

土 木 研 究 所 報 告

第 194 号

目 次

平成 5 年 (1993 年) 北海道南西沖地震災害調査報告

まえがき	飯島 尚	3
第 1 編 地震および地震動	大塚 久哲, 吉見精太郎	5
第 2 編 被害の概要	川島 一彦, 運上 茂樹 中島 燈, 星隈 順一	23
第 3 編 地形と地質	脇坂 安彦	31
第 4 編 津波による被害	田中 茂信, 山本 幸次 岩崎 福久, 野口 賢二	53
第 5 編 地盤被害	大塚 久哲, 松尾 修 二宮 嘉朗, 東 拓生	81
第 6 編 下水道施設の被害	塩路 勝久, 二宮 嘉朗	93
第 7 編 河川施設の被害	宇多 高明, 松尾 修 佐々木克也, 島津多賀夫 服部 敦	109
第 8 編 ダムの被害および変状	中村 昭, 安田 成夫 岩下 友也	135
第 9 編 斜面の被害	綱木 亮介, 蒲原 潤一	167
第 10 編 道路の被害	川島 一彦, 大塚 久哲 松尾 修, 運上 茂樹 高木 繁, 中島 燈 宇佐美 淳, 佐藤 貴志	181
第 11 編 道路橋の被害	川島 一彦, 運上 茂樹 中島 燈, 星隈 順一 高木 繁	211
あとがき	飯島 尚	239

平成 6 年 7 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © (1994) by P.W.R.I.

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

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

平成5年(1993年)北海道南西沖地震災害調査報告

Report on the Disaster Caused by the Hokkaido Nansei-oki Earthquake of 1993

要 旨

本報告は、平成5年(1993年)北海道南西沖地震に関する災害調査報告結果をとりまとめたものである。その内容は、地震動、地形・地質、津波、液状化および斜面崩壊による地盤変状の調査結果のほか、下水道、河川、ダム、道路施設等建設省所管施設に関する被害の実体、被害調査結果の整理・分析および得られた教訓である。

キーワード：平成5年(1993年)北海道南西沖地震，地震災害

Synopsis

This report summarizes the results of investigations on the disaster caused by the Hokkaido Nansei-oki Earthquake of 1993. The characteristics of seismic ground motion, geological and topographic features, tsunami, liquefaction and slope-failure is reported. The damage to civil engineering facilities is also described, and the lessons from the disaster are made clear by the damage analysis.

Key Words: Hokkaido Nansei-oki Earthquake, Earthquake Disaster

ま え が き

1993年7月12日の午後10時17分頃、北海道後志支庁寿都町の南西約80km沖合いの深さ約34kmを震源とするマグニチュード7.8の北海道南西沖地震が発生した。この地震により、小樽、寿都、江差、深浦で震度Ⅴの烈震を記録した他、北海道から東北地方のほぼ全域で有感となった。

今回の地震では、大規模な津波・火災と斜面崩壊が発生し、奥尻島を中心に200人を超す死者・行方不明者が生じた。また、公共土木施設でも、北海道南西部の広範囲において道路盛土、道路橋、河川堤防、ダム施設、下水道施設などに大きな被害が発生した。

建設省土木研究所は地震発生直後より調査団を派遣し、地震動の特性および公共土木施設を中心とした被害と復旧状況に関する調査を行った。本報告は、その結果の概要を取りまとめたものである。震後10カ月余での上梓であり、被災原因の詳細な調査等は現在続行中のものもあり、その結果の公表は別の機会にゆずらざるを得ないが、本報告書によって北海道南西沖地震の被害とそれらがもたらした教訓とが統括的に把握され、今後の地震防災対策の一助になれば幸いである。

1994年5月

所 長 飯 島 尚

第1編 地震および地震動

第1編 地震及び地震動

大 塚 久 哲^{*1}

吉 見 精太郎^{*2}

by Dr. Hisanori Otsuka

and

Seitaro Yoshimi

細 目 次

1. 地震の概要	3
2. 加速度強震記録の特性	5
2.1 最大加速度及びスペクトル強度 (SI) の分布	5
2.2 最大加速度の距離減衰特性	9
2.3 3次元地震動主軸の特性	9
2.4 代表的な加速度強震記録の特性	9
3. 加速度応答スペクトル特性に対する地盤条件の影響	16
4. まとめ	18
謝辞	18
参考文献	18

* 1 地震防災部振動研究室長, 工博 (現, 耐震研究室長)

* 2 地震防災部振動研究室研究員 (現, 関東地方建設局長野国道工事事務所調査課)

1. 地震の概要

平成5年7月12日午後10時17分頃、北海道後志支庁寿都町の南西沖約80kmを震央(北緯42度47分、東経139度12分)とするマグニチュード7.8、震源深さ34kmの地震が発生し、気象庁により「平成5年(1993年)北海道南西沖地震」と命名された。同年1月に発生した釧路沖地震と比較するとマグニチュードは同規模であるが、震源深さは同地震の1/3以下であり浅発地震に区分される。気象庁発表の各地の震度階は図-1.1に示すとおりであり、小樽、寿都、江差、深浦で震度Vの強震、倶知安、苫小牧、室蘭、函館、むつ、青森で震度IVの中震であった。図-1.2は、1885年から1991年の間に北海道及び東北地方北部周辺で発生したマグニチュード6.0以上の地震の震央位置の分布を示しているが、日本海側では東経139度線上で、マグニチュードが7以上で震源深さ60km未満の地震がいくつか発生しているが、奥尻島周辺では震源が浅い規模の大きな地震はほとんど発生していないことがわかる。

平成5年7月12日の0時から、9月30日の24時ま

でに発生した、前震、本震を含む余震の震央分布図とその東西断面図を図-1.3に示す。これによると、余震域は「く」の字型を形成しており、南北約220km、東西約70kmの範囲に及んでいる。また、余震の深さも大部分が60km以下であり、最も多発している30km以下では、西下がり分布している。図-1.4は、図-1.3と同期間における地震回数のヒストグラムを示したものである。本震後約3週間で余震の発生は鎮静化しているが、8月8日4時42分に発生した最大余震(マグニチュード6.5)に伴う活動により、余震活動が一時的に活発化している。

本震のメカニズム解の一例を図-1.5に示す。(a)はP波初動の押し引きから求められたものであり、(b)は国内及び韓国の長周期地震計の波形解析から求められたもので、いずれも下半球に投影されたものである。

(a)では、北西方向に下がっている節面と南北方向からやや東よりに傾斜する節面が直交しており、圧縮軸はやや西下がりではあるがほぼ東西に向いている。他方、(b)では、南北方向からやや西側に傾斜する節面と南北方向から東よりの節面が直交しており、圧縮軸は(a)よりも西側へ大きく下がっているものの概ね東

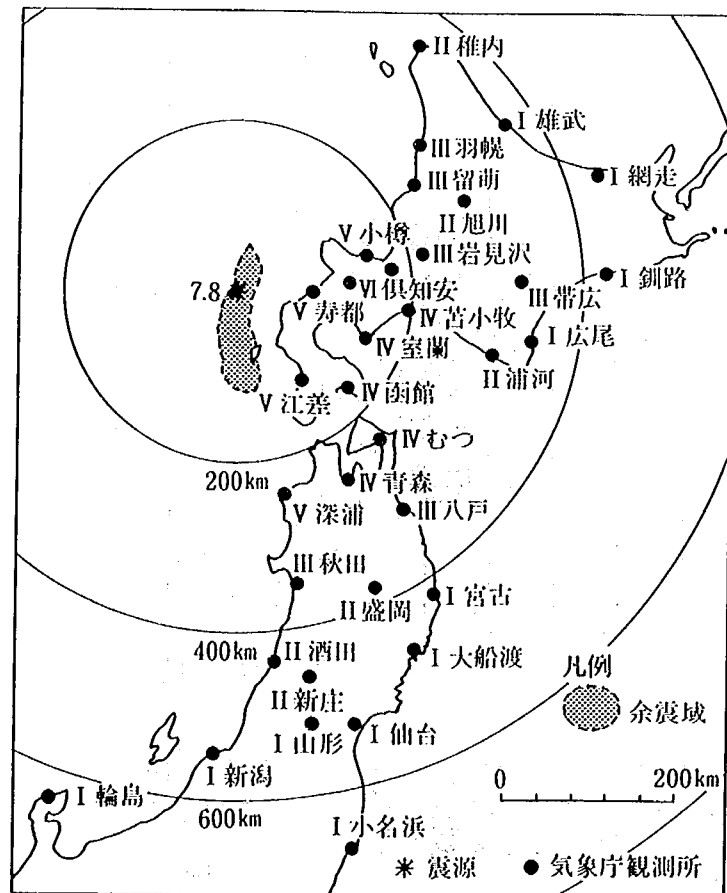


図-1.1 気象庁による各地の震度

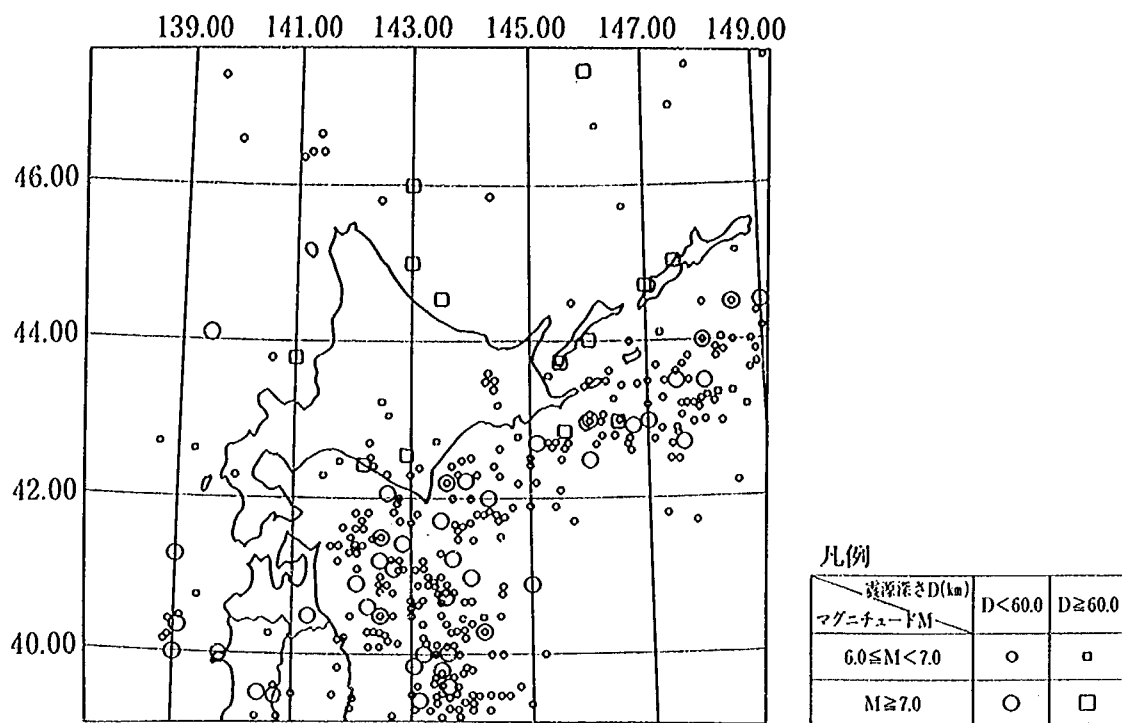


図-1.2 北海道周辺で発生した地震の震央分布
(1885年～1991年, $M \geq 6.0$)

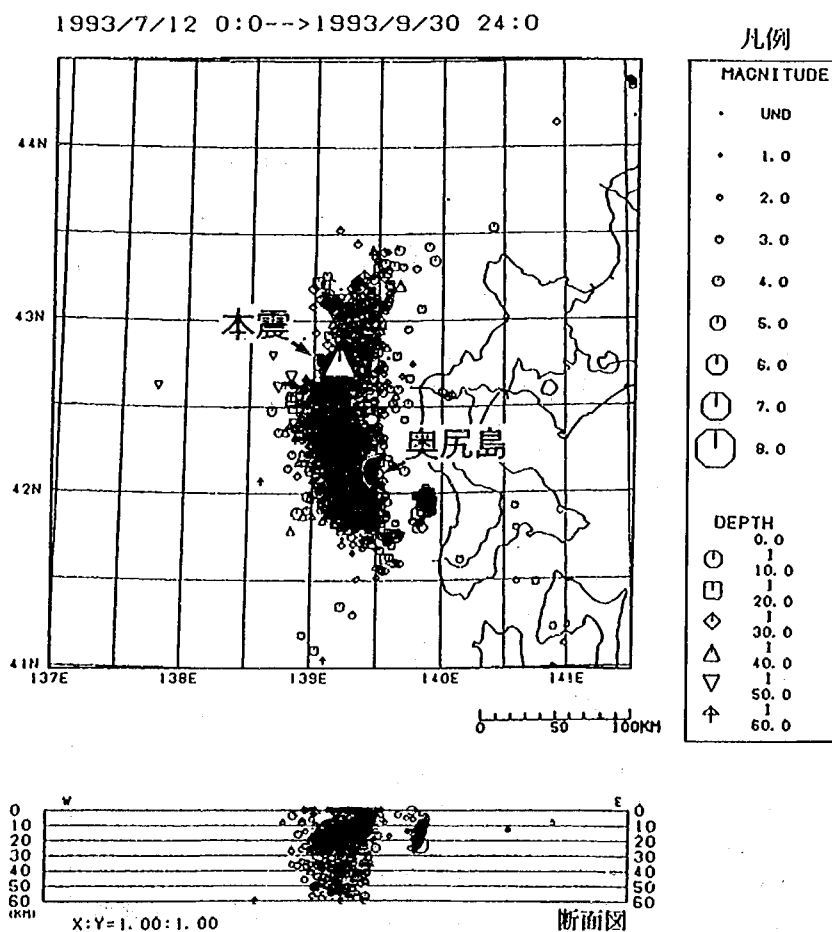
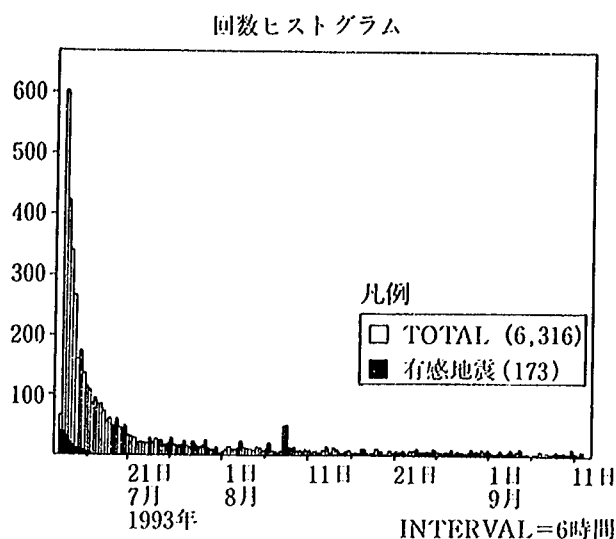


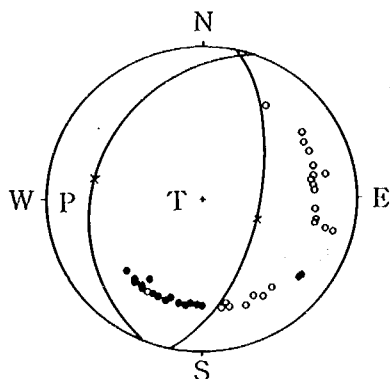
図-1.3 余震の震央分布及び東西断面図¹⁾

図-1.4 地震回数ヒストグラム¹⁾

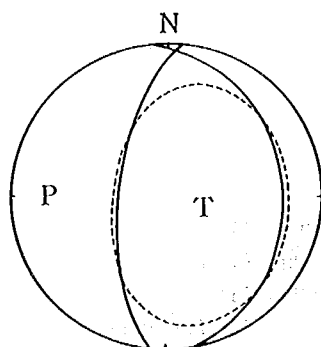
凡例

- : 押し波の初動データ
- : 引き波の初動データ
- 2本の曲線 : 節面
- P : 圧力軸
- T : 張力軸

いずれも下半球投影



(a) 初動データによる



(b) 遠地波形による

図-1.5 本震のメカニズム解例¹⁾

西を向いている。したがって、いずれの解においても今回の地震は、ほぼ東西に圧縮軸を持つ逆断層型であると指摘されている。また、2つの節面のうちどちらが断層面であるかについては、図-1.3下の余震分布の断面が西下がりを形成していることなどから、西下がりの面を断層面とすべきであると考えられている。(a)から(b)へこの断層面が大きく西側へ下がっていく過程は、本震の震源付近で(a)で表される断層面から破壊が始まり、その後傾斜角の急な断層が破壊し、全体として(b)で表されるような断層運動になったものと考えられている。

気象庁の寿都測候所の地盤上に設置された87型電磁式強震計により得られた加速度波形を図-1.6に示す。これによると、起動後30秒付近から再び振幅の大きな波形がみられる。これは、本地震の地震断層が少なくとも2回の断層破壊により破壊が進行したことを示しており、前述のメカニズム解の結果を裏付けるものと考えられる。

今回の地震は、震源深さが34 kmと浅く地殻変動が海底にまで及んだため津波が発生した。この津波は、北海道から九州にかけての日本海沿岸および日本海対岸のロシア、朝鮮半島にも到達している。図-1.7には過去に東北から北海道の日本海沿岸で発生し、津波を伴った地震の震央位置を示す。

2. 加速度強震記録の特性

2.1 最大加速度及びスペクトル強度(SI)の分布

今回の地震により、北海道及び東北地方において、道路橋、ダム、河川堤防等の公共土木構造物及びその周辺地盤上に設置された多くの工学式強震計が作動し強震記録が得られた。強震記録が得られた観測地点の位置を図-1.8に示し、観測地点の諸元及び最大加速度値を表-1.1に示す。表中の*1を付した数値は、SMAC型強震計で得られたアナログ記録を自動数値化装置を用いて1/100秒等時間間隔のデジタル記録に変換した後に、1/12~3秒の周波数領域でバンドパスフィルターをかけ、この領域内で計器補正を施した記録の最大加速度値である²⁾。震央距離(Δ)が最も近い美利河ダム($\Delta=89$ km)の右岸基礎岩盤上では114 galが観測されている。震央距離が250 km以内の16地点のうち、地盤上の最大加速度が100 gal以上であったのは8地点であり、そのうち、上鳥崎橋周辺地

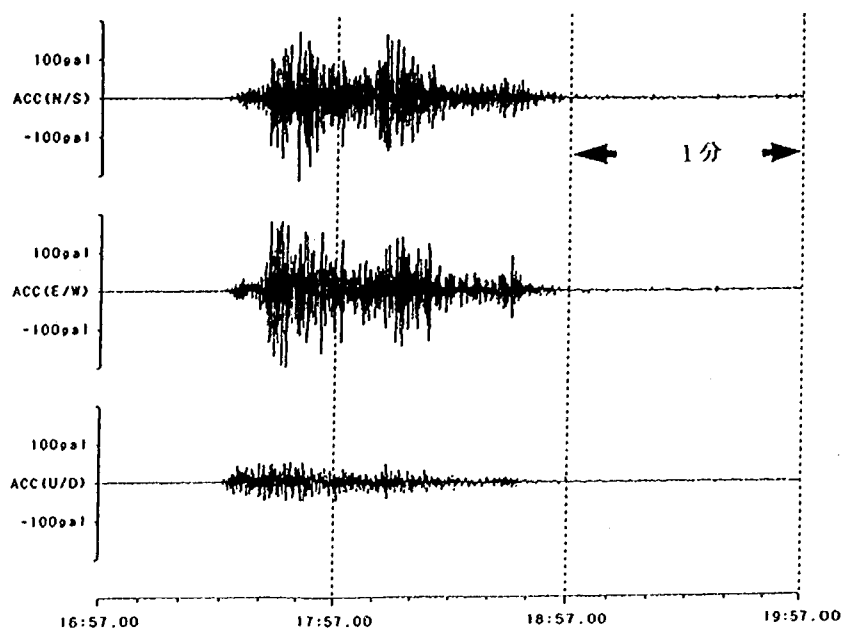
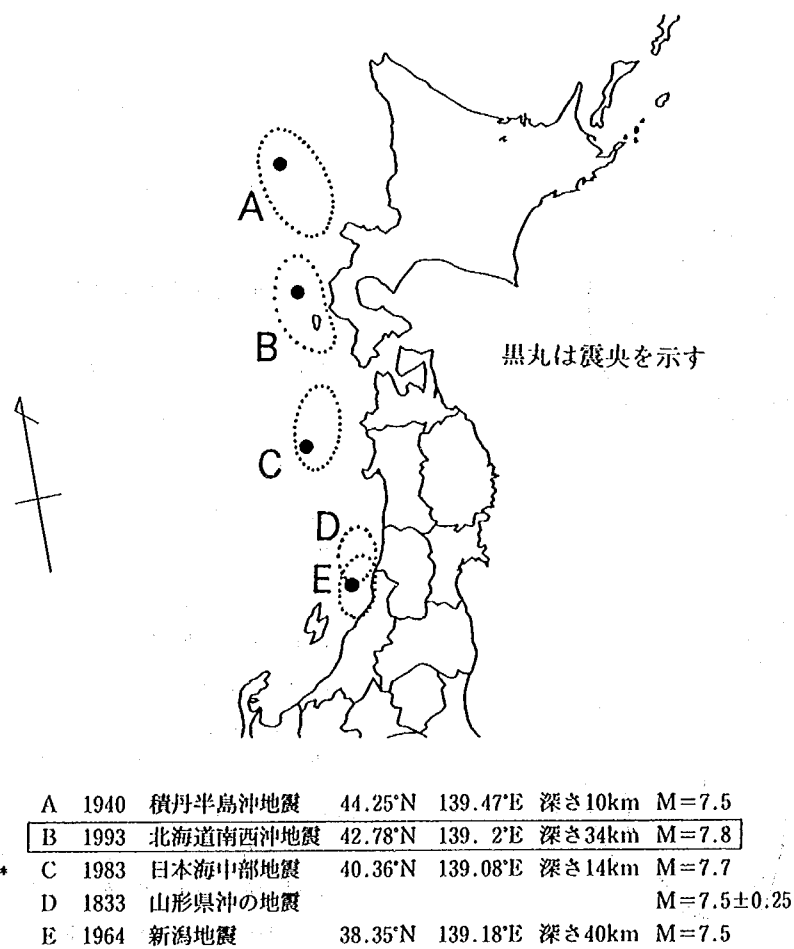
図-1.6 加速度時刻歴波形 (寿都観測所)¹⁾図-1.7 津波を伴った過去の地震
(東北～北海道の日本海沿岸)

表-1.1 公共土木構造物で観測された強震記録(その1)

