

土 木 研 究 所 報 告

第 183 号

目 次

- | | | |
|---------------------------------|------|----|
| 1. 海洋性レクリエーション利用から見た全国沿岸域の類型化…… | 宇多高明 | 1 |
| | 武中信之 | |
| 2. 遠州海岸の1960年代以降における海浜変形…… | 宇多高明 | 23 |
| | 坂野 章 | |
| | 山本幸次 | |
| 3. 流木の運動・堆積機構と対策工に関する研究…… | 水山高久 | 71 |
| | 石川芳治 | |
| | 福澤 誠 | |
-

平成 3 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © 1991 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いらない。

海洋性レクリエーション利用から見た全国沿岸域の類型化

宇多 高明*
武中 信之**

Nationwide Classification of Coastal Zones with Respect to Oceanic Recreation

by Dr. Takaaki UDA
Nobuyuki TAKENAKA

要 旨

海洋性レクリエーションの面より全国の沿岸域を利用する場合を想定して、各沿岸域の気象、波浪、地理的条件を調べた。気象条件は、気温、水温、日照時間、新有効温度ET*、風冷力Windchillにより、また波浪条件は、夏期および通年で波高出現率により代表させた。地理的条件としては、まず交通機関の整備状況の面より、各沿岸における鉄道主要駅数、インターチェンジ数、主要道の密度を調べた。また、利用者の市場の数を沿岸近傍の都市数により、さらに観光資源数を隣接する各県の史跡名勝数によりパラメータ化して計測した。これらの代表パラメータを各沿岸ごとに整理して類型化した。沿岸としては、我が国全体の77沿岸より内海および閉鎖性の内湾を除く42沿岸を選んだ。類型化は気象、波浪、交通、開発条件より行い、各沿岸をこれらの条件より評価した(表-10)。この結果、各沿岸の特性と全国沿岸域での位置付けが明らかにされた。気象条件による分類では沿岸が太平洋岸か日本海側のいずれに位置するかによって、また、その沿岸の緯度により顕著な差が現われた。海洋性レクリエーションの適性基準から見て良い条件を持っているのは日本列島南部の沿岸であった。波浪条件では日本海側と太平洋側では明瞭な差があり、日本海側では冬期は高波浪となるが夏期は静穏であった。これに対し、太平洋側では高波浪の来襲頻度が高かった。こうした波浪条件の差違により海洋性レクリエーションの利用より見ると日本海側は夏期の集中利用が有利であり、一方、太平洋側では高波浪の制御を行わないと通年の利用は難しいことが指摘された。沿岸域のアクセス、開発する場合の市場の大きさ、観光資源の分布に関しては、大都市圏近郊の沿岸ほど評価点が高くなった。海洋性レクリエーションを主体とした沿岸域の開発計画を立てるに際しては、これらの点に十分配慮し、地域の特性に適合した開発内容とする必要がある。

キーワード：沿岸域、ウォーターフロント、気象条件、海象条件、交通条件、開発条件、分類、評価、海洋性レクリエーション

Synopsis

Climate, wave climate and geographical conditions in nationwide coastal zones were investigated in the case of the utilization of coastal zones with respect to coastal water-front. For the parameters representing climatic conditions, air and sea water temperatures, daylight hours, effective temperature (ET*) and an index showing cooling effect by wind

*) 河川部海岸研究室長、工博

**) 河川部海岸研究室部外研究員(現職フジタ)

(windchill) were selected. Wave climate was represented by the probability of occurrence of wave height in summer season and throughout a year. For the geographical conditions, firstly number of railway stations, number of highway interchanges and density of main country roads in a coastal zone were counted in order to examine the present situation of the access to a coastal zone. Secondly, number of cities adjacent to the coastal zone and the number of historic places were examined to clarify the marketability of users for the coastal zones. Nationwide classification in terms of these parameters was carried out. In this classification 42 coastal zones exposed to the oceans were selected out of 77 coastal zones in total in Japan. The results of the classification were summarized in Table 10, and characteristics of each coastal zone and its relative situation compared with the other coastal zones were clarified. Regarding the climatic conditions, southern part of the Japanese archipelago was classified into the area having the optimal conditions for oceanic recreation, and natural conditions became worse with the increase of the latitude of the area. Dominant differences were observed with respect to wave climate between coastal zones facing the Sea of Japan and the Pacific Ocean. Along the coast facing the Sea of Japan usually rough wave conditions prevail in winter, whereas in summer calm waves are incident. On the contrary along the coast facing the Pacific Ocean, probability of occurrence of high wave is much larger than that along the Sea of Japan side throughout a year. These differences of wave climate cause considerably large changes for the recreational usage of coastal zones. As for the access condition to the coastal zones, marketability for users and distribution of historic places, high points were given for the evaluation in the coastal zones adjacent to large cities. In order to make a development plan of coastal zone focusing on the oceanic recreation, these points as mentioned above should be deeply taken into consideration and optimal plan most suitable for each region should be selected.

Key words : Waterfront, Coastal zone, Climate, Wave Climate, Geographical conditions, Access, Nationwide classification, Marketability, Oceanic recreation.

目 次

1. まえがき	(5)
2. 我が国沿岸における水温、気温の変化特性	(5)
3. 気象・海象条件から見た各沿岸の評価法	(8)
3.1 水温・気温から見た評価法	(8)
3.2 日照時間から見た評価法	(8)
3.3 快適性から見た評価法	(10)
3.4 波浪条件から見た評価法	(11)
4. 地理的条件から見た各沿岸の評価法	(11)
4.1 交通機関の整備状況から見た評価法	(11)
4.2 利用者の市場の有無と観光資源数から見た評価法	(11)
5. 沿岸域の類型化	(12)
5.1 気象条件による分類	(12)
5.2 波浪条件による分類	(16)
5.3 交通の整備状況による分類	(16)
5.4 都市数と観光資源による分類	(19)
6. 考 察	(21)
7. あとがき	(21)
参考文献	(21)

1. ま え が き

最近のレクリエーションへの関心の高まりを反映して、新しい利用空間としての沿岸域に注目が集まっている。各地では沿岸域の様々な利用計画が提案され、そのうちのいくつかは実際に実行に移されつつある。しかしながら、これらの開発は個々に独立して計画、運営されているために全国的な視点からの位置付けが不明確であったり、あるいは単に他の地区の模倣に止まるなどの問題点がしばしば見られる。中にはその沿岸の気象・海象条件から見て実現が困難な開発計画もある。したがって、沿岸域の開発を進めるには、沿岸域の特性を全国的視野より十分把握して各地区の位置付けを明確にし、更に各地域の気象・海象条件等に最も適した開発計画を考えなければならない。特に、最近のウォーターフロントの活用の議論では、地中海、カリフォルニア、フロリダなどの有名な地区の開発例がそのまま我が国へ導入可能であるかのような議論も数多くある。しかしながら、利用上から見て我が国沿岸の地理的、気象的条件はこれらの沿岸と比較するとはるかに厳しいので、単なる模倣では開発は困難であろう。

ここでは、ウォーターフロントの面より全国の沿岸域を利用する場合を想定して気象、波浪、地理的条件から見た各沿岸域の特性をまず把握する。次いで類似した特徴を持つ沿岸域の類型化を行い、沿岸域の地理的、気象的条件等より、望ましいウォーターフロントの整備の方向性について考えようとするものである^{1),2),3)}。

分析に際して、沿岸域は全国海岸協会発行の海岸便覧による沿岸区分に従い、調査対象は建設省で進めているMMZ構想（外洋に面した厳しい海象条件を持った海岸に波、流れ、漂砂を制御する海域制御構造物を設置して内湾化しようとする構想）に基づき外洋に面した沿岸とし、77沿岸のうちから島しょ、内海および閉鎖性の内湾を除く42沿岸を選んだ。

2. 我が国沿岸における水温、気温の変化特性

海洋リゾートに関する開発では、第一に海洋性レクリエーション（以下、海洋性レクと略記）が代表的な利用目的として挙げられることから、気象条件が沿岸の開発適性を示す重要な項目となる。そこで、気象条件のうち典型的な特性を示す水温・気温について調べた。

気象条件は、各沿岸毎に調べることが望ましいが、気象庁の観測地点は全沿岸を網羅していない。そこで、全国的に見てできるだけ分散している代表的な観測地点（24地点）を選んだ（図-1参照）。沖縄は島しょであり、本研究での対象沿岸とはならないが、気候的に特色があるので参考のためここに示した。また、沿岸の気象条件を調べるに当たっては、その沿岸または隣接する沿岸にある気象庁の観測地点の平年値⁴⁾⁻⁷⁾を用いた。更に、気象条件は太平洋側と日本海側で大きく異なるため、両者を分けて考え、九州地方の東シナ海に面する沿岸は日本海側と合わせて整理した。各観測地点の月別平均水温⁸⁾⁻⁹⁾を表-1,2および図-2（日本海・東シナ海側）、図-3（太平洋側）に示す。図には各観測地点の緯度も併せて示した。図-2,3によれば、ほとんどの観測地点において、水温は8月に最大値をとる。また、最高水温と最低水温の温度差は高緯度ほど大きく、稚内では20°Cもの水温差がある。高緯度と低緯度における夏期の水温の差はあまり大きくないが、冬期の水温の差は著しく大きい。また高緯度の地域では低緯度の地域と比較して水温が高い時期が著しく短い。このこ

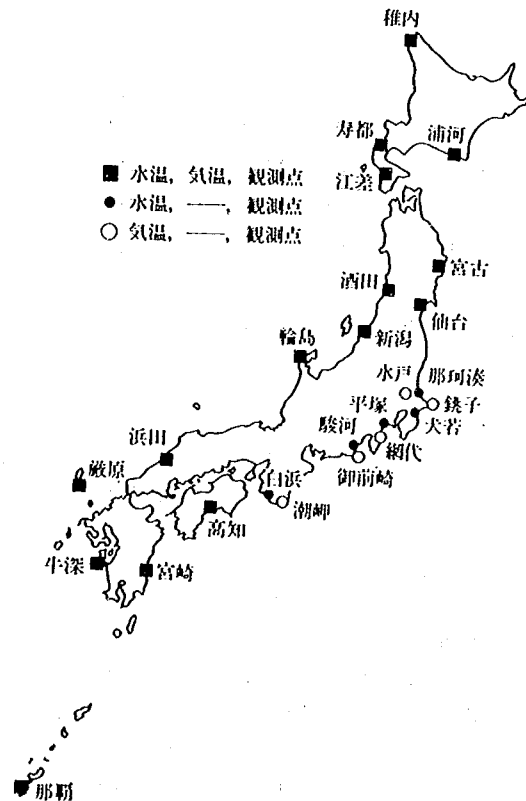


図-1 気象条件の代表的観測点

表-1 月別平均水温の一覧表 (日本海・東シナ海側)

(°C 単位)

観測地点	M O N T H (月)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
那 覇	20.8	20.2	20.9	22.3	23.9	25.8	28.1	28.2	28.0	26.1	24.0	21.7
牛 深	15.4	14.7	14.9	17.0	19.3	21.7	24.2	25.7	25.7	23.8	20.6	17.7
敷 原	13.2	12.3	12.8	14.3	16.9	20.2	23.4	26.1	24.8	21.9	18.7	15.4
浜 田	11.5	10.4	11.8	14.2	17.6	21.3	24.7	26.9	25.1	21.4	17.9	14.0
輪 島	8.3	8.0	8.4	11.8	16.7	20.4	23.9	26.8	24.1	20.0	16.0	12.4
新 潟	—	9.0	8.5	9.5	12.8	17.0	21.5	26.5	26.0	22.5	18.5	14.2
酒 田	10.1	8.4	8.6	10.3	13.7	18.6	22.7	25.6	23.5	20.1	16.6	13.2
江 差	4.8	4.3	5.1	7.9	10.9	14.9	19.0	22.6	21.2	16.3	11.5	7.9
寿 都	5.5	4.5	4.9	6.9	9.9	13.6	17.5	21.2	20.1	15.8	11.3	8.0
稚 内	1.2	0.4	1.8	5.2	9.1	12.8	16.9	20.6	19.4	14.6	9.0	4.7

表-2 月別平均水温の一覧表 (太平洋側)

(°C 単位)

観測地点	M O N T H (月)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
宮 崎	18.7	18.1	18.0	19.1	21.3	22.8	25.5	27.5	25.7	—	23.2	20.8
高 知	18.0	17.0	18.8	21.0	23.6	26.2	28.0	26.0	24.0	24.0	22.2	20.0
白 浜	10.1	9.4	10.8	14.0	16.6	19.5	21.5	24.8	22.8	19.2	15.7	11.8
駿 河	14.9	14.3	13.9	14.9	18.5	20.5	24.0	26.5	25.4	22.9	21.3	17.3
平 塚	15.9	14.9	14.7	15.6	18.2	20.8	22.7	25.9	24.8	22.7	20.5	17.8
大 若	11.0	10.7	11.7	13.1	16.1	18.6	19.4	22.6	22.4	19.6	16.7	13.2
那 珂 湊	10.6	9.7	10.3	11.8	14.4	17.0	18.8	21.6	21.6	19.2	15.8	12.4
仙 台	8.5	7.5	7.2	9.5	13.5	16.5	20.5	23.5	23.0	20.0	16.5	12.2
宮 古	9.0	6.7	5.4	6.2	8.8	12.1	15.4	19.6	19.8	17.8	15.0	11.8
浦 河	1.9	0.5	1.2	2.7	5.7	9.9	13.9	18.5	17.4	13.6	9.3	6.0

とから、直接海を利用する海洋性レクを中心とする海洋リゾートを北部地域に立地すると、通年利用の面で問題が生ずることが容易に理解される。また、日本海側と太平洋側において、緯度の近い地点の水温を比較すると、例えば酒田 (38°54') と宮古 (39°39') のように、日本海側の方が全般的に水温が高い。これは、太平洋側の銚子以北の地域では親潮による影響で北部の水温が低いのにに対し、日本海側は対馬海流の影響により水温が比較的高く保たれているためである。水温から見た海洋性レクの活動可能範囲は日本海側の方が広く分布していると言える。

次に、1986年における月別平均気温⁹⁾を表-3,4および

図-4 (日本海・東シナ海側)、図-5 (太平洋側) に示す。気温変化も、水温変化と同様に8月に最大値が生ずる。夏期と冬期の温度差は水温よりも大きく、最大で25°Cもの差がある。高緯度と低緯度の気温差は水温差より小さく、特に夏期の気温は北海道地域を除けばほとんど違いがない。北海道地域では季節的な気温変化が激しく、高温の時期はごく短い。一方、沖縄では年間を通じて気温変化が少なく、また気温自体が他地区と比較してずっと高い。このことから本州の沿岸域において沖縄諸島のような海の利用を行うことがいかに困難か明らかである。

表-3 月別平均気温の一覧表 (日本海・東シナ海側)

(℃単位)

観測地点	M O N T H (月)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
那 覇	15.0	14.6	17.1	21.3	23.4	26.5	28.8	28.3	27.3	23.8	21.4	18.4
牛 深	6.4	6.7	11.3	16.4	19.8	22.8	26.7	28.2	25.0	18.8	14.7	11.9
厳 原	3.6	3.6	8.5	13.7	17.6	20.6	23.5	26.2	21.6	15.7	11.7	9.1
浜 田	4.0	3.8	7.3	13.1	17.0	20.5	23.4	26.5	22.0	15.6	12.2	9.5
輪 島	1.3	0.7	5.0	10.4	14.8	18.7	21.6	25.4	21.1	14.4	9.2	6.5
新 潟	1.0	0.7	5.3	11.0	15.6	19.4	22.3	26.4	22.5	14.6	9.3	6.1
酒 田	0.0	-0.3	3.9	10.1	14.5	18.6	21.0	25.1	21.2	13.2	7.8	5.0
江 差	-2.6	-2.5	2.0	7.2	10.7	14.8	17.6	21.9	19.4	11.8	5.8	1.4
寿 都	-4.0	-3.8	0.8	5.8	10.1	13.7	16.5	21.0	17.8	10.2	4.0	0.0
稚 内	-7.2	-6.5	-2.4	4.6	8.4	11.2	14.4	19.6	16.8	9.1	2.1	-1.9

表-4 月別平均気温の一覧表 (太平洋側)

(℃単位)

観測地点	M O N T H (月)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
宮 崎	5.6	6.5	11.1	16.6	20.0	23.6	26.8	27.0	24.1	17.3	13.6	10.1
高 知	3.7	4.6	9.8	15.5	18.9	22.6	26.2	27.0	23.9	16.5	12.7	8.9
潮 岬	5.9	6.0	10.3	15.4	18.7	21.6	25.1	26.2	24.4	18.0	14.7	11.4
御 前 崎	4.6	4.6	9.3	14.1	17.4	20.5	23.5	26.1	23.9	17.6	13.8	10.3
網 代	5.0	4.9	8.5	14.0	17.2	20.4	23.5	25.6	23.3	17.0	12.9	10.0
銚 子	4.7	4.3	7.2	11.6	15.5	18.4	22.4	25.2	23.3	17.5	12.9	9.3
鹿島(水戸)	1.4	1.3	5.4	11.0	15.5	18.8	21.8	24.7	21.9	14.4	9.2	5.1
仙 台	0.1	-0.3	3.8	9.4	14.5	17.4	20.1	23.6	21.1	13.1	7.8	5.0
宮 古	-1.2	-1.8	2.4	9.1	12.9	14.4	17.4	21.8	19.0	11.3	6.3	3.5
浦 河	-4.1	-4.2	-0.3	4.9	8.5	11.6	14.8	19.8	17.5	9.9	4.3	-0.1

観測地点	緯度	測定期間
那覇	26°14'	1979～1985
新原	32°12'	
深原	34°12'	
浜島	34°54'	1969～1976
輪島	37°23'	
新潟	37°55'	
酒田	38°54'	1979～1985
江津	41°52'	
津内	42°47'	
雄内	45°25'	

観測地点	緯度	測定期間
宮崎	31°55'	1973～1980
高知	33°33'	1965～1975
白浜	34°14'	1968～1986
駿河	34°47'	1964～1974
平塚	35°19'	1964～1972
大若	35°32'	1964～1972
那珂	36°23'	1965～1981
仙台	38°16'	1979～1985
宮古	39°39'	
浦河	42°10'	

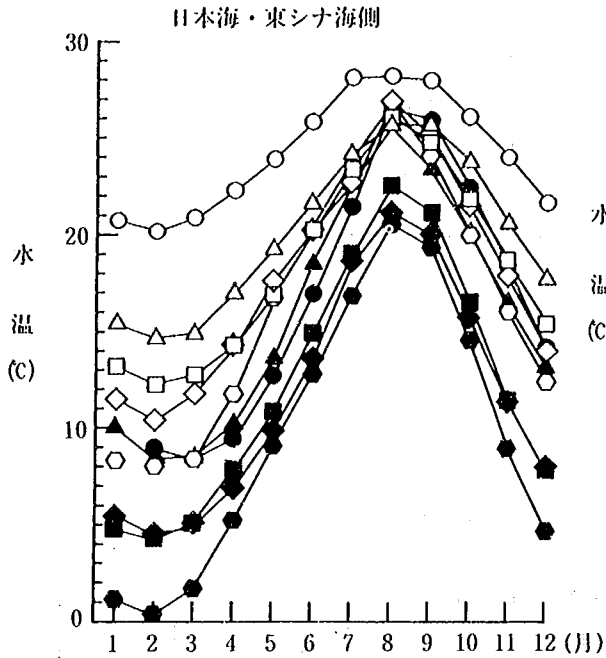


図-2 各観測点における月別平均水温
(日本海・東シナ海側)

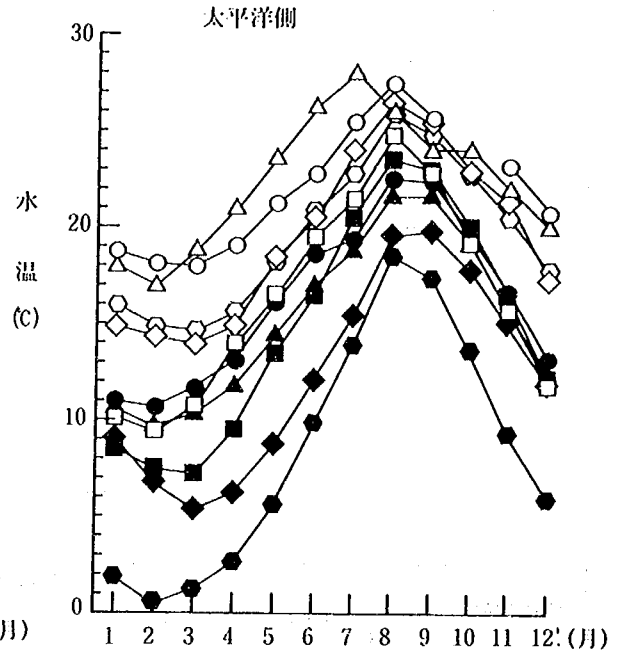


図-3 各観測点における月別平均水温
(太平洋側)

3. 気象・海象条件から見た各沿岸の評価法

3.1 水温・気温から見た評価法

我が国の各沿岸について水温・気温から見た評価を試みる。評価を行うに当たり、観測点が無い沿岸では、図-2～5を参照して近傍の観測点の値を用いた。気温の評価基準となる値は、開発する計画の種類により異なる。ここではこれまでに提案されている海洋性レクの適性条件¹⁰⁾を参考にして、その評価基準を決定する。海洋性レクに望まれる水温・気温の適性条件を表-5, 6に

示す。水温・気温に関する適性条件をもとに、評価を5段階に区分し、それぞれの区分の評価点を次のように定めた。

- | | |
|--------------------------------|----|
| ① $\geq 24^{\circ}\text{C}$ | 4点 |
| ② $20 \sim 24^{\circ}\text{C}$ | 3点 |
| ③ $15 \sim 20^{\circ}\text{C}$ | 2点 |
| ④ $10 \sim 15^{\circ}\text{C}$ | 1点 |
| ⑤ $< 10^{\circ}\text{C}$ | 0点 |

3.2 日照時間から見た評価法

沿岸域をリゾートとして利用する場合、利用者数は天候によって大きく左右される。天候を表わす指標は

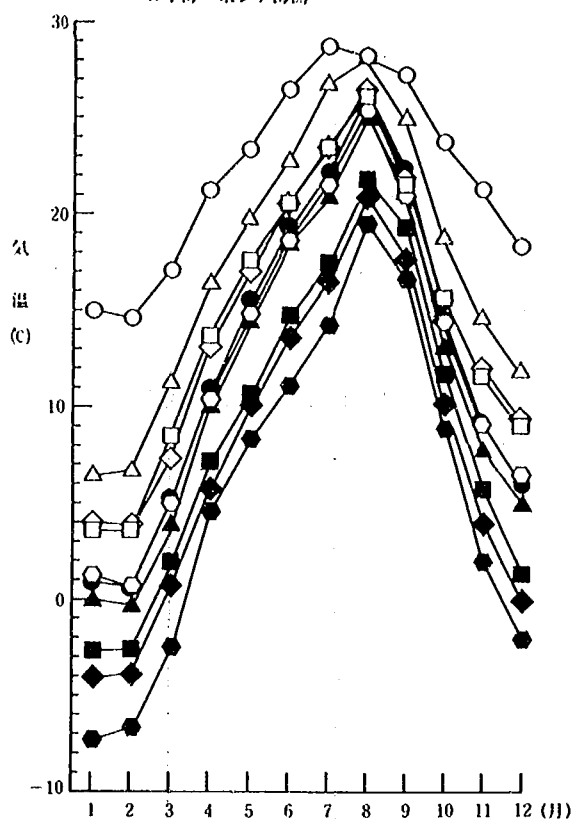
観測地点	緯度
那覇	26°14'
生野	32°12'
岬原	34°12'
浜田	34°54'
輪島	37°23'
新潟	37°55'
酒田	38°54'
江差	41°52'
寿都	42°47'
稚内	45°25'

(1986)

観測地点	緯度
宮崎	31°55'
高知	33°33'
潮岬	34°14'
伊予崎	34°36'
樹代	35°03'
銭子	35°44'
鹿島(水)	36°23'
仙台	38°16'
宮古	39°39'
浦河	42°10'

(1986)

日本海・東シナ海側


 図-4 各観測点における月別平均気温
(日本海・東シナ海側)

太平洋側

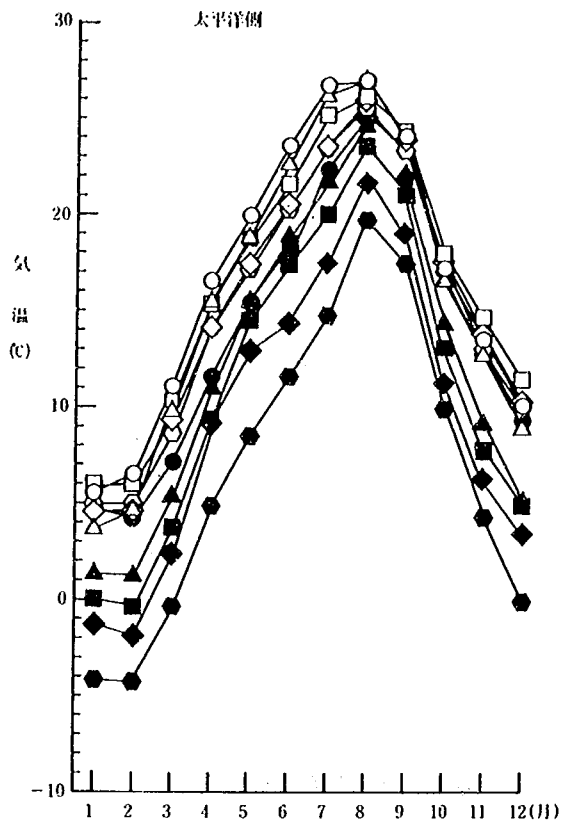

 図-5 各観測点における月別平均気温
(太平洋側)

表-5 気温の適性条件

適性条件	海洋性レクリエーションの種類
24℃以上	海水浴、プール
20℃以上	浜遊び、潮干狩り、地引き網、デインギ、ウインドサーフィン、モーターボート、水上スキー、水上スクーター、サーフィン、スキングダイビング、スキューバダイビング
15℃以上	海辺の展望(散策、休息)、サイクリング
10℃以上	クルーザー、ウインドサーフィン(ウェットスーツ着用)、ローボート、サーフィン(ウェットスーツ着用)、スキューバダイビング(ウェットスーツ着用)

表-6 水温の適性条件

適性条件	海洋性レクリエーションの種類
24℃以上	海水浴、プール
20℃以上	水上スキー、水上スクーター、スキングイビング
15℃以上	スキューバダイビング(ウェットスーツ着用)
10℃以上	浜遊び、ディンギー、ウインドサーフィン(ウェットスーツ着用)、ローボート、モーターボート、サーフィン(ウェットスーツ着用)

いくつかあるが、ここでは日照時間を用いた。世界の著名リゾートの日照時間を調べるとどこも高い数値を示しており、1日平均8時間以上の値を示すところも多い。緯度が高く、四季のある日本では季節的に生じる変動から、これら外国の例に見られるような日照時間は望むべくもないが、これらの値を参考として日照時間の評価基準を決めた。1日の平均日照時間が8時間であるとすれば、月平均日照時間は240時間となる。これを最適な条件として、次のように設定した。

- ① $\geq 240\text{hr}$ 3点
- ② $180 \sim 240\text{hr}$ 2点
- ③ $120 \sim 180\text{hr}$ 1点
- ④ $< 120\text{hr}$ 0点

3.3 快適性から見た評価法

沿岸域が利用空間として有効に活用されるには、利用者にとって快適な条件であることが必要である。利用者の感じる快適性は、その地域の持つ気候条件に大きく左右される。ここでは快適性を表わす指標として、新有効温度 ET^* ¹¹⁾と、風冷力 WINDCHILL¹²⁾を用いた。 ET^* は室内環境の快適性を表わす指標としてアメリカ空調学会(ASHRAE)により提案されたものであり、現在では最も一般的な指標として用いられている。 ET^* は室温と相対室温によって求められることから、気温から求めた ET^* は必ずしも正確な意味で快適性を表わすとは言えないが、相対的な評価は可能である。そこで表-7に示す温熱感覚の評価基準を用い、相対的意味より次のような評価点を定めた。

- ① $\geq 30^\circ\text{C}$ 0点
- ② $20 \sim 30^\circ\text{C}$ 2点

表-7 ET^* による温度感覚の評価基準

新 有 効 温 度 ET^* ($^\circ\text{C}$)	45	(温冷感)	・ 限界(快適感)
	40	・ 非常に暑い ・ 暑い	・ 非常に不快
	35	・ 暖かい	・ 不快
	30	・ やや暖かい	
	25	・ なんとなく ・ やや涼しい	・ 快適
	20	・ 涼しい	・ やや不快
	15	・ 寒い ・ 非常に寒い	・ 不快
	10		

表-8 WINDCHILLによる快適度

1200	極度に寒い
1000	非常に寒い
800	さ む い
600	非常に涼しい
400	涼 し い
200	快 適
100	暖 か い
	暑 い

- ③ $15 \sim 20^\circ\text{C}$ 1点
- ④ $< 15^\circ\text{C}$ 0点

同じ温度であっても風があると利用者の受ける感覚は非常に異なる。そこで気温と風速によって人間に対する冷却力を求めたのが WINDCHILL である。WINDCHILL の値によって表-8に示されるような快適度が得られる。この表を基に各沿岸における WINDCHILL($\text{kcal}/\text{m}^2\text{hr}$)の評価点を次のように定めた。

表-9 波高の適性条件

適性条件	海洋性レクリエーションの種類
2.0m以下	地引き網、投げ釣り
1.5m以下	(限界条件：ディンギー、ウインドサーフィン、モーターボート)
1.0m以下	スキングダイビング、スキューバダイビング
0.5m以下	海水浴、ディンギー、ウインドサーフィン、モーターボート、水上スクーター、遊覧船、グラスボード
0.3m以下	ローボート
0.2m以下	水上スキー
1.0～2.0m	サーフィン

① ≥ 700	0点	④ 150～300	3点
② 500～700	1点	⑤ 65～150	2点
③ 300～500	2点	⑥ < 65	0点

3.4 波浪条件から見た評価法

波浪条件は、海域を利用する場合にその条件が規定される要素となる。各海洋性レクに望まれる波高の条件を表-9に示す⁷⁾。これらの条件から夏期(6～8月)および通年における波高頻度分布表^{13)～16)}をもとに、波高が1.5、1.0、0.5m以下となる頻度を調べた。次に、それぞれの頻度に対し次の点数を配点した。その後3項目の合計点を満点(15点)によって割った値を評価点とした。

① 90～100%	5点	④ 40～60%	2点
② 80～90%	4点	⑤ 20～40%	1点
③ 60～80%	3点	⑥ 0～20%	0点

4. 地理的条件から見た各沿岸の評価法

4.1 交通機関の整備状況から見た評価法

沿岸の利用はその沿岸域の持つ地理的条件によっても影響される。その条件は、例えばアクセスなどの利便性、開発市場の規模、あるいはその沿岸の持つ資源価値に関するものである。利便性を表わすには、沿岸域周辺の交通機関の整備状況を調べれば概況をつかむことができる。交通機関の整備状況を表わす項目として、ここでは①鉄道主要駅数、②インターチェンジ数、③主要道の割合を設定した。

① 鉄道主要駅数

利用者が鉄道により沿岸を利用する場合、鉄道の駅が沿岸域にどの程度分布しているかが利用度を示す一つの指標となる。比較的離れた場所からの利用を考えると、各地方の主要駅まで特急などを利用し、そこからさらに鉄道やバスなどによって利用しようとする場所に移動することが多い。そこで、1つの目安として沿岸からの距離が40km圏内にある主要駅の数調べ、各沿岸延長に対する駅数の割合を評価項目として用いた。

② インターチェンジ数

観光などの交通機関として自家用車を利用することが非常に多くなっている。また、最近では各地に高速道路が整備されてきており、今後さらに自家用車による利用は活発化すると予想される。道路の整備状況を示す指標の一つとして、高速道路のインターチェンジ数を用いる。高速道路を利用する場合は、目的地に最も近いインターチェンジを利用することが多いことを考慮し、鉄道主要駅数を計測する場合より短い20km圏内にあるインターチェンジの数を調べ、各沿岸延長に対する割合を求めた。

③ 主要道の割合

沿岸域周辺の道路の整備状況を示す指標として、主要道の割合を調べた。各沿岸に隣接する県の主要道(国道、地方主要道)の総延長と、県の総面積を求め、それらの比を評価指標とした。

4.2 利用者の市場の有無と観光資源数から見た評価法

開発の対象としてその沿岸が有利な条件となっているかどうかを決定する要素の一つに利用者の市場の有無がある。具体的には市場は都市の存在により評価される。開発する沿岸と周辺市場との関係性を評価する基準にはアクセスの状態などが考えられるが、判断基準となる利用者の意識は開発の種類や規模によって様々に変化するため、明確な基準を設定することは難しい。ここでは市場の規模を2通りに設定し、各沿岸の誘致圏における都市数を調べた。また、その際市場との距離は沿岸域の中の最も近い地点までの距離とした。評価は、以下に示す2つの都市数の沿岸延長に対する割合で表わした。ただし、大都市ほど重みが大いことを考慮し、人口100万人以上の都市数は人口15万人以上の都市数として一度計測した上で、改めて計測を行った。

① 沿岸から100km圏内にある人口15万人以上の都市数

② 沿岸から100km圏内にある人口100万人以上の都市数

開発の目的がリゾートやレクリエーションである場合には、観光資源の数が開発に有利な条件として働く場合もある。そこで観光資源のうち、比較的調査のまとめ易い史跡・名勝数について調べた。沿岸に隣接する各県の史跡名勝数の、面積に対する割合を評価の基準として用いた。

5. 沿岸域の類型化

5.1 気象条件による分類

気象条件に関するデータは、各沿岸に対して月毎の平均値として与えられている(図-2~5参照)。そこで月毎の評価点を一年間で合計し、満点に対する割合をその沿岸の評価とした。各沿岸の気温、水温、ET*, WINDCHILL, 日照時間の評価を海域別(海域1:太平洋, 海域2:オホーツク海, 日本海, 東シナ海)に図-6,7に示す。気温とET*はほぼ同様の変化と値を示し、海域1, 2どちらの場合でも南から北へと次第に低下する。評価点が特に低いのは北海道・東北の地域で、海域1では仙台湾以北、海域2では秋田以北で気温およびET*が30%以下となっている。WINDCHILLについてもその変化はほぼ緯度に比例しているが、遠州灘、紀州灘、海部灘など隣接する沿岸と比較して値が低い沿岸も見られる。これらの沿岸では風による影響により快適性が阻害される結果となっていると推測される。日照時間については、緯度による差は余り大きくなく、海域による差が顕著である。海域2は1と比較して約10%値が低い。これは海域2の沿岸では冬期に雪となる日が多く、日照時間が短くなるためと考えられる。

以上の5項目(気温、水温、ET*, WINDCHILL, 日照時間)についての合計点を各沿岸ごとに算出し、満点に対する評価点として図-8,9に示す。その評価は海域1, 2どちらの場合でもほぼ緯度に比例しているが、太平洋側の方が変化率が大い。この総合評価より次の3タイプに分類し、各沿岸のタイプを表-10に示した。

①Aタイプ: 評価点が50%以上となる沿岸

非常に優れた気象条件を持つタイプである。海洋性レクや屋外のレクリエーションなどにも適している。他のタイプに比べ比較的季節変動も少なく、通年での利用を図ることが可能であると考えられる。気象条件が適地としての判定に大きな影響を持つリゾート開発などには非常に適している。海域1ではほぼ相模灘以南が、また海域2では西彼杵沿岸以南がこのタイプに属する。

②Bタイプ: 評価点が35%以上50%未満の沿岸

気象条件にやや難を持つタイプである。季節変動が大きい沿岸や、海域2に属し冬期の気象条件が悪い沿岸などがこのタイプに属する。現在の状況でそのまま通年での利用を図ることは難しいが、気象条件の影響を比較的受けにくい利用方法を計画するなどの打開策を講ずることは可能である。海域1では仙台湾~外房が、また海域2では山形沿岸~玄海響灘がこのタイプに属する。

③Cタイプ: 評価点が35%未満の沿岸

厳しい気象条件を持つタイプ。このタイプの沿岸では利用に適する期間は1年のうちわずかな時期しかなく、海洋性レクを主体とするリゾート地などとしての利用には若干の問題がある。したがって、アクセスなど気象条件以外の項目で非常に優れた条件を持つ場合を除けば、大規模な開発は採算面でのリスクが大きく運営は困難である。海域1では三陸南以北が、海域2では秋田以北がこのタイプに属する。

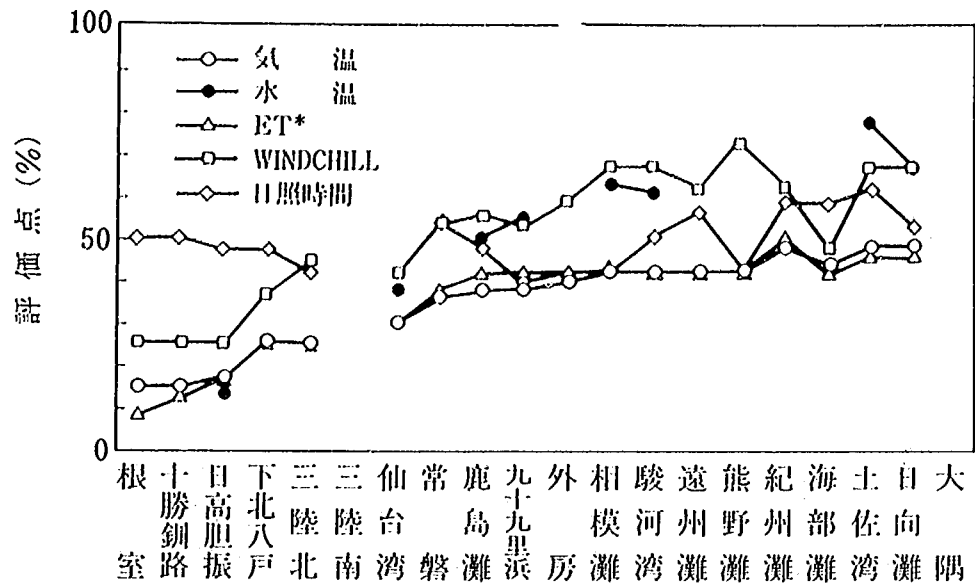


図-6 気象条件の項目別評価 (海域1：太平洋側)

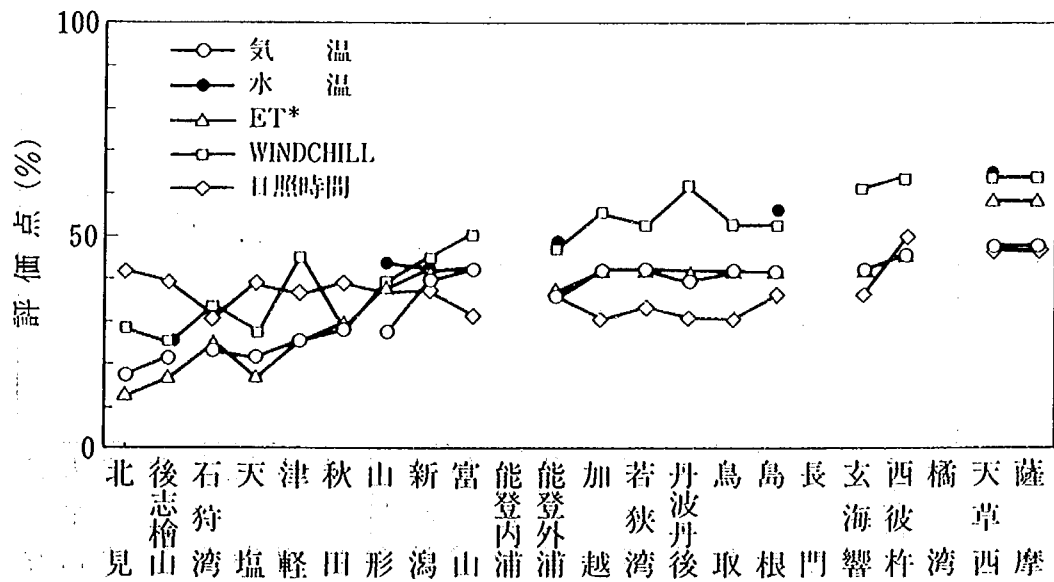


図-7 気象条件の項目別評価 (海域2：オホーツク海，日本海，東シナ海側)

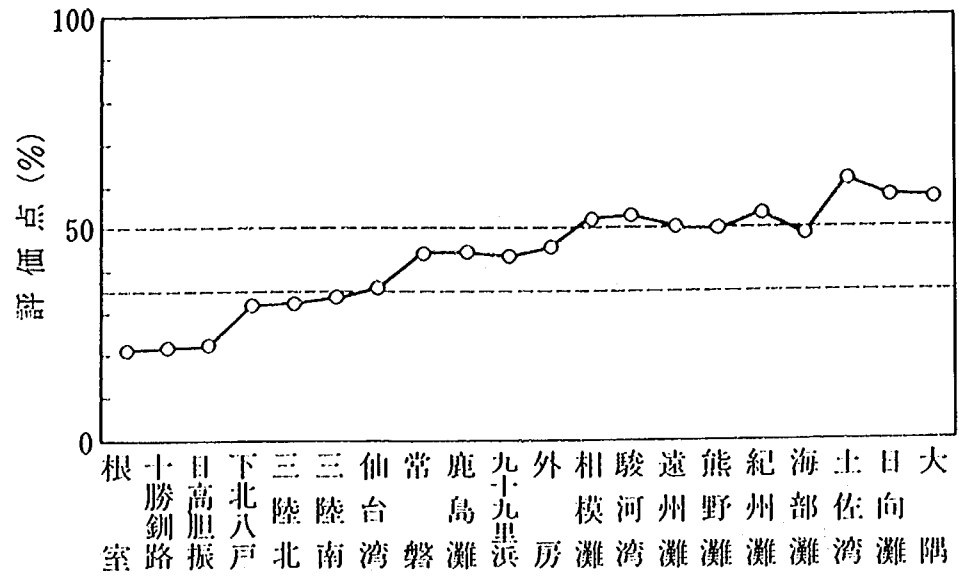


図-8 気象条件の総合評価 (海域1: 太平洋側)

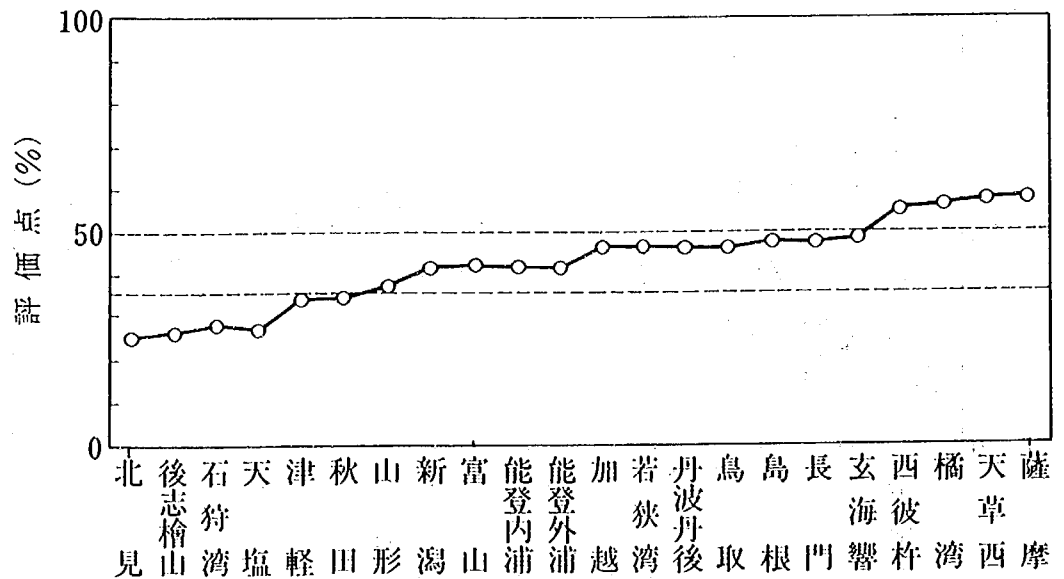


図-9 気象条件の総合評価 (海域2: オホーツク海, 日本海, 東シナ海側)

表-10 沿岸分類表

海 域 1						海 域 2					
	沿 岸 名	気 象	波 浪	交 通	開 発		沿 岸 名	気 象	波 浪	交 通	開 発
1	根 室	C	C	D	D	21	北 見	C	A	D	D
2	十勝釧路	C	C	D	D	22	後志檜山	C	C	D	D
3	日高胆振	C	A	D	D	23	石狩湾	C	C	B	D
4	下北八戸	C	A	D	D	24	天 塩	C	C	D	D
5	三 陸 北	C	A	D	D	25	津 軽	C	C	D	D
6	三 陸 南	C	A	B	D	26	秋 田	C	C	D	D
7	仙 台 湾	B	A	D	D	27	山 形	B	C	B	D
8	常 磐	B	D	A	D	28	新 潟	B	C	A	D
9	鹿 島 灘	B	D	A	B	29	富 山	B	A	A	D
10	九十九里浜	B	D	A	B	30	能登内浦	B	C	C	C
11	外 房	B	D	A	B	31	能登外浦	B	C	C	C
12	相 模 灘	A	B	A	A	32	加 越	B	C	A	C
13	駿 河 湾	A	B	A	A	33	若 狭 湾	B	C	C	A
14	遠 州 灘	B	D	A	A	34	丹波丹後	B	A	C	C
15	熊 野 灘	B	D	C	C	35	鳥 取	B	C	A	C
16	紀 州 灘	A	A	A	C	36	島 根	B	C	C	C
17	海 部 灘	B	B	D	D	37	長 門	B	A	C	C
18	土 佐 湾	A	B	D	D	38	玄海響灘	B	A	A	D
19	日向灘	A	D	D	D	39	西 彼 杵	A	A	C	C
20	大 隅	A	A	D	D	40	橋 湾	A	A	A	A
						41	天・草 西	A	A	C	D
						42	薩 摩	A	A	C	D

注：海域1は太平洋側を、海域2は日本海・東シナ海側を意味する。気象条件の評価項目は、気温、水温、ET*、WINDCHILL、日照時間である。波浪は夏期と通年の条件より評価した。交通の評価項目は、インターチェンジ数と単位面積当りの主要道延長であり、開発条件は都市数と史跡名勝数より評価した。

5.2 波浪条件による分類

波高に関する沿岸毎の評価点を地域別に図-10, 11に示す。図中の評価点は、先に述べた3種類の波高の夏期および通年における出現頻度に対する評価点の合計である。夏期における波浪の評価点が70%以上となるのは、三陸北、紀州灘および大隅の沿岸と海域2の沿岸全般である。海域1の沿岸では先の3沿岸以外の評価点は全般的に低く、特に常磐から遠州灘にかけての沿岸は評価点が50%を下回っている。また、通年での評価を見ると、評価点が70%以上なのは三陸北、相模灘、紀州灘、大隅、富山、長門、西彼杵の7沿岸である。反対に評価点が低いのは、海域1では鹿島灘、九十九里、遠州灘、日向灘、海域2では後志松山から新潟、能登外浦から若狭湾、鳥取、島根の沿岸である。図の2つの評価点から、波浪特性は海域により異なっていることがよく分かる。海域1では、相模湾を除き各沿岸での通年と夏期の波浪条件の評価に大きな差がなく、大きな季節変動がないことを示している。これに対し、海域2では通年と夏期の波浪条件の評価点は大きく異なり、かなり大きな季節変動があることを示している。この2つの海域における波浪特性の違いは、波浪の発生源が異なっているためである。発生源はそれぞれ海域1が外洋からのうねり、海域2が季節風を主としている。

以上の波浪条件の評価から次の4タイプに分類し、各海岸ごとのタイプを表-10に示した。

①Aタイプ：通年・夏期のどちらも50%以上の評価点となる沿岸

直接的な海の利用を図る開発では最も良い条件を持ち、特に海洋性レクによる利用を主目的とする開発などでは有利な条件を備えている。海洋性レクによる利用が最も盛況となる夏期以外の季節でもレクリエーションによっては利用が可能である。海域1の三陸海岸や海域2の長門～薩摩沿岸がこのタイプに属する。

②Bタイプ：通年の評価点だけが50%以上となる沿岸

通年での利用が可能な条件を持っていることから、通年利用を図るヨットやサーフィン等の海洋性レクを目的とする場合には適地としての条件を満たしている。夏期における波浪条件に問題があることから、現在のままでは海水浴などの夏期利用型の海洋性レクには適さない。したがって海水浴場としての利用以外の方法を考えたり、あるいは波や流れを積極的に制御する施設、たとえば海域制御構造物などを建設することによって波浪の静穏化を図る必要がある。海域1の相模灘～土

佐湾沿岸においてこのタイプに属する沿岸が多い。

③Cタイプ：夏期の評価点だけが50%以上となる沿岸

海水浴を始めとして夏期の利用が中心となる海洋性レクに適した特性を持つ沿岸タイプであり、日本海側の大部分の沿岸がこれに属する。海水浴は他の海洋性レクに比べ非常に多くの集客力を持つため、これを中心とした開発もかなり効果的である。しかし、施設を通年で維持する上で困難な点がある。

④Dタイプ：通年・夏期のどちらも50%未満の評価点となる沿岸

現在の波浪条件では、海の直接的な利用を図ることは難しい。そのため、このような利用を新たに生み出していかうとする場合には波浪条件を改善するために波浪制御構造物を設置するなどの方策が必要である。海域1の常磐、鹿島灘、九十九里、外房、遠州灘、熊野灘沿岸などがこれに該当する。また、これらの沿岸は同時に海岸侵食や越波等の波浪災害も著しい沿岸であるから、海岸保全面と海岸利用面との十分な調和が求められる。さらに、波浪制御が困難な場合には波浪条件の改善を無理に行うのではなく、沿岸の持つ情緒性や雰囲気間接的に利用する開発¹⁷⁾を考えていくことも必要である。

5.3 交通の整備状況による分類

沿岸域周辺の交通の整備状況を海域別に図-12, 13に示す。図中、鉄道とインターチェンジについては沿岸1km当りの個所数、周辺道路については面積1km²に対する延長で示した。まず、交通の拠点となる高速道のインターチェンジ数と主要駅数の割合に関しては、共に良く似た分布状況を示しており、活動拠点の面から見た交通の整備状況は、鉄道、道路どちらの場合にも良く似た発展状況を示すことが分かる。2つの評価項目ともに比較的高い値を示すのは、関東から関西にかけての沿岸で、特に首都圏に近い鹿島灘、九十九里沿岸は1km当り0.1個以上という卓越した値を示す。反対に2つとも評価が低いのは北海道、東北の沿岸で、インターチェンジは全く無い沿岸も非常に多い。また、高速道については、海域2の中国地方の沿岸も評価が低くなっている。次に、沿岸の近隣各県における主要道の整備状況の割合は北海道、東北、四国を除けばほとんどの沿岸で1km²当りの道路延長は0.5km以上である。

交通の整備状況は交通拠点と周辺の交通網という2つに分けて分類できる。前述のように鉄道と高速道路の整備状況の分布は類似することから、主要駅とイン

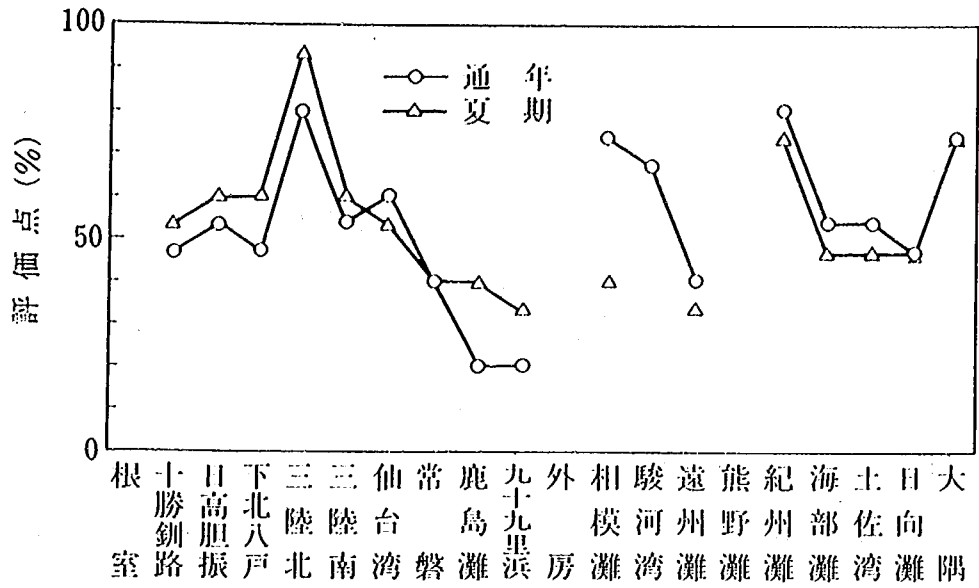


図-10 波浪条件の評価 (海域1：太平洋側)

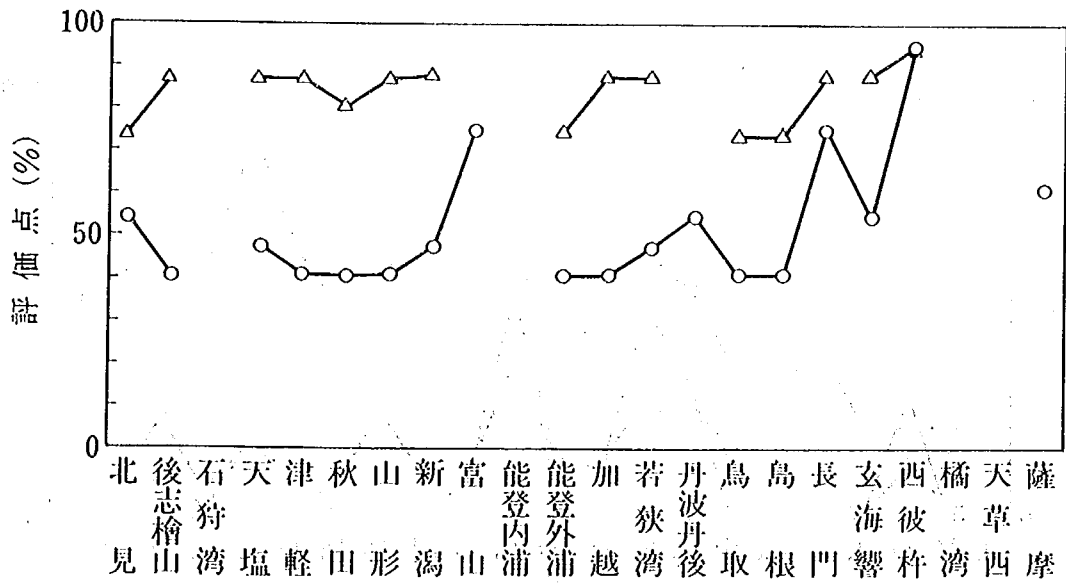


図-11 波浪条件の評価 (海域2：オホーツク海, 日本海, 東シナ海側)

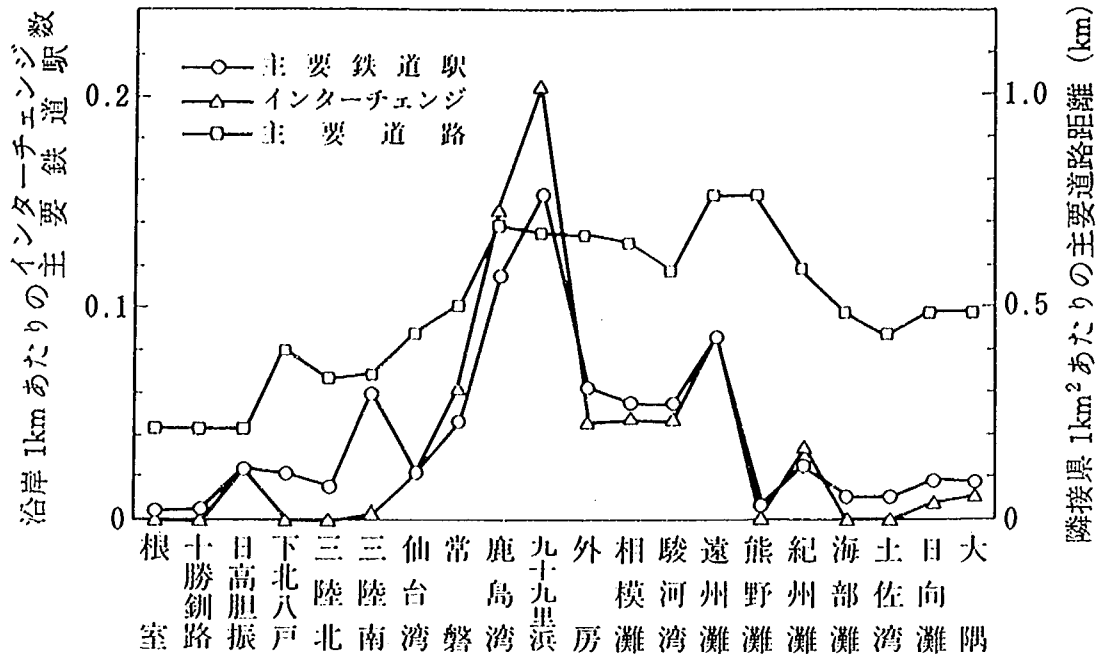


図-12 交通の整備状況 (海城1:太平洋側)

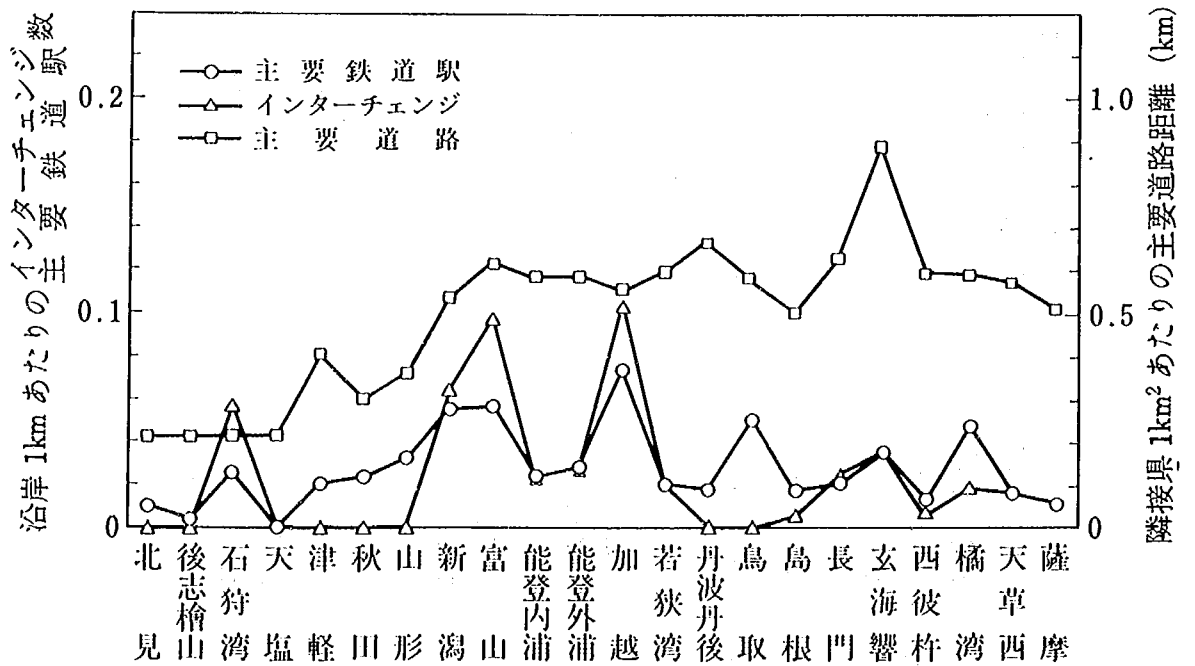


図-13 交通の整備状況 (海城2:オホーツク海, 日本海, 東シナ海側)

ターチェンジのどちらか一方が1 km当り0.03個以上を条件1として設定する。また条件2として、主要道の割合が1 km当り0.5km以上と設定する。この2つの条件により4つのタイプに分類し、表-10に示した。

①Aタイプ：条件1、2の両方を満たす沿岸

遠隔地からの利用および周辺地域での利用のどちらから考えた場合にも非常に有利な条件を持つ。考えられる利用方法の幅が広く、様々な計画を立てることが可能である。

②Bタイプ：条件1のみ満たす沿岸

リゾートなど遠隔地からでも利用が見込める開発には有利である。ただし、沿岸周辺での交通網の整備が十分でないことから、開発の際には開発地と交通拠点を結ぶ交通施設の整備が必要となる。

③Cタイプ：条件2のみ満たす沿岸

沿岸地域周辺での交通は比較的良好に整備されているが、遠隔地からの利用には適さない。そのため、開発の種類は地元住民の利用を考えた計画が望ましい。現在進められている高速道路の整備が進めば、これらの地域でも活発な利用が図れるようになる可能性があるが、計画の無い沿岸では将来的にも大規模な開発を行うことには疑問がある。

④Dタイプ：どちらの条件も満たさない沿岸

現在の交通整備の条件では開発対象とするには難しい。したがってこのような沿岸で開発を行う場合には開発対象が沿岸地域だけにとどまらず、周辺地域の交通機関の整備が必要となるため、開発規模が非常に大規模にならざるを得ない。

5.4 都市数と観光資源による分類

沿岸にある都市数と観光資源の状態を図-14,15に示す。図中、都市については沿岸距離1 km当りの都市数、史跡名勝については面積10km²当りの史跡名勝数で表す。開発市場の状態を示す都市数には、沿岸によって非常に大きな差が見られる。分布状況は図-12,13に示したインターチェンジ、主要駅数の分布と良く似ており、都市数と交通の整備状況は比例していることを示

唆している。都市数の値で突出した値を示すのは鹿児島から遠州灘にかけての沿岸で、そのほかはこれらの沿岸と比較していずれも低い値を示す。史跡、名勝数は海域1では仙台湾以南、海域2では富山湾以南で高い値を示し、これらの地域で値が低いのは玄海灘と四国の沿岸である。また、若狭湾、丹波丹後は非常に高い値となっているが、これは数多い史跡を持つ京都が隣接しているためである。

開発地としてのポテンシャルが高い条件として次の2条件を設定する。

条件1：都市数が沿岸1 km当り0.05個以上である。

条件2：史跡名勝数が面積10km²当り0.05個以上である。

この2条件を用いて、次の4タイプの分類を行い、各沿岸のタイプを表-10に示した。

①Aタイプ：条件1、2ともに満足する沿岸

開発の利用者の誘致圏となる都市、観光などでの利用に影響を持つ史跡名勝の条件のどちらにも優れていることから、近郊開発やリゾート開発など計画の幅は非常に広い。

②Bタイプ：条件1のみ満たす沿岸

利用者の誘致圏となる都市が比較的多いことから、近郊開発などでの利用も図ることが可能な沿岸のタイプである。適正な開発を行えば、多くの集客を期待することもできる。ただし、これといった観光資源を持たないため、観光開発を含めた計画には問題がある。

③Cタイプ：条件2のみ満たす沿岸

観光開発を考えた場合には、観光資源が多く良い条件を持っているといえる。ただし近郊に都市が少ないため、利用者の誘致圏を遠隔地に求めなければならず、アクセス等の条件に左右される側面も有する。

④Dタイプ：どちらの条件も満たさない沿岸

どちらの条件も満たしていないことから開発計画の幅が狭くなり、開発地としてのポテンシャルは低い。この地域での開発を考えた場合に、気候条件等の条件に優れたものがあればリゾートとして利用する方法も考えられる。

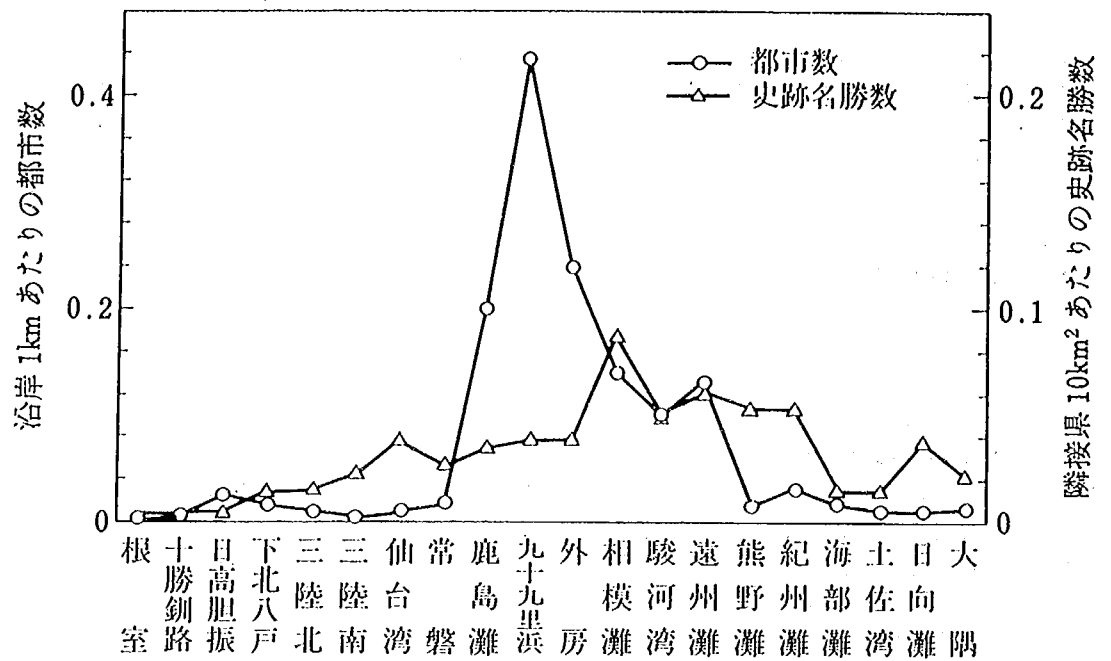


図-14 沿岸にある都市数と観光資源 (海域1:太平洋側)

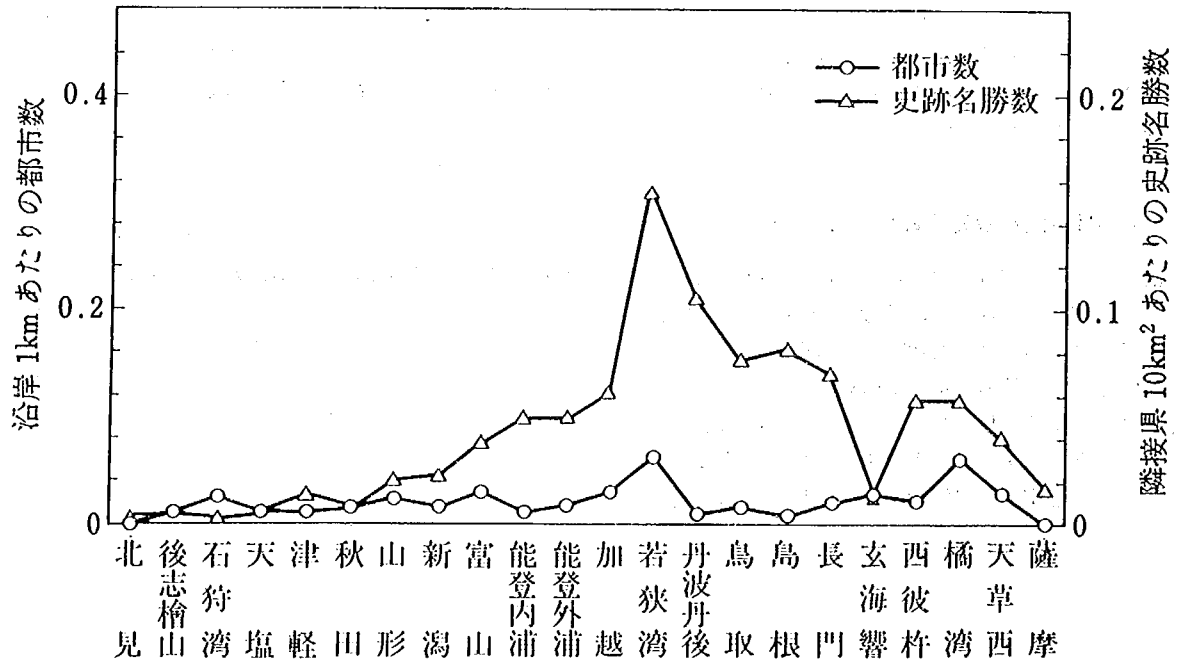


図-15 沿岸にある都市数と観光資源 (海域2:オホーツク海, 日本海, 東シナ海側)

6. 考 察

気象、波浪、交通、開発ポテンシャルの4項目に基づいて沿岸域の分類を行った。結果は表-10に整理され、各沿岸の特性と全国沿岸域での位置付けが明確にされた。気象条件による分類では、海域および緯度によってその特性が顕著に現われた。海洋性レクの適性基準から見た場合に良い条件を持っているのは日本列島南部の沿岸であり、北部の沿岸や日本海側の沿岸では冬期における気象条件の悪さから適性に欠ける面がある。気象条件は人為的に制御することが不可能であることから、気象条件に難を持つ沿岸では直接海を利用する海洋性レクを主体とする海洋リゾートではなく、海岸の散策や景観に重点を置いた開発計画を立てることが必要である。またこうすることによって画一化を避けることが可能となる。

波浪条件は海域により大きな違いが見られた。通年、夏期のどちらに対しても良い波浪条件を持つ沿岸は少ない。日本海側の沿岸では夏期には利用に適した波浪条件となるが、冬期風浪の来襲する時期には波浪条件は著しく悪くなる。波浪条件を望ましい条件に近づけるには、例えば海域制御構造物による波浪制御などの方法によって条件の改善を図ることが必要である。なお、本論文は、沿岸域の利用面から見た検討に重点を置いたため、利用を促進するための海域制御構造物の詳細については省略した。これらについては土木研究所資料：海域制御構造物に関する共同研究報告書(1)～(8)^{18)～25)}を参照されたい。

次に、交通の整備状況から各沿岸を評価した結果によると、首都圏近郊の沿岸は評価点が高く、東北、北海道、四国などの沿岸では評価点が低かった。これらの地域では開発の条件として将来の道路整備計画などに期待するところが大きく、現状ではアクセスに問題があるため遠地からの集客はかなり難しい。さらに、開発市場および観光資源の分布は交通条件の分布とかなり良い対応を示していた。開発市場の条件は開発後の施設の運営を考えると経営上重要な条件ともなるので、十分留意する必要がある。

気象条件は制御不可能であるから第一義に重要である。この条件が良く、なおかつ交通と開発ポテンシャルが高いが、波浪条件のみが劣る沿岸では波浪制御構造物を計画することはかなり有効である。一方、交通と開発ポテンシャルが低い場所では大規模な開発はかなり困難となる。

7. あとがき

沿岸域利用を目的とした開発計画を進めるに際して問題となる気象、波浪条件やアクセス、開発ポテンシャルに関し、全国的見地からの分析を行い、全国の沿岸の類型化を試みた。沿岸域の利用形態は様々であるから、各沿岸の評価を統一的に定めることは避けたが、一応各沿岸の位置付けは明らかになったと思われる。ただし、得られた各沿岸の評価は絶対的なものではなく、与えられたいくつかの条件の下での相対的評価であることに注意すべきである。すなわち、表-10において評点が低い沿岸は海洋リゾートとして絶対的に価値が低いという訳ではなく、与えられた条件での結果を示すに過ぎない。したがって例えばアクセス条件が非常に悪いという点は、長期滞在型の利用で静かな環境を堪能する上では逆に大きなメリットともなり得るであろう。結局、ここで述べた方法を準用し、ある地域の特性を他の地域のそれと比較することによって地域の持つ特色を良く理解し、最終的に地域らしさを演出することこそ肝要と思われる。

参 考 文 献

- 1) 宇多高明・村井禎美・武中信之：海洋利用空間創成のための適地選定手法の検討，海洋開発論文集，Vol.4，pp.237～242，1988。
- 2) 宇多高明・村井禎美・武中信之：海洋性レクの適性基準から見た全国沿岸域の類型化，海洋開発論文集，Vol.5，pp.125～130，1989。
- 3) 宇多高明：ウォーターフロントの活用と保全，第25回水工学に関する夏期研修会講義集，B-7-1～B-7-12，1989。
- 4) 東京天文台編纂：理科年表（昭和63年），丸善，1988。
- 5) 気象庁：風向別・風速階級別度数表（1967～1976），気象庁観測技術資料，第42号，1977。
- 6) 気象庁：気象要覧（1979，1～1985，12），No. 953～No.1036，1979～1986。
- 7) 日本海洋学会・沿岸海洋研究部会：日本全国沿岸海洋誌，東海大学出版会，1106p.，1985。
- 8) 堀川清司・佐々木民雄・五十嵐 元：海洋性レクリエーションとその環境，第19回海岸工学講演会論文集，pp.83～91，1972。
- 9) 気象庁：気象庁年報（全国気象表，1986年），1987。

- 10) 建設省九州地方建設局：海の中道海浜公園の海浜緑地の整備管理の適性化に関する調査報告書，1984.
- 11) 日本建築学会：建築設計資料集成，丸善，1978.
- 12) 人間－環境系編集委員会編：人間機能データブック人間－環境系（上下巻），人間と技術社，1972.
- 13) 菅原一晃ほか：沿岸波浪観測15ヶ年統計（1970～1984），港湾技研資料，No.55, 872p., 1986.
- 14) 小舟浩治ほか：波浪観測年報（1986），港湾技研資料，No.612, 247p., 1988.
- 15) 建設省河川局海岸課：海象年表（1986），347p., 1987.
- 16) 水産庁漁港部：波浪調査報告書（1973～1977, 1982～1983），1979, 1985.
- 17) 宇多高明・村井禎英・武中信之：湘南海岸の沿岸域利用の現状と開発にかかる2, 3の問題点，海洋開発論文集，Vol.5, pp.149～154, 1989.
- 18) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(1)，土木研究所資料，No. 2454号，173p., 1987.
- 19) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(2)，土木研究所資料，No. 2510号，137p., 1987.
- 20) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(3)，土木研究所資料，No. 2511号，168p., 1987.
- 21) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(4)，土木研究所資料，No. 2577号，232p., 1988.
- 22) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(5)，土木研究所資料，No. 2609号，285p., 1988.
- 23) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(6)，土木研究所資料，No. 2658号，111p., 1988.
- 24) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(7)，土木研究所資料，No. 2661号，185p., 1988.
- 25) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物に関する共同研究報告書(8)，土木研究所資料，No. 2701号，217p., 1989.

平成元年9月4日原稿受理

遠州海岸の1960年代以降における海浜変形

宇多 高明*
坂野 章**
山本 幸次***

Beach Changes on the Enshu Coast Since 1960s.

by Dr. Takaaki UDA
Akira SAKANO
Koji YAMAMOTO

要 旨

天竜川河口の両側に広がる遠州海岸の1960年代以降における海浜変形に着目し、天竜川河口部周辺、河口の東約10kmに位置する福田漁港、河口の西約18kmと約56kmに位置する浜名湖今切口導流堤と赤羽根漁港周辺の海浜地形変化を深浅測量データや空中写真をもとに分析した。この結果、天竜川河口では近年流出土砂量の減少に起因して河口前面テラスが急速に縮小していること、また福田漁港では東向きの沿岸漂砂が阻止され、一方、今切口導流堤と赤羽根漁港では西向きの沿岸漂砂が阻止されたことにより、それぞれ構造物の上手側では堆積が、下手側では侵食が生じていることが明らかになった。沿岸漂砂に関しては卓越方向を示すに止まらず、代表地点における漂砂量を定量的に評価し、漂砂量の沿岸方向分布より、天竜川河口部が今後とも侵食傾向にあることを指摘した。次に、構造物によって沿岸漂砂が阻止された海岸における深浅測量データをもとに漂砂の移動高を求めた。移動高は今切口では9.7m、福田漁港では9.2mとなり、両地点の値はかなり良い一致を示した。また、天竜川河口部、福田漁港、今切口導流堤周辺の3箇所において実測の深浅データより移動限界水深を求め、その平均が約-12mであることを示すとともに、佐藤・田中の表層移動限界式を用いたとき、この実測値と良い一致を示す確率波は、約3%の出現確率であることを明らかにした。本研究では経年的に取得された深浅測量データを分析し、沿岸漂砂による地形変化の特性を明らかにしたが、この場合、等深線距離の時空間分布を調べる方法が有効であることが確認された。

キーワード：海岸侵食、遠州海岸、河川流出土砂量、沿岸漂砂量、移動限界水深、汀線変化、等深線距離

Synopsis

Beach changes along the Enshu Coast extending on both sides of the Tenryu River mouth are investigated by using aerial photographs and bottom sounding data. Coasts in the vicinity of the Tenryu River mouth, Fukude Fishery Harbor located about 10 km east of the river mouth, Imakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana and Akabane Fishery Harbor located about 18 and 56 km west of the river mouth, respectively, are selected for the study sites. It is found that the river mouth terrace has reduced its scale to a large

*) 河川部海岸研究室長、工博

**) 河川部海岸研究室研究員 (現 財国土開発技術研究センター調査第一部)

***) 河川部海岸研究室研究員

extent due to the decrease of the fluvial sediment supply from the Tenryu River to the Pacific Ocean, and that sand accumulated on the updrift side of the structures, whereas downdrift beach was severely eroded due to the interruption of eastward longshore sand transport at Fukude Fishery Harbor and westward longshore sand transport at Imakiri-guchi jetty and Akabane Fishery Harbor. Regarding the littoral transport on this coast, longshore sediment transport rate is quantitatively evaluated as well as the evaluation of the predominant direction. It is predicted that the erosional tendency of the coast around the river mouth will continue, judging from the longshore distribution of littoral transport rate. Characteristic height of beach changes in the case of the beach changes due to longshore sand transport is calculated on the basis of the sounding data obtained on a coast, where littoral transport is obstructed due to the existence of the coastal structure. The height becomes 9.7 m at Imakiri-guchi jetty and 9.2 m at Fukude Fishery Harbor, thus both results agree well. Furthermore, critical depth for sand movement is obtained at three locations (Tenryu River mouth, Fukude Fishery Harbor and Imakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana) based on the sounding data, and its average is about 12 m below M.S.L. Most probable wave height is found to be that of about 3% probability to get the best fit for the field data measured on the Enshu Coast in predicting the critical depth for sand movement by the formula proposed by Sato and Tanaka. In this study bottom sounding data having been gathered over a period of about 25 years are analyzed in order to investigate the beach changes due to longshore sand transport, and finally it is confirmed that the investigation of the temporal and spatial change in offshore distance from the reference point to some contours is effective for the analysis of three dimensional beach changes.

