは土砂追跡モデルにより土砂管理施設の評価をする。土砂追跡モデルは堆積、洗掘、流送、ハイダムの堆砂量、流域の土砂移動に関する量についてマクロ的に表現するものである。現況施設及び土砂管理施設を入れ中小規模の出水の発生している10ヵ年（流量データは昭和38年から昭和47年を使用した）の本川河道の区間変動量について計算を行った。土砂管理のための設備としては、図-7.9に示すように河道への土砂供給は堆砂が問題となっている近傍のハイダムの堆砂を掘削し、ダンプトラックで運搬して河床低下区間へ供給する。床固は試算の結果、本川河道が縦断的に安定するように3基設置した。河道堆積区間においては河床掘削（砂利採取）を行う。これらの事業費を概算すると17,140百万円である。表-7.2にその内訳を示す。

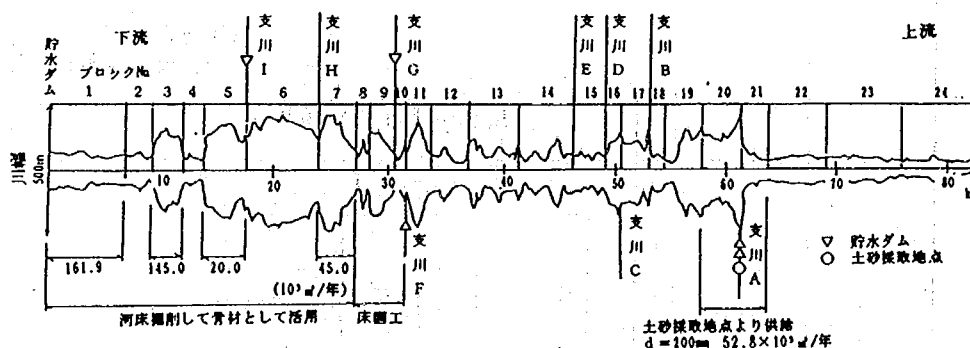


図-7.9 土砂管理施設の位置図

表-7.2 土砂管理施設に必要な整備費

土砂管理の内容	土 砂 管 理 施 設 整 備 (50 年 間)		土砂管理施設整備費 [年間] (百万円)
	整 備 量	整備費 (百万円)	
土 砂 供 給	$52.800\text{m}^3/\text{年} \times 50\text{年} = 2,640,000\text{m}^3$	6,600	132
河 床 掘 削	$371,900\text{m}^3/\text{年} \times 50\text{年} = 18,595,000\text{m}^3$	9,300	186
床 固 工	3 基	1,240	$1,240 \times 0.0506 = 63^*$
合 計		17,140	381

*：割引率を考慮

(2) 経済性の検討

ここでは土砂管理を行うことによって生ずる便益として①河道の河川管理施設の保全（河床低下区間）、②河積の確保による氾濫被害の軽減、③ダム貯水池有効容量の保全、④骨材の供給を考えた。これらの便益を直接数量化できない①～③については土砂管理を行わないときに必要とされる以下の施設対策費、あるいは新たな有効容量を得るためのダム建設費によって間接的に評価した。

試算の結果表-7.3に示すように合計30,843百万円、1,101百万円/年の便益が生ずることになり、土砂管理に要する費用に比べ大きく土砂管理の施設整備は経済的には成立する。ただし、実際には土砂管理に伴う運用上の問題点として河床掘削及び土砂供給により濁水の発生などの影響が考えられ、これらの影響を極力小さくするための対策費用がかかる。また土砂運搬の際の交通、粉塵、騒音等の問題が考えられ、これらの対策も必要であり場所によっては実現不可能となる可能性もある。さらに土砂の供給・掘削により局所的に河床上昇、低下が考えられ、これらに対し十分な検討が必要である。一方、現在砂州にある川らしい川や生態系に配慮した川づくりが行われようとしている。流域土砂管理は安定した河道をつくり出すことによりこうした面においても寄与するものである。今後さらにこうした幅広い効果・便益も含め検討する必要がある。

表-7.3 土砂管理施設整備による便益

便 益 の 内 訳	便 益 の 内 容 （ 50 年 間 ）		便益 [年間] (百万円)
	便 益 の 量	便益 (百万円)	
護岸の根継ぎ	$10,116\text{m} \times 2 = 20,232\text{m}$	7,021	$7,021 \times 0.0506 = 355^*$
堤防の嵩上げ	$9,406\text{m} \times 2 = 18,812\text{m}$	4,891	$4,891 \times 0.0506 = 247^*$
ダム貯水容量確保	$52,800\text{m}^3 / \text{年} \times 50\text{年} = 2,640,000\text{m}^3$	6,336	127
骨材資源の供給	$371,900\text{m}^3 / \text{年} \times 50\text{年} = 18,595,000\text{m}^3$	18,595	372
合計		30,843	1,101