No.	観測地点名	機 種	震央距離 (km)	地 震 計 設 置 位 置	最大加速度 (gal)		
					L.G.	TR.	U-D
1	美利河ダム	SDA-204	89	監査廊	123	117	73
				天端	95	142	83
		SDA-112		右岸基礎岩盤	101	114	94
2	磯谷橋	SMAC-D	96	地盤	118 ^{*1}	158 ^{*1}	53 ^{*1}
				橋台	145	135	80
3	鶉ダム	PTK-130	133	基礎埋設	144	140	75
				左岸監査廊	80	103	—
4	上島崎橋	SMAC-Q	135	地盤	186 ^{*1}	241 ^{*1}	82 ^{*1}
				橋脚	640	600	120
5	白鳥大橋	AJE-306	152	—35m	40	47	43
				—25m	50	58	33
				—13m	75	83	50
				—3m	160	155	87
6	上磯ダム	SM-23B	154	管理所1F	170	214	100
7	朝里ダム	SDA-204	155	底設監査廊	14	15	12
				天端	36	69	20
8	無意根大橋	SMAC-D	157	地盤	10	15	10
				橋脚	10	15	35
9	知内ダム	SM-23B	159	監査廊	94	94	74
				天端	108	246	76
10	豊平峡ダム	SDA-204	160	天端	19	120	16
				中段監査廊	13	34	11
				底設監査廊	7	10	8
11	七峰橋	SMAC-B2	161	地盤	379 ^{*1}	386 ^{*1}	153 ^{*1}
				橋脚	235	259	150
12	定山溪ダム	SDA-204	161	基礎内(埋設)	8	8	6
				右岸岩盤	10	8	6
				右岸地山	15	10	9
				中段監査廊	10	14	9
				天端	20	37	14
13	石狩河口橋	SMAC-B2	182	地盤	31 ^{*1}	49 ^{*1}	12 ^{*1}
				橋脚	34	—	—
14	札幌 IC 高架橋	SMAC-Q	184	地盤	38 ^{*1}	55 ^{*1}	25 ^{*1}
				橋脚	40	45	15
15	漁川ダム	PTK-300	184	底設監査廊	3	3	3
		PTK-130		下流法面(ステップ)	3	4	2
				コア内	18	20	10
				天端	18	26	11
16	島松沢橋	AJE-305	191	—40m	10	10	2
				橋脚	26	34	13
				橋脚	28	24	1
		SMAC-Q	192	地盤	10	5	微 少
17	新石狩大橋	SMAC-B2	192	地盤	122 ^{*1}	109 ^{*1}	33 ^{*1}
18	新浜厚真橋	AJE-306	217	地盤	125	105	45
				—48m	60	40	25
				橋脚	125	125	25
19	津軽大橋	SMAC-D	223	地盤	104 ^{*1}	101 ^{*1}	68 ^{*1}
				橋脚	60	120	45
20	小田川ダム	SDA-240	239	天端	99	127	66
21	浪岡ダム	PTK-130	260	堤体底部埋設	36	48	28
				コア内	36	—	80
		PTK-300		天端	124	104	36
				左岸地山	60	38	24
22	下湯ダム	SDA-240	267	監査廊	17	25	18
				天端	55	63	32

表-1.1 公共土木構造物で観測された強震記録 (その2)

No.	観測地点名	機 種	震央距離 (km)	地 震 計 設 置 位 置	最大加速度 (gal)		
					L.G.	TR.	U-D
22	下湯ダム	SDA-240	267	法面	43	39	25
				左岸リムトンネル	25	23	19
				洪水吐天端	25	43	19
23	清水目ダム	SDA-240	269	監査廊	16	17	7
				天端	22	23	9
24	浅瀬石川ダム	SDA-240	273	下段監査廊	14	18	12
				中段監査廊	22	34	17
				天端	39	80	20
				右岸下段2号グラウトトンネル奥	18	28	12
				右岸下段2号グラウトトンネル手前	22	27	14
				左岸3号グラウトトンネル	17	23	10
				下段監査廊	11	19	12
				天端	37	69	20
				右岸下段2号グラウトトンネル手前	22	26	17
25	早瀬野ダム	PTK-130	281	基盤埋設	—	23	—
		PTK-300		天端	—	84	—
26	和田ダム	SDA-203	281	天端	67	81	27
		SDA-112		右岸地山	21	19	14
27	早田ダム	DAS-400	282	右岸12BL地山	10	12	—
28	素波里ダム	DAS-400	286	右岸10BL地山	15	14	—
29	山瀬ダム	SDA-240	289	監査廊	14	12	9
				法面	47	54	24
				天端	64	91	35
				トンネル	13	18	13
				泥流部	37	60	31
30	米代川堤防		297	地盤	75	75	18
				天端	75	78	18
				地中	23	22	11
32	愛別ダム	SM-21A	306	監査廊	5 ^{*2}		—
32	様似ダム	DAS-314	316	左岸地山	0 ^{*2}		—
				天端	4 ^{*2}		—
33	森吉ダム	DAS-400	326	管理事務所基礎コンクリート	5	5	—
34	萩形ダム	DAS-400	331	管理事務所基礎コンクリート	5	5	—
35	千代田大橋	SMAC-B2	342	地盤	2	3	1
36	旭川ダム	DAS-400	343	監査廊底部	7	8	—
37	岩見ダム	SW-9259/3	351	監査廊底部	2	4	5
38	滝ダム	SDA-204	361	基礎	2 ^{*2}		—
				天端	7 ^{*2}		—
39	綱取ダム	PTK-300	381	監査廊	1 ^{*2}		—
				天端	1 ^{*2}		—
40	湯田ダム	PK-130	412	基礎(地山)	3	2	0
				天端	2	6	1
41	入畑ダム	SDA-203	421	監査廊	2	1	1
				天端	2	2	1
42	田瀬ダム	PTK-300	422	監査廊(基礎)	1	1	0
				天端	3	8	3

注1) L.G.: 道路施設: 橋軸方向, 河川施設: 堤軸方向, ダム施設: ダム軸方向
 TR.: 道路施設: 橋軸直角方向, 河川施設: 堤軸直角方向, ダム施設: 上下流方向
 U-D: 上下方向

注2) *1を付した記録は, 数値化計器補正後の SMAC 型強震計記録

*2を付した記録は, 水平方向または水平2成分の合成値

—は欠測

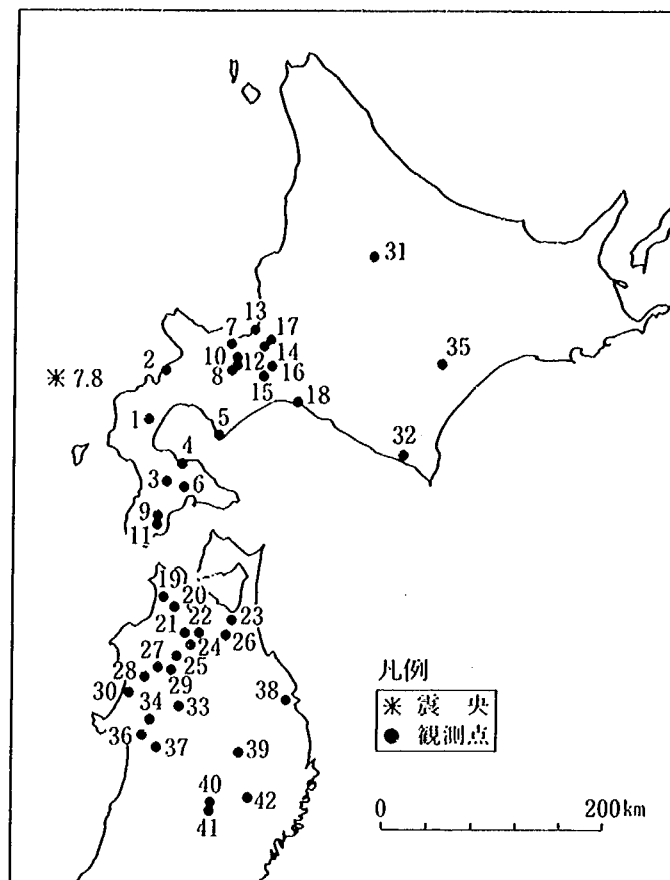


図-1.8 強震記録の得られた観測地点の位置

盤上 ($\Delta=135$ km) では 241 gal, 七峰橋周辺地盤上 ($\Delta=161$ km) では 386 gal が観測されている。構造物上で観測された最大加速度のうち最も大きかったのは、上鳥崎橋橋脚上の橋軸方向成分の 640 gal である。

図-1.9 は、震央距離が 96~223 km の範囲内の地盤上で得られ数値化計器補正処理を施した 7 記録 21 成分を用いて算出したスペクトル強度 (SI)³⁾ の分布を示している。震央距離が概ね 160 km よりも近い磯谷橋、上鳥崎橋及び七峰橋では、最大水平 SI 値は 15 cm/s を超えており、最も大きい SI 値は磯谷橋周辺地盤上 ($\Delta=96$ km) の橋軸方向成分の 21.7 cm/s である。また、鉛直成分では 2.0~9.7 cm/s の範囲の SI 値を示している。

2.2 最大加速度の距離減衰特性

地盤上で得られた最大水平加速度の距離減衰特性を示すと図-1.10 のようになる。図中の実線は既往の強震記録の統計解析により導かれた II 種地盤用距離減衰式⁴⁾において、マグニチュードを 7.8 とした場合の距離減衰曲線を表しており、破線はこの曲線からの標準偏差分 ($\pm 1\sigma$) だけ隔てた曲線を示している。これに

よると、観測値は概ね $\pm 1\sigma$ の範囲内にあるが、震央距離が 150 km 付近と 300 km 付近で推定値と離れた観測値が得られている。

2.3 3次元地震動主軸の特性

震央近傍の 7 地点 (磯谷橋、上鳥崎橋、七峰橋、石狩河口橋、札幌 IC 高架橋、新石狩大橋、津軽大橋) の地盤上で観測された加速度記録から算出した変位記録の 3 次元地震動主軸⁵⁾ (以下主軸と略す) を水平面に投影すると図-1.11 のようになる。主軸が水平面となす角度は、磯谷橋において 14 度 (図中右下がり) を示したが、その他の地点では 0~5 度の範囲にあり、主軸は概ね水平面内に含まれている。水平面に投影された主軸方向は、新石狩大橋、上鳥崎橋、津軽大橋、札幌 IC 高架橋及び七峰橋ではほぼ東西が卓越しており、磯谷橋と石狩河口橋ではほぼ南北が卓越している。したがって、磯谷橋と石狩河口橋を除く 5 地点の主軸方向は、ほぼ断層運動の方向を向いているといえる。

2.4 代表的な加速度強震記録の特性

代表的な加速度強震記録として表-1.2 に示す 4 地

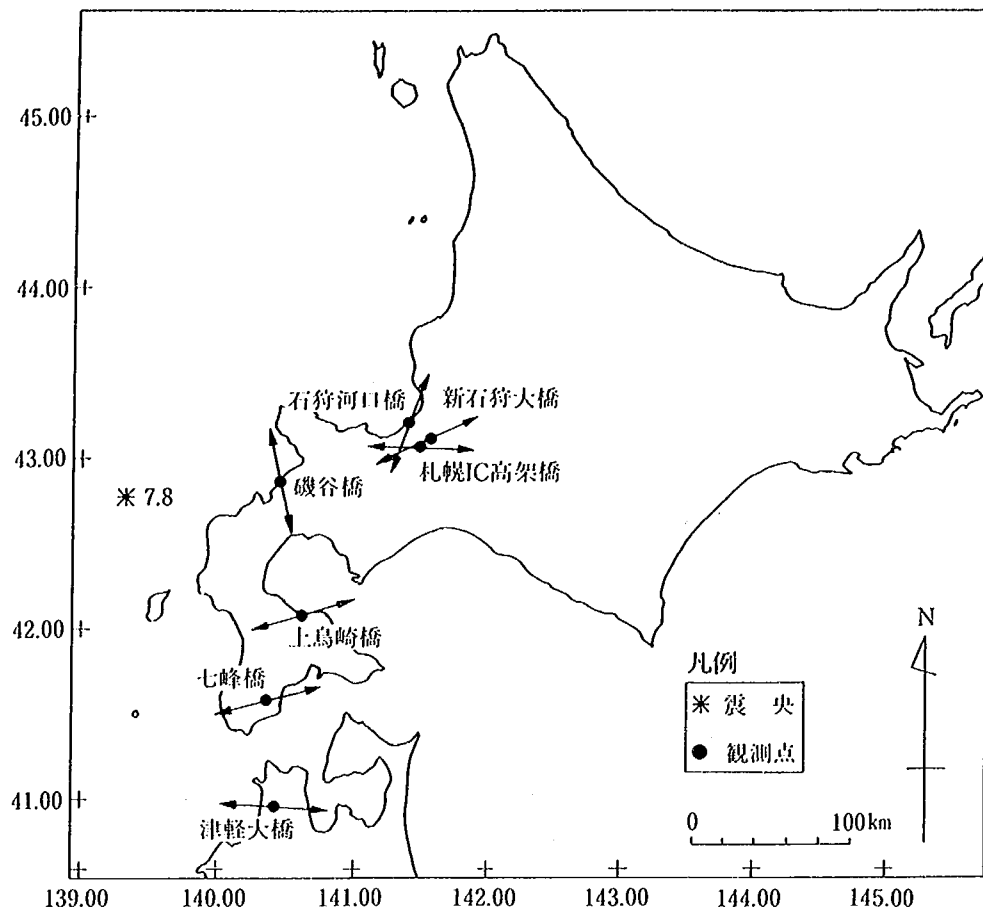


図-1.9 スペクトル強度 (SI) の分布 (単位: cm/sec)

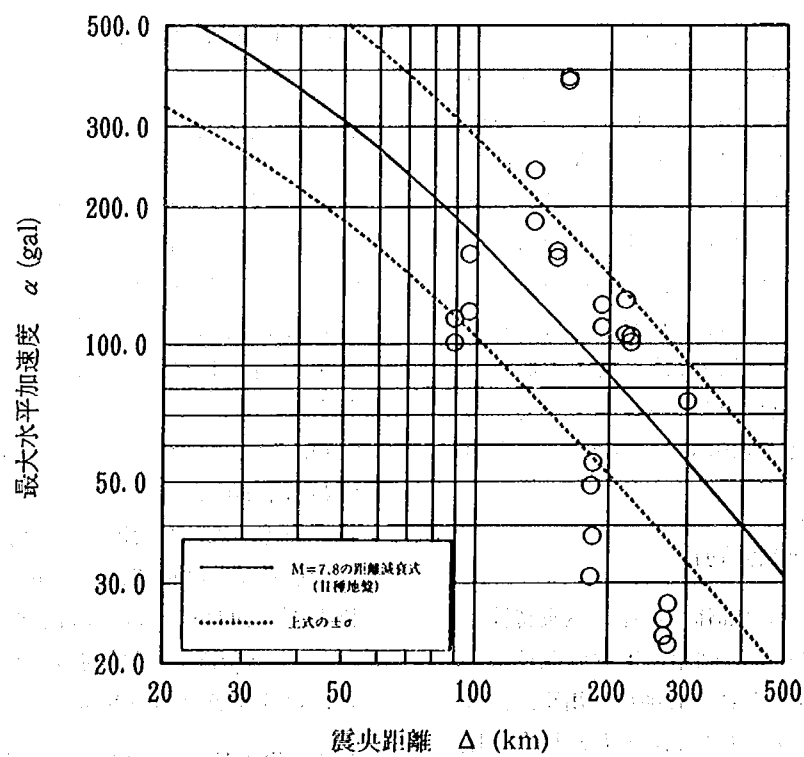


図-1.10 地盤最大水平加速度の距離減衰特性

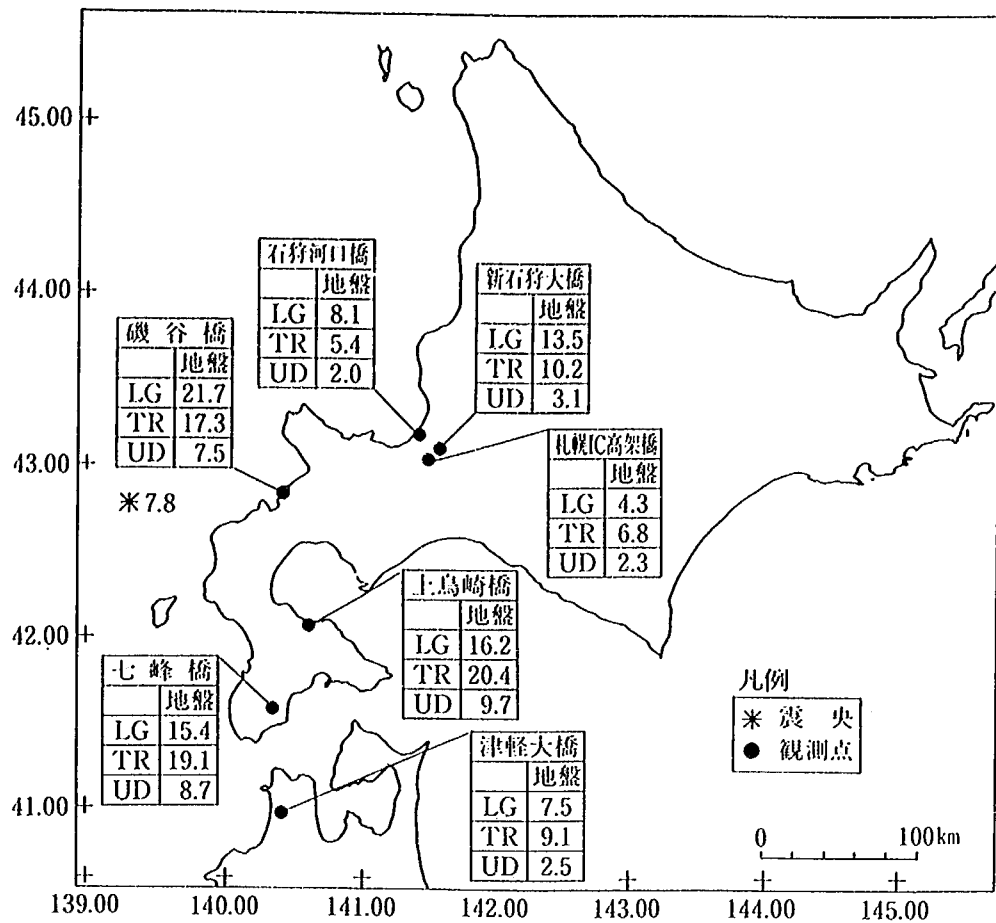


図-1.11 三次元地震動（変位）主軸（水平面への投影）

表-1.2 代表的な加速度強震記録

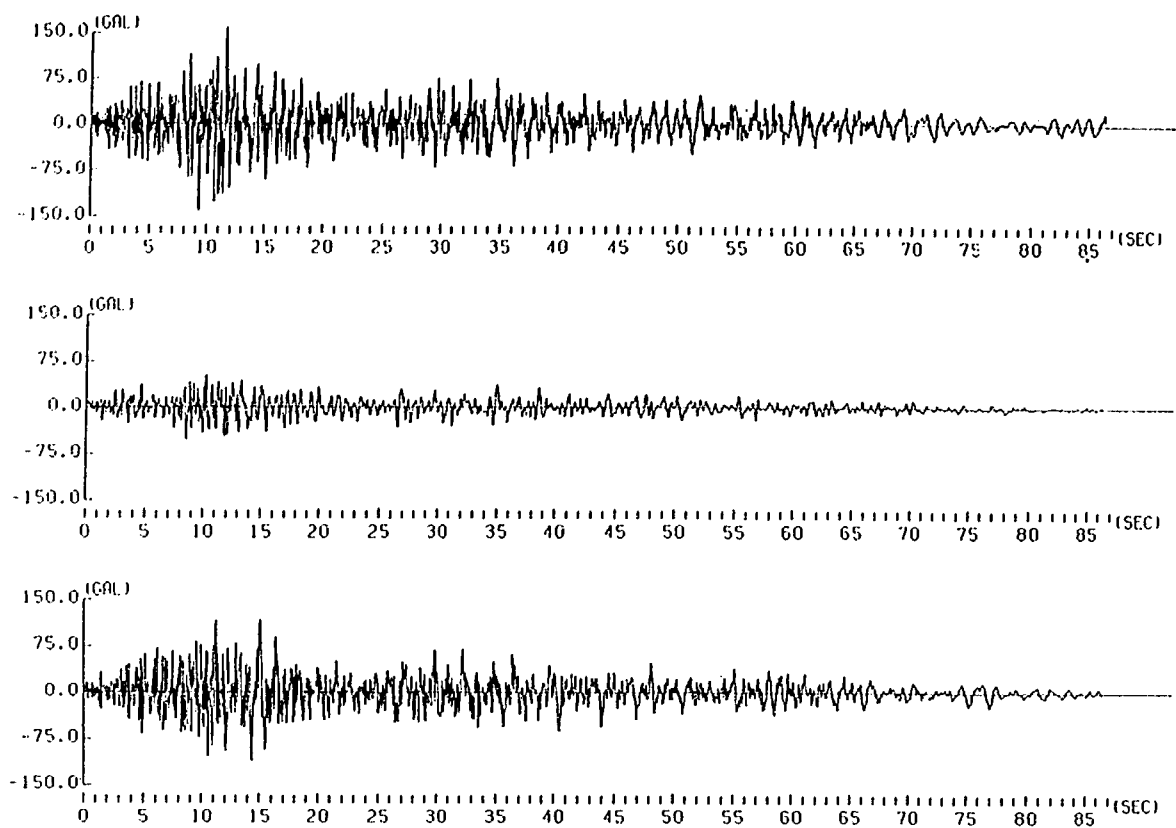
観測地点名	路線名 (市町村名)	震央距離 (Δ) km	最大加速度 (gal)			強震計機種
			LG.	TR.	U-D	
磯谷橋 周辺地盤上	一般国道229号 (蘭越町)	96	118	158	53	SMAC-D
上島崎橋 周辺地盤上	一般国道5号 (森町)	135	186	241	82	SMAC-Q
七峰橋 周辺地盤上	一般国道228号 (知内町)	161	379	386	153	SMAC-B2
新石狩大橋 周辺地盤上	主要道道札幌沼田線 (江別市)	192	122	109	33	SMAC-B2

点の地盤上強震記録について、スペクトル解析によりその特性を検討した。これらの観測地点は震央から96～192 kmに位置しており、記録はすべてSMAC型強震計により観測されたものである。