Key words : Beach erosion, Enshu Coast, Fluvial sediment supply, Littoral transport, Critical depth for sand movement, Shoreline change, Offshore distance.

目 次

1.	まえがき	(5)
2.	遠州海岸の概要	(5)
3.	天竜川からの流出土砂量と河口部周辺の海浜変形	(8)
3.1	天竜川からの流出土砂量の推定	(8)
3.2	河口部周辺の海浜変形	(10)
3.3	河口右岸側における離岸堤設置に伴う海浜地形変化	(15)
4.	福田漁港周辺の海浜変形	(20)
4.1	調査地域の概要	(20)
4.2	福田漁港周辺の平面深浅図の比較	(20)
4.3	福田漁港周辺の等深線距離、海浜断面形の変化	(22)
4.4	バーの比高、海浜断面積の変化量の時空間変化	(26)
4.5	沿岸漂砂量と漂砂の移動高の算定	(29)
5.	浜名湖今切口導流堤周辺の海浜変形	(30)
5.1	調査地域の概要	(30)
5.2	深浅測量図の比較	(30)
5.3	等深線距離の時空間変化	(33)
5.4	浜名湖今切口導流堤による沿岸漂砂の捕捉	(39)
6.	赤羽根漁港周辺の海浜変形	(40)
6.1	調査地域の概要	(40)
6.2	空中写真、深浅図に基づく赤羽根漁港周辺の海浜変形実態の分析	(41)
6.3	沿岸漂砂量の推定	(43)
7.	遠州海岸全域の漂砂の動態に関する考察	(44)
7.1	空中写真による汀線変化の比較	(44)
7.2	沿岸漂砂阻止構造物周りで見られる特徴的な等深線形	(45)
7.3	漂砂の移動限界水深の実測値と計算値の比較	(45)
7.4	近年における遠州海岸の土砂収支	(46)
8.	結 論	(47)
	謝 辞	(48)
	参考文献	(48)

1. ま え が き

近年、全国的に海岸侵食が目立っている。その典型例としては、沿岸漂砂の卓越した海岸に漂砂を阻止する構造物が作られ、これにより構造物の下手側海岸で侵食が進む場合(例えば、宇多ほか, 1988), 長大な防波堤等により波の遮蔽域および循環流が形成され、これによって遮蔽域外で侵食が進む場合(例えば、宇多ほか, 1986), さらに河川からの流出土砂量が急減し、これにより河口部周辺で侵食が進む場合(土屋ほか, 1975)などがある。また、条件によってはこれらの複合原因によって海岸侵食が進む場合もある。こうした原因によって侵食が進んでいる海岸は全国に多数あり、種々の対策が施されているが、それらの効果が十分発揮されていないのが現状である。こうした海岸侵食の対策を考えるに際しては、侵食の生じた地先海岸のみを保全するのでは不十分であり、一連の海岸線全体での漂砂の動態を知った上で計画案を考えねばならない。

ところで、近年の技術の発達により、海浜変形に関しても数値シミュレーションによる予測が可能となっている。しかしながらまず第一義に重要なのは、実態データの分析を十分進めることであり、これによってその海岸で生じた現象を正しく理解すべきである。実態解析が不十分なまま実施した数値シミュレーションは結局のところ役に立たないと考える。

本研究は上述の立場より、代表的な海岸として遠州海岸を選んで海岸全体の地形変化の実態分析を進めようとするものである。この海岸の中央には天竜川が流入しており、またその東側には福田漁港が、西側には浜名湖今切口導流堤や赤羽根漁港など、沿岸漂砂を阻止する構造物がある。天竜川からの流出土砂量は近年減少しつつあるために河口周辺で海岸侵食が生じており(細井, 1976), またこれらの多数の構造物周りでは沿岸漂砂が阻止されたため顕著な地形変化が見られる。これらのことから、遠州海岸を例として取り上げることが、我が国における海岸侵食問題を考察する上での典型例となると考えられる。

芝野ほか(1988)は、天竜川河口部海岸を中心とする海岸地形の形成を、地形学、地質学および考古学的手法を用いて考察している。その研究の中で、海岸地形の変遷を究明するに際し、地形学、地質学および考古学的手法を導入した長期のタイムスケールを持った研究と、最近の実測資料に基づいた短期のタイムスケールを持った研究の両者が必要であると述べている。本研究はこれらの手法のうち、後者により遠州海岸の

海浜変形実態を明らかにしようとするものである。

実態データの分析に際しては、第2章で遠州海岸の概要を述べたあと、第3章では天竜川とその周辺での地形変化について述べる。次に、第4章において天竜川河口の東に位置する福田漁港周辺の海浜変形を、また第5、6章で河口の西に位置する浜名湖今切口導流堤周辺と、赤羽根漁港周辺の海浜変形を、さらに第7章で遠州海岸全体の漂砂の動態について考察を加える。最後に第8章では得られた要点を要約する。使用した現地データは模型実験や数値計算と比較すると質、量とも必ずしも十分とは言えないが、少ないデータからも海浜地形変化の特徴を明瞭に読み取ることが可能となる。したがって、本研究で用いた方法は今後他の海岸での侵食実態の解析を行う際にも有効に利用できると思われる。

2. 遠州海岸の概要

遠州海岸は、伊良湖岬と御前崎により区切られた延長約115Kmの海岸である(Fig.2.1)。天竜川が海岸の中央部で遠州灘に注ぎ、河口を先端とする2つの大きな弧状海岸に分かれる。服部ほか(1974)は遠州海岸を渥美半島地域、遠州海岸中央部および御前崎周辺の3地域に区分し、それぞれの地形特性を要約している(Fig.2.2)。そこでこれを参照して地形特性をまとめると以下ようになる。

① 渥美半島地域

渥美半島の南側、伊良湖岬から浜松に至る約50Kmの海岸線は、ほぼ直線的に延び、連続的に海食崖が台地を切っている。西七根以東の地区を除いて海岸低地の発達は悪く、海浜幅は20~150mである。

② 遠州海岸中央部

天竜川河口を頂点に、海側に凸な海岸線を持つ。この区域の海岸背後には、浜松、袋井平野や三方原、磐田原の洪積台地がある。これら背後の地域より、芳川、天竜川、太田川、弁財天川が遠州灘に注いでいる。この中で最大の河川規模をもつ天竜川は、延長213km、流域面積5,090km²、河口部付近での河床勾配が1/1,000~1/500の急流河川で、河口まで粗大な礫を運搬している。しかし、天竜川以外の河川は、いずれも流域面積が小さく、勾配の緩い流れで、下流部での河床堆積物はいずれもシルト、砂などの細粒物質で礫をほとんど含んでいない。

③ 御前崎周辺

この区域には内陸に小笠丘陵と牧ノ原台地があり、

菊川, 新野川, 箴川, 中西川が遠州灘に流入している。これらの河川はいずれも流域面積が小さく, 河口には主として砂を流しているにすぎない。弁財天川から新野川までの間は幅2 km以下の海岸平野が連続的に発達している。この海岸平野には, 北西-南東方向に伸び, 海岸線に斜交する多数の砂丘列が認められる。

本研究で深淺測量データの分析を行う区域は, 天竜川河口より東に約10km離れた福田漁港周辺と, 河口より西にそれぞれ約18km, 約56km離れた浜名湖今切口,

赤羽根漁港周辺の海岸である。これらのうち福田漁港と浜名湖今切口とは天竜川河口に対し, ほぼ対称的な位置にある。遠州海岸は河口の両側に弓形に広がっており, その形状は良く似ているために, 対称的な2地点のデータを比較することは, 沿岸漂砂の特性を明らかにする上で役立つと考えられる。

遠州海岸中央部に流入する天竜川水系は, 本邦中央部を南北に縦断している。地形・地質から見ると, 流域は, 最上流部の地溝帯 (フォッサマグナ) 上に位置

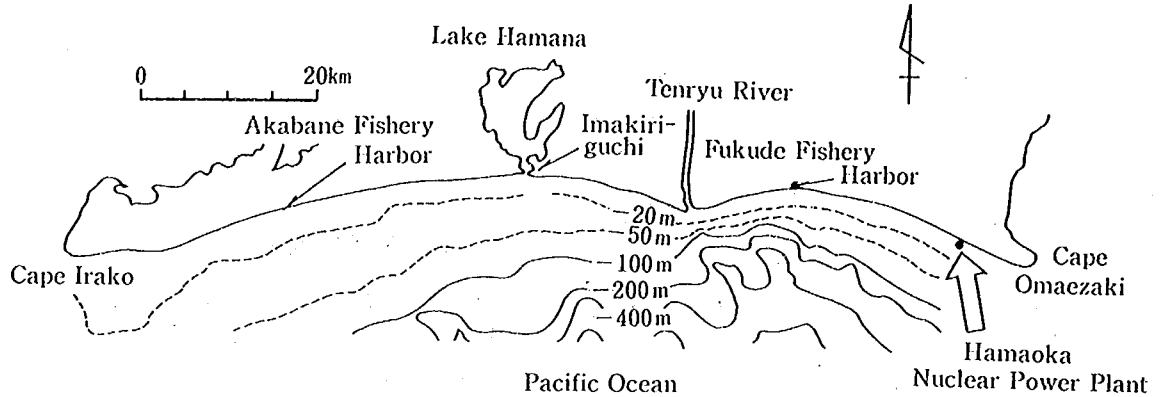
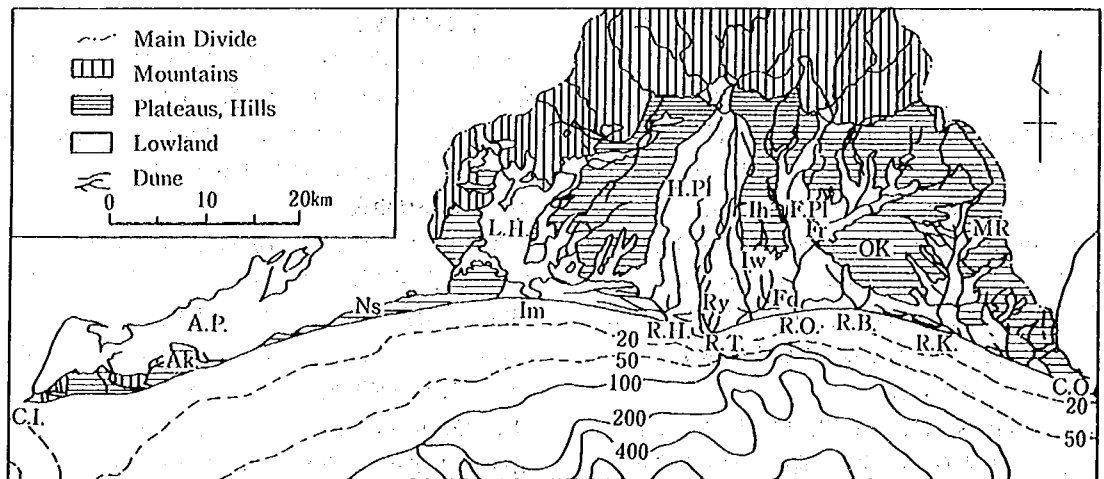


Fig. 2.1 Location of the Enshu Coast facing the Pacific Ocean and having longshore stretch of about 115km. The Tenryu River pours into the Ocean at the central part of the coast, forming a fluvial delta.



C.I. : Cape Irako, Ak : Akabane, A.P. : Atsumi Peninsula, Ns : Nishinakane, OK : Okurado, Im : Imakiriguchi Entrance, L.H. : Lake Hamana, H.P.I. : Hamamatsu Lowland, Ih : Iwatahara, Fr : Fukude, R.H. : Ho River, R.T. : Tenryu River, R.O. : Ota River, R.B. : Benzaiten River, R.K. : Kiku River, C.O. : Cape Omaezaki

Fig. 2.2 Geographical map of Enshu Coast (after Hattori et al., 1974).

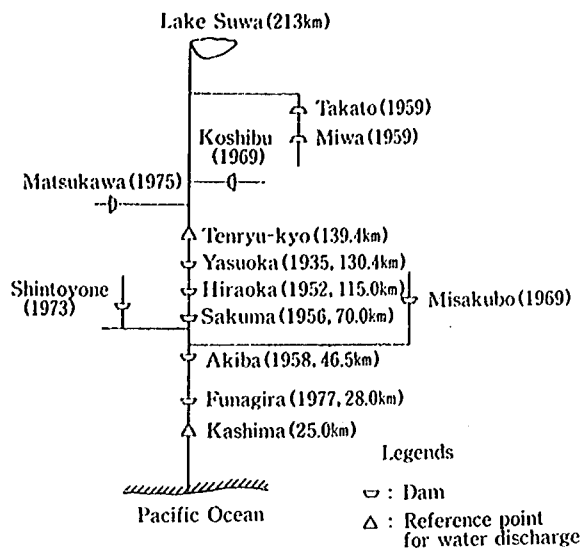


Fig. 2.3 Location of dams in the Tenryu River. The numbers in the parenthesis show the completion date of dam construction works and the upstream distance from the river mouth.

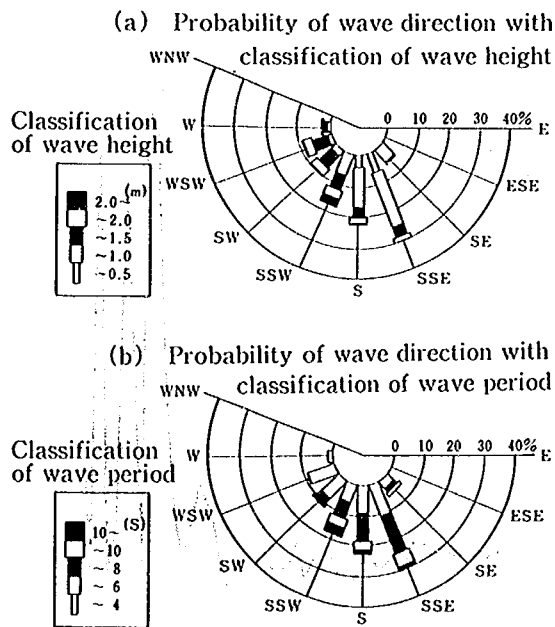


Fig. 2.4 Probability of wave direction with classifications of significant wave height and wave period measured at Hamaoka Nuclear Power Plant.

する諏訪地方、広大な複合扇状地、海岸段丘から成る伊那谷、天竜峡から深く峡谷をなし二俣（天竜市）に至る中間山間部、二俣より下流の広大な氾濫原からなる遠州地方と大きく4区間に区分される。以上のうち、伊那谷、および中間山間部では多量の土砂生産があるが、土砂動態に大きな影響を与えるダム群がFig. 2.3に示すように建設され、更に、砂利採取が行われていることなどから、近年、河口部で汀線の後退が目立つようになった（細井、1976）。なお、Fig. 2.3のカッコ内の数字は河口から各ダムまでの距離を表わす。

調査対象地域の波浪条件として、天竜川河口の東約35kmに位置する浜岡原子力発電所の沖合約1km、水深約14mの地点で、1980年～1986年に測定された波浪観測データをFig. 2.4, Table 2.1に示す。有義波高別の波向分布、周期別の波向分布および有義波高と周期の

Table 2.1 Compound probability of occurrence of significant wave height and wave period at Hamaoka Nuclear Power Plant.

wave period wave height	4.0	4.1 6.0	6.1 8.0	8.1 10.0	10.0 12.0	12.1 14.0	14.1 16.0	Sum- mation
0.00~ 0.50	0.1	4.8	4.8	0.6				10.5
0.51~ 1.00	1.4	22.1	17.4	5.3	1.0	0.1		47.3
1.01~ 1.50	0.1	15.8	6.1	2.9	1.2	0.4		26.5
1.51~ 2.00		4.0	3.2	1.1	1.0	0.5	0.1	9.9
2.01~ 2.50		0.1	1.4	0.5	0.4	0.5	0.1	3.0
2.51~ 3.00			0.3	0.4	0.2	0.3		1.2
3.01~ 4.00				0.2	0.2	0.4	0.1	0.9
4.01~ 5.00				0.1	0.1	0.1	0.1	0.4
5.01~						0.1		0.2
Summation	1.6	46.8	33.4	11.2	4.2	2.4	0.4	100.0

階級別の発生頻度を示しており、波向、有義波高、周期の最多発生クラスをまとめると、波向がSSE(約30%)、有義波高が0.5~1.0m(約40%)、周期が4~6秒(約47%)となる。また、高波浪はSSW方向からの入射が著しい。

遠州海岸の潮位条件として、浜名湖今切口の湖内側にある舞阪検潮所の潮位実況をTable 2.2に示す。朔望平均満潮位、干潮位は、1936~1984年の潮定値による。既応最高潮位は1953年9月25日に発生しており、T.P.1.96mである。なお、舞阪検潮所は浜名湖内にあるので外洋の潮位とはわずかに異なる。そこで外洋に面した鳥羽、御前崎検潮所のそれぞれ1959年~1984年お

よび1958年~1984年の観測値より算出された潮位もTable 2.2に示した。

遠州海岸の前浜底質粒径に関しては、1982年1月に調査が行われ、Fig. 2.5の結果が得られている。赤羽根漁港の西側と御前崎周辺では著しく大きな粒径が見られるが、そのほか区域での平均粒径はほぼ0.3~0.5mmである。

3. 天竜川からの流出土砂量と河口部周辺の海浜変形

3.1 天竜川からの流出土砂量の推定

天竜川河道における土砂収支を調べるために、河口から25km間を選び、その範囲における土砂収支をダム下流の流出残流域からの流出土砂量、河床低下量、および砂利採取量から推定した。ただし、1961年から1980年までの土砂収支は既に5年毎に整理されている(建設省中部地方建設局, 1983)ので、本研究では新たに1985年までのデータを追加し、同様な手法を用いてデータの再整理を行った。河川の流量については、1966年以降、鹿島地点(25.0km)における年最大流量を調べた。

Table 2.2 Tide levels at three tide observation stations.

Legends	Toba	Maisaka	Omaezaki
H.W.L.	0.974	0.574	0.758
L.W.L.	-1.144	-0.651	-0.940
H.H.W.L.	1.575	1.960	2.014

reference level: T.P.m

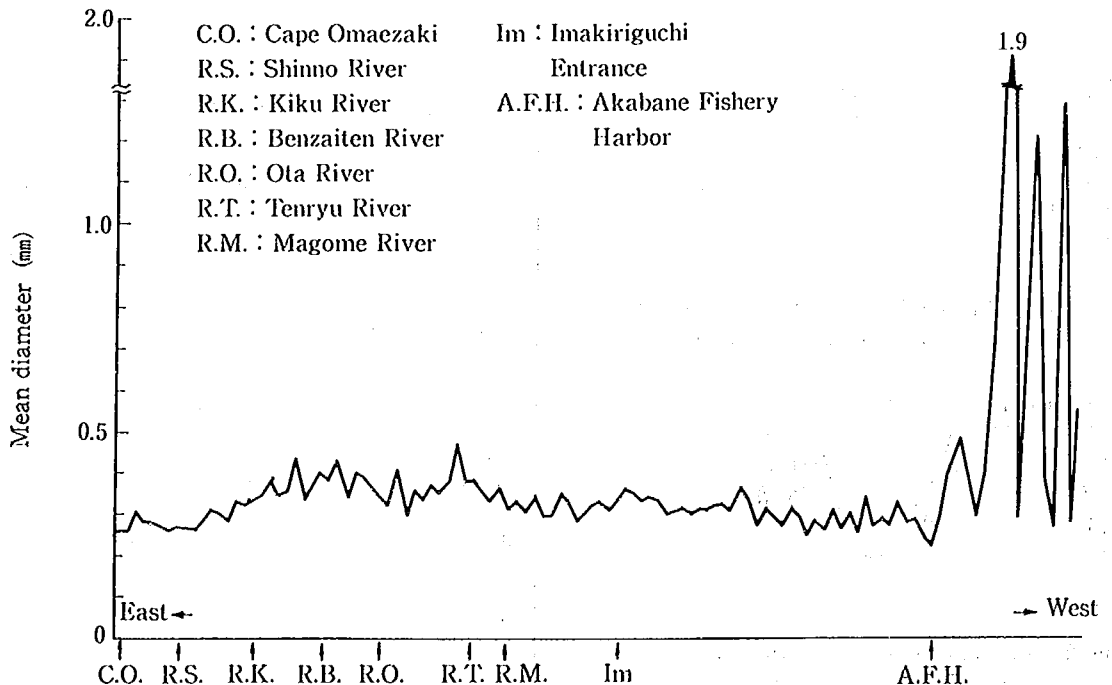


Fig. 2.5 Longshore distribution of mean diameter of foreshore materials measured in 1982.

Table 3.1 Fluvial sediment discharge from the Tenryu River in each period of 5 years.

	1961~1965	1966~1970	1971~1975	1976~1980	1981~1985
Eroded sand volume	233	174	59	31	36
Dredged sand volume Q_1	97	101	62	43	32
Sediment input Q_{in}	65	35	30	20	12
Sediment discharge Q_{out}	201	108	27	8	16

 $(\times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr})$

河口からの流出土砂量を Q_{out} とし、秋葉ダム (47km 地点, 1958年完成) 下流の残流域からの流出土砂量を Q_{in} , 河床低下量を Q_0 , 砂利採取量を Q_1 とすると, $Q_{out} = Q_{in} + (Q_0 - Q_1)$ の関係が成立し, Q_{in} , Q_0 , Q_1 が与えられた場合 Q_{out} が求められる。まず, Q_{in} は秋葉ダムより下流域の面積約600km²に, 1961年以降5年ごとに秋葉ダムに堆積した土砂量をダム上流域の集水面積で除して求めた年間の平均比堆砂量を乗じて求めた。ここに1961年~1970年における集水面積は663km², 1971年以降のそれは469km²である。5年毎に整理した結果を Table 3.1 および Fig. 3.1 に示した。これらより1976年以降, 砂利採取量に見合った河床低下量を示し, 海域への流出土砂量は著しく減少し, 1980年~1985年の間の流出土砂量は約16万m³/yr となったことが分かる。芝野ほか(1988)は, 天竜川の現扇状地を形成した堆積土砂量より, 長期間の流出土砂量を求めた。これによると, 約2万年前より現在までの間, 平均的に約 $5 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ 以上の土砂流出があったと推定した。この値と比較すると, Fig. 3.1 に示した流出土砂量は著しい減少とすることができる。

次に, 土砂の流送能力について検討した。最初に, 河口より25kmにある鹿島地点における年最大洪水流量の経年変化を Fig. 3.2 に示す。一般に, 流砂量は河川流量により主として支配されるが, 実際には河床材料, 洪水の継続時間などが時空間的に変化するために単純には比較することができない。ここでは, 海岸に寄与する河川流出土砂量は, 浮遊砂の卓越する水理量によって支配されると考え, 浮遊砂の卓越する流量を以下の方法により求めた。

一般に浮遊砂が卓越するかどうかを表わす指標として無次元掃流力 τ_* が用いられる。この値が1を超えると浮遊砂が卓越する。径深を R , エネルギー勾配を I , 砂粒子の水中比重を s , 粒径を d としたとき, τ_* は式

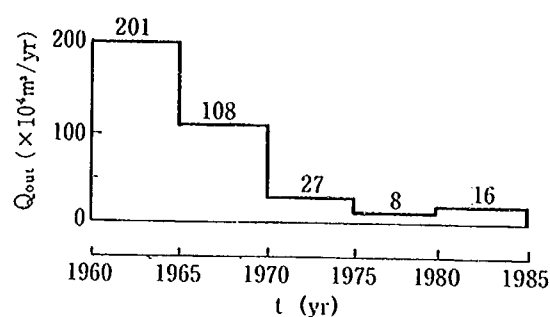


Fig. 3.1 Temporal change in sediment discharge from the Tenryu River mouth between 1960 and 1985. Recent decrease of sediment discharge is clearly realized.

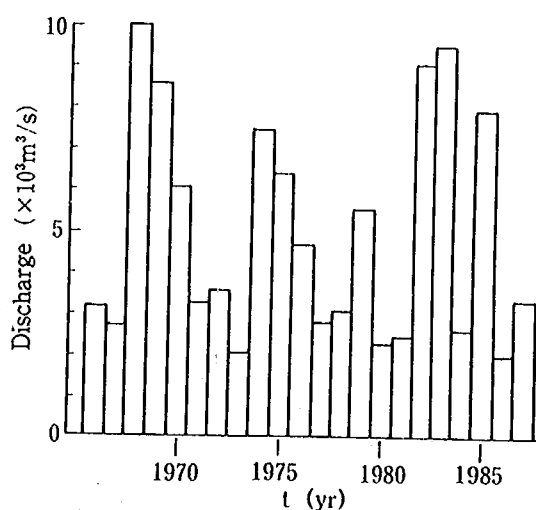


Fig. 3.2 Temporal change in annual maximum discharge from the Tenryu River.

(3.1)で表わされる。

$$\tau_* = \frac{U_*^2}{sgd} = \frac{RI}{sd} \quad \dots\dots(3.1)$$

ここで、 $\tau_* = 1$ とおくことにより得られる $R=sd/I$ の関係を Manning 式に代入すると、流量 Q は式(3.2)で表わされる。

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{sd}{I} \right)^{5/3} \cdot I^{1/2} \cdot B \quad \dots\dots(3.2)$$

ここに、 n は Manning の粗度係数、 B は川幅である。天竜川の下流河道の特性として、代表的に $s=1.65$, $n=0.035$, $I=1/600$, $d=0.5\text{cm}$, $B=250\text{m}$ を選び、これらを式(3.2)に代入すると、 $Q \approx 4200\text{m}^3/\text{s}$ となる。すなわち、流量 $Q \approx 4000\text{m}^3/\text{s}$ を超えると河川の浮遊土砂が卓越し、海岸に寄与する漂砂量が増加すると考えられる。Fig. 3.2によれば、浮遊砂が流出し易かった時期は少なくとも1968～1970年、1974～1975年、1982～1983年、1985年にあったことになる。すなわち、流出土砂量が

少なくなった1976年以降も浮遊砂の掃流能力は変わっていない。それにもかかわらず、Fig. 3.1に示したように河口からの流出土砂量が減少した理由は、秋葉ダム等により浮遊砂が捕捉され、ダム下流の河道において粗粒化が進んだためと考えられる。

3.2 河口部周辺の海浜変形

天竜川河口の左右岸に広がる遠州海岸では、河口を中心として東西約17kmの範囲を対象として深淺測量が行われてきた (Fig. 3.3参照)。測線間隔は天竜川河口を挟む測線No.113～No.159の間が200m、その他が400mである。Fig. 3.3には、1984年7月に行われた深淺測量の結果も示した。-10m以深の等深線は海岸とほぼ平行であるが、-4m～-6mの間にはバー・トラフ地形が発達しており、沿岸方向に非常に複雑な海底地形となっている。

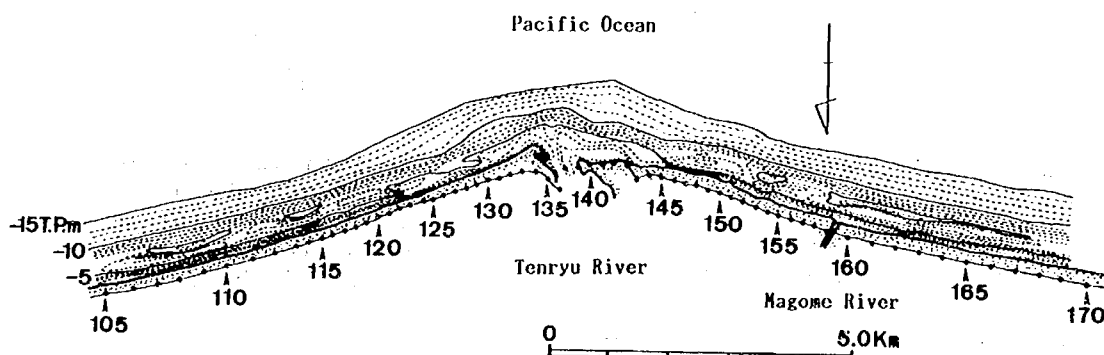


Fig. 3.3 Alignment of survey lines of bottom sounding around the river mouth and bottom contours in July, 1984.

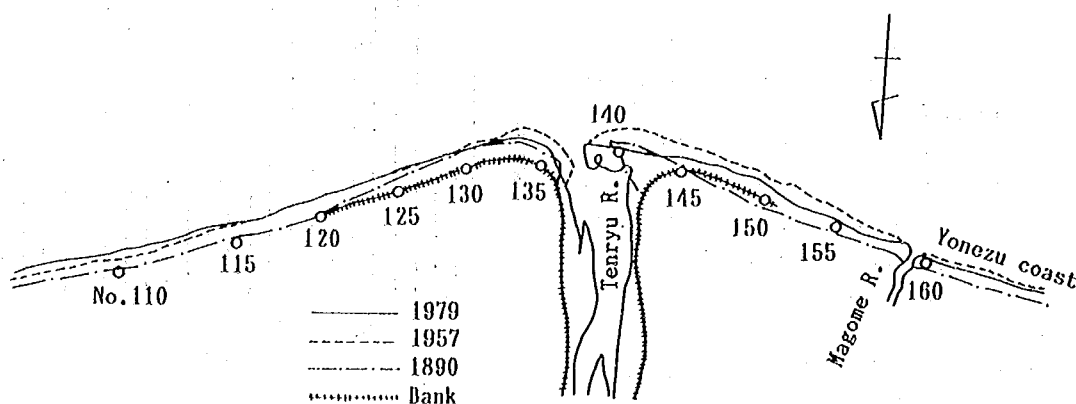


Fig. 3.4 Long-term change in shoreline configuration around Tenryu River mouth since 1890 (after Ministry of Construction, 1983).

この海岸の汀線や海浜土砂量の長期的な変化に関しては、建設省中部地方建設局（1983）による報告がある。以下ではまずこの報告を参照しつつ議論を進める。Fig. 3.4は、明治20年代の地形図（陸地測量部作成5万分の1地図）を基準としてその後の地形図より作成した汀線変化図である。これによると1890年より1957年まで汀線は前進傾向にあったが、その後伊勢湾台風・狩野川台風などの大型台風の来襲、佐久間ダムや秋葉ダム等の建設に起因した天竜川からの供給土砂の減少などによって、河口の両側で汀線が後退したことが分かる。当地点の代表測線における汀線変化はFig. 3.5のようである。河口の東側（No.101～132）では、河口の一部を除いてほぼ安定した状態が続いている。河口の西側（No.143～165）では、離岸堤の施工の始まる1972年以前の期間中、No.146を除く他の測線の汀線は後退傾向を示す。この区間での1965年から1970年の間の汀線後退速度は、平均約30m/yr、最大50m/yrにも及んだ。その後離岸堤工事が1973年より始まり、離岸堤の設置された箇所（No.149）では汀線の回復が見られるが、その下手側（No.157）では現在でも汀線の後退が進んでおり、汀線の後退量はこの20年間で約120mに達した。

Fig. 3.6には各測線間の土砂量の経年変化を示した。深浅測量図をもとに、前浜上の基準線より-9 mまでの海浜断面積を求め、測線間隔を乗じて土砂量を算出した。基準年は1969年である。侵食傾向が河口を中心とその両翼に広がる状況が見てとれる。1969年から1972年にかけては侵食域が河口部のNo.130～140の約2 kmの区間にあったが、1981年にはその範囲が約9 kmと拡大している。1972年から1977年にかけて、測線No.150付近に3基の離岸堤が設置された。離岸堤の設置によってトンボロが形成され、一時海浜土砂量が回復したが、現在では回復した土砂量も減少している。

当海岸での底質粒径については、既にFig. 2.5に平均粒径の沿岸分布を示したが、これ以外にも河口部の測線No.121, 127, 135, 143および151において底質調査が行われている。（細井, 1976）。これによると、汀線付近では0.5～2.4mm、汀線より沖へ500mの地点では0.3～0.6mmとなっている。

天竜川河口沖には河口前面テラス地形（田中ほか, 1987）が発達している。この河口テラスの規模は、近年における流出土砂量の減少に応じてかなり大きな変化を遂げている。以下では等深線の平面形状の変化と

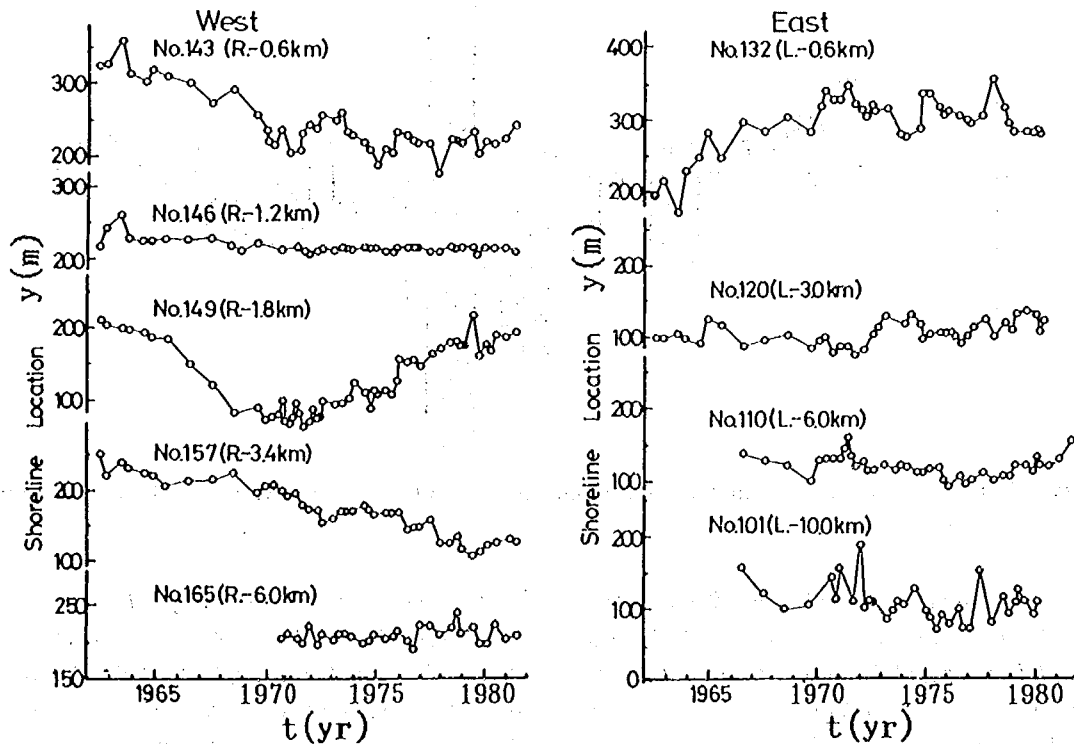


Fig. 3.5 Temporal change in shoreline position at several survey lines on the Enshu Coast (after Ministry of Construction, 1983).

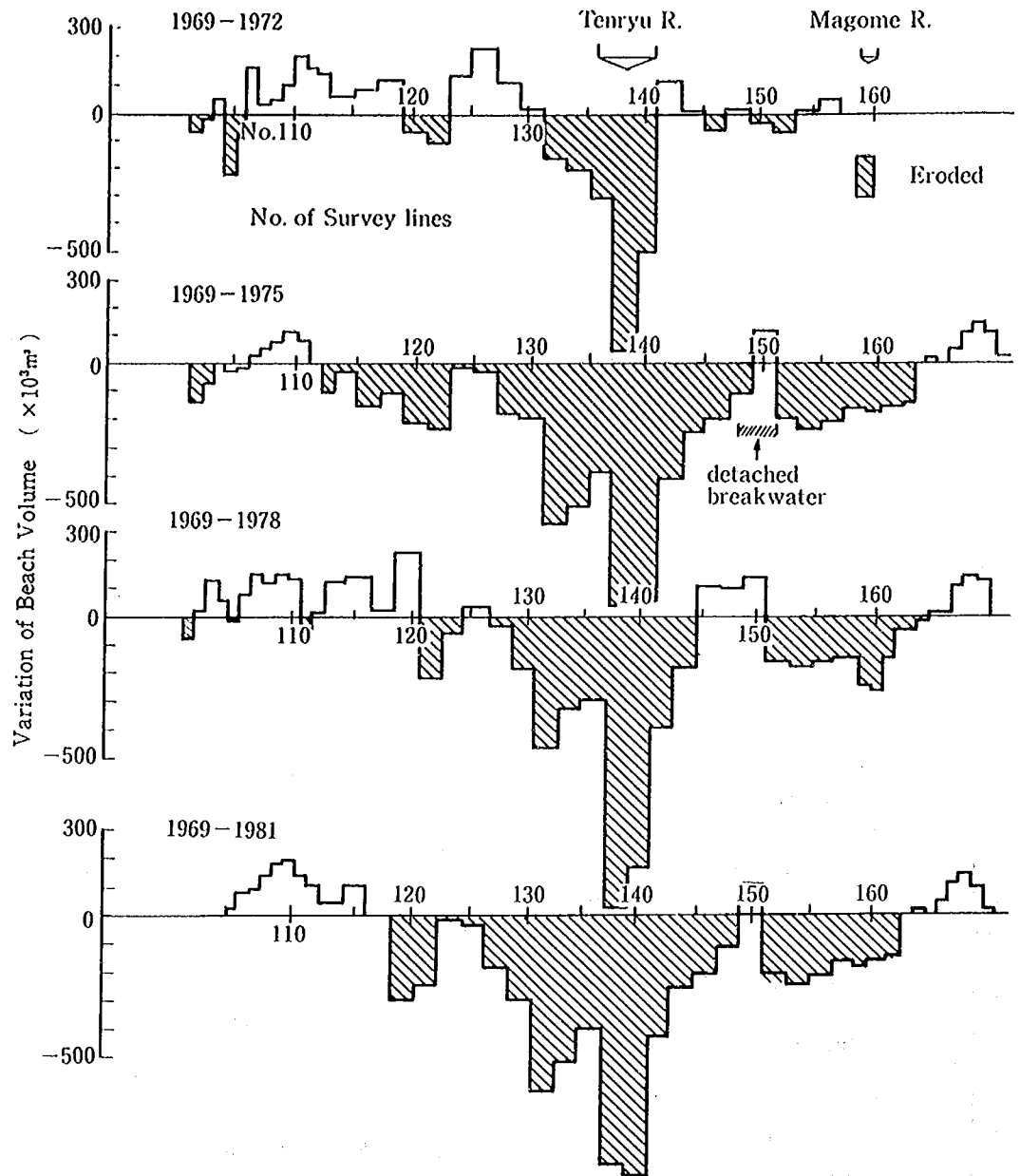


Fig. 3.6 Temporal change in sand volume along the Enshu Coast (after Ministry of Construction, 1983).

等深線距離の時空間変化より地形変化特性を調べた。最初に、1970年9月と1986年7月の深浅測量データより算出した代表等深線の場所的变化をFig. 3.7に示す。河口沖に突出していた等深線が近年大きく後退しており、河口前面の一部を残して広域で等深線が後退したことが分かる。ただし、Fig. 3.7は1970年と1986年の2枚の深浅図の比較によって得られたものであるから、

年単位での変動量が大きければFig. 3.7をもとに長期的に見て侵食が進んだと断定することはできない。そこで、この点を調べるために代表的な4測線を選んで等深線距離(宇多, 1984)の経年的変化を詳しく調べた。河口の東側からは測線No.129とNo.133を、また西側からはNo.141とNo.145を選んだ。これらの測線は河口に対してほぼ左右対称な位置にあるために、それらを比較す

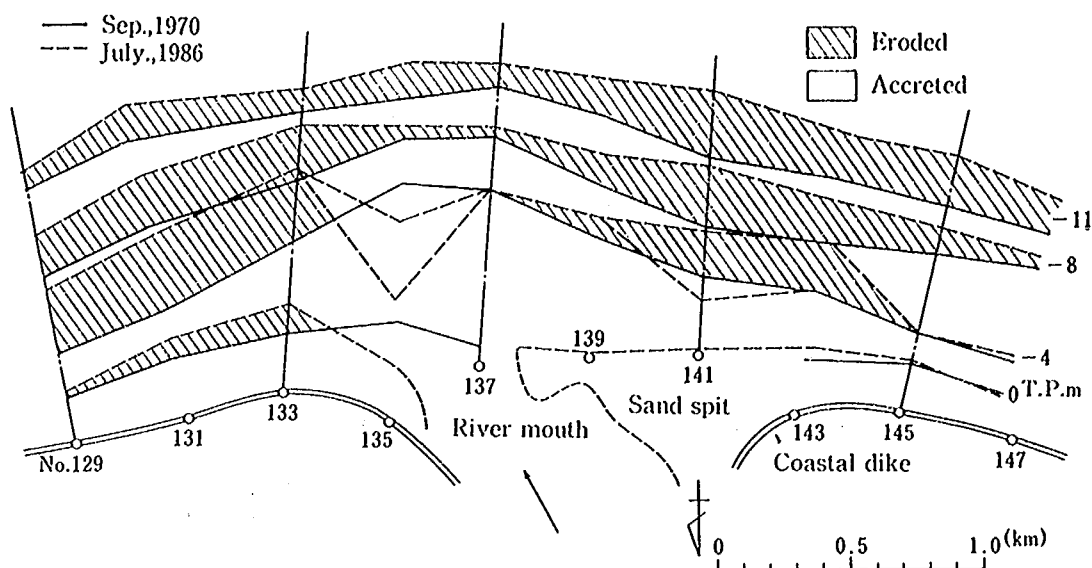


Fig. 3.7 Comparison of typical contours around the Tenryu River mouth between September, 1970 and July, 1986. Almost all contours retreated between September, 1970 and July, 1986 except a small area just in front of the river mouth.

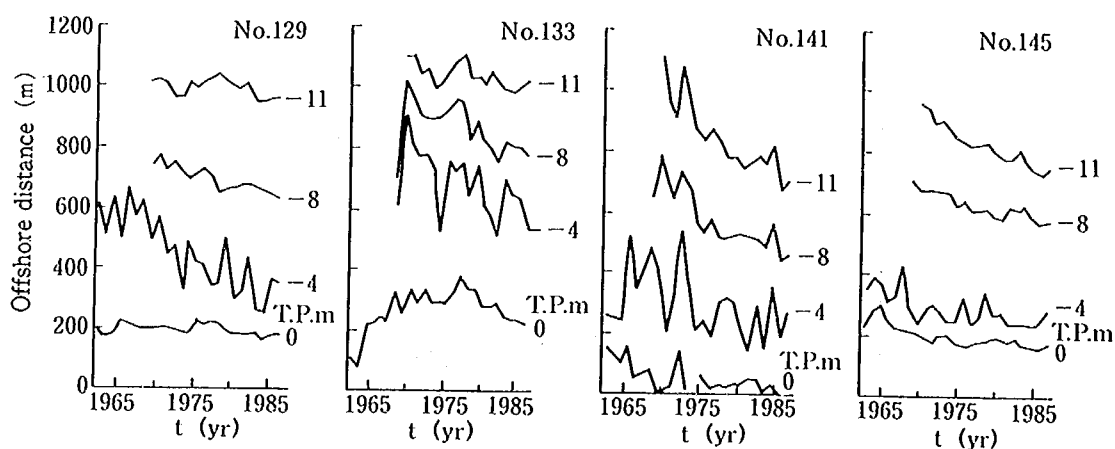


Fig. 3.8 Temporal change in offshore distance from the reference point to some contours at some survey lines. Survey lines No. 127 and No. 133 are located east of the river mouth, and other two survey lines west of it.

ることにより河口左右岸における地形変化の差違を明らかにすることが可能となる (Fig. 3.8 参照)。

河口の東側にある測線 No. 129, No. 133 ではかなり大きな変動が存在するものの、長期的には T.P. -4m および -8m の等深線が 1970 年以降後退傾向を示す。これらに対し、汀線は 1978 年までは前進傾向にあったが、その後後退傾向に転じた。また、-11m の等深線もわずかながら経年的に後退傾向を示し、この傾向は河口に近

い No. 133 で著しい。全体的に見る限り、2 つの測線における変化は良く似ており、短期的な変動以外にも長期的意味では確かに沖合部の侵食が進んだことが分かる。

一方、河口西側の測線 No. 141, No. 145 での等深線距離の変化に関しては、両者の特性は良く似ており、0 ~ -11m の全ての等深線が経年的に後退したことが明らかである。しかも例えば -4m の等深線や汀線の変化に見られるように、等深線の後退の始まる時期が左岸側に

比べて早いことが特徴としてあげられる。特に、汀線の後退は1965年以前より始まっており、これは左岸側のNo.133と比較して大きく相違する点である。また、-11mの等深線の変化量が左岸側に比べてはるかに大きい。このように、河口の左岸側と右岸側では侵食傾向そのものは一致するものの、右岸側の方が侵食が著しいことが特徴である。細井(1976)は、1961年～1974年の間、測線No.147, No.157の汀線が後退傾向にあることを示した。本研究においてこれらの測線に近接するNo.145

のデータによれば、変動はあるものの同様な結果を得る。結局、1974年以降も侵食が進み、沖合部が深くなりつつあることが結論される。

次に、河口周辺の代表測線に沿う海浜断面図の変化をFig.3.9に示す。代表測線としては左岸側よりNo.133を、河口中央よりNo.137を、また右岸側よりNo.141とNo.145を選んだ。また、図には、1970, 1982, 1986年の断面形を重ねて示した。また、長期的な地形変化の特性把握を容易にするために、1970年から1986年の間に断面

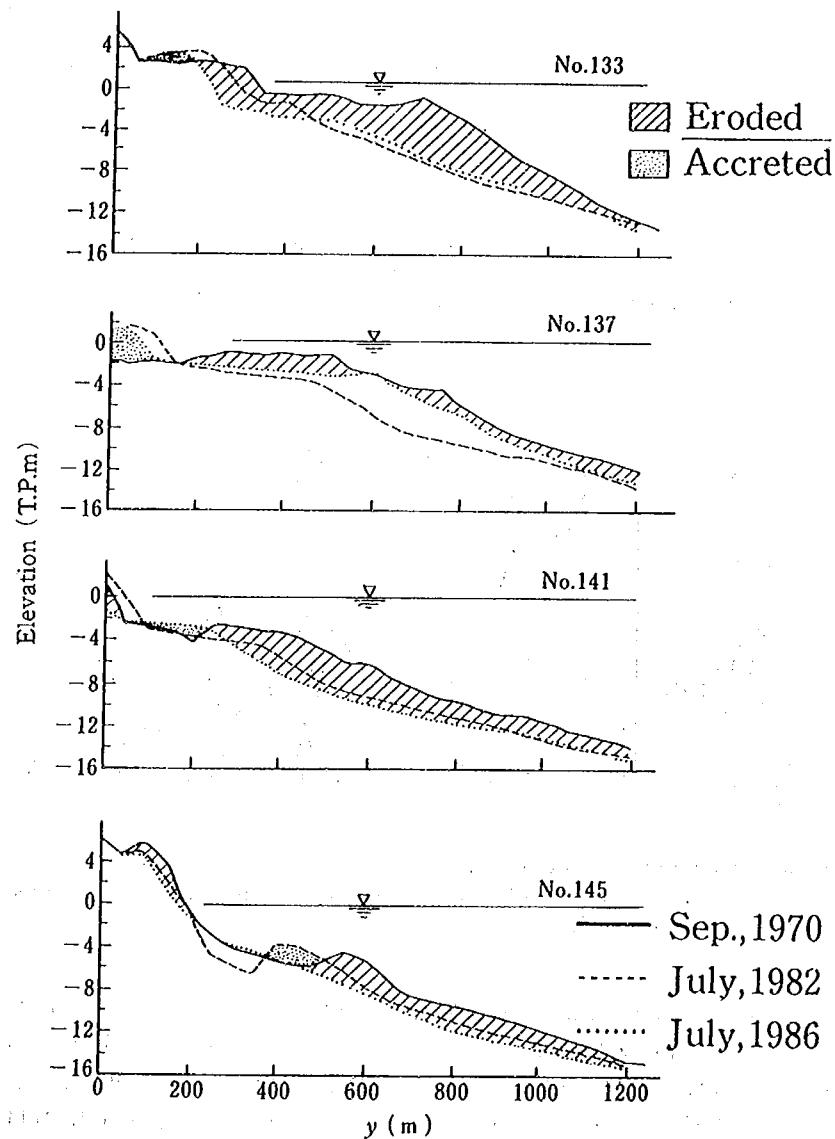


Fig. 3.9 Comparison of typical beach profiles. It is clear that the river mouth terrace was eroded and maximum eroded height of the sea bottom attained to about 6 m at No. 133.

形が変化した部分にはハッチを付けた。

河口中心より約800m 東に離れた測線No133では、1970年時点では幅約350mの河口前面テラスの発達が見られたが、その後急速に侵食が進み、ほぼ河口テラス地形は消失した。海浜断面は、陸上の+2 mより約-12mに至る範囲まで大きく侵食され、1970年から1982年まで12年間で海底地盤高は最大約6 mも低下した(X=700m 地点)。

河口中心を通る測線No137では、No133と比較して約400m 広い河口前面テラスが形成されていた。ここではテラス地形の縮小はNo133ほど顕著ではなく、前進、後退を繰り返している。

右岸側の測線のうち河口に近いNo141では再び河口テラスの発達が見られたが、No133と同様に近年著しい地形変化が生じ、テラス地形は縮小し、一様勾配に近くなった。また、河口中央に対しほぼ対称な位置にあるNo133とNo141の河口テラス形を比較すると、左岸側の方が地形発達が著しい。このことは、卓越した高波浪の入射方向が河口中心線に対しやや時計回りの方向からである事実と対応している。河口より離れた測線No145では河口テラスの発達は見られず、バー・トラフ地形が存在したが、近年では沖合部で侵食が進んでいることが明らかである。

湖浜地形や海浜地形の変化に関して、エルゴード性の仮定の下では時間-空間の変換が可能である(宇多ほか, 1987)。そこで河口テラス地形についても同様な見地よりこの概念の応用を試みた。Fig. 3. 9によると、

河口テラス上の水深は約2 mであってほぼ一定している。この水深が保存されていることから、各断面形を岸沖方向に平行移動し、岸側より初めて-2 mとなる点を重ね合わせて断面図を描いた(Fig. 3. 10)。図には、河口を中心とする東西約3.6km間の9 測線について、1986年7月測量の海浜断面形を重ねて示した。図によると、河口テラスは沿岸方向に見たとき、ほぼ単調に縮小している。一方、Fig. 3. 9の測線No133では河口テラスが時間的に単調に縮小していた。これらを比較すると、両者の特性は互いに良く似ており、河口テラスの時間的な変化過程が沿岸方向の変化によりかなり良く推定されることが分かる。同様な結果は、相模川河口地形に関しても得られている(宇多, 1989a)。

以上のように、近年の河川流出土砂量の減少に伴って天竜川の河口テラスは縮小し、またバー・トラフ地形が消失傾向にある点は重要である。なぜならば、これらはテラス上での強制砕波により来襲波浪のエネルギーを急激に弱める効果を持っており、したがってそれらが消失したことによって汀線付近へ到達する波浪エネルギーが大きくなったと考えられるからである。このことは防災上の安全度が低下傾向にあることを意味している。

3.3 河口右岸側における離岸堤設置に伴う海浜地形変化

天竜川河口の右岸側では近年汀線の後退が顕著となったことへの対策として、1973年以降17基の離岸堤

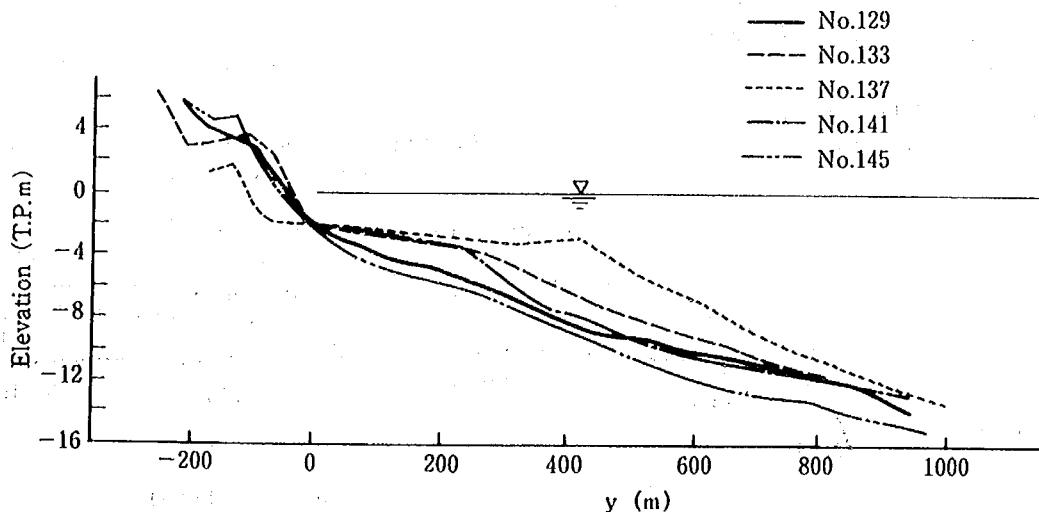


Fig. 3.10 Superposition of beach profiles around river mouth.

が設置された。離岸堤の設置後、構造物周りでは特徴ある地形変化が見られた。以下ではその特性を深淺データをもとに分析する。

最初に、Fig. 3.11には離岸堤群と測線の配置関係を示す。離岸堤は、測線No.147とNo.159の間に設置されており、その施工順序はFig. 3.11に番号で示すようである。離岸堤周辺での地形変化は、No.145とNo.159の間において沿岸方向50mの間隔で、沖方向に約1kmの長さを持った測線に沿う深淺測量によって調べられている。この地区での離岸堤は、基準線より200~300m 沖合に設置されているが、これらの離岸堤を境にして地形変化状況がかなり異なる。そこでFig. 3.12に示すように、各測線間(50m 間隔)における基準線より200m までの間の海浜土砂量を $V_1 (=50A_1)$ 、基準線より800m 地点までの間の土砂量を $V_3 (=50A_3)$ としてその経年的変化を調べた。なお、土砂量の計算においては、陸上部の限界として3 mを、また海底での限界水深を-11mと仮定した。

1973年以降の汀線変化をFig. 3.13に示す。図には離岸堤の建設時期を矢印で示した。3号離岸堤が建設されると、その背後では汀線が急速に前進し、離岸堤の設置前と比較して汀線が約100m 前進した。3号離岸堤の建設後、その東側のNo.148+50では5号離岸堤の建設以前に汀線の著しい前進が始まった。これは、天竜川河口より西に向かう漂砂が3号離岸堤により阻止され、堆積したためである。逆に、3, 4号離岸堤の建設後、西側のNo.151+50~No.153+50の区間での汀線は後退傾向を示した。一方、さらに西側の13~16号離岸堤付近では離岸堤の建設後汀線は再び前進傾向となった。

Fig. 3.13に示した汀線変化と同様な方法により基準線より沖合200m までの間の土砂量の1973年以降の経年変化を調べた(Fig. 3.14)。3号離岸堤の建設後、その背後では大量の土砂が堆積したことが分かる。このよ

うな変化と対照的に、No.151~No.154の間では侵食が進み、その後離岸堤を設置しても土砂量の回復は大きくない。以上の土砂量の変化は、Fig. 3.13に示した汀線変化と特性がよく一致しており、離岸堤の設置により西向き漂砂が阻止されたため、3号離岸堤を境にして東側で堆積、西側で侵食が生じたことが分かる。離岸堤の位置をFig. 3.11により調べると、3, 4, 5, 17号堤に比較してそれより西側の離岸堤の離岸距離は短く、陸側に近接している。このため離岸堤の効果が明瞭でなく、また離岸堤の岸側の空間が狭かったため大きな地形変化が生ずることができず、上記のような変化となったと考えられる。

最後に、基準線より800m までの間の土砂量の経年変化をFig. 3.15に示した。基準線より200m までの間の土砂量変化と違い、全測線が後退傾向を示し、Fig. 3.8に示した沖合での侵食傾向と特性がよく似ている。結局、離岸堤より岸側では場所的にかかなり大きな変化が見られたが、沖合部まで含めれば、全体的に侵食傾向にあることが明らかである。このことは、3.2節での議論と一致を見ている。

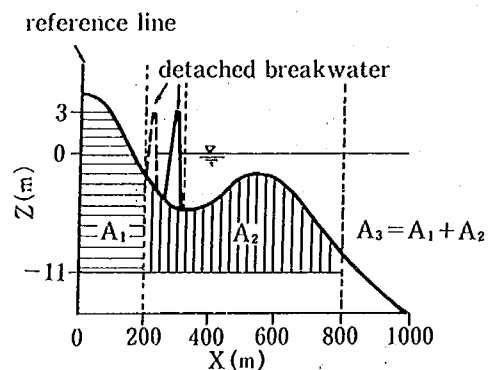


Fig. 3.12 Definition sketch of cross sectional areas A_1 , A_2 and A_3 .

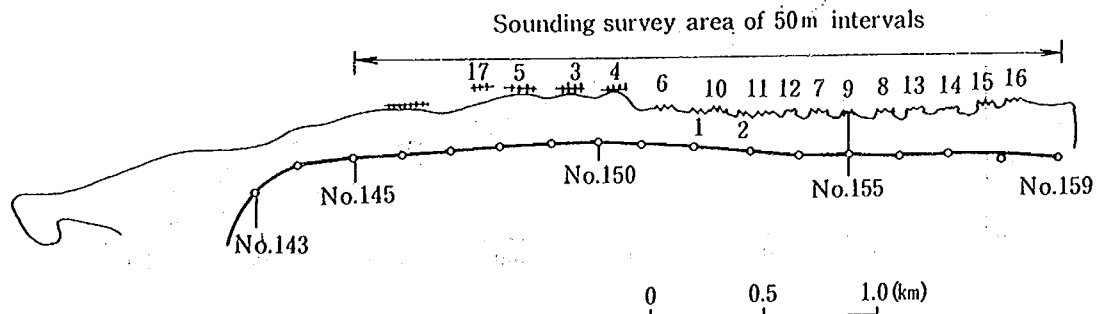


Fig. 3.11 Alignment of detached breakwater and sounding survey of 50 m intervals.

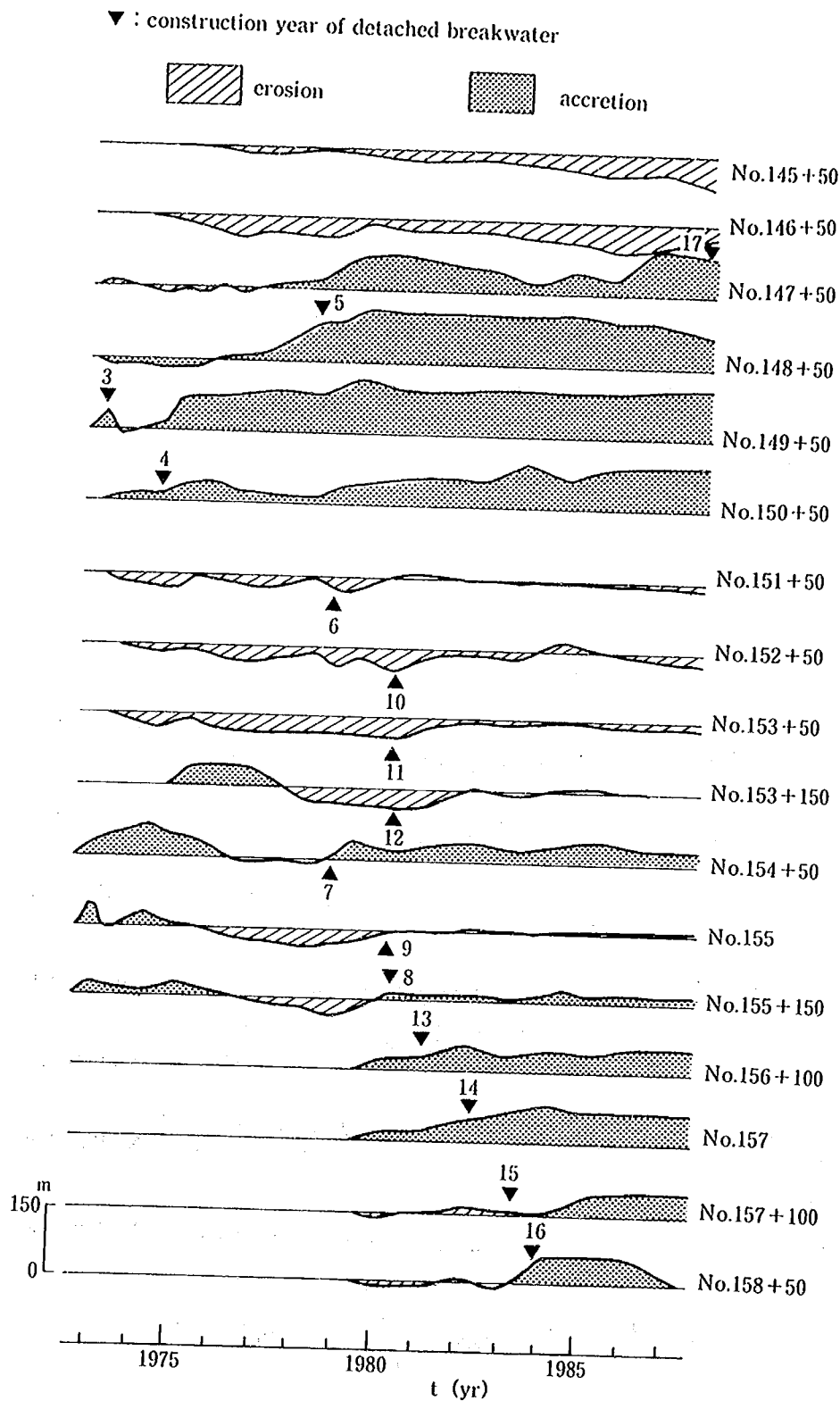


Fig. 3.13 Temporal and spatial change in shoreline position since completion of No. 3 detached breakwater.

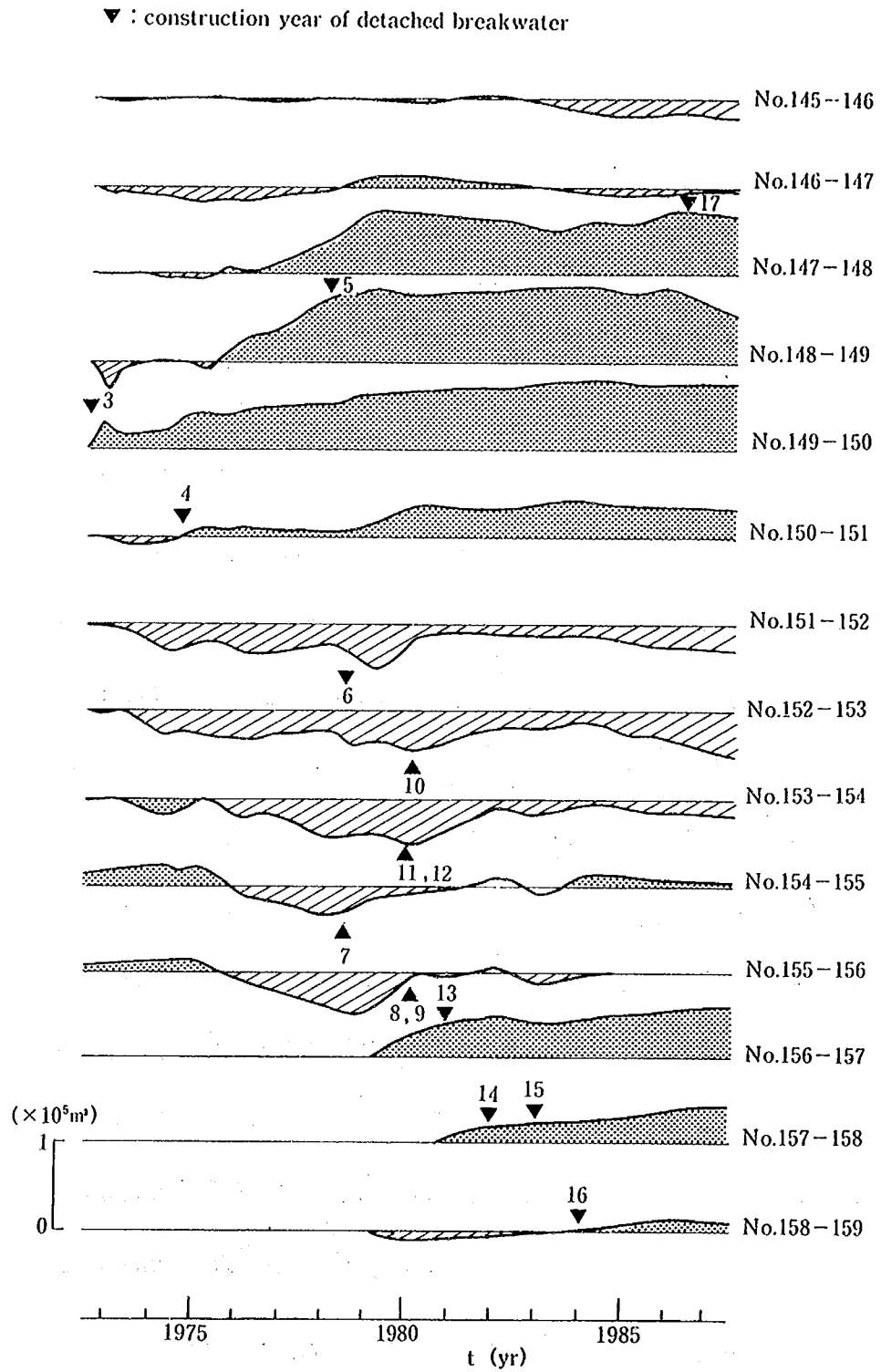


Fig. 3.14 Temporal and spatial change in sand volume between the reference line and 200 m offshore point in each survey interval.

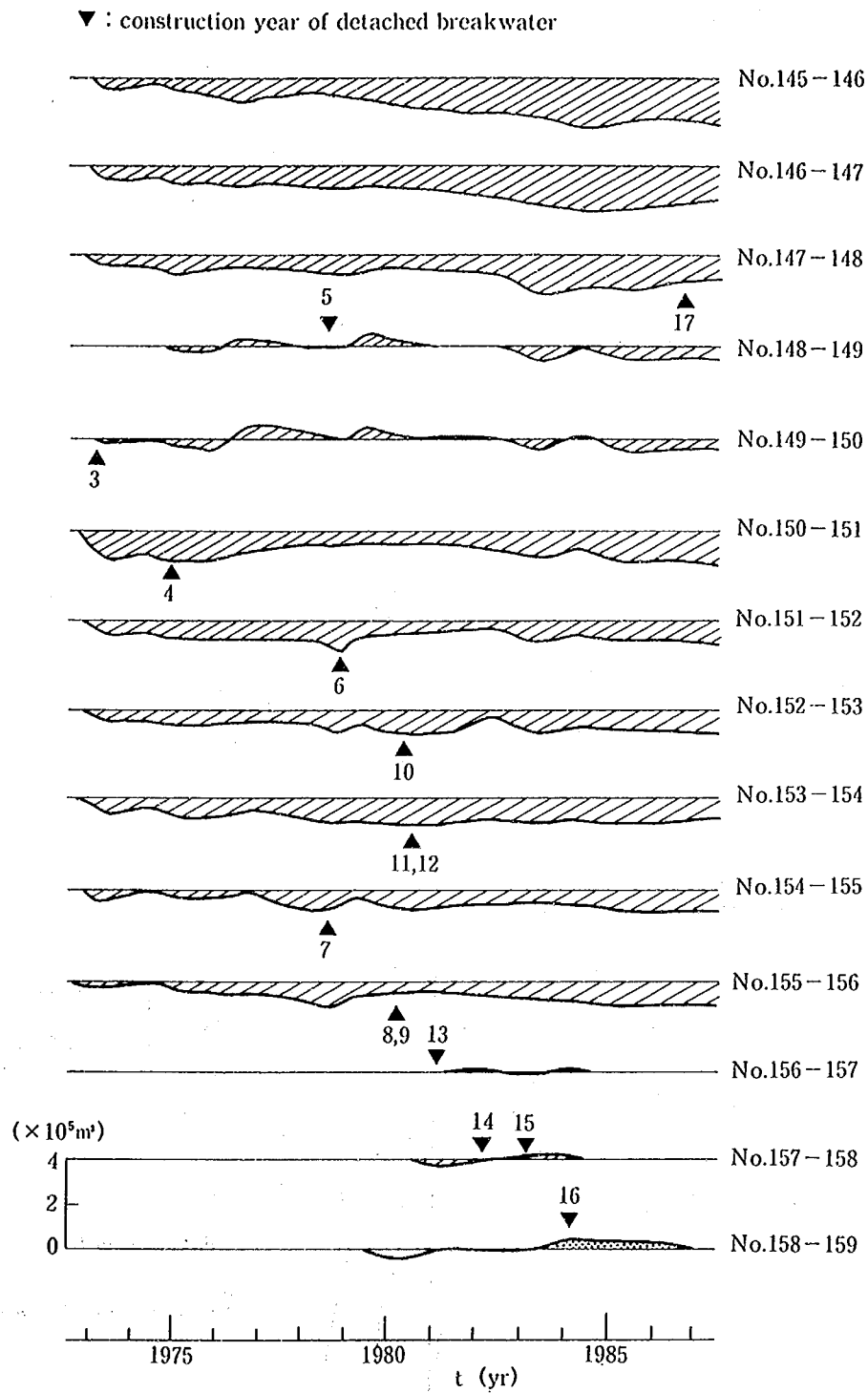


Fig. 3.15 Temporal and spatial change in sand volume between the reference line and 800 m offshore point in each survey interval.

4. 福田漁港周辺の海浜変形

4.1 調査地域の概要

福田漁港は、天竜川河口から東に約10km離れた太田川の河口に位置する。ここでは漁港の防波堤の延長工事とともに、東向きの沿岸漂砂が阻止された結果、漁港周りで顕著な地形変化が見られた。以下では深浅測量データをもとに地形変化の実態分析を進める。福田漁港周りでは1975年2月より1986年2月までの間、毎年2月と8月に深浅測量が行われてきている。深浅測量は漁港内部では密な測線間隔で、また構造物より離れた位置では粗な間隔で行われているが、欠測のある測線がかなり多い。そこで本研究では初回より欠測のない測線を14本選び、これらのデータを用いて種々の分析を行った(富谷ほか, 1988)。選ばれた測線のうち、9測線は太田川の河口右岸側に、5測線は左岸側に位置する。

4.2 福田漁港周辺の平面深浅図の比較

最初に、深浅測量データのうち、調査期間の最初と

最後にあたる1975年2月と1986年2月の深浅データの比較より、海浜地形の全体的変化状況を把握した。1975年2月の深浅図をFig.4.1に、また海岸の空中写真をPhoto 4.1に示す。測量の基準面はD.L. 0 m(T.P. -1.04m)にある。福田漁港は太田川の河口に建設された

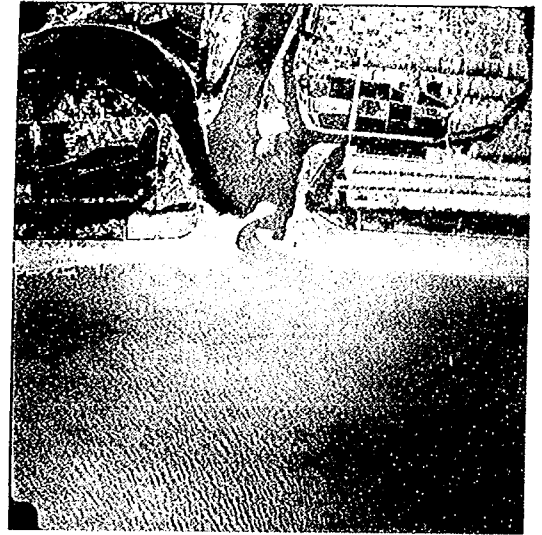


Photo 4.1 Beach situation around Fukude Fishery Harbor in January, 1975. There are no coastal structures projecting offshoreward at this stage.

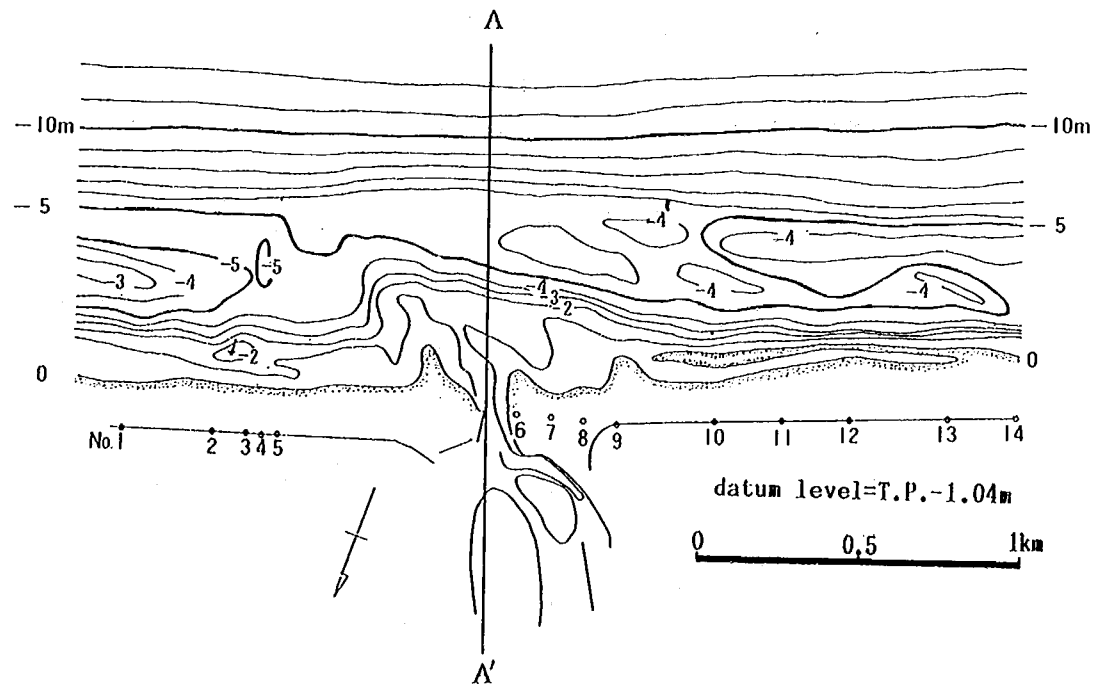


Fig. 4.1 Bottom contours around Fukude Fishery Harbor measured in February, 1975. Terrace topography of asymmetrical form is developed off the river mouth.

が、1975年2月の時点では海岸から沖向きに突き出た施設は何もない。等深線形の特徴を調べると、-6 m以深の等深線は海岸線とほぼ平行であるが、細かく調べると、-6~-8 mの等深線は太田川の河口沖においてやや沖向きに突出している。しかもその最突出点は河口中心を通過して海岸線に直交する方向(図中のA-A')に関してやや東側にずれており、全体に東、西で非対称形となっている。-6~-4 mの間では全体的に勾配が緩く、バー・トラフ地形の発達が著しい。-4~-2 mの等深線は互いにほぼ平行であり、太田川の河口部において河口流の影響により大きく沖に突出している。しかもその形状は東西で非対称であり、東側では沿岸方向の変化が急である。一方、河口の西側では広い範囲で等深線が緩やかに沖向きに突き出ている。-2~-4 m、および-6~-8 mの等深線の形状が河口中心を通過して海岸線に直交する方向に関して左右非対称となっている点は、この地点の沿岸漂砂の卓越方向が東向きであることを意味している。すなわち、河口沖では河口流の存在により沿岸漂砂の移動が阻止され、このため河口の西側には広い範囲で土砂が堆積し、逆に東側では土砂量が不足するために河口東側の-2~-4 mでは沖に向け凹形の地形が形成されたと考えられる。服部ほか(1974)は地形図を利用した汀線変化調査を行い、この地点の沿岸漂砂の卓越方向が東向きであると述べているが、本研究でもこれと同一の結果となった。

次に、1986年2月の深浅図をFig. 4.2に、また空中写真をPhoto 4.2に示す。この時点においては、漁港の

防波堤等の施設はほぼ完成し、斜めに延長約600mの長い防波堤も完成している。11年前と比較すると、斜め防波堤の西側、測線No 9~No 10付近を中心として-1~-4 mの等深線が大きく沖向きに前進した。また、河口部の汀線もかなり大きく前進した。一方、漁港の東側区域では0~-7 mの間の全ての等深線形が沖に向け凹形となった。Fig. 4.2に示す海浜形状は、この地点において東向きの沿岸漂砂が卓越しており、それが防波堤の建設により阻止されたため、防波堤の西側で堆積、東側で侵食が起きたことを良く表わしている。Fig. 4.1, 4.2で見られる等深線形の特徴はよく一致しており、長期的に見た沿岸漂砂の卓越方向が確かに東向

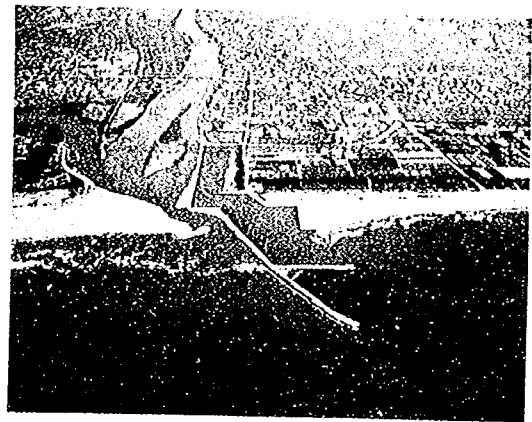


Photo 4.2 Beach situation around Fukude Fishery Harbor in March, 1986. Long breakwater was extended and shoreline adjacent to the harbor changed to a large extent.

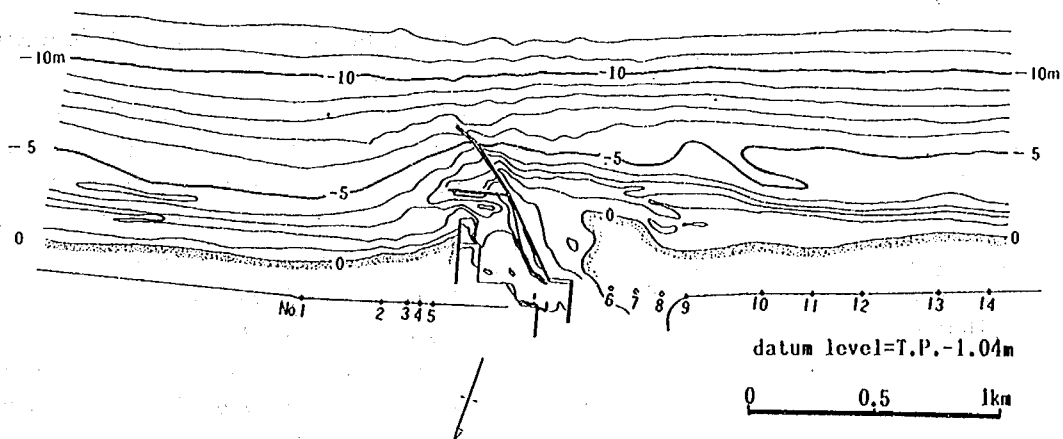


Fig. 4.2 Bottom contours around Fukude Fishery Harbor measured in February, 1986. Long breakwater was constructed, and thereafter east coast was eroded and large amount of sand accumulated on the west side of the harbor.