*：割引率を考慮

8. おわりに

近年流域における土砂のアンバランスにより様々な問題が我国の多くの河川で発生している。そこで、流域における土砂管理の検討のとりかかりとして、比較的大きな流域を対象として、流域としての土砂管理に向けての基本方針を整理した。また、それに基づいて土砂の人為的な供給・排除計画を実施すると仮定して、土砂追跡モデルによりその効果を算定し、事業の可能性を検討した。その結果、人為的な供給・排除計画により下流河道で生じている土砂に関する問題点の改善を図ることができる。ただし、土砂供給にあたっては量だけではなく土砂の粒径も適切に選んで効果的な区間に投入すべきこと、床固工は安定化手法として直接的に寄与すること。土砂掘削はその影響が上・下流に波及するので必要に応じて他の洗掘防止工法を併用する必要がある。さらに経済性の評価を行った結果、土砂管理施設の整備が経済的には実現可能であることを示した。ただし、今回は中小出水の期間中のみであり大出水時は評価していないこと及び砂防施設を土砂管理を図るための施設として評価しておらず、これらの点については今後早急に検討したい。また、効果・便益双方とも限られたものを対象としおり、今後さらに総合的に検討していく必要がある。

流域全体の土砂による問題を解決していくためには河川流域面積の多くを占め、土砂の生産源となっている山地河川での対応が重要であることは言うまでもなく、砂防の参画する分野は大きい。今後こうした流域土砂管理の理念を実際のものとする必要がある。さらに検討していく必要があるものとして①砂防施設を土砂管理を図るための施設としての検討が必要。特に下流に流出する土砂を量的（土砂量の平滑化）にも質的（土砂のふるい分け）にもコントロールできる透過型砂防ダム（ゲート付砂防ダム等）の検討、②砂防施設、河道等からの土砂の土砂搬出システムの検討、③砂防における微細土砂コントロール技術の開発、④流域全体の土砂の賦存と土砂動態に関する情報の蓄積と活用等があげられる。

参考文献

- 1) 水山高久、阿部宗平、小川義忠；流域の土砂管理に向けての検討、平成元年砂防学会研究発表会概要集(砂防学会、1989.5
- 2) 岩沢、赤井；出し平ダム排砂設備の設計について、水門鉄管、No.148、1986
- 3) ダム技術センター；昭和61年度 排砂機構概略検討業務委託報告書、昭和62年3月
- 4) 岩下、近江；佐久間貯水池における砂スラリー輸送実証試験について、電源開発(株)調査資料、No.84、1989
- 5) 水山高久、阿部宗平；スリット砂防ダムの特徴と形状に関する研究、平成2年度砂防学会研究発表会概要集(砂防学会、1989.5
- 6) 石川芳治、井良沢道也他；ゲート付き砂防ダムの効果とその操作方法に関する研究、土木研究所資料第2943号、平成3年5月
- 7) 芦田和男、高橋 保、水山高久；山地河川の掃流砂量に関する研究、新砂防107号、PP. 9～17、1978
- 8) 道上正規；流砂と河床変動量に関する基礎的研究、京都大学学位論文、1972
- 9) 小川義忠、石川芳治、井良沢道也；流域の土砂管理の現地適応手法に関する検討、平成2年砂防学会研究発表会概要集(砂防学会、1991.5
- 10) 井良沢道也、石川芳治、小川義忠；河川流域における土砂管理に関する検討、平成2年砂防学会研究発表会概要集(砂防学会、1991.5
- 11) (株)日本河川協会編；建設省河川砂防技術基準(案)調査編、山海堂、1985.10
- 12) 全般に建設省中部地方建設局河川計画課；水系における土砂動態と流出土砂の管理に関する検討、昭和58年11月

河川流域における土砂管理に
関する研究報告書

ISSN 0386-5878

土研資料 第3192号

平成5年7月(1993)

砂防研究室

室

長 石川 芳治

前

室

長 水山 高久*

前

主任研究員

井良沢道也**

福本 晃久***

要 旨 天竜川を事例として、土砂移動の不均衡による問題を分析し、土砂管理の基本方針を検討した。また、基本方針に基づき、土砂管理に必要な構造物の持つ機能を明らかにした。併せて、土砂管理に必要な構造物を配置した場合の事業規模及び運転経費の試算を行った。さらに土砂追跡モデルにより河川流域における土砂管理による効果について評価し、今後流域としての土砂管理のあり方を示した。

キーワード：砂防、河川流域、土砂管理、水系一貫

*現、京都大学農学部助教授、**現、北陸地方建設局湯沢砂防工事事務所長

***現、中部地方建設局多治見工事事務所砂防調査課

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十一円切
手をはって
下さい。

建設省土木研究所

砂防研究室 行

茨城県つくば市旭一番地

No. _____

No. _____

土研資料 第3192号

配布先住所

配布先氏名

○

土木研究所資料 第 3 1 9 2 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

○