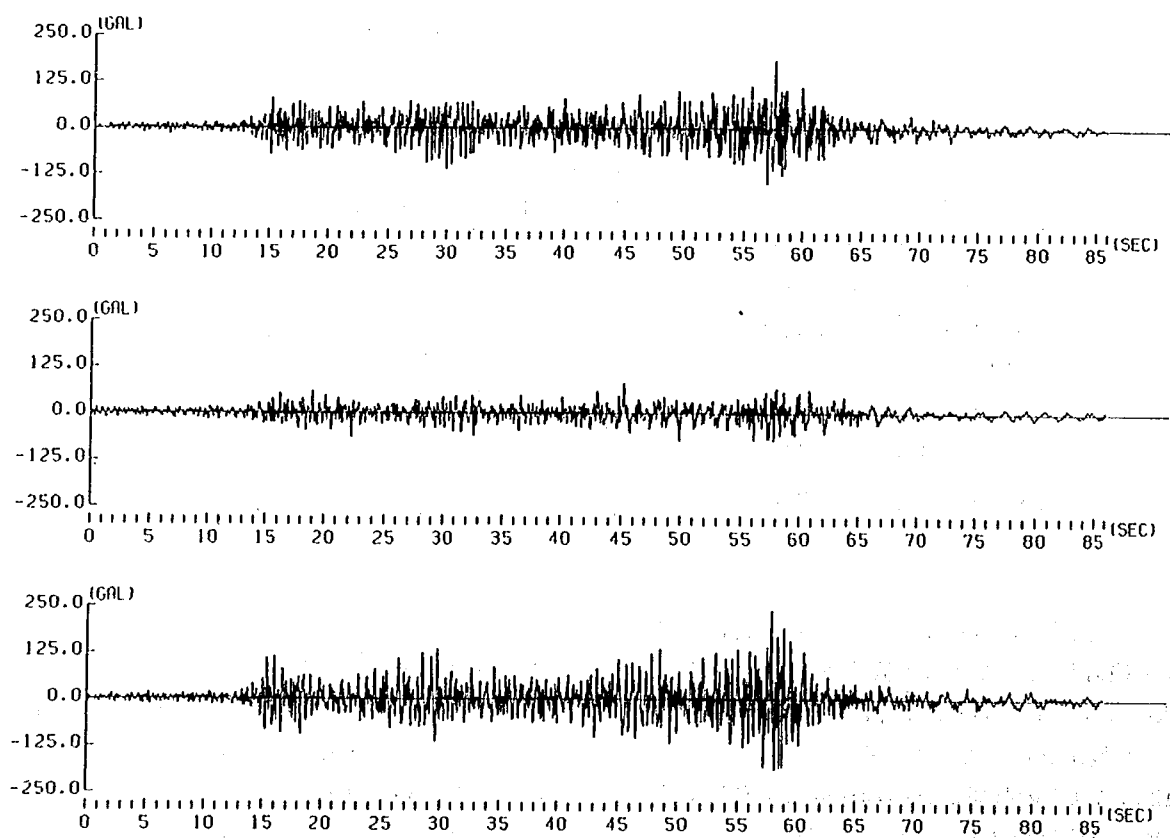
図-1.12にこれらの強震記録の加速度時刻歴波形を示すが、継続時間はいずれの記録も85秒以上であり、最大水平加速度は109～386 gal、最大鉛直加速度は33～153 galである。強震計の起動時刻はいずれの地点

においても不明であるが、記録を開始した時刻から最大加速度が発生した時刻までは10～60秒とかなりの差が生じている。上島崎橋の水平成分の時刻歴波形においては、図-1.6と同様な複数のイベントによる破壊の影響が認められる。

各記録の水平2成分の加速度フーリエスペクトルのうちフーリエ振幅値の最大値が大きい方を図-1.13に示す。なお、加速度フーリエスペクトルには、ウィン

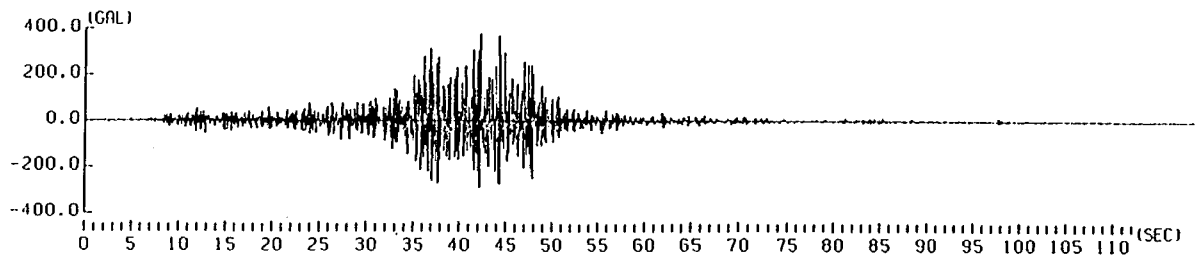
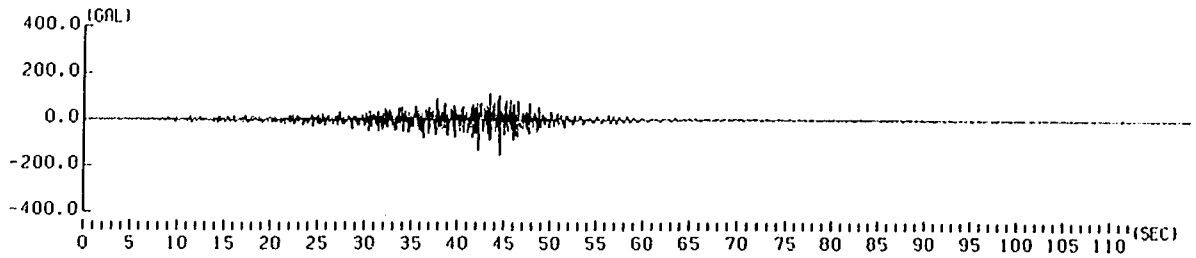
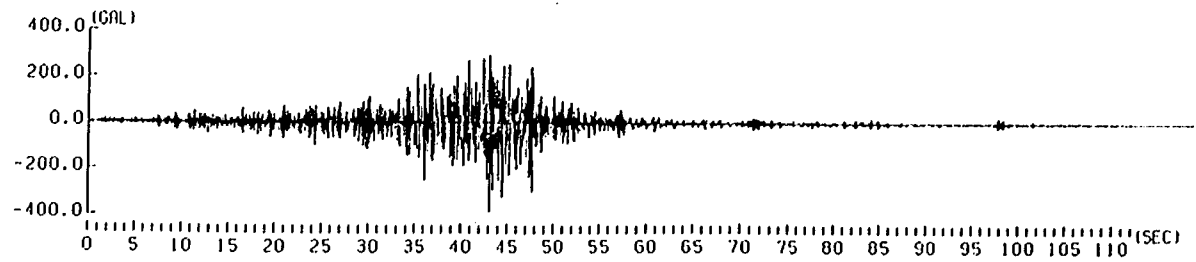


(a) 磯谷橋

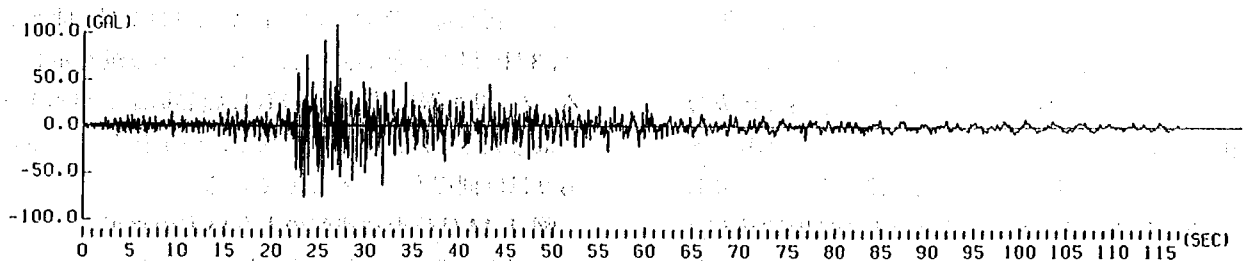
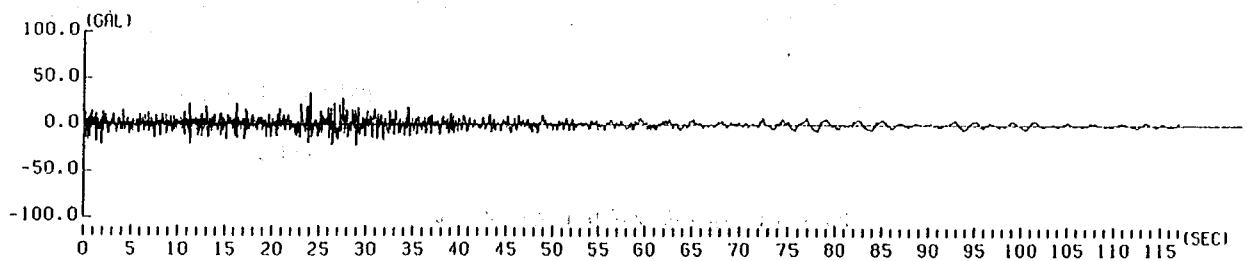
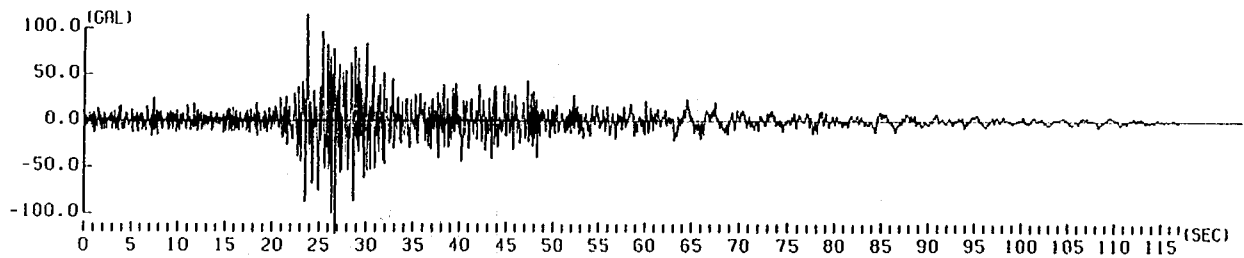


(b) 上島崎橋

図-1.12 加速度時刻歴波形 (その1)

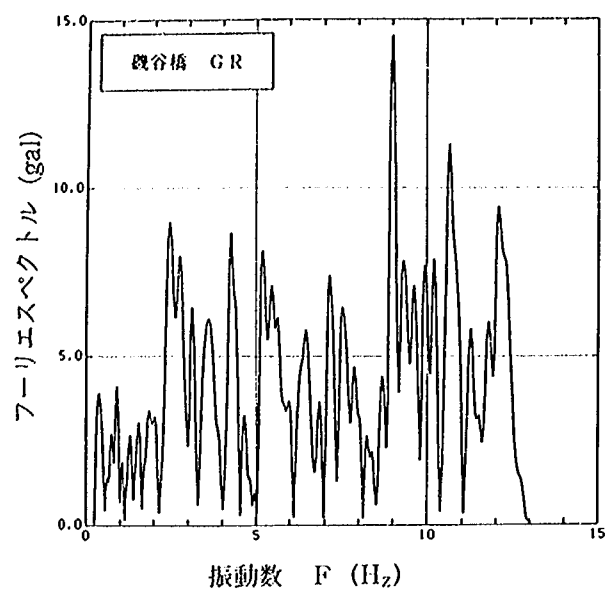


(c) 七峰橋

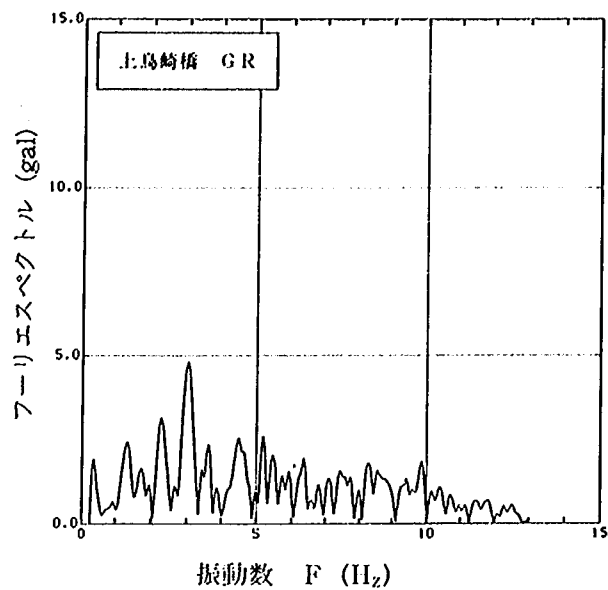


(d) 新石狩大橋

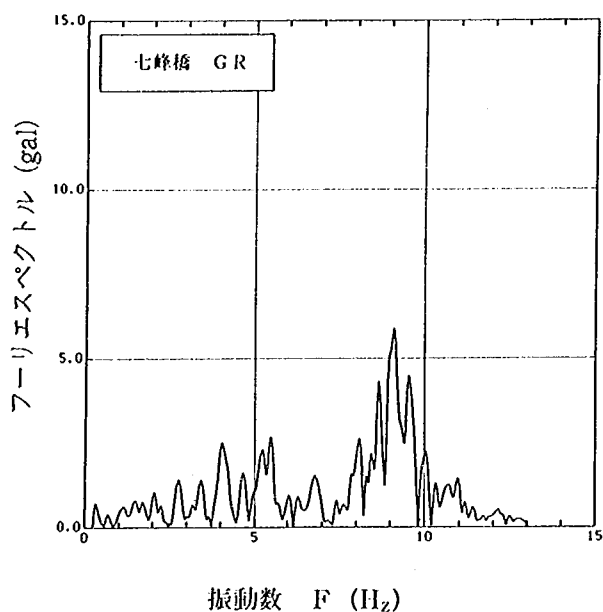
図-1.12 加速度時刻歴波形 (その2)



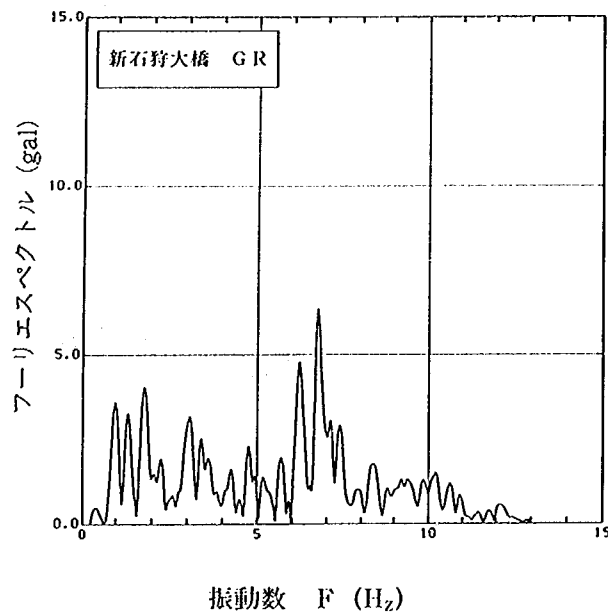
(a) 磯谷橋



(b) 上島崎橋



(c) 七峰橋



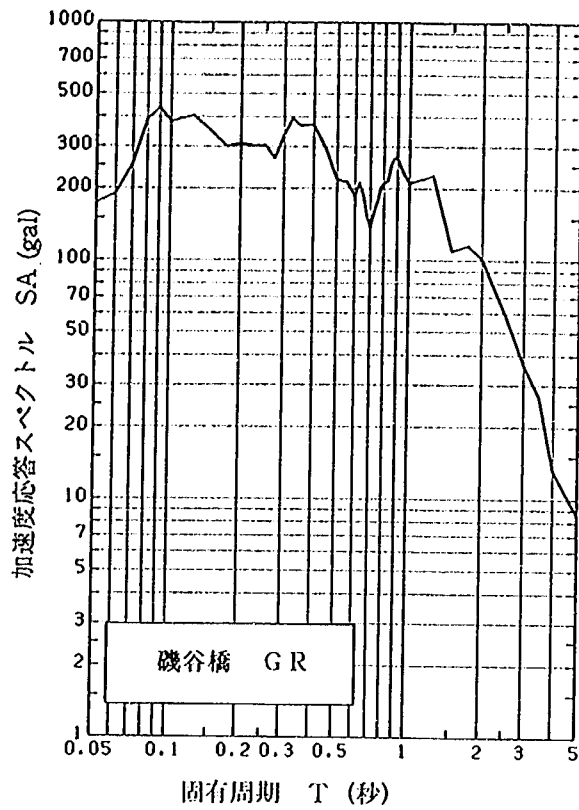
(d) 新石狩大橋

図-1.13 加速度フーリエスペクトル

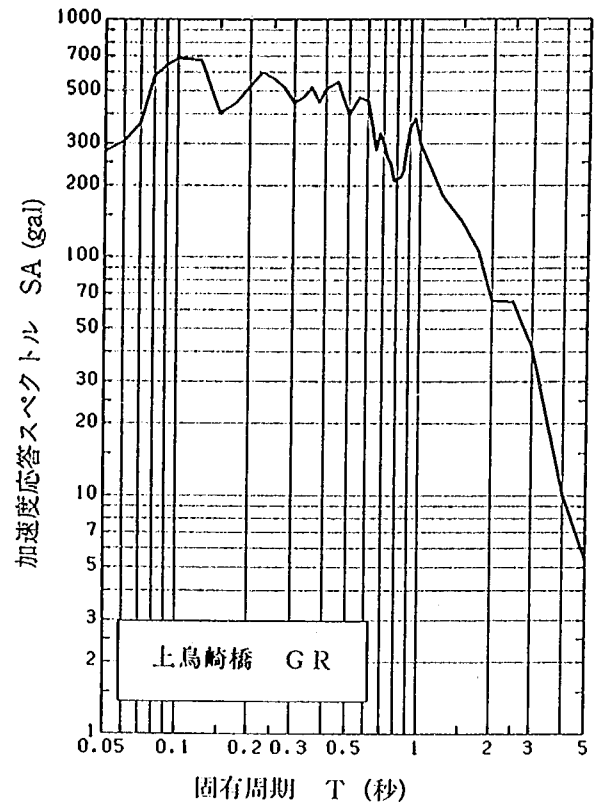
ドウ幅 2 Hz のハニングウィンドウによる平滑化を行っている。磯谷橋記録は 9 Hz 付近で最も卓越しており、11 Hz 及び 12 Hz 付近にも卓越する周波数成分が存在している。上島崎橋記録においては突出するフーリエ振幅値は、周波数の増加に伴い徐々に上昇し 3 Hz 付近で最大値を示すが、それ以上では周波数が高くなるほど小さくなる傾向が認められる。七峰橋記録では、9 Hz 前後の周波数成分が最も卓越しており、4~6 Hz においてもやや卓越する周波数成分がある。

また、新石狩大橋記録の卓越振動数は 7 Hz 付近であり、3 Hz 以下の低周波領域でも若干の卓越を示している。フーリエ振幅値の最大値は、磯谷橋記録が約 15 gal と最も大きい、他の 3 記録ではいずれも 5~6 gal でありほぼ同程度の値を示している。

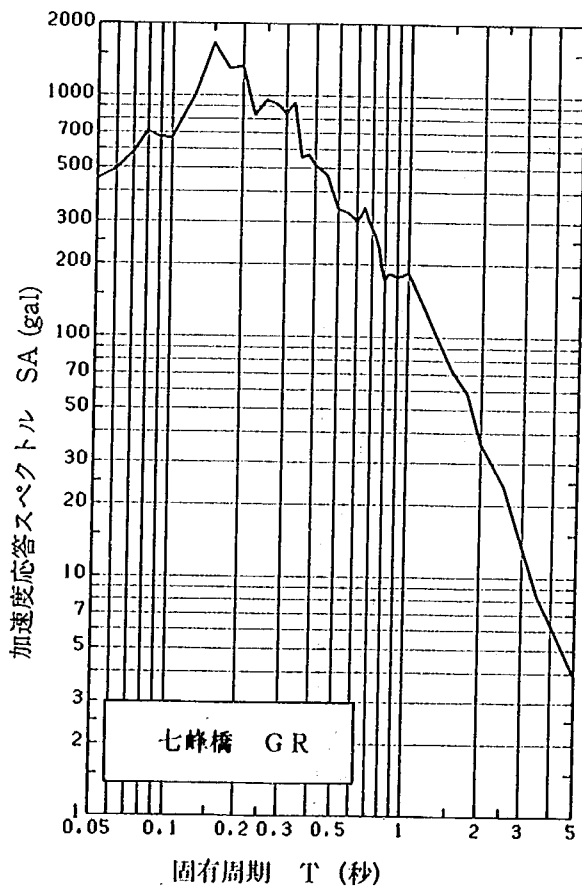
図-1.14 は最大加速度の大きい方の水平成分について、減衰定数 5% の加速度応答スペクトル (Sa) を示している。磯谷橋記録では、固有周期が 0.075~0.45 秒では Sa は概ね 300 gal 以上を示し、特に 0.09 秒、0.13



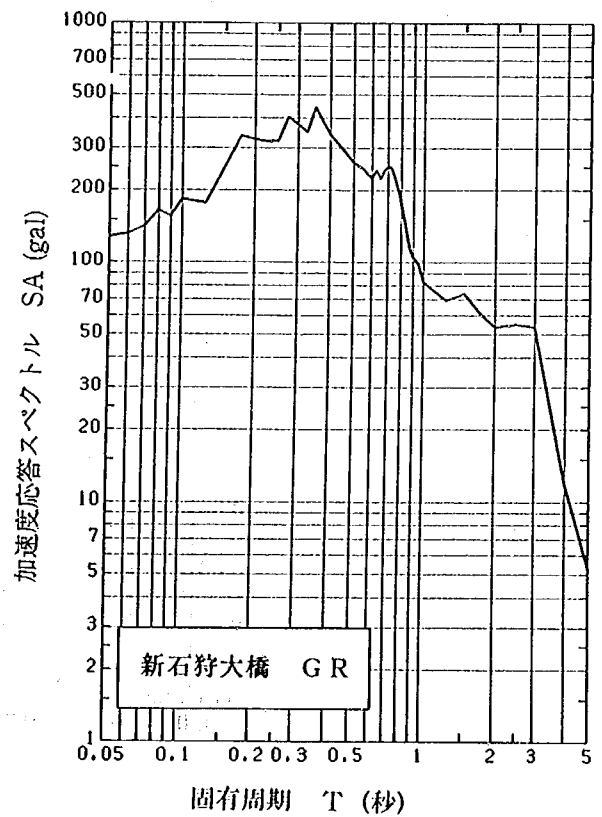
(a) 磯谷橋



(b) 上島崎橋



(c) 七峰橋



(d) 新石狩大橋

図-1.14 加速度応答スペクトル ($h=0.05$)

秒, 0.33 秒では, それぞれ 435 gal, 406 gal, 394 gal と大きな値を示している。また, 0.45~2.0 秒では S_a は 100~200 gal であり, 2.0 秒以上では S_a は 100 gal よりも小さくなっている。上鳥崎橋記録は, 0.6 秒以下の領域において 5 つの卓越周期が存在し, 0.1 秒において S_a は最大の 687 gal, 次いで 0.23 秒で 600 gal を示している。また, 1.0 秒以下の領域ではいずれの固有周期においても S_a は 200 gal よりも大きい。七峰橋記録においては, S_a は 0.15 秒において明瞭なピークを示しており, その値は 1652 gal である。また, 0.15 秒以上では S_a はほぼ単調に減少し, 0.7 秒付近から S_a は 300 gal よりも小さくなっている。新石狩大橋記録の場合は, 0.16~0.45 秒付近で S_a は 300 gal よりも大きく, 0.35 秒で最大の 443 gal を示している。また, 固有周期が 0.7 秒を超えると S_a は急激に低下するが, 1.0~3.0 秒では緩やかに低下し, 3.0 秒以上では再び急激に低下している。