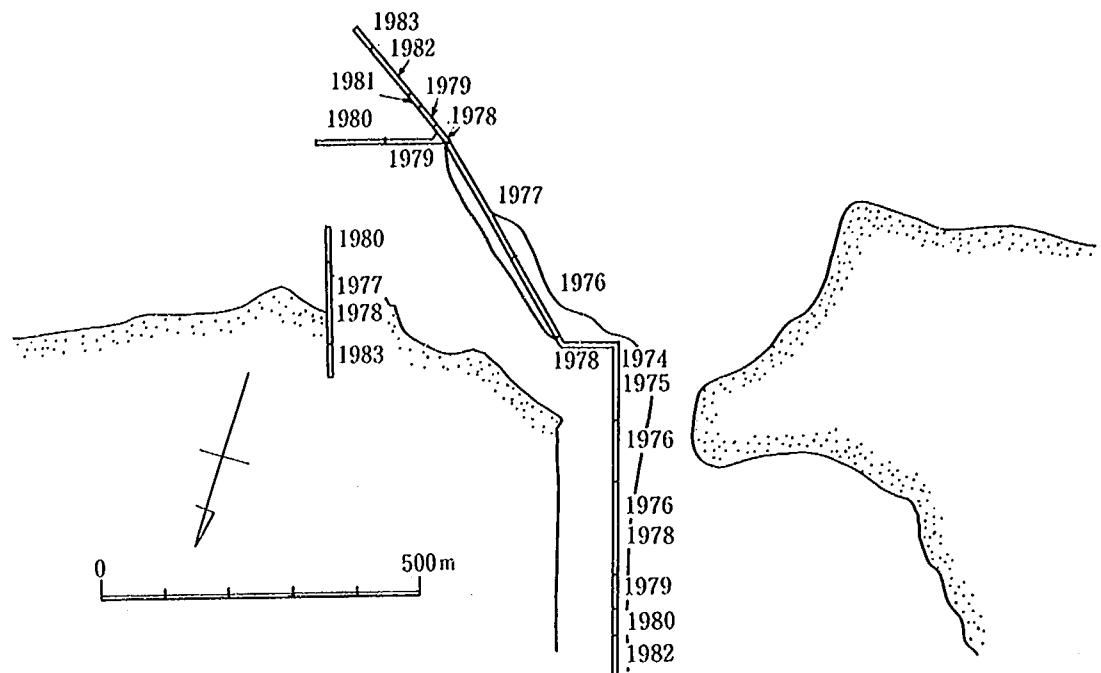


Fig. 4.3 Elongation history of breakwaters at Fukude Fishery Harbor. Breakwater was extended rapidly since 1976.

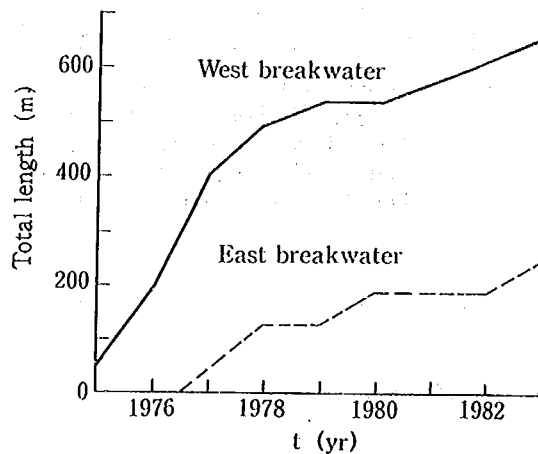


Fig. 4.4 Annual construction rate of east and west breakwaters at Fukude Fishery Harbor.

きであることが分かる。このように著しい地形変化が生じた原因は、東向きの沿岸漂砂が防波堤により阻止されたためであるが、この間の福田漁港の防波堤の建設経緯は Fig. 4.3 のようである。防波堤の建設は1974年に河口位置より始まり、河川の上流方向に伸ばされた。

また、斜め導流堤は1976年から1983年の間に建設された。海域に明瞭な形で構造物が突き出たのは、1977年以降である。更に、構造物延長の経年変化をまとめると Fig. 4.4 となる。防波堤は、東側、西側とも1975年より1978年末までの期間において急速に延長されたが、その後の長さの変化は緩やかである。

4.3 福田漁港周辺の等深線距離、海浜断面形の変化

代表地点の海浜地形の経時変化過程に着目し、等深線距離の経年変化について調べた。代表地点としては、漁港東側地区より測線No 1を、また、西側地区より測線No 7を選んだ。Fig. 4.5は測線No 1における等深線距離の経時変化である。0 m～-12mまで、1 m間隔の水深に対応する等深線距離の変化を図示した。図中、ある等深線に関し値が2価となっているのは、バー・トラフ地形を表現したためである。すなわちバー・トラフ地形の位置では、ある水深に関し等深線距離は3つ読みとれるが、最も岸側と沖側に位置する等深線距離のみを図示した。Fig. 4.5によると、-6～-10mの等深線は経年的に後退している。とくに1975年より1979年の間後退が著しく、その後1983年まではほぼ平衡状

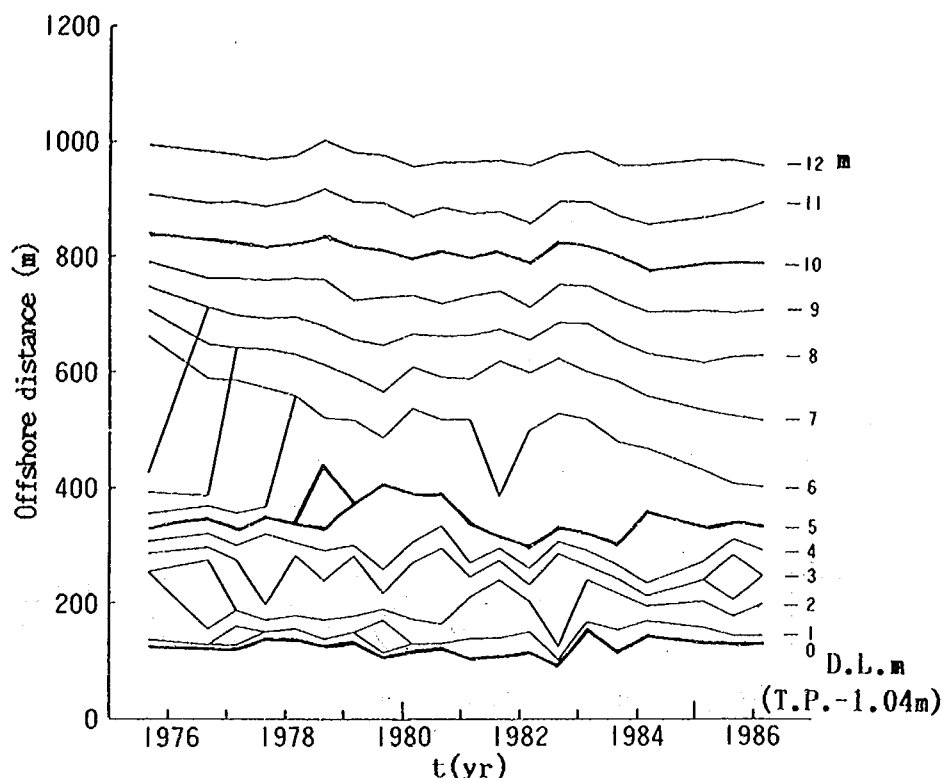


Fig. 4.5 Temporal changes in offshore distances from the reference point to some contours (Survey line No. 1).

態を保ち、その後は再び減少している。また、 $-6 \sim -10$ m の等深線の後退量は、水深の浅い所ほど大きい。一方、 -5 m 以浅の等深線は同じ時期において長期的な後退傾向は示さず、変動のみ大きい。また、 -11 、 -12 m の等深線の変化は少なく、ほぼ平衡状態にある。以上のように、測線No 1での海浜変形においては、 $-6 \sim -10$ の間で大きな後退が見られるものの、それと見合う形でより深い部分での土砂堆積や、前浜部での堆積は生じていないことが特徴といえる。これは、地形変化が断面内での岸沖方向漂砂に起因するものではなく、沿岸漂砂の場所的不均衡によるものであることを示している。また、 $-6 \sim -10$ m の間の等深線は互いに良く似た変形をしており、しかもその変化量は浅い部分の等深線ほど大きいことは注目される。なぜならば、このような地形変化は沿岸漂砂が水深方向に分布を持ち、砕波点付近より移動限界水深に至る間、漂砂量が次第に減少する場合に見られる地形変化と良く一致するからである。以上の点より測線No 1での海浜変形は主として沿岸漂砂によって生じたものと考えられる。

次に、測線No 7における等深線距離の経年変化をFig. 4.6に示す。Fig. 4.5と比較すると、対照的な変化が見られる。例えば、 -4 m や、 -8 m 付近の等深線が1977年以降前進しており、 -3 m $\sim$ -9 m の広い範囲で土砂が堆積したことが明らかである。それ以浅の $0 \sim -2$ m では大きな変動が見られるものの、近年においてはいずれの等深線も前進している。一方、 -3 m $\sim$ -10 m の広い範囲での等深線の前進を償う意味での前浜付近の侵食は見られない。したがってNo 7断面の地形変化も沿岸漂砂によって生じたと考えられる。しかも、漁港の防波堤を境に東側に位置する測線No 1では侵食が生じ、西側の測線No 7では堆積が生じたことから判断して、福田漁港位置での沿岸漂砂の方向は明らかに東向きである。

既に述べたように、測線No 1では経年的に侵食が進み、測線No 7では堆積が生じた。この海浜変形に関し、代表時期を選んで断面形状の比較を試みた。No 1の断面比較図をFig. 4.7に示す。1975年時点では、沖合に大きなバー、トラフ地形が存在したが、時間が経過する

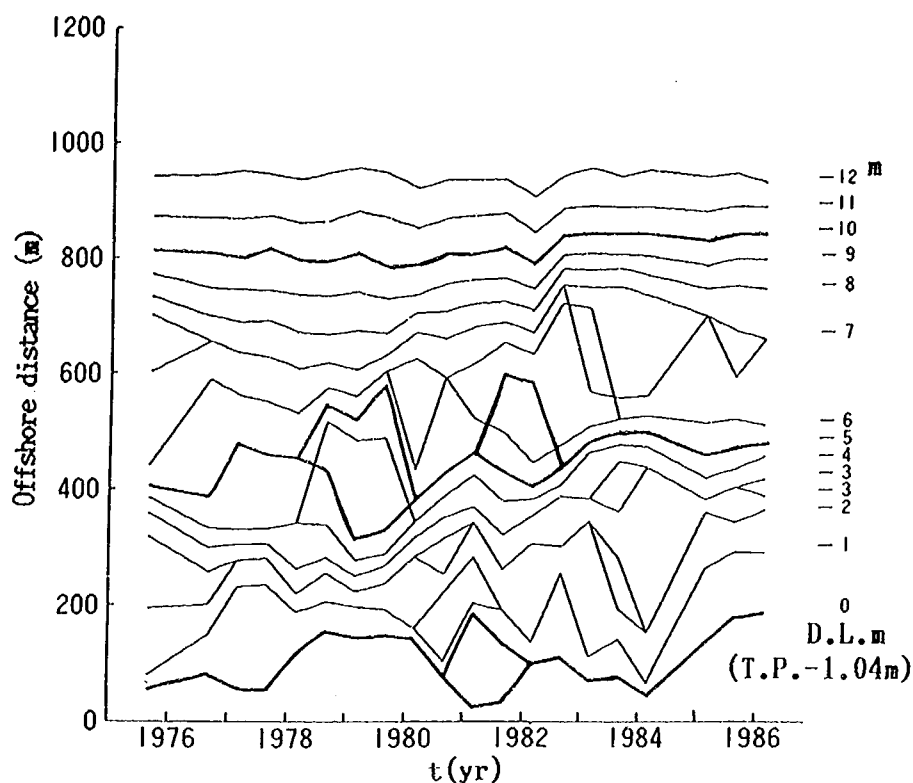


Fig. 4.6 Temporal changes in offshore distances from the reference point to some contours (Survey line No. 7).

とバー、トラフ地形は消失し、バーのあった部分は次第に深くなった。この結果、全体に穏やかな単一勾配斜面へと変化した。また、1980年の海浜形状に関しては、約-2 mより陸側の勾配が急になっている。全体的に見ると、この断面の海浜形状は、鉛直上方に凹形状となっている点が特徴と言える。また、沖合部に注意すると、-11m以深ではほぼ海浜形状が重なり合っており、波による地形変化が見られる限界の水深はD.L. 約-11m (T.P. 約-12m)にある。

同様に、堆積の生じた測線No 7の断面形状をFig. 4.8に示す。この断面の形状はNo 1測線と逆に上方に凸形

である。このように侵食域の断面では鉛直上方に凹形となり、堆積域で凸形となる点は、他の比較的緩勾配の現地海岸、例えば青森県の小川原湖海岸(宇多, 1986)においても見られており、ここで得られた特性は侵食域、堆積域の断面形をかなり一般的に表していると考えられる。Fig. 4.8に示した断面では、汀線付近と陸上部では土砂が堆積したため断面は全体に沖方向へ移動した。この断面においてもバー、トラフ地形が形成されたため海浜断面にはかなり大きな変動が見られる。しかしD.L. -11m~-17mの区間では3時期の断面形はほとんど一致し、明らかな地形変化は見られない。

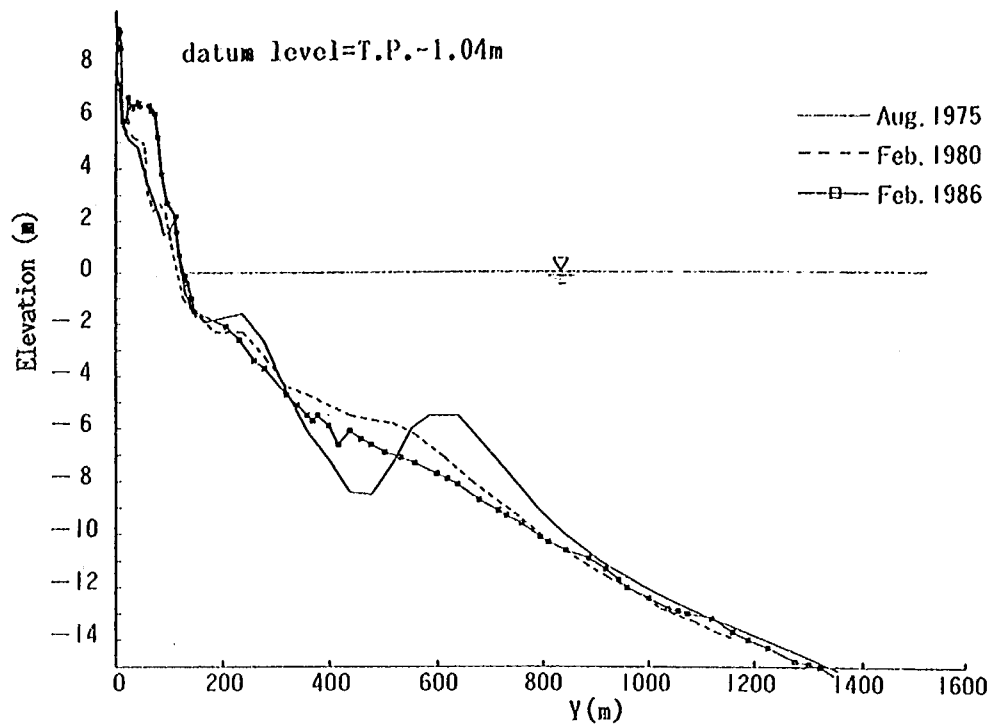


Fig. 4.7 Comparison of beach profiles (Survey line No. 1).

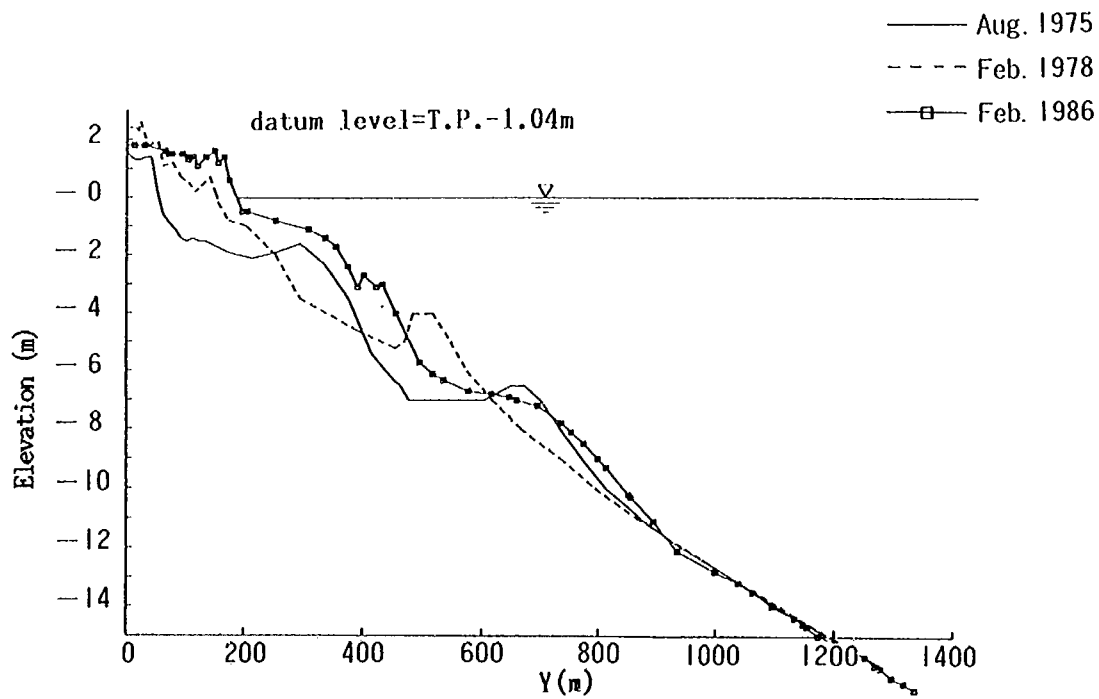


Fig. 4.8 Comparison of beach profiles (Survey line No. 7).

4.4 バーの比高, 海浜断面積の変化量の時空間変化

測線Na 1, Na 7の等深線距離の経年変化図(Fig. 4.5, 4.6)を比較すると, 侵食域にある測線Na 1の方が堆積域にあるNa 7よりもバー・トラフ地形の発達する頻度が少ないようである。これが事実とすると, バー・トラフ地形の形成が沿岸漂砂による堆積, 侵食と密接に関連している可能性がある。そこでバー・トラフ位置の水深の差(バーの比高)の時間的, 空間的变化を調べた。結果を Fig. 4.9に示す。図において, バーの高さが未記入なのは, その時期バー・トラフ地形が存在しなかったことを意味する。河口前面に位置する測線Na 6, 7を除くと, 防波堤の西側の測線では東側の測線(Na 5~Na 1)と比較してバーの比高が高く, 規模の大きなバー・トラフ地形の発達が著しかったことが分かる。このことは, 侵食区域ではバーが形成されにくく, 逆に堆積域ではバーが形成され易いことを示唆する。

福田漁港の周辺においては, Fig. 4.7に示したように, 著しい地形変化は-11m 以浅で見られる。そこで, 陸域の+3 m より-12m までの範囲を定めて各断面の面

積変化量を求め, その時空間変化を調べた(Fig. 4.10)。測線Na 6~Na 14の間では, 当初は侵食傾向にあったが, ほぼ1979年以降, 明瞭に堆積傾向を示すようになった。しかも, 堆積が著しくなり始める時期に注目すると, 漁港に近いNa 6~Na 10の方がNa 11~Na 14よりも早い時期に堆積が始まり, しかも断面積の変化量が大きいことが特徴である。これは, 沿岸漂砂の阻止構造物への距離が近い所ほど断面積の変化量が大きく, またその変化の生ずる時期が早いことを意味しており, 同様な結果は例えば駿河海岸(武内ほか, 1984)や富士海岸(河野ほか, 1986)などにおいても得られている。一方, 防波堤の東側でかつ防波堤近傍に位置するNa 4, 5を除いた測線では海浜断面積は経年的に減少傾向にある。これは東向きの沿岸漂砂により侵食されたため断面積が減少したものと考えられる。なお, 防波堤近傍のNa 4, 5において土砂が堆積したのは, 両測線が防波堤の遮蔽域にあるため, 防波堤より離れたところより防波堤方向へ向いた循環流が生じ, この流れにより西向きに土砂が運ばれ, 堆積したことによると考えられる。

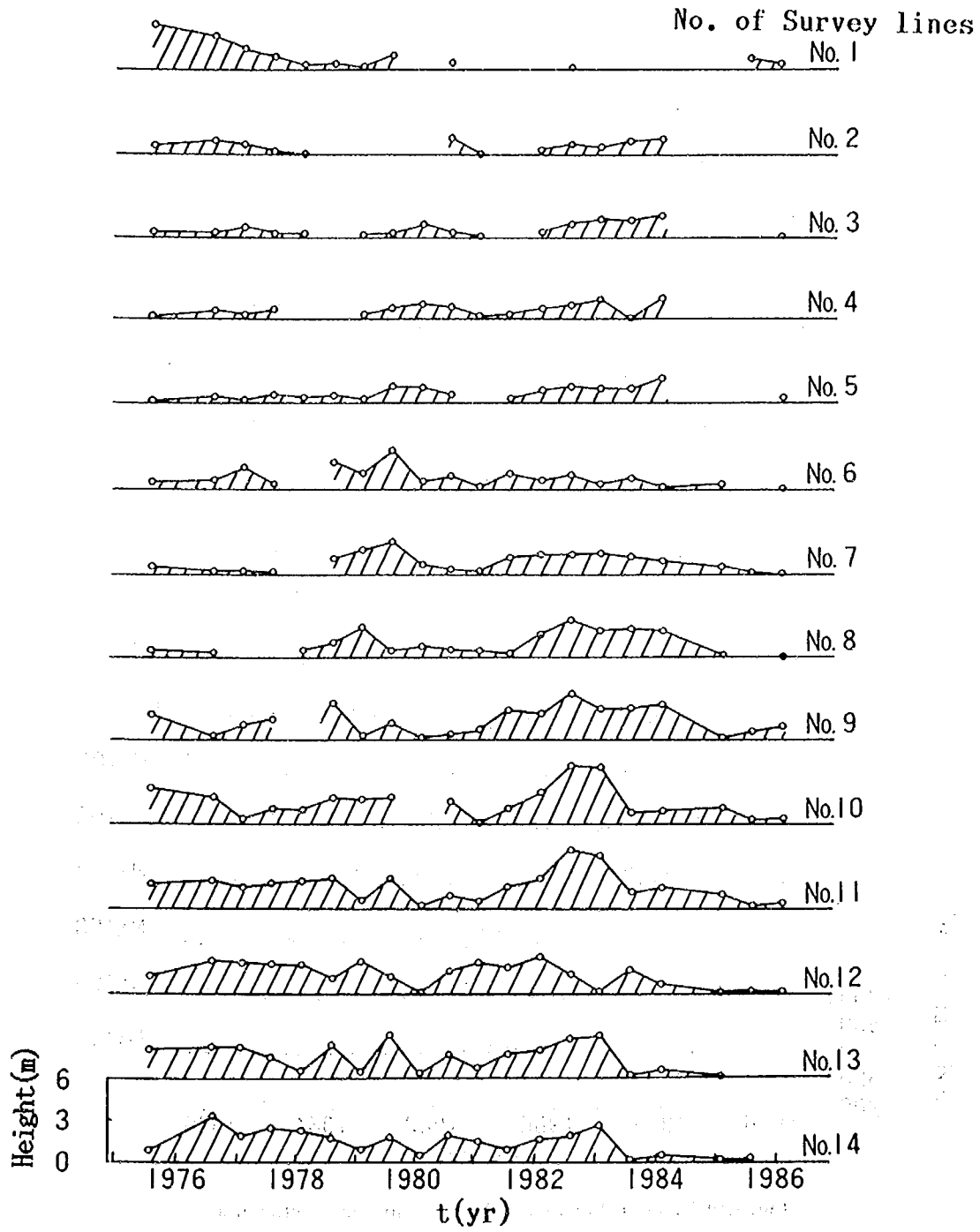


Fig. 4.9 Temporal and spatial change in relative height of sand bar to trough.

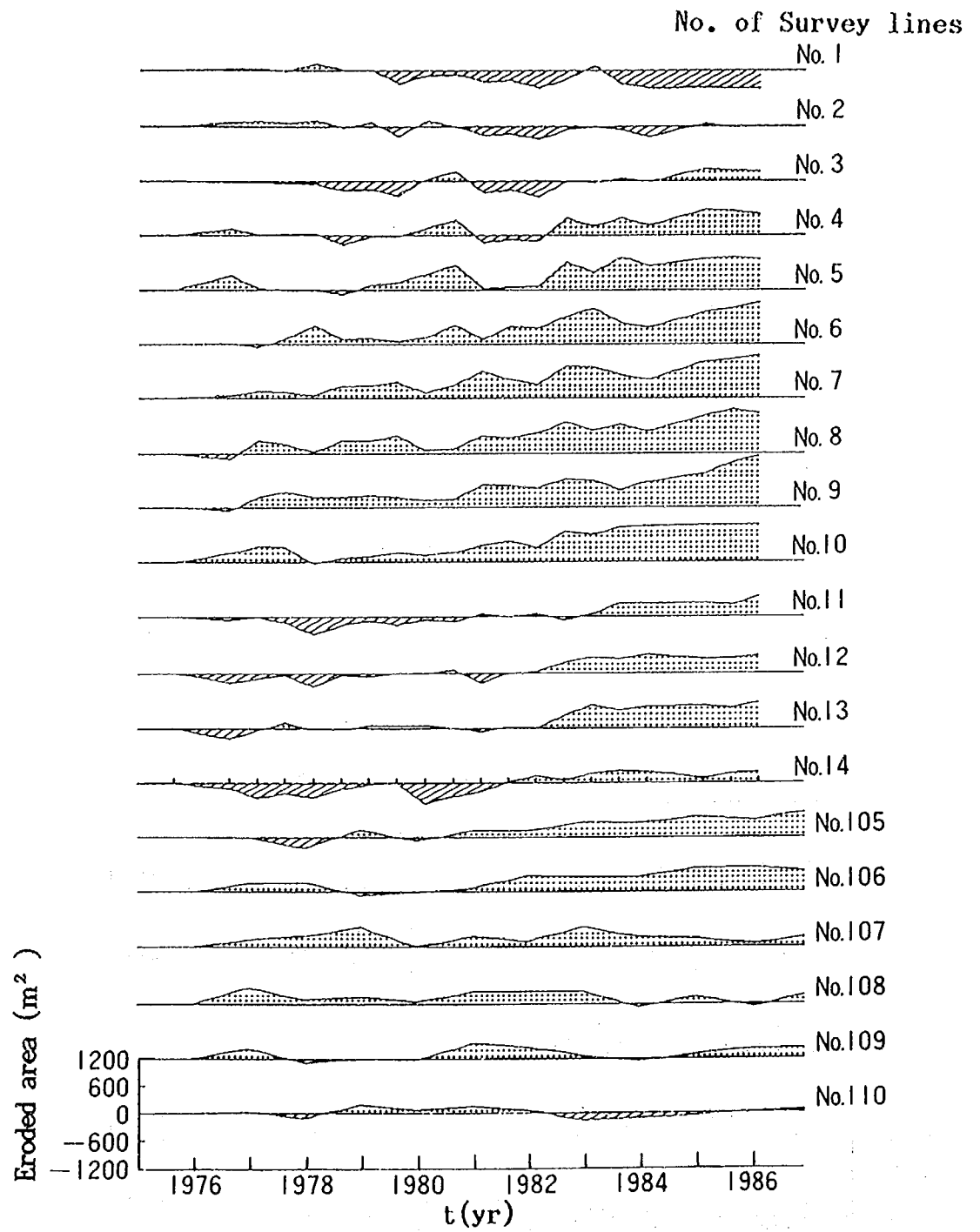


Fig. 4.10 Temporal and spatial change in cross sectional area.

4.5 沿岸漂砂量と漂砂の移動高の算定

防波堤の建設後の堆積土砂量の変化より、福田漁港地点での沿岸漂砂量の推定を試みた。防波堤の西側の測線No.6～No.14と、さらにその西側に位置する遠州海岸の深淺測量の測線No.105～No.107までの範囲(Fig.3.4参照)において、+3 mから-12mまでの総土砂量を算出し、Fig.4.11に示した。防波堤の西側での土砂量は、1975年より1979年まではほとんど変化がなかったが、その後急速に増加し、1982年までに約 $1.1 \times 10^6 \text{ m}^3$ も増加した。防波堤の建設工事はFig.4.3, 4.4に示したように1974年より始まり、特に西防波堤は1977年に沖向きに大きく延ばされた。1970年の深淺図をもとに調べると、1977年時点での防波堤の先端水深はD.L. -2 m (T.P. -3.04m)と深くない。そこでこの時期には東向きの沿岸漂砂の大部分は防波堤先端を回り込んで東向きに移動していたと考えられる。したがって少なくともこの時期における堆積土砂量からは沿岸漂砂量の推定を行うことはできない。1978年以降の工事により防波堤の先端水深は次第に深くなり、1975年の深淺図(Fig.4.1)より判断すると、1983年までにはD.L. -6 m (T.P. -7.04m)付近まで延ばされた。したがってこの条件では沿岸漂砂がかなり阻止されたと考えられる。防波堤の延長工事は経年的に行われたために、延長工事中には沿岸漂砂の全量が阻止されてはおらず、また工事が完成した後は西側では既に土砂が堆積し、防波堤の先端水深は浅くなるから、再び土砂の東向きの回り込みが始まると考えられる。これらの点から判断すると、Fig.4.11の土砂量変化のうち、1977年の工事が完成したあとの1978年の値と、工事の完成した直後の1983年の値より土砂量の年変化率を求め、その値を東向きの沿岸漂砂量の下限值としても良いと考えられる。下限値とするのは、防波堤の延長に伴って一部の土砂は東側へ回り込んでしまうためである。1978年と1983年の値より土砂量の年変化率を求めると、 $1.5 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ となる。この値は5か年間の平均値である。実際には防波堤長が十分長くない間は防波堤先端を回り込んで東向きに土砂が流出すること、またFig.4.11によると、短期的には1979年より1982年の間に見られるように増加率は $3.2 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ と著しく大きい場合もあることなどが問題となる。そこで上記の $1.5 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ なる漂砂量は、漂砂量の下限值を与えると考えべきである。

次に実測の地形変化データを用いて沿岸漂砂の移動高の推定を試みた。ここに、漂砂の移動高の定義は次

のようである(宇多ほか, 1988)。沿岸漂砂により海浜地形変化が生ずる場合、海浜断面形の変化は一般にFig.4.12に示す形態となる。土砂が堆積する場合を考えると、断面形の変化は移動限界水深 h_c と波の打ち上がり高さ h_R の間で生ずる。このような断面形の変化が生じたとき、その断面積が海浜断面積の変化量に等しく、またその底辺長が汀線変化量に等しい長方形を考えたとき、その高さを漂砂の移動高と呼ぶ。この漂砂の移動高に汀線変化量を乗ずれば土砂量への換算が可能となる。

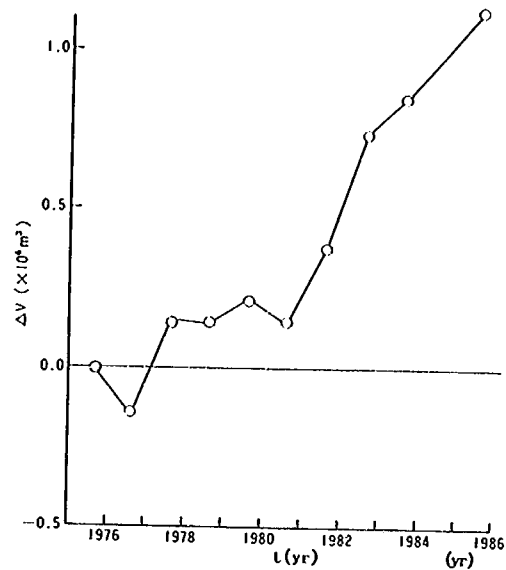


Fig. 4.11 Change in sand volume accumulated on the west side of Fukude Fishery Harbor since 1975.

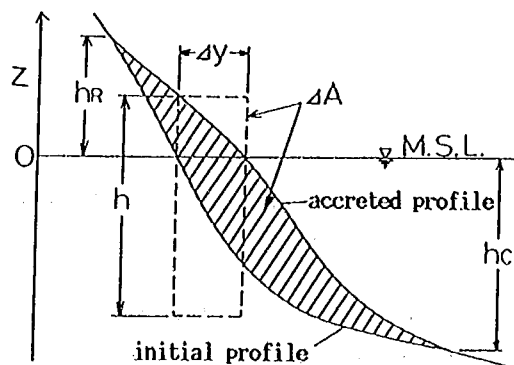


Fig. 4.12 Definition sketch of offshore distance on the beach forming bar-trough topography.

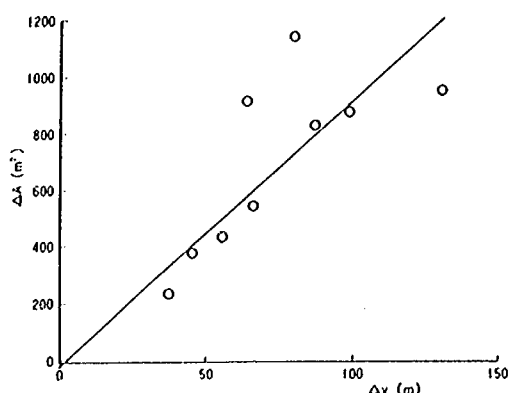


Fig. 4.13 Relationship between the change in cross-sectional area (ΔA) and the change in shoreline position (Δy).

防波堤の西側で取得された断面データのうち、No. 6～No. 14の1975年8月のデータを基準として1986年2月までの期間において、3～12mの範囲の断面面積変化量 (ΔA) と D.L. 0 m 等深線の変化量 (Δy) を求め、両者の関係を Fig. 4.13 に示した。両者の間には相関係数 $R=0.92$ で次式が成立する。

$$\Delta A = 9.2\Delta y - 14.4 \quad (4.1)$$

ここに、 ΔA 、 Δy の単位は m^2 と m である。式 (4.1) より防波堤西側地区の沿岸漂砂の移動高は $h=9.2m$ となる。

5. 浜名湖今切口導流堤周辺の海浜変形

5.1 調査地域の概要

浜名湖今切口は、天竜川河口の尖角を接点とし、西側の伊良湖岬まで延長約70kmに及ぶ大きな弧状をした出入りの少ない単調な海岸に位置している。今切口において太平洋とつながる浜名湖は、面積70.5km²、最大水深16.6m、平均水深4.8mの汽水湖である。今切口から天竜川河口に至る区間は、土砂生産の著しい急峻な山地を流域とする天竜川によって形成された扇状地形の浜松平野である。今切口の東側18kmにある天竜川河口部では第3章で述べたように、近年河口からの流出土砂量の減少により汀線の後退が著しい。一方、今切口の西方約13km地点より伊良湖岬に至る区域では海食崖が発達し、過去には漂砂の供給源であったが、1968年より侵食防止工が施工され、漂砂の供給は徐々に減

少している。遠州海岸の漂砂に関連して、服部ほか(1974)は、海浜堆積物の変異系列より沿岸漂砂の卓越方向を推定した。これによると遠州海岸の漂砂の主要な供給源は、天竜川と渥美半島および御前崎付近の海崖で、これらの供給源からの漂砂の会合部は、浜名湖今切口の東方と天竜川左岸の弁財天川付近にあるとされている。しかし、以下で述べる今切口周辺の海浜変形実態の詳細な分析によれば、沿岸漂砂は今切口付近で会合点を持たず、むしろこの地点では西向きの沿岸漂砂が卓越することが示される。

本調査区域では、Fig. 5.1 に示す測線において毎年1回深浅測量が行われている。今切口導流堤より東2.3km地点にNo. 1が、また導流堤の西1.9km地点にNo. 45が位置する。測線間隔は100mであって、沖方向にはほぼ水深10m以浅が測量されている。以下では1963年～1986年の間のデータを用いて種々の解析を行った(富谷ほか, 1987)。

5.2 深浅測量図の比較

調査期間のほぼ最初と最後にあり、なおかつできるだけ多くの測線でデータがとられている1963年と1985年の深浅データを選び、2枚の深浅図を比較することにより海浜変形の実態を調べた。まず、1963年の深浅図を Fig. 5.2 に示す。なお、等深線の基準面は T.P. 0 m としている。1962年～1963年に建設された導流堤の沖合では、等深線が大きく沖向きに張り出している。特に、-5 m の等深線の張り出しは著しい。このような扇形の浅瀬は、河川からの流出土砂が堆積して形成される河口デルタとその形状が良く似ている。しかし浜名湖からは Net の意味での流出土砂はほとんどないと考えられるので、このような地形は、後述するようにこの海岸で発達する西向きの沿岸漂砂が、浜名湖からの退潮流により一部沖向きに移動し、堆積することによって形成されたと考えられる。また、-3～-4 m の間に形成された平坦面は、導流堤の中心線に関して左右対称ではなく、西側に細長く伸びている。この理由は、当海岸では反時計周りの方向、すなわちやや東側からの波の入射が卓越し、これによって西向きの沿岸流が生じ、この沿岸流と今切口からの退潮流の合成力によって海浜変形が生じたためと考えられる。このような西向き沿岸流が卓越すれば、当然西向き漂砂が生ずる。導流堤を境にして汀線形が不連続で、東側の方が西側に比べて導流堤脇で約100mも沖に位置する点は、この推定を良く裏付けている。

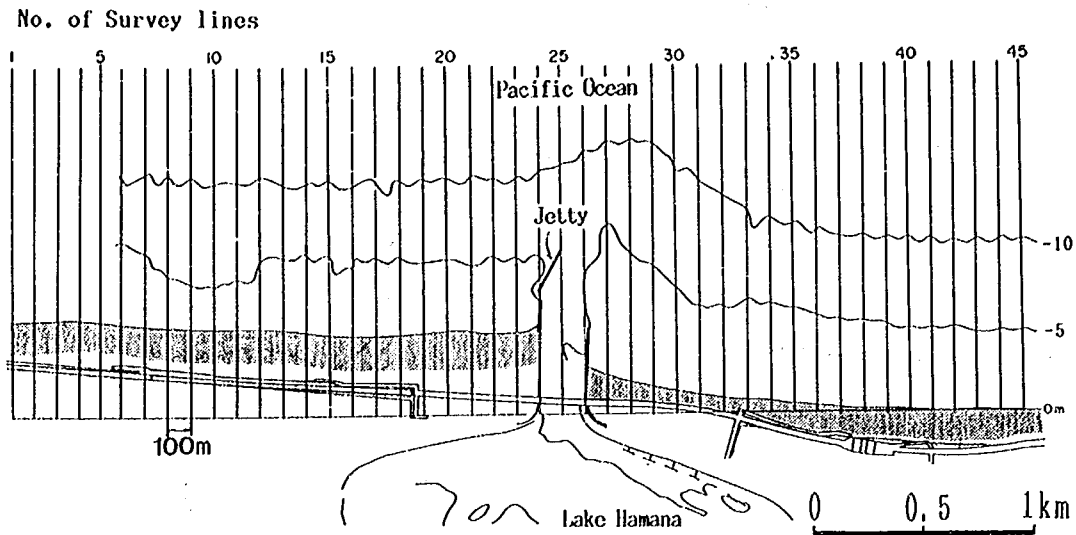


Fig. 5.1 Alignment of survey lines around Imakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana.

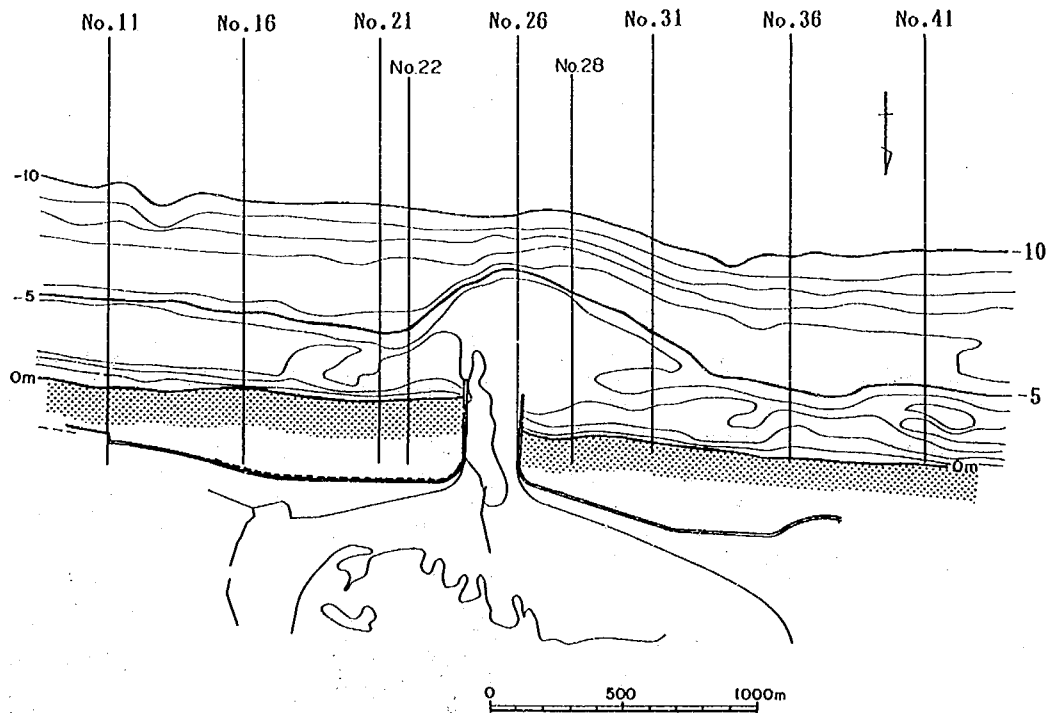


Fig. 5.2 Bottom contours around Imakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana in 1963.

同様に、1985年の深浅図を Fig. 5.3 に示す。導流堤の延長に伴い汀線は導流堤の東側で前進し、西側でやや後退した。その結果、導流堤位置を境界とする汀線位置の不連続は、約300m に拡大している。また、左岸導流堤は斜め冲向きに200m 延長され、局所洗掘を除いた

先端水深は約7 m となっている。この結果、1963年当時明瞭であった-5 m の等深線の扇状の張り出しは不連続形に変化し、導流堤の右岸側の測線No.28付近での舌状をした著しい突出地形と、No.31での凹形地形との組み合わせへと大きく変化した。一方、更に沖合の一

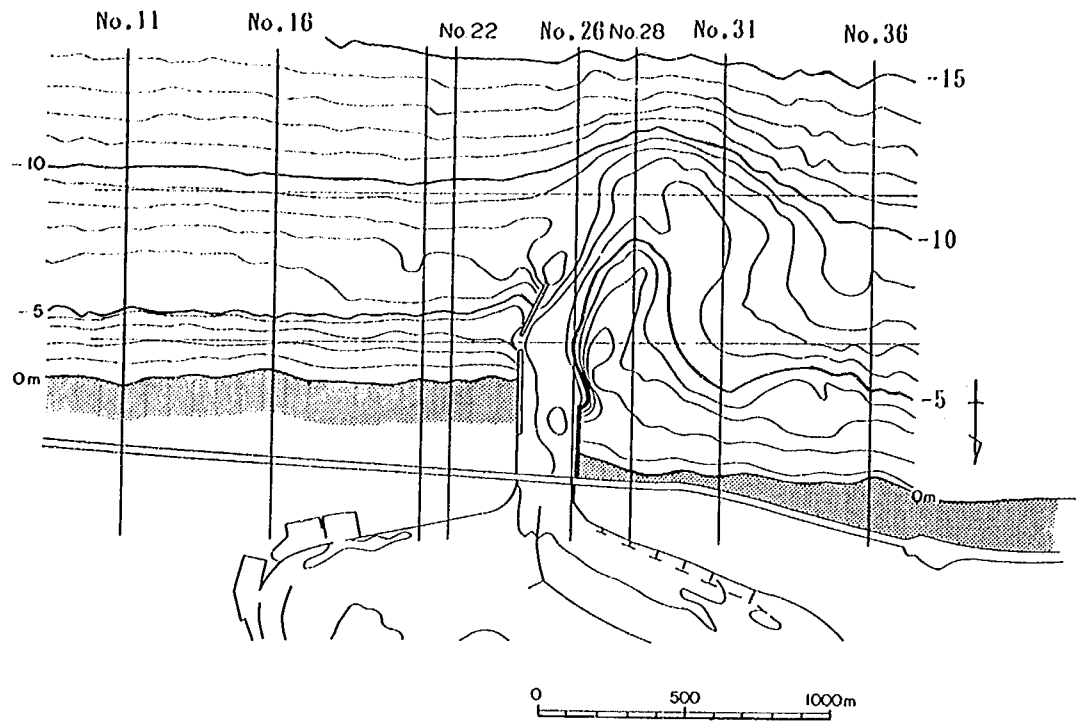


Fig. 5.3 Bottom contours around Imakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana in 1985.



Photo 5.1 Oblique photograph around Imakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana in 1975.

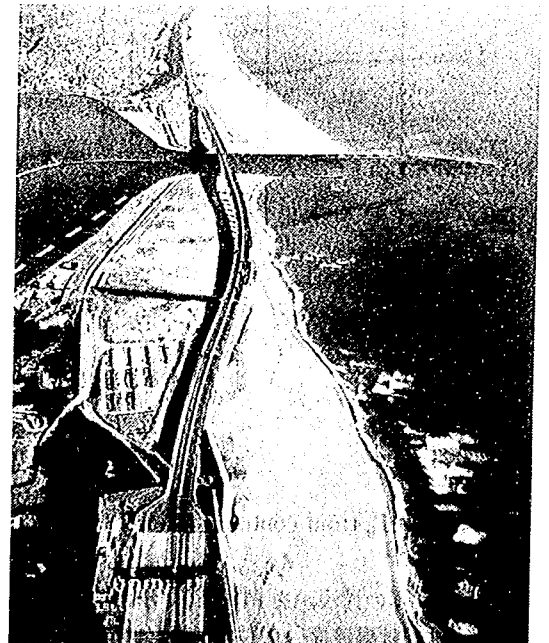


Photo 5.2 Oblique photograph around Imakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana in January, 1986.

10mの等深線は、1963年時点での-5mの等深線と同様に導流堤沖で大きく張り出している。しかもその張り出し地形の中心位置はNo29と、導流堤より300m西側にずれている。この変化は、斜め導流堤の建設により、浜名湖湖口から潮流がやや西向きに流出し、これに応じて地形変化が生じたためと考えられる。また、-5m付近の等深線形状が、No28で突出し、No31で凹んでいることから、海域へ噴流状に流出した流れは、右岸沖において時計周りの循環流を形成し、それに対応して海浜形状が変化したと推定される。さらに、導流堤位置において汀線形が不連続となっている状況をPhoto 5.1, 5.2に示す。1975年および1986年における汀線形の不連続が見てとれる。

今切口導流堤においても、延長工事は経年的に行われた (Fig. 5.4)。最初1961年より東、西導流堤の建設が始まり、1963年までに約200m 延ばされた。その後は1968年まではほぼ同一長さであったが、1968年以降、東、西側導流堤の順に相次いで延長された。また、1970年より、東側導流堤の先端部の建設が急速に進んだ。これに伴い、周辺海岸には著しい地形変化が生ずることになった。

5.3 等深線距離の時空間変化

当海岸では、経年的に測定された深浅測量データがあるので、海浜地形の経年変化に重点を置いた分析も可能である。そこでいくつかの代表断面を選び、等深線距離の経年変化を調べた。代表断面は、導流堤の左岸より東に200m離れたNo22と、右岸導流堤より西に約200m離れたNo28を選んだ (Fig. 5.2, 5.3参照)。No28は導流堤を境にNo22と対称的な位置にあり、ここはま

た Fig. 5.3によれば導流堤の右岸側で-5mの等深線が大きく舌状に張り出した部分のほぼ中央を横切る位置にある。測線No22における等深線距離の1963年から1985年まで22年間の経年的変化を Fig. 5.5に示す。図の縦軸は基準点より各等深線までの沖向き距離、横軸は測量年を表す。当海岸においてもバー・トラフ地形が存在するが、これらは福田漁港周辺の地形変化解析の場合と同様2本の分岐線により表現した。Fig. 5.5によると、汀線は時間的に前進傾向を示し、1963年より1985年の間に106mも前進したことが分かる。-3~-6mの間では等深線位置の変動が大きく、しばしばバー・トラフ地形が形成された。これは等深線距離が閉曲線を描いていることより理解される。-7~-10m間では等深線は再び前進傾向を示し、例えば-10mの等深線は同じ期間に74m前進した。このように導流堤の東側に位置する測線No22における等深線は全般に前進傾向を示す。バー・トラフの形成は見られるものの、汀線付近と沖合の-10m付近のいずれにもおいても等深線が前進した理由は、西向きの沿岸漂砂が導流堤により阻止されたためである。

No28における等深線の経年変化を測線No22と同様な方法により Fig. 5.6に示す。0~-3mの間の等深線は、1973年頃までは前進傾向にあったが、その後後退傾向に変化した。また-7~-10mの等深線は、東側導流堤の斜め部分が大きく延長された1971~1972年以降大きく前進し、その変化速度は14m/yrに達した。一方、-5m以深の等深線は1963年~1971年頃まではほぼ平行移動しつつ前進していたが、1973年以降は-5~-6mの等深線は沖向きに移動せず、むしろやや岸に接近し、しかも従来存在しなかったバー・トラフ地形が見られるようになった。このように沖合部の等

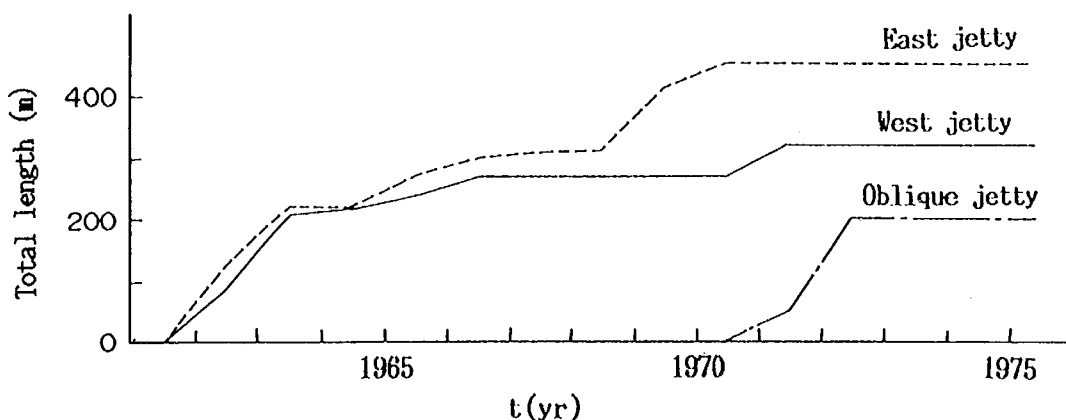


Fig. 5.4 Elongation history of Imakiri-guchi jetty.

深線の変化パターンに著しい変化の始まった時期は、斜め導流堤の建設時期（1970年～1972年）とかなり良く一致する。結局、斜め導流堤の建設により入退潮流

が変化し、それに伴って沖合地形が大きく変わったと考えられる。Fig. 5.5, 5.6は代表測線における等深線距離の経年変化を示したものであるが、共に海浜断面

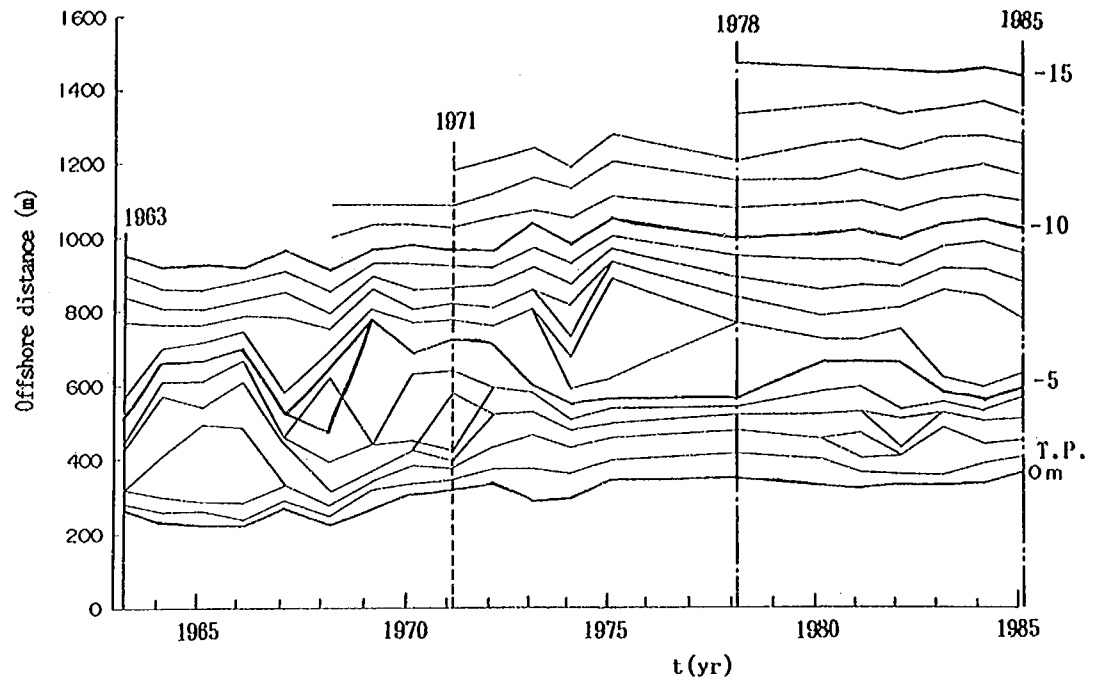


Fig. 5.5 Temporal change in offshore distance from the reference point to some contours at Survey line No. 22.

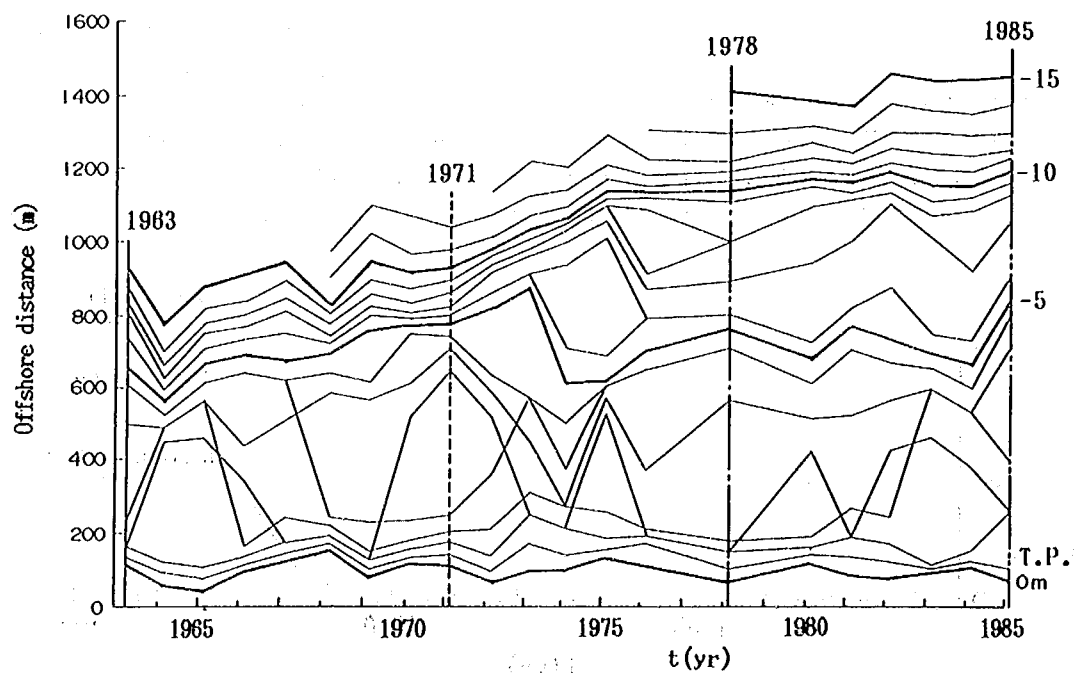


Fig. 5.6 Temporal change in offshore distance from the reference point to some contours at Survey line No. 28.

形の22年間における緩やかな変動特性を良く表しており、このような地形変化特性を理解する上で、等深線距離の時空間分布を調べる方法が有効であることが明

らかである。すなわち、22年間に集められた深淺図を並べて比較しても、以上に述べたようなある断面での経時変化を詳細に把握することは困難であるからであ

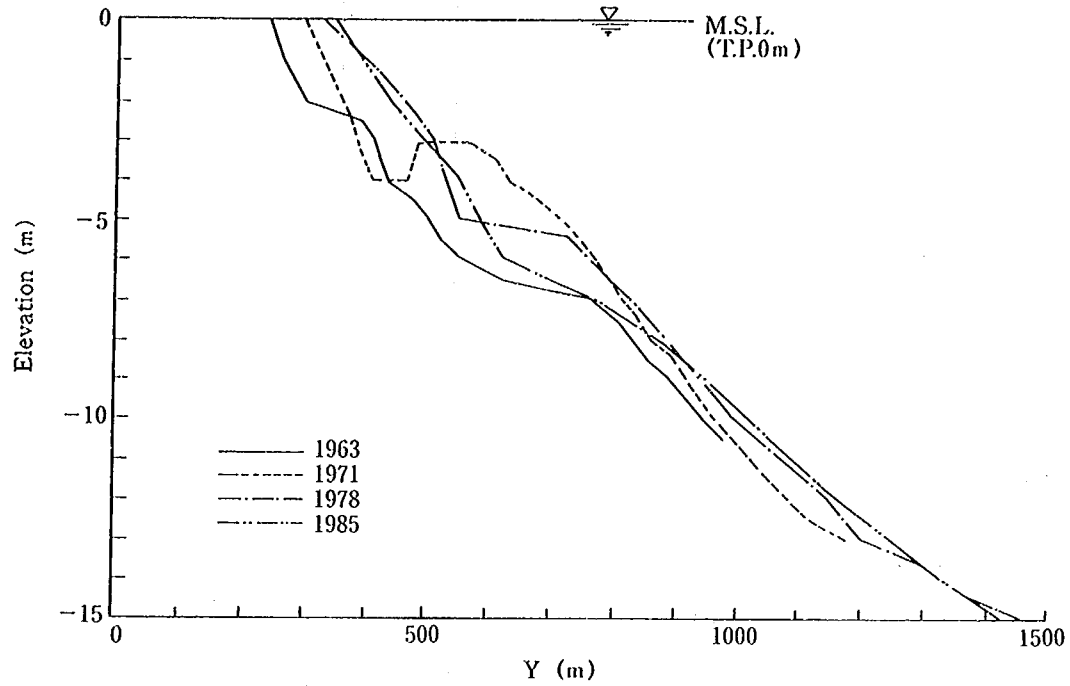


Fig. 5.7 Beach profiles along Survey line No. 22.

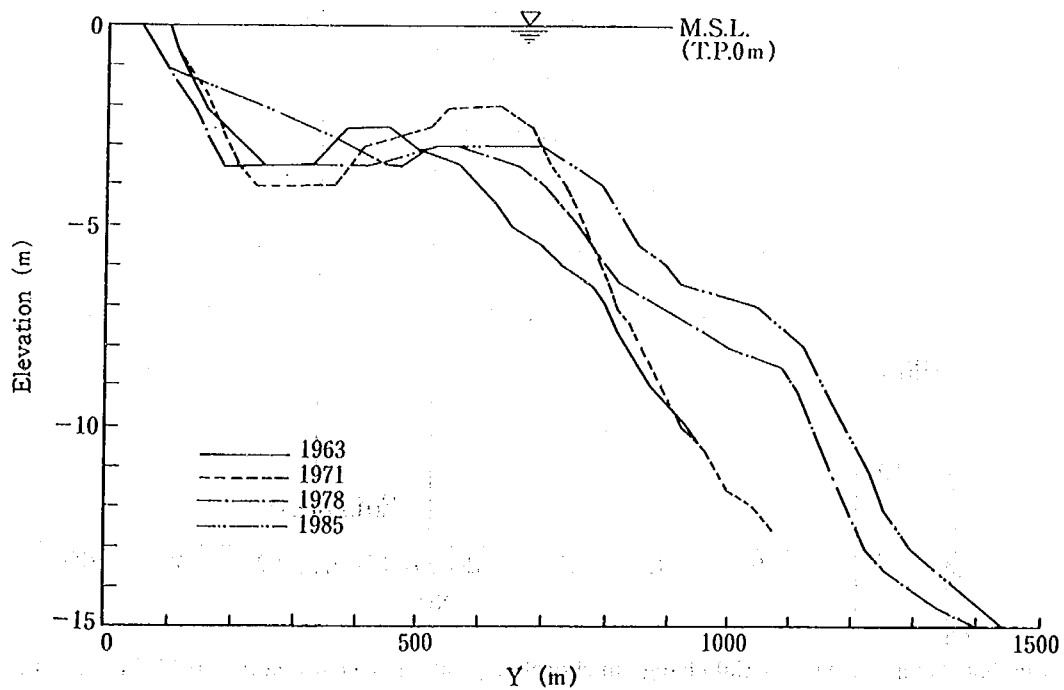


Fig. 5.8 Beach profiles along Survey line No. 28.

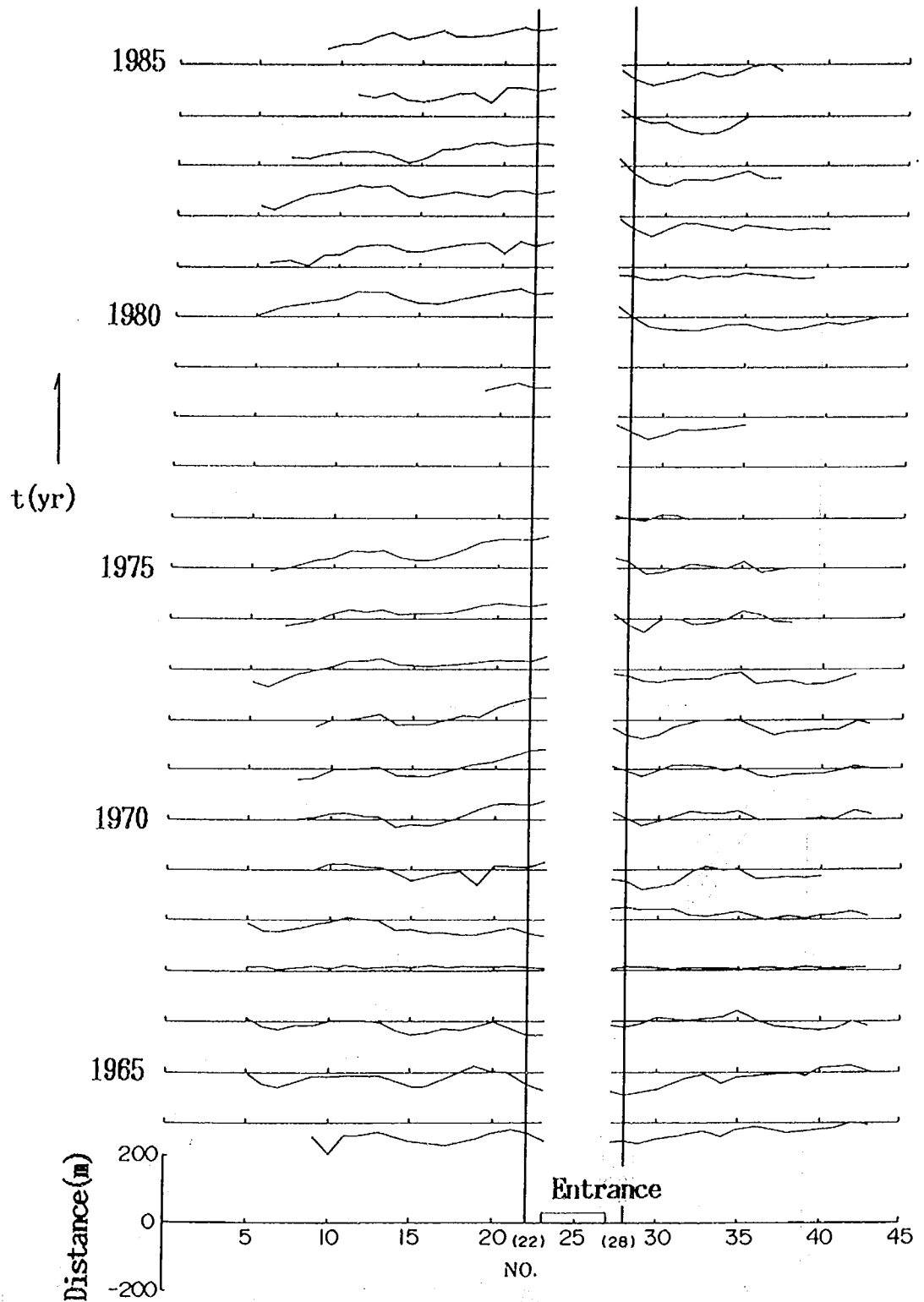


Fig. 5.9 Temporal and spatial change in shoreline position around Imakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana.

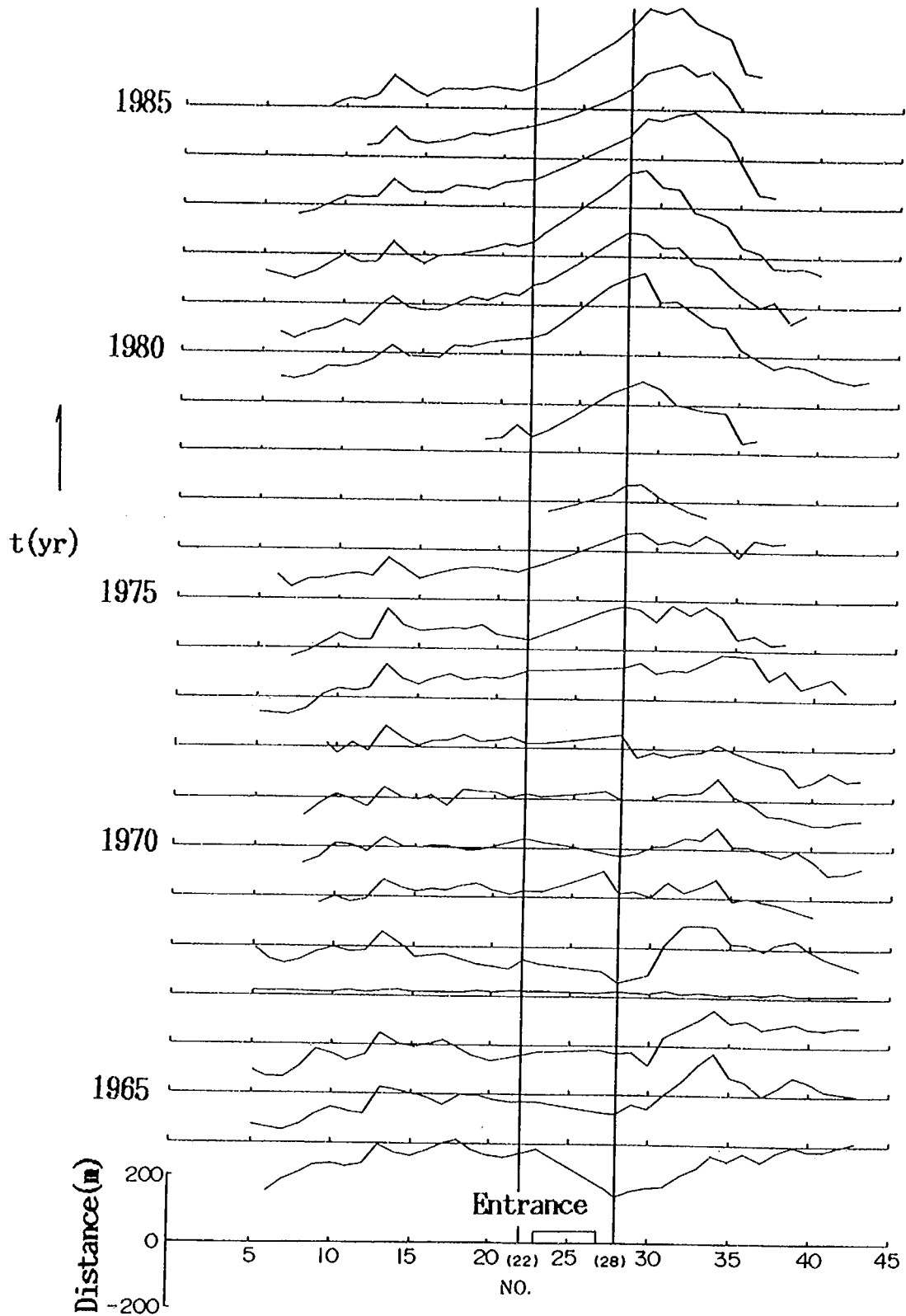


Fig. 5.10 Temporal and spatial change in offshore distance from the reference point to -10 m contour around Imakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana.

る。

次に浜名湖今切口導流堤周辺の測線No22とNo28における海浜断面形状の経時変化をFig.5.7, 5.8に示す。Fig.5.7は、Fig.5.5に示した代表4カ年(1963, 1971, 1978, 1985)の海浜断面形を示す。測線No22の西200mに位置する導流堤と、導流堤間を通過する入退潮流によって沿岸漂砂が阻止されるため、Fig.5.3に示したように導流堤沖では-15m付近までの等深線が沖向きに突出する。この突出地形により阻止された西向きの沿岸漂砂はNo22付近に堆積し、断面内では堆積変化が見られた。1963年と1971年の深淺測定の測線長が短いため、十分な比較はできないが、この測線ではほぼ-13m以浅で土砂が堆積したことが分かる。同様に、Fig.5.8に関しては、1963年以降、沖合部で大量の土砂が堆積したことが明らかであって、例えば-10mの等深線は1963年より1985年の間に258mも沖へ移動した。また、-2~-4mの間では広い平坦面が形成されるとともに、1978, 1985年の断面形では、-6~-8m付近にも緩勾配の棚状地形が形成された。このような断面変化は、導流堤長が延ばされると共に流れへの導流効果が著しくなり、その分だけ沖向きに土砂がフラッシュされたことを表している。

海浜の各地点における地形の時空間的変化を調べるためには、汀線や沖合の等深線の時空間変化を調べる方式が有効である。そこで、汀線と-10mの等深線距

離を選び、それらの時空間変化をFig.5.9, 5.10にまとめた。なお、基準年は1963年とした。導流堤の東側の区域では、1970年以降汀線が前進しており、しかも導流堤との接点で約110mと最も著しく前進し、導流堤より東に距離が離れるにしたがい前進量が小さくなる特徴がある。この地形変化は、導流堤により西向き漂砂が阻止されたため生じたものと考えられる。一方、導流堤の西側の汀線は後退傾向を示し、最大の後退量はNo29付近の60mである。

Fig.5.10に示した-10mの等深線距離の変化は汀線の変化と著しい相違を示し、1972年以降、導流堤西側のNo31を中心として等深線が著しく前進した。その前進割合は、例えばNo30測線では1963~1985年の平均で14m/yrに達した。一般に大規模構造物によって沿岸漂砂の連続性が断たれると、漂砂の上手側で堆積、下手側で侵食が生ずる。今切口導流堤の場合、漂砂の上手側に位置する導流堤の東側では堆積傾向であって確かにこの条件を満足する。一方、漂砂の下手側(西側)では汀線付近はわずかに侵食傾向を示すものの、-5m以深で著しい堆積傾向を示す。これらの特徴を考慮すると、導流堤周りの地形変化は西向きの沿岸漂砂のみによって形成されたものではなく、浜名湖からの退潮時の流れによって沿岸漂砂の一部が沖へ運ばれ堆積したことによると考えられる。

5.4 浜名湖今切口導流堤による沿岸漂砂の捕捉

沿岸漂砂が防波堤により阻止された区域での土砂堆積量に注目し、導流堤の東側の区間の総土砂量の変化を算出し、Fig. 5.11に示した。総土砂量の変化は1963年を基準とし、測線No 6～No 23, 0～-10mの範囲を積分して定めた。導流堤の延長に伴い、1975年まで階段状の変化をしながら土砂量は増加している。導流堤は経年的に延長され、1972年には現在の状況と等しくなった。導流堤の延長により西向きに沿岸漂砂が阻止され、導流堤の東側に土砂が堆積した。したがって堆積土砂量の変化割合より沿岸漂砂の推定が可能である。ただし導流堤が延長される間、構造物の上手側には土砂が堆積し、浅海部の等深線は前進するので、導流堤の先端水深が十分に深くない時は導流堤先端を回り込んで漂砂の一部は下手側へと流出する。例えばFig. 5.10に示した-10mの等深線距離の変化によれば、1978年以降の土砂堆積は、導流堤の先端を回り込んで東側より供給されたものと考えられる。なぜならば、この海岸の漂砂の卓越方向は西向きであり、また沖合部の堆積に対応するような大規模な侵食が導流堤西側の汀線付近で生じていないからである。さらに、Fig. 5.11に示した土砂量の変化は、海面下についてのみ算出されたものであって、陸上部の土砂量変化を含まない。

結局、Fig. 5.11において1978年以降のデータは除外

し、1963年～1975年の間で土砂量の平均増加割合を計算すると、 $Q=1.0 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ となった。実際には導流堤は段階的に建設されているために、上記の期間中漂砂の一部が導流堤の先端を回り込んだ可能性がある。そこで上記の漂砂量はこの期間における海面下で生じた漂砂の下限値を与えようと考えられる。

最後に、実測の地形変化データを用いて沿岸漂砂の移動高の推定を試みた。なお、漂砂の移動高の定義については既に4.5節で述べたとおりである。導流堤の右岸側の地形変化は、今切口から沖向きに流出する潮流の影響を大きく受けているので除外し、左岸側のデータのみを用いる。代表的に1963年と1985年のデータを選び、海面下の断面積の変化量(ΔA_{sub})と汀線変化量(Δy)を求め、両者の関係をFig. 5.12に示した。両者の間には相関係数 $R=0.67$ で次式が成立する。

$$\Delta A_{sub} = 7.8 \Delta y - 4.2 \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 ΔA_{sub} 、 Δy の単位は m^2 と m である。式(5.2)より導流堤東側地区の地形変化に関する海面下のみの移動高は $h=7.8\text{m}$ となる。一般には陸上部の地形変化も考慮して移動高は定められる。そこで波浪、潮位条件をもとに陸上部を含んだ全域での移動高の推定を試みる。今切口地点では波浪観測が行われていないので、浜岡地点での1980年7月～1986年7月の波浪観測データを参考にすると、有義波高のエネルギー平均値は1.30m、周期は6.5秒となる。また、今切口地点での遡上高

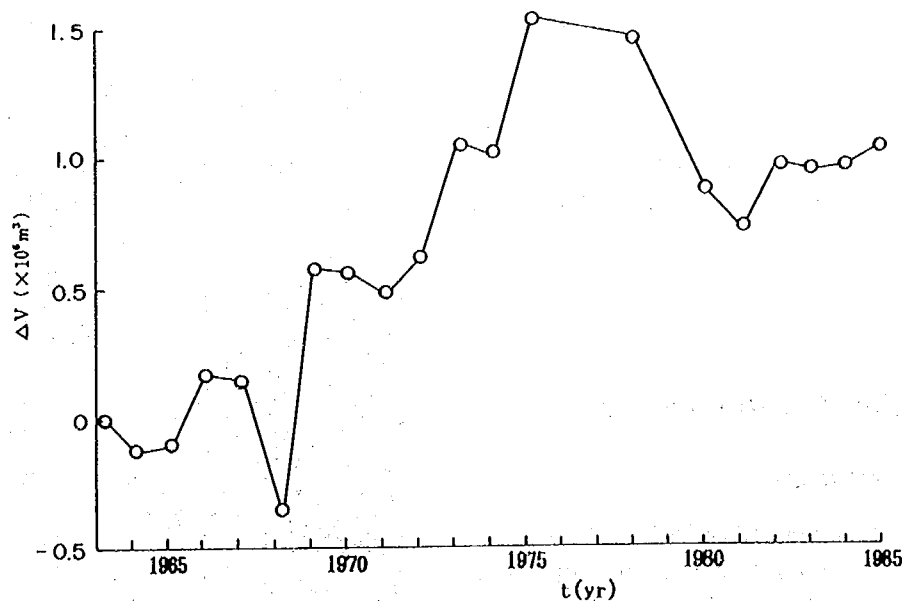


Fig. 5.11 Annual change of sand volume accumulated on the east side of Imakiri-guchi jetty.

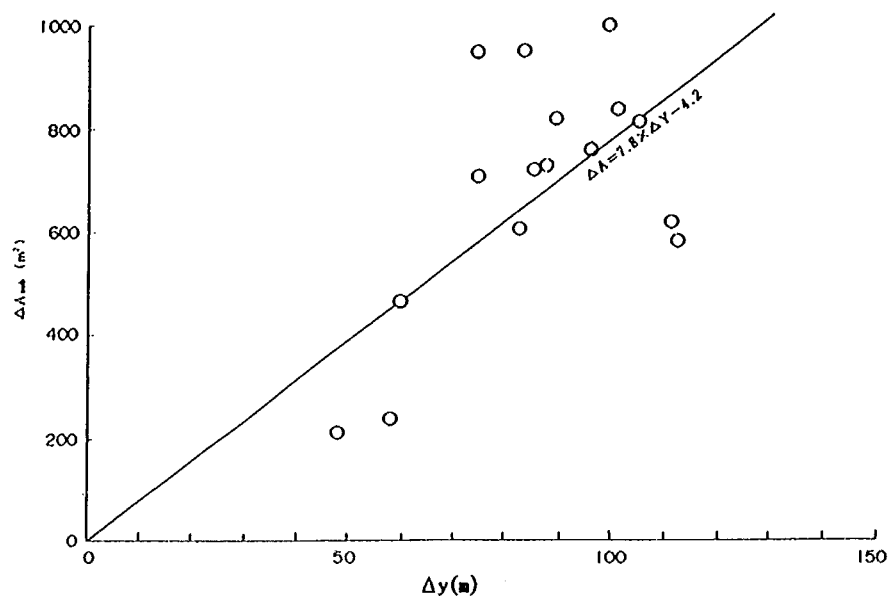


Fig. 5.12 Relationship between the change in shoreline position (Δy) and the change in cross-sectional area below the M.S.L. (ΔA_{sub}).

は周期、海底勾配等によって変わるが、緩勾配の砂浜では高々波高のオーダーである。また、前浜に土砂が堆積する場合、陸上部の海浜断面が遡上点までの範囲においてほぼ平行移動すると仮定すると、陸上部の移動高は約1.9mとなり、結局、波の打ち上げ領域より移動限界水深の範囲における漂砂の移動高は9.7mと推定される。

4.5節で述べたように、福田漁港周辺では9.2mという移動高が求められており、この値はここで求められた今切口付近での9.7mと非常に良く一致する。また、一般に外洋に面した他の砂浜海岸における移動高は10m前後にあることが知られている（宇多ほか，1987）が、それらとの比較においてもほぼ妥当な値であると言える。

6. 赤羽根漁港周辺の海浜変形

6.1 調査地域の概要

赤羽根漁港は天竜川河口の西約56kmに位置する。まず、赤羽根漁港周辺の海岸状況を1986年に東側から撮影された空中写真により示す（Photo 6.1）。写真上方が伊良湖岬であり、その手前に赤羽根漁港がある。赤羽根漁港の更に手前には高松崎と呼ばれる岬があり、

高松崎から赤羽根漁港にかけてはフック状の海岸線となっている。この地形形状は、当地点の沿岸漂砂の卓



Photo 6.1: Oblique view of Atsumi Peninsula.

越方向が西向きであることを示している。Photo 6.2は1986年における漁港周辺の汀線形を示す。漁港東側では汀線から防砂林まで広い砂浜となっている。広い前



Photo 6.2 Oblique view of Akabane Fishery Harbor. Large amount of sand accumulated on the east side of the breakwater, whereas west coast was severely eroded.

浜は西向きの沿岸漂砂が東防波堤により阻止されたため形成された。一方、漁港の西側では、防波堤の回折域では砂浜が見られるが、それより西側では汀線と防砂林までの距離は狭く砂浜は見られない。以上のように、防波堤を挟んで堆積、侵食状況が極端に変化することから、この地域では防波堤により沿岸漂砂が阻止されたため、海岸侵食が生じたことが明らかである。

6.2 空中写真、深淺図に基づく赤羽根漁港周辺の海浜変形実態の分析

国土地理院撮影の空中写真(1963, 1968, 1973, 1977, 1986年撮影)により海岸線の変化について分析した。1963年と1986年の海岸線形状をFig. 6.1に示す。漁港東側では海岸線が最大で約170m前進し、一方、西側では最大約80m後退した。漁港東側および西側で海岸線が前進、後退した区間長は、それぞれ約2, 3kmである。Fig. 6.2には1963年の海岸線を基準として各年の汀線変化量を示した。沿岸方向の基準点を高松崎に置くと、赤羽根漁港東防波堤は3.0km、西端の越戸は6.3kmに位置する。X=0~1.3kmの区間の海岸線は、前進、後退を繰り返しつつもやや後退傾向にある。X=1.3~1.5kmでは、汀線は前進も後退もせずほぼ安定状態にある。またX=1.5~3.0kmでは1973年までは年毎に徐々に汀線が前進していたが、1973年から1977年ではほとんど変化が生じなくなった。これは、空中写真によると、1973年にはまだ東防波堤は短かく防波堤先端まで汀線が前進していたことから、沿岸漂砂の一部が西側に移動したためと考えられる。しかし、空中写真によると1977年には東防波堤は延長され長くなった。このため

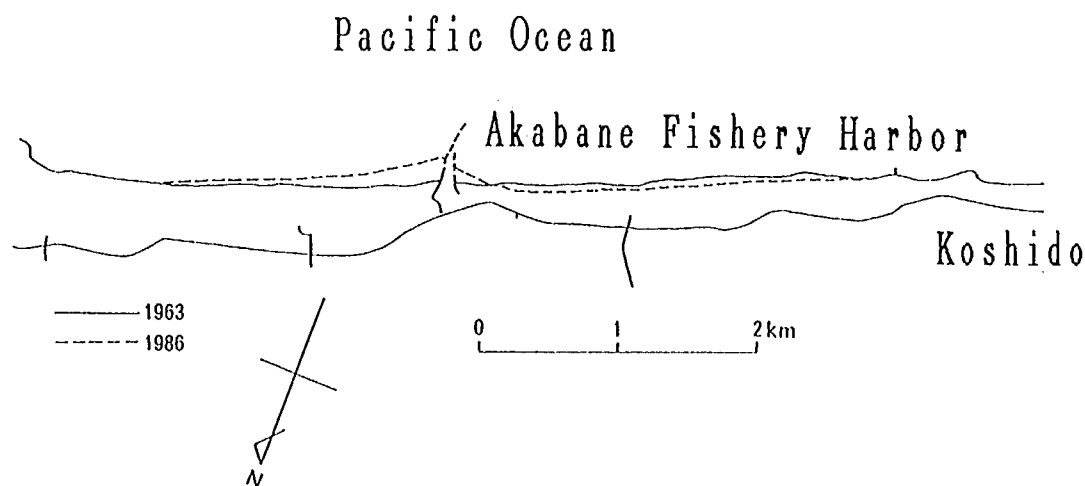


Fig. 6.1 Comparison of shoreline configuration in 1963 and 1986 in the vicinity of Akabane Fishery Harbor.

1977年以降、沿岸漂砂が遮断され、1986年までに汀線は再び前進し、東防波堤の近傍($X=3.0\text{km}$)では、1963年に比べ170mも汀線が前進した。漁港西側の $X=3.1\sim 3.4\text{km}$ の区間の海岸線は、1968年に一旦後退し、その後1977年までは変化は見られなかったが、1986年には1963年に比べ前進している。これは防波堤の延長とともに波の遮蔽域が形成され、最初汀線が後退した部分が再び前進したことを表わしている。 $X=3.4\sim 6.3\text{km}$ の区間の海岸線は、1977年までは経年的に後退していたが、1977~1986年にかけてはほとんど変化が見られなくなった。1977年の空中写真によれば波が護岸に到達している。護岸があればその位置より汀線は後退しないから汀線変化はないように見える。その代り下

手海岸へと侵食域は広がりを示した。

1986年測量の赤羽根漁港周辺の深浅図を Fig. 6.3 に示す。基準水面は D.L. $\pm 0\text{m}$ (T.P. -1.12m) である。測線 No.1 の高松崎から No.18 の区間では等深線は沖側に凹な形状に、また、No.18 から東防波堤の間では凸な形状となっている。同様に No.27 から No.39 の区間の等深線も沖側に凹形状を示す。全体的に見ると、高松崎と赤羽根漁港をヘッドランドと考えたとき、2つのフック状の地形が形成されていることになる。No.27~No.33 の沖合の $-2\sim -5\text{m}$ の間の等深線の間隔は東側と比較して広く、侵食域には緩勾配の斜面が形成されている。全体的な等深線形は、福田漁港周り (Fig. 4.2) の等深線形と非常に良く似ており、構造物により沿岸漂砂が阻止

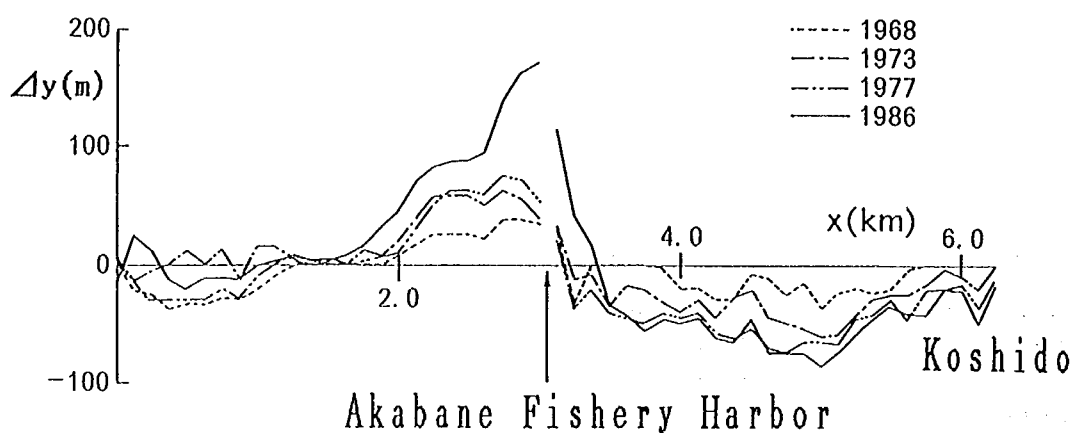


Fig. 6.2 Shoreline change with reference to the shoreline planform in 1963.

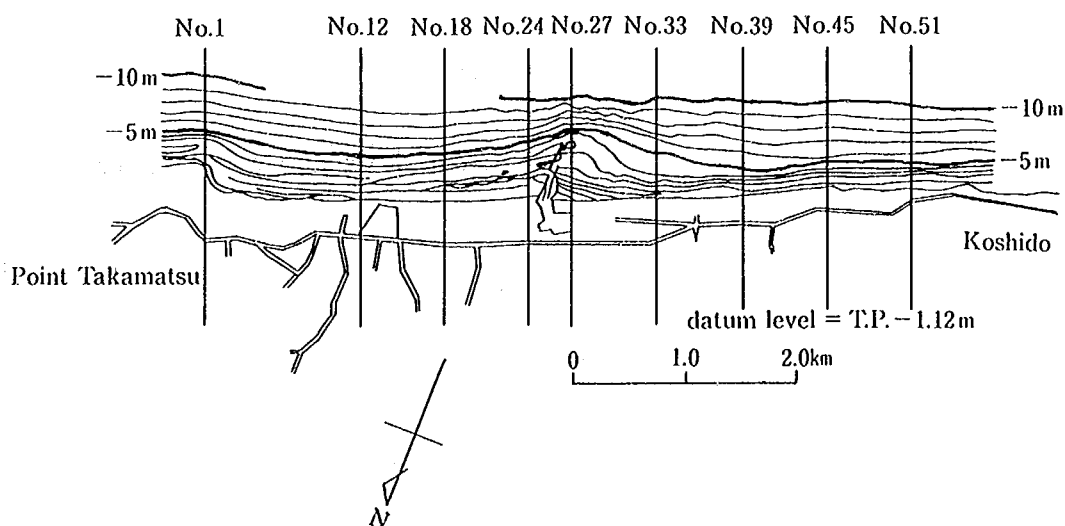


Fig. 6.3 Bottom contours around Akabane Fishery Harbor in 1986.

されたときに生ずる典型的な海浜地形を表わしている。

Fig. 6.4には、代表測線の海浜断面形状を示した。

No.12 ($X=1.4\text{km}$)は、1963年～1986年の間、海岸線が前進も後退もしていない区間 (Fig. 6.2参照) の海浜断面形状である。ここでは、海岸線が前進も後退もしていないことから、この海岸のほぼ中立的断面を与えるとして推定される。No.18 ($X=2.1\text{km}$)は、Fig. 6.2で堆積域に位置する。この測線では、3～-1mの区間の断面形状は測線No.12と平行に前進している。また、-8mでNo.12の断面形状と重なっており、-1～-8mの間の勾配は、No.12に比較して急になっている。東防波堤近傍に位置するNo.24 ($X=2.9\text{km}$)の海浜断面形状は、No.18と同様に2～-1mの間の前浜付近の断面形状は平行に前進している。また、-1～-8mの間の勾配は、No.12の断面形状と比較して急である。この断面特性は、砂が堆積して形成される地形の断面特性を良く表わしている。

漁港防波堤の回折領域に位置するNo.27 ($X=3.3\text{km}$)では、-2～-4mに緩勾配斜面が形成され、それより沖は急勾配になっている。Fig. 6.2で侵食域に位置するNo.33 ($X=4.0\text{km}$)、No.39 ($X=4.8\text{km}$)、No.45 ($X=5.5\text{km}$)の断面形状は、凹型の侵食断面の特性を示す。堆積域と侵食域の断面形状を比較したとき、沖合の-10m付近における断面形状の差はかなり減少し、-10mでは水深の最大変動量は約1.4mとなる。十分沖合までの深浅測量データがないために、Fig. 6.4より顕著な地形変化が生ずる限界水深を求めることはできないが、各断面形状を外挿すれば、-10mよりわずかに深い水深が限界水深に該当すると推定される。

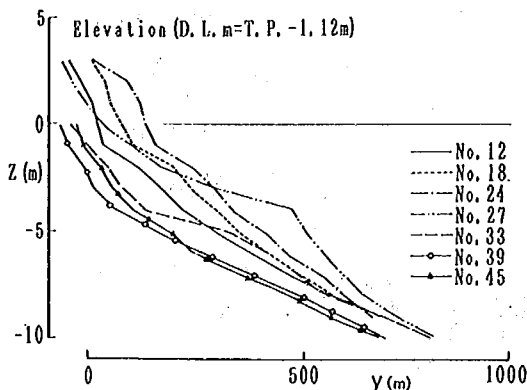


Fig. 6.4 Beach profiles along typical survey lines around Akabane Fishery Harbor.

6.3 沿岸漂砂量の推定

赤羽根漁港周辺の沿岸漂砂量を推定する。Fig. 6.5は、汀線の経年変化量 (Fig. 6.2) から算出した防波堤東側に形成された砂浜面積の経年変化を示す。面積の計算は1963年を基準とし、計算範囲は $X=1.4\sim 3.0\text{km}$ の区間とした (Fig. 6.2参照)。1963年～1973年にかけては約 $5.6\times 10^3\text{m}^2/\text{yr}$ の割合で ΔS は増加し、その後1973年～1977年では横ばい状態となった。しかし、1977年～1986年にかけては、再び約 $6.4\times 10^3\text{m}^2/\text{yr}$ の割合で ΔS は増加している。前述のように、1973年～1977年の間、沿岸漂砂の一部は東防波堤を回り込んで西側に移動していたと考えられるため、この間のデータを除き、1963年～1973年と1977年～1986年の ΔS の増加割合の平均を取ると約 $6.0\times 10^3\text{m}^2/\text{yr}$ となる。この値は赤羽根漁港周辺の海岸の平均的な砂浜面積の増加率と考えても良い。

この海岸では、沖合部を含む深浅データがないために、深浅データに基づいて沿岸漂砂の移動高を求めることができない。そこで、浜名湖今切口の移動高を準用し、沿岸漂砂量の推定を行うことにする。今切口での移動高は $h=9.7\text{m}$ と与えられているから、この値を砂浜面積の増加率約 $6.0\times 10^3\text{m}^2/\text{yr}$ に乗ずれば、沿岸漂砂量を求めることができる。計算を行うと、沿岸漂砂量は約 $5.8\times 10^4\text{m}^3/\text{yr}$ となる。

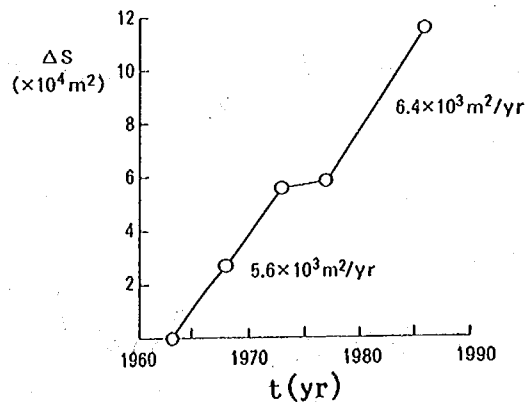


Fig. 6.5 Temporal change of increased shoreline area east of Akabane Fishery Harbor.

7. 遠州海岸全域の漂砂の動態に関する考察

7.1 空中写真による汀線変化の比較

御前崎から静岡・愛知県境までの範囲（沿岸距離約65km）における汀線の変化を空中写真より調べた（宇多・坂野, 1989）。比較の基準年は1962年とし、それから1970年, 1976年, 1979年および1984年までの汀線変化量を求め Fig. 7.1 に示した。

最初に, 1962年～1970年の間の変化を調べると, 天竜川河口から東側約4km地点の間では汀線が前進し, しかも天竜川河口に近いほど汀線の前進が著しい。また, 河口の西側においては, 河口右岸で著しく汀線が後退し, 更にその西側の約10kmの間では汀線の大幅な前進が見られた。天竜川河口部周辺の地形変化に関しては, 細井 (1976) が深浅測量の資料より河口両側の地区の海底土砂量の増減量の経年変化を調べ, 1962年～1970年の間, 河口東側では土砂が堆積する一方, 西側地区では侵食が大幅に進んだことを明らかにした。また, 同様な結果については3.2節でも述べた。Fig. 7.1 に示した1962年～1970年の間の汀線変化状況はこれら

の結果と良い対応を示す。さらに, 細井 (1976) はこのような地形変化の原因として, もともと河口の西側は平衡状態, 東は著しい堆積傾向にあったが, 天竜川から海へ供給される土砂量の減少の影響によりこのような変化が生じたと推定している。再び Fig. 7.1 を参照すると, 今切口では導流堤の設置によりその東側で汀線の前進が見られる。1962年～1976年の間の変化としては, 天竜川河口の東側, $33\text{km} \leq X \leq 36\text{km}$ の間で汀線の後退が著しくなった。また, 1970年までは前進傾向にあった馬込川の右岸側の区域が侵食に転じ, 更に1962年～1970年の汀線変化量と1962年～1976年のそれとを比較するとその西側の $47\text{km} \leq X \leq 53\text{km}$ 区間でも全体として汀線が後退傾向となった。

1979年までの変化では, 福田漁港の東側の広い地域で汀線が後退した。これは, 1977年～1979年頃に建設が進んだ福田漁港の防波堤によって東向きの沿岸漂砂が阻止されたことの影響が大きいと考えられる。また1962年～1976年の汀線変化量と1962年～1979年のそれとを比較すると, 天竜川の左岸隣接部の $36\text{km} \leq X \leq 40\text{km}$ 区間では汀線の後退が著しくなった。一方, 天竜川の右岸側の区域では, 特に馬込川の西側で侵食区域が西側へと広がった。このように侵食区域が西側へと広

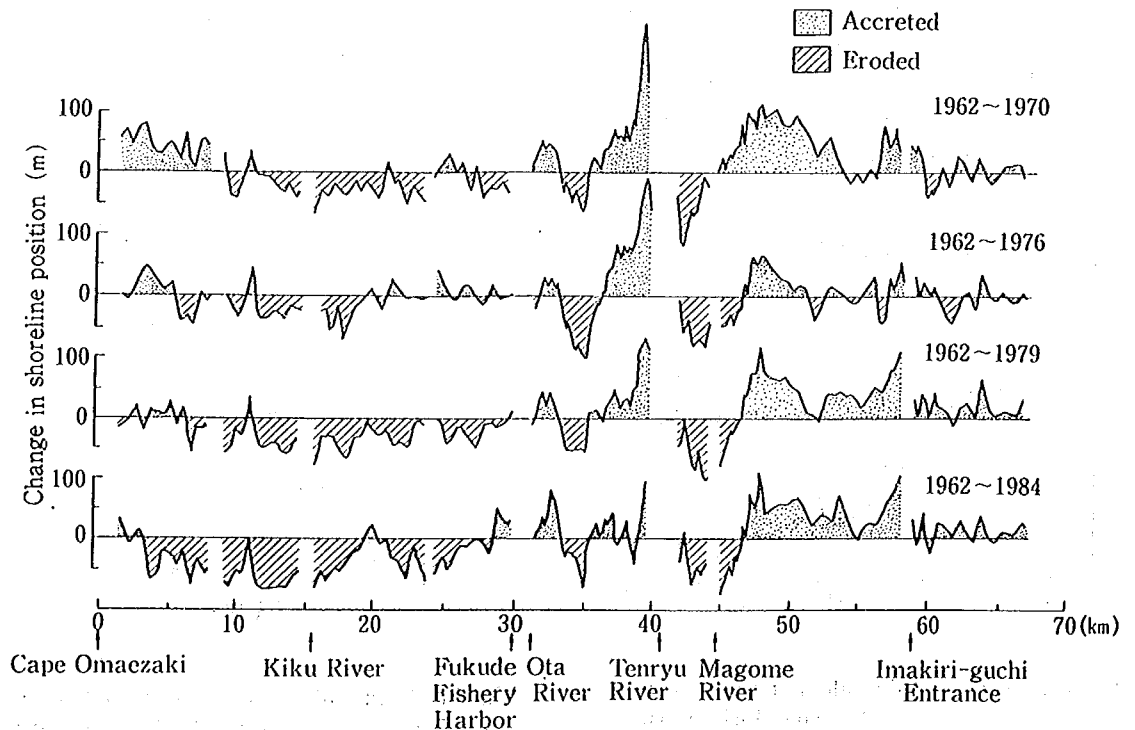


Fig. 7.1 Change in shoreline position along the Enshu Coast between 1962 and 1984.

がる現象は、西向き漂砂が場所的に不均衡となったためである。天竜川河口方向から供給される漂砂量より当地点から西向きに流出する漂砂量が多いために生じたと考えられる。今切口導流堤の東側では、1976年と1979年の間に汀線が急に前進した。これは、1970年以降建設が進んだ今切口の東側導流堤により当地区で卓越する西向きの沿岸漂砂が阻止されたためである。

1984年になると、福田漁港の東側の広い区域での汀線後退が著しく、これは特に菊川を中心とする区域で顕著である。しかも、年代が経過するごとに侵食域が東側へと広がるとともに、汀線後退量自体も増加傾向にある。福田漁港から御前崎間の広い範囲での海岸侵食は次第に顕著となっていることから、今後この区域については十分注意を払う必要があると言える。

ところで、御前崎付近ではそれより西側の区域で生じている侵食に対応した形で著しい汀線の前進は見られない。この原因の一つには御前崎を回りこんで駿河湾内方面へと流出する漂砂がある。事実、駿河湾内に造られた御前崎港の防波堤の東側には御前崎を回り込んで大量の土砂が堆積している。地形図と空中写真より防波堤周りの汀線変化を調べると Fig. 7.2 となる。同図より岬を回り込んだ部分で大きく汀線が前進したことが明らかである。1957年より1986年までの29年間で拡大した前浜域の面積を求めると約 $5.5 \times 10^4 \text{ m}^2$ となり、平均では約 $6.9 \times 10^3 \text{ m}^2/\text{yr}$ の割合で面積が増加したことが分かる。この土砂は遠州海岸より御前崎先端を回り込んで湾内へ侵入したものと考えられる。なぜならば、

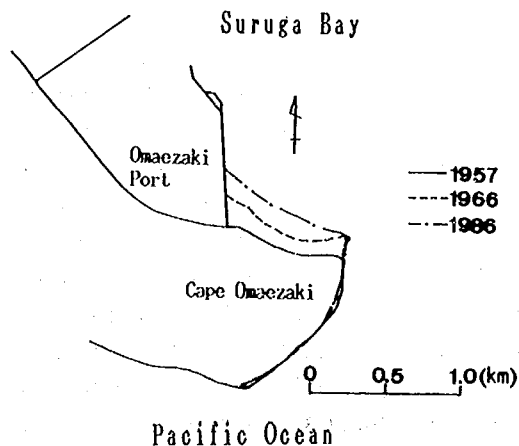


Fig. 7.2 Shoreline change east of Cape Omaezaki. Sand turned around Cape Omaezaki accumulated east of Omaezaki Port.

御前崎港の防波堤の建設以前の汀線は滑らかに連続するものであり、防波堤の建設後初めてその東側区域で汀線が前進し始めたからである。

7.2 沿岸漂砂阻止構造物周りで見られる特徴的な等深線形

天竜川河口の東に位置する福田漁港の防波堤工事が進んだ1986年2月時点の深淺図 (Fig. 4.2) と、河口の西約56kmに位置する赤羽根漁港周辺の深淺図 (Fig. 6.3) とを比較すると、等深線の形には互いに多くの類似点が見い出される。沿岸漂砂の卓越方向が福田漁港では東向き、赤羽根漁港では西向きのために、地形特性は左右で逆転しているが、沿岸漂砂を阻止する構造物の上手側では浅海域の等深線がなだらかに沖向きに突出しており、逆に構造物の下手側では侵食の結果緩勾配斜面が形成されている。このような特徴はこれら2海岸に止まらず、沿岸漂砂が構造物により阻止されている多くの海岸で見られる。同様な例は、新潟県の市振海岸 (宇多ほか, 1988) や青森県の三沢海岸 (斎藤ほか, 1985) などで見られる。こうしたことから、ここで述べた特徴が得られた場合、沿岸漂砂の卓越方向を深淺図のみから高い確実性を持って判定することが可能となった。

7.3 漂砂の移動限界水深の実測値と計算値の比較

漂砂の移動限界水深には種々の定義があるが、最近宇多 (1989b) は移動限界水深の実測値と佐藤・田中の表層移動限界水深とを比較し、実測値に最も良い一致を示す年間の確率波を求めた。これによると、高知海岸、東海村海岸、新潟県の荒川河口周辺海岸、富山県の境海岸において、それぞれ5%、10%、20%および5%確率波高が実測値と良い対応を示した。ここでは同様な手法により実測値と計算値の比較を試みた。

まず、佐藤・田中の移動限界水深 (h_t) は次式によって与えられる (例えば、堀川, 1973)。

$$\frac{H_0}{L_0} = \alpha \left(\frac{d}{L_0} \right)^n \left(\sinh \frac{2\pi h_t}{L} \right) \left(\frac{H_0}{H} \right) \dots (7.1)$$

ここに、 H_0 : 沖波波高、 L_0 : 沖波波長、 d : 底質粒径、 H : 水深 h_t での波高、 L : 波長であり、 $n=1/3$ 、 $\alpha=1.35$ (表層移動) である。式 (7.1) によれば、波浪条件と底質粒径が与えられたとき、表層移動限界水深が求められる。

漂砂の移動限界水深は断面形状の比較より求められる。本研究では天竜川河口 (Fig. 3.8)、福田漁港周辺 (Fig. 4.7, 4.8)、浜名湖今切口導流堤周辺 (Fig. 5.7) より推定が可能である。ただし、今切口では湖口を横

切る測線No28では潮流による底質の掃流効果が著しいため除外し、また、赤羽根漁港周辺の断面図(Fig.6.4)では明らかに測線長が短いためにこれもデータより除いた。以上の3地点より顕著な地形変化が生ずる移動限界水深を求めると、基準面を T.P. 0 m にとったとき、天竜川河口周辺で約-13m、福田漁港周辺で約-12m、今切口周辺で約-13m となり、これら3地点の平均では約-13m となる。

移動限界水深を算出するには底質中央粒径と波浪条件を定めなければならない。底質中央粒径に関しては、前浜での値は Fig. 2.5 に示したが、実際には移動限界水深付近での値が必要となる。これらに関しては詳細な実測値が不足するが、細井 (1976) によれば、天竜川河口部の沖合500m で0.3~0.6mmの粒径となることから、下限値として、 $d = 0.3\text{mm}$ と仮定する。一方、波浪データとしては浜岡地点での波浪観測データ (Table 2.2) を利用できる。このデータをもとに、年間の波高出現率が3,5,10,20%確率となる波高と周期を求めると Table 7.1 となる。ただし周期はある波高階級の最多頻度の周期を選んだ。以上の値を式 (7.1) に代入して得られた表層移動限界水深を Table 7.1 に併せて示した。実測値と最も近い値は3%確率波の $H_{1/3} = 2.69\text{m}$ 、 $T = 7.0\text{s}$ であることが分かる。結局、当海岸ではほぼ3%確率波による表層移動限界水深が実測とかなりよい対応を示すことが明らかであって、この確率は、高知海岸や富山県の境海岸の場合と良く一致する。

7.4 近年における遠州海岸の土砂収支

遠州海岸の近年の土砂収支状況を既知の沿岸漂砂量、および天竜川からの流出土砂量から推定してみる。天

Table 7.1 Wave height and critical depth for sand movement.

Probability	significant wave height $H_{1/3}(\text{m})$	wave period $T(\text{sec})$	critical depth for sand movement $h_c(\text{m})$
3%	2.69	7.0	12.2
5%	2.33	7.0	10.5
10%	1.65	5.0	6.0
20%	1.49	5.0	5.4

竜川河口の東側の福田漁港周辺の漂砂量が約 $1.4 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ となること、また、天竜川河口の西側の今切口付近の漂砂量が約 $1.0 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ となることはそれぞれ4.5節、5.4節で述べた。ただし、今切口付近の漂砂量に関しては、T.P. 0 m 以下の範囲を対象としていた。したがって陸上部での漂砂量を含むように補正が必要である。これには当地点での平均海面下での地形変化に関する漂砂の移動高が $h = 7.8\text{m}$ 、また陸上部のみの移動高が約1.9m となることから両者の比をもとに漂砂量を補正した結果、漂砂量は約 $1.2 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ となった。また、御前崎を回り込む漂砂量に関しては、7.2節の結果を利用すれば推定できる。すなわち、近年の防波堤の上手側での堆積域の面積増加割合に、漂砂の移動高を乗すれば良い。ただし、この地区では深浅測量データがないため海浜断面形の変化は明らかではない。したがって、測量データより漂砂の移動高を算出することはできない。しかし、当地区は御前崎を回り込んだ位置にあるから、漂砂の移動高は外洋に面した福田漁港周りの値と大きく異なることはなく、そこで得られた値がほぼ準用できると考えられる。このため福田漁港周りで得られた移動高 $h = 9.2\text{m}$ を先に得られた海浜面積変化量に乗ずると、漂砂量は $6.3 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$ となった。

結局、遠州海岸の代表地点における漂砂量とその算出期間を併せてまとめると Fig. 7.3 となる。漂砂量の算出時期は多少の幅を有しているが、Fig. 7.3 をもとに考えると、次のようにまとめられる。天竜川河口の東側の地域については、天竜川からの流出土砂の寄与は大きく減少したが、福田漁港方面へは約 $14\text{万 m}^3/\text{yr}$ の漂砂がある。このため福田漁港の上手側の堆積区間を除けば河口周辺は侵食傾向となる。また福田漁港の東側では、漁港でかなり漂砂が阻止されるため侵食傾向となる。一方、天竜川河口の西側では、今切口地点で西向きに約 $12\text{万 m}^3/\text{yr}$ の漂砂があるのに対し、河口からの土砂供給量は小さいから、河口の西側隣接部は再び侵食傾向となる。また、天竜川河口から離れた御前崎や赤羽根漁港においても河口から遠ざかる方向に漂砂が移動している。こうした沿岸漂砂の卓越方向は、天竜川からの流出土砂が堆積することによって遠州海岸が形成されてきた事実から推定される漂砂の卓越方向と良い一致を示す。Fig. 7.3 に示した漂砂量の推定時は完全に一致するものではないために、現在における漂砂の動態は Fig. 7.3 と多少は変わる余地はあるが、既に述べたように遠州海岸では河川からの土砂流入条件が大きく変化するとともに、沿岸に各種の構造物が造られたから今後とも河口部を中心としてかなり著しい海浜

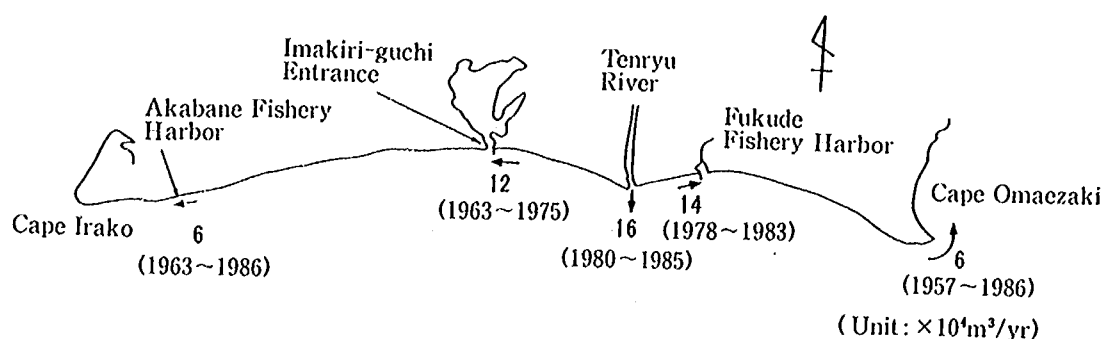


Fig. 7.3 Distribution of littoral transport rate along the Enshu Coast.

変形が生ずると考えられる。

ところで、Fig. 7.3に示した漂砂量の分布と、Fig. 7.2に示した遠州海岸の汀線変化とを比較すると、近年は河口部周辺が侵食傾向、今切口と福田漁港の漂砂上手側では堆積傾向、またこれらの下手側では侵食傾向を示しており、沿岸漂砂のバランスから生ずる汀線の前進、後退がかなり良い対応を示すことが分かる。

8. 結論

本研究によって得られた結論を要約すると以下のようである。

- ① 遠州海岸に位置する天竜川河口では、近年の流出土砂量の減少により侵食が進んでおり、河口前面テラスがその規模を縮小している。海岸侵食は、特にT.P.-12m以浅で著しい。
- ② 遠州海岸の福田漁港、浜名湖今切口導流堤および赤羽根漁港周辺の深浅測量データの分析によれば、天竜川河口以東では東向き、また以西では西向きの沿岸漂砂が明らかに卓越することが分かった。
- ③ 福田漁港と赤羽根漁港周辺の深浅図には、沿岸漂砂が阻止された時に生ずる漂砂上手側での浅海域でのなだらかな等深線形と、下手側での侵食平坦面の形成が見られる。これらの特徴は、他の侵食性海岸で見られた特徴と良い一致を示す。
- ④ 等深線距離の経時的变化の面より各地点の地形変化を調べた。この結果、天竜川河口、福田漁港、今切口導流堤周辺のいずれにおいても沿岸漂砂が卓越した場合見られる特徴ある等深線距離の変化が見い出され、本解析法がこのような場合の地形変化解析に有効なことが分かった。また、バー・トラフがある海岸における等深線距離の時間変化を良好に表現できる新しい方式を開発し、福田漁港および今切口

導流堤周辺での地形変化解析に適用してその有効性を確かめた。

- ⑤ 防波堤など、沿岸漂砂を阻止する構造物の漂砂上手側での堆積土砂量の経年変化により、沿岸漂砂量の推定を行った。計算は、福田漁港周辺と浜名湖今切口導流堤周辺の2箇所で行うことができ、共にほぼ妥当な沿岸漂砂量を得ることができた。
- ⑥ 深浅測量データをもとに福田漁港と今切口において漂砂の移動高が算定された。移動高は、福田漁港地点では9.2m、今切口では9.7mとほぼ同一の値となった。これらの約10mという移動高は、他の外洋に面した海岸における値と良い対応を示す。
- ⑦ 深浅測量データをもとに、天竜川河口部、福田漁港および今切口導流堤周辺における漂砂の移動限界水深が求められ、その平均値は約13mとなった。また、佐藤・田中の表層移動限界水深と上述の実測値とが良好一致を示す確率波高を求めたところ、ほぼ3%確率波高の $H_{1/3}=2.69\text{m}$ 、 $T=7.0\text{s}$ が実測値と対応することが見い出された。
- ⑧ 遠州海岸全体の近年における漂砂の動態を表わすマップをFig. 7.3としてとりまとめた。天竜川からの流出土砂量は近年激減し、1980年～1985年の平均では約16万 m^3/yr と見積られたが、河口の両側に位置する福田漁港と今切口導流堤付近ではこれより大きい沿岸漂砂量となっている。この状態が続けば、天竜川河口付近では今後更に侵食が進むことが懸念される。一方、河口から離れた御前崎や赤羽根漁港地点ではほぼ同じ約6万 m^3/yr の漂砂量であることが判明した。
- ⑨ 福田漁港と御前崎とに挟まれた区間では1962年より1984年の間に最大約88mも汀線が後退した。この区域での汀線は近年になっても後退傾向が止まっていないので、今後海浜状況に十分注意する必要がある。

る。

- ⑩ 浜名湖今切口では、斜め導流堤の建設後、導流堤の西側に大きく舌状に張り出した地形が形成され、地形変化は-15mにまで達することが見い出された。これは東側より沿岸漂砂により供給され、導流堤を西向きに回り込んだ土砂が、浜名湖から退潮時の潮流により沖向きに流出したため形成されたと考えられる。

謝辞：本研究を進めるに際しては多くの方々より援助を受けた。まず、建設省中部地方建設局浜松工事事務所には、研究をまとめるに際し多くの現地資料を提供していただいた。また、1987年当時海岸研究室に在籍した酒井佳治氏(現中部地方建設局沼津工事事務所)にも資料解析を共に進めていただいた。最後にあたり、これら関係者の方々に深甚な謝意を表します。

参 考 文 献

- 堀川清司(1973)：海岸工学，東京大学出版会，317p.
 細井正延(1976)：河口周辺の海岸侵食について，第23回海岸工学講演会論文集，pp.279～283.
 建設省中部地方建設局河川部河川計画課(1983)：水系における土砂動態と流出土砂の管理に関する検討(改訂版)，275p.
 河野 宏・宇多高明・藪崎義之・水野益宏(1986)：富士海岸の侵食実態と地形変化予測，第33回海岸工学講演会論文集，pp.287～291.
 服部昌太郎・鈴木隆介・佐藤敏夫(1974)：遠州海岸中央部の海浜変形と漂砂，第21回海岸工学講演会論文集，pp.127～133.
 斉藤晴雄・宇多高明・網田政芳・沢田善治・林 秀治(1985)：小川原湖海岸の海岸侵食とその予測，第32回海岸工学講演会論文集，pp.380～384.
 芝野照夫・土屋義人・富谷 雄・山本武司(1988)：天竜川扇状地と遠州灘海岸の形成，京都大学防災研究所年報，第31号，B-2，pp.775～791.
 武内達夫・宇多高明・中島秀樹・青山春男(1984)：駿河海岸における海浜地形変化の解析，第31回海岸工学講演会論文集，pp.360～364.
 田中 仁・須賀堯三・高山博行・羽島定久(1987)：河口部の流れと河口砂州の形成に関する研究，第31回水理講演会論文集，pp.737～742.
 富谷 雄・宇多高明・酒井佳治・山本武司(1987)：浜名湖今切口導流堤周りの海浜変形，第34回海岸工学講演会論文集，pp.71～75.
 富谷 雄・宇多高明・山本武司(1988)：遠州海岸，福田漁港周辺の海浜変形，第35回海岸工学講演会論文集，pp.382～386.
 土屋義人・榎木 亨・尾崎 晃・堀川清司・砂村継夫・野田英明(1975)：海岸地形の変動の実態，文部省科学研究費自然災害特別研究成果・土砂の流送運搬に伴う自然環境変化に関する研究(研究代表者：石原藤次郎)，pp.25～31.
 宇多高明(1984)：深淺測量データを利用した海浜地形変化の解析法，第20回水工学に関する夏期研修会講義集，pp.B-8-1～B-8-17.
 宇多高明(1986)：小川原湖海岸の侵食実態の解析，土木技術資料，Vol.28，No.1，pp.8～13.
 宇多高明・住谷勉夫・小林洋三(1986)：茨城県における海浜変形の実態，地形，Vol.7，No.3，pp.141～163.
 宇多高明・赤穂俊作・今井武雄(1987)：霞ヶ浦における風波による湖浜地形の実態，土木学会論文集，No.381/II7，pp.161～170.
 宇多高明・小林正一・種岡虎男(1988)：新潟県市振海岸における海岸構造物設置に伴う海浜変形，地形，Vol.9，No.1，pp.35～52.
 宇多高明・坂野 章(1989)：遠州海岸のマクロ的に見た海浜変形，土木技術資料，Vol.31，No.9，pp.34～40.
 宇多高明(1989a)：洪水流と波による相模川河口デルタの変形実態の調査，第33回水理講演会論文集，pp.307～312.
 宇多高明(1989b)：波による移動限界水深を定める代表波の選定法，第21回海岸実務講習会講義集，pp.25～35.

平成元年10月27日 原稿受理

流木の運動・堆積機構と対策工に関する研究

水山 高久*
石川 芳治**
福澤 誠***

A Study on Mechanisms of Movement and Accumulation of Floating Logs and their Countermeasures

by Dr. Takahisa MIZUYAMA
Dr. Yoshiharu ISHIKAWA
Makoto FUKUZAWA

要 旨

土石流、洪水とともに渓流を流下してくる多量の流木が流路、橋梁等に詰まることにより土石流、洪水の氾濫が助長されて被害が増大する例は多い。しかしながら、これまで流木の発生、流下、堆積機構に関する検討は十分に行なわれておらず、流木対策施設の計画、設計手法も確立されていない。

本研究では流木による被害実態を整理するとともに、土石流とともに発生する流木の大きさ、形態、本数等を調査して、発生流木の本数、量を推定する手法を示した。また主として水理模型実験により水路、狭窄部、扇状地上での流木の運動、堆積機構を明らかにした。一方、模型実験により、効果的な流木対策工の設計法を提示するとともに、実物大の静的および動的載荷試験により鋼製流木止め部材の設計法を提案した。

キーワード：流木、災害、流木対策、流木止め

Synopsis

There has been an increasing number of reports in which blockades of channels or bridges in torrents by many floating logs that are carried along by debris flows or floods promote the damages cause by debris flow or floods. Studies on mechanisms of generation, flow-down, and accumulation of floating logs hasn't been carried out sufficiently. Also, a method of planning and design criteria for countermeasure facilities against floating logs have not been established.

In this study, actual conditions of past disasters caused by floating logs are pigeonholed, and size, shape and number of floating logs that were carried along by debris flows were investigated with respect to several past disasters caused by debris flows by means of field surveys. Using the results, an estimating method for the number and the amount of floating logs generated in torrents is developed. The basic mechanisms of movement and accumulation of floating logs in channels, at narrow passes, and on fans are clarified by means of

*) 砂防部砂防研究室長，農博（現 京都大学農学部助教授）

**) 砂防部砂防研究室主任研究員，農博（現 砂防部砂防研究室長）

***）砂防部砂防研究室

hydraulic model tests. Moreover, design conditions for efficient countermeasure facilities against floating logs are discussed by means of hydraulic model tests, and design criteria for members of steel booms to trap floating logs are proposed.

Key words : floating log, disaster, countermeasure against floating logs, boom to trap floating logs

目 次

緒 論	(5)
1. 流木による被害	(6)
1.1 概 説	(6)
1.2 流木による被害の形態	(6)
1.3 流木による被害の例	(8)
1.4 結 語	(8)
2. 流木の発生・流下実態	(9)
2.1 概 説	(9)
2.2 流木の発生原因・形態	(9)
2.3 溪流における流木収支	(10)
2.4 発生した流木の特徴	(11)
2.5 流木の発生・流下量の推定	(14)
2.5.1 調査目的と調査手法	(14)
2.5.2 土石流とともに発生する流木本数	(17)
2.5.3 発生流木の幹材積	(17)
2.5.4 流木の流出率	(21)
2.6 結 語	(21)
3. 流木の運動, 堆積機構	(22)
3.1 概 説	(22)
3.2 水路上での流木の移動, 停止条件	(22)
3.2.1 実験概要	(22)
3.2.2 実験結果ならびに考察	(22)
3.3 狭窄部における流木の通過と停止	(23)
3.3.1 実験概要	(23)
3.3.2 実験結果ならびに考察	(24)
3.4 扇状地における流木の運動と堆積機構	(25)
3.4.1 実験概要	(25)
3.4.2 洪水による流木の運動と堆積 (実験 A)	(27)
3.4.3 土石流による流木の運動と堆積 (実験 B)	(33)
3.4.4 土石流による流木の堆積実態	(40)
3.5 結 語	(47)
4. 砂防施設および流木対策施設の流木制御機能	(49)
4.1 概 説	(49)
4.2 流木止めスクリーンによる流木捕捉機能および透過型砂防ダムの流木制御機能	(50)
4.2.1 実験概要	(50)
4.2.2 流木止めスクリーンと流木捕捉率	(53)
4.2.3 流木止めスクリーン付砂防ダムの機能	(57)
4.2.4 透過型砂防ダムの機能	(57)
4.3 砂防ダムおよび流木止め付砂防ダムの流木捕捉機能	(58)

4.3.1	実験概要	(58)
4.3.2	砂防ダムによる流木捕捉機能	(61)
4.3.3	流木止め付砂防ダムによる流木捕捉機能	(64)
4.3.4	水貯池による流木捕捉機能	(66)
4.3.5	砂防ダム堆砂域における流木堆積面積	(67)
4.4	結 語	(69)
5.	流木の衝突を考慮した鋼製流木止め部材の設計法	(70)
5.1	概 説	(70)
5.2	鋼材に対する衝撃载荷実験	(71)
5.2.1	実験の目的	(71)
5.2.2	実験概要	(71)
5.2.3	実験結果と考察	(73)
5.3	鋼製流木止め部材の設計法	(81)
5.3.1	鋼製流木止め部材の設計手順	(81)
5.3.2	鋼製流木止め部材の設計例	(82)
5.4	結 語	(84)
	結 論	(85)
	あとがき	(86)

緒 論

我国の国土の約3/4は山地であり、その大部分は森林により覆われている。このため、河川上流域の渓流において、豪雨等により山腹崩壊、溪岸崩壊等が発生すると、土砂とともに多量の流木が発生して、土石流や洪水とともに下流へ流下する。このような多量の流木の、渓流や河川への流下にとともに、流木が渓流や河道、あるいは道路のカルバートボックス、橋梁を閉塞して土砂や洪水の氾濫を引き起こして、下流の人家への被害を増大させたり、道路や橋梁の流出を招く事例がしばしば生じている。このような流木による被害は比較的多いにもかかわらず流木対策は遅れており、流木対策施設を設置している渓流はきわめて少ない。この原因としては土砂に比べて、流木による被害の実態が正確に把握されておらず、流木に対する一般の認識が浅いことと、流木の発生、流下、堆積機構に関する研究が遅れており、さらに流木対策施設の計画、設計基準もないことが挙げられる。

流木に関する研究としてはこれまで、主として砂防ダムの堆砂地、砂防ダムの主ダムと副ダムの間における流木の流下、堆積及び砂防ダムや水路上に設置した柵状構造物による流下阻止法に関して基礎的な実験や検討が佐々木¹⁾、水原²⁾³⁾、水原ら⁴⁾⁵⁾、瀬尾ら⁶⁾によりなされてきている。

しかしながら、流木対策の計画を作成するためには流木の発生・流下実態、流木の発生量と流木の大きさ、水路や狭窄部における流木の移動、停止条件、扇状地における流木の堆積機構等について解明する必要がある。また流木対策施設の設計手法を確立するためには流木止めスクリーンによる流木捕捉率を算定する手法、砂防ダム及び流木止め付砂防ダムの流木捕捉効果、流木の衝突による鋼製流木止め部材の変位について検討を行い、その機構を解明しこれを体系的にまとめて実用的な流木対策のための調査、計画、設計、維持管理手法を作成する必要がある。

このような未解明な事項を解明するために、著者らは土石流及び崩壊により発生した流木の実態調査を実施するとともに室内水路模型実験、屋外扇状地模型実験及び室内における流木の鋼材に対する衝突実験等を行い、流木の発生、流下、堆積機構と流木対策施設の設計手法に関する研究を行ってきた^{7)~11)}。

本論文はこれまで著者らが実施してきた、河川上流域の渓流で発生して下流において災害を引き起こす事

例の多い、流木災害に関する研究結果を述べている。特に、流木による災害実態、流木の発生・流下実態、流木の運動、堆積機構及び流木対策施設の機能と設計法に関して研究の成果を取りまとめたものであり、次の5章から成っている。その構成は以下のとおりである。

第1章では流木に関する問題提起としてまず既往の文献および現地調査等から流木により引き起こされる被害の実態について取りまとめる。

第2章では昭和57年の長崎災害、昭和62年の山形県温海町災害及び昭和63年の広島加計町災害についての実態調査を行い、流木対策の検討にとって重要な、渓流における流木収支、流木の特徴、発生流木本数、発生流木幹材積の推定法について検討する。

第3章では流木を取り扱う上で基本となる水路、狭窄部、扇状地における流木の運動と堆積機構について主として室内及び屋外水理模型実験により理論的に検討を行う。また、既往の災害実態調査結果との比較、検討を行う。

第4章では流木対策施設として一般に用いられている流木止めスクリーンについて流木の大きさとスクリーンの間隔及び水理条件から流木の捕捉率を推定する方法を水理模型実験により検討する。また、砂防ダムおよび流木止めスクリーン付砂防ダムの流木捕捉機能についても水理模型実験により検討する。

第5章では鋼製流木止め施設の設計手法に関連して実物大の流木及び巨礫を実物大の鋼材に衝突させて鋼材の塑性変位と鋼材の静的及び衝撃エネルギー吸収能との関係について検討を行い、これより得られた結論をもとに鋼製流木止め部材の設計法を検討する。また、この設計法をもとに、鋼製流木止め部材の設計例を示す。

最後に、本論文の研究成果を要約して結論としている。

参 考 文 献

- 1) 佐々木八郎：砂防ダム付近における流木阻止に関する実験的研究，信州大学工学部紀要，第13号，pp.59~89，1962
- 2) 水原邦夫：砂防ダムと流木(I)－流木群の堆積開始と運動機構－，新砂防，第28巻，第2号，pp.17~24，1975
- 3) 水原邦夫：砂防ダムと流木(II)－流木群の堆積機構と堰上げ機構－，新砂防，第28巻，第3号，

pp.17~23, 1976

- 4) 水原邦夫, 南 哲行, 武居有恒: 流木の流下阻止に関する基礎的研究(I), 新砂防, 第32巻, 第2号, pp.10~16, 1979
- 5) 水原邦夫, 武居有恒, 南 哲行: 流木の流下阻止に関する基礎的研究(II), 新砂防, 第32巻, 第3号, pp. 9~16, 1980
- 6) 瀬尾克美, 水山高久, 大場 章, 上原信司: 土石流と共に流出する流木の運動と捕捉工に関する実験的研究, 土木技術資料, 第26巻, 第2号, pp. 9~13, 1984
- 7) ISHIKAWA, Yoshiharu and MIZUYAMA, Takahisa: An Experimental Study on Permeable Sediment Control Dams as a Countermeasure against Floating logs, 6th Congress Asian and Pacific Regional Division International Association for Hydraulic Research, Proceeding Vol. II-2, pp.723~730, July, 1988
- 8) 石川芳治, 水山高久, 鈴木浩之: 崩壊・土石流に伴う流木の実態と調査法, 土木技術資料, 第31巻, 第1号, pp.23~29, 1989
- 9) 石川芳治, 水山高久, 福澤 誠: 土石流に伴う流木の発生及び流下機構, 新砂防, 第42巻, 第3号 pp. 4~10, 1989
- 10) 石川芳治, 水山高久, 福澤 誠: 砂防ダム及び流木止めスクリーンによる流木捕捉効果, 土木技術資料, 第31巻, 第9巻, pp.41~47, 1989
- 11) 石川芳治, 水山高久, 浅井信秀: 流木の衝突による鋼材の変形に関する実験的研究, 新砂防, 第42巻, 第5号, pp.11~20, 1990

1. 流木による被害

1.1 概 説

河川上流域の渓流から発生する流木により引き起こされる災害についてはこれまでいくつかの文献^{1)~6)}で触れられているものの、土石流や洪水に比較してその取扱いは小さく、一般には、その重要性についての認識が低かったと言える。このことが流木対策の進展や流木に関する調査研究を遅らせてきた大きな要因となっている。流木対策や流木に関する調査研究を実施するに当たっては流木により引き起こされる災害現象を十分に把握しておくことが重要である。このような観点に立って第1章ではまず土石流や洪水等の災害事例に関する既往文献及び現地調査等から流木により引き起こされる災害の実態についてとりまとめる。

1.2 流木による被害の形態

流木による被害の形態を大きく分類すると①流木が橋梁・カルバート、水路等に詰まることにより土石流や洪水が河道から溢れて周辺や下流の人家、施設等に被害を与える(写真-1.1及び1.2)。②流木が橋梁に詰まって上流で土石流や洪水がダムアップしこれらによる流体力や水圧により押し流される(写真-1.3)。③取水堰や放水路の取水口に流木が詰まって取水機能や放水機能を低下させる(写真-1.4)。④土砂調節を目的とした透過型の砂防ダム等のスリット部を閉塞し土砂の調節機能を低下させる(写真-1.5)。⑤流木の衝突による衝撃力により家屋あるいは河川に設置してある構造



写真-1.1 流路に設置された小橋梁(左手中央, 長さ約2 m)に流木が詰まって氾濫した土石流と流木(熊本県高森町, 白川左支川冬野川, 昭和63年5月)



写真-1.2 土石流とともに流下した流木により閉塞した国道のボックスカルバート（京都府和束町，木津川右支川間垣外川，昭和61年7月）

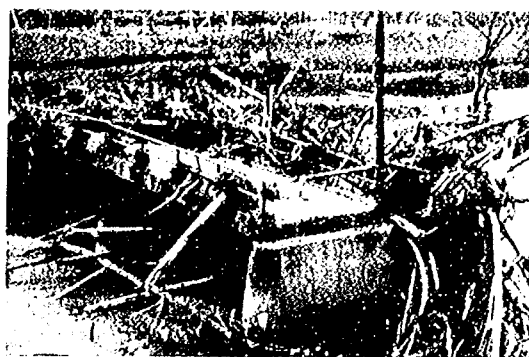


写真-1.3 流木の閉塞による上流での水位上昇により流出した西奥橋（京都府笠置町，木津川左支川白砂川，昭和61年7月）

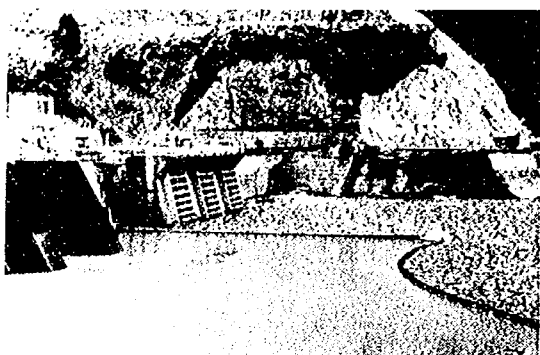


写真-1.4 ダム洪水吐き付近における流木の集積状況（岐阜県，揖斐川，横川ダム，昭和51年）



写真-1.5 透過型砂防ダムスリット部の流木による閉塞（岐阜県，根尾川，能郷谷第3砂防ダム，平成元年）



写真-1.6 流木の衝突による衝撃力により破壊された家屋（愛知県豊根村，天竜川水系伊香川，平成元年9月）



写真-1.7 ダム貯水池における流木の集積状況（岐阜県，揖斐川，横山ダム，昭和51年）

物等を破壊する。（写真-1.6）。⑥貯水池等に貯って一部は沈積する。これらは腐敗し水質や景観を損ねる（写

真-1.7）等がある。これらのうちでも特に人命等への危険性が高く被害も大きいのは①の被災形態である。

1.3 流木による被害の例

流木災害として特に有名なのは昭和13年（1938年）と昭和42年（1967）に神戸市の宇治川で発生した災害である。昭和13年の災害では梅雨前線豪雨により六甲山系の多くの溪流で土石流が発生し、神戸市街地を襲った。宇治川下流では河川は暗渠となっておりこの暗渠に沿って宇治川商店街が存在した。土石流と共に流下してきた流木はこの暗渠の入口を塞ぎ、溢れた流木、土砂、洪水は宇治川商店を襲い土石流による被害を拡大させた（写真-1.8）。

宇治川の暗渠はこの災害後も存続したため昭和42年の豪雨においても上流から流下してきた多量の流木により暗渠部が閉塞して流木、土砂、洪水が溢れ、再び大きな被害をもたらした。この災害を契機に流木による土石流や洪水の被害拡大を防止することを目的として宇治川を初めとする六甲山系のいくつかの溪流では砂防ダムや沈砂地に流木止めスクリーンが設置される



写真-1.8 昭和13年阪神災害時の宇治川下流における流木の氾濫・堆積

こととなった。

昭和61年7月21日に京都府南部を襲った集中豪雨では木津川沿いの笠置町、和束町、加茂町を中心とした地域で山腹崩壊や土石流が多発した。特に和束町の本屋地区ではほとんどすべての溪流から土石流が発生して多大な被害を与えた。木津川右岸を流れる国道163号では、4箇所のカルバートボックスが流木や土砂により閉塞されて（写真-1.2）流木、土砂、洪水が路面に溢れ、下流の道路の路肩や法面が浸食されて路体が破壊される事例も生じた。この災害では木津川の左支川である布目川および白砂川にかかる布目橋（橋長22.2m）および西奥橋（橋長17.3m）の橋脚に多量の流木が引っかかり上流の水位上昇が生じ、水位上昇と溢水した流れによる河岸侵食によりこれらの橋は破壊された（写真-1.3, 1.9）。

昭和63年5月、熊本県高森町の冬野川では溪流にかかる小橋梁（長さ約2m）に流木が詰まって土石流が河道から溢れて人家を襲い人命を奪った例（写真-1.1）や、昭和63年7月には長岡市を流れる浦瀬川で流木が橋梁を閉塞したために洪水が河道から溢れ付近の住宅を浸水させた例がある。

1.4 結 語

本章では流木対策の重要性を確認するためと次章以下での流木に関する種々の検討を行う基礎として、河川上流域の溪流において土石流および洪水とともに発生した流木について、既往文献調査及び現地調査結果をもとに流木による被害の実態についてまとめた。

流木による被害の形態は大きく6種類に分類できるがこれらの内でも特に大きな災害を生ずるのは流木が



写真-1.9 流木による閉塞による橋梁の破壊（布目橋、京都府笠置町、木津川左支川布目川、昭和61年7月）

橋梁やカルバート、流路等に詰まることにより土石流や洪水が河道からあふれて周辺や下流の人家・施設等に被害を与える場合である。これらの被害を防止するためには橋梁、カルバート、流路の通水断面を大きくするかそれらの施設の上流で大きな流木を捕捉することが重要である。

参考文献

- 1) 足立昭平, 大同淳之: 流木に関する実験的研究, 京大防災研究所年報, 第1号, pp.41~49, 1957
- 2) 萩原貞夫: 流木災害とその防除, 水利科学No25, pp.25~pp.37, 1962
- 3) 渡辺正幸, 水山高久: 地域防災の立場から長崎災害を考える, 新砂防, 第36巻, 第1号, pp.27~29, 1983
- 4) 瀬尾克美, 水山高久, 大場 章, 上原信司: 土石流と共に流出する流木の運動と捕捉工に関する実験的研究, 土木技術資料, 第26巻, 第2号, pp.9~13, 1984
- 5) 水山高久, 原 義文, 安養寺信夫: 昭和61年7月21日京都府南部に発生した土石流災害, 新砂防, 第39巻, 第6号, pp.32~36, 1987
- 6) 建設省近畿地方建設局六甲砂防工事事務所: 六甲三十年史, 1974

表-2.1 流木の発生原因と形態

流木の起源	流木の発生原因と形態	主な発生場所		
		上流域	中流域	下流域
立木の流失	①斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落	○	○	
	②土石流の発生に伴う立木の滑落	○		
	③土石流の流下に伴う溪岸・溪床侵食による立木の流出	○		
	④洪水による河岸・河床の侵食による立木の流出	○	○	
過去に発生した倒木等の流出	⑤病虫害や台風等により発生した倒木等の土石流、洪水による流出	○	○	
	⑥過去に流出して河床上に堆積したり河床堆積物中に埋没していた流木の土石流、洪水による再移動	○	○	
	⑦雪崩の発生・流下に伴う倒木の発生とその後の土石流、洪水による下流への流出	○	○	
	⑧火山の噴火に伴う爆風による倒木の発生とその後の土石流、洪水による下流への流出	○	○	
伐木原の流出	⑨放置された伐木や間伐材の斜面崩壊、土石流、洪水による流出	○	○	
	⑩集積された木材の洪水による流出	○	○	○
	⑪洪水による椎茸原木の流出	○	○	
用材の流出	⑫土石流、洪水による家屋の損壊とそれに伴う破損材の流出		○	○
	⑬土石流、洪水による木橋の流出		○	○
	⑭土石流、洪水による電柱の流出		○	○

2. 流木の発生, 流下実態

2.1 概 説

流木の運動, 堆積機構を検討するにあたっては, まず, 実際の溪流において, どのような流木が発生, 流下しているのかを知ることが重要である。ここでは主として昭和57年の長崎災害, 昭和62年の山形県温海町災害, 及び昭和63年の広島県加計町災害における実態調査結果をもとに流木の発生原因・形態, 溪流における流木収支, 発生した流木の特徴についてまとめる。さらにこれらの成果をもとに流木対策の検討にとって重要な, 溪流における発生流木本数, 発生流木幹材積の推定法について検討する。

2.2 流木の発生原因・形態

流木の発生原因・形態を表-2.1に示す。このうち①~⑧の発生原因・形態は主として自然現象のみによる



写真-2.1 斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落 (広島県加計町, 太田川左支川, 昭和63年7月)

流木の発生であり, ⑨~⑭は人為の加わった木材や材木の流出によるものである。このように流木の発生原因, 形態の種類は多いが, 本論文においては流木の主な発生源と考えられる①斜面崩壊の発生に伴う立木の滑落 (写真-2.1) ②土石流の発生に伴う立木の滑落 (写



写真-2.2 土石流の発生に伴う立木の滑落(広島県加計町, 太田川右支川上原谷川, 昭和63年7月)

真-2.2) ③土石流の流下に伴う溪岸崩壊および溪岸侵食による立木の流出(写真-2.3)及び⑥過去に流出して河床上に堆積したり河床堆積物中に埋没していた流木の土石流, 洪水等により再移動(写真-2.4)による流木の発生流下, 堆積について述べる。

2.3 溪流における流木収支

図-2.1~2.4には昭和62年8月の山形県温海町における豪雨により土石流が発生した4溪流について土石流とともに発生流下した流木と土砂の溪流沿いの収支図を示す。同時に地形要因(河床勾配, 谷次数)と流木および土砂の流出率(ある地点より下流へ流下した量/その地点より上流で発生した量)との関係を整理したものを示す。さらに図-2.5には鍋倉沢左支川での流木分布図を示す。

土石流とともに発生する流木は, 山腹崩壊, 溪岸崩壊, 溪岸侵食に伴って発生するものが大半である。このため図-2.1~2.5からも分かるように, 流木と土砂の発生区間はほぼ一致しており, 河床勾配が約8°以上の



写真-2.3 溪岸崩壊により発生した流木(熊本県矢部町, 緑川右支川瀬峰川, 昭和63年5月)



写真-2.4 溪床堆積物中に埋没していた古い伐木や流木の再移動と河道付近の立木による流木の捕捉(山形県温海町, 鼠ヶ関川右支川西平沢川, 昭和62年8月)

区間で大部分の流木および土砂が発生していることが分かる。溪流により多少の変動があるが流木の流出率は土砂に比較して小さく一次谷の出口(河床勾配10°~15°)付近で40から48%, 2次谷の出口付近(河床勾配5°~8°)では4~52%である。溪流により流木流出率の差が大きいのは主として流木の発生箇所が上流部か下流部かの違いによるものと考えられる。例えば谷の出口付近における斜面崩壊により流木が生産された(西平沢川右支川がこれにあたる)場合には谷の出口での流木流出率は高くなる。このため下流への流出本数を推定するためには, 崩壊や侵食の予測される山腹斜面や溪岸等における森林(流木発生源)の調査において, 発生する流木の量と質を推定すると同時に流木発生源の位置(場所)を推定することも重要である。一般的には発生源からの距離が大きくなるに従い流木の流出率は低下する傾向が認められる。

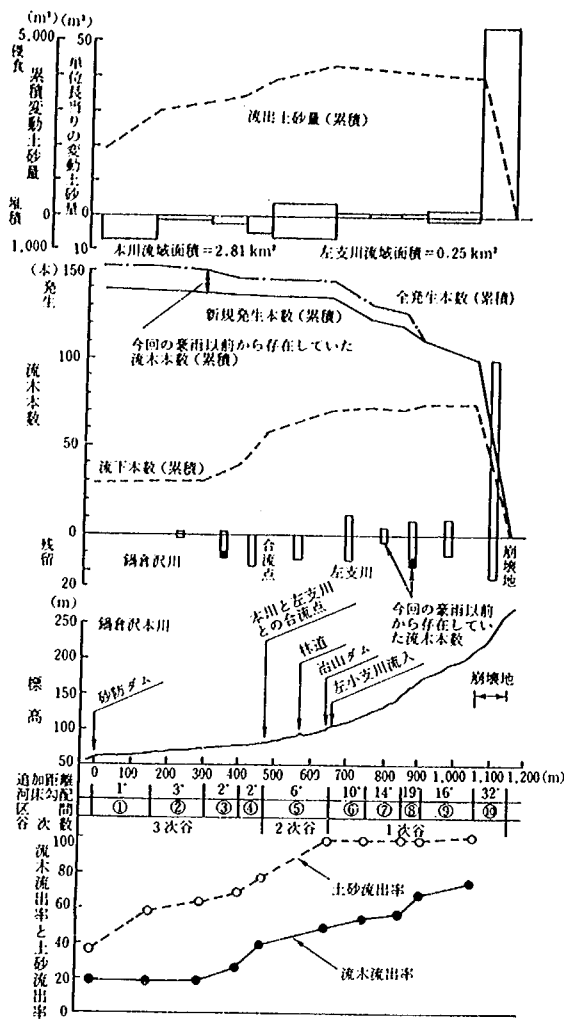


図-2.1 鍋倉沢左支川における流木および土砂の収支図, 流出率

2.4 発生した流木の特徴

昭和62年8月の山形県温海町における豪雨により土石流が発生した4渓流について、原則として直径10cm以上、長さ2m以上の流木を対象として現地調査を行った結果を図-2.6～2.9に示す。これらの図より、流木の樹種では針葉樹(杉)が多く、最大長(測定した流木のうち長いものから順に数えて5%の本数に当たる流木の直径)は約16～19m、平均長は7～9m、最大直径(同様に太い方から5%の本数にあたる流木の直径)は35cm～60cm、平均直径は20～25cmである。形態とし

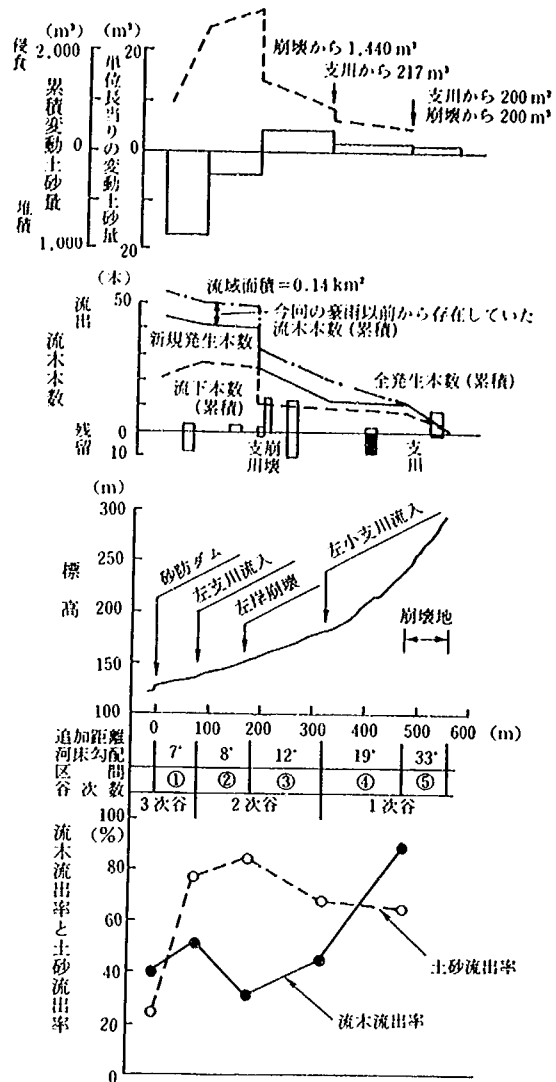


図-2.2 西平沢川右支川における流木および土砂の収支図, 流出率

ては渓流により異なるが根、枝、葉がついたもの、幹のみのもの、幹と根のみのものが多い。なお西平沢川右支川と東平沢川右支川では溪床に埋もれていた古い伐木や流木が土石流による溪床土砂の侵食によって再移動して流下したものが比較的多く見られた(写真-2.4)。

渓流の上流で発生した流木が土石流とともに渓流を流下する際には土石流中の石礫や溪岸・溪床との衝突により流木の細かい幹の部分は折損して長さが短くなるのが一般的である。昭和63年7月の広島災害で特に流木の発生本数の多かった8渓流について、流木発生

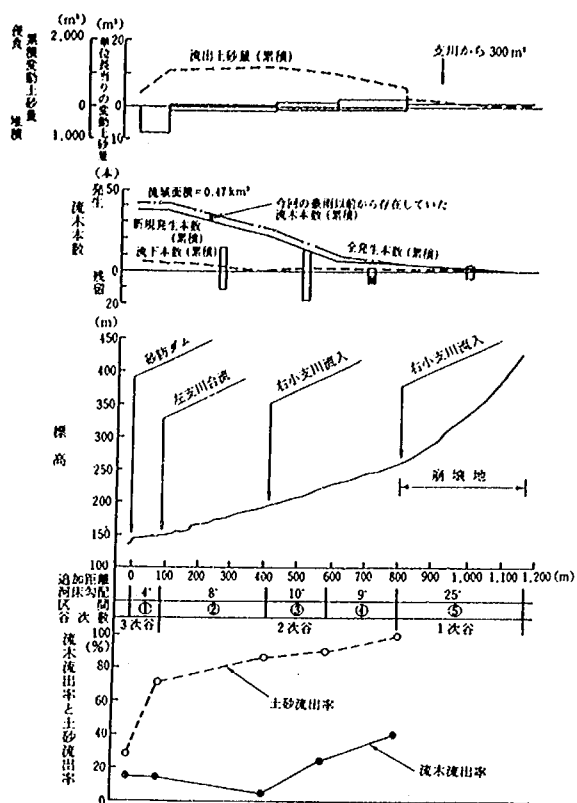


図-2.3 東平沢川右支川における流木および土砂の収支図, 流出率

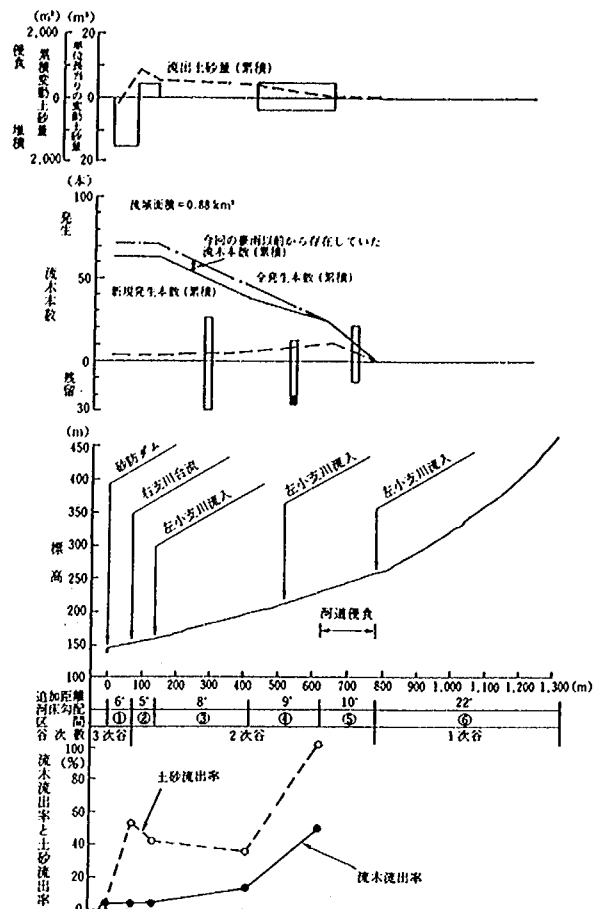


図-2.4 東平沢川左支川における流木および土砂の収支図, 流出率

源の立木の平均長さとして下流の土石流氾濫、堆積域に堆積した流木の平均長さ及び各溪流の土石流流下幅の関係を図-2.10に示す。この図より流木の長さ(1)は発生源の立木の長さの約 $1/3 \sim 1/2$ であり、流木の平均長は土石流流下幅の最小値(狭窄部の幅)(w)とほぼ同じであ

る。この理由としては第3章第3節で示すように、流下中に短く折損しなかった、狭窄部の流下幅(w)よりも長い流木($w/1 < 1.0$)の大部分は狭窄部等で捕捉されてしまい下流に流下しないためと考えられる。

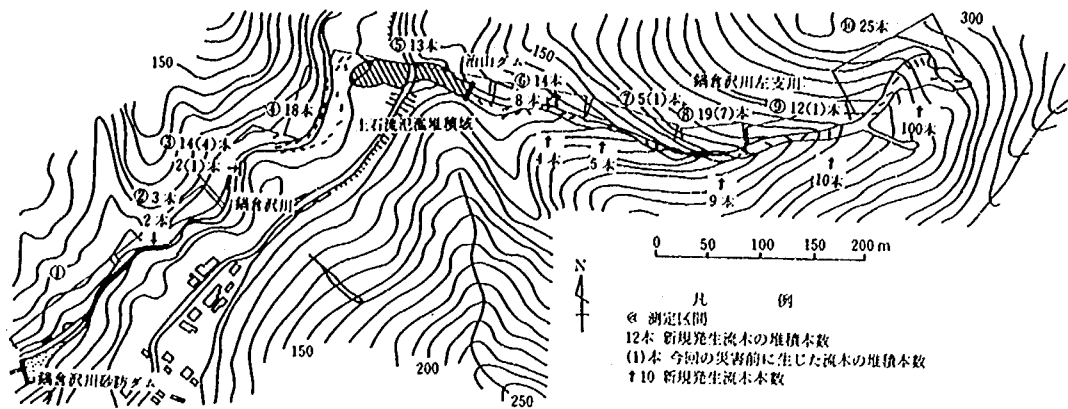


図-2.5 鍋倉沢本川と左支川における流木分布図

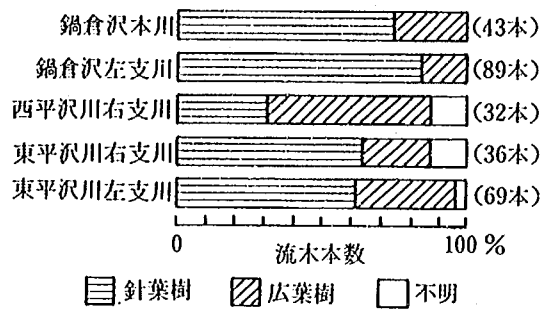


図-2.6 流木の樹種

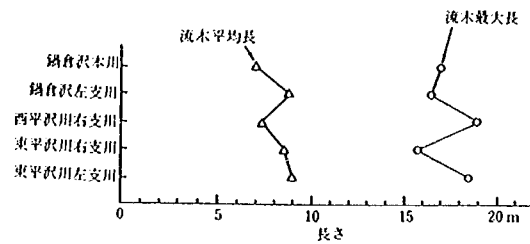


図-2.7 流木の平均長および最大長

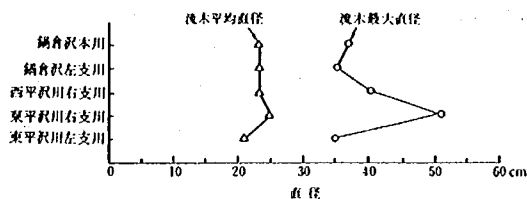


図-2.8 流木の平均直径および最大直径

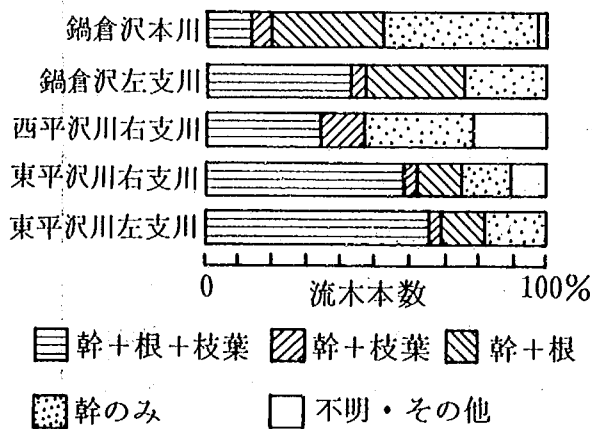


図-2.9 流木の状態

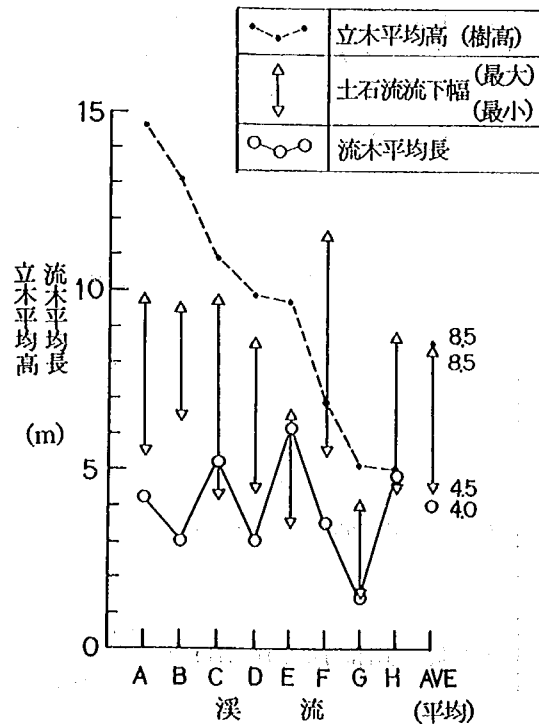


図-2.10 発生、流下した流木の長さとし下幅

2.5 流木の発生・流下量の推定

2.5.1 調査目的と調査手法

流木対策を計画するに当たって対象溪流において土石流とともに発生および流下する流木の本数、量を推定することが必要である。発生流木の本数、量および大きさの推定にあたっては流域内の崩壊及び侵食発生地区上の立木を調査することによりある程度予想できるが、現実には崩壊及び侵食発生地区を事前に精度よく推定できない場合も多い。このようなことから、過去に発生した土石流とそれに伴う流木の実態を調査し、その結果を整理することにより対象溪流において発生および流下する流木の本数、幹材積等を推定する経験則を得ることとした。

土石流とともに発生した流木及び土砂量に関するデータは、昭和63年(1988年)7月の広島災害における20溪流、昭和62年(1987年)8月の山形災害における4溪流および昭和57年(1982年)7月の長崎災害における3溪流についての空中写真判読および現地調査結果により求めた。

土石流の発生及び流下により破壊された森林の面積(森林破壊面積)算定は現地調査により溪流沿いに土石流の発生、流下した区域を踏査し、山腹崩壊、溪岸侵食の発生した区間の横断形状を測量し、崩壊及び侵食発生前の地形を推定することにより行った。さらに精度を上げるため表-2.2に示す空中写真を用いて崩壊、侵食発生区域の空中写真判読を実施した。