3. 加速度応答スペクトル特性 に対する地盤条件の影響

加速度応答スペクトル特性に及ぼす地盤条件の影響を検討するために, 表-1.2 の強震記録の各水平 2 成分の平均の加速度応答スペクトル倍率 β ($h=5\%$) を重ね書きすると図-1.15 のようになる。卓越周期は, 七峰橋と新石狩大橋が比較的明瞭に認められるが, それぞれ 0.15 秒, 0.28 秒であり, 2 倍程度の差がある。磯谷橋は 0.08~0.13 秒及び 0.3~0.4 秒付近と 2 つのピークが存在し, 上鳥崎橋は 0.1 秒及び 0.2 秒付近が卓越している。

応答スペクトル倍率(β)のピーク値は, 七峰橋が 3.8 倍と最も高く, ついで新石狩大橋記録が 3.0 倍, 磯谷橋と上鳥崎橋は 2.6 倍とほぼ同様の値を示している。図からわかるように, 周期によって最大の β を示す観測地点は異なるが, 0.8 秒以上では β の大小関係は概ね明瞭になり, スペクトルの形状にも明確な差が生じ

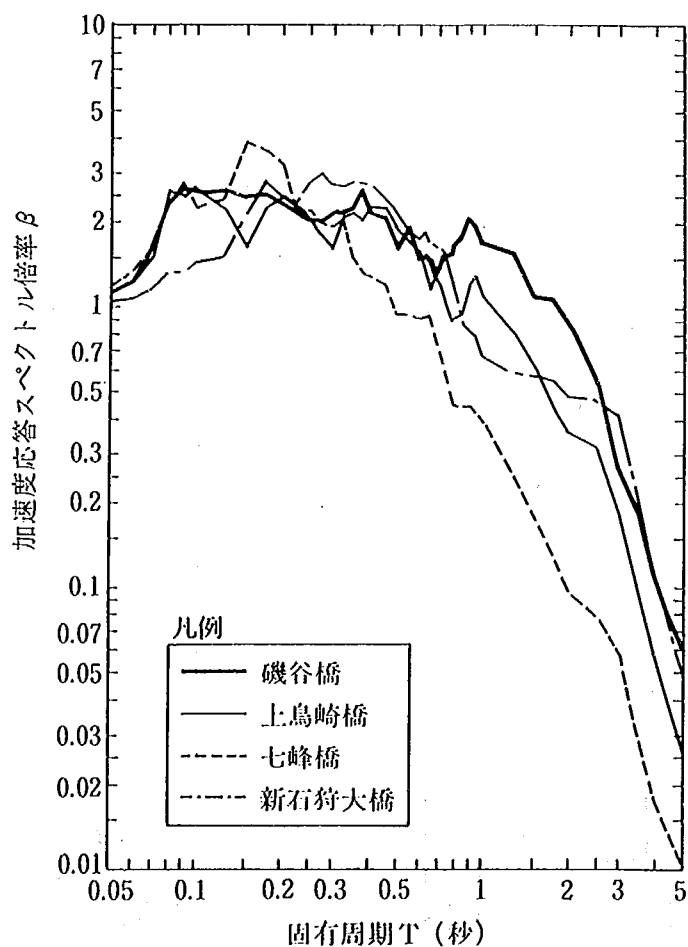
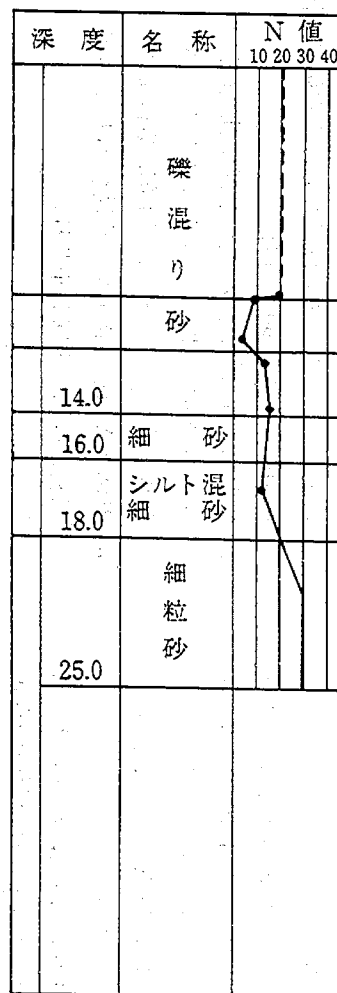
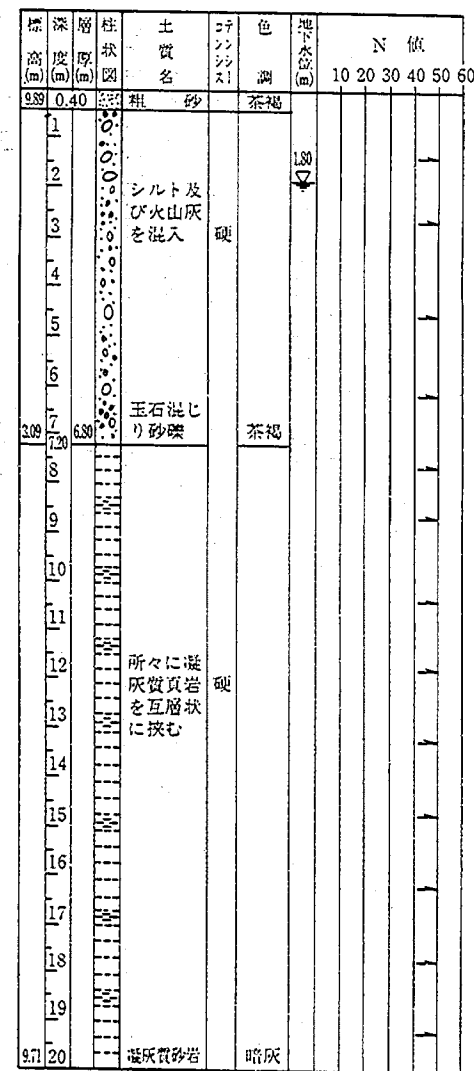


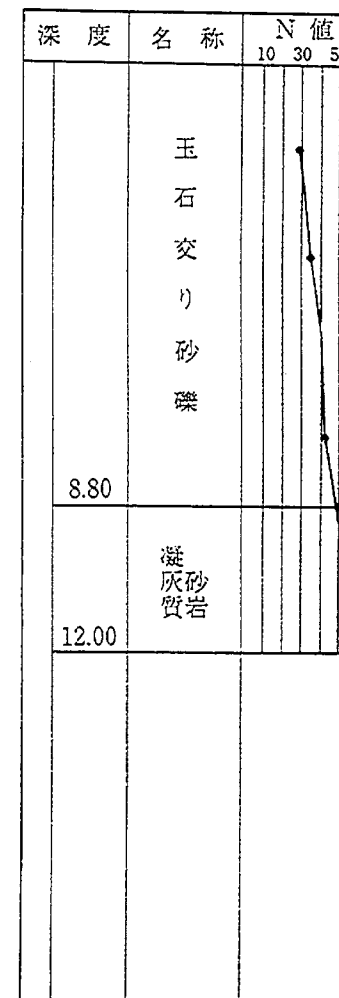
図-1.15 加速度応答スペクトル倍率
(水平 2 成分の平均: $h=0.05$)



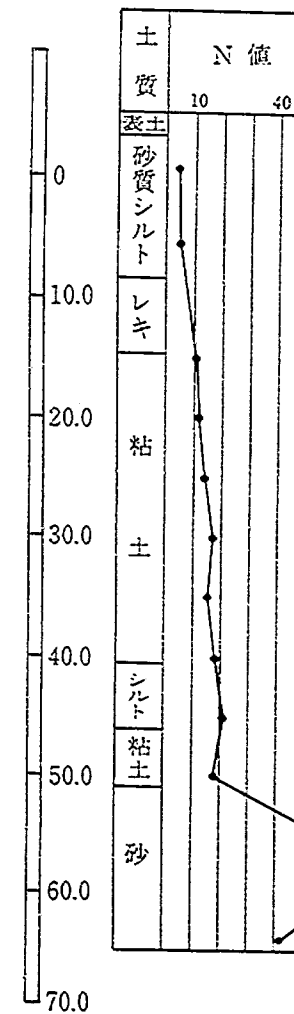
(a) 磯谷橋



(b) 上島崎橋



(c) 七峰橋



(d) 新石狩大橋

図-1.16 観測地点近傍の土質柱状図

ている。また、既往の強震記録の統計解析によれば、 $T=0.7$ 秒のときの β ($\beta(0.7)$) が地盤条件との対応がよいとされているが⁴⁾、本データによればこの周期帯では β の大小関係が微妙に変化しており、地盤種別の同定がかなり困難である。

図-1.15 に示した4地点近傍の土質柱状図を図-1.16 に示す。磯谷橋周辺は、表層に N 値が 20 の礫混じり砂が 10 m ほど堆積しており、その直下には N 値が 10 以下の層厚 2 m の礫混じり砂が存在している。また、深度 12~18 m には、N 値が 15 程度の細砂層がある。上鳥崎橋周辺は、地表面付近の層厚約 40 cm の砂層の下に N 値が 50 以上の砂礫層があり、その下位は砂岩となっている。七峰橋周辺は、表層は層厚約 9 m の玉混じり砂礫が覆っており、その下層は N 値が 50 以上の凝灰質砂岩である。新石狩大橋周辺は、表層に N 値が 4 程度の軟弱な砂質シルトが堆積しており、15 m 以深には N 値が 10~18 程度の粘土が厚く堆積している。N 値データのある磯谷橋、七峰橋及び新石狩大橋について、道路橋示方書⁹⁾の手法により地盤の特性値 (T_G) を算出すると、それぞれ 0.48 秒、0.14 秒、0.98 秒となる。したがって、地盤種別は、地盤条件が最も良好である上鳥崎橋と七峰橋が I 種地盤、磯谷橋が II 種地盤、新石狩大橋が III 種地盤となる。

地盤の特性値と加速度応答スペクトル倍率の卓越周期との比較では、七峰橋がよく一致しているが、上鳥崎橋の第 1 次の卓越周期は 0.1 秒付近にあること、磯谷橋の第 2 次の卓越周期は 0.4 秒付近にあること、などを考慮すればスペクトルは概ね地盤条件を反映した結果を与えていると言える。また、新石狩大橋の β が固有周期 1 秒から 3 秒までの間でほとんど減少していないが、これが III 種地盤の特徴を表していると言える。

4. ま と め

平成 5 年 (1993 年) 北海道南西沖地震で観測された強震記録を解析することにより、本地震の地震動特性に関して以下の知見が得られた。

- (1) 観測された最大加速度のうち最も大きかったのは、地盤上は七峰橋周辺地盤上の 386 gal であり、構造物上では上鳥崎橋橋脚上の 640 gal である。
- (2) 震央距離が 160 km 以内の地点では、地盤上で 15.0 cm/s 以上の SI が生じている。
- (3) 震央距離が 150 と 300 km の地点においては、既往の強震記録の統計解析により導かれた距離減衰式

と離れた観測値が得られている。

- (4) 震央近傍の変位の 3 次元地震動主軸は、ほぼ水平面内に含まれる。また、3 次元地震動主軸の方向は、震央に近い地点では断層面方向とほぼ一致し、震央から遠い場合でも断層面方向を指す観測点もある。
- (5) 地盤上記録のフーリエスペクトルにおける卓越振動数は、磯谷橋と七峰橋が 9 Hz、上鳥崎橋が 3 Hz、新石狩大橋が 7 Hz である。
- (6) 地盤上記録の加速度応答スペクトル ($h=5\%$) の最大値は磯谷橋記録が 435 gal ($T=0.09$ 秒)、上鳥崎橋記録が 687 gal ($T=0.1$ 秒)、七峰橋記録が 1652 gal ($T=0.15$ 秒)、新石狩大橋記録が 443 gal ($T=0.35$ 秒) であり、七峰橋が最も大きい。
- (7) 加速度応答スペクトル倍率は、概ね観測地点の地盤条件を反映する形状を示す。

謝 辞

本報告で用いた強震記録の入手にあたっては、北海道開発局開発土木研究所構造研究室、建設省東北地方建設局、青森県、岩手県、秋田県の関係各位のお手を煩わした。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 気象庁：特集 4—1 平成 5 年 (1993 年) 北海道南西沖地震，地震津波防災季報，No27，平成 5 年 12 月。
- 2) 川島一彦，高木義和，相沢興：数値化精度を考慮した SMAC-B 2 型強震計記録の計器補正法および変位計算法，土木学会論文報告集，第 325 号，1982 年 9 月。
- 3) G. W. Housner：Behavior of Structures During Earthquakes，Journal of the Engineering Mechanics Division，Proc. of ASCE，vol. 85，October，1959.
- 4) 川島一彦，相沢興，高橋和之：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所報告第 166 号，昭和 60 年 9 月。
- 5) 吉見精太郎，佐々木康，桑原徹郎：強震記録の 3 次元地震動主軸に関する検討，土木学会第 43 回年次学術講演会講演概要集，第 1 部，昭和 63 年 10 月。
- 6) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 2 年 2 月。

第2編 被害の概要

第2編 被害の概要

川 島 一 彦*¹

運 上 茂 樹*²

中 島 燈*³

星 隈 順 一*⁴

by Dr. Kazuhiko Kawashima

Dr. Shigeki Unjoh

Tomoru Nakajima

and

Jun-ichi Hoshikuma

細 目 次

1. 被害状況と被害金額	3
2. 被害の概要	3
2.1 津波による被害	3
2.2 液状化による地盤災害	3
2.3 下水道施設の被害	5
2.4 河川施設の被害	5
2.5 ダム施設の被害	5
2.6 斜面崩壊による被害	7
2.7 道路施設の被害	7

* 1 地震防災部耐震研究室長，工博（現 企画部地方開発研究室）

* 2 地震防災部耐震研究室主任研究員，工博

* 3 地震防災部耐震研究室研究員（現 北海道開発局札幌開発建設部）

* 4 地震防災部耐震研究室研究員

1. 被害状況と被害金額

北海道南西沖地震においては、公共土木施設関係では、道路施設(道路盛土、道路橋、トンネル、沿道施設等)、河川施設、ダム施設、下水道施設、ライフライン施設に被害が生じるとともに、大規模な津波・火災と斜面崩壊、液状化等により、奥尻島及び北海道南西部において広範囲な地震被害が発生した。主要な被害地点を表-2.1及び図-2.1に示す。北海道南西沖地震災害対策本部及び青森県消防防災課のまとめによると、北海道及び青森県内の被害の概要は表-2.2に示すとおりで、表-2.3は、北海道の被害額を市町村別に集計したものである。大規模な津波により、北海道のみならず、本州日本海沿岸にも床下浸水等の影響を及ぼしたが、被害の大部分は北海道に集中した。被害総額は1,600億円を超え、平成5年1月の釧路沖地震の約2.9倍にも相当する被害となった。

人的被害は、死者は青森県での1人を含めて202人、行方不明者29人、重軽傷者321人に及び、200人を超える死者・行方不明者が生じたのは昭和23年の福井地震以来45年ぶりである。特に、津波の襲撃を受けた奥尻町では、全死者数の約85%に相当する172名の犠牲者

が生じた。また、北海道での住宅被害は、全壊、半壊及び一部損壊を合わせて合計5,848棟、床上浸水した住宅は210棟、床下浸水は146棟である。全壊した住宅は594棟で、このうちの約73%にあたる432棟が奥尻町に集中し、火災による全焼も192棟に及んだ。奥尻町での被害金額は580億円を超えており、これは全被害額の約36%にも上るものである。

2. 被害の概要

2.1 津波による被害

北海道南西沖地震では、大規模な津波が発生し、北海道南西部沿岸及び奥尻島に甚大な被害をもたらした。土木研究所調査団の調査では、津波の遡上高の最大値は群来岬での19.8mである。最も被害が大きかった奥尻島青苗地区では、約220戸が全壊するとともに、約12.5mの津波の遡上高が観測された。また、同地区では大規模な火災も発生し、被害を拡大した。

2.2 液状化による地盤災害

液状化現象は、長万部町、函館市、上磯町、江差町

表-2.1 主要な被害箇所

	被害箇所	番号		被害箇所	番号
橋 梁	上磯新橋	1	斜 面	国道229号金ヶ沢地区	18
	新有川橋	2		奥尻島ホヤ地区	19
	基栄橋	3		長万部地区	20
	柳崎橋	4		ガソリンスタンド	21
	栄石橋	5	河 川	厚沢部川	22
	長万部橋	6		後志利別川	23
	元瓜谷橋	7		函館市内一上磯橋上流護岸	24
	新知内橋	8		奥尻町青苗地区	25
道 路 盛 土	国道5号長万部町知来地区	9	津 波 火 災	奥尻町稲穂地区	26
	江差町道越前地区	10		函館港西埠頭地区	27
	国道228号函館市東浜町	11		奥尻港	28
	国道5号長万部町地区	12	港 湾	学校建築基礎	29
	国道5号長万部バイパス	13		石油タンク	30
ト ン ネ ル	国道229号第2白糸トンネル	14		奥尻島石油タンク	31
スノーシェルター	奥尻島千登坂覆道	15		セメントサイロ	32
擁 壁	奥尻町富里	16		奥尻島青苗地区共同墓地	33
	新有川橋近傍の道路盛土	17	そ の 他		

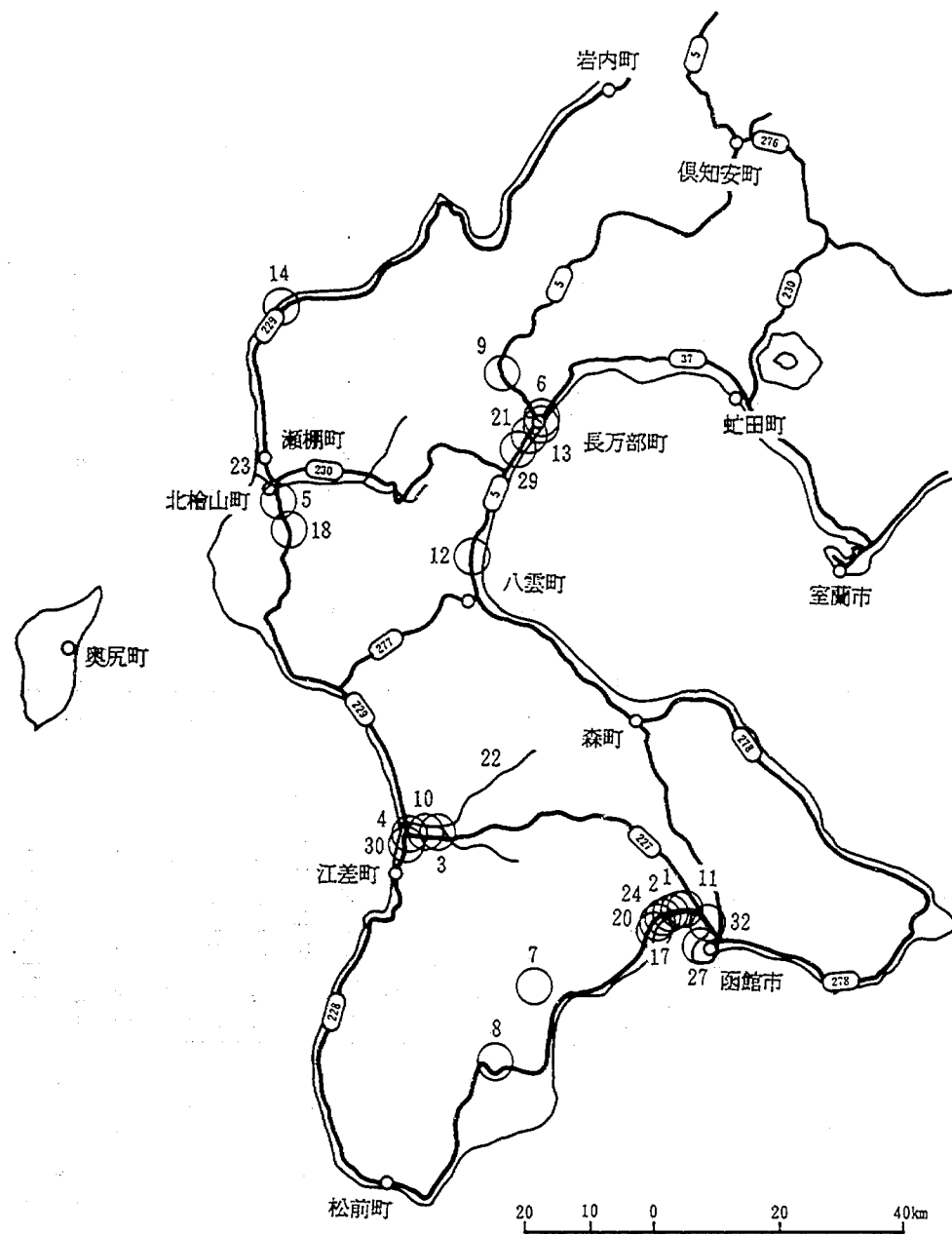


図-2.1(1) 北海道道南地域の路線と主要な被災箇所

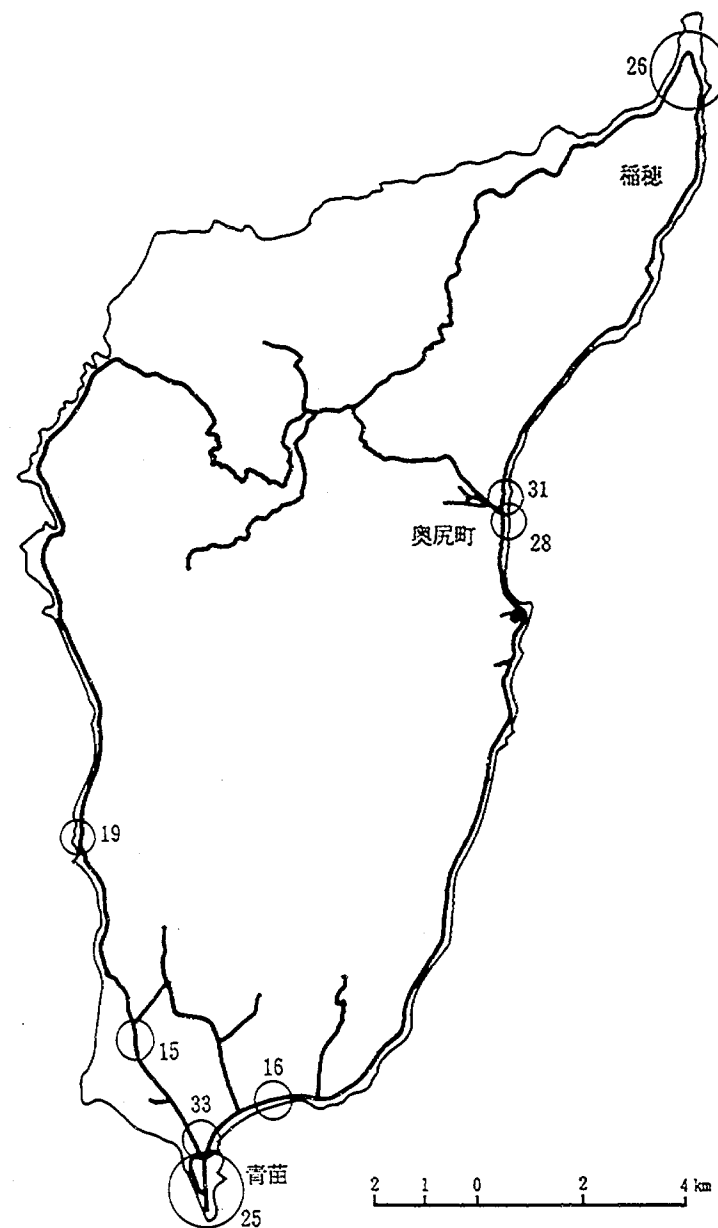


図-2.1(2) 奥尻島内の路線と主要な被災箇所

表-2.2 道県別の被害総括

区 分	北海道 ^{*)}	青 森 ^{**)}	秋 田 ^{***)}
死者 (人)	201	1	
行方不明 (人)	29	0	
重傷 (人)	81	0	
軽傷 (人)	240	0	
住屋被害 (棟)	6,204	2	
非住屋被害 (件)	743	0	
農業被害 (千円)	15,620,953	452,578	17,000
土木被害 (千円)	79,434,964	0	
水産被害 (千円)	13,467,476	166,254	2,151
林業被害 (千円)	21,654,727	0	
衛生被害 (千円)	860,623	10,473	100
商工被害 (千円)	12,802,443	51,178	
公立文教被害 (千円)	2,535,141	26,257	
社会教育施設 (千円)	472,514	0	
社会福祉施設 (千円)	471,320	1,282	
その他 (千円)	844,872	1,265	
被害総額 (千円)	160,578,729	709,287	19,251