現地調査、空中写真判読時には縮尺 $1/5,000$ の森林基本図を用いた。但し長崎災害の3溪流については縮尺 $1/8,000$

の空中写真から縮尺 $1/1,000$ の溪流流域の地形図及び溪流沿いの横断図(縮尺:縦 $1/200$, 横 $1/500$)、横断図(縮尺 $1/200$)を作成した。さらに空中写真測量の精度を点検するために簡易水準測量と現地標高点測量を行った。

次に、破壊された林地から発生した流木の本数、大きさ(直径、高さ)、量(幹材積)を知るための基礎資料として、対象流域毎に、空中写真判読と現地踏査結果より林相図を作成した。対象溪流の流域の森林は大半が杉の人口林、広葉樹林(人口林)及び混交林(杉と広葉樹)であり、杉の幼齢林を除いては樹冠疎密度は密(単位面積当りの樹冠投影面積75%以上)である。このことから林相区分は基本的には林種、樹種及び樹高によることとした。林種は立木地、竹林(B)、無立木地(O)に区分し、立木地はさらに樹種によりスギ林(C)、その他の針葉樹林(N)、広葉樹林(L)、混交林(M)に区分した。樹高は林分平均高2m未満(I)、2m以上5m未満(II)5m以上10m未満(III)、10m以上15m未満(IV)、15m以上20m未満(V)、20m以上(VI)に区分した。林種および樹種の判読区分は、空中写真の立体視判読によって行い、判読精度を向上させるために現地踏査結果、斜め空中写真の判読結果も用いた。林分の平均樹高の測定は空中写真を立体視して視差測定棒を用いることにより行った²⁾。このようにして作成した林相図の一例を図-2.11に示す。

各林相毎の樹木の大きさ(胸高直径、樹高)、幹材積、単位面積当りの本数をより精度良く推定するために、広島災害と山形災害については林分の標本調査を実施した。調査地点は各林相毎に平均的な状態を示すと思われる部分を標準地として選定した。なお広島災害に

表-2.2 調査に使用した空中写真

災害名(発生年月日)	対象区域	撮影年月日	撮影縮尺	色	焼 付
広島災害(昭和63年7月21日)	広島県 加計町	1988.7.21	1/6,000	カラー	密 着
		"	"	"	4倍伸
		1988.8.1	1/8,000	カラー	密 着
		1989.8.5	1/12,000	カラー	2倍伸
山形災害(昭和62年8月29日)	山形県温海町	1987.9.21	1/8,000	カラー	密 着
長崎災害(昭和57年7月23日)	長崎県 長崎市	1982.7.26	1/4,000	カラー	密 着
		"	"	"	2倍伸
		1982.7.28	1/8,000	カラー	密 着
		"	"	"	2倍伸

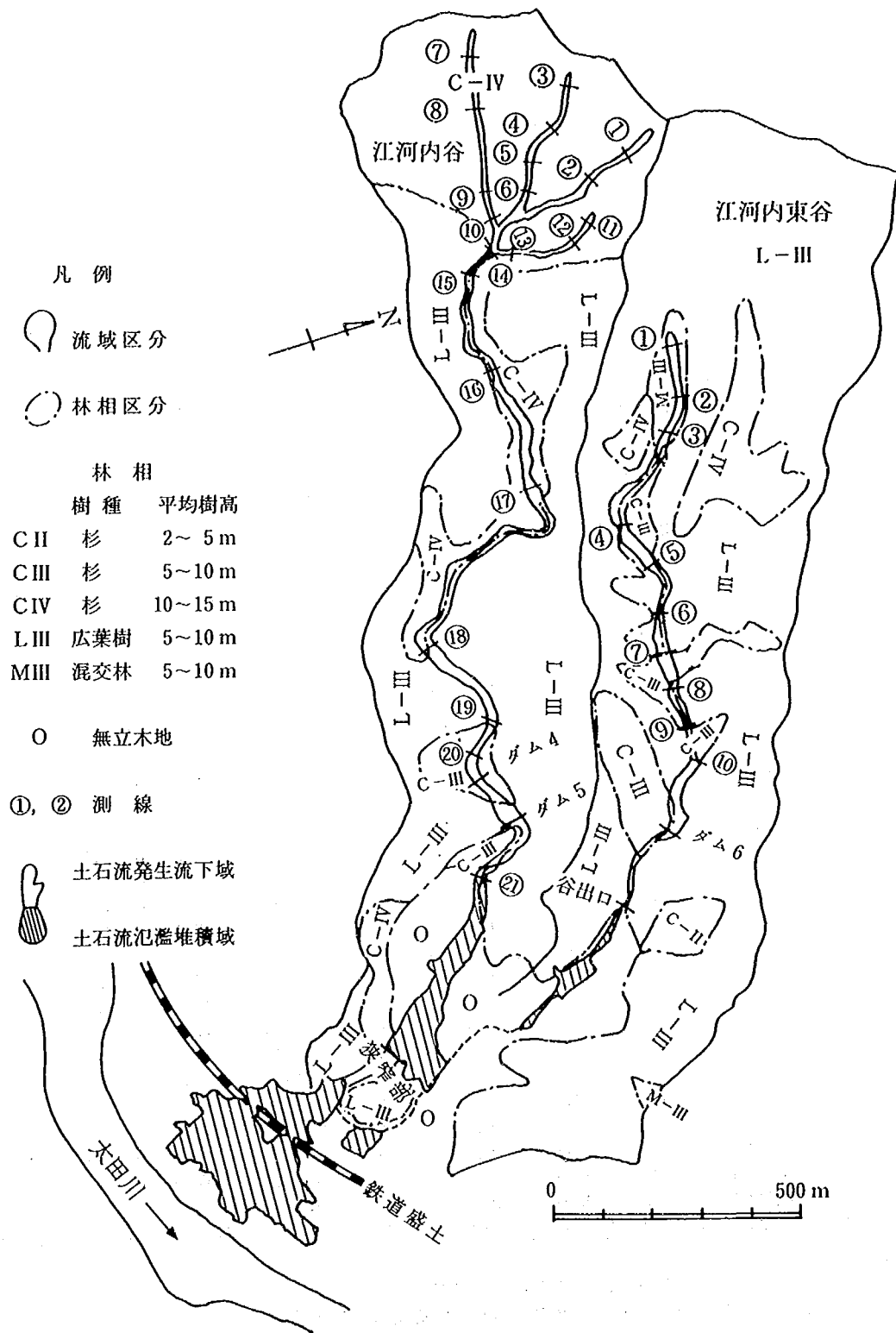


図-2.11 林相図の例 (昭和63年広島災害, 江河谷と江河内東谷)

ついでに溪流沿いに広い面積を占める樹高10~15mの杉林(C-IV)および杉の平均樹高の差が激しい混交林(M-III)については、さらに低、中、高の3段階に分けて標準地を選定した。対象となる林分はほとんどが人工林であり、同一林分では樹木は比較的均斉であること等を考慮して一箇所当りの標準地の大きさは10m×10m四方の100m²とした²⁾。各標準地内の全樹木の本数、各樹木の胸高直径、樹高を現地において計測した。胸高直径は輪尺により1cm単位で測定した。樹高は高さ約10mまでの樹木についてはグラスファイバー製の伸縮式測高用ポールを用いて行い、それ以上の高さの樹木については三角法の原理を利用して、巻尺により樹木との水平距離を、トランシットにより樹木の上、下端を視準した時の仰角、俯角を測定してこれより樹高を計算し、1.0m単位に丸めて整理した。なお、長崎災害の3溪流の林分については空中写真により溪流沿いの同一林分毎に5m×5m四方の標準地を設定して空中写真判読により卓越樹木の本数、平均樹高を測定するとともに、樹種を判読し、胸高直径は現地調査により計測した。

次に、得られた標準地内の樹木の胸高直径、樹高を

もとに各樹木の幹材積を算定する。幹材積の算定に当たっては表-2.3に示す胸高形数表²⁾により樹木毎に胸高形数を求めて次式により算定した。

$$v = -\frac{\pi}{4} d^2 h f = g h f \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに v は幹材積、 π は円周率、 d は胸高直径、 h は樹高、 f は胸高形数、 g は断面積である。このようにして得た各標準地内の樹木の胸高直径、樹高および幹材積の平均を表-2.4に示す。各溪流からの流木の発生本数は、崩壊、侵食、林相をもとに設定した区間毎に森林破壊区域の面積を求めて、これに表-2.4で求めた各林相毎の立木密度を乗ずることにより求めた。さらにこの発生流木本数に表-2.4で求めた平均幹材積を乗ずることにより発生流木の幹材積を求めた。なお、流木の溪流における堆積位置、堆積本数、大きさ(平均直径、長さ)は空中写真判読と現地調査により求めた。このようにして各溪流毎に作成した流木収支表の例を表-2.5に示す。

土砂については、各溪流の各区間毎に横断面図より侵食及び堆積断面積を算定してこれに区間距離を乗ずることにより生産土砂量及び堆積土砂量を算出した。

表-2.3 胸高形数表 (形状高を追加)

樹高(m)	第一	第二	第三	hf(第三)	樹高(m)	第一	第二	第三	hf(第三)
5	0.6550	0.6529	0.6517	3.3	25	0.5066	0.4874	0.4524	11.3
6	0.6191	0.6138	0.6064	3.6	26	0.5054	0.4859	0.4505	11.7
7	0.5954	0.5878	0.5759	4.0	27	0.5043	0.4846	0.4487	12.1
8	0.5786	0.5692	0.5538	4.4	28	0.5032	0.4833	0.4470	12.5
9	0.5660	0.5552	0.5371	4.8	29	0.5023	0.4822	0.4454	12.9
10	0.5562	0.5442	0.5238	5.2	30	0.5014	0.4811	0.4440	13.3
11	0.5483	0.5354	0.5131	5.6	31	0.5005	0.4801	0.4426	13.7
12	0.5421	0.5282	0.5042	6.0	32	0.4997	0.4791	0.4413	14.1
13	0.5365	0.5221	0.4966	6.5	33	0.4990	0.4782	0.4401	14.5
14	0.5320	0.5169	0.4902	6.9	34	0.4983	0.4773	0.4389	14.9
15	0.5281	0.5124	0.4846	7.3	35	0.4976	0.4765	0.4378	15.3
16	0.5247	0.5085	0.4796	7.7	36	0.4970	0.4758	0.4367	15.7
17	0.5217	0.5050	0.4753	8.1	37	0.4964	0.4750	0.4357	16.1
18	0.5191	0.5020	0.4714	8.5	38	0.4958	0.4743	0.4348	16.5
19	0.5167	0.4992	0.4679	8.9	39	0.4953	0.4737	0.4339	16.9
20	0.5146	0.4968	0.4647	9.3	40	0.4948	0.4731	0.4330	17.3
21	0.5127	0.4945	0.4618	9.7	41	0.4943	0.4725	0.4321	17.7
22	0.5110	0.4925	0.4591	10.1	42	0.4938	0.4719	0.4314	18.1
23	0.5094	0.4907	0.4567	10.5	43	0.4934	0.4714	0.4306	18.5
24	0.5080	0.4890	0.4545	10.9	44	0.4930	0.4708	0.4299	18.9

(備考) 第一 エゾマツ、トドマツ

第二 ヒノキ、サワラ、アスナロ、コウヤマキ

第三 スギ、マツ、モミ、ツガその他の針葉樹および広葉樹

hf(第三)形状高

(嶺 一三：測樹。東京、1952による)

表-2.4 災害地区別標準地内樹木調査結果

地 区	林 相		調査溪流名	樹 種	100㎡当り 立木本数	立 木 1 本 当 り 平 均			備 考
	区分	細 分				胸高直径(cm)	樹高(m)	幹材積(m³)	
広島災害 (1988)	C II	低 中 高 杉・低 杉・中 杉・高	明ヶ谷	杉	32	6.2	3.9	0.0093	
	C III		木坂西川	杉	22	8.1	6.0	0.023	
	C IV		江内谷川	杉	26	16.2	11.9	0.132	
	C IV		上原谷川	杉	16	19.3	13.1	0.273	
	C IV		中尾谷川	杉	13	25.5	14.6	0.388	
	M III		江内内東谷	混交林	56	8.1	6.9	0.079	
	M III		鶴渡瀬沢	混交林	34	12.4	9.9	0.107	
	M III		辻の河原川	混交林	22	14.4	9.7	0.246	
	L III		山城川	広葉樹	68	6.7	6.1	0.025	
山形災害 (1987)	C II		西平沢川	杉	40	7.8	4.5	0.016	
	C III		東平沢川	杉	20	12.9	9.3	0.082	
	C IV		鍋倉沢左支川	杉	17	15.2	10.1	0.103	
	L IV		鍋倉沢左支川	広葉樹	8	23.5	11.5	0.307	
長崎災害 (1982)	C III	低 疎 中 密 疎 中 密 疎 中 密 疎 中 密 疎 中 密	長龍寺川	杉	24	15	8	0.078	卓越樹木の み調査
	C V		"	杉	16	25	15	0.357	
	M III		"	混交林	40	8	6	0.018	
	L III		"	広葉樹	32	8	5	0.016	
	L III		"	広葉樹	32	8	6	0.018	
	L III		"	広葉樹	40	7	6	0.014	
	L III		"	広葉樹	24	12	8	0.050	
	L III		"	広葉樹	28	10	8	0.035	
	C III		陣ノ内川	杉	20	12	8	0.050	
	C IV		"	杉	20	15	10	0.093	
	C III		芒 塚 川	杉	20	15	8	0.078	
	C III		"	杉・桧	24	15	8	0.078	
	C IV		"	杉	16	20	10	0.165	
	M III		"	混交林	24	15	8	0.078	
	L III		"	広葉樹	28	10	8	0.035	

2.5.2 土石流とともに発生する流木本数

昭和63年広島災害における20溪流、昭和62年山形災害における4溪流及び昭和57年長崎災害における3溪流について土石流とともに発生した流木の本数、幹材積及び生産土砂量等について調査し、まとめた結果を表-2.6に示す。これらの結果をもとに調査した27溪流における流域面積(A)と発生流木本数(N)の関係を整理した結果を図-2.12に示す。この図より、流域面積と発生流木本数には正比例の関係が認められ、発生流木本数の上限値はほぼ次式で表される。なおここで対象とするのは流域面積数km²未満の山地小溪流(1次谷～3次谷)とする。

$$N = 5,000A \quad (2.2)$$

ここで、N：発生流木本数(本)、A：流域面積(km²)である。

また、土石流による生産土砂量(Vy)と発生流木本数(N)の関係を図-2.13に示す。この図より生産土砂量と発生流木本数には正比例の関係が認められ発生流

木本数の上限値はほぼ次式で表される。

$$N = 0.2V_y \quad (2.3)$$

ここで、N：発生流木本数(本)、Vy：生産土砂量(m³)である。これは発生流木本数と生産土砂量が一般に土石流の発生、流下による山腹崩壊、溪岸侵食面積に比例するためと考えられる。

昭和63年広島災害における森林破壊形態を山腹崩壊と溪岸侵食に分類し、それらによる森林破壊面積と流域面積との関係を整理した結果を図-2.14に示す。この図より山腹崩壊および溪岸侵食による森林破壊面積と流域面積にはある程度の相関があることがわかる。また山腹崩壊と溪岸侵食による森林破壊面積の割合は溪流により大きく異なる。

2.5.3 発生流木の幹材積

調査した27溪流における流域面積(A)と発生流木の幹材積(Vg)の関係を図-2.15に示す。この図より、流域面積と発生流木幹材積にはある程度の正比例の関係が認められる。図-2.15より、発生流木の幹材積の上限

表-2.5 流木収支表の例 (江河内容)

溪 流 名 江 河 内 谷 流 木 収 支 表

区 間	左 右 岸	区 間 距 離 m	森 林 破 壊 区 域			流 木 本 数						平 均 立 木					発 生 立 木		備 考
			幅 (m)	面 積 (㎡)	立木密度 (本/100㎡)	発 生		堆 積		流 出		林 相	樹 種	直径 (cm)	樹高 (m)	材 積 (㎡)	幹 材 積		
						区間	累計	区間	累計	区間	累計						区 間	累 計	
①~	崩壊	95	-	650.0	26.0	169	169	0	0	169	169	C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	22,308		
②~①		70	-	-	-			4	4	-4	165	-						22,308	
③~	崩壊	-	-	360.0	26.0	94	117	0	0	117		C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	12,408	34,716	
③~		20	4.5	90.0	26.0	23						C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	3,036	37,752	
④~③	崩壊	130	-	90.0	26.0	23	140	9	9	14	131	C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	3,036	40,788	支川1
⑤~④	崩壊	75	-	230.0	26.0	60	200	15	24	45	176	C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	7,920	48,708	
⑥~⑤		90	-	-	-			20	44	-20	156	-						48,708	
⑦~	崩壊	-	-	360.0	26.0	94	129	0	0	129		C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	12,408	61,116	
⑧~⑦		30	4.5	135.0	26.0	35						C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	4,620	65,736	
⑨~⑧		130	-	-	-			0	0	0	129	-						65,736	支川2
⑩~⑨		190	-	-	-			0	0	0	129	-						65,736	
⑩~⑨		55	-	-	-			25	25	-25	104	-						65,736	
⑪~	崩壊	-	-	450.0	26.0	117	137	0	0	137		C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	15,444	81,180	
⑪~		15	5.0	75.0	26.0	20						C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	2,640	83,820	支川3
⑫~⑪		60	-	-	-			30	103	-30	107	-						83,820	
⑬~⑫		100	-	-	-			50	153	-50	57	-						83,820	
⑭~②	崩壊	-	-	340.0	26.0	88	302	4	4	298	298	C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	11,616	95,436	支川1,2,3合流
⑭~②		235	3.5	823.0	26.0	214						C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	28,248	123,684	
⑮~⑭	右岸	90	1.0	90.0	68.0	61	998	0	157	-84	864	L-Ⅲ	広葉樹	6.7	6.1	0.025	1,525	125,209	
"	左岸	(90)	1.0	90.0	26.0	23	1021					C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	3,036	128,245	
⑯~⑮	右岸	160	1.0	160.0	68.0	109	1130	70	227	81	945	L-Ⅲ	広葉樹	6.7	6.1	0.025	2,725	130,970	
"	左岸	(160)	1.0	160.0	26.0	42	1172					C-Ⅳ低	スギ	16.2	11.9	0.132	5,544	136,514	
⑰~⑯		265	4.5	1193.0	26.0	310	1482	0	227	310	1255	C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	40,920	177,434	
⑱~⑰	右岸	465	1.0	465.0	26.0	121	1603	15	242	422	1677	C-Ⅳ低	"	16.2	11.9	0.132	15,972	193,406	
"	左岸	(465)	1.0	465.0	68.0	316	1919					L-Ⅲ	広葉樹	6.7	6.1	0.025	7,900	201,306	
⑲~⑱		220	6.0	1320.0	68.0	898	2817	0	242	898	2575	L-Ⅲ	"	6.7	6.1	0.025	22,450	223,756	
⑳~⑱		70	6.0	420.0	22.0	92	2909	0	242	92	2667	C-Ⅲ	スギ	8.1	6.0	0.023	2,116	225,872	
ダム4		50	-	-	-			28	270	-28	2639	-						225,872	
ダム5		130	-	-	-			18	288	-18	2621	-						22,872	
㉑~ダム5	右岸	135	1.5	203.0	22.0	47	2956	0	288	185	2806	C-Ⅲ	スギ	8.1	6.0	0.023	1,081	226,953	
"	左岸	(135)	1.5	203.0	68.0	138	3094					L-Ⅲ	広葉樹	6.7	6.1	0.025	3,450	230,403	
狭窄部~		470	-	-	-	0	3094	478	766	-478	2328	-						230,403	扇状地
鉄道盛土		310	-	-	-	0	3094	414	1180	-414	1914	-						230,403	
太田川		500	-	-	-	0	3094	755	1935	-755	1159	-						230,403	
計				8372.0														230,403	
	崩壊			2480.0															
	河道			5892.0															

表-2.6 流木実態調査結果

		流域面積 (km ²)	生産 土砂量 (m ³)	発生流木 本数 (本)	発生流木 幹材積 (m ³)	渓流出口へ 流出本数 (本)	渓流出口 流木流出率 (%)	施設 (基)	備考
広島	1	杉谷川	0.114	1,180	228	23.7	20	8.8	3
	2	江内谷川	0.706	49,510	3,094	230.4	2,806	90.7	2
	3	江内東川	0.731	12,480	3,358	157.4	2,521	75.1	1
	4	峠谷川	1.600	12,230	1,677	54.3	1,399	83.4	0
	5	下殿賀内川	0.327	2,070	461	4.1	360	78.1	0
	6	鶴渡瀬沢	0.648	6,410	1,310	42.6	1,225	93.5	0
	7	木坂西川	0.234	7,320	707	17.0	630	89.1	0
	8	木坂川	0.164	1,460	125	1.1	90	72.0	1
	9	香草川	0.929	1,750	33	0.8	3	9.1	2
	10	明ヶ谷川	0.634	1,330	251	4.5	118	47.0	2
	11	本谷川	0.715	7,680	673	15.5	46	6.8	2
	12	中西平谷川	0.195	4,930	954	19.0	543	56.9	1
	13	山城川	0.170	380	68	1.7	58	85.3	0
	14	上原谷川	0.054	2,580	324	88.5	236	72.8	2
	15	辻の河原川	0.595	8,670	640	171.9	280	43.8	1
	16	中尾谷川	0.289	12,930	1,030	288.7	922	89.5	1
	17	蛇の谷川	0.364	9,090	1,182	12.2	972	82.2	1
	18	念仏谷川	1.959	8,520	1,424	21.5	965	67.8	0
	19	坪野川	0.348	1,840	264	6.1	194	73.5	1
	20	千本川	0.327	9,430	381	7.7	198	52.0	0
山形 災害	21	鍋倉沢支川	0.257	5,077	140	23.6	33	23.6	1
	22	西平沢川	0.142	3,127	53	2.5	21	39.6	1
	23	東平沢川右支川	0.475	1,664	42	4.2	6	14.3	1
	24	東平沢川左支川	0.886	1,630	72	5.2	3	4.2	1
長崎 災害	25	長龍寺川	0.251	8,661	1,313	51.8	376	28.6	0
	26	陣ノ内川	0.115	8,306	1,000	61.8	550	55.0	0
	27	芒塚川	0.587	26,987	1,787	127.5	1,027	57.5	0

○	昭和63年広島災害
△	昭和62年山形災害
□	昭和57年長崎災害

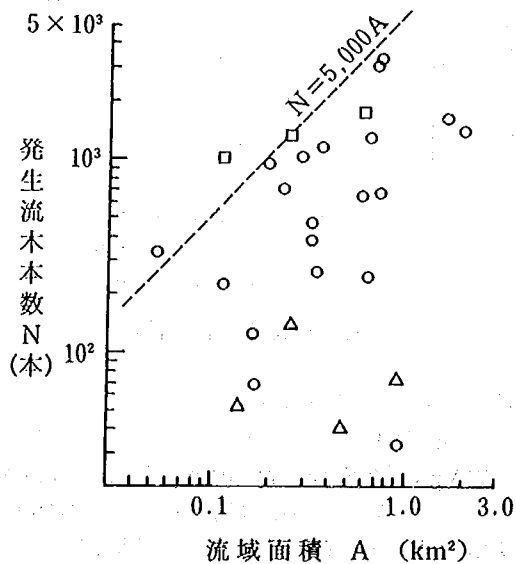


図-2.12 流域面積と発生流木本数

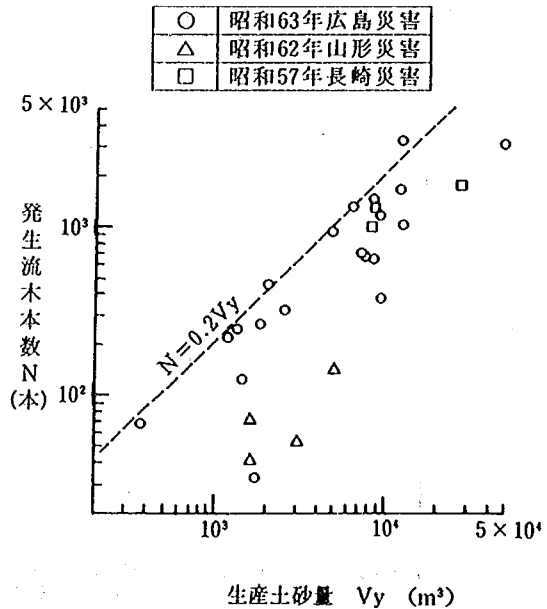


図-2.13 生産土砂量と発生流木本数

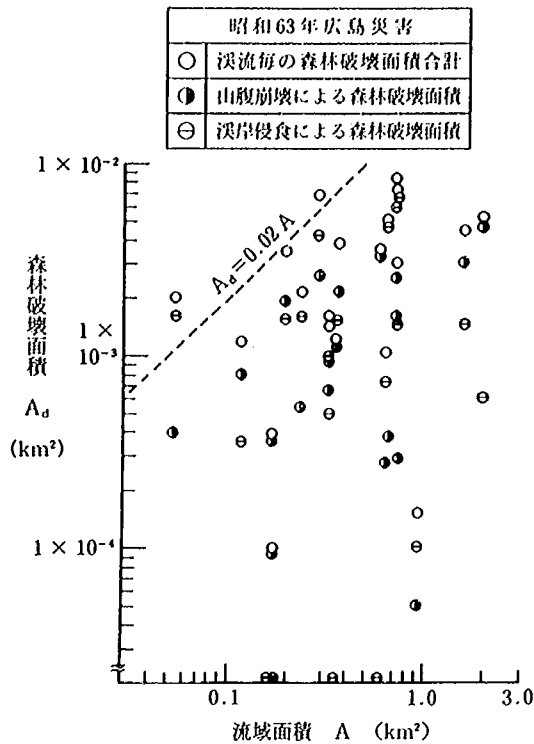


図-2.14 形態別森林破壊面積

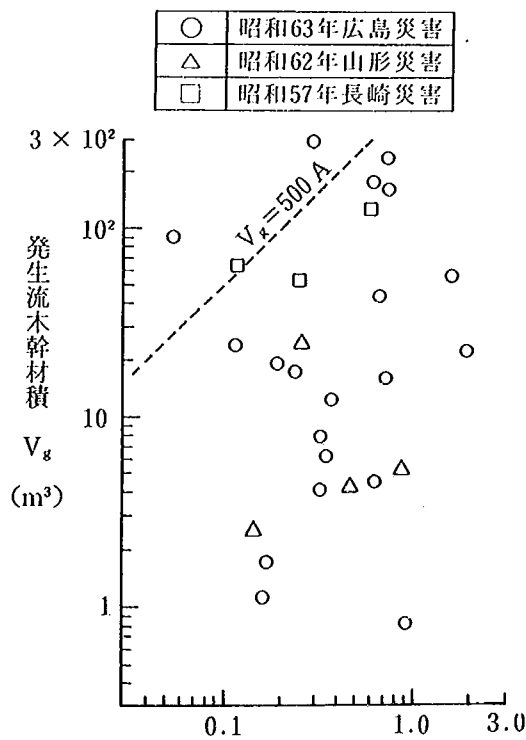


図-2.15 流域面積と発生流木幹材積

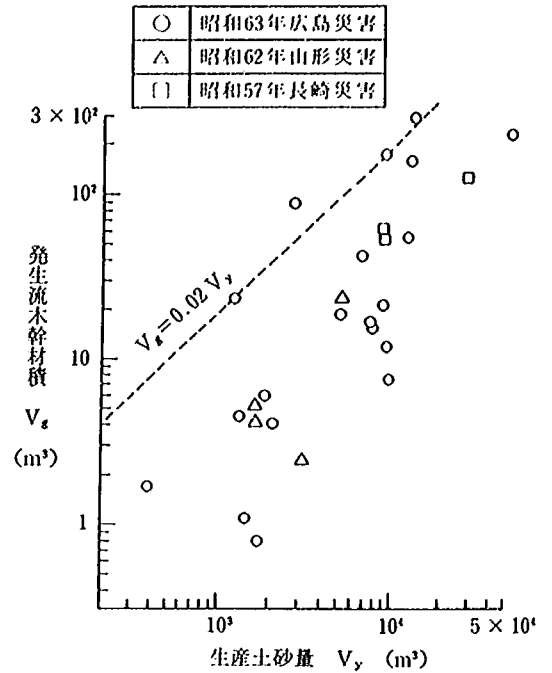


図-2.16 生産土砂量と発生流木幹材積

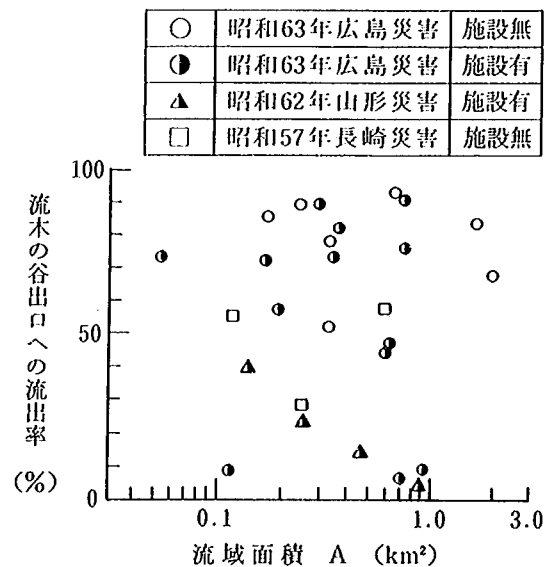


図-2.17 流域面積と流木流出率

値は、ほぼ次式で表される。

$$V_g = 500A \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ここで V_g : 発生流木の幹材積 (m^3), A : 流域面積 (km^2) である。なおスイスでの洪水時の発生流木幹材積の最大実績³⁾として $200m^3/km^2$ という値が報告されている。

土石流による生産土砂量 (V_y) と発生流木の幹材積

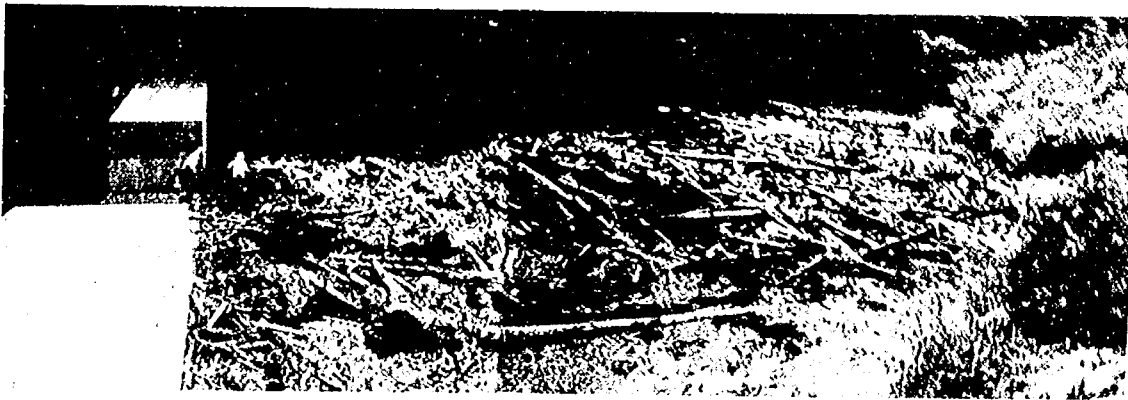


写真-2.5 砂防ダムによる流木捕捉例（昭和63年広島災害，江河内東谷）

(V_g)の関係を図-2.16に示す。この図より発生流木幹材積の上限値はほぼ次式で表される。

$$V_g = 0.02V_y \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ここで、 V_g ：発生流木の幹材積 (m^3)、 V_y ：生産土砂量 (m^3) である。

2.5.4 流木の流出率

土石流とともに発生した流木の一部は溪流の上中流域の河道に堆積したり、砂防ダムの等の土石流対策施設により捕捉されるので、流木対策を計画する際には人家や橋梁への被害が生じる土石流氾濫、堆積域への流木の流出量を知ること重要である。谷の出口から下流の土石流氾濫、堆積域（河床勾配約10°以下）にまで流下した流木本数の、谷の出口より上流での全発生流木本数に対する百分率(%)を流木の流出率(α)とし、これと流域面積との関係を整理したものを図-2.17に示す。この図より流木の流出率は溪流により大きく異なり流域面積との相関は認められない。砂防ダムや治山ダムのような土砂の扞止・調節及び捕捉のための施設による流木の流出率の減少傾向がある程度認められる。写真-2.5に示す昭和63年広島災害での江河内東谷の例でも分かるように本来流木の捕捉を目的としていない砂防ダムのような施設にも、ある程度の流木捕捉効果があると言える。

2.6 結 語

本章では次章以下での流木に関する種々の検討を行う基礎として、溪流において土石流とともに発生した流木について、主として現地調査結果をもとに、流木の発生原因・形態、溪流における流木収支、発生・流

下した流木の特徴、流木の発生・流下量の実態を整理しそれぞれの特性について考察した。また、昭和57年7月の長崎災害、昭和62年8月の山形県温海町災害、昭和63年7月の広島災害における土石流と共に発生した流木に関する実態調査結果より発生する流木量（本数、幹材積）を推定する経験式を得た。

得られた結果を要約すると次のようである。

- (1) 流木の発生原因と形態は流木の起源の違いと流下させる営力の違いにより大きくは14に分類できる。これらの内、通常の豪雨時に発生する流木の大半を占めるものは山地小溪流における斜面崩壊や土石流発生にともなう立木の滑落及び土石流の流下に伴う溪岸侵食により発生するものである。従って流木対策を検討する場合にはこれらの流木が被害を起こす地点にまで到達することを防止するため、小溪流の上、中流域での流木対策が重要と考えられる。
- (2) 溪流における流木と土砂の発生区間はほぼ一致しており河床勾配が8°以上の区間で大部分の流木が発生している。
- (3) 溪流の流域面積 ($A \text{ km}^2$) と発生流木本数 (N 本) にはほぼ正比例の関係が認められ、発生流木本数の上限値は $N = 5,000A$ で推定される。
- (4) 溪流からの発生流木本数 (N 本) と生産土砂量 ($V_y \text{ m}^3$) にはほぼ正比例の関係が認められ、発生流木本数の上限値は $N = 0.2V_y$ で推定できる。
- (5) 溪流の流域面積 ($A \text{ km}^2$) と発生流木幹材積 ($V_g \text{ m}^3$) にはほぼ正比例の関係が認められ、発生流木幹材積の上限値は $V_g = 500A$ で推定される。
- (6) 溪流からの生産土砂量 ($V_y \text{ m}^3$) と発生流木幹材積 ($V_g \text{ m}^3$) にはほぼ正比例の関係が認められ、上限値は $V_g = 0.02V_y$ で推定できる。

- (7) 渓流の出口への流木の流出率は渓流により大きく異なり、流域面積との相関は認められない。砂防ダムや治山ダムのような土砂の扞止、調節、捕捉のための施設による谷出口への流木流出率の低下傾向が認められる。

参考文献

- 1) 日本写真測量学会：空中写真の判読と利用—空からの調査—, pp.203~209, 鹿島出版会, 1982
- 2) 大隅真一編著：森林計測学講義, 養賢堂, 287p, 1987
- 3) Zollinger, F: Debris Detention Basins in the European Alps, Proceeding of the International Symposium on Erosion, Debris Flow and Disaster Prevention, pp.433~438, 1985

3. 流木の運動, 堆積機構

3.1 概 説

渓流の山腹斜面・溪岸における崩壊や土石流の発生・流下に伴い多量の流木及び土砂が発生する。渓流における発生から扇状地における堆積までの流木の移動現象を解明することは流木に関する研究の基本的事項であり、また山地小溪流における流木および土砂災害対策を検討する上でも重要である。ここでは流木の移動現象の解明のための基礎として、水路上における流木の移動・停止条件、水路狭窄部における流木の停止条件および山地小溪流の扇状地における流木の運動、堆積機構について、主として室内水理模型実験および屋外水理模型結果に基づいて考察する。また扇状地における流木の堆積分布について昭和63年の広島災害における実態調査をもとに、実験結果との比較、検討を行い、水理模型実験による実際の流木堆積現象の再現性の検討を行う。さらに、渓流上流域で形成された流木ダムについて実例を示す。

3.2 水路上での流木の移動, 停止条件

3.2.1 実験概要

実験には長さ5m, 幅20cm, 深さ40cmの側面アクリル板付きの木製水路図-3.1を用い、水路の底は平均粒径1.2mmの砂を貼り付けた固定床とした。水路勾配は $0^{\circ} \sim 20^{\circ}$ の範囲で可変とし実験条件に応じて変化させた。

流木の模型としては直径15mm, 長さ10cmの円筒状の木材を用いた。流木の模型の比重0.98であった。また流木模型の水路固定床に対する水中での摩擦角は 25° であった。

実験は流量を0.3, 0.7, 1.0, 1.3 l/sとして各段階で水路勾配を $0^{\circ} \sim 20^{\circ}$ まで徐々に変化させて水路上に置いた流木が移動するか否かを観察し、合わせて流路上の水深を測定した。流木の水路上への設定方向は原則として流向と平行としたが、流量が0.3 l/sの場合のみ移動が始まる最小の角度だけ流向より傾けて設置しその角度を測定した。

3.2.2 実験結果ならびに考察

- (1) 水路上に流向と平行に置かれた流木の移動, 停止限界

まず、実験条件を単純化するために流向に対する流木の軸方向の傾きを 0° とした場合、すなわち流向方向と平行に流木を置いた場合の流木の移動停止限界について検討する。流量を0.3, 0.7, 1.0, 1.3 l/sと4段階に変化させて実験を行った。実験結果に基づく各段階での水路勾配と水深の関係及び流木の移動と停止の範囲を図-3.2に示す。

比重が水よりも小さく（すなわち水に浮く）流木の受ける流体力 F と抵抗力 R はそれぞれ次式で示される。

$$\left. \begin{aligned} F &= CA \frac{\rho v^2}{2} = \frac{10.77CA\rho}{n^2} h^{4/3} I \\ R &= \left(\frac{\pi d^2}{4} \sigma - \rho A \right) g l (\mu \cos \theta - \sin \theta) \end{aligned} \right\} \dots (3.1)$$

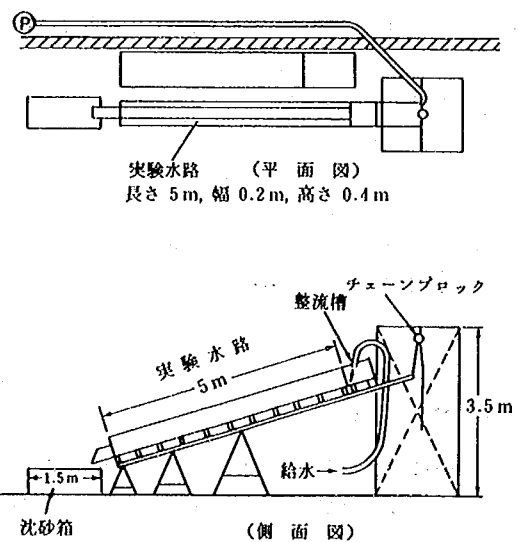


図-3.1 実験に用いた水路の全体図

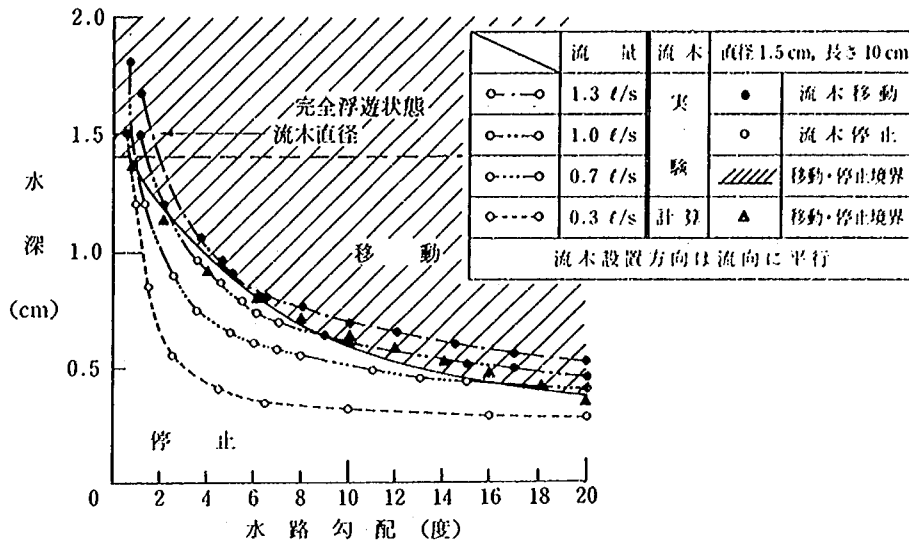


図-3.2 水路勾配、水深と流木の移動、停止条件

ここで、 F ：流向に平行に設置された流木の受ける流体力(gf)、 C ：抵抗係数($\approx 0.99^{11}$)、 A ：流水の当たる部分の流木の断面積(水中部分の断面積, cm^2)、 ρ ：水の密度($\text{gf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}^3$)、 v ：流水の平均流速(cm/s)、 n ：マンニングの粗度係数($\text{s}/\text{m}^{1/3}$)、 h ：水深(cm)、 I ：水路の勾配、 R ：流木の抵抗力(gf)、 d ：流木の直径(cm)、 σ ：流木の密度($\text{gf}\cdot\text{s}^2/\text{cm}^3$)、 g ：重力加速度(cm/s^2)、 l ：流木の長さ(cm)、 μ ：流木の水中の摩擦係数、 θ ：水路の勾配(角度)である。

流木の移動条件は $F \geq R$ であるから次式により流木の移動と停止の境界を求めることができる。

$$\frac{10.77CA\rho}{n^2} h^{4/3} I = \left(\frac{\pi d^2}{4} \sigma - \rho A \right) g l (\mu \cos \theta - \sin \theta) \quad (3.2)$$

これを解くことにより水深： h と水路勾配： θ の変化に伴う流木の移動、停止境界を求めることができる。このようにして得た計算結果を図-3.2に▲印で示す。なお実験に用いた水路の粗度係数(n)は約0.019、 $\mu = 0.466$ 、 $\sigma = 0.98$ 、 $\rho = 1.00$ であり、フルード数は勾配2°、流量0.3ℓ/s～1.3ℓ/sで0.89～1.4、勾配20度、流量0.3ℓ/s～1.3ℓ/sで3.83～5.54であった。

図-3.2より水路勾配が5°付近において、流木の移動に対して最も大きな流量が必要になることが分かる。これよりも水路勾配が急な場合は流木の自重により滑り落ちようとする力が大きくなる。一方水路勾配が5°よりも緩くなると流速が小さくなり水位が上昇して流

木に働く浮力が大きくなり、ついには完全に浮遊する水位(約1.4cm)に達する。

図-3.2より、実験における移動、停止の境界と計算による流木の移動、停止境界は良く一致しており式(3.2)を用いることにより流木の移動、停止境界を求めることができる。

(2) 流向に対する流木の設置角度と流木の移動、停止限界

流向に対する流木の設置方向の違いによる流木の移動、停止限界の変化について検討する。流量0.3ℓ/sにおける、水路勾配と、流木が移動を開始する時の流向方向に対する最小の流木の傾き(ϕ)との関係を図-3.3に示す。傾き ϕ が大きくなると流木の受ける流体力が増すとともに、流木がころがりにより移動し易くなるため、全体的に移動し易くなる。図-3.3によれば水路勾配が5°付近において、流木移動のための流木設置角度 ϕ は最も大きく、すなわち、流木は最も移動し難いと言える。従って図-3.3より流量一定の時は水路勾配が5°付近で最も流木が移動し難い、すなわち堆積し易いことがわかる。

3.3 狭窄部における流木の通過と停止

3.3.1 実験概要

実験は流木の移動、停止条件で用いた水路と同じ水路図-3.1を用いたが、ここでは水路の中に厚さ1.8cm、

高さ20cmのワラン合板を水路下流端より1.0mの位置に設置し、狭窄部(幅2, 4, 8, 12cm)とした図-3.4。また水路勾配は5°と10°の2種類とした。流木の模型としては直径と長さがそれぞれ0.8cm-5cm, 0.8cm-10cm, 1.5cm-5cm, 及び1.5cm-10cmの4種類の円筒状の木材をそれぞれ100本ずつ用いた。実験を通じて流木模型の比重は0.95~0.98であった。

実験は水路勾配を5°と10°の2種類として各勾配で流量を1.0, 1.35, 1.7 ℓ/sの3種類に設定した。これらの流量に対して、水路の上流端より0.5m下流の位置において同一の大きさの流木模型を100本ずつ投入して水路を流下させ、狭窄部における流木の捕捉本数及び狭窄部直上流における水位を測定した。

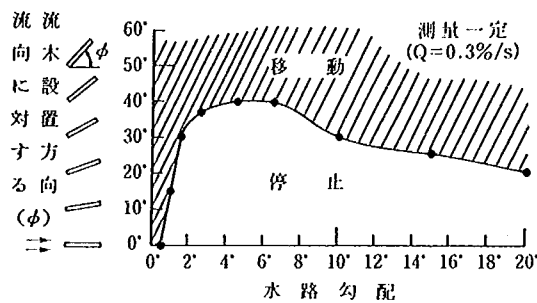


図-3.3 流木の設置方向による移動限界

3.3.2 実験結果ならびに考察

狭窄部における流木の通過・停止に関して、狭窄部の流木捕捉率(T)を次のように定義する。

$$T = \frac{\text{狭窄部により捕捉された流木本数}}{\text{水路に投入した流木本数 (=100本)}} \quad (3.3)$$

狭窄部の幅wと流木の長さl比と流木捕捉率Tとの関係を図-3.5に示す。w/lが減少すると捕捉率Tが上昇する傾向が明確に認められ、w/lが0.3以下では流木の捕捉率はほぼ1.0になり、w/lが1.5以上では流木捕捉率はほぼ0になる。

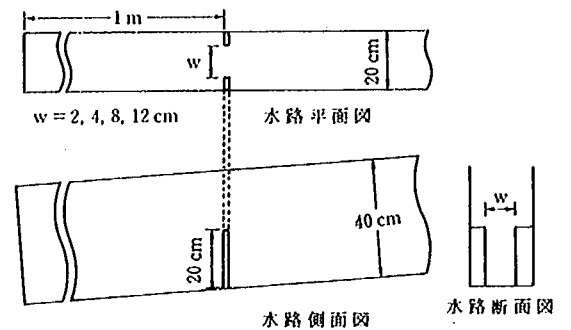


図-3.4 水路狭窄部模型

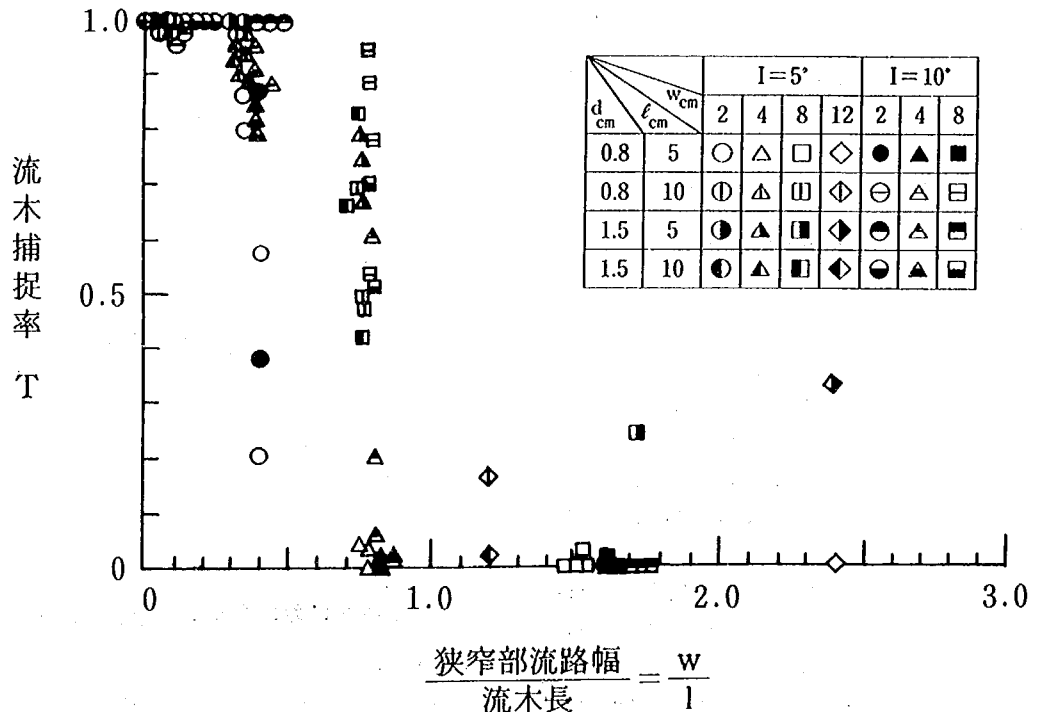


図-3.5 w/lと流木捕捉率T

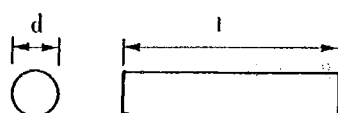
本数の違いによる堆積形状等の変化を検討するために500本も用いた。流木の模型は実物の1/50の縮尺として表-3・2に示す直径及び長さの異なる6種類の流木模型を用いた。給水時間は実物の時間で約30分に当たる4分間としたが、土石流ではこのうち始めの1分30秒を土石流の本体、続く2分30秒を後続流と見なして、1分30秒後に一旦給水を停止して土石流の土砂堆積形状を測定し、その後2分30秒間給水を行い後続流による土砂堆積地の浸食状況を検討した。土石流実験の場合は実験開始前に直線水路の下流端より1 mの地点から上流へ長さ11m、厚さ約11cmで土砂を敷均し、この土砂に表-3・2に示す流木模型を500本あるいは1,000本等間隔(4 cm及び8 cm)に立て、その後給水を開始して土石流及び流木を発生させた。洪水による流木の流下実験においては上流直線水路の下流端より約11m上流の位置でほぼ等間隔(基本的には20本/秒)に流木模型を投入した。

実験はその主な目的により次の2つに分類される。

- ① 洪水による流木の氾濫・堆積実験(以下実験Aとする): 洪水(清水のみ)を発生させて上流直線水路に流木を投入し、上流直線水路における流木の流下形態、扇状地模型上での流木の氾濫・堆積形態等を検討する。
- ② 土石流による流木の氾濫・堆積実験(以下実験Bとする): 上流直線水路上に厚さ11cmで土砂を敷均して流木模型を立て、上流から給水することによって土石流とともに流木を発生・流下させ、上流直線水路上での流木の流下形態、扇状地模型上での流木及び土砂の氾濫・堆積形態等を検討する。

表-3.2 流木模型種類

種 類	直 径 d (cm)	長 さ l (cm)
1	0.6	5
2	0.6	10
3	0.6	20
4	1.5	5
5	1.5	10
6	1.5	20



実験A, Bの実験条件を表-3・3に示す。流木と土砂の流下・氾濫・堆積状況は上流直線水路および扇状地上方からビデオカメラと35mmカメラにより撮影して記録した。実験Bにおいては扇状地上の2断面について河床高及び水位を測定した。給水開始から1分30秒後及び4分後には扇状地模型上に堆積した土砂の堆積深を20cmピッチで測定した。給水終了後には扇状地模型上に堆積した土砂量を縦断方向に1 m区間毎に、流木本数は1 mメッシュ毎に測定した。なお実験を通して流木模型の比重は0.90~0.98であった。

3.4.2 洪水による流木の運動と堆積(実験A)

(1) 扇状地上における流木の運動と堆積

洪水(清水)とともに流下する流木の扇状地における移動と堆積形態は、今回の実験の範囲においては基本的には流木の大きさや流量により異ならずほぼ同一であるので、実験条件流量1.5ℓ/s、流木長10cm、流木径1.5cmの場合を例にとり述べる。なお流量1.5ℓ/sの場合、扇頂部における流水のフルード数は9.6、扇状地の勾配4°付近の中央部で4.0である。

扇状地上流の直線水路内に投入された流木群は、水路を流下する間に平均的には水原³⁾の示したように、ほぼ正規分布的な偏走角の分布(流向に対して流木の長軸は平行になるものが最も多く、直角になるものが最も少ない)で流下していく図-3・8。扇頂部から扇状地部へ流出する際には洪水は流水幅を増すと同時に河床勾配も12°から10°へと緩くなるため、流速が急激に低下する図-3・9。また流路の両岸では水深が減少する図-3・10。このことより流木の受ける流体力は減少するとともに、流木の直径に比較して水深が小さい場合には河床面との摩擦抵抗も増大して流木は急激に速度を減少する。

扇頂部では川幅の拡大に伴い両岸へ向かう流れが発生するため、速度を減じた流木はこの流れに乗って、主流路から両岸へと転がりながら流される。これは多くの流木が主流の流向とほぼ平行に流れてくるため側方へと転がり易いことも重要な要因となっている。このようにして流下して来た最初の流木群は長軸方向をほぼ流路と平行にして扇頂部に堆積を開始する(写真-3・1)。扇頂部にある程度の流木が堆積するとこれらの流木があたかも堤防のようになり、それ以上の流木の両岸への堆積を阻止するため、後続の流木は流水によりさらに下流に流下し両岸に堆積を進めていくことになる(写真-3・2)。このようにして流木の堆積は主流路の両岸に沿って上流(扇頂部)から下流へと発達する。

表-3.3 実験条件一覧表

扇 状 地 模 型	流 量 (ℓ/s)	流 木 (cm) 直径-長さ	流木本数 (本)	流 木 投 入 間隔(本/秒)	流 木 止 (高さcm)	備 考
水路なし	1.5	1.5-10	500	20	無	基本条件
直線水路大	2.0	1.5-5	1,000		有(3.3)	
直線水路小		1.5-10			有(8.0)	
曲線水路大		0.6-5				
曲線水路小		0.6-10 0.6-20				

(2) 実験B (土石流)

扇 状 地 模 型	流 量 (ℓ/s)	土 砂 量 (ℓ)	流 木 直径-長さ(m)	流 木 本 数 (本)	流 木 止 (高さcm)	備 考
水路なし	1.5	240	1.5-10	500	無	基本条件
直線水路大	2.0		1.5-5	1,000	有(3.3)	
直線水路小			1.5-10		有(8.0)	
曲線水路大			0.6-5			
曲線水路小			0.6-10 0.6-20			

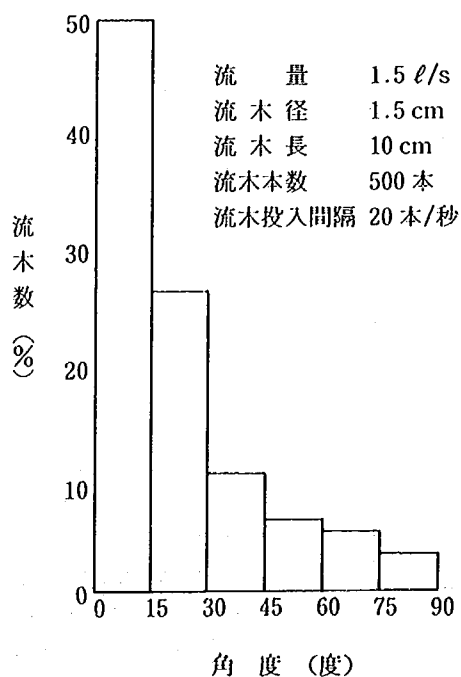


図-3.8 扇状地上流水路における流木群の偏走角の度数分布

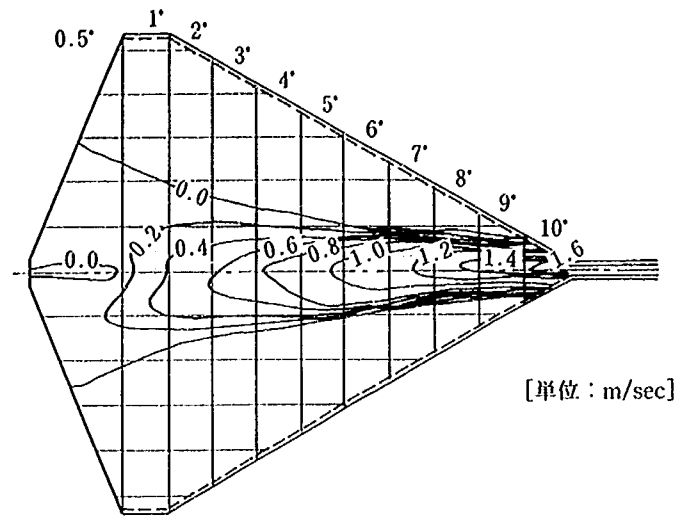


図-3.9 扇状地での最大流速の分布 (給水量 1.5 l/s)

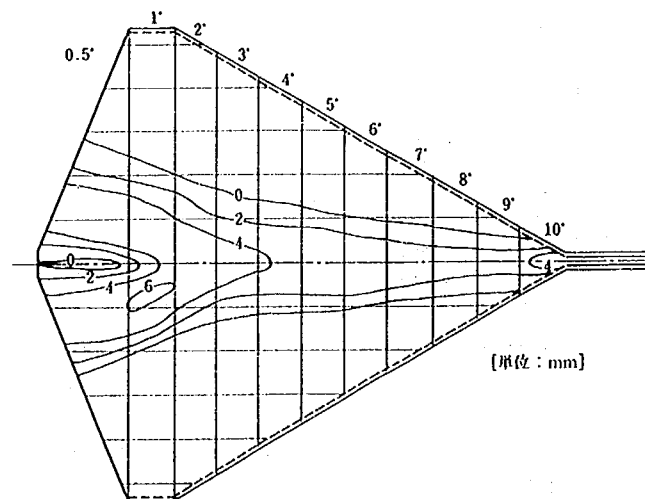


図-3.10 扇状地上での水深分布 (給水量 1.5 l/s)

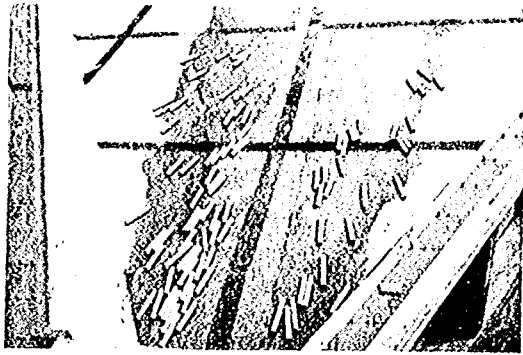


写真-3.1 洪水により運ばれた流木の扇頂部における堆積開始形態

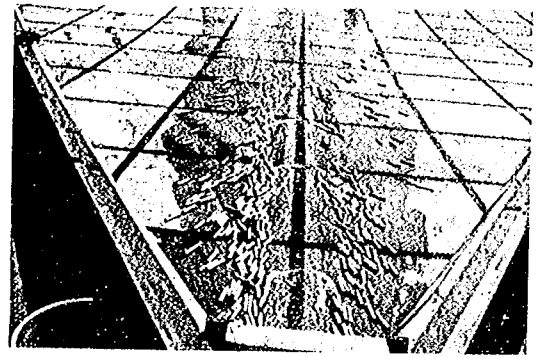


写真-3.2 洪水により運ばれた流木の扇状地における堆積進行形態

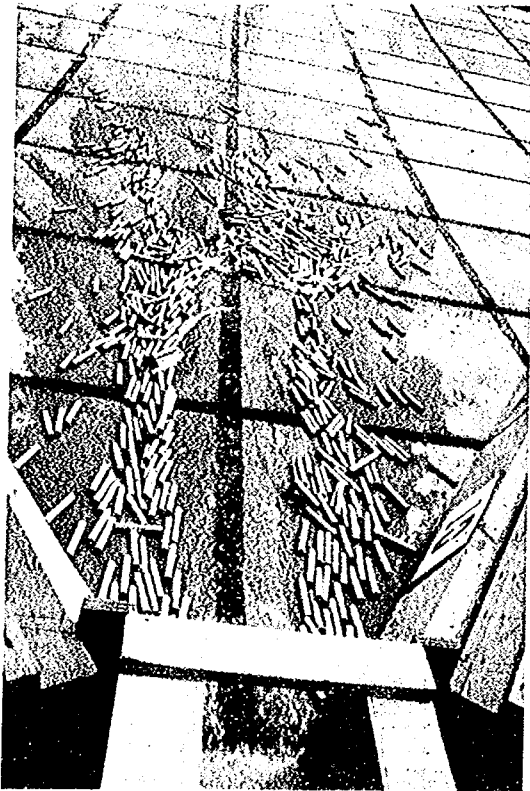


写真-3.3 洪水により運ばれた流木の扇状地における堆積壅上開始

流木が約500本を越える時点から流木が主流路にも堆積し始めて、その後の流木は上流側に堆積し続ける（写真-3・3）。

(2) 流木の扇状地における縦断方向堆積分布

流木の扇状地における縦断方向堆積分布を検討するために、扇状地の縦断方向1 m 毎（勾配0.5°の部分の

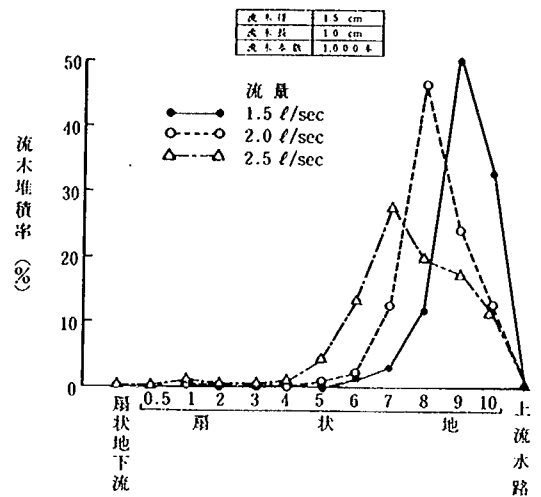


図-3.11 流量と縦断方向流木堆積分布

み2 m) の流木堆積本数を、投入した全流木本数で除したものを各区間毎の流木堆積率として縦軸にとり、さらに扇状地の縦断方向を横軸にとった図を作成する。これらの図をもとに、流木の縦断方向の堆積分布を左右する要因を検討する。

(2.1) 流量と流木堆積分布

流量を1.5, 2.0, 2.5 l/s と変化させた場合の流木の堆積分布の変化を図-3・11に示す。流量が増大すると流木はより下流まで堆積していることが分かる。これは流量の増加により扇状地における流水の流速及び水深が増大し、これにより流木の受ける流体力が増加して、流木がより下流まで押し流されるためと考えられる。

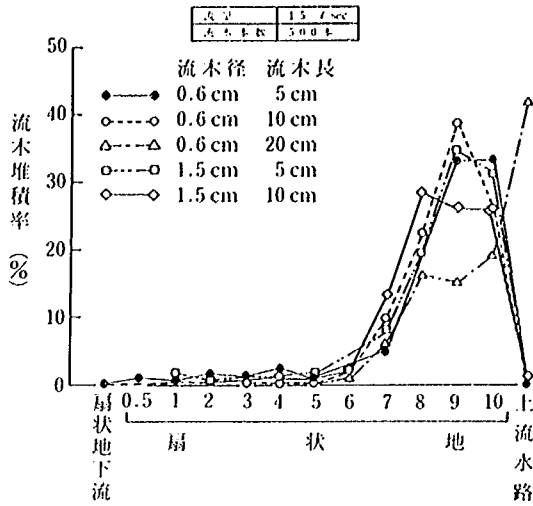


図-3.12 流木の大きさと堆積分布 (500本)

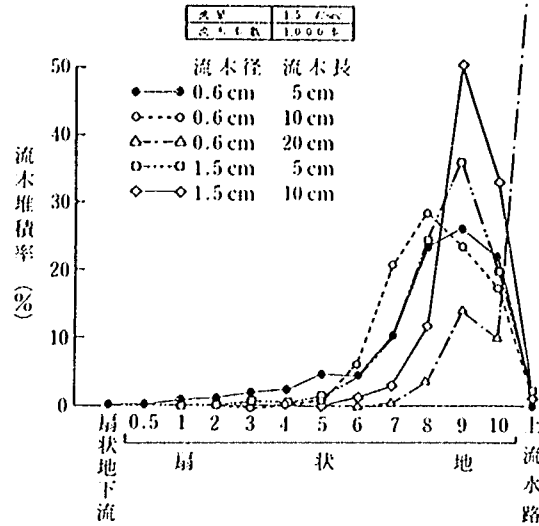


図-3.13 流木の大きさと堆積分布 (1,000本)

(2.2) 流木の大きさと流木堆積分布

直径及び長さの異なる5種類の流木をそれぞれ500本及び1,000本ずつ流下させた場合の扇状地上での流木の堆積分布図-3.12, 3.13に示す。流木を500本投入した場合には長さ20cmの流木を除いて流木の大きさによる堆積分布の差はほとんどない。しかしながら流木を1,000本投入した場合には小さな(直径が小さく, 長さが短い)流木ほど下流まで到達し, 大きな(直径が大きく, 長さが長い)流木ほど上流へ堆積する割合が大きい傾向が見られる。これは1,000本を投入した場合(特に直径1.5cm, 長さ10cmの流木の場合)扇状地上の流路がある段階から閉塞されて流木の堆積遡上が生ずるためである。

(2.3) 大きさの異なる流木を混合した場合の堆積分布

これまで同一の大きさの流木のみを投入した場合の流木の扇状地における堆積分布を検討してきた。ここでは大きさ(直径, 長さ)の異なる4種類の流木を125本ずつ計500本投入した場合の各大きさの流木の堆積分布を図-3.14に示す。図-3.12に示す単一の大きさの流木を投入した場合の堆積分布とほぼ同一の堆積分布を示し, 流木の大きさによる堆積分布の変化は少ないと言える。

(2.4) 投入本数と堆積分布

図-3.12, 3.13より流木の投入本数により流木の堆積範囲が変化する傾向がみられる。このことをさらに検討するために直径0.6cm, 長さ10cmの流木と直径1.5cm,

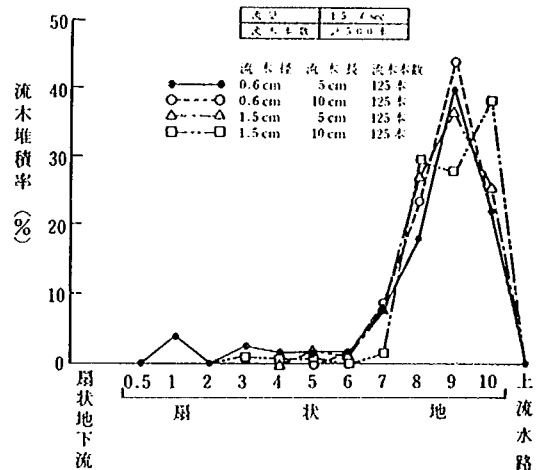


図-3.14 大きさの異なる流木を混合した場合の堆積分布

長さ10cmの流木をそれぞれ100本, 500本, 1,000本流したときの流木の堆積分布の変化を図-3.15, 3.16に示す。直径0.6cm, 長さ10cmの流木の場合には図-3.15より流木本数が増加すると下流へ堆積する割合が大きくなることから分かる。これは最初に流下した流木は扇頂部から堆積し始めてその後の流木はすでに堆積した流木の下流の左右岸に堆積して行くためと考えられる。一方, 直径1.5cm, 長さ10cmの流木の場合には図-3.16においては100本と500本との間では同様の傾向が認められるが, 500本と1,000本の流木の間では逆に本数が増加す

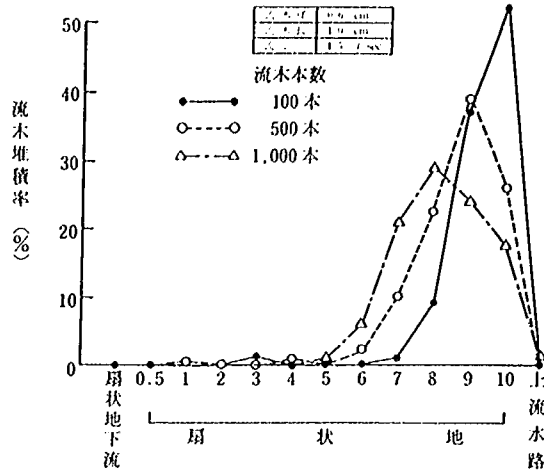


図-3.15 流木本数と堆積分布 (直径0.6cm)

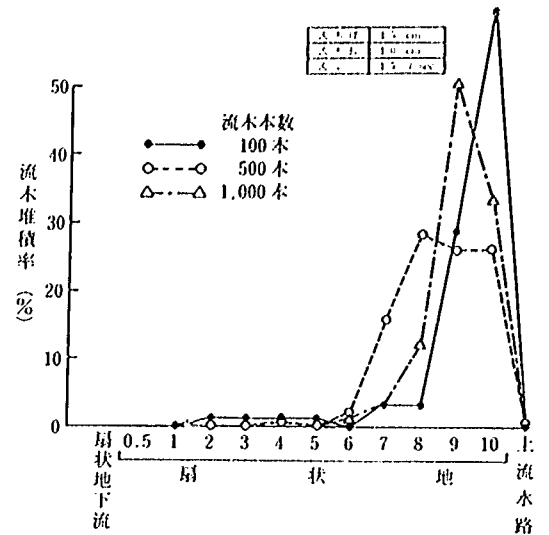


図-3.16 流木本数と堆積分布 (直径1.5cm)

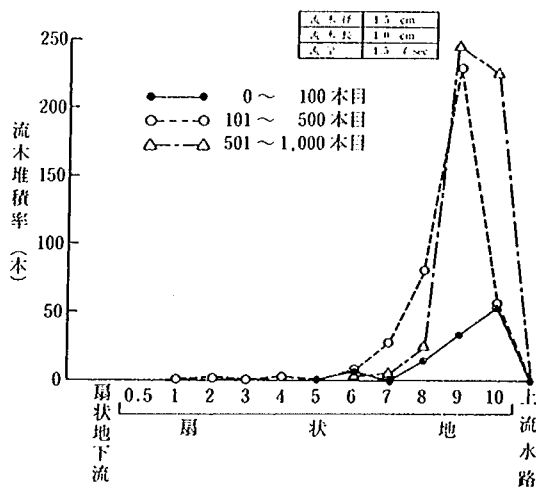


図-3.17 流下投入順序別流木堆積分布

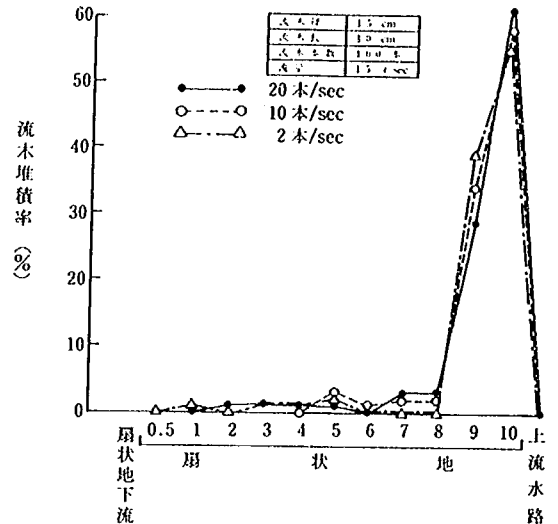


図-3.18 流木投入間隔と堆積分布

ると上流へ堆積する割合が大きくなる。これは1,000本の流木の中で、1本~100本目、101~500本目、501~1,000本目の流木の堆積分布を比較した図-3.17からも分かるように約500本流下した時点を超えて扇状地上に形成された水路が流木の堆積により閉塞されて後から流れてきた流木の堆積遡上現象が起こり、流木堆積が上流へと進むためと考えられる。

(2.5) 流木投入間隔と堆積分布

今回の実験の多くは1秒間当たり20本の割合で流木を直線水路に投入したが、この流木の投入速度による流木堆積分布の変化を検討するため流木投入の速度を1

秒間当たり2, 10, 20本と変化させた場合の流木堆積分布を図-3.18に示す。この図より投入速度の変化による流木の堆積分布の変化は少ないと言える。

(2.6) 扇状地水路内での流木堆積分布

扇状地内に幅20cm、深さ10cmの直線水路を設置した場合の流木堆積分布を図-3.19に示す。この図より河床勾配5°~7°付近で多くの流木が堆積しており、3.2で得られた流量一定の時は水路勾配が5°付近で最も流木が堆積しやすい、という結果と今回の実験結果が同一の傾向を示している。なお、河床勾配10°付近で多くの流木が堆積しているのは扇状地上流の水路床がペンキ

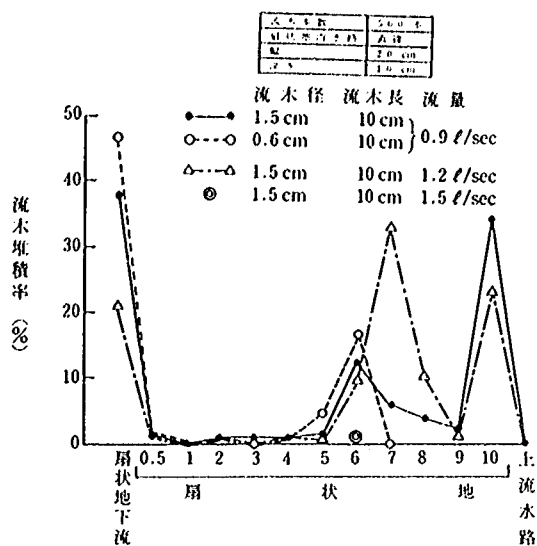


図-3.19 扇状地水路内での流木堆積分布

塗装の木製で作られているため粗度係数が小さく、一方扇状地内に入るとモルタルの水路床となるため粗度係数が多くなるため流木に働く摩擦抵抗が急に増大するためである。

(2.7) 扇状地水路内に設置した流木止めの効果

幅20cm、深さ10cmの扇状地内直線水路の扇頂部から5 m下流(水路勾配5°と6°境界)の地点に図-3・6に示す高さ3.3cmの流木止め(小)模型を設置した。扇状地上流の直線水路に直径1.5cm、長さ10cmの流木を500本、1,000本投入した場合の流木止めによる流木捕捉率とともに0.99であった(写真-3・4)。このことより清水のみが流れる場合、水路内に流木止めスクリーンを設置することは極めて有効であるといえる。

3.4.3 土石流による流木の運動と堆積(実験B)

上流直線水路に図-3・6に示すように240 lの敷砂をして清水を流量1.5 l/sで上流直線水路上流端に供給した場合に発生する土石流の流動物質を直線水路下流端において10秒毎に採取した場合の土砂濃度の変化を図-3・20に示す。先頭部の土石流の流量は3.7~3.0 l/s、流速は約0.7 m/sである。

(1) 扇状地における流木及び土石流の運動と堆積

土石流とともに流下する流木の扇状地における運動と堆積形態を実験条件が流量1.5 l/s、流木長10cm、流木径1.5cm、流木本数1,000本の割合を例にとり述べる。扇状地上流の直線水路内の敷砂上に等間隔で立てられた流木は給水による敷砂の土石流化に伴い倒れて土石

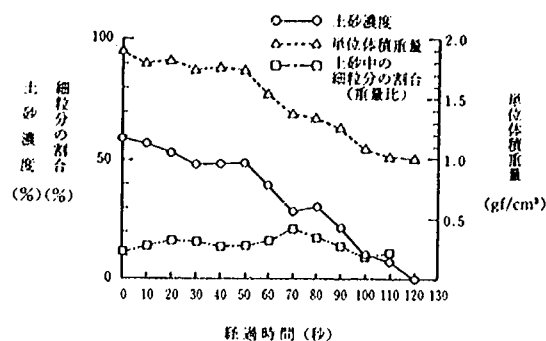


図-3.20 扇頂部に流入する土石流中の土砂濃度等の経時変化

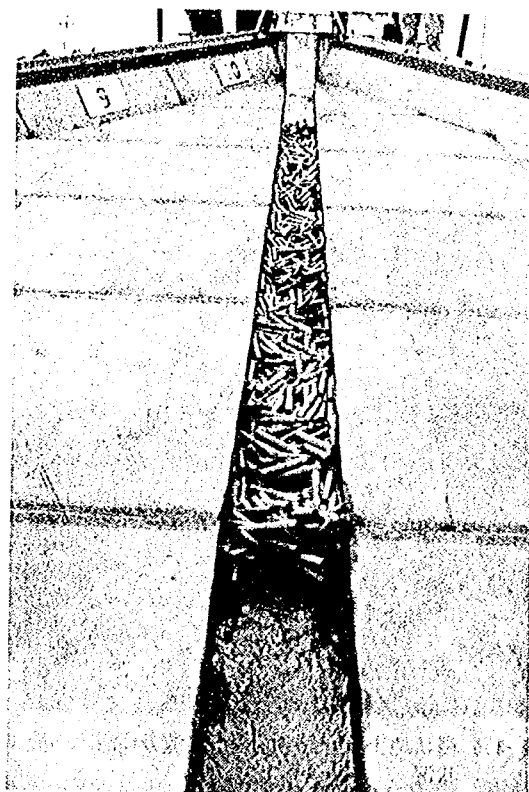


写真-3.4 扇状地水路内に設置された流木止め(高さ3.3 cm)による流木捕捉状況

流とともに流下する(写真-3・5)。土石流中にとり込まれた流木は土石流の流動深が2~3 cmと小さいことから土石流表面を浮くような状態で清水中とほぼ同様の偏走角で流下して行く。扇頂部から扇状地部へ流出する際には土石流は流動幅が増大するとともに河床勾配も緩くなるため流速が減少する。しかしながら洪水の場合と異なり大半の流木は土石流の先頭部に集中して流下を続け、扇頂部にはほとんど堆積しない(写真

-3・6)。土石流先頭部は勾配7～8°の地点で停止するが流木は土石流先頭部から流れ出た泥水とともに更に1 m 程下流へ流下(写真-3・7)。後続の土石流及び流木は堆積遡上現象により土石流先頭部の停止位置より上流に向かって堆積を続ける。大半の流木は長軸の方向を流向と平行にして土石流堆積物の表面に堆積する。土石流の後続流は土石流堆積土砂を浸食する形で流下しており、これにより土石流堆積地上の流木も下流に流下するがその本数は全体の堆積本数に比べると少ない



写真-3.5 扇状地上流水路内での土石流及び流木の流下状況

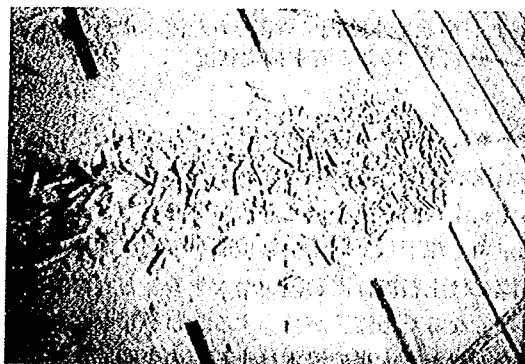


写真-3.6 扇状地を流下する土石流の先頭部

(写真-3・8)。

(2) 流木および土砂の扇状地における縦断方向堆積分布

流木の扇状地における縦断方向堆積分布を検討するために扇状地縦断方向1 m 毎(但し勾配0.5度のみ2 m)の流木堆積本数を扇状地上流直線水路上に設置した全流木本数で除したものを各区分毎の流木堆積率として縦軸に、また扇状地の縦断方向を横軸にとった図を作成する。これらの図をもとに流木の縦断方向の堆積分布を左右する要因を検討する。なお、土砂についても同様に扇状地縦断方向堆積分布図を作成する。

(2.1) 流量と流木及び土砂の堆積分布

扇状地上流の直線水路への給水流量を1.5ℓ/s, 2.0ℓ/sと変化させ場合の流木及び土砂の縦断方向堆積分布の変化を図-3・21に示す。給水流量が増大すると土石流の流量も増大して土石流がより下流へ流下し、これに伴って土石流とともに流下する流木もより下流へ到達する。

(2.2) 流木の大きさと流木及び土砂の堆積分布

直径及び長さの異なる5種類の流木をそれぞれ500本及び1,000本ずつ扇状地上流の直線水路上に設置し、土石流を流下させた場合の扇状地上での流木の堆積分布



写真-3.7 扇状地における土石流及び流木の先頭部の停止



写真-3.8 扇状地における土石流と流木の堆積状況

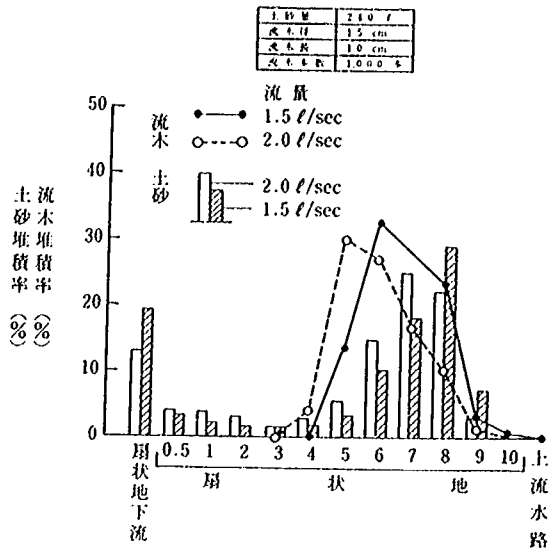


図-3.21 流量による流木と土砂の縦断方向堆積分布

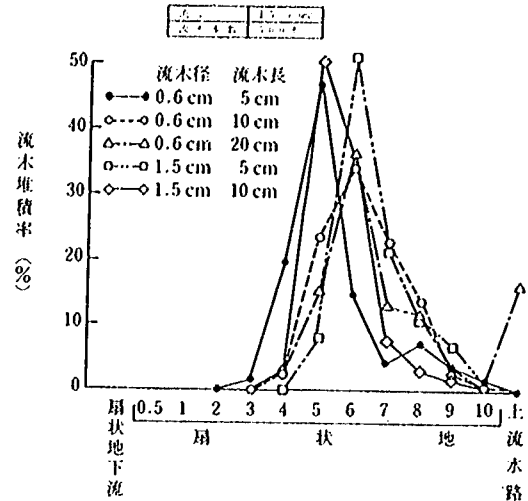


図-3.22 流木の大きさと堆積分布 (500本)

を図-3.22, 3.23に示す。流木により上流水路が閉塞する長さ20cmの流木を除いて、流木を500本設置した場合には流木の大きさによる堆積分布の差は認められない。しかしながら流木を1,000本設置した場合には、大きな流木ほど上流へ堆積する割合が大きい傾向が見られる。流木堆積分布の形状も偏平となり流木の堆積遡上現象を示している。また大きさの異なる4種類の流木を125本および250本ずつ計500本、1,000本設置した場合の流木の堆積分布を図-3.24, 3.25に示す。これらより大きな流木ほど上流へ堆積する割合が大きく、流木堆積分布の形状も偏平となる傾向が認められる。

大きさが異なる5種類の流木を500本及び1,000本ずつを土石流とともに流下させた場合の扇状地上での土砂の堆積分布を図-3.26, 3.27に示す。流木の大きさによる土砂堆積の分布の違いは明確でない。

(2.3) 流木の混入と土砂堆積分布

流木の混入による土砂堆積分布の変化を調べるために、流木の有無と土砂堆積分布の関係を整理したものを図-3.28に示す。この図より流木が混入することにより上流側における土砂堆積が増加する傾向が認められる。これは混入した流木が土石流の流動を妨げるために土石流が上流で停止しやすくなるためと考えられる。なお流木長が20cmの場合には上流直線水路上で流木が水路を閉塞するためこれにより土砂が扇状地上流水路上に多く堆積する。

(2.4) 流木本数と流木及び土砂の堆積分布

図-3.22, 3.23より流木本数が増加すると上流へ堆積

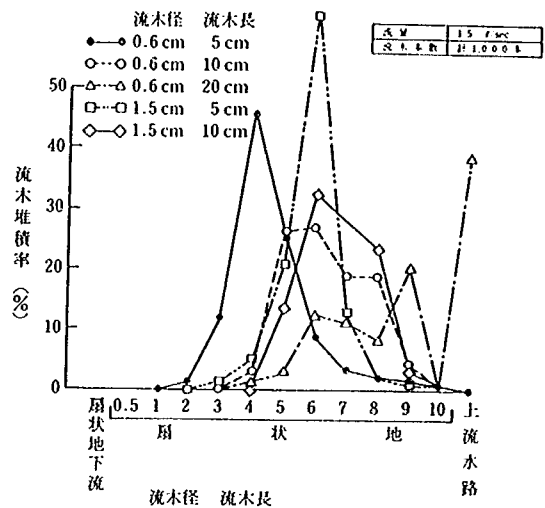


図-3.23 流木の大きさと堆積分布 (1,000本)

する流木の割合が大きくなる傾向が認められる。これは土石流先頭部の停止により流木も停止し、後から流下した流木はこれらの土砂や流木により流下を阻止されて堆積遡上現象を起こすためと考えられる。図-3.26, 3.27より流木本数を500本から1,000本に変化すると上流へ堆積する土砂の割合が若干増加する傾向が認められる。これは流木が増加すると土石流の流動がより妨げられるためと考えられる。

(2.5) 流木と土砂の相対的堆積位置

図-3.21, 3.24, 3.25より土砂の堆積分布のピークに

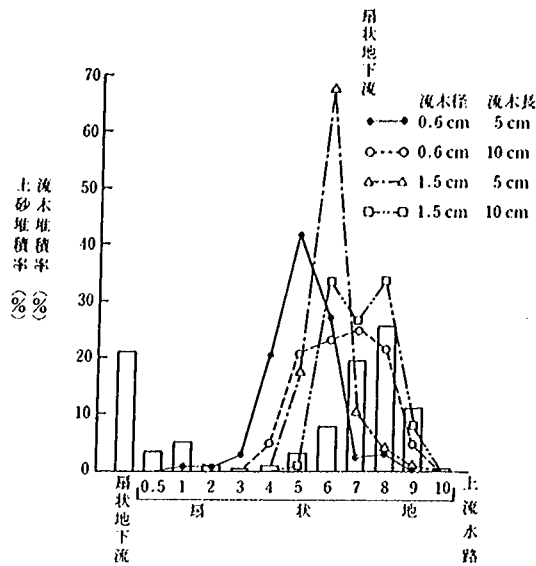


図-3.24 大きさの異なる流木を混合した場合の流木及び土砂の堆積分布 (500本)

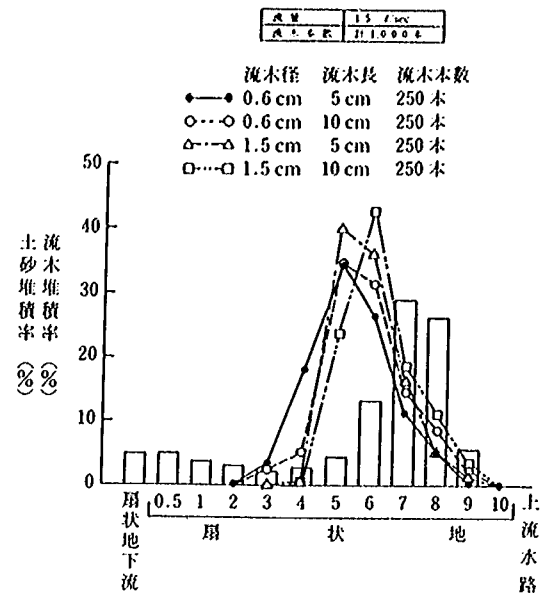


図-3.25 大きさの異なる流木を混合した場合の流木及び土砂の堆積分布 (計1,000本)

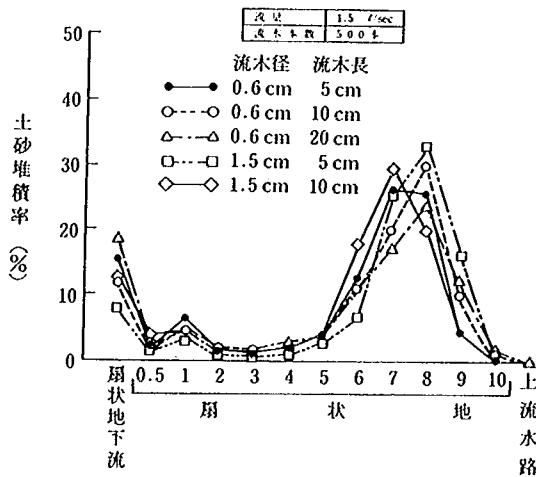


図-3.26 流木種類と土砂堆積分布 (500本)

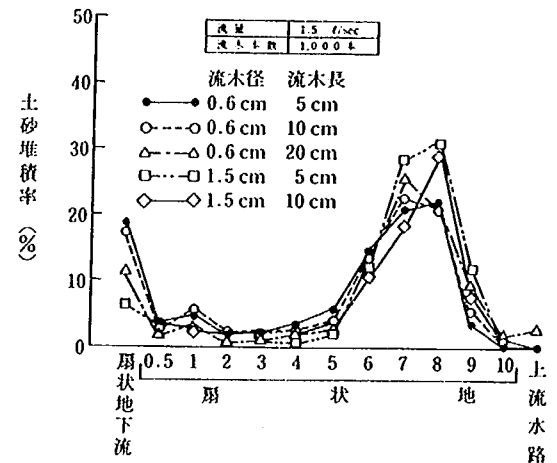


図-3.27 流木種類と土砂堆積分布 (1,000本)

比べて流木堆積分布のピークは約2°下流側にあり、土石流先頭部堆積箇所の下流に多くの流木が堆積する傾向が認められる。

(2.6) 扇状地内水路と流木及び土砂堆積分布

これまで扇状地内に水路のない扇状地模型を用いた場合の流木及び土砂の移動・堆積について検討してきた。ここでは扇状地内に比較的大きな流路が存在する場合を想定して図-3・6に示すような4種類の流路を設置した扇状地模型における流木及び土砂の堆積分布を検討する。水路なしの場合及び4種類の流路を設置し

た場合の流木と土砂の堆積分布を比較したものを図-3・29, 3・30に示す。これらの図より扇状地内に水路がある場合はない場合と比較してより下流まで流木及び土砂が流下する。また流路の断面が大きく直線であるほどこの傾向が強い。また水路がある場合は流木の下流への流出率は極めて大となる。これは流路内において土石流先頭部の流動深が大きいまま下流まで流下を続け、先頭部にある流木群も下流へ流下するためである。その後土石流は水路勾配4°~5°付近で水路に堆積し始めて土砂及び流木の堆積遡上により扇状地内に氾濫す

る。また扇状地に曲線水路（小）がある場合は他の水路がある場合と比較して流木及び土砂がより上流で堆積する傾向が認められる。

(2.7) 扇状地内水路に設置した流木止めの効果

扇状地内の水路（幅20cm、深さ10cm）の扇頂部から3 m及び5 m下流（水路勾配7°と8°及び5°と6°の境界）の地点に図-3・6に示す高さ3.3cmと8 cmの流木止めを設置して、流木止めの流木捕捉機能を検討する。3.4.2(2.7)で述べたように清水のみで直径1.5cm、長さ

10cmの流木1,000本を流下させた場合には、高さ3.3cmの流木止めにより99%の流木が捕捉され、しかも扇状地内への洪水・流木の氾濫は生じなかった。しかしながら、土石流とともに流木を流下させた場合には、流木止めにより土石流先頭部の流木及び土砂の一部は捕捉されるものの（写真-3・9）、その後には流下する流木及び土砂の大半は流木および土砂により閉塞した流木止めを乗り越えて水路および扇状地上を下流へ流下する（写真-3・10）。さらに流木止め付近での土砂堆積が進行して、後続の土砂及び流木は扇状地に氾濫・堆積する（写真-3・11）。扇状地内の水路に流木止めがない場合及び高さ3.3cm、8 cmの流木止めがある場合の流木及び土砂の堆積分布を図-3・31、3・32に示す。これらの図より流木止めによる流木の捕捉割合は流下した1,000本

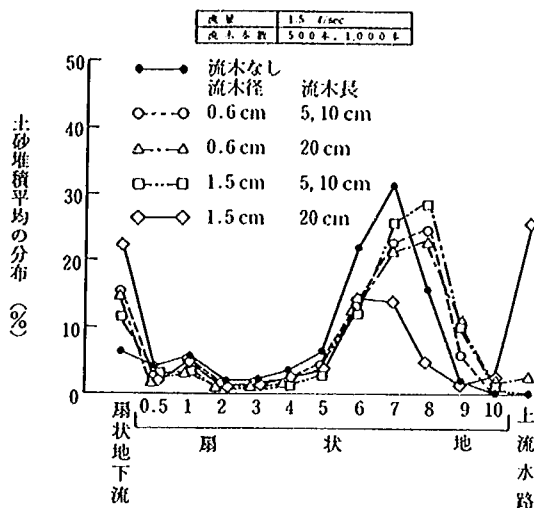


図-3.28 流木の混入と土砂堆積分布

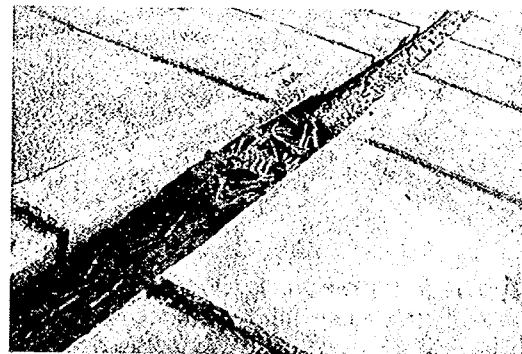


写真-3.9 扇状地内水路に設置された流木止めによる土石流先頭部の流木の捕捉

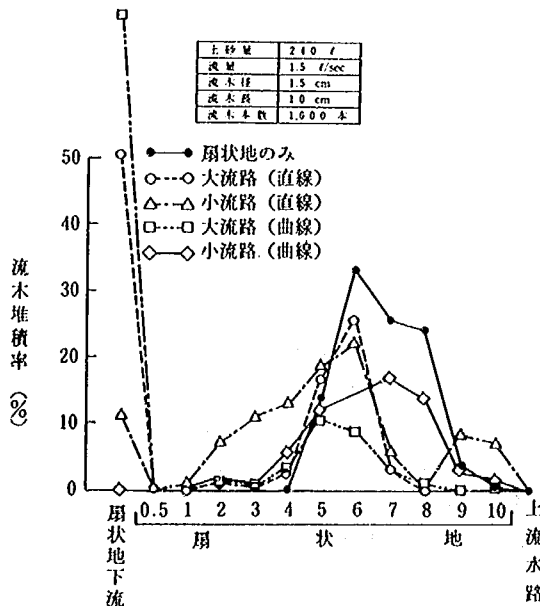


図-3.29 扇状地内水路と流木堆積分布

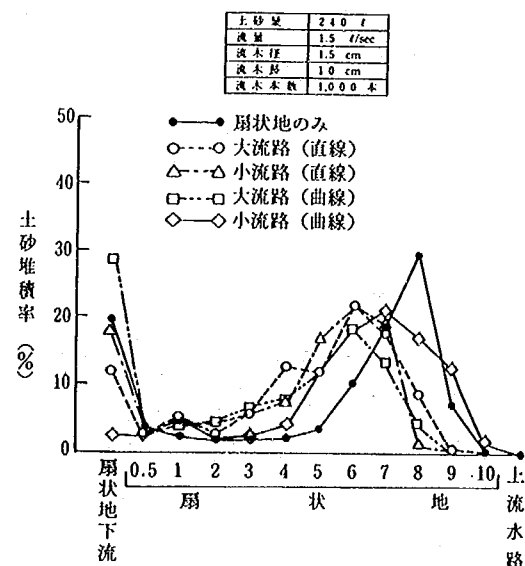


図-3.30 扇状地内水路と土砂堆積分布



写真-3.10 流木止めを乗り越えて流下、氾濫する流木及び土石流



写真-3.11 流木止めを設置した場合の扇状地内での流木及び土砂の氾濫、堆積



写真-3.12 扇状地上流水路内に停止、堆積した流木群（流木径0.6cm、流木長20cm）



写真-3.13 扇状地上流水路内に停止、堆積した流木群（流木径1.5cm、流木長20cm）

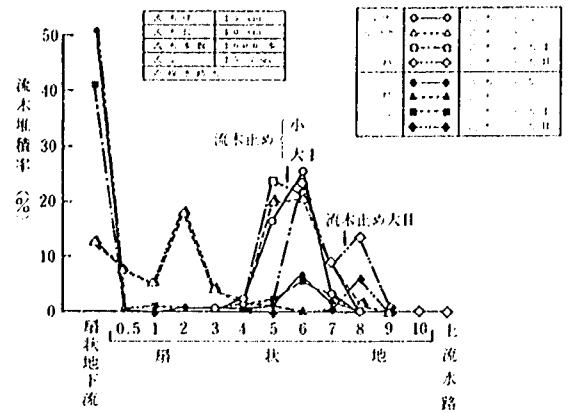


図-3.31 扇状地内水路に設置した流木止めと流木堆積分布

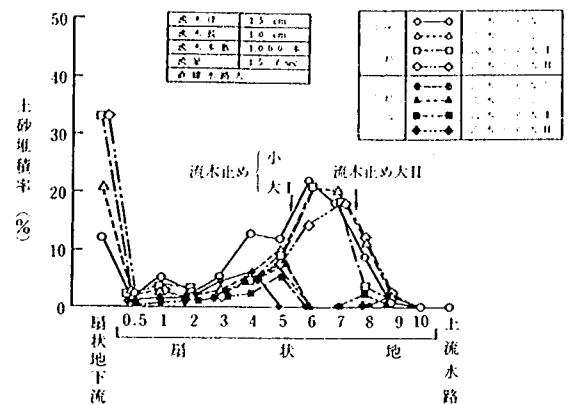


図-3.32 扇状地内水路に設置した流木止めと土砂堆積分布

中の流木の10%未満と極めて低く、扇状地内への土砂や流木の堆積形態も流木止めがない場合とほぼ同一である。これらのことより、水路内に流木止めを設置しても流木止め上流で貯留できない程多量の土砂が流下する場合には流木止めの効果は少ないと言える。

(3) 扇状地上流直線水路における流木ダムの形成と破壊

扇状地上流水路は図-3・6に示すように勾配 $12^{\circ} \sim 30^{\circ}$ 、水路幅20cm、水路深さ40cmの平面的には直線の水路である。清水のみの実験においては流木を上流水路の下流端より11m上流地点において投入した。流量1.5ℓ/s、流木長が5cm、10cmの場合には全ての流木は扇頂部まで流下したが、20cmの場合には直径0.6、1.5cmの両者で上流水路の下流端から5cm付近（水路勾配が 21° から 18° に変化している地点付近）において一部の流木が水路を横切る形で詰まり、これにより後続の流木が水路

に停止する現象が生じた(写真-3・12, 3・13)。この時の流木の直線水路, 扇状地上における流木堆積分布を図-3・33に示す。

上流水路で土石流を発生させた場合にも, 流木長が5 cm, 10 cmの場合は直径0.6, 1.5 cmの両者で全ての流木が扇頂部まで流下した。しかしながら流木長が20 cmの場合は直径0.6 cm, 1.5 cmの両者で直線水路上で一部の流木が水路を横切る形で詰まり, これより後続の流木及び土砂が水路上に停止した(写真-3・14, 3・15)。土石流とともに流木が流下する場合には停止した流木間に後続の土砂が捕捉されて流木及び土砂の堆積量は増大し流木と土砂の大きな堆積が出現する。このような流木群の流路内への停止により生じた周囲の河床よりも高い流木と土砂の集合的な堆積物を以下では流木ダムと呼ぶ。

土石流本体が通過して, 後続流となり土砂の濃度が減少すると, このような流木ダムに捕捉されていた土砂は流木ダムの下流側から次々と侵食されて下流へ流送される。このようにして流木ダム内の土砂が減少す

ることにより流木間および流木ダムと水路の内壁および水路床との摩擦抵抗が減少して, 実験ケース12(流量1.5ℓ/s, 流木径1.5 cm, 流木長20 cm, 1,000本)では給水開始後1分30秒で高さ約35 cm, 長さ約1.5 mの流木

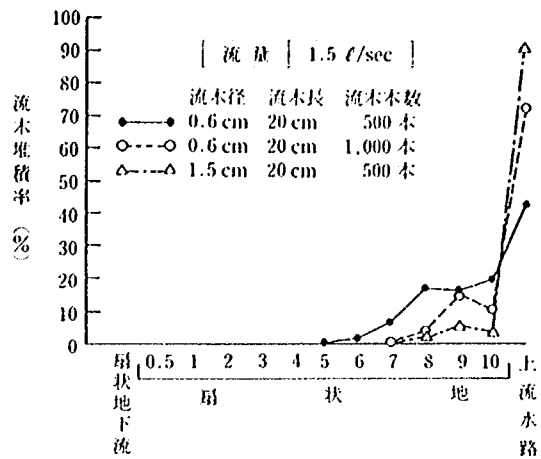


図-3.33 扇状地上流水路における流木の停止 (清水のみ)



写真-3.14 扇状地上流水路内に形成された流木ダム(流木径0.6 cm, 流木長20 cm)

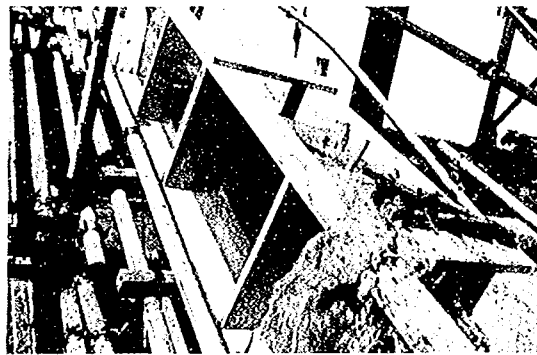


写真-3.15 扇状地上流水路内に形成された流木ダム(流木径1.5 cm, 流木長20 cm)

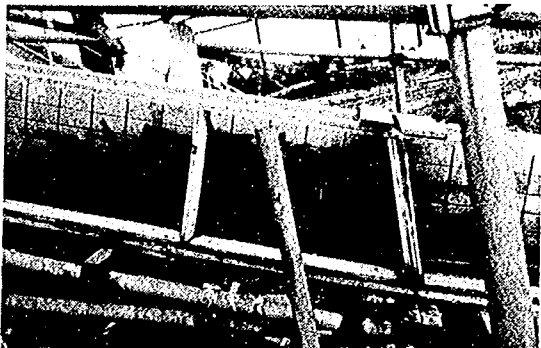


写真-3.16 破壊前の流木ダム(流木径1.5 cm, 流木長20 cm)

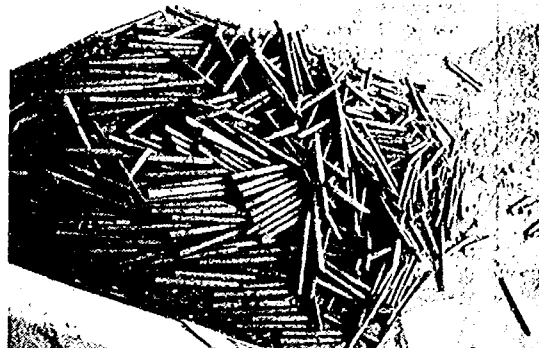


写真-3.17 流木ダムの破壊により流出した流木及び土砂(流木径1.5 cm, 流木長20 cm)

ダムが崩壊して下流へ移動し、扇頂部に堆積した（写真-3・17）。土石流とともに長さ20cm、直径0.6cm、1.5cmの流木を流下させた場合の流木及び土砂の堆積分布を図-3・34、3・35に示す。

流木長が流路幅と同一あるいは大きい場合には流木による流路の閉塞が生じ易く、流木及び土砂が局部的に堆積して流木ダムが形成される。流木ダムには土砂の侵食等により破壊されて下流へ流下する場合もある。

3.4.4 土石流による流木の堆積実態

水理模型実験により、土石流とともに流下する流木の堆積に関する形態、特徴が明らかとなった。ここで

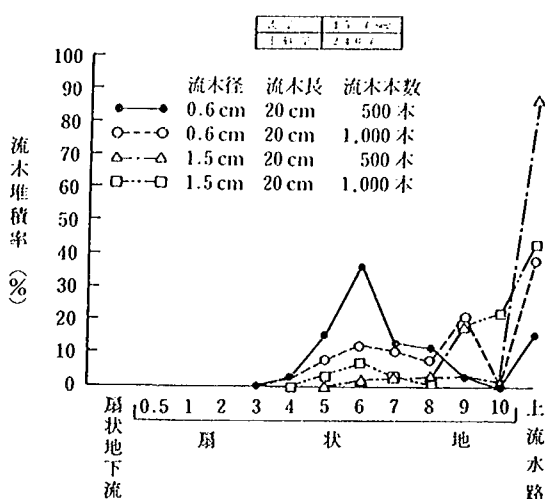


図-3.34 扇状地上流水路における流木の停止(土石流)

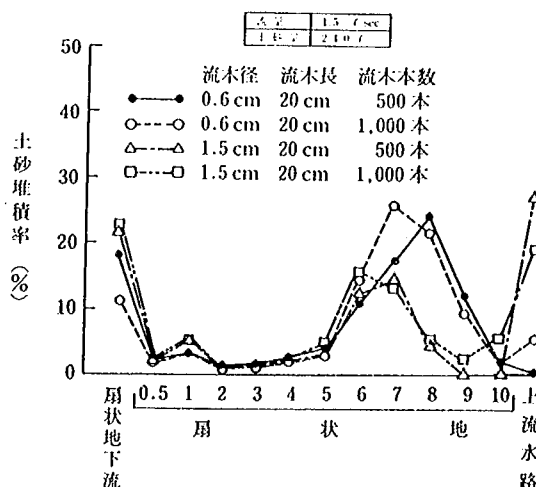


図-3.35 扇状地上流水路における土砂の停止(土石流)

は、実験により得られた結果と実際の土石流による流木の堆積形態との比較検討を行い、扇状地上における流木の堆積形態に関する基礎的な考察を行う。扇状地における流木堆積実態の調査は昭和63年7月広島災害において扇状地への流木および土砂堆積が顕著に認められた5渓流について行った。また、渓流における流木ダムの形成例として、昭和57年7月長崎災害における芒塚川における例を示す。

(1) 扇状地における流木堆積実態

昭和63年7月広島災害では約20の渓流で土石流が発生した。これらのうち比較的明瞭な扇状地を有し、かつ扇状地に多量の土砂および流木が流出して堆積した、江河内谷、上原谷、中西平谷川、木坂西川、鶴渡瀬の5渓流について扇状地における流木の堆積形態について実態調査を行った。

調査に当たっては災害発生の当日に縮尺約1/6,000で撮影した空中写真を4倍に引き伸ばした、縮尺約1/1,500の空中写真を用いて、扇状地上に堆積している流木および土石流、洪水の分布範囲を読み取り地形図上に転写した。また、扇状地上の堆積土砂量については現地調査により堆積土砂厚の分布を測定し、測線間毎に堆積土砂厚毎の面積を測定して測線間毎の堆積土砂量を算定した。測線は扇状地における土石流、洪水の氾濫、堆積末端を始点として縦断方向に江河内谷では50m間隔、その他の渓流では20m間隔で横断測線を設定した。流木本数、堆積土砂量はこの測線間毎に測定して求めた。

(写真-3・18～3・22)。には調査対象である5渓流の扇状地付近の斜め空中写真を、また図-3・36～3・40には空中写真判読により作成した流木の堆積分布および土石流、洪水の氾濫範囲を示す。表-3・4には調査対象渓流の測線間毎の流木堆積本数および土砂堆積量の計測



写真-3.18 江河内谷における土石流及び流木の氾濫、堆積



写真-3.19 上原谷川における土石流及び流木の氾濫、堆積



写真-3.20 中西平谷川における土石流及び流木の氾濫、堆積



写真-3.21 木坂西川における土石流及び流木の氾濫、堆積



写真-3.22 鶴渡瀬沢における土石流及び流木の氾濫、堆積

結果を示す。さらに、図-3・41～3・45には調査対象溪流の扇状地における土砂と流木の縦断方向堆積分布を水理模型実験結果と同様に整理した結果を示す。但し、これらの図では各溪流の扇状地上に堆積した土砂と流木のそれぞれの合計を100%として計算しており、扇状地より下流に流出した土砂や流木については考慮していない。

江河内谷の扇状地は狭窄部により上流と下流に分かれている。図-3・41より下流側の扇状地の扇頂部近くにはJR可部線の盛土があり、この盛土の上流における流木と土砂の堆積割合が高くなっている。盛土には大小3箇所のカルバートボックスが設置されているが、これらのうちの2箇所のカルバートボックスは流木により閉塞されており、また、盛土により土石流の堰上げや流速の減少が生じて、土砂および流木の堆積が進んだものと考えられる。一方、上流の扇状地では流木および土砂ともに堆積割合は下流に比べて少ない。これは溪流および地盤の勾配が下流(平均で約3.2°)に比べ

て急(約5.7°)であること、谷の出口であるために土石流の流速が大きかったこと等によるものと考えられる。上流、下流の扇状地における流木および土砂の縦断方向の堆積分布は水理模型実験結果である図-3・21, 3・24, 3・25に近似しており、流木堆積のピークは土砂堆積のピークよりも若干下流にきている。

上原谷の扇状地の地盤勾配は約10度である。土石流の堆積末端は太田川に流入している。図-3・42より縦断方向の流木および土砂の堆積のピークはほぼ一致しており、この点は、水理模型実験結果と異なる。これは、氾濫下流端から約50m上流付近に生け垣があり、これが流木を捕捉したためと考えられる。

中西平谷川の土石流および流木氾濫域はほぼ完全に扇状地内に収まっている。また、鉄道盛土等の大きな障害物は扇状地上に存在しない。さらに、扇状地の地盤勾配は扇状地中央より上流側で約8.9度、下流側で約2.3°である。従って中西平谷川の扇状地は、水理模型実験に最も近い地形条件にあると言える。このため、流

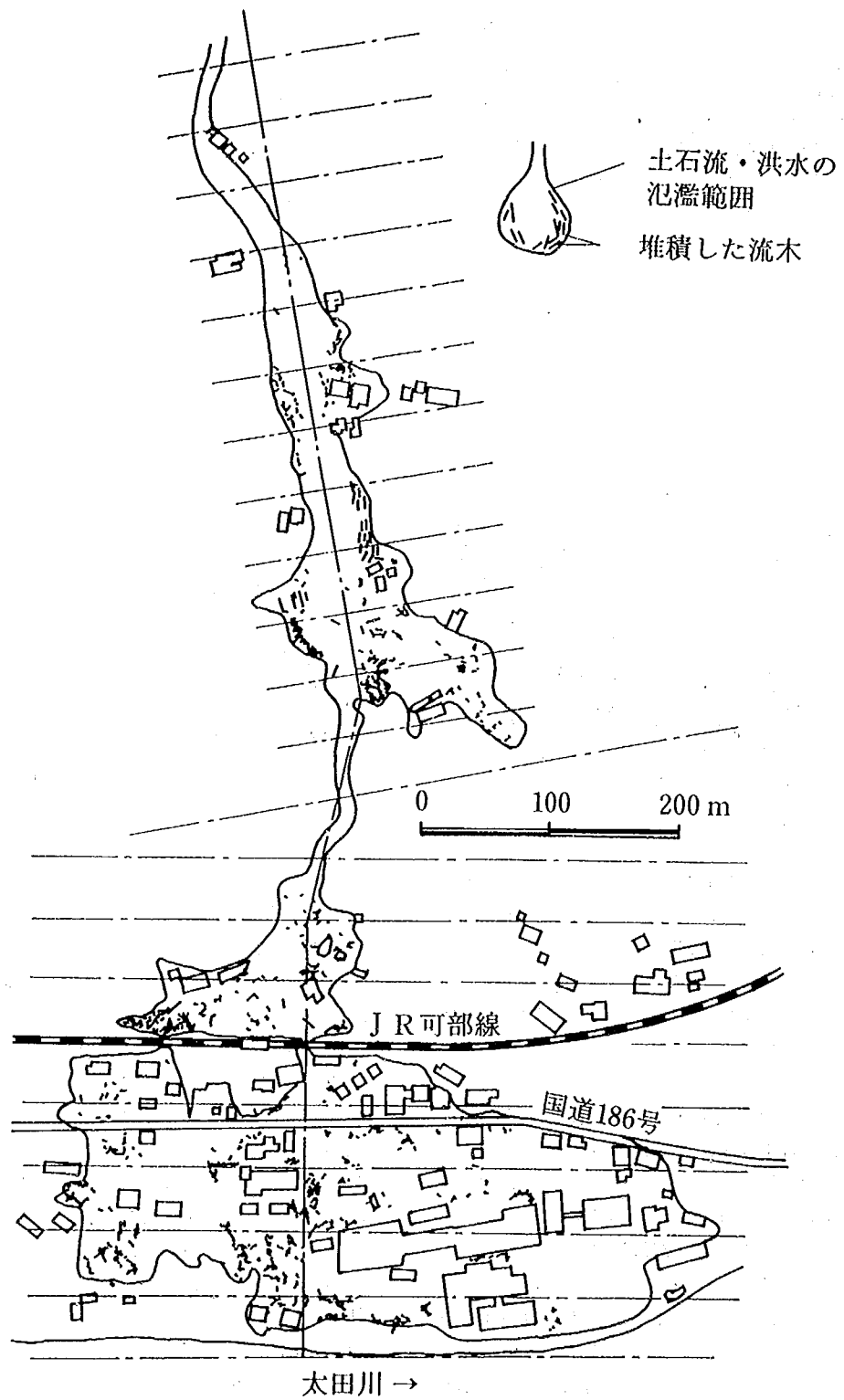


図-3.36 江河内容における流木の堆積分布

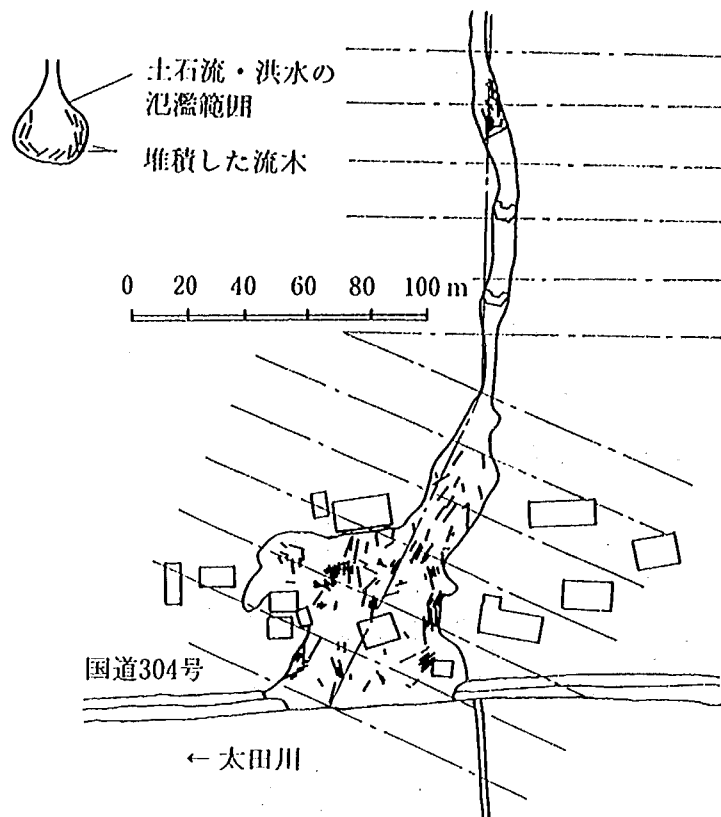


図-3.37 上原谷川における流木の堆積分布

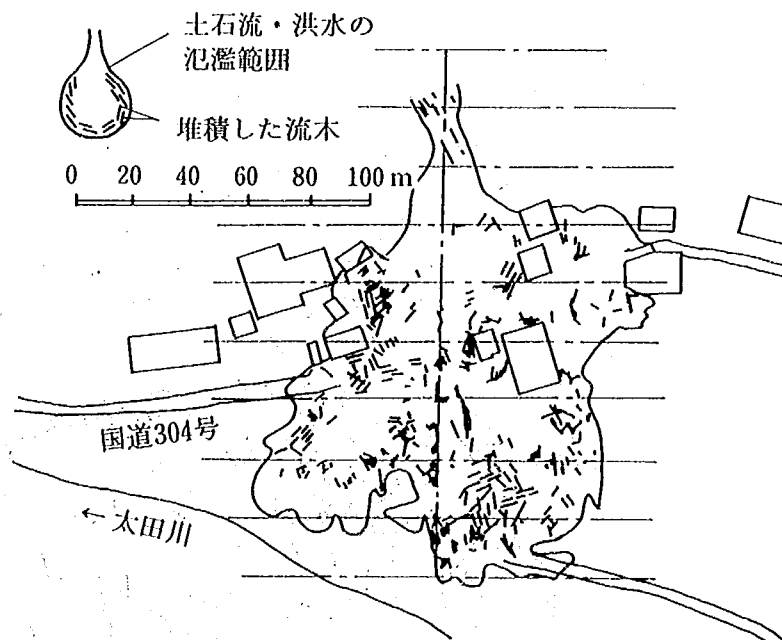


図-3.38 中西平谷川における流木の堆積分布

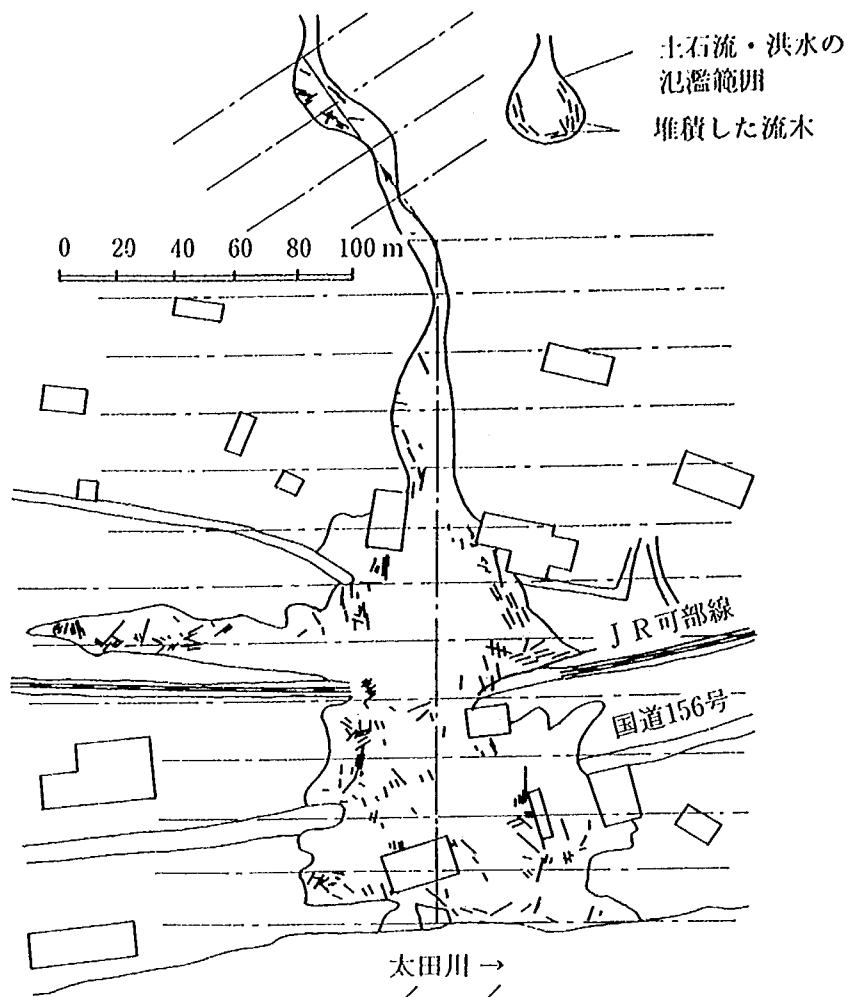


図-3.39 木坂西川における
流木の堆積分布

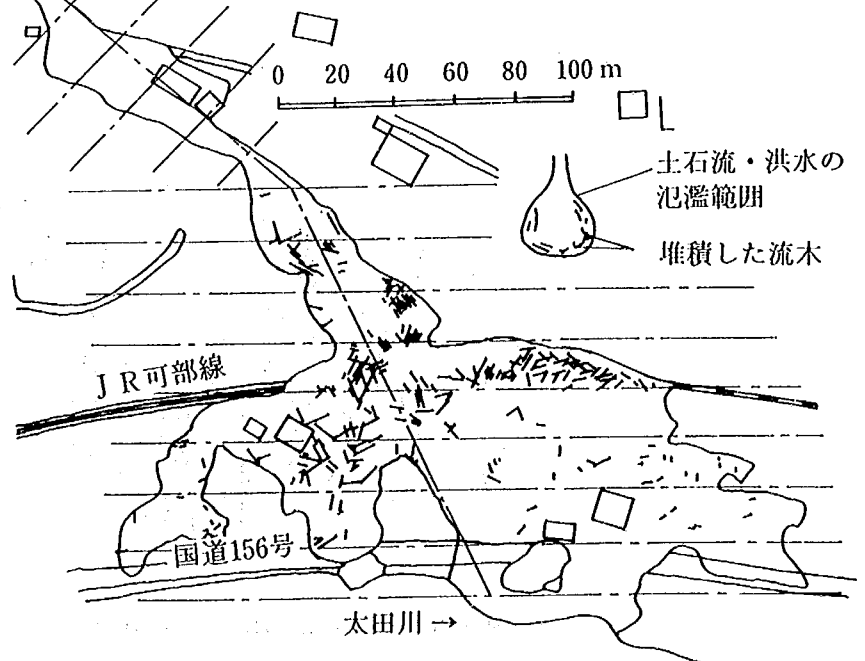


図-3.40 鶴波瀬沢における
流木の堆積分布

表-3.4 流木堆積本数及び土砂堆積量

溪 流 名	江 河 内 谷			上 原 谷 川		中 西 平 谷 川		木 坂 西 川		鶴 波 瀬 沢	
	流木本数	土 砂 量		流木本数	土 砂 量	流木本数	土 砂 量	流木本数	土 砂 量	流木本数	土 砂 量
距離0～50m	152本	450m³	距離0～20m	22本	290m³	73本	20m³	50本	0m³	0本	250m³
51～100	249	1,570	21～40	40	450	153	220	50	350	28	280
101～150	207	6,000	41～60	114	700	120	460	38	1,250	84	670
151～200	121	6,380	61～80	29	360	61	990	32	1,510	65	1,140
201～250	26	2,020	81～100	17	170	71	910	92	1,100	188	950
251～300	305	8,340	101～120	2	30	37	1,260	119	810	51	480
301～350	88	3,170	121～140	0		11	430	26	370	26	500
351～400	21	1,000	141～160	0		7	50	4	290	8	220
401～450	0	0	161～180	0		9		9	250	0	
451～500	24	0	181～200	0				3	40	0	
501～550	95	600	201～220	7				0		0	
551～600	107	2,300	221～240	3				0		0	
601～650	68	2,500	241～260					0		0	
651～700	88	1,860	261～280					1		0	
701～750	6	1,000	281～300					7		1	
751～800	54	1,100	301～320					8			
801～850	28	1,290									
851～900	7	460									
901～950	0	110									
951～1000	0	0									
1001～1050	1	0									
合 計	1,647本	40,150m³		234本	2,000m³	542本	4,340m³	439本	5,970m³	451本	4,490m³

(45)

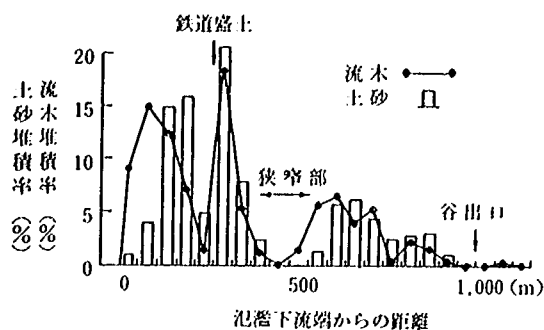


図-3.41 江河内容における土砂と流木の縦断方向堆積分布

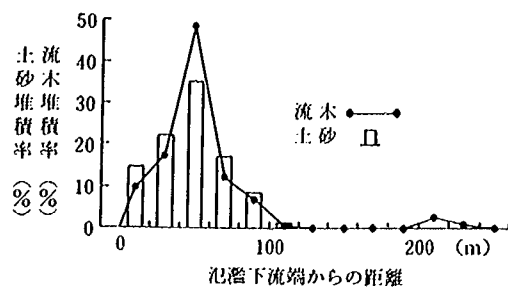


図-3.42 上原谷川における土砂と流木の縦断方向堆積分布

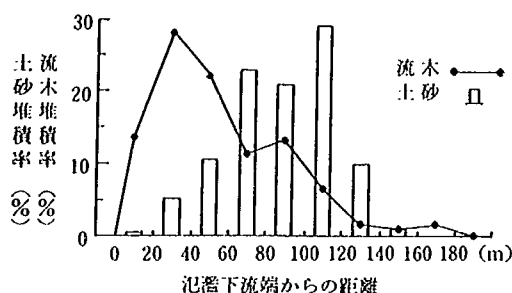


図-3.43 中西平谷川における土砂と流木の縦断方向堆積分布

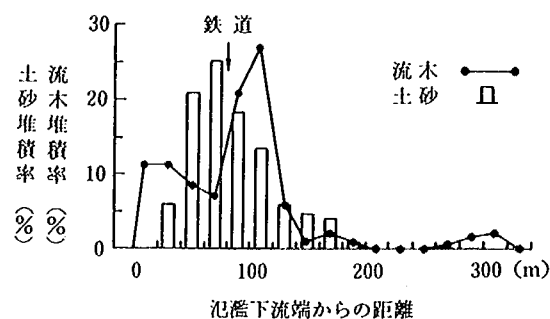


図-3.44 木坂西川における土砂と流木の縦断方向堆積分布

木および土砂の縦断方向の堆積分布は水理模型実験結果である図-3.21, 3.24, 3.25に極めて良く一致している。また、土石流および洪水の氾濫域上の流木の平面的分布形態も水理模型実験結果である写真-3.8に近似している。このことから、今回実施した扇状地模型実験は実際の流木及び土砂の氾濫、堆積形態をよく再現しているといえる。

木坂西川および鶴渡瀬沢の扇状地における平均地盤勾配はそれぞれ約6.1°および約7.2°である。また、両溪流とも扇状地の下流部でJR下部線が、上流側での比高がそれぞれ約1.5m および約0.5mの低い盛土で横切っており、溪流部は小橋梁で渡っている。このため、図-3.44, 3.45に示すようにこれらの鉄道盛土上流での流木堆積割合が高い。この点を除けば、流木および土砂の縦断方向の堆積分布は水理模型実験結果とほぼ同様である。

昭和63年広島災害における5溪流について、扇状地における土石流に伴う流木および土砂の堆積分布の実態を調査し、その特徴を水理模型実験結果と比較、検討した。その結果、扇状地上に鉄道盛土等がなければ

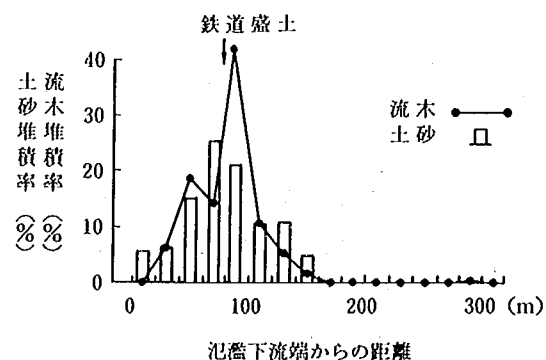


図-3.45 鶴渡瀬沢における土砂と流木の縦断方向堆積分布

実際の流木および土砂の堆積分布と水理模型実験による流木および土砂の分布の特徴はほぼ一致しており、水理模型実験は実際の流木および土砂の氾濫、堆積をよく再現していることが明らかとなった。また、実際の扇状地に存在する鉄道盛土および生け垣等の構造物、樹木等により比較的多量の流木が捕捉されていることが明らかとなった。

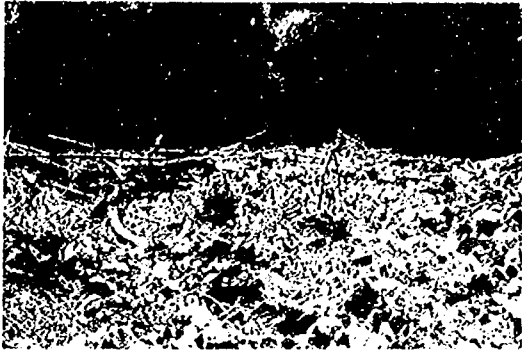


写真-3.23 上流側から見た流木ダム堆積地（長崎災害、芒塚2の沢）



写真-3.24 下流側から見た流木ダム（長崎災害、芒塚2の沢）

(2) 流木ダムの形成実態

昭和157年7月の長崎災害では、芒塚川の支流の2の沢中流部において流木の停止、堆積にともない形成されたと考えられる流木ダムが認められた（写真-3・23、3・24）。このダムは2の沢の谷出口から約350m上流、崩壊地の末端から約200m下流に位置している（図-3・46）。流木ダム付近の溪床勾配は約1/3（約18°）である。流木ダムの大きさは、高さ約4 m、下流幅（長さ）約15m、上流への土砂堆積長約30mである。流木ダム構成している流木の平均直径は約20cm、平均長は約10cmである。この流木ダムは渓流を流下してきた流木が両岸に生育している樹木群（杉林：胸高直径約20cm、樹高約10m）に引っかかって停止し、これにより後続の流木および土砂が次々に捕捉されてその規模を増して形成されたものと推定される。この流木ダムは水理模型実験により形成されたと同様の流木ダムが、実際に土石流が発生した渓流において存在したことを示すものである。

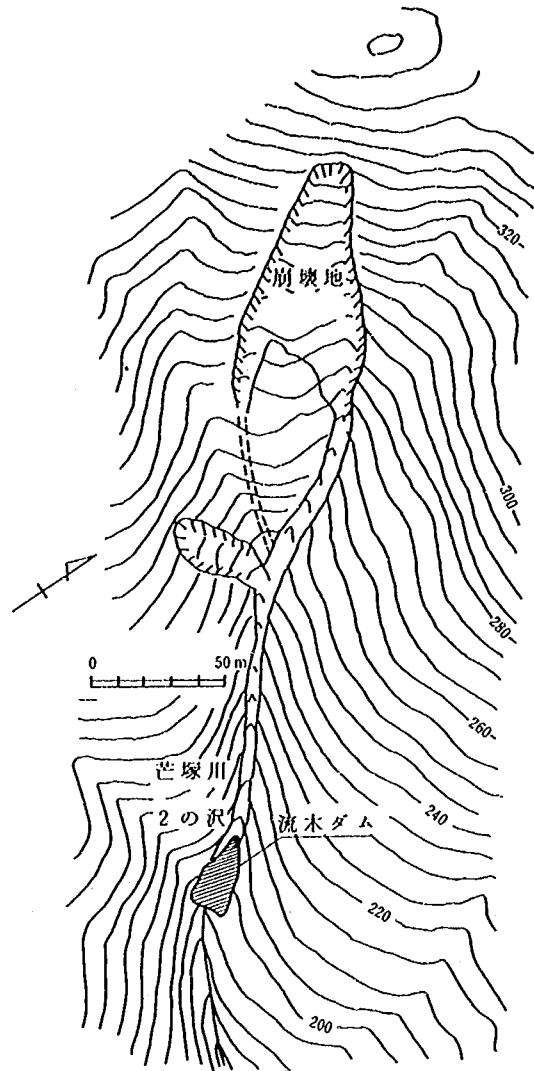


図-3.46 芒塚川2の沢に形成された流木ダム（昭和157年長崎災害）

3.5 結 語

本章では流木の基礎的な運動・堆積機構を解明する目的で、土石流及び洪水とともに流下する流木の流下、閉塞、氾濫・堆積現象に着目し、流路上の流木の移動・停止条件、水路狭窄部における流木の捕捉条件、扇状地における流木の氾濫・堆積形態について主として水路模型実験により検討を行った。得られた結果を要約すると、次のようである。

溪床上の流木の移動開始条件のうち主要なものは流木の軸方向と流向のなす角(ϕ)、溪床勾配(θ)および水深(h)である。 ϕ 、 θ および h とも大きくなるほど

流木は移動を開始し易くなる。流量及び川幅が一定の時は渓床勾配が5°付近で流木は最も移動し難い。また水路における流木の移動開始と停止の境界を与える式を得た。

流路中の狭窄部における流木の通過・停止に関する水理模型実験を行い狭窄部における流木捕捉率 T と、狭窄部の幅 w に対する流木の長さ l の比、との関係を求めた。捕捉率 T は狭窄部の幅 w と流木長 l により大きく左右され $w/l \leq 0.3$ では $T \approx 1.0$ となり、 $w/l \geq 1.5$ では $T \approx 0$ となることが実験結果より明らかとなった。

扇状地模型を用いた水理模型実験及び昭和163年7月の広島災害で土石流が発生した5渓流における土石流、流木の氾濫、堆積実態調査を実施して、流木及び土石流の扇状地における氾濫・堆積形態を検討した。

水理模型実験と実際の土石流、流木の氾濫、堆積実態調査結果から、実際の土石流により流下する流木、土砂の扇状地上での堆積分布は水理模型実験による流木、土砂の堆積結果とほぼ一致しており、水理模型実験による土石流、流木の氾濫、堆積は実際の土石流による流木、土砂の氾濫、堆積を良く再現していることが明らかとなった。

模型実験より洪水（清水のみ）とともに流下した流木はまず扇頂部の左右岸、長軸をほぼ流向と平行にして堆積を開始し、下流方向へ堆積範囲を広げ、ある河床勾配からは一転して堆積遡上が始まって流木堆積は上流へ広がる現象が認められた。一方、土石流とともに流下した流木は土石流の先頭部に流木が集中して扇状地を流下し、土石流の先頭部の停止により流木も急速に速度を落として土石流先頭部よりも若干下流に停止堆積する。その後土砂の堆積遡上現象とともに流木も堆積遡上を起こすことが認められた。すなわち洪水では扇頂部から下流へ、土石流では扇状地中部から上流へ堆積が進行し、流木の堆積進行形態が異なることが判明した。

また実験結果より洪水（清水）とともに流下する流木の扇状地縦断方向の堆積分布と流木の直径、長さおよび水理条件に関しては次のことが明らかとなった。
①(単位幅)流量が増加すると流木はより下流まで堆積する。
②流木の直径、長さが流木の堆積分布に与える影響は少ない。
③流木本数に関しては流木堆積遡上現象が発生する前までは本数が多い程下流まで氾濫・堆積し、堆積遡上現象の発生後は流木本数が多い程上流へ堆積する割合が多くなる。
④流木投入間隔と堆積分布については明確な関係は認められない。
⑤扇状地内

の水路内においては流木は水路勾配5°～7°付近で最も堆積し易い。これは流木の移動開始と停止の境界を与える式の妥当性を示している。
⑥扇状地内の水路に流木止めスクリーンを設置するとほとんどの流木は捕捉される。

土石流とともに流下する流木の扇状地縦断方向の堆積分布と流木の直径、長さおよび水理条件に関しては次のことが明らかとなった。
①(単位幅)流量が増加すると流木、土砂はより下流へ氾濫・堆積する。
②流木の直径、長さが大きい程上流へ氾濫・堆積する傾向が認められる。
③流木の本数が多いほど上流へ氾濫・堆積する傾向が認められる。
④流木を混入すると土石流は上流側へ堆積する傾向が認められる。
⑤流木は土石流の先頭部堆積箇所の下流に多く堆積する。
⑥扇状地内に水路があると流木及び土砂はより下流へ流下して堆積する。
⑦扇状地内の水路の幅が大きいと流木の下流への流出率は急増する。
⑧流木が清水とともに流下する場合には、扇状地内水路に設置された流木止めの効果は十分に発揮される。しかしながら、土石流とともに流木が流下する場合、特に流木止めで貯留できない程多量の土砂が流下する場合には、土砂が流木止め上流に堆積して流木止めに閉塞し大部分の流木及び土砂は流木止めに越流してしまい流木止めの効果は少ない。

扇状地上流の直線水路(長さ14m、幅20cm、深さ40cm)に清水1.5ℓ/sを流し、長さ20cmの流木を投入すると上流直線水路内に流木の一部が水路を横切る形で詰まり、これにより他の流木も停止して流木の堆積が生じる。土石流とともに長さ20cmの流木を流下させた場合にも同様の流木の詰まりが生じ、さらに土砂の堆積も加わって流木ダムが形成される。また一部の実験ケースでは流木ダムの破壊が生じ多量の流木と土砂が短時間のうちに扇状地へ流出した。川幅と同様かそれ以上の流木が多量に含まれる土石流が流下する場合には渓流内で流木ダムが形成される可能性が高く、この流木ダムの破壊により二次災害が発生する可能性がある。また、昭和157年7月の長崎災害では、芒塚川2の沢中流部において土石流中の流木の渓流上での停止により形成されたと推定できる。高さ約4m、幅約15m、長さ約30mの流木ダムが認められた。

参 考 文 献

- 1) 本間 仁, 安芸岐一: 物部水理学, 岩波書店, 660 p, 1962

- 2) 建設省河川局砂防部砂防課, 土木研究所: 流域の危険度判定に関する研究, 第32回建設省技術研究会, pp525~547, 1979
- 3) 水原邦夫, 南 哲行, 武居有恒: 流木の流下阻止に関する基礎的研究(Ⅰ) —主として, 流木群の運動形態について—, 新砂防, 第32巻, 第2号, pp10~16, 1979

4. 砂防施設および流木対策施設の流木制御機能

4.1 概 説

我国は山地の大部分が森林に覆われており, 第1章で述べた流木災害実態調査結果からも分かるように山地の小溪流で山腹崩壊や土石流が発生すれば, ほとんどの場合流木も発生し, 土石流や洪水とともに流木も下流へ流下する。これらの流木は溪流の下流域で橋梁や流路に詰まり, 土石流や洪水の氾濫を助長し人家や施設に対する被害を増大させる。このようなことから, 山地小溪流における土石流や洪水の被害を, 防止, 軽減するためには土砂や水のみならず流木を考慮した対策を構ずる必要がある。しかしながら, 我国では流木対策施設を設置している溪流は極めて少なく, 流木対策は土石流対策に比べて遅れているのが現状である。この大きな原因として流木の発生・流下・堆積機構が十分に解明されていないことと, 流木対策施設の設計基準が作成されていないことが考えられる。

流木の流下・堆積機構および流下阻止法に関してはこれまで種々の実験や検討がなされてきている。佐々木²⁾は流木の流下阻止法として砂防ダムの副ダムを利用した場合と砂防ダム上流に誘導網を設置した場合について室内水路模型を用いた実験を行い, それらの流木阻止効果を検討した。砂防ダムの堆砂地(未満砂状態)における流木群の運動と堆積形態及び水通し天端に柵を設置した場合の流木群の堰上げ形状については, 水原^{3), 4)}が模型実験により検討を行っており, 流木の堰上げには流速および流木の比重, 形状が大きく影響することを示した。水原³⁾は模型実験により流木群の運動形態について検討を行い, 流木群の偏走角(流木の流水主流方向に対する傾き)の平均値は $20^{\circ} \sim 30^{\circ}$ であり, これらは流木占有面積率, フールド数, 表面流速には関係せず, 流木の種類(形状, 比重)が幾分影響を与えることを示した。さらに水原⁴⁾は流木止め柵による

流木の堰止機構と流木の堰止率(捕捉率)の関係を模型実験により検討した。その結果堰止率は流木密度の増加に伴い急増するが, ある流木密度以上ではほぼ一定となること, 堰止め率は表面流速及び水深が小さくなる程, また柵の純間隔に対する流木の長さ比が大きくなる程大きくなることを示した。しかしながら水原らの一連の研究においては流木止め柵による流木の堰止率(捕捉率)と関連する物理量との関係が系統的には解明されていない。

以上の実験や研究は, 水と流木の流れについての検討であるが, 瀬尾ら⁷⁾は土石流とともに流下する流木の運動機構と捕捉工に関する実験を行い, 土石流と共に流下する流木の流下, 堆積状況を観察した。また砂防ダム及び砂防ダムに流木止めスクリーン(柵)を設置した場合の模型実験を行い流木の堆積形態についても定性的な検討を行った。

このように, これまで流木の流下機構と流木捕捉工に関していくつかの研究がなされてきており, 基礎的な知見が得られて来ている。しかしながら, 流木対策施設の設計に使用できる, 流木止め柵による流木捕捉率を算定できる一般式は求められていない。また堆砂が進んでいる状態での通常の砂防ダムにおける流木群の堆積形態や流木捕捉率および主ダムと副ダムの間の水褥池における流木の捕捉機能についても検討されていない。さらに流木を捕捉するために最適なスクリーンの形状やスクリーン間隔等についても体系的な検討は行われていない。

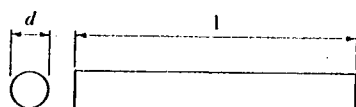
このようなことから, 流木対策施設として, 建設省近畿地方建設局六甲砂防工事事務所等により, 砂防ダム主ダム上に設置されている流木止めスクリーンおよび砂防施設としてオーストリアで用いられている透過型砂防ダムを取り上げて検討する。ここでは, 土砂と共に流下してくる流木を効率的に制御できる流木止めスクリーンの設計手法を検討するとともに, 流木を伴う土石流が直接, 透過型砂防ダムに衝突した場合の透過型砂防ダムによる土砂および流木の捕捉機能を検討することを目的として, 二次元の水路を用いて土石流及び流木を発生させて水理模型実験を行い, 実験結果を考察する。

一方, 溪流に設置されている砂防ダムにおいては豪雨後しばしば土砂の堆積とともに多量の流木の堆積が観察されている^{8), 9)}。このようなことから通常の砂防ダムにおいてもある程度の流木捕捉機能があるものと考えられ, これについても検討を行う必要がある。また, 砂防ダム主ダム上に設置される流木止めスクリーンに

については、従来から用いられている型の他に、新しい型のものをいくつか考察して、それらの流木捕捉機能を検討する。これらの施設について、砂防ダム堆砂地における流木の堆積形態・捕捉率を正しく評価するためには、砂防ダムの長い袖や広い堆砂域を再現できる実験を行う必要がある。さらに、砂防ダム主ダムと副ダムの間にある水滞池において、比較的多量の流木が堆積した事例が報告されており、水滞池内での流木捕捉率機能についても検討を行う必要がある。そこで、砂防ダム及び各種の流木止めスクリーンの三次元模型を用いた室内模型実験を行い、その結果に基づいて砂防ダム堆砂地における流木の運動・堆積形態と流木捕捉機能を検討する。さらに砂防ダム主ダムに設置された各種の流木止めスクリーンによる流木捕捉機能、および主ダムと副ダム間の水滞池における流木捕捉機能に関する考察を行う。

表-4.2 流木模型種類

種類	l (cm)	d (cm)
1	10	0.3
2	10	0.8
3	5	0.3
4	5	0.8



4.2 流木止めスクリーンによる流木捕捉機能および透過型砂防ダムの流木制御機能

4.2.1 実験概要

実験は図-4.1に示す長さ 5 m、幅 20 cm、深さ 40 cm の側面アクリル板付きの木製水路を用い、水路勾配は土石流を発生できる勾配である 17° に設定して行った。さらに実験条件に応じてこの水路の下流に長さ 2 m、幅 20 cm、深さ 40 cm の側面アクリル板付きの水路、あるいは長さ 2 m、幅 20~40 cm の側面アクリル板付きの沈砂池模型を設置した。模型の縮尺は鉛直方向、水平方向

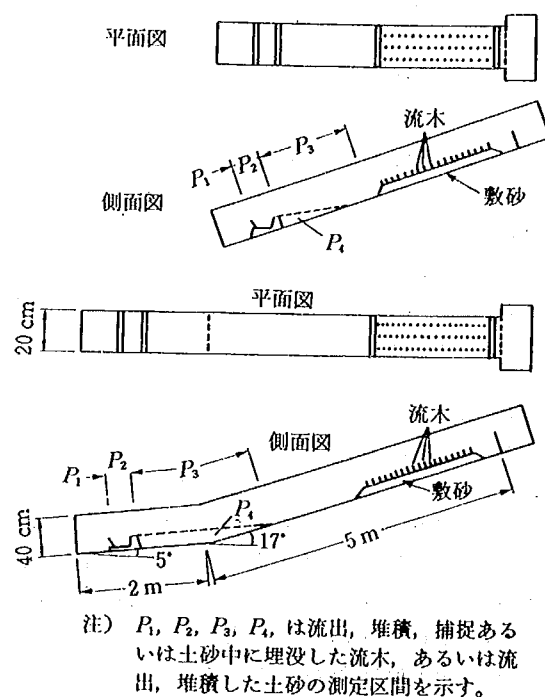


図-4.1 実験に用いた水路の模式図と流木、土砂量測定区間

表-4.1 実験に用いた諸量の縮尺比一覧表

諸 量	次 元 (L-F-T)	縮 率		実 物	模 型
		比	縮 尺		
水平成分(X)	L	X_r	1 : 50	5 m, 10 m	10 cm, 20 cm
鉛直成分(h)	L	H_r	1 : 50	3 m, 10 m	6 cm, 20 cm
勾配(h/X)	—	$H_r \cdot X_r^{-1}$	1 : 1	5° (1/3.3), 17° (1/11.4)	5°, 17°
面積(A)	L^2	$H_r \cdot X_r$	1 : 2,500	0.2 km ²	80 m ²
体積(Vo)	L^3	$H_r \cdot X_r^2$	1 : 125,000	2,400 m ³	19.2ℓ ≒ 20ℓ
流量(Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$X_r \cdot H_r^{3/2}$	1 : 17,677.7	11.7, 17.7, 35.3 m ³ /s	0.66, 1.0, 2.0ℓ/s
時間(T)	T	$X_r \cdot H_r^{1/2}$	1 : 7.07	30 分	255 sec
粗度係数(n)	$L^{1/3} \cdot T$	$H_r^{2/3} X_r^{1/2}$	1 : 1.92	0.040	0.019

とも1:50とし、その他の諸量はフルードの相似則を適用して表-4.1のように決めた。流量は六甲山系にある流域面積約0.2km²の堺川の計画洪水水量である11.7

m³/sの流量を基準としてその約1.0倍、1.5倍、3.0倍の流量を用いた。水路には最大粒径25.4mm、平均粒径3.4mmの砂礫を厚さ5cmで水路の上流端より敷き、その

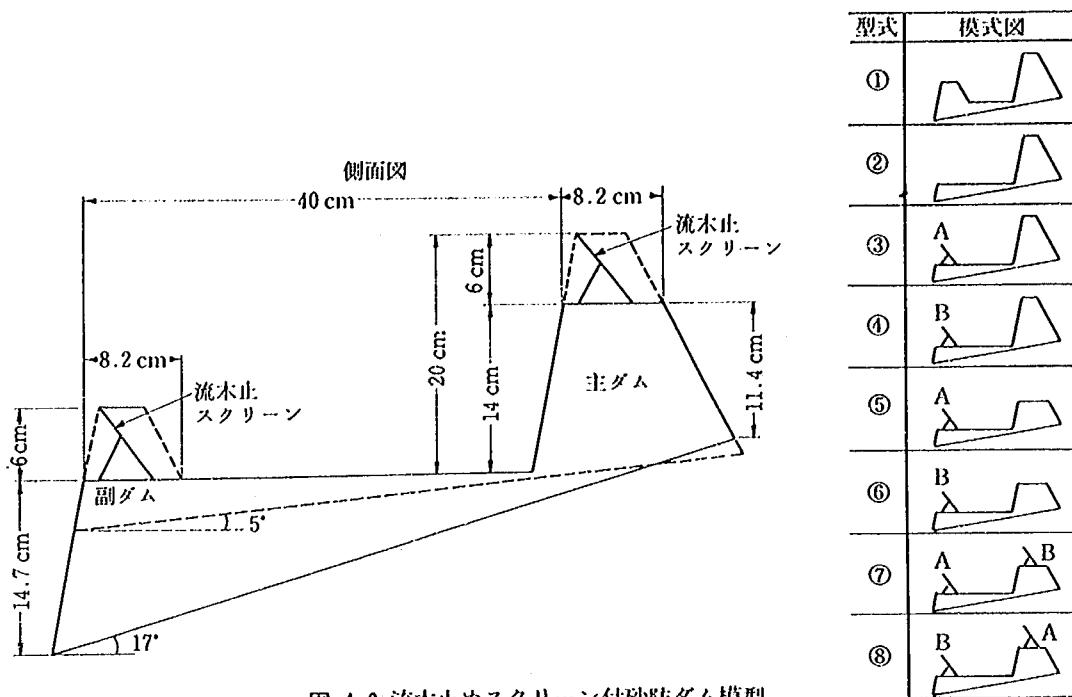


図-4.2 流木止めスクリーン付砂防ダム模型

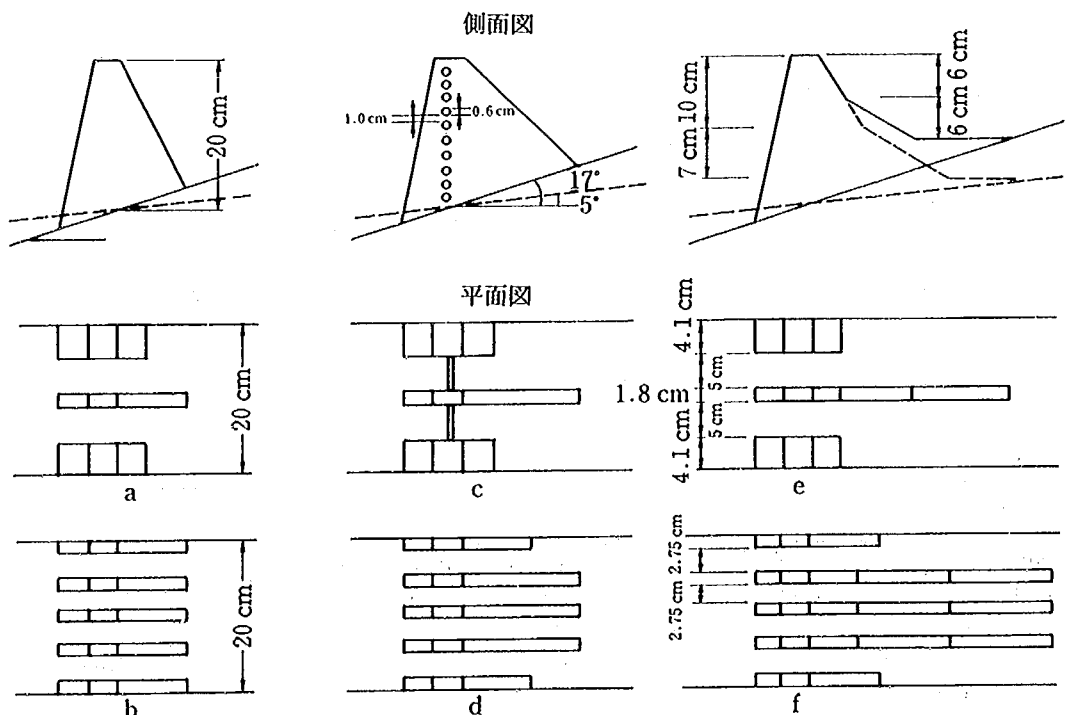


図-4.3 透過型防砂ダム模型

敷砂上に表-4・2に示す4種類の木製の流木模型を各々ほぼ等間隔に立てた。流木対策を考慮した砂防ダムとして実物の1/50の縮尺で図-4・2の流木止めスクリーン付砂防ダム及び図-4・3に示す透過型砂防ダムを水路下流端より約1 mの位置に設置した。また、流木対策を考慮した沈砂池として図-4・4に示す模型を用いた。流木止めスクリーンには図-4・5のAタイプおよびBタイプの鋼製の模型を用い、沈砂池には流木止めスクリーンとしてAタイプおよびCタイプの鋼製の模型を用いた。給水は水路の上流端から0.66, 1.0, 2.0ℓ/sで行い

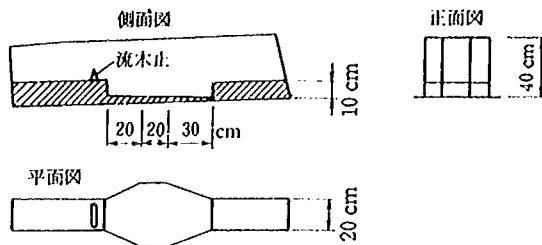


図-4.4 流木止め付沈砂池模型

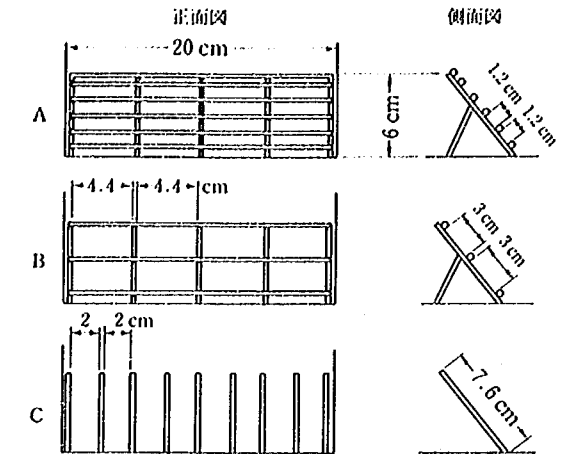


図-4.5 流木止めスクリーン模型

表-4.3 実験条件一覧表

流木止めスクリーン付砂防ダム

勾配 (°)	ダム-流木止めタイプ	流 量 (ℓ/s)	土砂量 (ℓ)	流木の径 (mm)	流木の長さ (cm)	流木の本数	ケ ー ス
17	1.流木止めなし	0.66	10	3	5	100	320ケース
5	2.主ダム-Aタイプ	1	20	8	10	(200)	
	3.主ダム-Bタイプ	2					
	4.副ダム-Aタイプ	(30)					
	5.副ダム-Bタイプ						

透過型砂防ダム

勾配 (°)	ダム タイプ	横 桁	流 量 (ℓ/s)	土砂量 (ℓ)	流木の径 (mm)	流木の長さ (cm)	流木の本数	ケ ー ス
17	a	あ り	2	30	3	5	100	96ケース
5	b	な し			8	10		
	c							
	d							
	e							
	f							

沈砂池模型

勾配 (°)	流木止	流 量 (ℓ/s)	土砂量 (ℓ)	流木の径 (mm)	流木の長さ (cm)	流木の本数	ケ ー ス
5	な し	2	30	3	5	100	12ケース
	Aタイプ			8			
	Bタイプ				10		

合計 428ケース

防ダムで320ケース、透過型砂防ダムで96ケース、流木止めスクリーン付沈砂池模型で12ケースの計428ケース実施した。

土石流および流木の流下、堆積、流出状況は水路の側方からビデオカメラにより、また水路の上方からビデオカメラと35mmモータドライブカメラにより撮影し記録した。給水中には砂防ダムの主ダムおよび副ダム（水叩工下流側）を越流する水深を測定し、各実験毎に流木模型の比重を測定した。実験を通して流木の模型の比重は0.91～0.98であった。

4.2.2 流木止めスクリーンと流木捕捉率

流木止めスクリーンによる流木の捕捉率を左右する物理量としては水路を流れる単位幅流量 q 、流速 v 、水深 h 、河床勾配 I_b 、スクリーンの横方向純間隔 W 、スクリーンの縦方向純間隔 H 、流木直径 d 、流木の長さ l が考えられる。流木止めスクリーンによる流木の捕捉率 T は次のように定義する。

$$T = \frac{\text{流木止めスクリーンにより捕捉された流木本数}}{\text{流木止めスクリーンに到達した流木本数}} \quad (4.1)$$

実験結果を整理することにより、流木捕捉率 T とこれに関連すると思われる物理量の関係を考察する。

(1) 流木の種類、流量および水路勾配と流木止めスクリーンによる流木捕捉率 T

流木の種類、流量および水路勾配を変化させた場合の流木捕捉率の変化を図-4.6～4.8に示す。これらの図より次のことが分かる。

- ① 流木の長さが大きいほど流木捕捉率は高くなる。
- ② 流木の直径が大きいほど流木捕捉率は高くなる。
- ③ (単位幅)流量が小さいほど流木捕捉率は高くなる。
- ④ 水路勾配が小さい(流速が小さい)ほど流木捕捉率は高くなる。

(2) 流木の直径と流木止めスクリーンによる流木捕捉率 T

流木の直径に対するスクリーンの縦方向純間隔、横方向純間隔およびスクリーンにおける水深の比と流木捕捉率の関係を整理した結果図-4.9～4.11に示す。これらの図より次のことが分かる。

- ① スクリーン縦方向純間隔と流木捕捉率には明確な関係が認められない。しかしながら、 $H/d < 1.0$ の条件では流木捕捉率 T は1.0となることは明らかであるので、この結論は今回の実験範囲である $H/d > 1.5$ において有効と考えられる。

- ② スクリーン横方向純間隔が小さくなると流木捕捉率は高くなる。

- ③ 水深が小さくなると流木捕捉率は高くなる。

(3) 流木の長さや流木止めスクリーンによる流木捕捉率 T

流木の長さに対するスクリーンの縦方向純間隔、横方向純間隔およびスクリーンにおける水深の比と流木捕捉率の関係を整理した結果を図-4.12～4.14に示す。これらの図より次のことが分かる。