^{*)} 北海道開発局まとめ(平成5年12月15日現在)及び

北海道南西沖地震災害対策本部まとめ(平成5年11月25日現在)の合計

^{**) 青森県消防防災課まとめ(平成5年7月29日確定)}

^{***) 秋田県消防防災課まとめ(平成5年8月19日確定)}

の国道沿いや海岸付近、また、尻別川、後志利別川等の堤防に顕著に見られた。液状化現象により、道路施設では長万部橋の傾斜や長万部バイパスの路面クラック、河川施設では堤体の沈下やクラック等の被害が生じた。また、その他の被害として、道路沿道に埋設されていた石油タンクの浮上りや学校校舎の杭基礎の折損等の被害も生じた。

2.3 下水道施設の被害

下水道施設の被害は、主として長万部町を中心として、管渠の損傷やマンホールの損傷あるいは浮上り等が生じている。管渠本体の屈折や被損、目地に被害が生じたものが延長で約3.4 kmであり、管渠の亀裂が103箇所、マンホールの被害が139箇所が生じた。下水処理場施設関係の被害は、建物の伸縮継手が損傷したり、場内の地盤が沈下する程度の軽微なものであり、ポンプ施設には被害は生じていない。

2.4 河川施設の被害

河川施設の被害は、尻別川、後志利別川、厚沢部川等で合計224箇所、延長約29 kmに及んだ。被害箇所としては、堤防の被害が109箇所、延長約22 kmと最も多く、護岸の被害が103箇所、延長約17 km、樋門・

樋管その他の構造物の被害が17箇所が生じた。

堤防の被災形態としては、天端及び法面に縦断的に亀裂が生じ、堤防の一部が沈下したもの、堤防形状が原形をとどめないものが大半を占めた。また、護岸の被害は、ほとんどが築堤が崩壊することにより護岸が築堤とともに崩壊したもので、護岸のみの被災としては、コンクリートブロック張り護岸において、護岸自体が滑るように崩壊したものもあった。樋門・樋管の被害は、函渠上部の堤防の亀裂や本体の目地の目開きが生じたものである。

2.5 ダム施設の被害

ダムについては、丹羽生嶺ダムを除いて、ダム堤体の安全性に影響を及ぼすような被害は確認されなかった。また、農業用溜池については、震央から約65~70 kmの近距離にある日本海に面した北海道瀬棚町の最内川水系の11溜池のうち、決壊2箇所、天端に縦亀裂被害を生じたものが4箇所、貯水池周辺での地すべりが1箇所確認された。

丹羽生嶺ダム(アースフィルダム)では、今回の地震により、ダム天端に5条の縦クラックが生じる被害が確認された。最大のクラックは、長さ120 m、深さ2 mにも及んでいた。

表-2.3 北海道の市町村別の被害金額^{*)}

(単位：千円)

市町村名	被害金額	市町村名	被害金額
石狩支庁	1,000	寿 都 町	3,155,359
当 別 町	1,000	黒松内町	316,866
		蘭 越 町	471,619
渡島支庁	21,422,907	ニセコ町	20,989
函 館 市	8,367,680	真 狩 村	27,124
松 前 町	172,465	留寿都村	7,740
福 島 町	284,102	喜茂別町	674
知 内 町	276,124	俱知安町	1,800
木古内町	403,435	共 和 町	21,143
上 磯 町	3,697,419	岩 内 町	581,647
大 野 町	391,867	泊 村	133,849
七 飯 町	505,126	神恵内村	205,870
戸 井 町	10,500	積 丹 町	260,415
恵 山 町	74,330	古 平 町	59,281
樺法華村	70	余 市 町	96,189
南茅部町	12,750	赤井川村	1,250
鹿 部 町	200		
砂 原 町	29,177	空知支庁	442
森 町	2,508,753	夕 張 市	-
八 雲 町	655,360	岩見沢市	7
長万部町	4,033,549	栗 沢 町	435
桧山支庁	91,795,384	宗谷支庁	11,000
江 差 町	2,531,481	豊 富 町	11,000
上ノ国町	318,410		
厚沢部町	1,917,812	胆振支庁	680,246
乙 部 町	970,383	室 蘭 町	14,203
熊 石 町	357,738	苫小牧市	57,000
大 成 町	5,513,199	登 別 市	2,266
奥 尻 町	58,360,420	伊 達 市	54,001
瀬 棚 町	3,627,143	豊 浦 町	357,939
北檜山町	11,433,468	蛇 田 町	500
今 金 町	6,765,330	洞 爺 村	190,019
		大 滝 村	700
後志支庁	10,398,915	壮 瞥 町	3,600
小 樽 市	54,647	白 老 町	18
島 牧 村	4,982,453		
		被害額合計	124,309,894

*) 北海道南西沖地震災害対策本部まとめ (平成5年11月25日現在)

2.6 斜面崩壊による被害

斜面崩壊による被害は、奥尻島と渡島半島の西側で顕著であった。崩壊は開析の進んだ河川沿いの急峻部や段丘崖、道路法面などで多発した。特に規模の大きかったのは、奥尻島奥尻地区の被害であり、ホテルが崩壊した土砂に押しつぶされ、多数の人的被害が生じた。

2.7 道路施設の被害

道路施設の被害は、奥尻島をはじめとして北海道南西部において広く発生した。北海道開発局管内の国道については、国道5号の長万部町での盛土崩壊をはじ

めとする7路線88箇所、また北海道道では158箇所、市町村道では188箇所に被害が生じた。

道路の主な被災内容は、土砂崩落、津波による路面冠水、盛土崩壊、路肩欠壊、路面陥没・隆起などであり、特に、国道5号長万部町知来における盛土崩壊は大きな被害に至った。

道路橋の主な被害形態は、橋脚の損傷、ウイングやパラペットの損傷、支承の沓座モルタルやアンカーの破壊、下部構造の傾斜や取付盛土の陥没等であったが、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部での損傷、地盤の液状化に伴う橋脚の傾斜、落橋防止構造の損傷等の特徴的な被害も生じた。

第3編 地形と地質

第3編 地形と地質

脇坂安彦*

by Yasuhiko Wakizaka

細目次

1. はじめに	3
2. 北海道南西沖周辺のグローバルテクトニクス	3
2.1 日本周辺のプレート境界	3
2.2 北海道南西沖地震とプレート境界	4
3. 北海道南西部の地形と地質の概要	5
3.1 地形の概要	5
3.2 地質の概要	6
4. 主要被災地区の地形と地質	7
4.1 長万部地区	7
4.1.1 地形	7
4.1.2 地質	8
4.2 大沼公園地区	9
4.2.1 地形	9
4.2.2 地質	9
4.3 奥尻島地区	10
4.3.1 地形	10
4.3.2 地質	12
5. 地盤災害と地形および地質との関係	17
5.1 液状化	17
5.1.1 過去の地震による液状化	17
5.1.2 今回の地震による液状化	18
5.2 奥尻島の斜面崩壊	19
6. おわりに	20
謝辞	20
参考文献	20

* 環境部地質研究室主任研究員

1. はじめに

1993年7月12日に発生した北海道南西沖地震では、津波の被害をはじめ斜面崩壊や液状化などの地盤災害が多数生じた。本編ではこれらの地盤災害の素因となっている地形および地質について概観し、地形・地質条件と地盤災害との関係について若干の考察を加える。また、1983年以降、日本周辺のプレート境界について、ユーラシアプレートと北米プレートとの境界は日本海東縁部を通っているとの説が提案されている。今回の北海道南西沖地震は、このプレート境界付近で発生しており、地震の発生機構を考える上で新説は深く関与してくる。そこで、震源周辺のグローバルテクトニクスにも若干触れることとする。

2. 北海道南西沖周辺のグローバルテクトロニクス

2.1 日本周辺のプレート境界

図-3.1は日本周辺のプレート境界の考え方を1982年以前と1983年以降とで比較したものである。両者で異なっているのは、ユーラシアプレートと北アメリカ

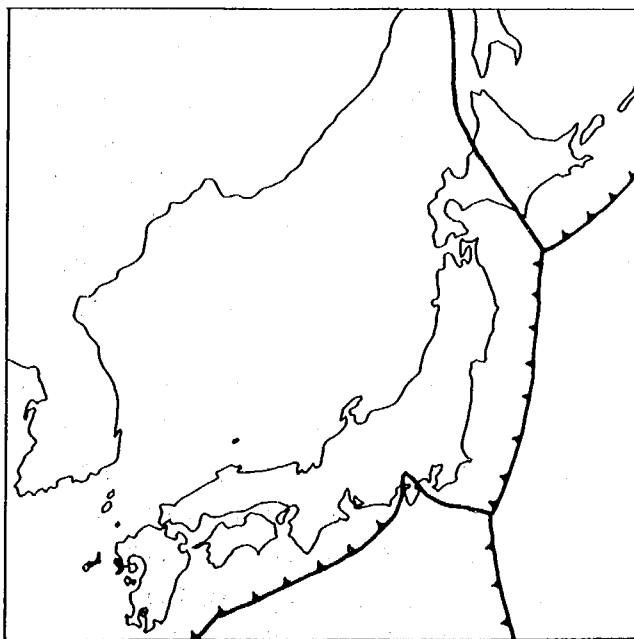
プレートとの境界である。1982年以前では両プレートの境界は、北から間宮海峡を経て、北海道の日高山脈を通り、太平洋へ抜けると考えられていた(例えば、Chapman and Solomon (1976)¹⁾、図-3.1(1))。

1983年に小林²⁾、中村³⁾、小林・中村⁴⁾、中村・小林⁵⁾、瀬野⁶⁾らにより、両プレートの境界は、間宮海峡から日本海東縁部を通って、本州に上陸し、フォッサマグナ地帯を通って伊豆半島へ抜けているという説が提案された(図-3.1(2))。この説ではユーラシアプレートが北アメリカプレート下に沈み込んでいることになっている。中村(1983)³⁾は、新説を支持する観察として8項目を示している。主なものをあげると次のようである。

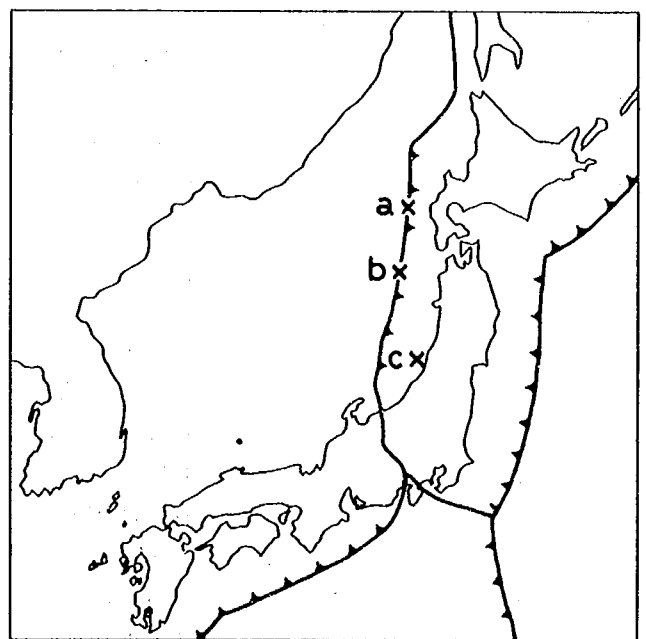
(1) 日本海東縁部には第三紀末以降現在まで続いている活動的な変動帯(日本海東縁変動帯、Otuka (1937⁷⁾, 1941⁸⁾)の瑞穂褶曲帯が存在する。この変動の原動力を太平洋プレートの沈み込みに求めるには日本海溝からの距離が遠すぎる。

(2) 地震の発震機構、活断層の変位の向き、新第三系・第四系などの新しい変形などが示すように、日本海東縁・フォッサマグナ地帯を通じて、短縮方向が全体として東西である。

(3) 日本海東縁、フォッサマグナ地帯の短縮変動、糸魚川―静岡線の西方の山地の隆起・変形などのうち、



(1) 1982年以前の考え方



(2) 1983年以降の考え方

a, b, cは地震の震央を表す。a: 1993年北海道南西沖地震, b: 1964年男鹿半島沖地震, 1983年日本海中部地震, c: 1964年新潟地震。

図-3.1 日本周辺のプレート境界

現在に続く変動が始まったのは、いずれもほぼ同時に100~200 万年前である。

(4) 日本海溝沿いの低角逆断層地震のスリップベクトルの方向は、太平洋—ユーラシア両プレート間の収束方向よりも、太平洋—北アメリカプレート間の方向に近い(瀬野, 1983⁹⁾)。

(5) 男鹿—気仙沼を通る測線で地震波の速度構造をみると、日本海側の海岸線の地下でマントル最上部のP波速度が急変する。これは日本海側のプレートが海岸線下にまで届いているためと考えられる。

さらに中村(1983)²⁾は、地形的、地質構造的証拠として、(1)日本海東縁にとぎれとぎれながら凹地が存在すること、(2)富山トラフを埋める地層の主部は東へ傾斜していて、東側程多く沈降していることをあげている。

また、小林(1983)²⁾は、中村(1983)³⁾とは独立に、(1)サハリン北部から北海道にかけて、100 km 以浅の地震が南北に分布すること、(2)陸と海の境界付近に比較的大きな逆断層地震がサハリン西沖から日本海東縁部に発生していることから、同新説を提案している。

このように近年、ユーラシアプレートと北アメリカプレートの境界は、日本海東縁にあるとの見方が有力となりつつある。従来、両プレートの境界とされていたもの(図-3.1(1))は、150 万年前以前のプレート境界であり、150 万年前に境界が日本海東縁に転移したとの説もある⁹⁾。すなわちこのプレート境界は地球史の中では非常に新しいことになる。

しかし、この新説に反論がない訳ではない。それは、海溝のようなプレート境界としての地形的特徴がないこと、深発地震面がみられないことによっている。

2.2 北海道南西沖地震とプレート境界

日本海東縁部で最近発生した地震の震源をみると、1964 年男鹿半島沖地震および1983 年日本海中部地震は、新説によるプレート境界付近、1964 年新潟地震は境界よりも日本列島側で生じている(図-3.1(2))。これらの地震はいずれも逆断層型で、ほぼ東西方向の短縮を起こしている。このことから、プレート境界の新説が示唆されるが、前項に述べたような反論もある。

今回の北海道南西沖地震の震源は、図-3.1(2)のように新説のプレート境界付近(詳細にみると境界よりも若干、北海道側。図-3.3 参照)にあり、新説を確認する資料となるものである。

まず、本震の発震メカニズムをみってみる。中西・小林(1993)¹⁰⁾はP波初動から求めた解は西へ35°傾斜

した逆断層型、長周期波形から求めた解は西へ65°傾斜した逆断層型であることを示している。2つの解が得られたことについては、本地震震源付近でP波初動から推定される断層運動が始まり、その後、奥尻島付近で傾斜の異なるより大きな断層運動に変化したものと説明している。また、谷岡ほか(1993)¹¹⁾も遠地P波の解析によって、西へ低角傾斜の逆断層型の解を得ている。これらの解はいずれも西傾斜の逆断層型であり、新説のプレート境界の立場からは東傾斜の逆断層型とならねばならず、異なっている。一方、先の谷岡ほか(1993)¹¹⁾は長周期データを用いたCMT解*では、低角で東傾斜の逆断層型となり、新説のプレート運動と調和的であると述べている。遠地P波の解との相違については、CMT解が全体的な震源運動を捕えたのに対し、遠地P波解は最初の10秒間に集中した断層運動の影響を受けたためとしている。

海野・長谷川(1993)¹²⁾は余震分布から推定される断層面は西側に傾斜しているとしている。さらに、岡村ほか(1993)¹³⁾は震源周辺海域の音波探査などをはじめとする総合調査を行ない、地震断層は西傾斜の逆断層で、奥尻海嶺と後志海盆の境界部の海底に現れているとの結果を得ている。

以上のように、今回の北海道南西沖地震をもたらした断層は、一部東傾斜との説もあるが、大勢は、西傾斜の逆断層となっている。これは既述のように新説のプレート運動(ユーラシアプレートが北米プレート(北海道)の下に沈み込む、すなわち断層面は東傾斜となる)とは矛盾している。今回の地震は発生直後とその後で発震のメカニズムが異なっているようであり、また、地殻変動のデータは西傾斜、東傾斜のいずれの断層モデルでも説明ができる¹⁴⁾ともいわれており、断層面の傾斜については今後の詳細な解析が必要であろう。

なお、島村(1993)¹⁵⁾は海底地震計を使った余震観測から、2つのプレートが押し合ってどちらが上になるか下になるか沈み込む場所を探しているうちに、プレートが破壊したものと述べている。すなわち、プレートはまだ沈み込んではいないと考えている。

いずれにしても、今回の地震の発震のメカニズムを明確にし、プレート運動との関連を検討することは、今後の地震予知、さらに地震が生じた場合の地震災害、

*震源を点と近似するのに最もふさわしい場所(best point source)を自動的に決定し、そこを震源とするインバージョンを行う方法(Centroid Moment Tensor inversion)によって求められた解。

津波災害等の規模を推定する上で、ぜひとも必要である。

3. 北海道南西部の地形と地質の概要

3.1 地形の概要

北海道の地形は渡辺(1934)¹⁰⁾によって、石狩勇払低地の西縁を境に北海道胴体部、北海道半島部に二分され、さらに2地域の内部が細分された。その後、瀬川(1974)¹⁷⁾などによって細区分の修正がされて、北海道半島部は北海道南西半島部と呼ばれている(図

-3.2)。今回の地震で地盤災害の被害を受けたのは、この北海道南西半島部である。

北海道南西半島部の地形は瀬川(1974)¹⁷⁾によると、1:火山地域(番号は図-3.2に対応)、2:黒松内低地帯、3:渡島山地、4:日本海島列に区分される。それぞれの地域はさらに図-3.2のように細分されている。

北海道南西半島地域の地形を特徴付けているのは、火山地域における駒ヶ岳、羊蹄山などの活火山の存在である。

図-3.3は第四紀の地殻変動を知る手がかりとなる段丘地形の分布を示したものである。今回、津波や斜面崩壊の災害が著しかった奥尻島の段丘地形の発達が

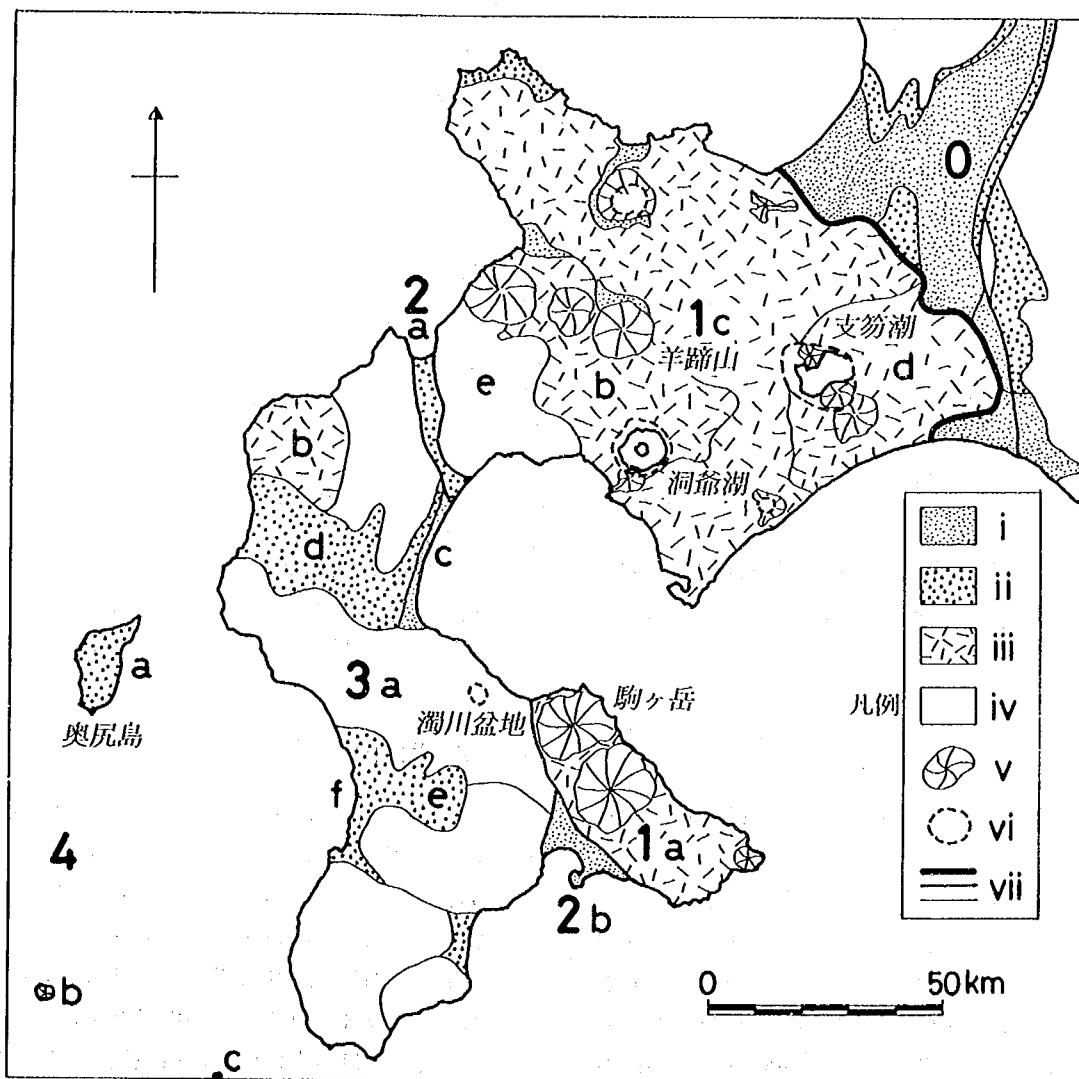


図-3.2 北海道南西部の地形の概要(瀬川(1974)¹⁷⁾を一部改変)

i: 沖積低地, ii: 開析扇状地と段丘, iii: 火山, iv: 山地, v: 火山, vi: カルデラ, vii: 地形区界。1: 火山地域(a: 駒ヶ岳火山群, b: 羊蹄火山群, c: 後志火山性台地, d: 樽前火山群, e: 南西部山地), 2: 黒松内低地帯(a: 寿都低地, b: 函館平野), 3: 渡島山地(a: 渡島山地, b: 狩場山火山, c: 八雲海岸平野, d: 利別段丘群, e: 厚沢部平野, f: 海岸段丘), 4: 日本海島列(a: 奥尻島, b: 渡島大島, c: 渡島小島)。