- ① スクリーン縦方向純間隔と流木捕捉率には明確な関係が認められない。すなわち、スクリーン縦方向純間隔は流木捕捉率に対して支配的でない。

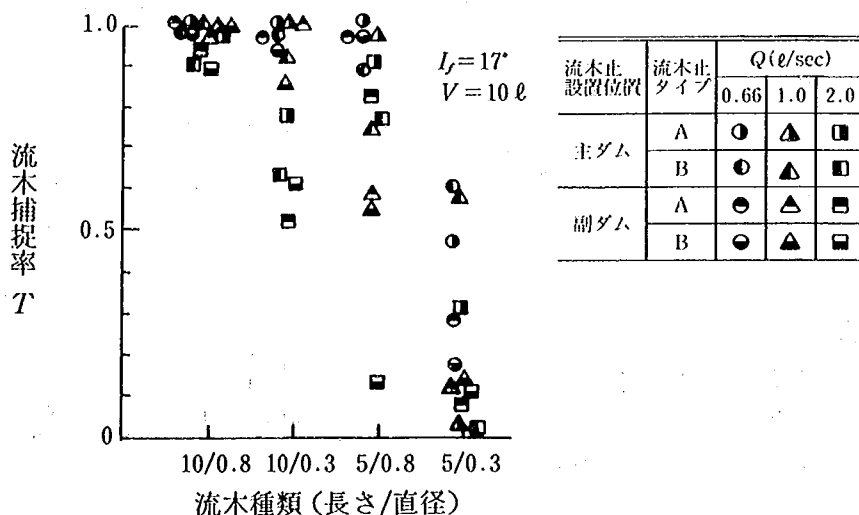


図-4.6 流木の種類と捕捉率の関係 (水路勾配17°, 土砂量10ℓ)

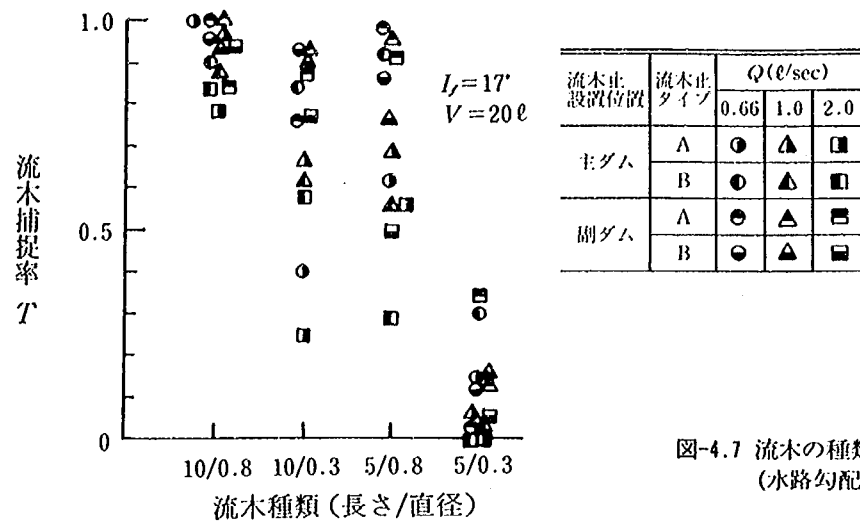


図-4.7 流木の種類と捕捉率の関係
(水路勾配 17° , 土砂量 20ℓ)

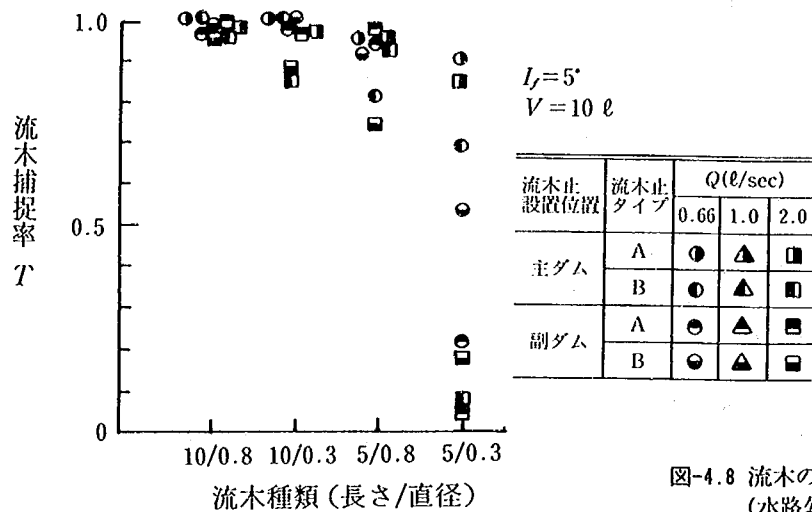


図-4.8 流木の種題と捕捉率の関係
(水路勾配 5° , 土砂量 10ℓ)

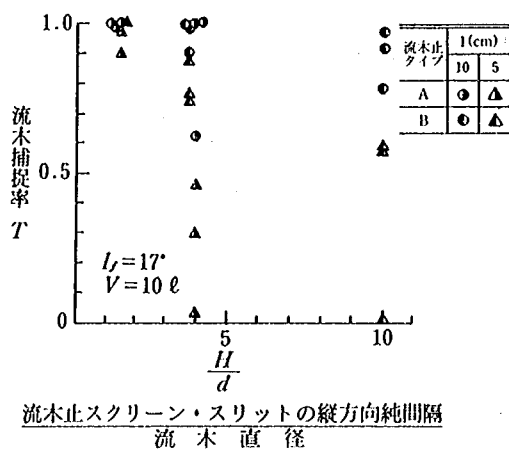


図-4.9 流木捕捉率と H/d の関係

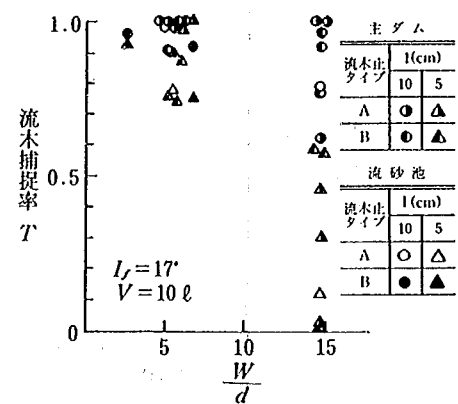


図-4.10 流木捕捉率と W/d の関係

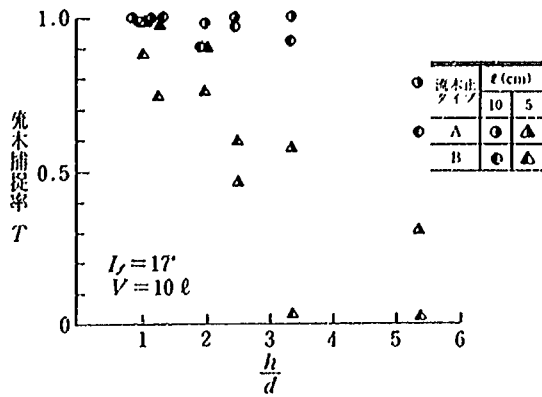


図-4.11 流木捕捉率と h/d の関係

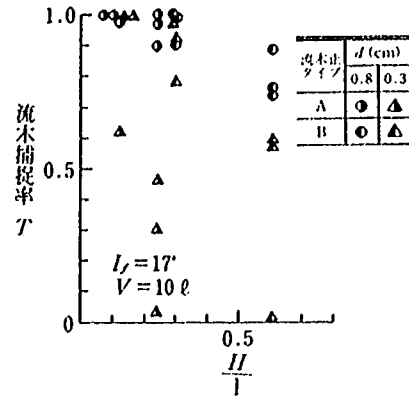


図-4.12 流木捕捉率と H/l の関係

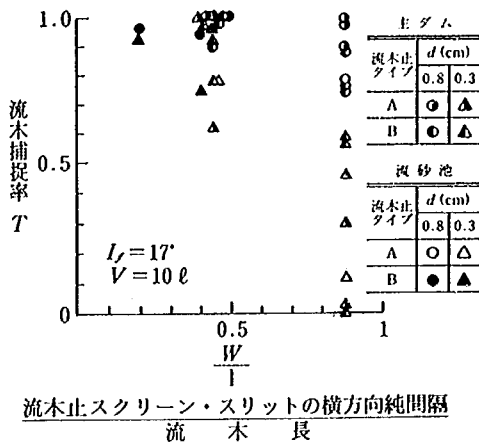


図-4.13 流木捕捉率と W/l の関係

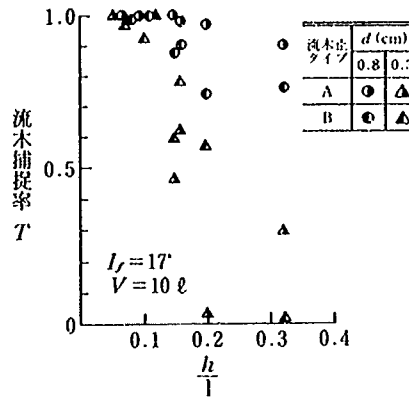


図-4.14 流木捕捉率と h/l の関係

表-4.4 捕捉率 (T) に影響を与える物理量とその影響度

流木止めスクリーンによる流木捕捉率	T	大↔小	(T)に与える影響度
単位幅流量	q	小↔大	(大)
河床勾配	I_f	小↔大	小
流速	v	小↔大	(大)
水深	h	小↔大	(中)
流木直径	d	大↔小	(中)
流木長さ	l	大↔小	(大)
スクリーンの縦純間隔	H	小↔大	小
スクリーンの横純間隔	W	小↔大	(大)

・ $H/d > 1.5$ の範囲における影響度

② スクリーン横方向純間隔が小さくなると流木捕捉率は高くなる。

③ 水深が小さくなると流木捕捉率は高くなる。

以上の結果を整理すると流木止めスクリーン横方向純間隔が小さくなる程、流木の直径 d と長さ l が大きくなる程、水深 h が小さくなるほど、単位幅量 q が小さくなる程、水路勾配 I_f が緩くなる程、流木捕捉率 T は高くなる。また、各物理量の流木捕捉率に対する影響度も含めて整理した結果表-4.4に示す。なおこの実験に用いた土砂量 10ℓ 、 20ℓ により流木止めスクリーンを付けた時の砂防ダムの堆砂地は満砂し、土砂量 V が大きい程砂防ダムの堆砂勾配が急になる条件にあった。

流木捕捉率 T を与える関数形としては

$$T = f(q, I_f, v, g, h, l, d, W, H) \dots\dots\dots (4.2)$$

が考えられる。

ここで、流木捕捉率 T は無次元であるので実験結果を用いて流木捕捉率 T と各物理量との関係を次元解析

により求めることとする。表-4.4に示す関係を考慮すると流木捕捉率 T は次に示すパラメーター θ と関係することが予想される。

$$\theta = \frac{hW^2}{dl^2} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 h ：流木止めスクリーンでの水深(m)、 W ：流木止めスクリーンの横方向純間隔(m)、 d ：流木の直径(m)、 l ：流木の長さ(m)、 T ：流木止めスク

リーンによる流木捕捉率である。流木捕捉率 T と θ との関係を整理した結果を図-4.15に示す。流木捕捉率と θ の間には反比例の関係が認められるがバラつきも大きい。そこで、表-4.3の関係のうち、単位幅流量 Q と流速 v の両者に関連する無次元のパラメーターとして、フルード数 $Fr (= v / \sqrt{gh})$ を用いることとする。流木捕捉率 T と Fr (フルード数) $\times \theta$ との関係を整理した結果を図-4.16に示す。この図より流木止めスクリー

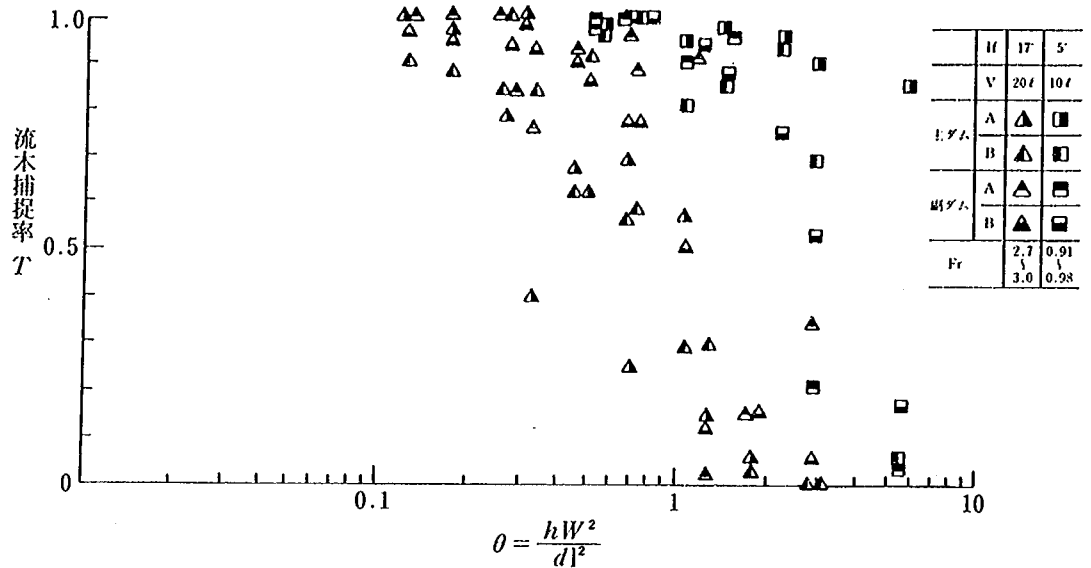


図-4.15 流木捕捉率 (T) と θ の関係

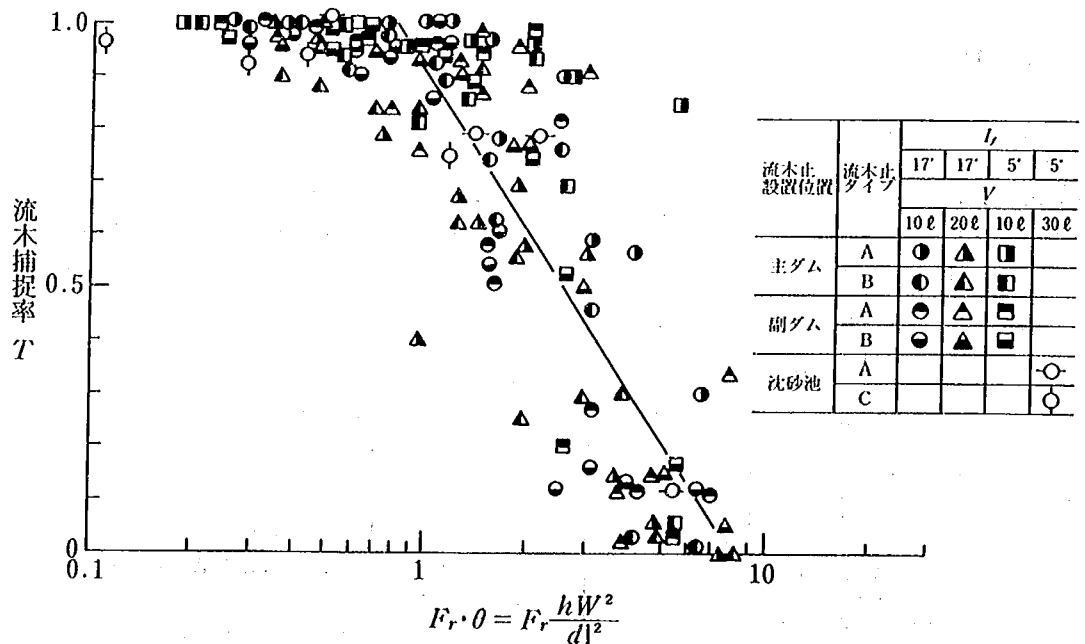


図-4.16 $Fr \cdot \theta$ と流木捕捉率 (T) の関係

ンによる流木の捕捉率 T と $Fr \cdot \theta$ には極めて良い反比例関係があることが分かる。さらに、図-4.16より、流木止めスクリーンによる流木捕捉率 T は $H/d > 1.5$ の範囲では次式により算定できる。

$$\left. \begin{aligned} Fr \cdot \theta \leq 0.8 & \quad \text{のとき } T \approx 1.0 \\ 0.8 < Fr \cdot \theta < 8 & \quad \text{のとき } T = \log(8 / Fr \cdot \theta) \quad \dots (4.4) \\ 8 \leq Fr \cdot \theta & \quad \text{のとき } T \approx 0 \end{aligned} \right\}$$

実験を通じて流木止めスクリーンでの流れのフルード数は $0.91 \sim 3.0$ 、レイノルズ数は $2,600 \sim 7,900$ であった。

4.2.3 流木止めスクリーン付砂防ダムの機能

一般的な形状の砂防ダムと流木止めスクリーン付砂防ダムについて、単位幅流量を変えた場合の流木及び土砂の停止・堆積区間とその割合を図-4.17～4.19に示す。通常の、副ダムのある砂防ダム（図-4.2の①のタイプ）では、単位幅流量が小さい場合（図-4.17）は主ダムと副ダムの間に比較的多くの流木（ N_2 ）を捕捉するが、単位幅流量が大きくなった場合（図-4.18）には流木の捕捉率は激減する。副ダムのない砂防ダム（②のタイプ）では水叩工上での流木の捕捉機能はほとんど無い。これらに比較して砂防ダムに流木止めスクリーンを設置した場合（③～⑧のタイプ）では流木の捕捉機能は増大し、その機能は流木止めスクリーンの設置位置が主ダム（⑦、⑧のタイプ）、副ダム（③～⑥のタイプ）であることによりほとんど変化しない。土石流と共に流下する流木は、砂防ダムの堆砂地内への土砂

の堆積に伴い、その一部は土砂とともに堆積して土砂内に埋没する。（ N_4 ）。

4.2.4 透過型砂防ダムの機能

図-4.3に示す、a～fの形状の透過型砂防ダムはいずれもスリット部に土石流および流木の直撃を受ける砂防施設である。また、これらの透過型砂防ダムにはスリット部に横桁が設置されているものと、設置されていないものがあるため、これらの2種類についても模型実験により土砂および流木の捕捉機能を検討した。

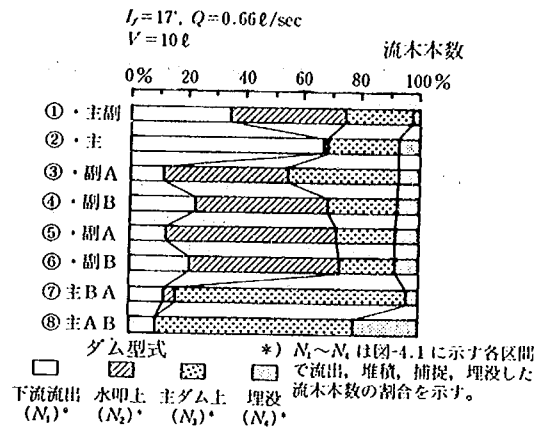


図-4.17 流木止めスクリーン付砂防ダムにおける流木捕捉、堆積分布

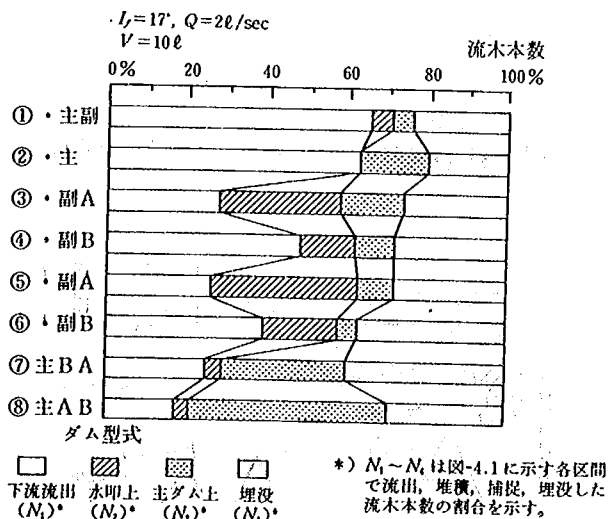


図-4.18 流木止めスクリーン付砂防ダムにおける流木捕捉、堆積分布

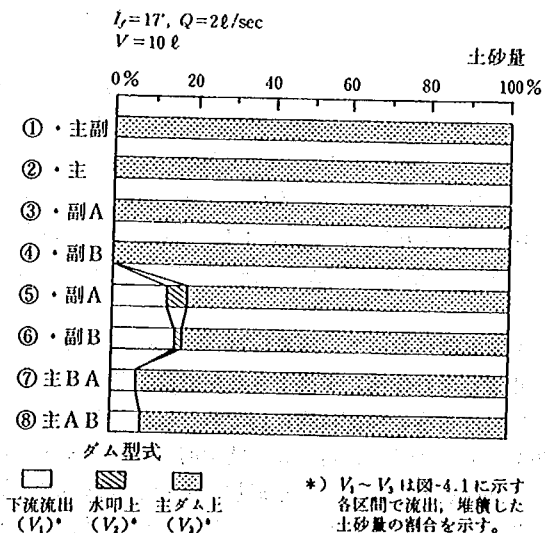


図-4.19 流木止めスクリーン付砂防ダムにおける土砂堆積分布

実験の結果を図-4.20, 4.21に示す。図-4.20, 4.21を図-4.18, 4.19と比較すると、横桁有りの透過型砂防ダムによる流木捕捉率 $((N_2 + N_3) / (N_1 + N_2 + N_3))$ は通常の不透過型砂防ダムと比較して高く、流木対策にも効果があると言える。しかしながら、横桁有りの透過型砂防ダムの土砂透過、調節機能は低いと言える。一方、横桁無し透過型砂防ダムは通常の不透過型砂防ダムと比較して流木捕捉率は、ほぼ同程度であるが、土砂の透過、調節機能は高い。従って、このような透過型砂防ダムの特徴を理解して、透過型砂防ダムの配置計画を行う必要がある。

4.3 砂防ダムおよび流木止め付砂防ダムの流木捕捉機能

4.3.1 実験概要

実験は図-4.22に示す長さ5m、幅20cm、深さ40cm、河床勾配1/6の水路の下流端に図-4.23および図-4.24に示すような重力式砂防ダム、アーチ式砂防ダムおよび水褥池模型を設置して行った。

模型の縮尺は鉛直方向、水平方向とも1:50とし、その他の諸量はフルードの相似則を適用して決定した。模型の規模は六甲山系都賀川上流にある真水谷堰堤(高さ21m、長さ55m、水通し部長さ6m、流域面積1.2km²)を原型として決定した。また、計画洪水流量である30 m³/s(実験では1.7ℓ/sにあたる)を基準流量として用いた。

実験に用いた土砂の粒度分布は六甲山系住吉川における土石流堆積物調査の結果をもとに1/50に縮小した $d_{60}=4.8\text{mm}$, $d_{\max}=25.4\text{mm}$ の砂礫を用いた。流木止めスクリーンとしては実物の1/50の縮尺で図-4.25に示す10種類の、形状の異なる鋼製の流木止めスクリーン模型を製作し、これらを切り欠いた砂防ダムの水通し部に設定した。実験に用いた流木模型は縮尺1/50とし表-4.5の4種の本製の流木模型を表-4.6に示すように組み合わせて、投入順序別に着色して各ケース計1,000本を用いた。

予備実験において、流量1.7ℓ/s、給砂量10%(砂礫の間隙も含む体積)を流下させた場合の砂防ダム堆砂地における堆砂勾配は約1/12であった。これより、砂防ダムの堆砂地には各実験の開始前に堆砂勾配 $I=1/12$ で、図-4.26に示すような形状に土砂を堆砂させて満砂及び半砂状態とした。また実験開始前の堆砂量が0の場合も空砂として設定した。給砂は水路の上流端付近から各流量の10%(砂礫の間隙も含む体積)を流し

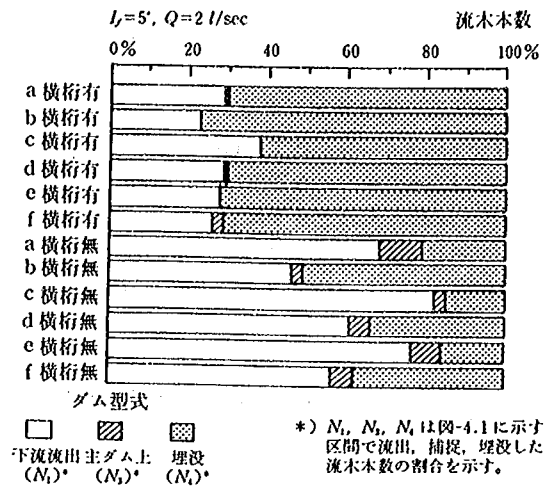


図-4.20 透過型砂防ダムにおける流木捕捉, 堆積分布

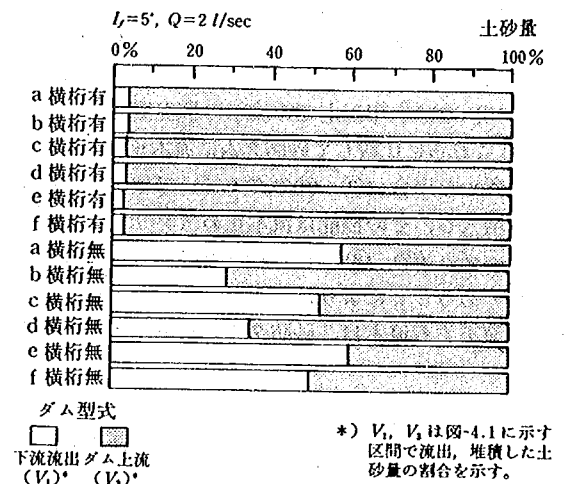


図-4.21 透過型砂防ダムにおける土砂堆積分布

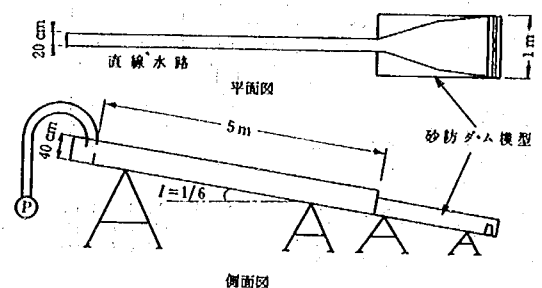


図-4.22 実験用水路及び模型の模成図

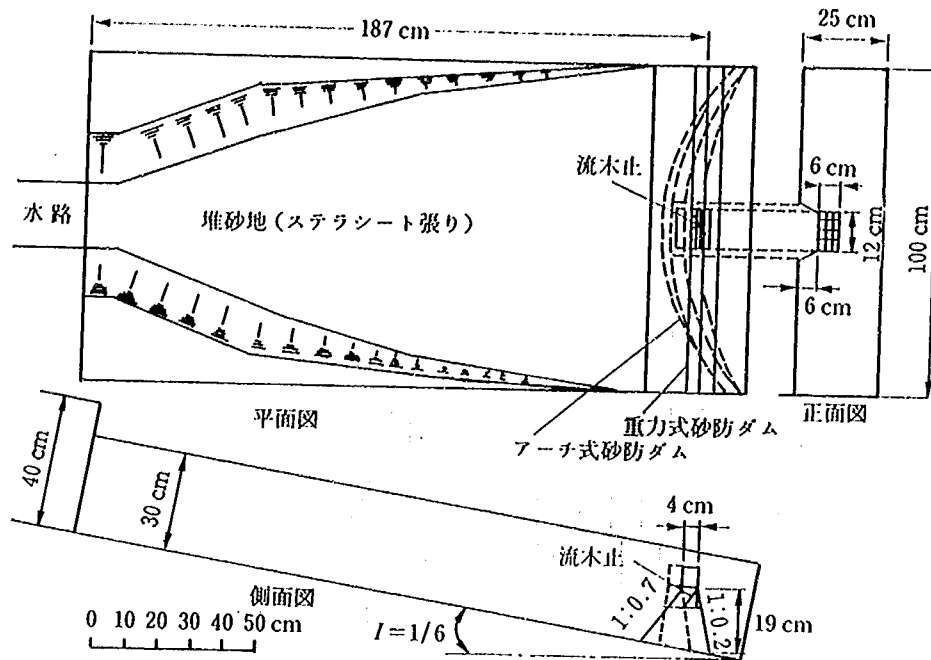


図-4.23 重力式及びアーチ式砂防ダム模型

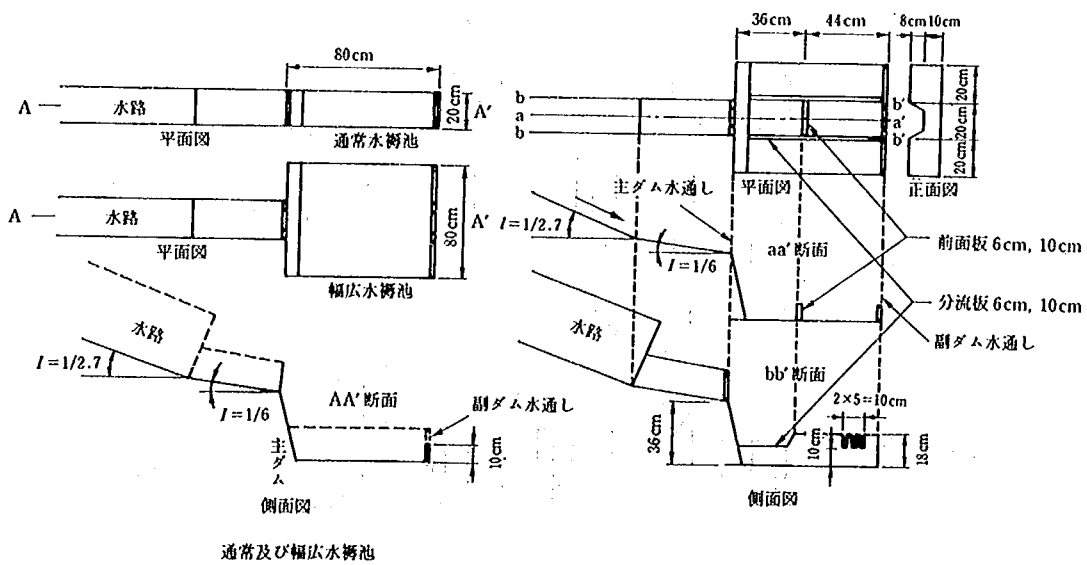


図-4.24 水滞池模型

図-4.25 各種の流木止めスクリーン模型概要図

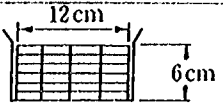
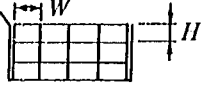
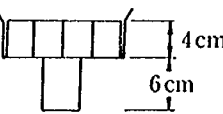
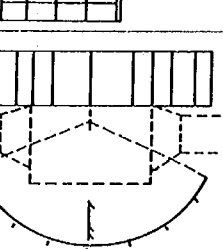
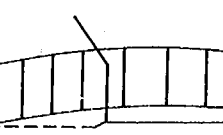
流木止 タイプ	縦方向 純間隔 H cm	横方向 純間隔 W cm	正面図	側面図	特 徴
1	0.7	2.6			・縦方向純間隔が狭い
2	1.7	2.6			・縦方向純間隔が広い
3	1.7	2.6 5.5 11.3			・下方の横方向純間隔が広い
4	3.7 5.7	2.7 4.0			・流木止めスクリーンの下方は砂防ダムのスリットとなっている
5	—	2.8			・横桁がない
6	—	3.8			・横桁がない ・横方向純間隔が広い
7	—	5.9			・横桁がない ・横方向純間隔が広い
8	1.7	2.6			・スクリーンの傾斜が緩い
9	5.7	3.8			・スクリーンはアーチ状である ・スクリーンは砂防ダム水通し天端上流へ張り出している
10	5.7	3.8			・スクリーンはアーチ状である ・スクリーンは砂防ダム水通し天端上流へ張り出している ・スクリーンは計画堆砂勾配と同勾配で上流は張り出している

表-4.5 流木模型

種類	直径 d (cm)	長さ l (cm)
①	0.3	5
②	0.8	5
③	1.5	10
④	1.5	18

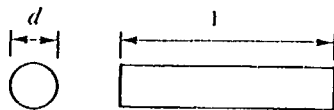


表-4.6 流木組み合わせと投入順序

流 木	組み合わせ	投入時刻	0~15 秒	16~45 秒	46~90 秒	91~130 秒	計
		着 色	赤	青	黄	白	
1	径 長さ						1,000本
	① 3mm-5cm		50	100	150	200	
	② 8mm-5cm		50	100	150	200	
2	② 8mm-5cm		50	100	150	200	1,000本
	③ 15mm-10cm		50	100	150	200	
3	② 8mm-5cm		50	100	150	200	1,000本
	③ 15mm-10cm				150	200	
	④ 15mm-18cm		50	100			

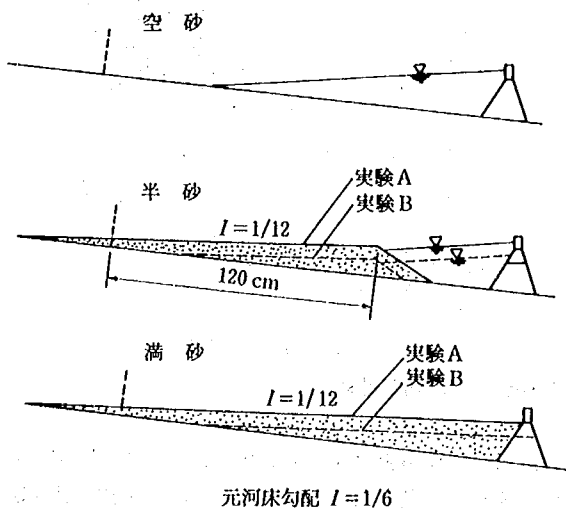


図-4.26 砂防ダム模型の堆砂形状

た場合を給砂有りとし、給砂量が0の場合を給砂無しとした。なお、給水、給砂時間は5.5分とした。また流木の水路への投入は水路の上流端より下流1mの付近で行い、給水及び給砂開始後1分経ってから表-4.6に示すように1,000本の流木をほぼ一定の間隔で、約150秒間で投入した。

実験はその主な目的により次の3つに分類される。

- ① 砂防ダムによる流木捕捉実験(以下実験Aとする)：流木止めスクリーンのついていない、通常の重力式砂防ダムとアーチ式砂防ダムの模型を用いて、主ダム堆砂域における流木の運動、堆砂形態及び流木捕捉率等を検討する。
- ② 流木止め付砂防ダムによる流木捕捉実験(以下実験Bとする)：形状の異なる10種類の流木止めスクリーンを主ダム水通し部に設置してそれらの流木捕捉機能を検討する。
- ③ 主ダムと副ダム間の水褥池における流木捕捉実験(以下実験Cとする)：通常の水褥池(通常水褥池)とそれよりも幅が広い水褥池(幅広水褥池)および新たに考案した分流板を取り付けた水褥池(以下これを分流板付水褥池と呼ぶ)による流木の捕捉機能を検討する。

各実験種類毎の実験条件を表-4.7に示す。

流木、土砂の流下、堆積、流出状況は砂防ダム堆砂地あるいは水褥池上方からビデオカメラと35mmカメラにより撮影して記録した。実験開始直後および実験終了直前に砂防ダム水通し付近の水位と堆砂面高を測定した。また実験終了後、実験AおよびBでは堆砂地上、湛水面上の流木の種類と本数を、また砂防ダム下流へ流した流木の種類と本数および土砂量を測定した。実験Cにおいては、分流板付水褥池では水褥池内の水面を左岸側、中央部、右岸側に分けて流木種類と本数を測定し、その他の場合には水褥池内全体の流木種類と本数を測定した。また副ダム下流へ流出した流木の種類と本数および土砂量も測定した。なお、実験を通して流木模型の比重は0.90~0.98であった。

4.3.2. 砂防ダムによる流木捕捉機能

(1) 砂防ダム堆砂域における流木の運動と堆積

砂防ダム堆砂域における流木の運動、堆積形態は堆砂地上と湛水面上に大別できる。砂防ダム堆砂地上では流水は流量及び堆砂条件等に応じた幅に集中する場合が多く、流木はこの流水に乗って流下する。この時水深が流木の直径に比べて小さくなった場所等で一部の流木が堆積する。一方、湛水池に到達した流木は湛

表-4.7 実験条件一覧表

(1) 実験A

砂防ダム 形 式	流 量 ℓ/s	給 砂		堆 砂 状 態	流 木 (流-1)	給水時間 (分)	ケース	備 考
		%	ℓ/s					
重 力 式	1.3	0	0	満 砂	2	5.5	50	予備実験 も含む
ア ー チ 式	1.7	10	0.13	半 砂	3			
(図-4.23)			0.17					

注) アーチ式ダムの実験ケースは一部省略。

(2) 実験B

流 木 止 タ イ プ	流 量 ℓ/s	給 砂		堆 砂 状 態	流 木 (表-1)	給水時間 (分)	ケース	備 考
		%	ℓ/s					
10 種 類	1.3	0	0	満 砂	1	5.5	125	予備実験 も含む
(図-4.25)	1.7	10	0.13	半 砂	2			
			0.17		3			

注) 流量1.3ℓ/sの実験ケースは一部省略。

(3) 実験C

水 滞 池 タ イ プ	流 量 ℓ/s	給 砂		水 滞 池 内 前 面 板 の 高 さ	流 木 (表-1)	給水時間 (分)	ケース	備 考
		%	ℓ/s					
通常、幅広、 分流板付	0.4	10	0.04	な し	1	5.5	30	予備実験 も含む
(図-4.24)	0.9		0.09	6cm	2			
	1.7		0.17	10cm				

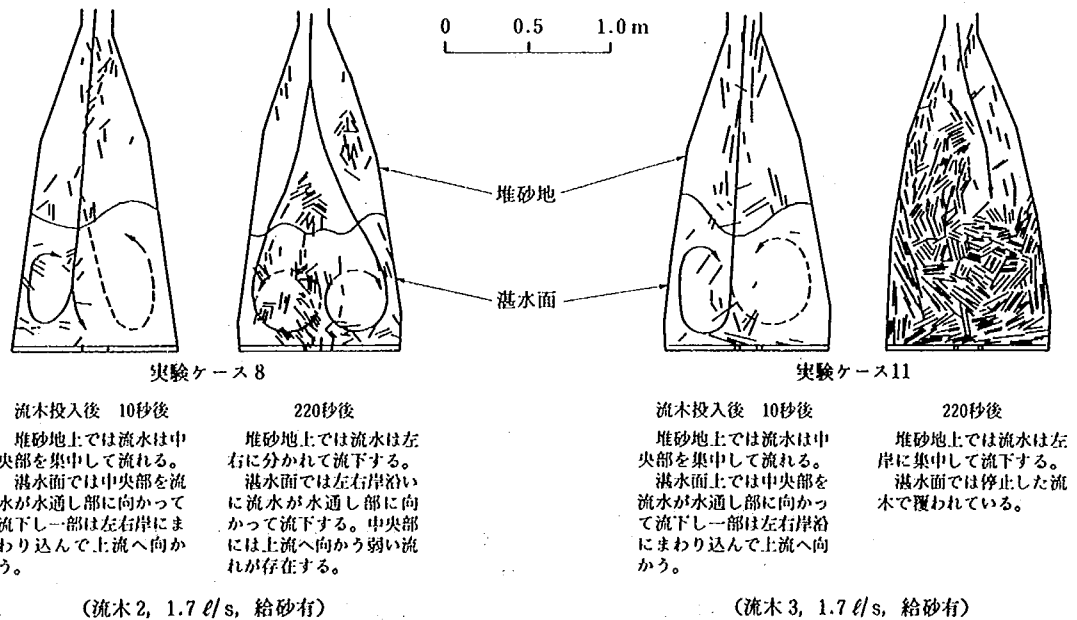


図-4.27 砂防ダム堆砂域上での流木の運動と堆積

水面上を流下して水通し部に達し、さらに水通し部を通過して下流へ流下したり、水通し部を閉塞して湛水面上に堆積する。

流木の種類が表-4.6に示す2と3のとき砂防ダムの堆砂地および湛水面上での流木の運動と堆積形状を図-4.27に示す。砂防ダム水通し部に流木が閉塞した場合

には流木捕捉率は大きくなるが、砂防ダム水通し部に流木が閉塞しない場合には大半の流木が砂防ダムを通過してしまうことが分かる。

(2) 砂防ダム堆砂域全体での流木捕捉率

砂防ダム堆砂域（堆砂地+湛水面）全体での流木捕捉率 T_T を次のように定義する。

$$T_T = \frac{\text{砂防ダム堆砂域（堆砂地+湛水面）に滞留した流木本数}}{\text{砂防ダム堆砂域に流入した流木本数}} \quad (4.5)$$

砂防ダム堆砂域における実験開始前の堆砂状態別の流木捕捉率 T_T と流量、砂防ダム形式、流木種類、給砂条件との関係を図-4.28に示す。

図-4.28より以下のことが言える。

- ① 重力式ダムとアーチ式ダムによる流木捕捉率 T_T はほぼ同じである。

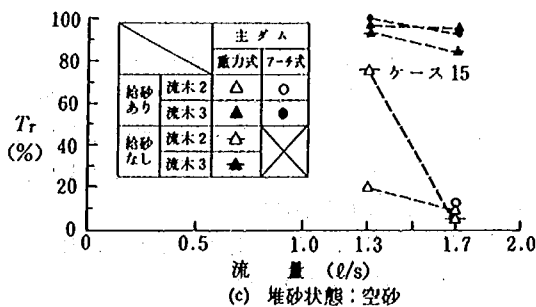
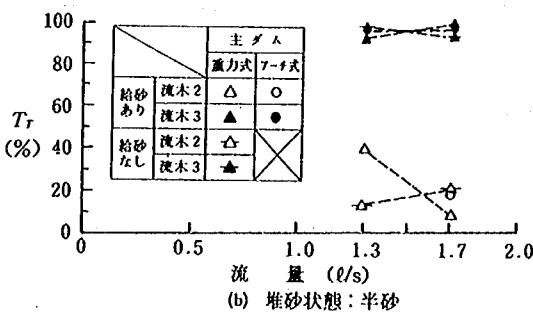
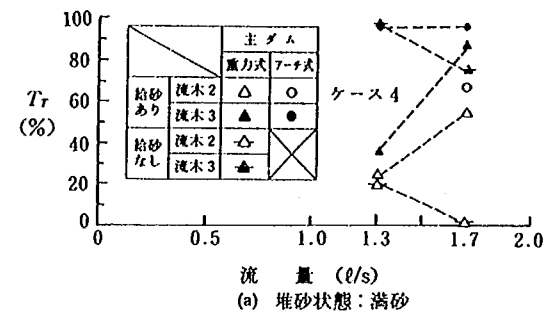


図-4.28 砂防ダム堆砂域における流木捕捉率

- ② 流木の長さが長い程流木捕捉率は高くなる。
- ③ 計画洪水流量に比べて、流量が1/4程度減少しても流木捕捉率には明確な変化が見られない。
- ④ 堆砂の状態（満砂、半砂、空砂）および給砂の有無による流木捕捉率 T_T の差異は明確でない。

なお、図-4.28において、実験ケース4では堆砂地上に流路が明確に形成されたことにより大半の流木がこの流路を通して下流へ流下したために流木捕捉率 T_T が低下したものである。また実験ケース15では大半の流木が堆砂地上流域に堆積したために流木捕捉率が高くなったものである。

(3) 砂防ダム湛水面上における流木捕捉率

砂防ダム湛水面上における流木の捕捉率 T_w を次のように定義する。

$$T_w = \frac{\text{砂防ダム湛水面上に滞留した流木本数}}{\text{砂防ダムの湛水面内に流入した流木本数}} \quad (4.6)$$

実験開始時に堆砂域が満砂している場合には、湛水面が存在しないので T_w は存在しない。実験開始時の堆砂状況が半砂と空砂の場合の湛水面上での流木捕捉率 T_w と流量、砂防ダム形式、流木種類、給砂条件との関係を図-4.29に示す。なお、堆砂状態が空砂で給砂がない場合でも一部の流木は堆砂域上流部の固定床上に堆積したため T_T に比較して T_w が小さくなっている場合

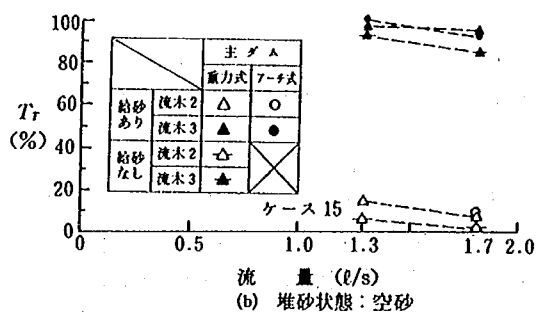
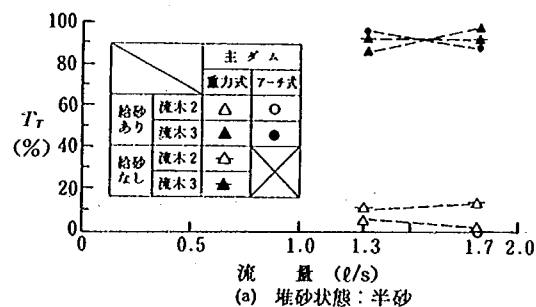


図-4.29 砂防ダム湛水面上における流木捕捉率

(実験ケース15等)がある。

図-4.29より次のことが言える。

- ① 重力式ダムとアーチ式ダムによる流木捕捉率 T_w はほぼ同じである。
- ② 流木の長さが大きい程流木捕捉率 T_w は高い。
- ③ 計画洪水流量に比べて流量が1/4程度減少しても流木捕捉率 T_w はほとんど変化しない。
- ④ 堆砂の状態(半砂, 空砂)および給砂の有無による流木捕捉率 T_w の差異は明確でない。

これらの結果は前述の砂防ダム堆砂域全体での流木捕捉率 T_r に関する結果とほぼ同一である。

(4) 流木長と流木捕捉率

図-4.28および図-4.29より砂防ダムにおける流木捕捉率に対する影響が最も大きいのは流下する流木の長さであるといえる。また流木2と流木3の主な違いは長さ18cmの流木の存在の有無であるから、平均的な流木長よりも最大(付近)の流木長が重要であると考えられる。そこで流木2の直径1.5cm, 長さ10cmの流木の代わりに直径1.5cm, 長さ18cmの流木の混入本数0本(流木2), 15本, 30本, 45本, 150本としたときの流木捕捉率の変化を図-4.30に示す。この図より長い流木を15本加えただけでも砂防ダムにおける流木捕捉率 T_r は急激に増大することが分かる。

次に流木の長さによる流木捕捉率の変化を調べるために最長の流木(150本)の長さを12, 14, 16, 18cmと変化させた場合の流木捕捉率の変化を図-4.31に示す。砂防ダム水通しの幅が12cmであることから、流木の最大長(l_{max})が水通し幅の約1.3倍を越えると急激に流木捕捉率が大きくなることが分かる。

4.3.3. 流木止め付砂防ダムによる流木捕捉機能

図-4.25に示すような10種類の流木止めスクリーンを図-4.23に示す重力式砂防ダムの水通し部に設置し、表-4.7に示す実験条件で実験を行った。

ここに、砂防ダム堆砂域(堆砂地+湛水面)全体での流木捕捉率 T_r および砂防ダム湛水面上における流木捕捉率 T_w の定義は前述したとおりであり、さらにここでは砂防ダム堆砂地上での流木捕捉率 T_b を次のように定める。

$$T_b = \frac{\text{砂防ダム堆砂地上に堆積した流木本数}}{\text{砂防ダム堆砂地に流入した流木本数}} \quad (4.7)$$

図-4.32に流量, 堆砂状態, 給砂条件の違い毎に、流木止めスクリーンのタイプ別の流木捕捉率 T_r , T_b , T_w を示す。

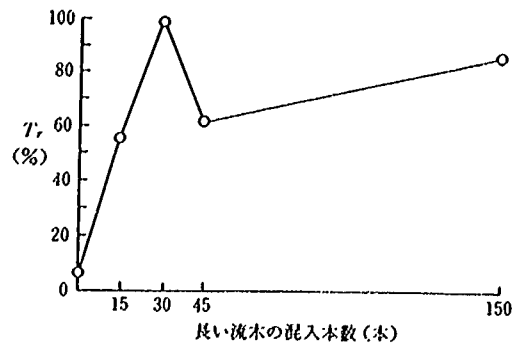


図-4.30 長い流木の混入本数を変えることによる捕捉率の変化

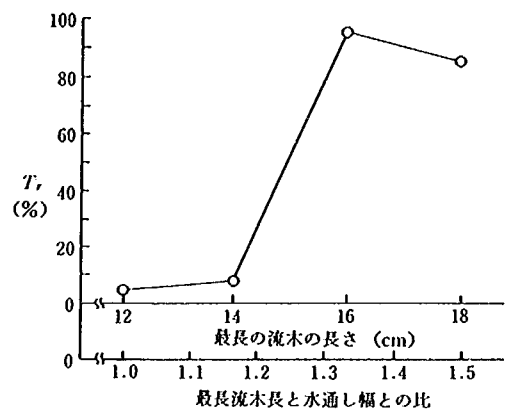


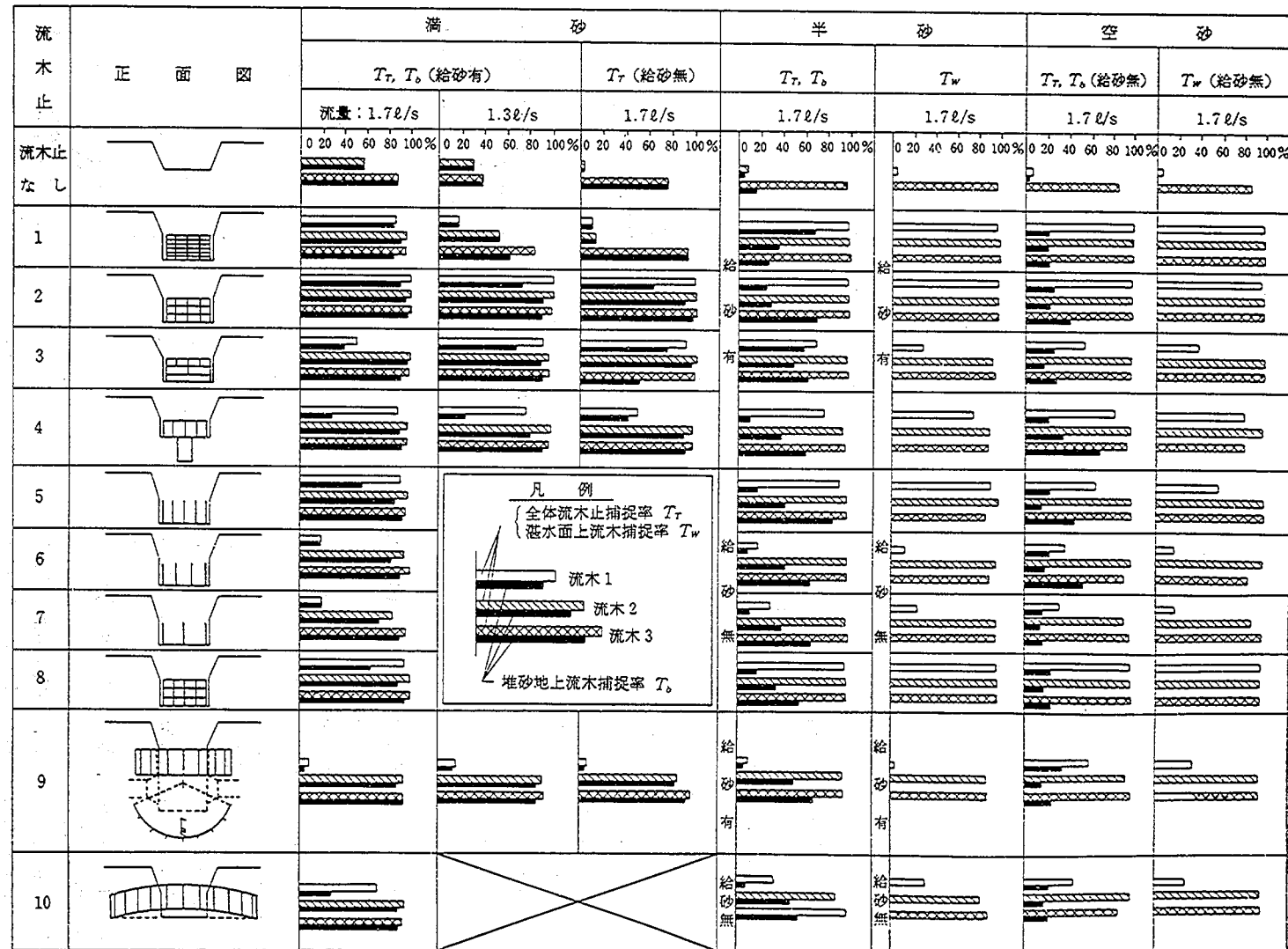
図-4.31 最長の流木の長さを変えることによる捕捉率の変化

図-4.32より次のことが分かる。

- ① 流木の直径・長さが大きい(流木2, 流木3)場合には各流木止めスクリーンタイプによる T_r の差は少ないが流木が小さい(流木1)場合には T_r の差が大きい。
- ② 流木止めスクリーンの横方向純間隔は小さい程 T_r , T_w は大きい。
- ③ 砂防ダム水通し天端上に流木止めスクリーンを設置しても、砂防ダム堆砂地上に流木止めスクリーンを設置しても流木捕捉率はほぼ同じである。しかしながら、堆砂地上に設置する場合には堆砂により流木止めスクリーンが埋没しないように堆砂面より上に出るように設置する必要がある。
- ④ 堆砂の状態(空砂, 半砂, 満砂)による流木捕捉率(T_r , T_w)の差は明確でない。

次に流木止めスクリーンの横方向純間隔を一定にして、縦方向の純間隔を変化させた場合の流木捕捉率

図-4.32 流木止め付砂防ダムによる流木捕捉率



T_T と流木止めスクリーン下流への土砂流出量との関係を図-4.33に示す。実験中の流木止めスクリーン付近の土砂移動に関する観察結果と図-4.33から次のことが言える。

- ⑤ 流木止めスクリーンの縦方向純間隔を狭くすると土砂が流木止めスクリーンにより閉鎖されてスクリーンが目詰まりし流水の大半は流木止めスクリーンの天端上を越流することとなり、これと共に流木も流出してしまい流木捕捉率は減少する。従って、図-4.25に示す流木止めタイプ1のような縦方向純間隔の狭い流木止めは土砂により閉塞されやすく、好ましくない。このようなことから一般的には流木止めスクリーンの縦方向純間隔は図-4.34¹⁰⁾に示すように、土砂により目詰まりし難い大きさ（最大粒径の約3倍以上）とするのが良い。なお、横方向純間隔についても土砂による目詰まりを防ぐために同様のことが言える。

4.3.4 水褥池による流木捕捉機能

砂防ダムには、越流水による砂防ダム基礎及び下流河床の洗掘を防止・軽減するために、副ダム及び水褥池（ウォータークッション）が設置される場合が多い。これまでに砂防ダム水褥池付近に流木が堆積した例がいくつか報告されておりこの堆積機構を検討するとともに、より流木捕捉機能の高い水褥池を検討するために図-4.24に示す3つのタイプ（通常タイプ、幅広タイプ、分流板付）の水褥池模型を用いて実験を行った。

水褥池による流木捕捉率 T_c を次のように定義する。

$$T_c = \frac{\text{水褥池内に滞留した流木本数}}{\text{水褥池内に流入した流木本数}} \dots (4.8)$$

各水褥池タイプと流木捕捉率 T_c の関係を図-4.35に示す。この図より次のことが言える。

- ① 新しく考案した分流板付水褥池は、流量が大きい（計画洪水流量に近い）場合には通常の水褥池および幅広の水褥池に比べて流木捕捉率が高い。
- ② 流木長が大きいほど流木捕捉率は高くなる。通常の水褥池や幅広の水褥池では流木長が小さい場合（最大流木長が水通し幅の約1/2以下）には流木捕捉率は極めて小さい。
- ③ 通常の水褥池よりも、幅広の水褥池の方が全般的に流木捕捉率は高い。

①の理由を検討するために、幅広水褥池と分流板付水褥池における流木捕捉機構を比較すると次のとおりである。なお、分流板付水褥池の見取図を図-4.36に示す。また幅広水褥池と分流板付水褥池における流木投

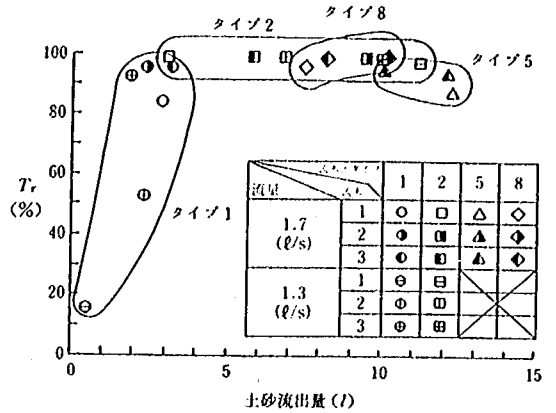


図-4.33 流木捕捉率 T_T と土砂流出量との関係（満砂，給砂有）

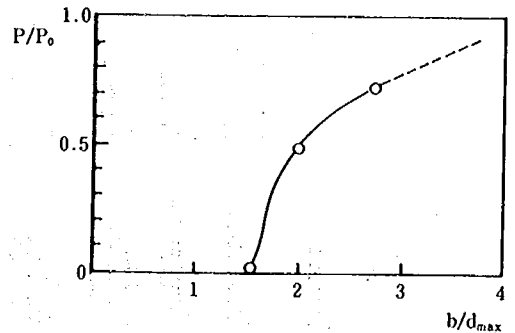


図-4.34 スリット間隔とピーク流出土砂量の減少率（ P ：ピーク流出土砂量， P_0 ：無施設時のピーク流出土砂量， b ：スリット間隔， d_{max} ：最大粒径）

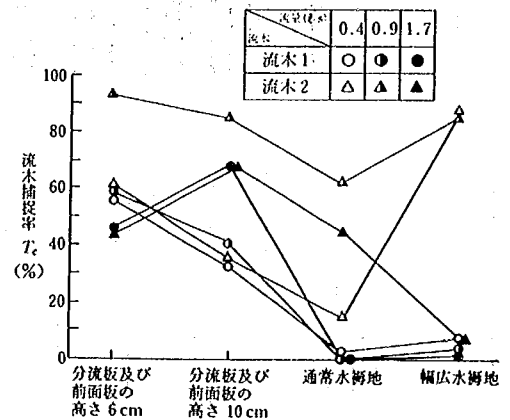


図-4.35 水褥池形状の違いによる流木捕捉率

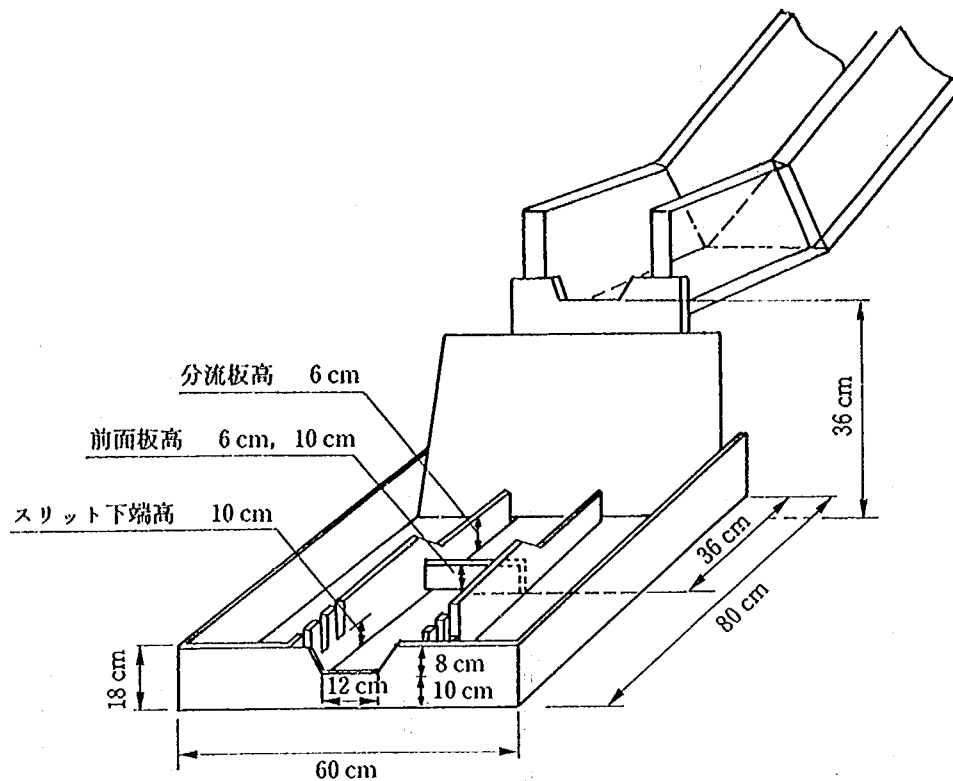


図-4.36 水滞池模型見取図（実験C）

入1分後および5分30秒後（給水停止後）の水滞池における流木分布と主な流向を図-4.37に示す。

図-4.37に示すように、流木投入から1分後では幅広水滞池および分流板付水滞池とも、砂防ダム主ダム水通し部から落下した流木のうちの一部は水滞池内をまっすぐに流下し、副ダム水通しより流出する。しかしながら、その他の流木は主ダム水通し部落下後、水滞池の左右岸に向かって流れ、左右岸沿いをゆっくりと流下する。幅広水滞池では、この流れに乗った流木も、最終的には副ダムの水通しに達して下流へ流出する。しかしながら分流板付水滞池では、左右岸沿いに流下してきた流木は分流板のスリット部により捕捉されて水滞池の左右岸付近に堆積し、副ダムの水通しには到達しない。通常水滞池における流木の運動、堆積形態も基本的には幅広水滞池におけるものと同様である。以上より、分流板付水滞池では、幅広水滞池および通常水滞池と比較して流木捕捉率が高くなる。

4.3.5 砂防ダム堆砂域における流木堆積面積 砂防ダムおよび流木止め付砂防ダムの堆砂域に堆積

可能な流木の量を推定することは流木対策施設の計画にとって重要である。ここでは、今回の実験結果を用いて、砂防ダム堆砂域に堆積する流木の量を推定する方法を検討する。

表-4.7に示す実験ケースのうち、流木捕捉率の高かった実験ケースを、通常の砂防ダム（実験A）から6ケース、流木止め付砂防ダム（実験B）から12ケース選定して、砂防ダム堆砂域上に堆積した（捕捉された）流木本数と流木の堆積面積の関係を調査した。流木の堆積面積は、写真を用いて流木堆積範囲の外周をつないだ線を引き、この線の内側の範囲の面積をプランメーターで計測して求めた。従って堆積した流木間の小さな空隙等は堆積面積内に含めることとした。以下では砂防ダム堆砂域に堆積した流木の堆積外周面積の合計を実測による流木堆積面積合計（B）と呼ぶこととする。さらに、計算により得た、堆積した流木の投影面積の合計を、計算による流木投影面積合計（A）とよぶこととする。また、実測による流木堆積外周面積合計（B）と計算による流木投影面積合計（A）の比を流木堆積面積比（ $C = B/A$ ）とし、流木堆積面積重

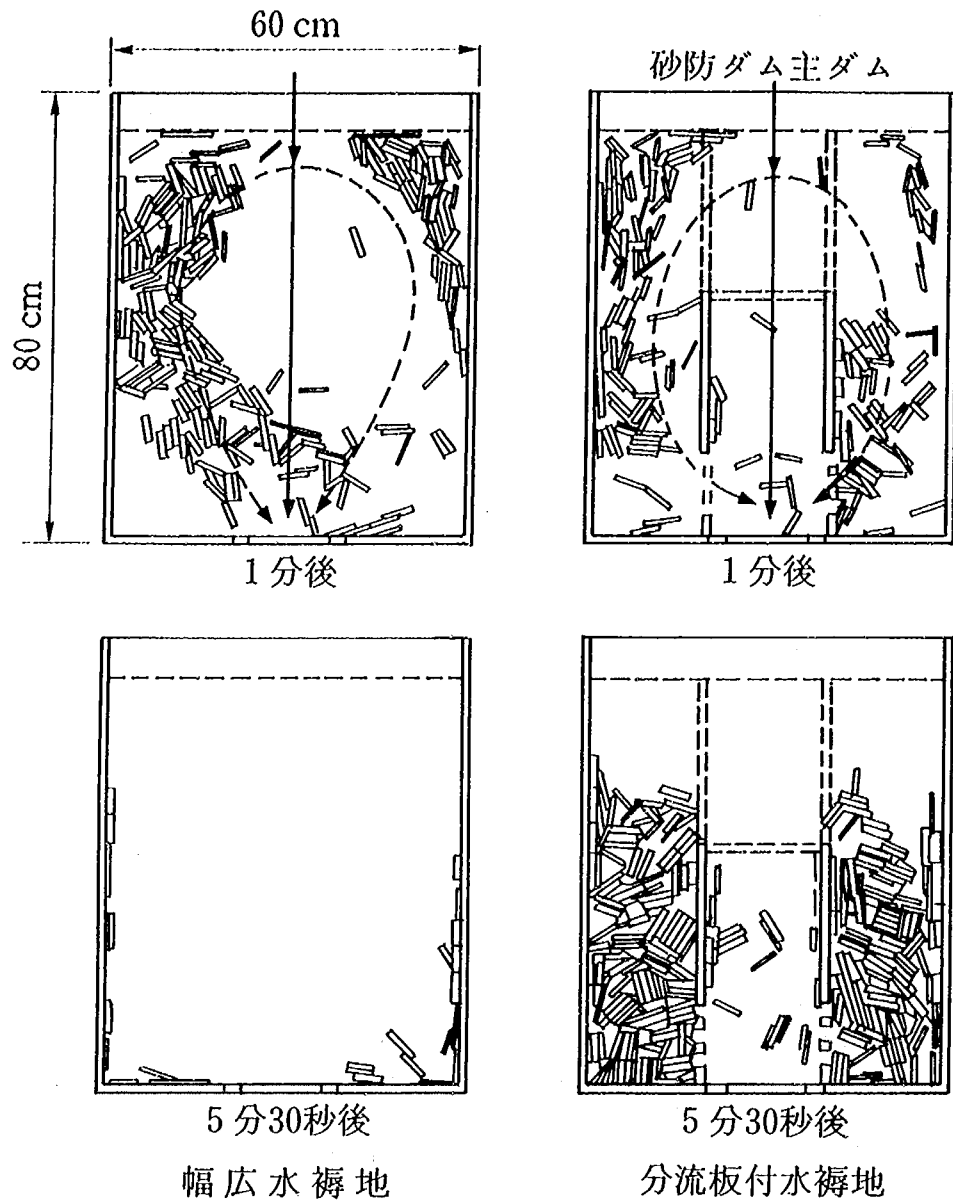


図-4.37 幅広水留池と分流板付水留池の流木捕捉機能の比較 (流量0.9ℓ/s, 給砂有, 流木タイプ1)

なり率を $(100-100C)\%$ と定義する。各実験ケースにおけるこれらの値を表-4.8に示す。

表-4.8より、流木堆積面積比 (C) は0.523~0.994と広い範囲に分布しているが、いずれも1.0以下である。また、流木堆積面積重なり率も0.6~47.7%と広い範囲に分布しているが、何れも0%以上であり、平均的には流木間の空隙は無いと言える。小さな直径の流木の占める割合が大きい程、流木堆積面積重なり率は大きくなる傾向がある。

なお、流木 $(N_d\text{本})$ を堆積するのに必要な流木止め付砂防ダム堆砂地の面積 (S_d) は次式により算定できる。

$$S_d = C \cdot S_c \cdots \cdots (4.9)$$

ここに、 S_d は流木 $(N_d\text{本})$ を堆積するのに必要な流木止め付砂防ダムの堆砂地面積 (m^2) 、 C は流木堆積面積比(実験結果では $C=1.0$ で安全側である)、 S_c は計算による流木 $(N_d\text{本})$ の投影面積(1本の流木平均直径 $\times$ 流木長)の合計 (m^2) である。

表-4.8 砂防ダム堆砂域で捕捉された流木の重なり

実験	流 量 (ℓ/s)	流木止 タイプ	初期 堆砂 状況	給砂 (%)	砂防ダム堆砂域上に 捕捉された流木本数				計算による 流木透影 面積合計 A cm ²	実測による 流木堆積 外周面積合計 B m ²	流木堆積 面積比 C = $\frac{B}{A}$	流木堆積 面積重なり率(%) 100~100C
					3-5	8-5	15-10	15-18				
A	1.7	なし	満砂	10	0	414	349	105	9,726	9,122	0.938	6.2
				0	0	374	350	40	7,826	6,049	0.773	22.7
			半砂	10	0	488	350	144	11,090	9,288	0.838	16.2
				0	0	465	350	129	10,593	8,665	0.819	18.1
			空砂	10	0	468	350	136	10,794	9,496	0.880	12.0
				0	0	426	350	80	9,114	8,181	0.898	10.2
平 均											0.858	14.2
B	1.7	6	満砂	10	442	441	0	0	2,427	1,647	0.679	32.1
					0	460	491	0	9,205	8,651	0.940	6.0
					0	455	350	143	10,931	10,866	0.994	0.6
		3	満砂	0	466	450	0	0	2,499	1,308	0.523	47.7
					0	494	500	0	9,476	6,367	0.672	32.8
					0	481	350	150	11,224	8,741	0.779	22.1
		1	半砂	10	0	500	500	0	9,500	6,104	0.643	35.7
					0	499	350	150	11,296	9,177	0.812	18.8
		8	半砂	0	0	479	496	0	9,356	5,606	0.599	40.1
					0	495	350	144	11,118	7,378	0.664	33.6
		1	空砂	0	0	497	400	0	9,488	6,866	0.724	27.6
					0	500	350	150	11,300	6,686	0.592	40.8
平 均											0.718	28.2

以上の検討より、多量の流木を堆積させるためには広い面積が必要であるので、一般的には流木止めスクリーンは堆砂あるいは湛水池面積の広い、砂防ダム主ダム上あるいは沈砂池下流側に設けると効率的と考えられる。

4.4 結 語

二次元水路を用いた実験を行い、その結果をもとに流木止めスクリーン、および、土石流および流木の直撃を受ける透過型砂防ダムによる流木捕捉機能に関する考察を行った。得られた結果を要約すると次のとおりである。

単位幅流量 q が小さくなる程、流速 v が小さくなる程、水深 h が小さくなる程、流木止めスクリーンの横方向純間隔 W が小さくなる程、流木の直径 d および長さ l が大きくなる程、砂防ダムに取り付けられた流木止めスクリーンによる流木の捕捉率 T は高くなる。 $H/d > 1.5$ の範囲では流木止めスクリーンの縦方向純間隔 H は流木捕捉率 T にはほとんど影響しない。これらの関係を解析した結果 $\theta = h \cdot W^2 / d \cdot l^2$ 及び F_r をフルー

ド数とすると、流木捕捉率 T は $F_r \cdot \theta$ の関数として表されることを示した。我国で一般的に用いられている形状の砂防ダムと比較して流木止めスクリーン付砂防ダムは流木の捕捉機能が高いことが判明した。また流木止めスクリーンを沈砂池下流に設置してもほぼ同程度の流木捕捉機能がある。オーストリアで用いられている土石流および流木の直撃を受ける透過型砂防ダム模型を用いた実験では、透過型砂防ダムについては、スリット間に横桁を設置した場合には流木捕捉機能が高く、横桁無しの場合は土砂の透過・調節機能が高いことが明らかとなった。このような透過型砂防ダムの機能を考慮して砂防施設の計画を行う必要がある。

一方、長い袖、広い堆砂域を持った三次元の砂防ダム模型及び流木止めスクリーン付砂防ダム模型を用いた実験を行い、その結果を基に通常の砂防ダムの主ダム、および水堀池における流木捕捉機能、さらに砂防ダム主ダムに取り付けた各種の流木止めスクリーンの流木捕捉機能に関する考察を行った。得られた結果を要約すると次の通りである。

通常の砂防ダム堆砂域における流木捕捉率は主として流木の最大長さにより左右される。流木の長さや直

径が大きいと堆砂地上にも多く堆積する。流木の最大の長さが砂防ダム水通し幅の約1.3倍以上あれば水通し部で捕捉され易いといえる。しかしながら水通し幅よりも短い流木に対しては砂防ダムは流木捕捉機能が低いと考えられるので、このような場合には、流木止めスクリーンにより流木を捕捉することが考えられる。流木止めスクリーンによる流木捕捉率は主としてスクリーンの横方向純間隔に左右され、縦方向純間隔の影響は少ない。また流木止めスクリーンを多量の土砂の流下が予測される箇所に設置する場合には、土砂によりスクリーンが閉塞されないように縦方向および横方向の純間隔を大きくする必要がある。砂防ダム水褥池における流木捕捉率を高めるためには水褥池の幅を広くして水褥池に前面板や分流板を設置したり（分流板付水褥池）、流木止めスクリーンを設置すると効果がある。

模型実験において、砂防ダム堆砂域において堆積した流木の堆積面積を測定し、計算による流木投影面積の合計と比較した結果、流木の堆積面積は計算による流木投影面積の合計の0.523～0.994であった。このことから、安全を考慮すれば、流木止め付砂防ダムに必要な堆砂域の面積は、対象とする流木の投影面積の合計とほぼ同程度であると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 渡辺正幸, 水山高久: 地域防災の立場から長崎災害を考える, 新砂防, 第36巻, 第1号, pp.27～29, 1983
- 2) 佐々木八郎: 砂防ダム付近における流木阻止に関する実験的研究, 信州大学工学部紀要, 第13号, pp.59～89, 1962
- 3) 水原邦夫: 砂防ダムと流木(I)－流木群の堆積開始と運動機構－, 新砂防, 第28巻, 第2号, pp.17～24, 1975
- 4) 水原邦夫: 砂防ダムと流木(II)－流木群の堆積機構と堰上機構－, 新砂防, 第28巻, 第3号, pp.17～23, 1976
- 5) 水原邦夫, 南 哲行, 武居有恒: 流木の流下阻止に関する基礎的研究(I)－主として, 流木群の運動形態について－, 新砂防, 第32巻, 第2号, pp.10～16, 1979
- 6) 水原邦夫, 武居有恒, 南 哲行: 流木の流下阻止に関する基礎的研究(II)－柵状構造物における流木の衝撃力と堰上率－, 新砂防, 第32巻, 第3号,

pp.9～16, 1980

- 7) 瀬尾克美, 水山高久, 大場 章, 上原信司: 土石流と共に流出する流木の運動と捕捉工に関する実験的研究, 土木技術資料, 第26巻, 第2号, pp.9～13, 1984
- 8) 水山高久, 石川芳治, 栗原淳一: 昭和63年7月広島県加計町に発生した土石流災害, 新砂防, 第41巻, 第3号, pp.48～49, 1988
- 9) 矢澤昭夫, 水山高久, 森田昭宏: オーストリア鋼製砂防施設事情, 土木研究資料第2301号, 建設省土木研究所, 1986
- 10) 渡辺正幸, 水山高久, 上原信司: 土石流対策施設に関する検討, 新砂防, 第32巻, 第4号, pp.40～45, 1980

5. 流木の衝突を考慮した鋼製流木止め部材の設計法

5.1 概 説

我国では現在、流木対策として写真-5.1に示すような鋼製の流木止めが砂防ダム水通し天端の上や沈砂池の下流側に設置されている。このような鋼製流木止めには静水圧や堆砂土圧が作用する他、流水や土石流による流体力、土石流中の流木や巨礫による衝撃力が作用する。流木止めのような鋼製砂防施設に働く静水圧、堆砂土圧および流体力についてはこれまでにほぼ算定手法は明らかになっており、設計指針²⁾も存在する。しかしながら、流木や巨礫による衝撃力に関しては未だ確立された算定手法はなく、これまで鋼材に鋼球を衝突させる実験に基づく解析^{2),3)}が行われてきた。また、弾性理論を用いて鋼製流木止めの変形エネルギーが流

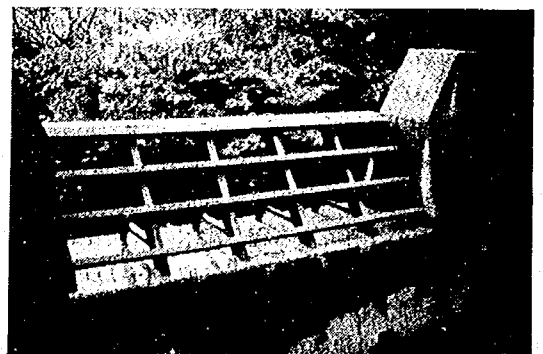


写真-5.1 流木止めの例(六甲山系, 宇治川, 諏訪山第2堰堤) (スクリーンの全高3 m, 全幅10m)

木の持つ運動エネルギーと等しいと置いて鋼製流木止めの支柱に作用する衝撃力を算定した研究⁹⁾も行われてきた。しかしながら鋼材のもつ降伏耐力に比較して流木による衝撃力が大きい場合は鋼製流木止め部材が塑性変形を起し、この領域では弾性理論を拡張して適用することはできないと考えられる。

そこで本研究では、実物大の鋼材と杉丸太（流木のモデル）および丸太と比較するために石球（土石流中の巨礫のモデル）を用いて衝突実験を行い、丸太および石球の持つ運動エネルギーと鋼材の塑性変形に関する基礎的な解析を行った。実験に用いた鋼材は写真-5.1に示すような流木止めの部材を取り出して単純な形にモデル化した鋼管およびH形鋼の単純梁である。実際の流木止めはより複雑な構造をしており載荷条件もより複雑と考えられるが、本研究の目的である流木、巨礫の運動（衝撃）エネルギーと鋼材の塑性変位に関する基礎的な検討を行うためには、構造物の部材を単純梁にモデル化することも許容され则认为られる。さらに、実験結果をもとに鋼製流木止め部材の設計手法についても検討を行った。

5.2 鋼材に対する衝撃載荷実験

5.2.1 実験の目的

本実験は、鋼製流木止め部材の流木等による衝撃力に対する設計手法を検討するための基礎的な資料を得

ることを目的としている。鋼製流木止めの部材に必要な断面を求める方法には、①流木等の衝突により生ずる力を静的な荷重として算定することにより設計する方法と、②流木のもつ運動（衝撃）エネルギーと部材のもつ可能吸収エネルギーを比較することにより設計する方法の2方法が考えられる。ここでは、流木止めと類似している落石防止柵¹⁰⁾の設計に用いられている後者の方法を用いて検討することとした。落石防止柵と同様に流木止めにおいても通常は作用する衝撃力が部材の降伏耐力よりも大きいことから流木止め部材のある程度の塑性変形は許容せざるを得ないと考えられる。従って本実験では、流木の衝突による鋼材の塑性領域での変形について検討することとし、主として流木の持つ運動（衝撃）エネルギーと鋼材の塑性変位の関係について検討を行った。

5.2.2 実験概要

(1) 実験の種類

実験はその載荷方法により静的載荷実験と衝撃載荷実験に大別される。静的載荷実験は、表-5.1に示す4種類の鋼材（全長1.20m、支点間長1.00mの単純梁）の静的エネルギー吸収能と塑性変位の関係を求めるために行った。なお、表-5.1には実験結果も併せて示してある。衝撃載荷実験は図-5.1に示す4種類の衝突体のもつ運動エネルギーと衝突による鋼材（表-5.1）の塑性変位の関係を求めるために行った。4種類の衝突

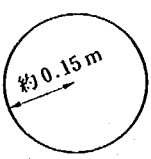
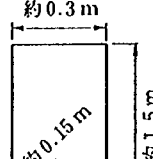
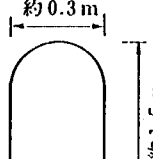
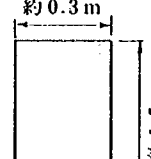
タイプ	タイプ 1	タイプ 2	タイプ 3	タイプ 4
衝突体	石 球	丸 太 1	丸 太 1	丸 太 2
衝突体の形状				
長さ m	—	1.54	1.54	1.50
平均直径 m	0.309	0.300	0.300	0.302
重量 tf	0.0455	0.0440	0.0440	0.0575
単位体積重量 tf/m ³	2.95	0.419	0.419	0.537

図-5.1 衝撃載荷実験に用いた衝突体

表-5.1 実験に用いた鋼材

	II-100×50×5×7	II-100×100×6×8	φ89.1, t=3.2	φ114.3, t=4.5
E (tf/m ²)	2.1×10 ⁷	2.1×10 ⁷	2.1×10 ⁷	2.1×10 ⁷
Z (cm ³)	37.5	76.5	17.9	41.0
I (cm ⁴)	187	383	79.8	234
P (tf)	3.60	7.34	1.72	3.94
Pt (tf)	5.92	12.06	2.35	4.91
P ₂₀ (tf)	5.49	11.42	2.11	4.76
σ ₂₀ (kgf/cm ²)	3,660	3,732	2,947	2,902
σ _a (kgf/cm ²)	3,700		2,900	
P _{max} (tf)	5.55	11.32	2.08	4.76

注) E: 弾性係数 Z: 断面係数 I: 断面2次モーメント
P: 設計荷重 (SWH41, STK41; $\sigma = 2,400 \text{ kg/cm}^2$)⁷⁾
Pt: 静的載荷試験による最大荷重
P₂₀: 変位が20mmのときの載荷荷重
σ₂₀: P₂₀に対する逆算降伏点強度
σ_a: σ₂₀より推定した計算用降伏点強度
P_{max}: σ_aより求めた鋼材の耐力 (長さ1.0mの単純梁)

体のうち石球は土石流中の巨礫をモデル化したものであり、流木との材質の違い (石材と木材) による鋼材の塑性変位の違いを検討するために用いた。また、衝突体のタイプ2とタイプ3は両者とも流木をモデル化しているが衝突面の形状を半球状 (石球と同一の曲率半径) と平面状に仕上げてあり、衝突面の形状の違いによる衝撃力の差を検討するために用いた。衝突体の重量は石球が45.5kg f、タイプ2とタイプ3は同一の丸太で44.0kg fとほぼ同一としたが、丸太の重量の違いによる衝撃力の差を検討するためにタイプ4として57.5kg fの丸太を用いた。

(2) 静的載荷実験

実験は図-5.2に示すように鋼材を支点間長1.00mの単純梁として設置し、中央部に静的載荷した (写真-5.2)。載荷には500tf 万能試験機を用い、変位量10mm毎に荷重を0に戻す繰り返し載荷とした。載荷方法は変位制御とし、載荷速度は1mm/分とした。万能試験機の載荷面は曲率半径が約20cmの半球状である。載荷荷重は鋼材への載荷面に取り付けられたロードセルにより測定した。鋼材の変位は鋼材の中央に先端を固定した変位計により測定した。静的載荷実験は表-5.1に示

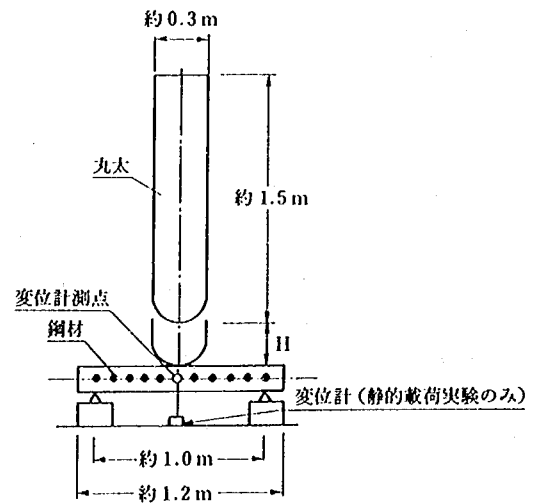


図-5.2 衝撃及び静的載荷実験の概要図

した4種類の鋼材について各1ケースずつ行った。

(3) 衝撃載荷実験

実験は、図-5.1に示す衝突体にロープをつけてクレーンでつり上げ、所定の高さ (衝突体の下端と鋼材の中央上面の距離) になったところでロープを切断して自

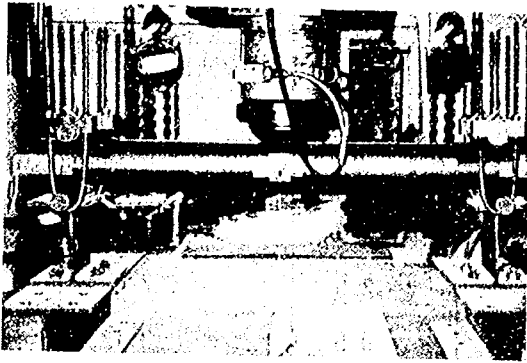


写真-5.2 静的載荷実験

由落下させ、衝突体を鋼材（単純梁）の中央に衝突させた。実験方法の模式図を図-5.2に示す。鋼材の塑性変位は、衝突前に鋼材の軸方向の中央の線に沿って10 cm間隔に測定点を押し、衝突後各測定点での塑性変位を測定した。実験に用いた鋼材は、表-5.1に示す4種類である。これと図-5.1に示す衝突体および衝突の落下高さ（H）を0.5～3.0mに変化させて表-5.2に示す計26ケースの実験を行った。なお、各実験ケースでは所定の高さ（H）で3回繰り返して衝突体を鋼材に衝突させて、各々前述した方法で塑性変位を測定した。また、落下高さ（H）で衝突した丸太および石球の衝突直後のはね返り高さ（h）をビデオカメラによる撮影により測定した。

5.2.3 実験結果と考察

(1) 静的載荷実験

(1.1) 荷重と変位の関係

静的載荷実験による荷重～変位の関係を図-5.3, 5.4に示す。表-5.1にはこの荷重～変位の関係から求めた鋼材の強度等の数値を示した。これらの図、表より以下のことが言える。

- ① 一般に言われているように鋼材の断面係数（Z）が増大するほど鋼材の最大荷重（耐力）は増大する。
- ② ほぼ同一の断面係数を有するH形鋼（100-100）と鋼管（φ114.3）を比較するとH形鋼では変位が50mm付近で最大荷重が生ずるが、鋼管では変位が10mm付近で最大荷重を示す。これは鋼管の場合には変位の小さい段階で載荷点付近での鋼管の局部変形が進んで断面形状が扁平となり、実際の断面係数が減少するためと考えられる。
- ③ 単純梁の中央集中載荷時の鋼材の働く引張耐力は次式で算定できる。

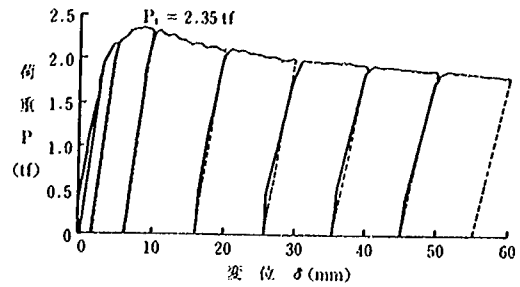


図-5.3 静的載荷荷重と鋼材の塑性変位（φ89.1）

記号	鋼材	Pmax(tf)
○—○	φ 89.1	2.08
●—●	φ 114.3	4.75
△—△	H 100×50	5.55
▲—▲	H 100×100	11.32

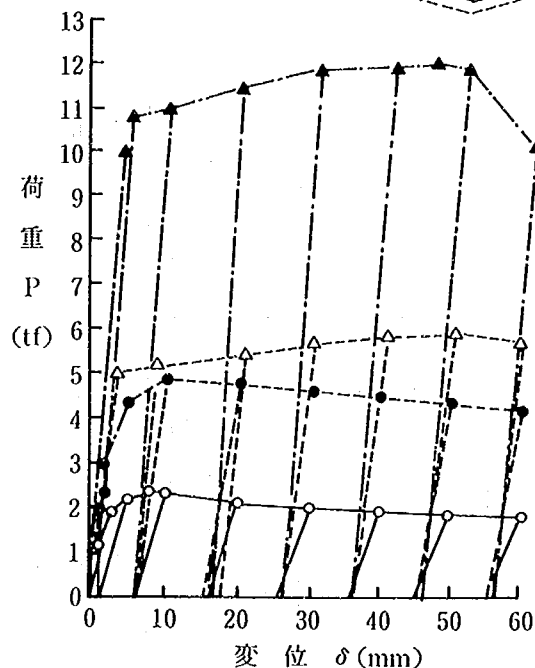
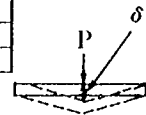


図-5.4 静的載荷実験による鋼材の荷重—変位曲線

$$P = \frac{4 \cdot \sigma \cdot Z}{L} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで、P：単純梁中央集中荷重、σ：鋼材に働く引張応力、Z：断面係数、L：支点間長である。

設計に用いられる鋼材（SWH41，STK41）の設計強度σは2,400kg f/cm²であり、本実験に用いた鋼材の材料成績表による降伏応力はσ_y=3,900kg f/cm²である。一般に流木の衝突による衝撃エネルギーは極めて大きく、

表-5.2 実験ケース (衝撃载荷実験)

衝突体タイプ	ケース	鋼 材	落下高 (m)	衝突速度 (m/s)
タイプ 1 (石球)	ケース 1	H-100×50×5×7	1.1	4.4
	ケース 2		2.0	6.3
	ケース 3	H-100×100×6×8	2.0	6.3
	ケース 4		2.5	7.0
	ケース 5	φ 89.1	0.5	3.1
	ケース 6		1.0	4.4
	ケース 7		1.3	5.0
	ケース 8		2.0	6.3
	ケース 9	φ 114.3	1.0	4.4
	ケース 10		1.5	5.4
タイプ 2 (丸太 1) (球面)	ケース 11	H-100×50×5×7	1.0	4.4
	ケース 12		2.0	6.3
	ケース 13	H-100×100×6×8	2.0	6.3
	ケース 14		3.0	7.7
	ケース 15	φ 89.1	1.3	5.0
	ケース 16		1.0	4.4
	ケース 17		0.5	3.1
	ケース 18		2.0	6.3
	ケース 19	φ 114.3	1.0	4.4
	ケース 20		1.5	5.4
タイプ 3 (丸太 1) (平面)	ケース 21	φ 89.1	2.0	6.3
	ケース 22		1.3	5.0
	ケース 23		1.0	4.4
	ケース 24		0.5	3.1
	ケース 25		1.6	5.6
タイプ 4 (丸太 2)	ケース 26		1.5	5.4

注 衝突実験は、各ケース 3 回行った。ただし、ケース 25 は 5 回行った。

実用上から衝撃エネルギーは流木止め部材の塑性変形により吸収することが合理的と考えられるので、流木止め部材はある程度大きな変位を許容せざるを得ないと考えられる。静的荷重実験で20mmの変位(弾性変位+塑性変位)を生じた時の応力度 σ_{20} を表-5.1に示す。また σ_{20} を参考として算定したH形鋼と鋼管の平均的な降伏点強度を σ_a として表-5.1に示す。表-5.1より鋼管に比べてH形鋼の方がみかけの降伏点強度が大きいことが分かる。これは②と同様に鋼管の局部変形による影響と考えられる。

(1.2) 静的エネルギー吸収能

構造物の力学的特性の評価には、一般に耐力や変形が指標として用いられる。流木、巨礫等の衝突に対する鋼製流木止めの設計を扱う場合、衝撃力を静的荷重として理論的に解析することにより部材の塑性変形を精度良く算定する手法は未だ確立されておらず衝撃荷重から塑性変位を算定して評価することは現状では必ずしも適切ではない。そこで本研究では、鋼材に作用する衝撃をエネルギー量として取り扱い、これを指標に鋼材に生ずる塑性変位を求めることとした。

静的荷重実験においては、力の減衰や物体の運動の影響を考慮しなくても良いので外力のなす仕事量は供試体(鋼材)に吸収されたエネルギー量に等しいと見なすことができる。すなわち、ある変位 δ_m に達するまでの鋼材の静的エネルギー吸収能 E_s は図-5.5に示す模式的な荷重～変位曲線のうち斜線部で示す面積により求めることができる。この図より、ある塑性変位 δ_p に対応する静的エネルギー吸収能 E_s は、除荷する直前の最大変位 δ_m までの荷重荷重を変位について積分したものとと言える。静的荷重実験により得られた静的エネル

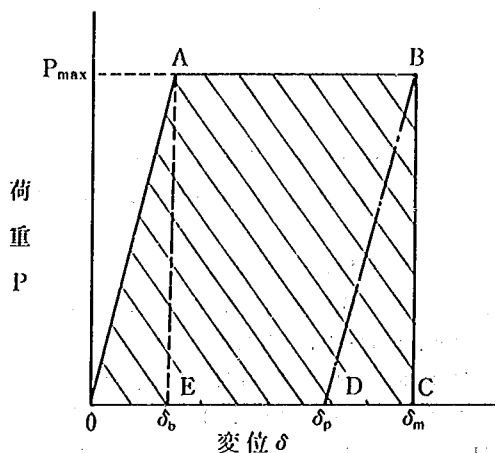


図-5.5 静的エネルギー吸収能の模式図

ギー吸収能 E_s と塑性変位 δ_p との関係を図-5.6に示す。鋼材の荷重～変位曲線は変位が極めて大きくない範囲では完全弾塑性体として図-5.5に示すように2本の直線(バイリニア)で近似することができる。単純梁の中央に集中荷重が載荷された場合の鋼材の降伏耐力 P_{max} および降伏点での変位 δ_0 は次式により求めることができる。

$$P_{max} = \frac{4\sigma_a Z}{L} \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

$$\delta_0 = \frac{P_{max} L^3}{48EI} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

ここで、 P_{max} : 鋼材の降伏耐力、 σ_a : 鋼材の降伏点応力、 Z : 断面係数、 L : 単純梁の支点間長、 δ_0 : 降伏点での変位(単純梁の中央点)、 E : 鋼材の弾性係数、 I : 断面二次モーメントである。

式(5.2)、(5.3)より鋼材の静的エネルギー吸収能 E_s と塑性変位 δ_p の関係は次式により表すことができる。

$$E_s = \frac{1}{2} P_{max} \delta_0 + P_{max} \delta_p$$

$$= P_{max} \left(\frac{\delta_0}{2} + \delta_p \right) \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

(2) 衝撃荷重実験

(2.1) 衝撃エネルギーと塑性変位

鋼材に対する衝突体の落下くり返し回数毎の鋼材変位測定結果の一例を図-5.7に示す。鋼材に衝突する直前の衝突体(丸太、石球)の持つ運動エネルギー E_k は落下高(H)と衝突体の重量(W)より $E_k = WH$ で算定できる。この運動エネルギーを衝撃エネルギー E_k とし、各実験ケースで衝突体をn回くり返して衝突させた時の鋼材に作用する衝撃エネルギーの和($n \cdot E_k$)を累積衝撃エネルギー($\Sigma E_k = n \cdot E_k$)とする。衝撃荷重実験により得られた、累積衝撃エネルギー(ΣE_k)

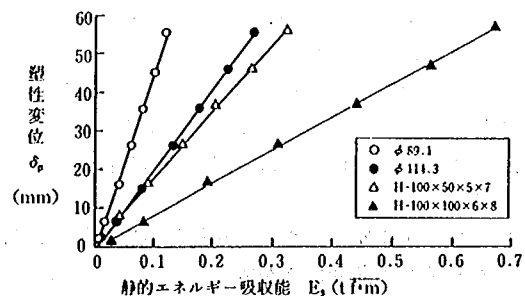


図-5.6 静的エネルギー吸収能と塑性変位

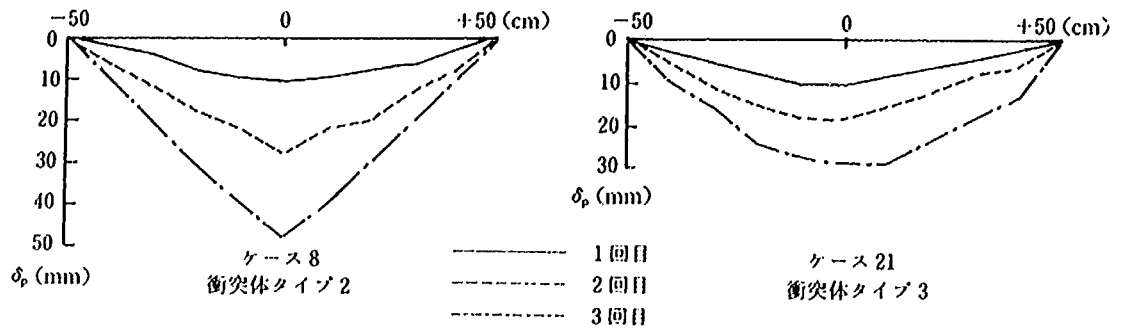
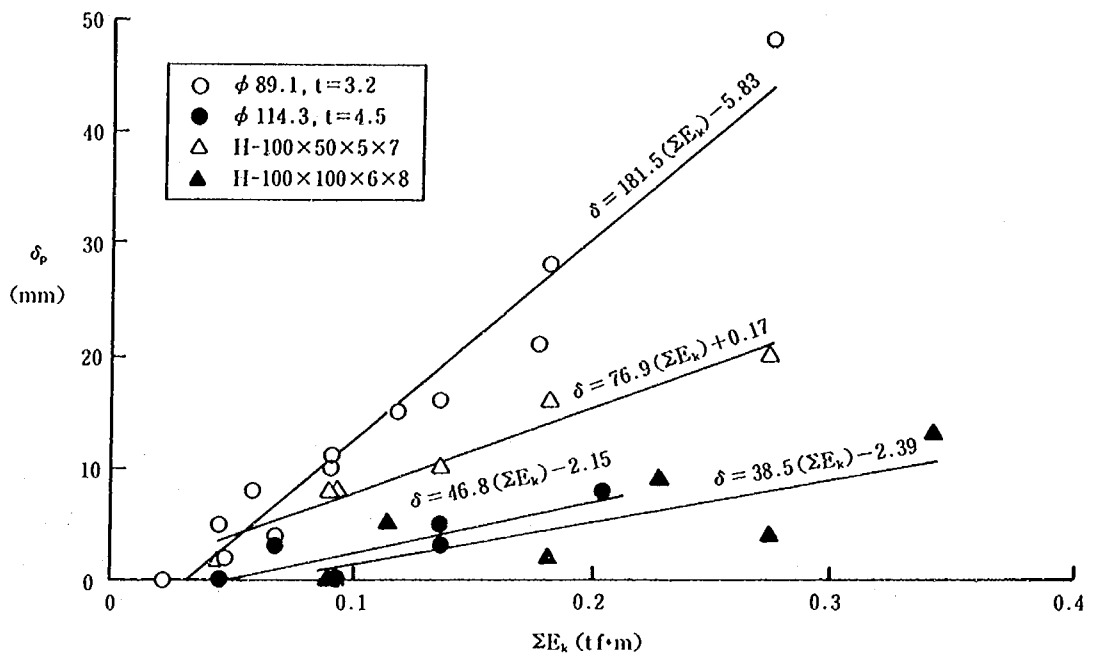
図-5.7 衝突体の落下回数毎の鋼材の塑性，変位測定例 ($\phi 89.1$)

図-5.8 累積衝撃エネルギーと塑性変位 (タイプ1)

と鋼材の中央部塑性変位 (δ_p) の関係を図-5.8~5.10に示す。図-5.7~5.10より次のことが言える。

- ① 累積衝撃エネルギー (ΣE_k) が増加するとそれに応じて塑性変位 (δ_p) も線形的に増加する。
- ② 塑性変位は1回の衝撃エネルギーがある値を(弾性限界衝撃エネルギーと呼ぶことにする)を超えた場合に生じ、それ以下では生じない(弾性変形のみである)。
- ③ 同一の累積衝撃エネルギーが加わる場合鋼管，H形鋼それぞれの断面係数が大きい程塑性変位は小さい。

また，特に図-5.10では重量の異なるタイプ3とタ

イプ4の丸太を用いた実験結果を示すが，この図より次のことが言える。

- ④ 塑性変位は鋼材に加わる累積衝撃エネルギーにより左右され，衝突体の荷重(あるいは速度)に左右されない。

(2.2) 衝突体の材質と塑性変位

流木(木材)の繊維方向の弾性係数は杉の場合には約 $7.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ あり，一方石礫の弾性係数は花崗岩では約 $5.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ である。弾性球体が衝突する時発生する衝撃荷重と変形については Hertz⁹⁾ の理論がある。この Hertz の衝突理論を適用すると2つの弾性球体が衝突する際に生ずる最大の反力(衝撃力) P は次式で

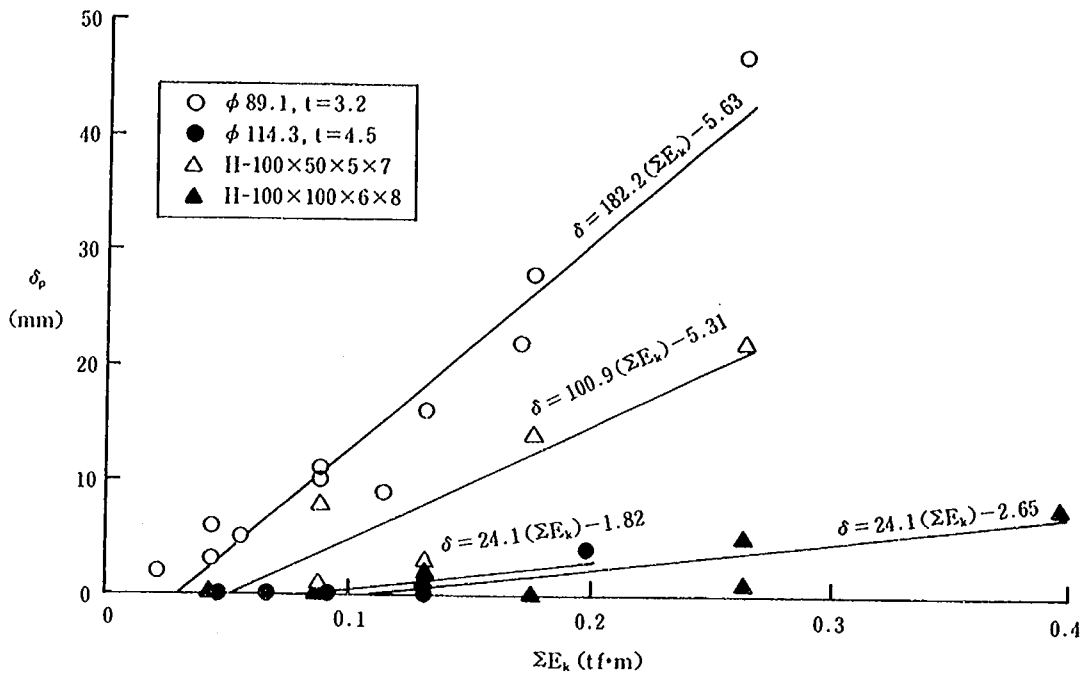


図-5.9 累積衝撃エネルギーと塑性変位 (タイプ2)

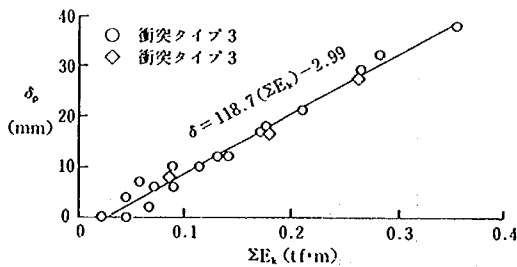


図-5.10 累積衝撃エネルギーと塑性変位 (タイプ3, 4)

 表される⁹⁾。

$$\left. \begin{aligned} P &= \sqrt{\frac{16R_1R_2}{9\pi^2(k_1+k_2)^2(R_1+R_2)}} \alpha^{3/2} \\ k_1 &= \frac{1-\nu_1^2}{\pi E_1}, \quad k_2 = \frac{1-\nu_2^2}{\pi E_2} \\ a &= \left(\frac{5v^2}{4n_1n}\right)^{2/5} \\ n_1 &= \frac{m_1+m_2}{m_1m_2} \end{aligned} \right\} \dots (5.5)$$

ここに、 R_1 , R_2 はそれぞれの球 No. 1, No. 2 の半径、 ν_1 , ν_2 はポアソン比、 E_1 , E_2 はヤング率、 v は相対速度 (v_1+v_2)、 m_1 , m_2 は質量である。式(5.5)によれば2物体間に生ずる衝撃力の大きさは2物体のもつ弾性係数の関数として表わされ弾性係数が小さい程 (すなわち柔らかい程) 生ずる衝撃力は小さくなる。流木 (木材)

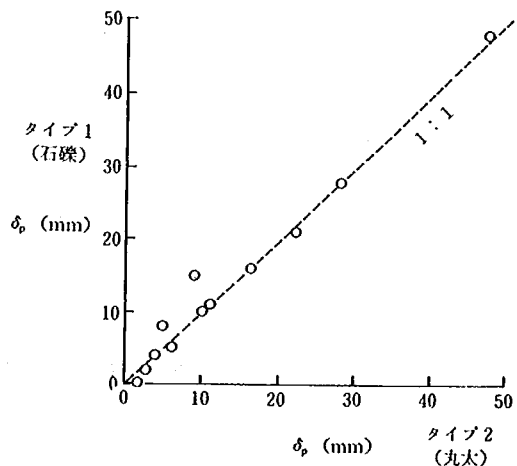


図-5.11 石球 (タイプ1) と丸太 (タイプ2) の衝突による塑性変位

の弾性係数は石球 (花崗岩) に比べて約1/10と小さく、Hertzの弾性理論が塑性領域にもある程度拡張して適用できると仮定できるならば同一の重量と速度を持った石球が衝突する場合に比べて、流木 (木材) が衝突する場合には生ずる衝撃力も小さく、塑性変形も小さいことが予想される。そこで同一の重量と同一の衝突面形状 (球面) を持った丸太と石球を同一の高さ (H) から落下させて鋼材 ($\phi 89.1$ mmの鋼管) に衝突させた場合の鋼材の塑性変位を比較した結果を図-5.11に示す。

この図より衝突体の材質（弾性係数）の違いによる塑性変位の差はなく、同一の衝突面形状と衝撃エネルギーを持つ流木と石礫の衝突による鋼材の塑性変位は同一であると言える。この理由としては鋼材が塑性変形を生ずる段階では作用する衝撃力は鋼材の降伏耐力を超えており、弾性理論が適用できないためと考えられる。

(2.3) 衝突面形状と塑性変位

衝突面の形状を平面、球面、錐形と変化した重錘を敷砂上に落下させ、その時重錘に生ずる衝撃加速度を測定した実験では衝突面の形状により生ずる衝撃加速度が異なり、球面や錐面に比較して平面の方が大きな衝撃や加速度が生じたことが報告されている。

今回の実験では、同一の流木の片側を半球面（タイプ2）もう一方を平面（タイプ3）に仕上げて同一の高さから落下させた場合の鋼材（ $\phi 89.1\text{mm}$ の鋼管）の塑性変位を比較した結果を図-5.12に示す。この図より衝突面形状が球面の方が平面よりも大きな塑性変位を生ずると言える。これは衝突面が球面の場合には点集中荷重に近い形で荷重されるのに比較して、平面では接触面が広く線状（面状）の等分布荷重に近い形で荷重されるため、鋼材（単純梁）に働く衝撃力によるモーメント力が小さくなるため考えられる。実際の流木を見ると末端が凸状のものも多くみられるので流木止めの設計に当たっては流木の衝突面を半球面として鋼材の変位を設計した方が良いと言える。

(2.4) 静的エネルギー吸収能と衝撃エネルギー吸収能

一般に鋼材の持つ静的エネルギー吸収能 E_s と衝撃エネルギー吸収能 E_b とは等しいと仮定されて静的エネルギー吸収能から衝撃エネルギー吸収能を推定している場合が多い。

そこで、今回の実験で得られた表-5.1の $P_{\max}$ および式(5.2), (5.3), (5.4)を用いてバイリニア型の荷重～変位曲線から求めた静的エネルギー吸収能 E_s と衝撃載荷実験より求めた塑性変位および累積衝撃エネルギー吸収能 ΣE_b との関係から同一の塑性変位を生ずる E_s と ΣE_b との関係を求めた結果を図-5.13, 5.14に示す。これらの図より衝撃エネルギー吸収能 ΣE_b と静的エネルギー吸収能 E_s にはほぼ正比例の関係があり、さらに $\Sigma E_b > E_s$ であることが分かる。そこで衝撃エネルギー吸収能 ΣE_b と静的エネルギー吸収能 E_s の比 ($\Sigma E_b / E_s$) を鋼材の塑性変位との関係で整理したものを図-5.15に示す。この図より塑性変位 δ が約10mm以上の範囲では $\Sigma E_b / E_s$ は鋼材種類毎にほぼ一定であり次式で表すことができる。

$$\Sigma E_b = \alpha E_s \quad (5.6)$$

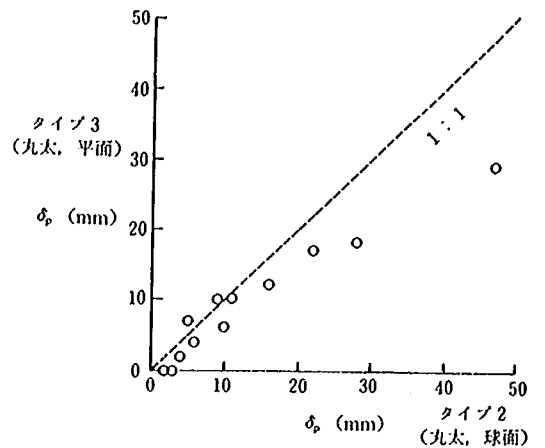


図-5.12 衝突面の形状の違いと塑性変位（タイプ2とタイプ3）

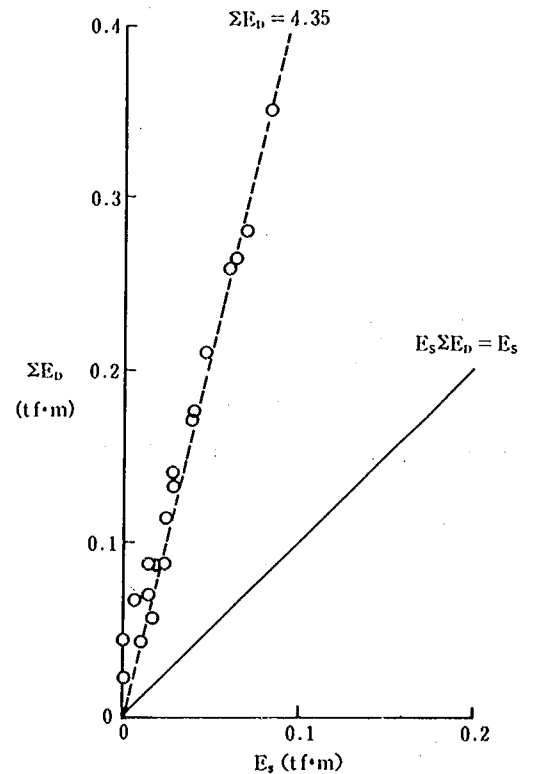


図-5.13 累積衝撃エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能（タイプ1, タイプ2）

ここで ΣE_b : (累積) 衝撃エネルギー吸収能, α : 梁の材質, 形状と衝突体の衝突面の形状により決まる係数で今回の実験では約2より大きい, E_s : 静的エネルギー吸収能である。

塑性変位が小さい ($\delta < 10\text{mm}$) 範囲で $\Sigma E_D/E_S$ が大きくなるのは、次のような理由によるものと考えられる。
 鋼製の単純梁に衝撃エネルギー E_D が作用した場合こ

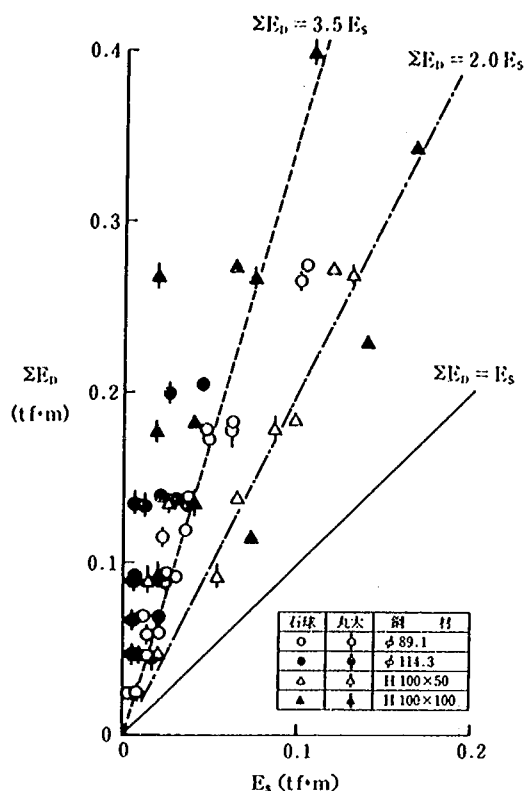


図-5.14 累積衝撃エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能 (タイプ3)

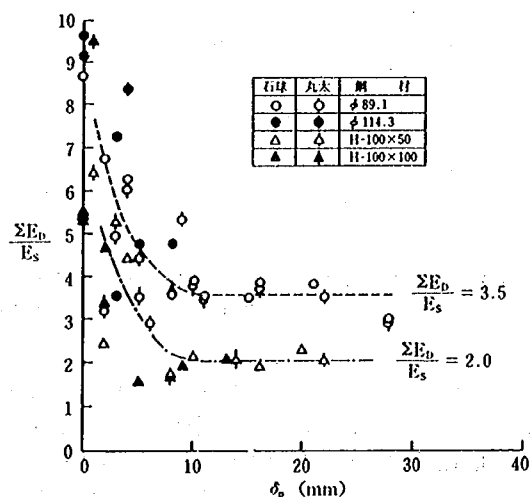


図-5.15 累積衝撃エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能の比 (タイプ1, タイプ2)

のエネルギーは梁の全体的塑性変形として吸収されるエネルギー E_{ND} , 梁の局部塑性変形として吸収されるエネルギー E_{LD} , 梁の弾性的変形として一時的に貯えられ衝突体の反発として放出されるエネルギー E_{ED} , および梁の運動エネルギーや音, 熱等に変換されて逸散するエネルギー E_O に分けられる。従って梁に加えられた衝突体のもつ衝撃エネルギー E_K は次式によって表される。

$$E_K = E_D = E_{ND} + E_{LD} + E_{ED} + E_O \dots\dots\dots (5.7)$$

ここで, E_O は E_{ND} , E_{LD} , E_{ED} に比較して十分に小さいと見なせるので (本実験では梁の質量が小さいため) 無視すると次式が得られる。

$$E_D = E_{ND} + E_{LD} + E_{ED} \dots\dots\dots (5.8)$$

鋼材の局部変形は全体の塑性変位が小さい段階で, その占める割合が大きく全体の塑性変位が大きくなると相対的に小さくなると考えられる。従って図-5.15の δ が小さい範囲において $\Sigma E_D/E_S$ が大きいのは主として鋼材の局部塑性変位により吸収されるエネルギー E_{LD} のためであると考えられる。

(2.5) 静的変形エネルギー吸収能と衝撃変形エネルギー吸収能

鋼材単純梁の静的エネルギー吸収能は鋼材の塑性変形として吸収されるエネルギー E_{NS} と梁の弾性変形として一時的に貯えられた除荷時に放出されるエネルギー E_{ES} に分けられる。従って梁への静的載荷実験による静的エネルギー吸収能 E_S は次式で表すことができる。

$$E_S = E_{NS} + E_{ES} \dots\dots\dots (5.9)$$

図-5.5において E_S は四角形 OABC で囲まれたエネルギー, E_{NS} は平行四辺形 OABD で囲まれたエネルギー, E_{ES} は $\triangle BCD$ で囲まれたエネルギーを意味する。落下高さ H から落下し, 鋼材に衝突した衝突体はその後にはねかえされて高さ h まで戻る。衝突体および鋼材種類毎にはねかえり高さ h (衝突体が鋼材に衝突した後はねかえりによって上昇した最大の高さ) と, 落下高さ H の関係を整理したものを図-5.16に示す。鋼材に加えられた実質的な衝撃エネルギーは $W(H-h)$ で表すことができ, この値は式(5.7)のうち $E_{ND} + E_{LD}$ に等しいと考えられる。これを衝撃変形エネルギー吸収能 E_{TD} と定義すると次式で表すことができる。

$$E_{TD} = E_{ND} + E_{LD} = W(H-h) \dots\dots\dots (5.10)$$

このようにして得られた衝撃変形エネルギー吸収能を各実験ケースのくり返し落下毎に累積したものを累積衝撃変形エネルギー吸収能 ΣE_{TD} として静的変形エネルギー吸収能 E_{NS} との関係を整理したものを図-5.17, 5.18に示す。また, $\Sigma E_{TD}/E_{NS}$ の比と塑性変位の関係を整理したものを図-5.19に示す。塑性変位 δ が小さい範

石球	丸太	鋼材	平均h(m)	E_s (tf·m)
○	φ	φ89.1	0.17	0.0077
●	φ	φ114.3	0.31	0.014
△	△	H-100×50	0.30	0.014
▲	▲	H-100×100	0.63	0.028

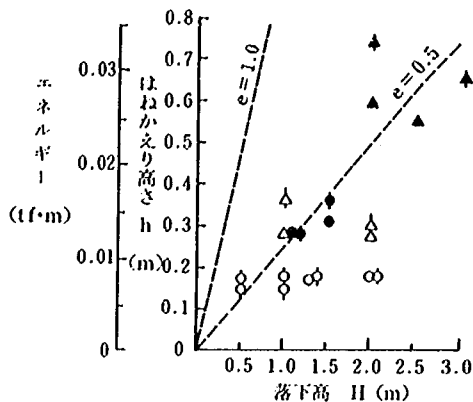


図-5.16 衝突体の落下高 (H) と、はねかえり高さ (h)

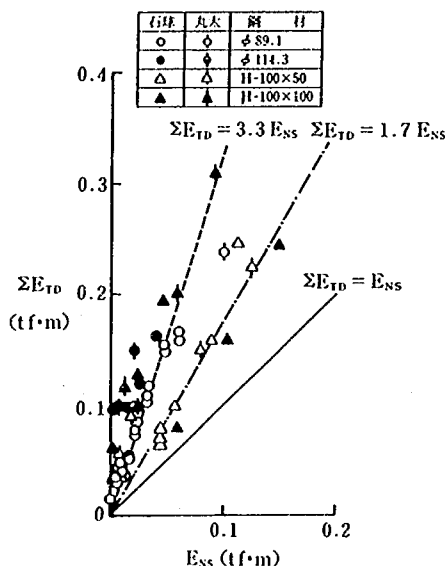


図-5.17 累積衝撃変形エネルギー吸収能と静的変形エネルギー吸収能 (タイプ1, タイプ2)

図では $\Sigma E_{TD}/E_{NS}$ の値が特に大きいのは鋼材の局部変形吸収能 E_{LD} が大きく寄与しているためと考えられる。 $\delta \geq 10\text{mm}$ なる範囲では次式の関係がある。

$$\Sigma E_{TD} \approx \beta E_{NS} \quad (5.11)$$

ここで、 ΣE_{TD} : 累積変形エネルギー吸収能

β : 鋼材の大きさ、形状、および衝突体の衝突面の形状による係数

E_{NS} : 静的変形エネルギー吸収能である。

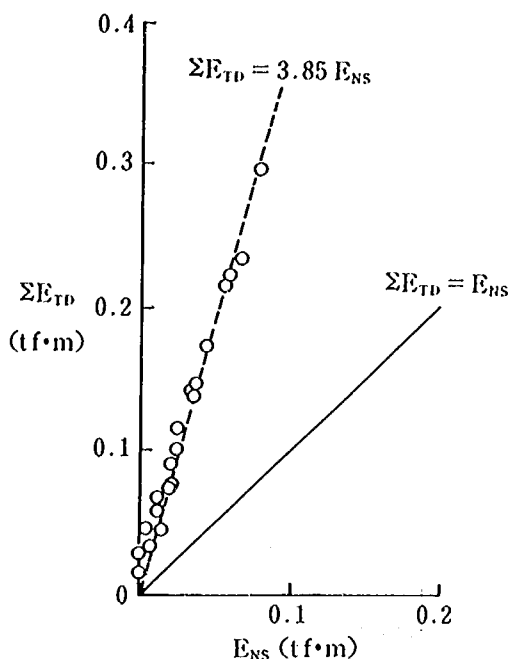


図-5.18 累積衝撃変形エネルギー吸収能と静的変形エネルギー吸収能 (タイプ3)

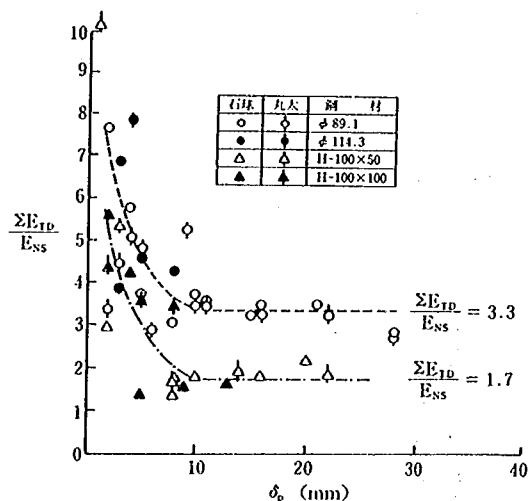


図-5.19 累積衝撃変形エネルギー吸収能と静的変形エネルギー吸収能の比 (タイプ1, タイプ2)

$\beta > 1.0$ となる理由の一つは衝撃载荷実験での载荷速度は極めて大きく、このために鋼材にひずみ速度効果 (Strain rate effect) が生ずるためと考えられる。単純梁鋼管 (長さ1.0m, $\phi 89.1\text{mm}$) の降伏耐力までの衝撃力作用時間は約 5×10^{-4} 秒であり¹⁰⁾ 今回の実験では鋼材の降伏耐力までのひずみ量は $1.38 \sim 1.76 \times 10^{-3}$ であるから

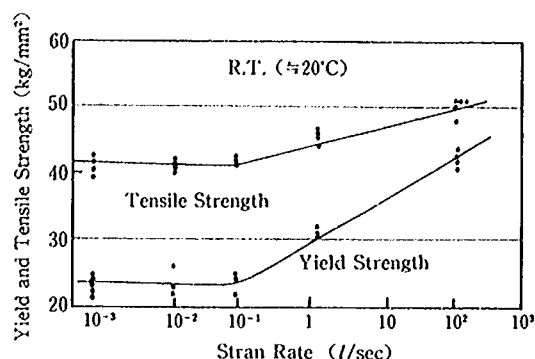


図-5.20 鋼材の降伏点強度と引張強度に及ぼすひずみ速度効果 (室温)

ひずみ速度は約 $2.8 \sim 3.5 \text{ sec}^{-1}$ であり、図-5.20によればひずみ速度効果により降伏強度が約40%増加することとなる。H形鋼の β は約1.6~1.8でありほぼこの値と一致するが、鋼管の β は約3.3と大きく、ひずみ速度効果以外にも局部塑性変形が大きく寄与しているものと考えられる。

5.3 鋼製流木止め部材の設計法

5.3.1 鋼製流木止め部材の設計手順

実験結果とその考察をもとに流木のもつ衝撃エネルギーと鋼材の塑性変位の関係を用いた鋼製流木止め部材の実用上の設計手法を検討する。鋼製流木止め部材の設計フローを図-5.21に示す。

- ① 先ず、流木止めの計画位置へ流出してくる流木の大きさ(長さ、径、重量)、本数および速度を決定する。流木の大きさは上流にある樹木の高さ、直径および河床幅等を考慮して決定する。流木の速度は想定される土石流や洪水の表面流速と同一とする。
- ② 流木止め部材へ衝突する1本当たりの流木の運動(衝撃)エネルギーを次式により算定する。

$$E_k = \frac{W}{2g} V^2 \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

ここで、 E_k : 1本の流木のもつ運動(衝撃)エネルギー(tf・m)

W : 1本の流木の重量(tf)
 g : 重力加速度(9.8 m/s^2)
 V : 流木の衝突速度(m/s)

である。

- ③ 部材の許容塑性変位 δ_0 を決定する。鋼製部材の塑性変位がある値よりも大きくなると部材の接続部(ボルトや溶接)の破壊が起こり易く構造体として機能

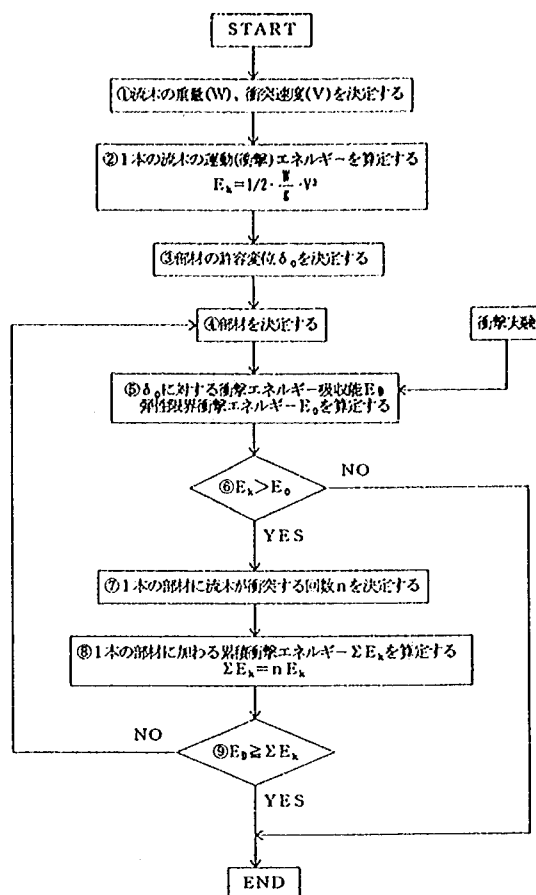


図-5.21 鋼製流木止め部材選定フロー

できなくなる。従って部材について許容塑性変位 δ_0 を決定する。類似の例としては落石防止柵の設計では支柱の許容最大変位角を 15° としている⁹⁾。

- ④ 部材を仮定する。既往の流木止めの設計例等を参考に部材の断面等を仮定する。
- ⑤ 許容塑性変位 δ_0 に対する部材の衝撃エネルギー吸収能 E_0 を算定する。 E_0 の算定はモデル化した部材の衝撃実験結果より行うのが良いが、それが困難な場合で部材を単純梁にモデル化できる場合は式(5.2)~(5.4)より導いた次式により算定できる。

$$E_0 = \alpha E_s = \alpha \frac{\sigma_y^2 Z^2 L}{6 EI} + \alpha \frac{4 \sigma_y Z}{L} \delta_0 \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

ここで、 E_0 : 部材の衝撃エネルギー吸収能(tf・m)
 α : 係数(部材の形状、大きさにより変化する。ただし $\alpha=1.0$ ならば安全側である)

- E_s : 部材の静的エネルギー吸収能 (tf・m)
 σ_y : 部材の降伏応力 (tf/m²)
 Z : 部材の断面係数 (m³)
 L : 単純梁とした時の支点間長 (m)
 E : 部材の弾性係数 (tf/m²)
 I : 部材の断面二次モーメント (m⁴)
 δ_0 : 部材の許容塑性変位 (m)

である。

また、塑性変形の起きない限度の弾性限界エネルギー吸収能 E_0 を算定する。これも衝撃実験により行うのが良いが、困難な場合で部材を単純梁にモデル化できる場合には式(5.2)～(5.4)より導いた次式により算定する。

$$E_0 = \alpha \frac{\sigma_y^2 Z^2 L}{6 EI} \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

式中の記号の定義は式(5.13)に示す記号と同様である。

- ⑥ 1本の流木の運動(衝撃)エネルギー E_k と部材の弾性限界エネルギー吸収能 E_0 を比較する。

イ) $E_k < E_0$ の場合は流木の衝突による部材の塑性変形が生じないので合格である。ただし、必要に応じてより経済的な(小さな)断面の部材の採用を検討する。

ロ) $E_k > E_0$ の場合は、流木の衝突による部材の塑性変形が生ずるので次の検討に移る。

- ⑦ 1本の部材に流木が衝突する回数 n を決定する。実験の結果等から流木止め位置までに流下してくる流木本数 N のうち1本の部材に衝突する流木の本数(回数) n を決定する。

- ⑧ 1本の部材に加わる累積衝突エネルギー ΣE_k を次式により算定する。

$$\Sigma E_k = n \cdot E_k \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

ここで、 ΣE_k : 累積衝突エネルギー (tf・m)

n : 流木の衝突回数 (回)

E_k : 1本の流木のもつ平均的な運動(衝撃)エネルギー (tf・m) である。

ただし、 E_k が流木の大きさ等により異なる場合は $E_k > E_0$ なる各流木の E_k を合計して ΣE_k を求めてもよい。

- ⑨ 1本の部材のもつ衝撃エネルギー吸収能 E_0 とその部材に衝突する流木の累積衝撃エネルギー ΣE_k の大きさを比較し、 $E_0 \geq \Sigma E_k$ の場合にはその部材は合格とする。ただし、必要に応じてより経済的な(小さな)断面部材の採用を検討する。

一方、 $E_0 < \Sigma E_k$ の場合には④に戻ってさらに大き

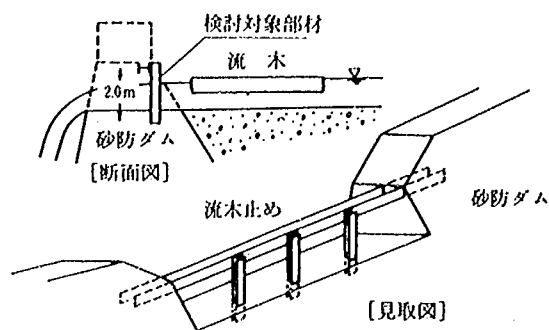


図-5.22 鋼製流木止め部材の検討対象概念図

な断面の部材を仮定して以下同様の検討を実施する。なお、土石流流下域で流木止めに巨礫が衝突することが予想される場合には図-5.21の「流木」を「巨礫」に読みかえて同様の検討を行い巨礫の衝突に対する流木止め部材の安全の検討を行うこともできる。

5.3.2 鋼製流木止め部材の設計例

実際の流木止め部材の計算例として図-5.22に示すような流木止めの縦部材に必要な断面を検討する。縦部材は上方の横梁と下方の砂防ダム2支点により支えられる長さ2.0mの単純梁と仮定できる。流木の大きさは1.5で示した昭和62年8月の山形県温海町における土石流災害時に発生した流木の最大値を参考として直径35cm、長さ16mとする。流木の比重を0.90とすれば1本の流木の重量は1.39tfとなる。流木止に衝突する時の流木の速度は洪水の表面流速とほぼ同じと考えられる。

一方、流量観測用の表面浮子流下速度は平均流速の約1.18倍である¹³⁾ので、これを目安にマニング式等により平均流速を求めて流水の表面流速を推定することができる。ここでは流木の速度が0.5、1.0、2.0、4.0、8.0m/sの5ケースについて検討する。また1本の流木止め部材に対する流木の衝突回数 n を5回と仮定する。以上より、1本の流木止め部材に作用する累積衝撃エネルギー ΣE_k は次式により計算できる。

$$\Sigma E_k = n \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{W}{g} V^2 = 2.5 \cdot \frac{W}{g} V^2 \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

ここに、 n は1本の流木止め部材に流木が衝突する回数、 W は流木の重量 (tf)、 g は重力加速度 (m/sec²)、 V は流木の流木止め部材に対する衝突速度 (m/sec) である。

鋼製部材としてはH形鋼あるいは鋼管を用いるものとする。鋼種は一般的にSWH41、STK41であり、鋼

材の降伏点強度は表-5.1の σ_0 を用いてH形鋼で $\sigma_y = 37,000 \text{tf/m}^2$ 、鋼管で $\sigma_y = 29,000 \text{tf/m}^2$ とし、弾性係数は鋼構造物設計指針より $E = 2.1 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ とする。

また部材の中央点における許容塑性変位は、変位角

としては約 6° にあたる $\delta_0 = 0.10 \text{m}$ とする。式(5.13)における係数 α は安全側である $\alpha = 1.0$ を採用する。以上の数値を代入すると式(5.13)は以下ようになる。

表-5.3 鋼材流木止め部材の検討例

(表中、○印は適する、×印は適しない)

	鋼材種(mm)				E_n (tf·m)	ΣE_n (tf·m)				
	高さ	幅	ウェブ	フランジ		V=0.5(m/s)	V=1.0(m/s)	V=2.0(m/s)	V=4.0(m/s)	V=8.0(m/s)
	100	60	3.2	4.5	0.225	○ (0.089)	×	×	×	×
H 形 鋼	100	100	3.2	4.5	0.353	○	× (0.355)	×	×	×
	125	100	3.2	4.5	0.457	○	○	×	×	×
	125	125	3.2	4.5	0.558	○	○	×	×	×
	150	100	3.2	6.0	0.710	○	○	×	×	×
	150	150	3.2	6.0	1.03	○	○	×	×	×
	200	100	4.5	6.0	1.05	○	○	× (1.42)	×	×
	200	150	4.5	6.0	1.48	○	○	○	×	×
	250	150	4.5	9.0	2.66	○	○	○	×	×
	300	150	4.5	9.0	3.30	○	○	○	×	×
	350	175	4.5	9.0	4.53	○	○	○	× (5.68)	×
	400	200	6.0	12.0	7.81	○	○	○	○	×
	450	200	6.0	12.0	9.00	○	○	○	○	×
	450	250	6.0	12.0	10.87	○	○	○	○	× (22.7)
鋼 管	外径	厚さ								
	76.3	4.0			0.096	○ (0.089)	×	×	×	×
	89.1	4.0			0.133	○	×	×	×	×
	101.6	5.0			0.212	○	×	×	×	×
	114.3	5.6			0.299	○	× (0.355)	×	×	×
	139.8	6.0			0.485	○	○	×	×	×
	190.7	7.0			1.06	○	○	× (1.42)	×	×
	318.5	9.0			3.88	○	○	○	× (5.68)	×
	406.4	19.0			12.6	○	○	○	○	×
	500	14.0			14.8	○	○	○	○	× (22.7)
	600	16.0			24.4	○	○	○	○	○
	700	16.0			33.6	○	○	○	○	○
	812.8	22.0			61.2	○	○	○	○	○
	1016.0	22.0			97.3	○	○	○	○	○

$$\left. \begin{array}{l} \text{H形鋼では } E_p = 21.7 \frac{Z^2}{I} + 7,400Z(lf \cdot m) \\ \text{鋼管では } E_p = 13.3 \frac{Z^2}{I} + 5,800Z(lf \cdot m) \end{array} \right\} \dots (5.17)$$

H形鋼及び鋼管の断面性能については JIS ハンドブック¹⁴⁾によることとする。代表的な断面のH形鋼及び鋼管について E_p を計算するとともにこれと ΣE_k と比較して各条件でのH形鋼及び鋼管の適否を整理した結果を表-5.3に示す。これより、流速の小さな(約5 m/s以下)洪水に伴う流木に対してはH形鋼、鋼管の両者を用いることができるが、流速の大きい洪水や土石流に伴う流木に対しては極めて大きな口径の鋼管を用いる必要がある。

5.4 結 語

鋼製流木止め部材の設計手法を検討するために部材をモデル化した実物大の鋼製単純梁(鋼材)に実物大の流木(丸太)および石球(巨礫)を衝突させる実験を行い、部材に生ずる塑性変位および衝突体のね返り高さ等を測定した。実験の結果次のことが明らかとなった。

- ① 同一の衝突面形状を持つ流木と石礫が同一の運動エネルギーで衝突すれば、鋼材に生ずる塑性変位は同一である。すなわち、木材と、石材という材質による差は認められない。
- ② 累積衝突エネルギーとそれによる累積塑性変位は正比例の関係にある。
- ③ 流木(丸太)の衝突面の形状を半球状と平面に変化させると同一運動エネルギーで衝突しても塑性変位は異なる。
- ④ 鋼材の塑性変位を生じさせる衝撃エネルギーには下限値が存在する。これは鋼材および衝突体の種類(形状、材質)により異なる。
- ⑤ 同一の塑性変位を生ずる衝突エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能の比は同一の鋼材で塑性変位量がある程度大きい場合ほぼ一定である。また、衝撃エネルギー吸収能は静的エネルギー吸収能よりも大きく、この傾向はH形鋼よりも鋼管の方が強い。実験の結果をもとに、鋼製流木止め部材の実用的な設計手法及び計算例を示した。

今回の実験では限られた種類の鋼材を用いて、単純梁という限られたモデルにおける鋼材の挙動を解析したものであり、今後はより広い鋼材種や部分モデル、流木モデル等を用いた実験を行いその適用限界を広げ

るとともに鋼製流木止めの設計手法を確立していく必要がある。

参 考 文 献

- 1) 鋼砂防・地すべり技術センター：鋼製砂防構造物設計便覧，pp. 1～110，1987
- 2) 水山高久，中西宏，松村和樹：大口径鋼管に対する衝撃载荷試験，新砂防，第38巻，第4号，pp.10～15，1985
- 3) 水山高久，下東久巳：鋼管の土石流衝撃力に対する応答，土木技術資料，第28巻，第9号，pp.26～31，1986
- 4) 水山高久，鈴木浩之：鋼管の衝撃による変形と破壊，新砂防，第41巻，第4号，pp.11～20，1988
- 5) 水原邦夫，武居有恒，南哲行：流木の流下阻止に関する基礎的研究(II)一柵状構造物における流木の衝撃力と堰止め率一，新砂防，第32巻，第3号，pp. 9～16，1980
- 6) 財団法人道路協会：落石対策便覧，pp. 1～359，1983
- 7) 財団法人土木学会：鋼構造物設計指針，PARTA，一般構造物，pp. 1～157，1987
- 8) Werner Goldsmith：Impact(The Theory and Physical Behaviour of Colliding Solids)，Edward Arnold Publishers LTD，PP. 330～337，1960
- 9) 水山高久：砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点，新砂防，第32巻，第1号，pp.40～43，1979
- 10) 佐々木 康，古賀泰之：敷砂上の落石の衝撃力に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.340，pp.127～137，1983
- 11) 矢澤昭夫，水山高久，鈴木浩之：鋼管梁の衝撃応答実験報告書，土木研究所資料，第2448号，pp.1～87，1987
- 12) 大森正信，吉永芳豊，武井英雄：軟鋼の引張性質におよぼす変形速度の影響，日本金属学会誌第29巻，pp.1087～1093，1965
- 13) 財団法人河川協会：建設省河川砂防技術基準(案)調査編，山海堂，pp.42～43，1976
- 14) 財団法人規格協会：JIS ハンドブック鉄鋼，財団法人規格協会，pp.526～527，1986

結 論

本研究は河川上流域において発生する、流木を伴う土砂流出による災害に関して、流木による災害実態、流木の発生・流下実態、流木の運動・堆積機構、流木対策施設の流木制御機能を明らかにするとともに、流木対策施設設計法を提示することを目的として行われたものである。

まず、緒論において、流木対策のための調査、計画、設計、維持管理手法を検討する基礎として流木の発生・流下・堆積機構を明らかにすることが重要であることを述べた。また、流木対策施設の設計手法を確立するためには流木止めスクリーンによる流木捕捉率を算定する手法、砂防ダム及び流木止め付砂防ダムの流木捕捉効果、流木の衝突による鋼製流木止め部材の変位について検討し、その機構を解明することが重要であることを述べた。

第1章では流木に関する問題提起として、まず既往の文献および現地調査等から流木により引き起こされる被害の実態について取りまとめた。流木による被害の形態は大きく6種類に分類できるが、これらの内でも特に大きな被害を生ずるのは流木が橋梁、カルバート、水路等に詰ることにより土石流や洪水が河道からあふれて周辺や下流の人家・施設等に被害を与える場合である。

第2章では昭和57年の長崎災害・昭和62年の山形県温海町災害及び昭和63年広島県加計町災害についての実態調査を行い、流木対策の検討にとって重要な、溪流における流木収支、流木の特徴、発生流木本数、発生流木幹材積等について検討した。さらに、流木の発生実態調査結果より、土石流にともない発生する流木量（本数、幹材積）を推定する以下の経験式を得た。すなわち、発生流木本数（ N 本）の上限値と流域面積（ $A \text{ km}^2$ ）には $N = 5,000 A$ の関係が認められる。また発生流木本数（ N 本）の上限値と生産土砂量（ $V_{ym} \text{ m}^3$ ）には $N = 0.2 V_y$ の関係がある。さらに発生流木の幹材積（ $V_{gm} \text{ m}^3$ ）の上限値と流域面積（ $A \text{ km}^2$ ）にはおよそ $V_g = 500 A$ の関係が認められ、発生流木幹材積（ $V_{gm} \text{ m}^3$ ）の上限値と生産土砂量（ $V_{ym} \text{ m}^3$ ）には $V_g = 0.02 V_y$ の関係があることを示した。

第3章においては溪流における流路、狭窄部および扇状地における流木の運動および堆積機構に関する理論的・実験的な検討成果をまとめた。まず溪床上での

流木の移動開始と停止条件を与える式を提案した。これは模型水路を用いた実験によりその妥当性が実証された。実験結果をもとに流路中の狭窄部における流木捕捉率と、狭窄部の幅と流木の長さの比との関係を示した。さらに扇状地模型を用いた水理模型実験より、洪水及び土石流とともに流木の、扇状地における氾濫・堆積形態に関して以下のことが明らかとなった。

- (1) 洪水とともに流下する流木は扇状地から下流へ、土石流とともに流下する流木は扇状地中央部から上流に堆積が進行し、流木の堆積形態が異なる。
- (2) 洪水及び土石流とともに流下する流木では単位流量が増加すると、より下流まで流木が流下する。
- (3) 扇状地内に比較的大きな水路がある場合、洪水とともに流下する流木は水路勾配 $5^\circ \sim 7^\circ$ 付近で最も堆積し易い。
- (4) 流木が混入すると土石流の流動が妨げられ、土砂は扇状地上流部へ堆積する傾向が認められる。
- (5) 流木は土砂堆積箇所の下流に多く堆積する。
- (6) 扇状地内に水路があると流木および土砂はより下流へ流下して堆積する。
- (7) 扇状地内の水路に流木止めを設置した場合、流木とともに洪水のみが流下する場合は流木止めの効果が高いが、多量の土砂とともに流木が流下する場合には流木止めの流木捕捉効果は低い。
- (8) 扇状地上流の直線水路内に水路幅と同じ流木長の流木を土石流とともに流下させると直線水路内で流木ダムが形成される。流木ダムが破壊すると短時間の内に多量の土砂・流木が流下し、二次災害を起こす危険性が高い。

また昭和63年の広島災害で土石流とともに発生した流木の扇状地における堆積形態を調査して、実験結果と比較した結果、今回の実験は実際の流木の堆積実態を良く再現していることが明らかとなった。

第4章では流木対策施設の計画、設計に関連して、我が国で最も一般的な流木止めスクリーンによる流木捕捉率を水理模型実験により検討した。この結果、流木止めスクリーンによる流木捕捉率を算定する実験式を得た。透過型砂防ダムについて実験結果から、横桁有りの場合には流木捕捉機能が、横桁無しの場合には土砂透過機能が明かとなった。

通常の砂防ダム、流木止め付砂防ダムおよび砂防ダム水褥池における流木捕捉効果について三次元水理模型実験により検討を行った結果以下の事項が明かとなった。通常の砂防ダム堆砂域における流木捕捉率は砂防ダム水通し幅に比して流木の最大長が1.3倍以上あると

流木捕捉率は向上する。一方、水通し幅よりも流木の最大長が小さい場合には捕捉効果は少ない。流木止スクリーンによる流木捕捉率は主としてスクリーンの横方向純間隔に左右され、縦方向純間隔の影響は少ない。流木止スクリーンへの多量の土砂の流下が予想される場合には土砂によりスクリーンが閉塞されないようスクリーンの縦方向及び横方向の純間隔を大きくする必要がある。新しく考案した分流板付水褥池を設置すると、砂防ダム水褥池における流木捕捉率が高まることを示した。

第5章においては流木の衝突に対する鋼製流木止め部材の強度上の設計基準を明らかにするため、実物大の鋼材に対して静的載荷実験と動的載荷実験を行い、流木の持つ運動（衝撃）エネルギーと鋼材の塑性変位の関係について検討を行った。実験結果より以下の結論が得られた。

- (1) 同一の衝突面形状を持つ流木と石礫が同一の運動エネルギーで衝突すれば鋼材に生ずる塑性変位は同一である。すなわち、木材と石材という材質による差は認められない。
- (2) 累積衝撃エネルギーとそれによる累積塑性変位は正比例の関係にある。
- (3) 同一の塑性変位を生ずる衝撃エネルギー吸収能と静的エネルギー吸収能の比はほぼ一定であり、衝撃エネルギー吸収能は静的エネルギー吸収能よりも大きく、この傾向はH形鋼よりも鋼管において強い。

以上の実験結果を基に、鋼製流木止め部材の実用的な設計手法を提案した。またこの設計手法をもとに鋼製流木止め部材の設計例を示した。

あ と が き

わが国の国土は高標高地等の特殊な地域を除いては、そのほとんどの山地が森林に覆われている。このような山地流域で豪雨等により山腹崩壊や土石流が発生すれば、崩壊あるいは侵食される地盤の上に立つ樹木は必然的に流木と化して溪流を流下することとなる。崩壊や土石流に伴い発生する流木は土砂に比べて量も少なく、比重も小さく、さらに石に比べて柔らかいというイメージが強く、流木により引き起こされる災害についてはこれまで余り注目されて来なかったと言える。

しかしながら山地の溪流や中小河川においては、流木による流路や橋梁の閉塞により土石流や洪水の氾濫が助長されて被害が拡大する例も多く発生しており、

土石流や洪水対策の一環として、流木対策も必要とされる。

本研究の成果が流木による災害に対する認識を高め、流木対策工の計画、設計の参考となり、流木災害の軽減、防止に役立てば幸いである。

最後に本研究のとりまとめにあたっては、京都大学農学部武居有恒教授、小橋澄治助教授より終始懇切なご指導を賜った。また、本研究における現地調査、模型実験、資料整理にあたり、土木研究所砂防研究室の浅井信秀部外研究員（現、川鉄建材工業株式会社）、鈴木浩之技官（現、関東地方建設局江戸川工事事務所）、および矢島重美技官の多大な協力を得た。ここに記して感謝の意を表したい。なお、本研究における現地調査、資料の収集においては建設省、山形県、京都府、広島県、長崎県の関連部局の方々から多大なご支援とご協力を頂いた。ここに厚くお礼を申し上げたい。

平成元年10月2日原稿受理

海洋性レクリエーション利用から見た 全国沿岸域の類型化

土木研究所報告
第183号-1 1991年3月

宇多高明, 武中信之

要旨

海洋性レクリエーションの面より全国の沿岸域を利用する場合を想定して、各沿岸域の気象、波浪、地理的条件を調べた。気象条件は、気温、水温、日照時間、新有効温度ET^{*}、風冷力 Windchill により、また波浪条件は、夏期および通年での高波出現率により代表させた。地理的条件としては、まず交通機関の整備状況の面より、各沿岸における鉄道主要駅数、インターチェンジ数、主要道の密度を調べた。また、利用者の市場の数を沿岸近傍の都市数により、さらに観光資源数を隣接する各県の史跡名勝数によりパラメータ化して計測した。これらの代表パラメータを各沿岸ごとに整理して類型化した。沿岸としては、我が国全体の77沿岸より内海および閉鎖性の内湾を除く42沿岸を選んだ。類型化は気象、波浪、交通、開発条件より行い、各沿岸をこれらの条件より評価した(表-10)。この結果、各沿岸の特性と全国沿岸域での位置付けが明らかにされた。気象条件による分類では沿岸が太平洋岸か日本海側のいずれかに位置するかによって、また、その沿岸の緯度により顕著な差が現われた。海洋性レクリエーションの適性基準から見て良い条件を持っているのは日本列島南部の沿岸であった。波浪条件では日本海側と太平洋側では明瞭な差があり、日本海側では冬期は高波浪となるが夏期は静穏であった。これに対し、太平洋側では高波浪の来襲頻度が高かった。こうした波浪条件の差違により海洋性レクリエーションの利用より見ると日本海側は夏期の集中利用が有利であり、一方、太平洋側では高波浪の制御を行わないと通年の利用は難しいことが指摘された。沿岸域のアクセス、開発する場合の市場の大きさ、観光資源の分布に関しては、大都市圏近郊の沿岸ほど評価点が高くなった。海洋性レクリエーションを主体とした沿岸域の開発計画を立てるに際しては、これらの点に十分配慮し、地域特性に適合した開発内容とする必要がある。

キーワード：沿岸域、ウォーターフロント、気象条件、海象条件、交通条件、開発条件、分類、評価、海洋性レクリエーション

遠州海岸の1960年代以降における海浜変形

土木研究所報告
第183号-2 1991年3月

宇多高明, 坂野 章, 山本幸次

要旨

天竜川河口の両側に広がる遠州海岸の1960年代以降における海浜変形に着目し、天竜川河口部周辺、河口の東約10kmに位置する福田漁港、河口の西約18kmと約56kmに位置する浜名湖今切口導流堤と赤羽根漁港周辺の海浜地形変化を深淺測量データや空中写真をもとに分析した。この結果、天竜川河口では近年流出土砂量の減少に起因して河口前面テラスが急速に縮小していること、また福田漁港では東向きに沿岸漂砂が阻止され、一方、今切口導流堤と赤羽根漁港では西向きの沿岸漂砂が阻止されたことにより、それぞれ構造物の上手側では堆積が、下手側では侵食が生じていることが明らかになった。沿岸漂砂に関しては卓越方向を示すに止まらず、代表地点における漂砂量を定量的に評価し、漂砂量の沿岸方向分布より、天竜川河口部が今後とも侵食傾向にあることを指摘した。次に、構造物によって沿岸漂砂が阻止された海岸における深淺測量データをもとに漂砂の移動高を求めた。移動高は今切口では9.7m、福田漁港では9.2mとなり、両地点の値はかなり良い一致を示した。また、天竜川河口部、福田漁港、今切口導流堤周辺の3箇所において実測の深淺データより移動限界水深を求め、その平均が約-12mであることを示すとともに、佐藤・田中の表層移動限界式を用いたとき、この実測値と良い一致を示す確率波は、約3%の出現確率であることを明らかにした。本研究では経年的に取得された深淺測量データを分析し、沿岸漂砂による地形変化の特性を明らかにしたが、この場合、等深線距離の時空間分布を調べる方法が有効であることが確認された。

キーワード：海岸侵食、遠州海岸、河川流出土砂量、沿岸漂砂量、移動限界水深、汀線変化、等深線距離

流木の運動・堆積機構と対策工に関する研究

土木研究所報告
第183号-3 1991年3月

水山高久, 石川芳治, 福澤 誠

要旨

土石流、洪水とともに溪流を流下してくる多量の流木が流路、橋梁等に詰まることにより土石流、洪水の氾濫が助長されて被害が増大する例は多い。しかしながら、これまで流木の発生、流下、堆積機構に関する検討は十分に行なわれておらず、流木対策施設の計画、設計手法も確立されていない。

本研究では流木による被害実態を整理するとともに、土石流とともに発生する流木の大きさ、形態、本数等を調査して、発生流木の本数、量を推定する手法を示した。また主として水理模型実験により水路、狭窄部、扇状地上での流木の運動、堆積機構を明らかにした。一方、模型実験により、効果的な流木対策工の設計法を提示するとともに、実物大の静的および動的載荷試験により鋼製流木止め部材の設計法を提案した。

キーワード：流木、災害、流木対策、流木止め

**Nationwide Classification of Coastal Zones
with Respect to Oceanic Recreation**

**Report of PWRI
Vol. 183-1 Mar. 1991**

**by Dr. Takaaki UDA
Nobuyuki TAKENAKA**

Synopsis

Climate, wave climate and geographical conditions in nationwide coastal zones were investigated in the case of the utilization of coastal zones with respect to coastal water-front. For the parameters representing climatic conditions, air and sea water temperatures, daylight hours, effective temperature (ET⁺) and an index showing cooling effect by wind (windchill) were selected. Wave climate was represented by the probability of occurrence of wave height in summer season and throughout a year. For the geographical conditions, firstly number of railway stations, number of highway interchanges and density of main country roads in a coastal zone were counted in order to examine the present situation of the access to a coastal zone. Secondly, number of cities adjacent to the coastal zone and the number of historic places were examined to clarify the marketability of users for the coastal zones. Nationwide classification in terms of these parameters was carried out. In this classification 42 coastal zones exposed to the oceans were selected out of 77 coastal zones in total in Japan. The results of the classification were summarized in Table 10, and characteristics of each coastal zone and its relative situation compared with the other coastal zones were clarified. Regarding the climatic conditions, southern part of the Japanese archipelago was classified into the area having the optimal conditions for oceanic recreation, and natural conditions became worse with the increase of the latitude of the area. Dominant differences were observed with respect to wave climate between coastal zones facing the Sea of Japan and the Pacific Ocean. Along the coast facing the Sea of Japan usually rough wave conditions prevail in winter, whereas in summer calm waves are incident. On the contrary along the coast facing the Pacific Ocean, probability of occurrence of high wave is much larger than that along the Sea of Japan side throughout a year. These differences of wave climate cause considerably large changes for the recreational usage of coastal zones. As for the access condition to the coastal zones, marketability for users and distribution of historic places, high points were given for the evaluation in the coastal zones adjacent to large cities. In order to make a development plan of coastal zone focusing on the oceanic recreation, these points as mentioned above should be deeply taken into consideration and optimal plan most suitable for each region should be selected.

Key words: Waterfront Coastal zone, Climate, Wave Climate, Geographical conditions, Access, Nationwide classification, Marketability, Oceanic recreation.

Beach Changes on the Enshu Coast Since 1960s

**Report of PWRI
Vol. 183-2 Mar. 1991**

**by Dr. Takaaki UDA
Akira SAKANO
Koji YAMAMOTO**

Synopsis

Beach changes along the Enshu Coast extending on both sides of the Tenryu River mouth are investigated by using aerial photographs and bottom sounding data. Coasts in the vicinity of the Tenryu River mouth, Fukude Fishery Harbor located about 10 km east of the river mouth, Inakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana and Akabane Fishery Harbor located about 18 and 56 km west of the river mouth, respectively, are selected for the study sites. It is found that the river mouth terrace has reduced its scale to a large extent due to the decrease of the fluvial sediment supply from the Tenryu River to the Pacific Ocean, and that sand accumulated on the updrift side of the structures, whereas downdrift beach was severely eroded due to the interruption of eastward longshore sand transport at Fukude Fishery Harbor and westward longshore sand transport at Inakiri-guchi jetty and Akabane Fishery Harbor. Regarding the littoral transport on this coast, longshore sediment transport rate is quantitatively evaluated as well as the evaluation of the predominant direction. It is predicted that the erosional tendency of the coast around the river mouth will continue, judging from the longshore distribution of littoral transport rate. Characteristic height of beach changes in the case of the beach changes due to longshore sand transport is calculated on the basis of the sounding data obtained on a coast, where littoral transport is obstructed due to the existence of the coastal structure. The height becomes 9.7 m at Inakiri-guchi jetty and 9.2 m at Fukude Fishery Harbor, thus both results agree well. Furthermore, critical depth for sand movement is obtained at three locations (Tenryu River mouth, Fukude Fishery Harbor and Inakiri-guchi Entrance Channel to Lake Hamana) based on the sounding data, and its average is about 12 m below M.S.L. Most probable wave height is found to be that of about 3% probability to get the best fit for the field data measured on the Enshu Coast in predicting the critical depth for sand movement by the formula proposed by Sato and Tanaka. In this study bottom sounding data having been gathered over a period of about 25 years are analyzed in order to investigate the beach changes due to longshore sand transport, and finally it is confirmed that the investigation of the temporal and spatial change in offshore distance from the reference point to some contours is effective for the analysis of three dimensional beach changes.

Key words: Beach erosion, Enshu Coast, Fluvial sediment supply, Littoral transport, Critical depth for sand movement, Shoreline change, Offshore distance.

**A Study on Mechanisms of Movement and Accumulation
of Floating Logs and their Countermeasures**

**Report of PWRI
Vol. 183-3 Mar. 1991**

**by Takahisa MIZUYAMA
Yoshiharu ISHIKAWA
Makoto FUKUZAWA**

Synopsis

There has been an increasing number of reports in which blockades of channels or bridges in torrents by many floating logs that are carried along by debris flows or floods promote the damages cause by debris flow or floods. Studies on mechanisms of generation, flow-down, and accumulation of floating logs hasn't been carried out sufficiently. Also, a method of planning and design criteria for countermeasure facilities against floating logs have not been established.

In this study, actual conditions of past disasters caused by floating logs are pigeonholed, and size, shape and number of floating logs that were carried along by debris flows were investigated with respect to several past disasters caused by debris flows by means of field surveys. Using the results, an estimating method for the number and the amount of floating logs generated in torrents is developed. The basic mechanisms of movement and accumulation of floating logs in channels, at narrow passes, and on fans are clarified by means of hydraulic model tests. Moreover, design conditions for efficient countermeasure facilities against floating logs are discussed by means of hydraulic model tests, and design criteria for members of steel booms to trap floating logs are proposed.

Key words: floating log, disaster, countermeasure against floating logs, boom to trap floating logs

土木研究所報告 第183号

平成3年3月5日発行

発行 建設省土木研究所
〒305 茨城県つくば市大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷 株式会社 東 神 堂
東京都千代田区神田司町2-14
電話 03 (3252) 7611

本研究報告より転載又は複製する場合は、前もって
建設省土木研究所企画部情報資料課に連絡のうえ、
許可を得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 183, March 1991

CONTENTS

1. Nationwide Classification of Coastal Zones with Respect to Oceanic Recreation	Takaaki UDA Nobuyuki TAKENAKA	1
2. Beach Changes on the Enshu Coast Since 1960s	Takaaki UDA Akira SAKANO Koji YAMAMOTO	23
3. A Study on Mechanisms of Movement and Accumulation of Floating Logs and their Countermeasures	Takahisa MIZUYAMA Yoshiharu ISHIKAWA Makoto FUKUZAWA	71