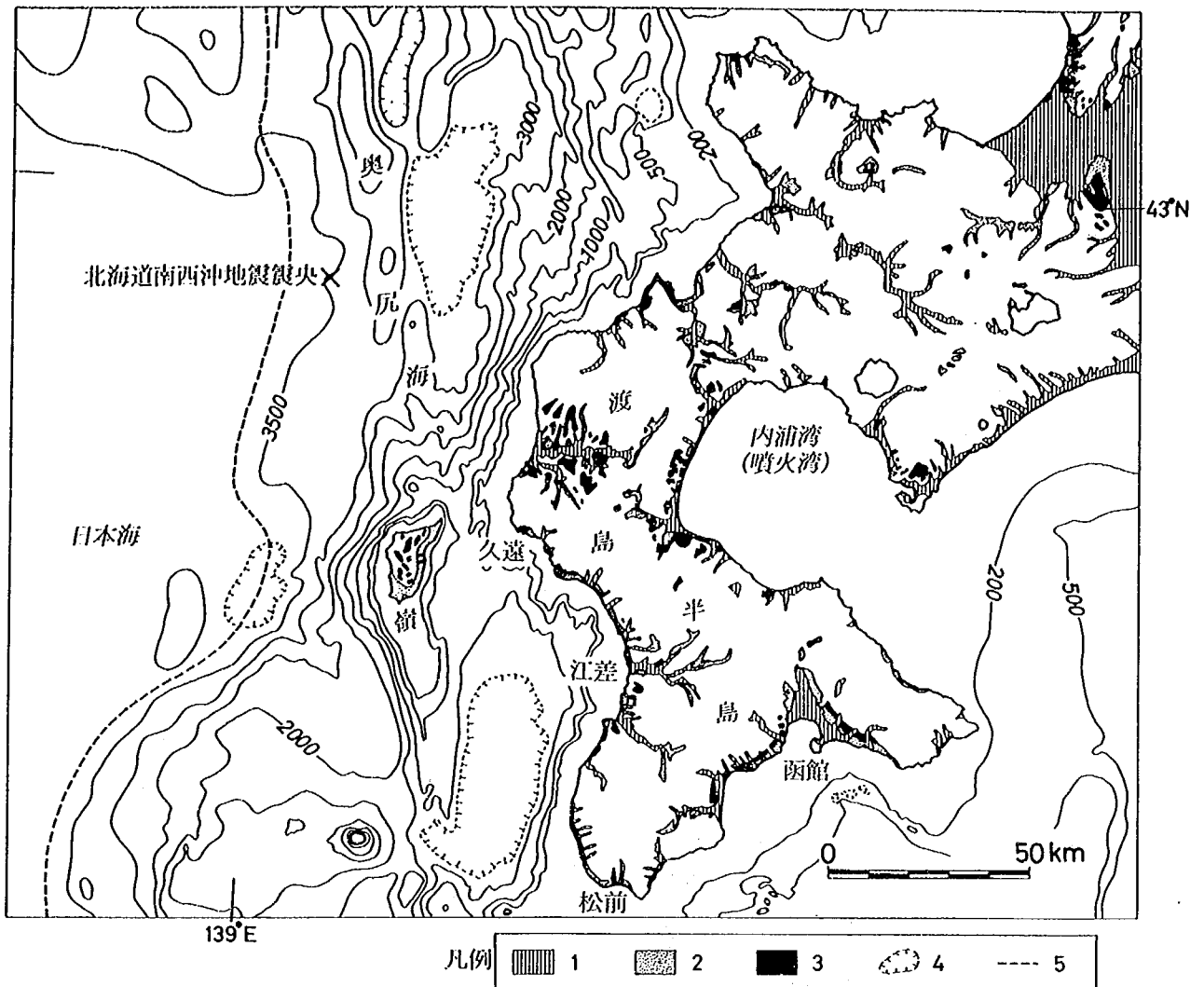


図-3.3 北海道南西部の段丘、低地の分布および周辺の高底地形 (日本第四紀学会 (1987)¹⁸⁾ より作成)

1 : 低地, 2 : 低位・中位段丘, 3 : 高位段丘, 4 : 海底の凹地, 5 : 中村 (1983³⁾, 1984¹⁹⁾ により示されているユーラシアプレートと北米プレートの境界。海域の数字は水深 (m) を表す。

よいことがわかる。一方、対岸側の久遠から松前にかけての海岸沿いでは、段丘の発達は良くない。

図-3.3 には低地の分布も示してある。ほとんどが河川的作用によって形成された沖積平野で、函館平野がある程度の面積を有している他は、面積も小さい。

海底地形をみると、西海岸側では沖合 20~50 km 程で深度 3,000 m の深海底に達している。奥尻島は北端で対岸の久遠と水深 500 m ほどの陸棚でつながっている。南部では江差との間に水深 1,300 m ほどの凹地が存在する。他方、奥尻島の西側は急激に深度が下り、急崖様の地形をなしている。奥尻島西側の凹地は日本海での最深部である。東側の内浦湾 (噴火湾) では水深は 200 m 以内であり、湾外でも水深はそれ程深くはない。

3.2 地質の概要

地形的には北海道南西半島部として区分されていた地域は地質的には渡島帯として区分されている²⁰⁾。渡島帯の地質は大まかに図-3.4 のように分けることができる。以下、古い順に概説する。

古生代石炭紀~中生代中期の堆積岩類には松前層群、上磁層群、戸井層、泊川層群が含まれている。

深成岩類はおもに中生代白亜紀の花崗岩類である。

新生代新第三紀の堆積岩類と火山岩類は、激しい海底火山活動によって形成されたもので、いわゆるグリーンタフである。これらの層相は黒松内低地帯 (図-3.2 参照) およびその西方地域と東方地域とで異なっている。西方の地域は堆積岩類に富み、東方地域は火山岩類に富んでおり、また層相変化も激しい。

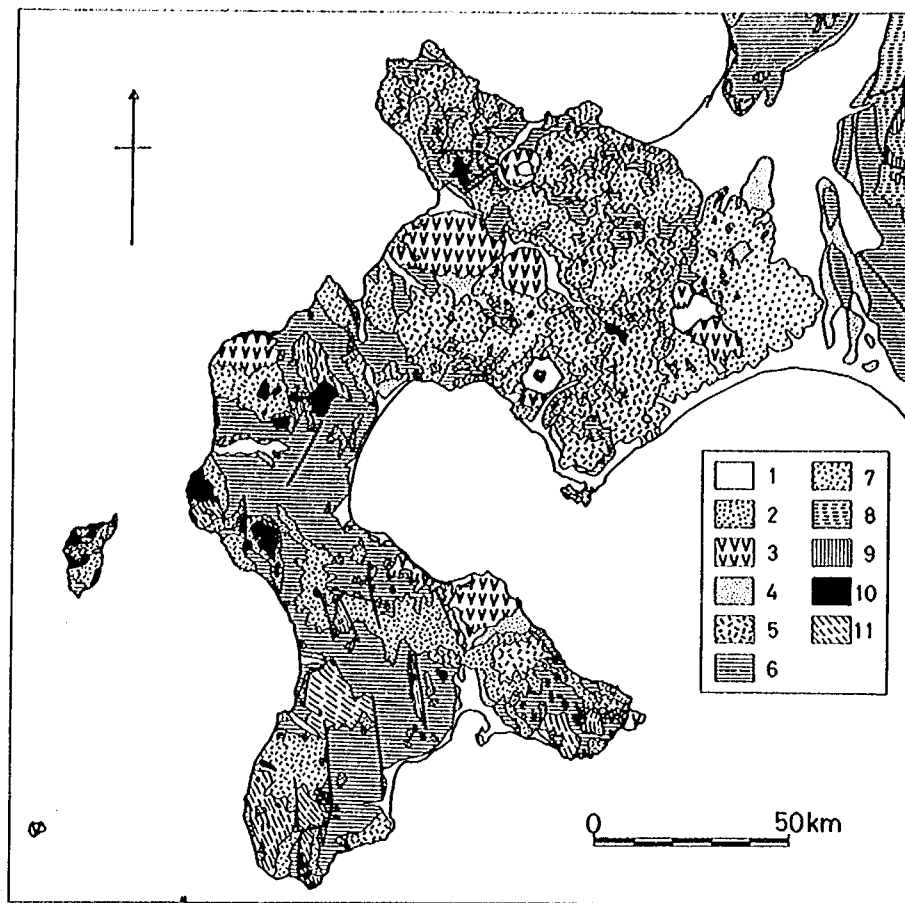


図-3.4 北海道南西部の概略地質 (広川ほか (1978)²¹⁾より作成)

1: 完新世堆積物, 2: 更新世後期～完新世デイサイト・流紋岩, 3: 更新世後期～完新世安山岩類, 4: 更新世堆積岩類, 5: 鮮新世～更新世前期安山岩, 6: 新第三紀堆積岩類, 7: 新第三紀火山岩類, 8: 古第三紀堆積岩類, 9: 白亜紀堆積岩類, 10: 深成岩類, 11: 石炭紀～中生代中期堆積岩類。

新生代新第三紀鮮新世～第四紀更新世前期の安山岩類は古い火山である。火山帯をつくる溶岩は、しばしば台地状の地形を示している。

更新世の堆積岩類は主に瀬棚層およびその相当層と段丘堆積物である。

更新世後期～完新世の安山岩類およびデイサイト・流紋岩は第四紀の火山を構成しているものである。これらの火山は主に中心噴火で生じた成層火山である。濁川盆地、洞爺湖、支笏湖はカルデラである。

完新世の堆積物は沖積平野、海岸平野に堆積している砂・泥・泥炭などである。

4. 主要被災地区の地形と地質

4.1 長万部地区

4.1.1 地形

長万部町静狩から八雲町にかけては、海岸沿いに带状に海岸平野が広がっている。平野には海側から砂丘、氾濫原および湿原、段丘が配列しており、背後に山地が位置している。これらの配列は図-3.5の地質図にも表現されている。

砂丘は海岸線とはほぼ平行して分布し、旭浜駅南西方で3列、北東方で2列、国縫地域では1列認められる。幅は長万部川以北で50～150 m、以南では約200 m、比高(海水面からの)は長万部川以北で2～6 m、以南で4～6 mである。

氾濫原は各河川の流域や、砂丘と段丘との間に認め

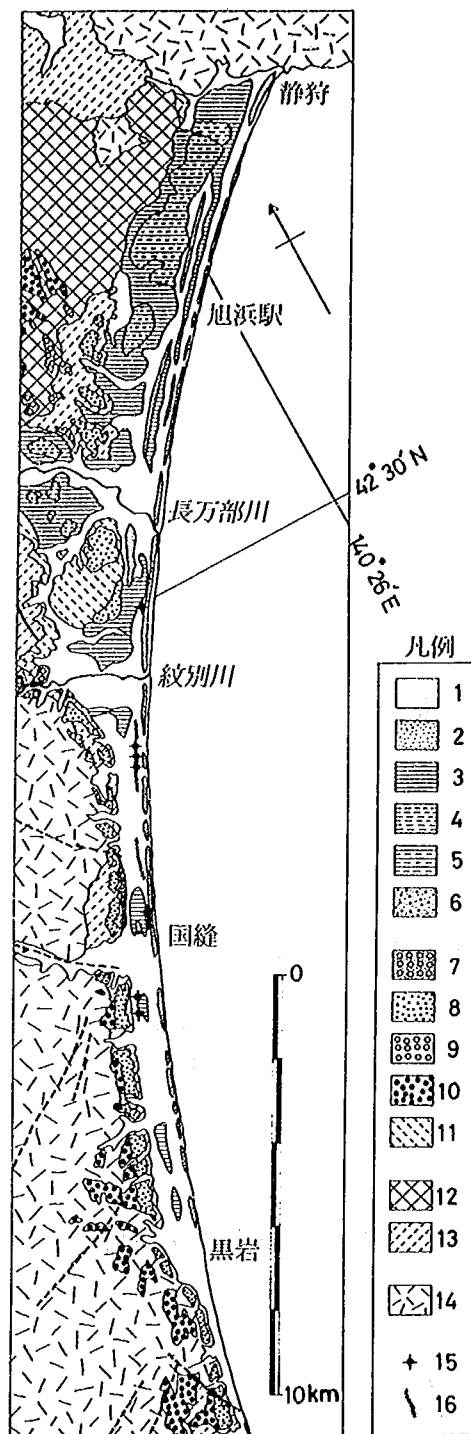


図-3.5 長万部町の海岸沿いの地質 (久保ほか (1983)²²⁾および石田 (1983)²³⁾より作成)

1: 泥濘原堆積物, 2: 砂丘堆積物, 3: 低位泥炭, 4: 中間泥炭, 5: 高位泥炭, 6: 扇状地堆積物, 7: 河成段丘堆積物, 8: 長万部段丘堆積物, 9: 栄原段丘堆積物, 10: 美畑および黒岩段丘堆積物, 11: 知来川層, 12: 鮮新世～更新世火山岩類, 13: 漸棚層, 14: 先第四系, 15: 1993年北海道南西沖地震による液状化地点, 16: 1993年北海道南西沖地震による道路の被災箇所。

られる低地である。

湿原は泥濘原と同じく砂丘と段丘との間に認められる海拔3～10mの低地である。長万部川周辺よりも北方では低位・中間・高位泥炭地が分布し、南方では低位泥炭地のみが分布している。

段丘は山麓に分布している。ほとんどのものは海岸線と並行して分布しており、海成の段丘である。図-3.5の範囲内では紋別川の流域にのみ河成段丘が認められる。海成段丘を瀬川(1966)²⁴⁾は2段に分け、久保ほか(1983)²²⁾は長万部川以北で5段に分け、石田(1983)²³⁾は長万部川以南で3段に分けている。図-3.6には久保ほか(1983)²²⁾および石田(1983)²³⁾の区分が示してある(ただし、長万部川以北の高位面と低位面および以南のシリカ面は省略)。

4.1.2 地質

長万部町の海岸沿いの地質は、山地を構成している先第四系と段丘や低地などの平野を構成している第四系とに分けることができる(表-3.1)。以下、主に久保ほか(1983)²²⁾および石田(1983)²³⁾に従って記載する。先第四系には古い順に訓縫層、八雲層、黒松内層および静狩火山岩類が含まれている。

訓縫層はグリーンタフの主要な構成岩相である。図-3.5の範囲では国縫川以南の地域に、暗緑～緑灰色を呈する凝灰岩・凝灰質砂岩が主に分布している。

八雲層は紋別川以南に分布し、大部分が硬質頁岩とシルト岩との互層からなっている。黒岩付近には火山角礫岩が小範囲に分布している。

黒松内層は凝灰岩部層とシルト岩砂岩部層が分布している。凝灰岩部層は粘土～粗粒砂サイズの粒子から構成されている。シルト岩砂岩部層は主としてシルト

表-3.1 長万部町の海岸沿いの地質層序
(久保ほか (1983)²²⁾より作成)

第 四 紀	完 新 世	泥濘原堆積物・砂丘堆積物 湿原堆積物
	更 新 世	海底・河成段丘堆積物 知来川層
		写万部山 火山岩類
	漸棚層	
新 第 三 紀	鮮 新 世	黒松内層
	中 新 世	八雲層
		訓縫層

岩からなり、砂岩および凝灰岩を伴っている。

静狩火山岩類は静狩から長万部にかけての山地に点在している。変質安山岩溶岩・岩脈・火砕岩、デイサイト岩脈、デイサイト質火山角礫岩から構成されている。

第四系には古い順に漸棚層、写万部山火山岩類、知来川層、段丘堆積物、湿原堆積物、砂丘堆積物および氾濫原堆積物が含まれている。

漸棚層は従来、新第三紀鮮新世～第四紀更新世の地層とされてきたが、1980年代の生層序学の研究により、堆積年代は主に更新世とされている²⁵⁾。主として砂岩および礫岩よりなり、シルト岩および凝灰岩を伴っている。

写万部山火山岩類の活動は漸棚層堆積の初期に始まり、末期には縁辺部を漸棚層に覆われながら山体を形成したと考えられている。安山岩質の火山角礫岩・溶岩・岩脈などから構成されている。

知来川層は礫層・砂層および粘土層の互層から主として構成され、多数の亜炭層を伴っている。固結度は全般に低い。

段丘堆積物は長万部川周辺以北には美畑段丘堆積物、榮原段丘堆積物および長万部段丘堆積物が、以南には黒岩段丘堆積物および長万部段丘堆積物が分布している。また、紋別川流域には河成段丘堆積物が分布している。美畑段丘堆積物は厚さ1~2mで、砂層・礫

層・シルト層・粘土層からなっている。榮原段丘堆積物は厚さ1m内外で、細礫層・砂層・シルト層からなる。長万部段丘堆積物は厚さ3~5m前後で、礫層および砂層から構成されている。黒岩段丘堆積物は厚さ1~2m程度、厚いところで5m以上あり、礫層・含礫砂層・砂層・シルト層・粘土層からなる。紋別川の河成段丘堆積物は厚さ2~3mで、主に礫層・含礫砂層から構成されている。

湿原堆積物は高位・中間・低位の泥炭から構成されている。高位泥炭の地表下0~30cmは暗褐色泥炭土、30~35cmは駒ヶ岳火山灰を含む灰黄色砂壤土、35cm以下は暗褐色泥炭である。中間泥炭の地表下0~16cmは黒褐色泥炭、16~20cmは駒ヶ岳火山灰を含む砂壤土、20~52cmは暗褐色泥炭、52~85cmは暗褐色低位泥炭、85cm以下は暗褐色中間泥炭である。低位泥炭は砂土、砂壤土、埴質土、埴土、亜泥炭よりなる。

砂丘堆積物はほとんど細~中粒砂からなり、斜層理が発達する部分もある。海岸付近では被覆物はないが、内陸部では腐植および駒ヶ岳火山灰が覆っている。

氾濫原堆積物は砂・礫・粘土から構成されている。

4.2 大沼公園地区

4.2.1 地形

大沼公園地区は駒ヶ岳火山の南西麓に位置している。大沼・小沼・尊業(じゅんさい)沼の沼沢地が分布している。尊業沼の北方には幅約2kmで南北に伸長した沖積低地が発達している。大沼の周辺には駒ヶ岳の1640年の噴火で発生したクルミ坂岩層などによる流れ山が多数存在している。西方には海拔数100m程の丘陵性の山地がある。大沼の成因について水野(1964)²⁸⁾は大岩岩屑流(勝井ほか(1983)²⁶⁾のクルミ坂岩層などに相当する)が折戸川をせき止めて作られたものとしている。

4.2.2 地質

大沼公園地区の地質は、駒ヶ岳火山の噴出物とその基盤岩とに分けられる。図-3.6は周辺の地質を示したものである。

基盤岩は西方の丘陵性の山地を構成しているもので、新第三紀の尾白内層(凝灰質砂岩・凝灰角礫岩・泥岩・凝灰岩・シルト岩・砂岩)と峠下火山碎屑岩類(安山岩質溶岩・火山角礫岩・凝灰角礫岩)よりなる。

駒ヶ岳は後期更新世から活動している成層火山である。図-3.6の範囲には、Ko-f降下軽石(Ko-fは降下軽石の固有名)に伴う火砕流堆積物、1640年の噴出物および1929年の噴出物が分布している。以下、勝井ほ

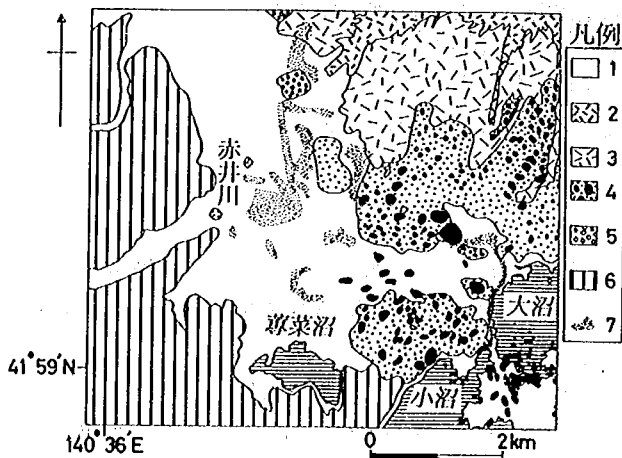


図-3.6 大沼公園地区の地質

(勝井ほか(1989)²⁶⁾より作成。液状化地点の分布は国際航業(株)(1993)²⁷⁾による)

1: 沖積層, 2: 1929年の火砕流堆積層, 3: 1640年の火砕流堆積物, 4: 1640年のクルミ坂岩層なだれ堆積物, 5: Ko-f降下軽石に伴う火砕流堆積物, 6: 新第三系, 7: 1993年北海道南西沖地震による液状化地点。

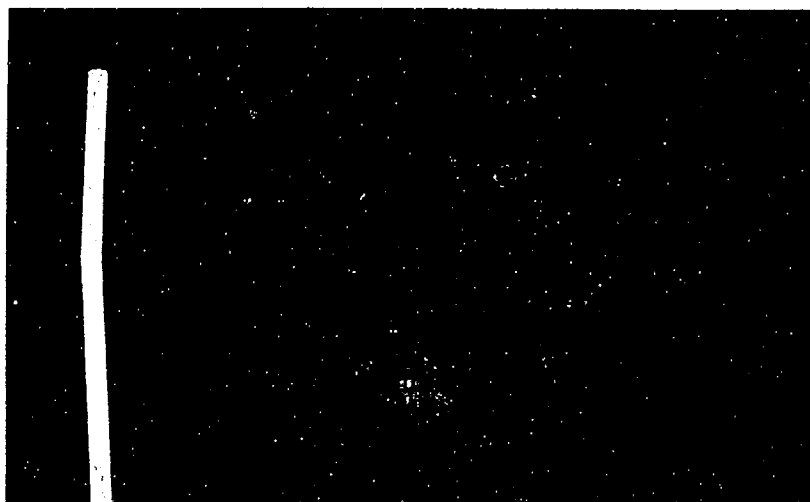


写真-3.1 クルミ坂岩屑なだれ堆積物

数10cm大の岩塊と砂状の基質から構成されている。スケールは約40cm。鹿部町本別付近。

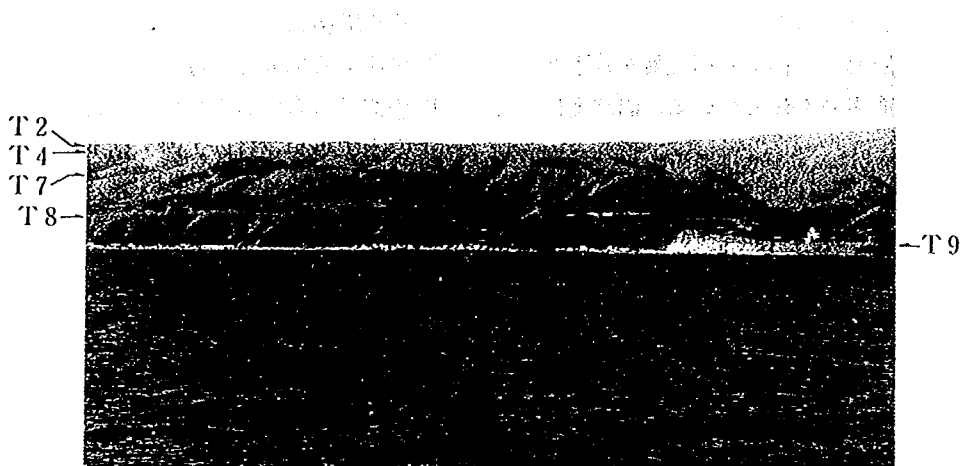


写真-3.2 海上よりみた奥尻島赤石付近の段丘地形（中央の谷は赤石川）

T2：神威山II面，T4：フケ歌沢面，T7：赤石面，T8：米岡面，T9：寺屋敷面。

か（1989）²⁶⁾に従って記載する。

Ko-f 降下軽石に伴う火砕流堆積物は、約3,000年前に起きた軽石噴火に伴ったものである。普通輝石紫蘇輝石安山岩質の軽石および火山灰よりなる。

1640年の噴火は7月31日に山頂が一部崩壊することにより開始された。この山頂崩壊によりクルミ坂岩屑なだれ堆積物がもたらされた。東麓の出来淵崎の海岸ではこの堆積物により新しい岬ができた。堆積物は駒ヶ岳溶岩（輝石安山岩）や溶結凝灰岩の岩塊（大きいものでは直径2~3m程）を含んでいる。基質の部分は同質の砂状物からなっている（写真-3.1）。噴火はその後、8月2日まで続き降灰があった（Ko-d 降下軽石）。クルミ坂岩屑なだれ堆積物は、Ko-d 降下軽石に

直接覆われている。Ko-d 降下軽石の噴出に伴って火砕流も流れている。この火砕流堆積物は軽石質で最大層厚は約4mである。

1929年の噴火は6月17日に生じ、ほぼ1日で終了した。噴火により降下軽石および火砕流を噴出した。火砕流堆積物は普通輝石紫蘇輝石安山岩質の軽石より構成されている。

沖積層はクルミ坂岩屑なだれ堆積物も覆って分布している氾濫原堆積物である。

4.3 奥尻島地区

4.3.1 地形

奥尻島は大成町の沖、約20kmに位置する周囲約

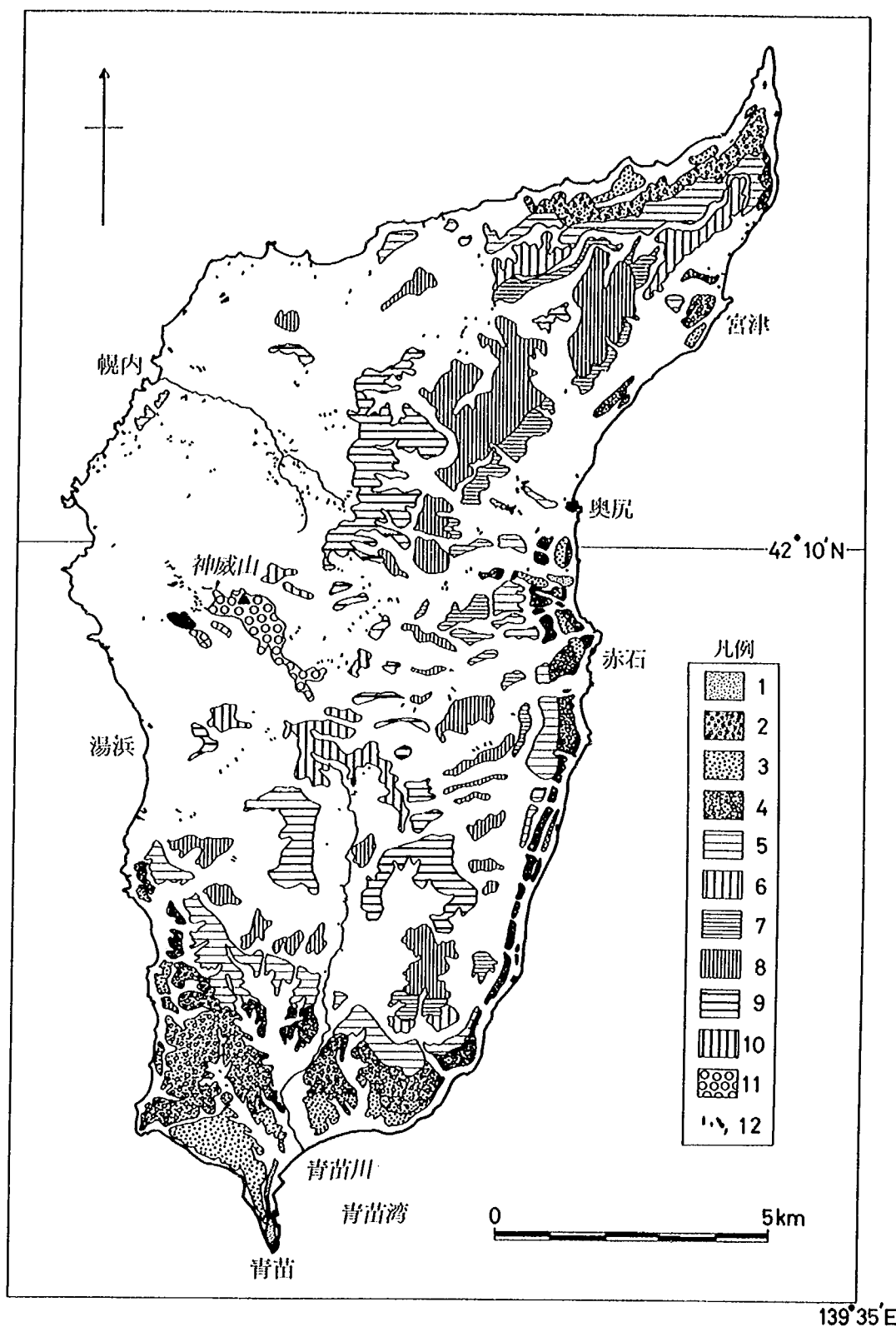


図-3.7 奥尻島の段丘面の分布

(秦ほか(1982)²⁹⁾より作成。1993年北海道南西沖地震による崩壊地の分布は、急傾斜地崩壊研究室のデータによる)

1：青苗岬面，2：赤石岬面，3：寺屋敷面，4：米岡面，5：赤石面，6：松江II面，7：松江I面，8：フケ歌沢面，9：青苗川面，10：神威山II面，11：神威山I面，12：1993年北海道南西沖地震による崩壊地。

表-3.2 奥尻島の段丘面区分の対比²⁹⁾

渡辺 (1928) ³⁰⁾	鈴木・岡本 (1935) ³¹⁾	宮浦 (1975) ³²⁾	秦ほか (1982) ²⁹⁾
		II ₁ 面 (580-460m)	神威山I面 (580-520m)
		II ₂ 面 (460-320m)	神威山II面 (500-400m)
	第I段丘 (400-380m)	II ₃ 面 (380-260m)	青苗川面 (400-360m)
第I段丘 (300-280m)	第II段丘 (340-300m)	第1段丘面	フケ歌沢面 (260-240m)
第II段丘 (240m)	第III段丘 (300-240m)		
第III段丘 (200m)	第IV段丘 (260-200m)	第2段丘面	松江I面 (200m)
			松江II面 (180m)
第IV段丘 (160-140m)	第V段丘 (180-140m)	第3段丘面 (177-110m)	赤石面 (160-100m)
第V段丘 (120-80m)	第VI段丘 (120-80m)	第4段丘面 (130-68m)	米岡面 (100-80m)
第VI段丘 (60-50m)	第VII段丘 (80-50m)	第5段丘面 (90-35m)	寺屋敷面 (60-50m)
第VII段丘 (30m)	第VIII段丘 (40m)	第6段丘面 (60-38m)	赤石岬面 (40m)
第VIII段丘 (3m)	第IX段丘 (3m)		青苗岬面 (4m)

64 km の南北に伸長した島である。島の最高点は島の中央西寄りにある神威山 (576.4 m) である。

奥尻島の地形の特徴は段丘地形の発達が良いことである(写真-3.2)。段丘地形の発達は北部、東部、南部で良好であり西部では発達が悪い(図-3.7)。段丘地形の研究は渡辺(1928)³⁰⁾を始めとして、多数の研究者により行われている。表-3.2 は各研究者によって識別された段丘面の対比を示したものである。図-3.7 は秦ほか(1982)²⁹⁾の区分に基づいており、段丘面は11面認められている。これらの段丘はほとんど海成の段丘である。宮浦(1975)³²⁾は第4段丘面(図-3.7の米岡面)の旧汀線の高度分布をもとに島の北西部が最大約0.9 m/1,000年の割合で隆起し、島全体が南南東方向に傾動していると報告している。河成段丘は青苗川流域と釣懸川流域でわずかに認められる。

今回の地震で奥尻島は南部の青苗で約80 cm、北部の宮津で約20 cm沈降している³³⁾。このことから島全体の傾動方向を求めると南南西となり、先の段丘面から求めた傾動方向と異なっている。また、段丘面からは最大約0.9 m/1,000年で隆起していることが示されているが、今回の地震では逆に沈降している。佃ほか(1993)³⁴⁾が述べているように、今回の沈降を相殺するような将来の断層運動が推定される。

奥尻島内には図-3.8に示すように多数の地すべり地形が認められる。地すべり地形のほとんどは、新第三紀の地層の部分に分布している。いわゆる第三紀層地すべりに分類されるものである。

青苗湾沿いには、海岸線と平行して2列の砂丘が認

表-3.3 奥尻島の地質層序

(秦ほか(1982)²⁹⁾より作成)

第四紀	完新世	沖積層・砂丘堆積物	
	更新世	海成段丘堆積物	
新第三紀	鮮新世	勝淵層	
		神威山層	
	中新世	米岡層	仏沢層
		千疊層	
		釣懸層	
		青苗川層群	青苗川層
			鳥頭川層
			松江玄武岩層
白亜紀	深成岩類		
	藻内火山岩類		
	奥尻層		

められる。比高は5~6 mである。

沖積低地は島内に大きな河川がないこともあり、発達は良くない。青苗湾に流れる青苗川沿いに分布しているものが最大の面積を有している。

4.3.2 地質

奥尻島の地質は大きく3つに分けることができる(表-3.3, 図-3.9)。古い順に白亜紀の地層・深成岩類、新第三紀のグリーンタフ類および第四紀の段丘堆積物・沖積層などである。以下、主に秦ほか(1982)²⁹⁾に従って記載する。

白亜系としては、奥尻層、藻内火山岩類および深成岩類がある。

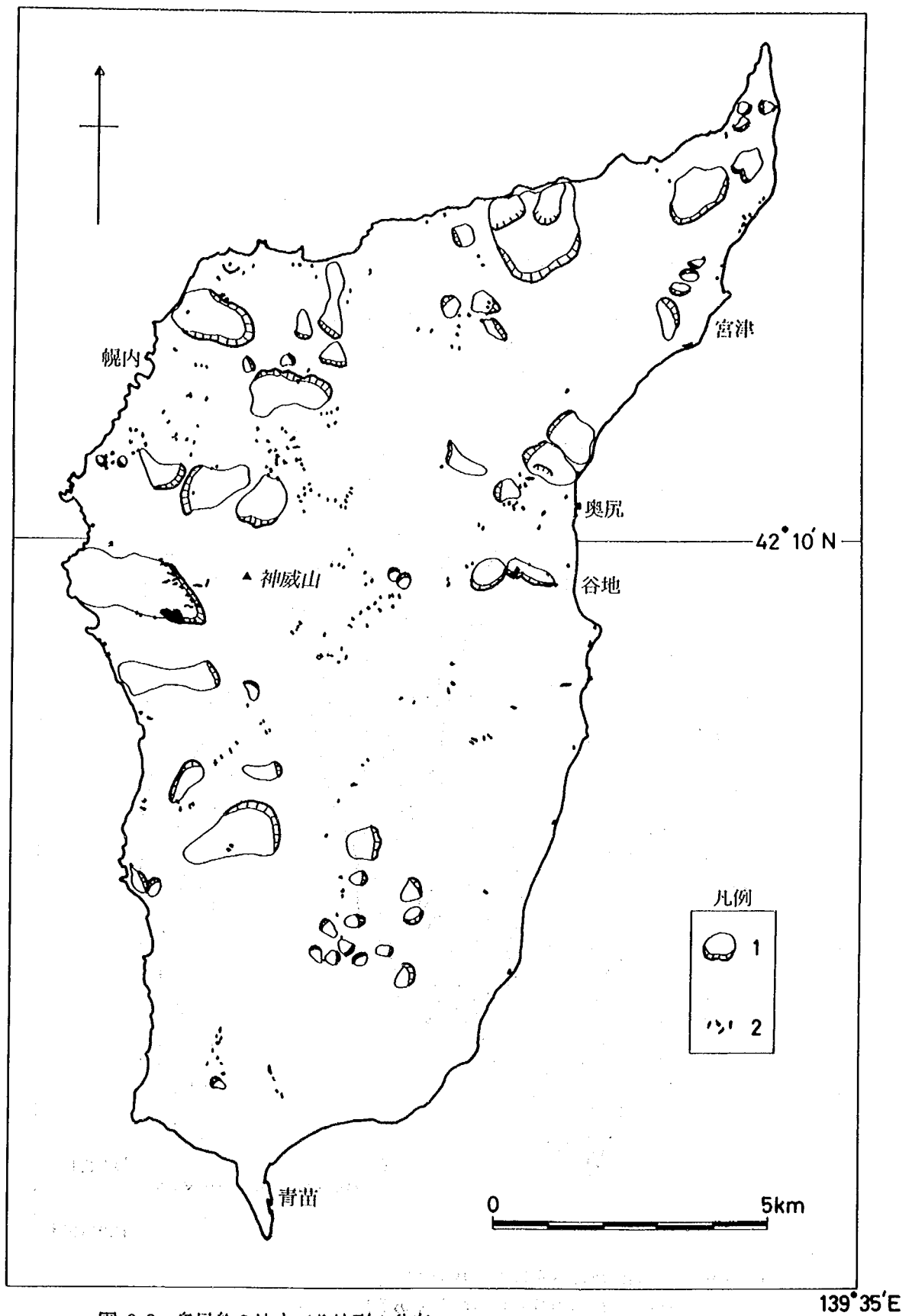


図-3.8 奥尻島の地すべり地形の分布

(山岸(1993)³³⁾より作成。1993年北海道南西沖地震による崩壊地の分布は、急傾斜地崩壊研究室のデータによる)

1：地すべり地形，2：1993年北海道南西沖地震による崩壊地。

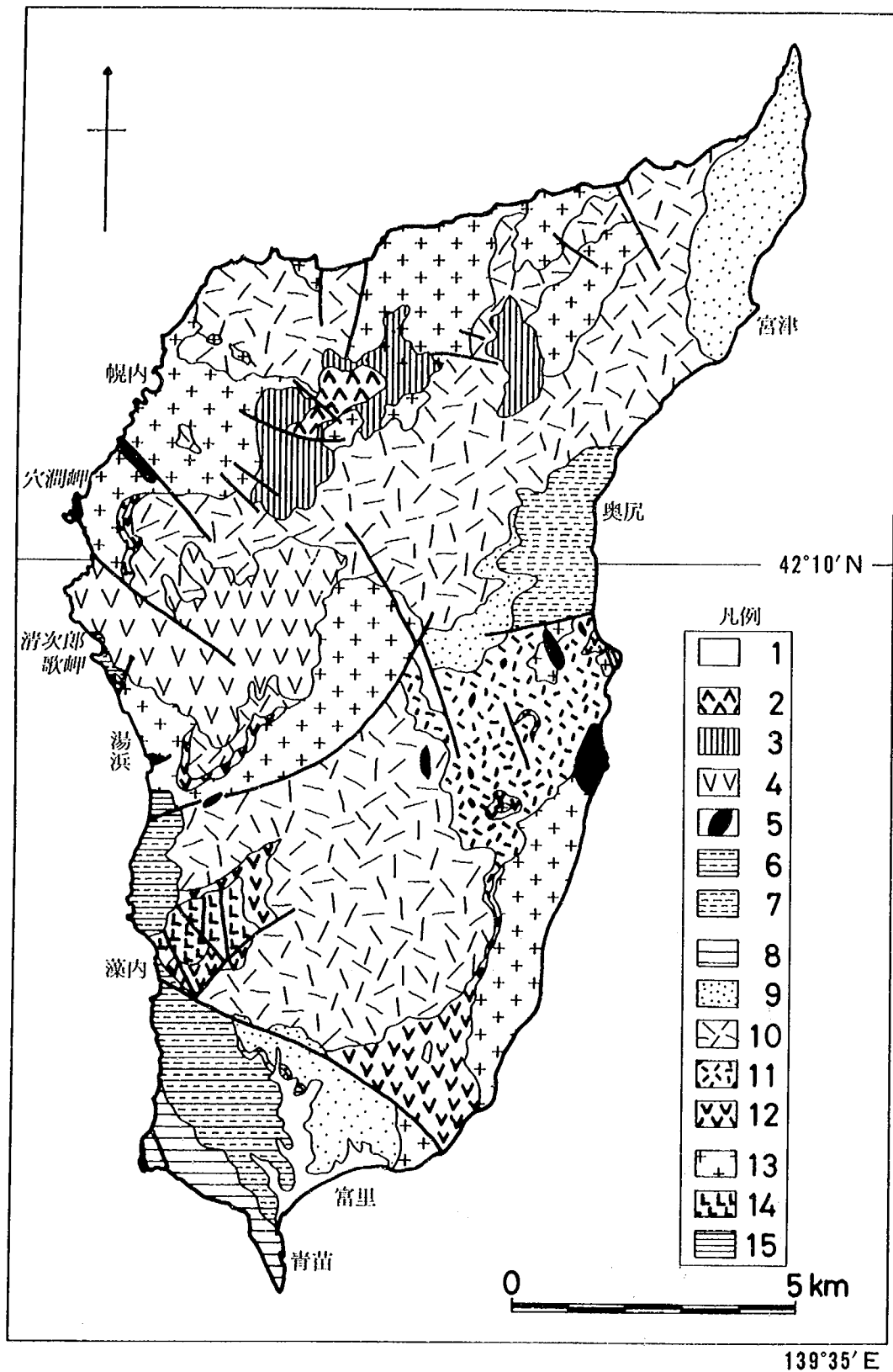


図-3.9 奥尻島の地質 (秦ほか, 1982²⁹⁾)

(段丘堆積物の分布は省略してある)

1 : 沖積層, 2 : 勝淵山流紋岩, 3 : 勝淵層, 4 : 神威山層, 5 : 岩脈類, 6 : 米岡層, 7 : 仏沢層, 8 : 千疊層, 9 : 釣懸層, 10 : 青苗川層, 11 : 鳥頭川層, 12 : 松江玄武岩層, 13 : 深成岩類, 14 : 藻内火山岩類, 15 : 奥尻層。

奥尻層は湯浜付近に狭小な面積で分布している。主に流紋岩質凝灰岩および凝灰質砂岩からなる。

藻内火山岩類も藻内付近にわずかに分布するのみである。流紋岩質溶結凝灰岩および安山岩溶岩から構成されている。砕石場跡の露頭ではかなり変質している。

深成岩類は角閃石黒雲母花崗閃緑岩が主体で、花崗岩・石英閃緑岩・石英斑岩などを含む、斑れい岩の捕獲岩やアプライトの岩脈を作っている。花崗閃緑岩は全体にわたって中粒で、ほぼ均一の岩相を示している。高角度の節理が良く発達している。湯浜および幌内地域では、先第三紀の高温型熱水性鉱化作用と新第三紀末一第四紀の硫黄鉱化作用を受け、変質している。さ

らに幌内周辺では温泉変質作用も被っている。幌内地域での硫黄鉱化作用および温泉変質に伴う変質鉱物としては、石英・絹雲母・カオリン・モンモリロナイト・ミョウバン石・タン白石などがあげられている。なお、幌内川沿いの斜面崩壊地で採取した黄色の部分からは、ナトロジャサイト(黄鉄鉱の酸化物)がX線回折により多数検出された。

グリーンタフに含まれる新第三系は、古い順に青苗川層群、釣懸層、千疊層、仏沢層、米岡層、神威山層、勝淵層から構成されている。

青苗川層群はさらに松江玄武岩層、鳥頭川層、青苗川層に分けられる。松江玄武岩層は主に玄武岩溶岩か



写真-3.3 釣懸層の泥岩層

上部の礫層は寺屋敷段丘の堆積物である。富里付近の露頭。

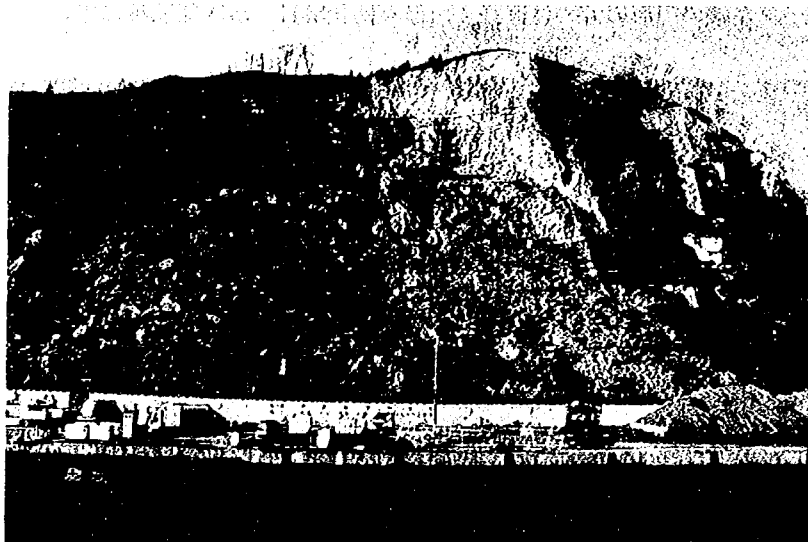


写真-3.4 今回の地震による斜面崩壊によって露出した仏沢層

水平の縞状に見える部分が砂岩部層、地表面近くの礫状に見える部分が火砕岩部層である。崩壊物の下にかつてホテル洋々荘が存在した。奥尻港より撮影。

らなる。柱状節理が良く発達している。烏頭川層は主として流紋岩溶岩および同質凝灰岩からなり、泥岩・砂岩などの薄層を挟在する。青苗川層はデイサイトおよび安山岩の溶岩、火砕岩から主に構成されている。

釣懸層は海成の砂岩・礫岩・泥岩および火砕岩からなる地層である (写真-3.3)。

千疊層は主として珪質頁岩から構成されている。

仏沢層は下位の砂岩部層と上位の火砕岩部層とに分けられる (写真-3.4)。砂岩部層は凝灰質砂岩および凝灰岩から構成されている。地質は下部で 15° 内外、上部で 5° 程度東へ傾斜している。火砕岩部層は角閃石安山岩を主とする凝灰角礫岩・火山円礫岩・凝灰質砂岩からなる。

米岡層は下位の千疊層から整合的に漸移する。シルト岩部層と火砕岩部層とに分けられる。両部層は指交する同時異相の関係にある。シルト岩部層は塊状シルト岩を主とし、薄い珪長質凝灰岩を挟んでいる。火砕岩部層は主に輝石安山岩の凝灰角礫岩および火山角礫岩よりなり、凝灰質砂岩・凝灰岩・火山円礫岩・砂質シルト岩などを伴っている。基底部の火山角礫岩～凝灰角礫岩中には、急冷周縁相をもつ枕状溶岩が含まれていることがある (写真-3.5)。

神威山層は輝石安山岩質の火砕岩および溶岩からなる。奥尻島内での最高峰、神威山を中心に分布している。

勝淵層は下部・中部・上部に区分される。下部は礫

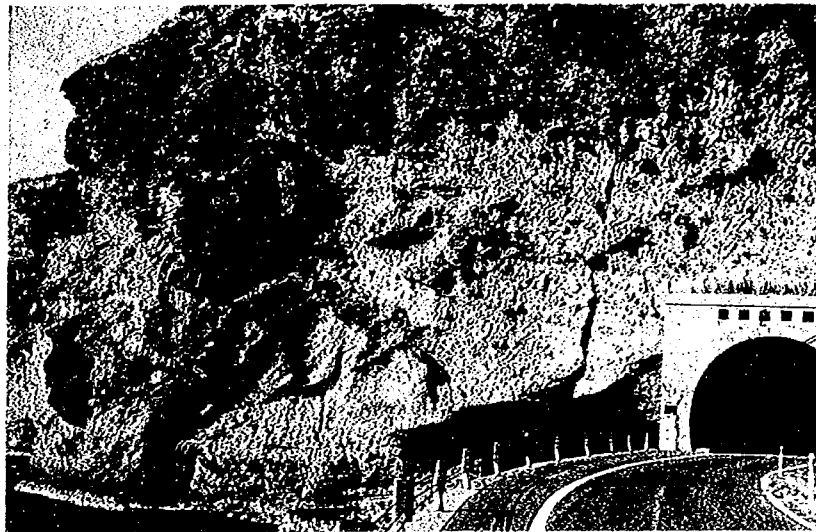


写真-3.5 米岡層火砕岩部層の火山角礫岩

左端の円形のは直径4m程の枕状溶岩。清次郎歌岬にて。



写真-3.6 勝淵層上部の凝灰質砂岩層

成層構造が良くわかる。幌内川の中流部。

岩および砂岩、中部は灰色泥岩、上部は勝淵山流紋岩溶岩、同質軽石凝灰岩を伴う凝灰質砂岩から構成されている(写真-3.6)。

第四系としては、段丘堆積物、沖積層および砂丘堆積物がある。

段丘堆積物は主に礫層から構成されている(写真-3.3参照)。

沖積層は各河川の河口付近と海岸部にみられる。構成物は礫や含礫砂が多い。

砂丘堆積物は分級の良い細～中粒砂である。

5. 地盤災害と地形および地質との関係

5.1 液状化

5.1.1 過去の地震による液状化

図-3.10は北海道南部地域において、過去の地震により生じた液状化地点を示したものである。図には併せて今回の地震による液状化地点も示してある。この地域に液状化を起こした地震には、1968年5月16日の十勝沖地震($M=7.9$, $h=0$ km)、および1982年3月21日の浦河沖の地震($M=7.1$, $h=40$ km)がある。図中の震央を中心とした円は、地震のマグニチュードから栗林ほか(1974)³⁵⁾の式を使って求めた震央から液状化地点までの最大距離である。最大距離は十勝沖地震で236 km、浦河沖の地震で48 kmである。液状化

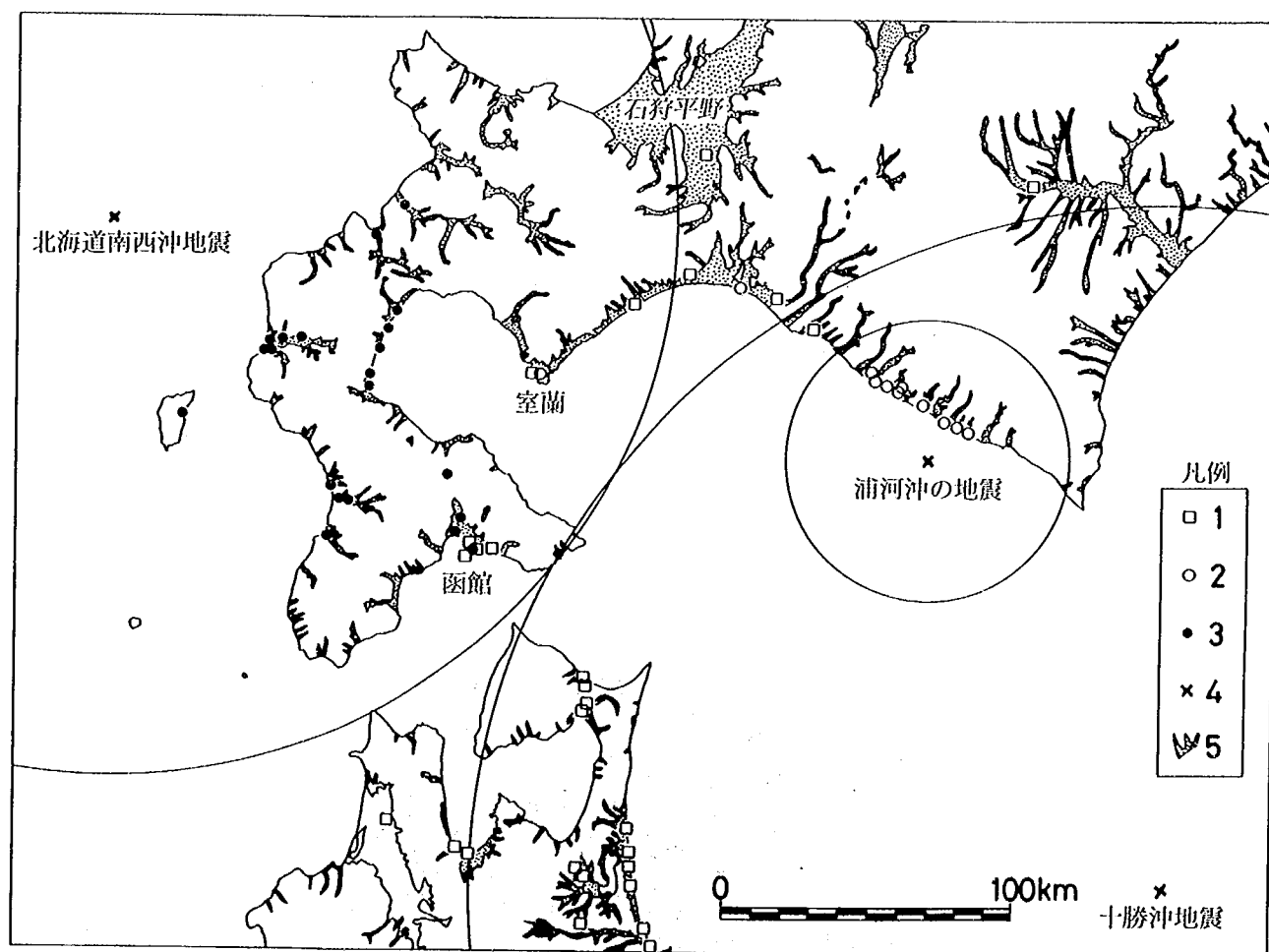


図-3.10 北海道南部における地震による液状化地点の分布

(十勝沖地震および浦河沖の地震の液状化地点は若松(1991)³⁶⁾、北海道南西沖地震の液状化地点は北海道立地下資源調査所(1993)³⁷⁾による。図中の円は各震央からの栗林ほか(1974)³⁵⁾に基づいて求めた液状化地点までの最大距離を表す)

1: 1968年十勝沖地震による液状化地点, 2: 1982年浦河沖の地震による液状化地点, 3: 1993年北海道南西沖地震による液状化地点, 4: 各地震の震央, 5: 沖積低地。

は海岸沿いや各河川流域の沖積低地で生じている。栗林ほか (1974)³⁵⁾ から求めた液状化地点までの最大距離以上の地点で、十勝沖地震および浦河沖の地震では液状化が生じている。特に浦河沖の地震では 130 km も離れた室蘭で液状化が起っている。また、浦河沖の地震で最大距離以上の地点で液状化が生じたのは、震央の西北西の方向の地域に限られている。地域による地盤条件の違いや方向による地震動の違いが原因として推定される。十勝沖地震でも最大距離よりも 63 km 離れた地点で液状化が生じているが、方向による差異はないようである。

5.1.2 今回の地震による液状化

今回の 1993 年北海道南西沖地震 ($M=7.8$, $h=34$ km) でも多数の地点で液状化が発生した (図-3.10)。すべて地形的には沖積低地である。震央からの最大距離 (193 km) との関係を見ると、すべて最大距離の範囲内で液状化は生じている。これは十勝沖地震および浦河沖の地震の時とは異なっている。原因としては、栗林ほか (1974)³⁵⁾ の距離のとり方が震源からではなく、震央からであること、地域的な地殻構造の相違によって地震波の減衰特性が異なっていることが考えられる。

今回の地震による液状化地点の分布の特徴として、震央からの距離が液状化の生じた函館とほぼ等距離にある室蘭や石狩平野で液状化が生じていないことがあげられる。

次に今回の地震による個々の液状化地点の地形と地質について概観してみる。

長万部地区の液状化地点は図-3.5 に示した通りである。液状化は氾濫原堆積物から構成されている沖積低地で発生している。この氾濫原堆積物は周辺の河川および沿岸流の作用によって形成されたもので、砂・礫・粘土から構成されている。これらのうち砂の部分で液状化したものである。周辺には砂質の堆積物として砂丘堆積物も分布している。しかし、砂丘の部分では液状化は生じていない。これは砂丘の比高が沖積低地から数 m 以上あり、地下水位が低いと考えられる。

大沼公園地区では図-3.6 に示すような地点で液状化が発生している。いずれも、地形的には沖積低地の部分である。赤井川の噴砂地点の観察によると、地表

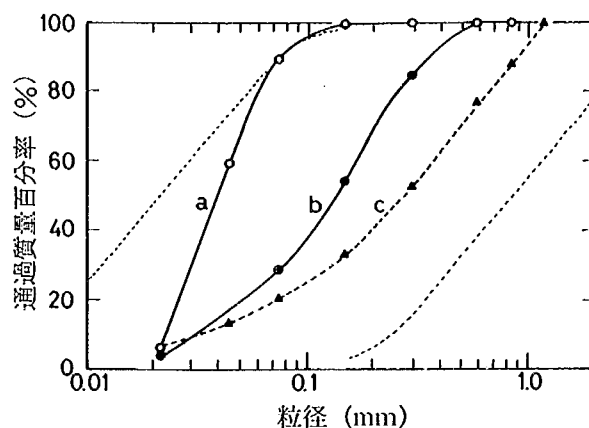


図-3.11 森町赤井川で噴砂した砂 (a, b) とクルミ坂岩層なだれ堆積物の 1.19mm 以下の部分の粒径加積曲線 (c)

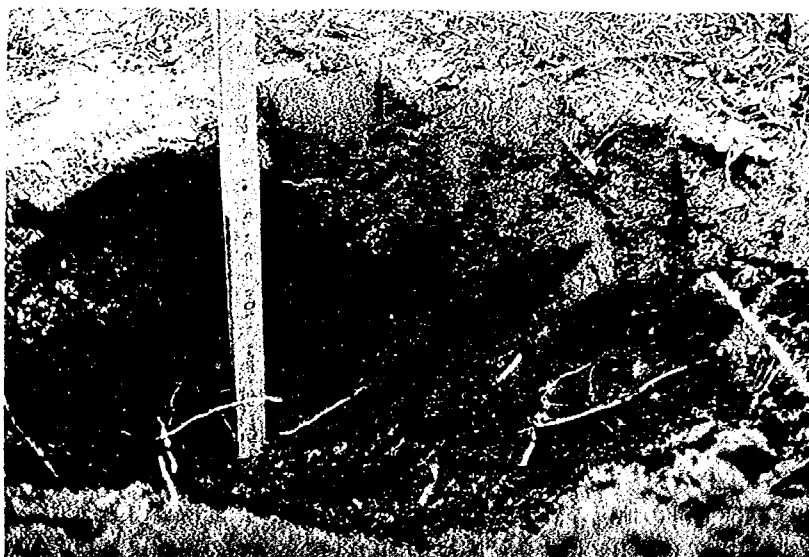


写真-3.7 森町赤井川の噴砂地点の地表付近に見られる駒ヶ岳1640年噴出物Ko-d降下軽石

上部に堆積しているのは、噴砂によってもたらされた砂。

付近には1640年噴出のKo-d降下軽石が分布している(写真-3.7)。噴砂した砂とこのKo-d降下軽石とは別のものであるので、液状化したのはKo-d降下軽石よりも下位の地層と考えられる。周辺でKo-d降下軽石の直下位にあるのは、クルミ坂岩層なだれ堆積物である。楡井ほか(1993)³⁸⁾はこのクルミ坂岩層なだれ堆積物がKo-d降下軽石の亀裂中を上昇して噴砂していることをトレンチ調査によって確認している。噴砂した砂とクルミ坂岩層なだれ堆積物の基質部分のX線回折分析を行ったところ、両者からはほぼ同量比の石英・斜長石・カリ長石が検出された。このことから液状化し噴砂したのは、クルミ坂岩層なだれ堆積物であることは間違いない。

図-3.11は赤井川で噴砂した砂とクルミ坂岩層なだれ堆積物の1.19mm以下の部分の粒径加積曲線を比較したものである。噴砂した砂は細粒の部分(a)と粗粒の部分(b)とに分かれていたので、別々に示してある。いずれも特に液状化の可能性あり³⁹⁾の範囲内にある。しかし、クルミ坂岩層なだれ堆積物の粒径加積曲線は、1.19mm以下の部分のみを示したものであって実際の堆積物は砂礫状であり、このような累積曲線をもつものではない。寒川(1992)⁴⁰⁾は遺跡にみられる液状化跡には、砂礫層の砂の部分か噴砂している例があることを報告している。今回の場合も、同様にクルミ坂岩層なだれ堆積物の砂状の部分が噴砂したと考えられる。

以上のように大沼公園地区で液状化した地層は、クルミ坂岩層なだれ堆積物の砂状の基質部分である。しかし、図-3.11の区分では液状化したのは沖積層の分

布域(クルミ坂岩層なだれ堆積物の上位に氾濫原堆積物がのっている)に限られており、直接、クルミ坂岩層なだれ堆積物が露出している部分には認められない。この原因については良くわからないが、地形的に沖積低地の部分にのみ認められることから、地下水位が関与しているものと考えられる。

5.2 奥尻島の斜面崩壊

奥尻島をはじめ渡島半島などでも今回の地震により多数の斜面崩壊が発生している。ここでは奥尻島の斜面崩壊と地形および地質との関係について概観する。

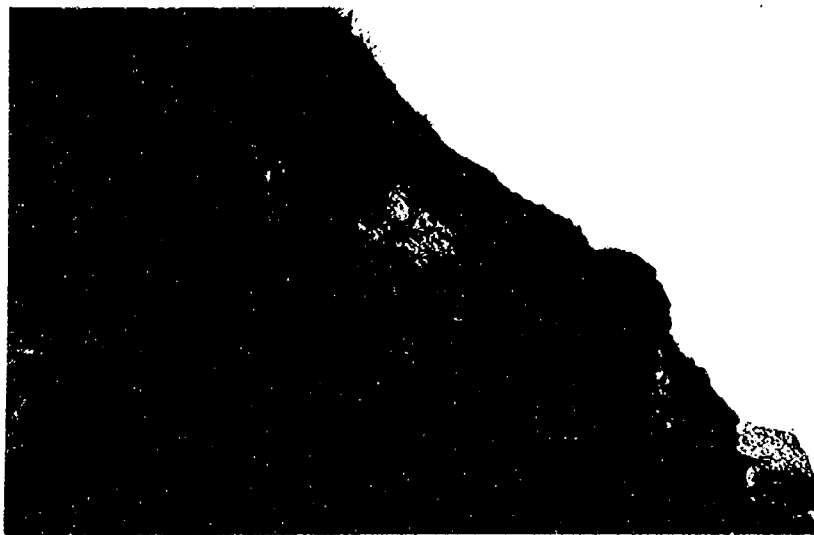
奥尻島の地形でまず特徴的であるのは、段丘面の発達である。図-3.7は段丘面の分布図に今回の地震による斜面崩壊の箇所を記入したものである。図のようにほぼ水平で平坦な地形面である段丘面上には崩壊地は認められない。崩壊が認められるのは、西部の山地の部分、河川沿いの斜面および段丘崖の部分である。奥尻島の段丘地形の発達が現状程良くなければ、崩壊箇所はさらに増加していたと考えられる。

図-3.8は既存の地すべり地形の分布図に今回の地震による斜面崩壊の位置を記入したものである。神威山西部と谷地付近の地すべりの滑落崖で崩壊が生じているほかは、特に地すべり地形と斜面崩壊との間には関係は認められない。

地質的にみると崩壊が発生しているのは、主に新第三系と花崗閃緑岩の分布域で、既述のように段丘堆積物の分布域では発生していない。花崗閃緑岩の部分では特に幌内周辺での崩壊の発生が多い。これは、地質の節で述べた花崗閃緑岩の変質が関与していると考え



写真-3.8 幌内付近の変質した花崗閃緑岩と小崩壊



られる。幌内付近の花崗閃緑岩は写真-3.8のように変質によって脆弱になっている。このため崩壊が発生し易かったものと思われる。一方、新鮮な花崗閃緑岩では節理が発達しているため斜面崩壊には至らず、写真-3.9のような落石程度で収まったものと考えられる。

6. おわりに

1993年7月12日に発生した北海道南西沖地震の震源は、1983年より新たに提唱されているユーラシアプレートと北アメリカプレートとの境界付近にある。今のところ余震分布や発震メカニズムからは、新説を裏付ける十分な証拠は得られていない。今後、地震の発生を予知し、さらに地震による被害を予測するには、プレート境界の検討が続けられる必要がある。

北海道南西沖地震によって、液状化や斜面崩壊などの地盤災害が多数発生した。液状化は従来通り沖積低地で発生している。ただし、大沼公園地区で火山の岩屑なだれ堆積物が液状化したのは、今までにあまり例のないことであった。今後、液状化の予測をするに当たって留意する必要がある。

謝 辞

北海道立地下資源調査所の田近 淳氏には、現地調査に当たり現地を御案内頂くとともに、地質や災害状況について、種々御教示頂いた。北海道函館土木現業所奥尻出張所には、奥尻島の調査に当って車の手配をして頂いた。ここに厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) Chapman, M. E. and Solomon, S. C.: North American-Eurasian plate boundary in north-east Asia, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 81, pp. 921~930, 1976.
- 2) 小林洋二：プレート“沈み込み”の始まり，月刊地球，5巻，9号，pp. 510~514, 1983.
- 3) 中村一明：日本海東縁新生海溝の可能性，地震研究所集報，58巻，pp. 711~722, 1983.
- 4) 小林和男，中村一明：縁海拡大のテクトニクス—日本海，オホーツク海，沖縄トラフなど—，科学，53巻，pp. 448~455, 1983.
- 5) 中村一明，小林洋二：日本海中部地震とプレートテクトニクス，サイエンス，13巻，pp. 58~60, 1983.
- 6) 瀬野徹三：日本海沈み込み説に関する一考察—日本海溝における地震のスリップ・ベクトル—，地震，2集，36巻，pp. 270~273, 1983.
- 7) Otuka, Y.: Tertiary folding in Japan, *Proceedings of the Imperial Academy*, 13, pp. 78~81, 1937.
- 8) Otuka, Y.: Active rock folding in Japan, *Proceedings of the Imperial Academy*, 17, pp. 518~522, 1941.
- 9) 丸山茂徳：北米・ユーラシアプレート境界の歴史，月刊地球，6巻，1号，pp. 29~37, 1984.
- 10) 中西一郎，小林励司：1993年北海道南西沖地震の震源メカニズム，日本地震学会講演予稿集，No. 2, p. 29, 1993.

- 11) 谷岡勇一郎, 佐竹健治, ラリーラフ: 1993年北海道南西沖地震のメカニズム, 日本地震学会講演予稿集, No. 2 p. 30, 1993.
- 12) 海野徳仁, 長谷川昭: 変換波から推定した1993年北海道南西沖地震の余震の深さ分布, 日本地震学会講演予稿集, No. 2, p. 18, 1993.
- 13) 岡村行信ほか: 白嶺丸による奥尻海嶺周辺地域の緊急調査概要, 日本地震学会講演予稿集, No. 2, p. 39, 1993.
- 14) 橋本 学ほか: 測地測量により得られた1993年北海道南西沖地震に伴う地殻変動, 日本地震学会講演予稿集, No. 2, p. 64, 1993.
- 15) 島村英紀: 地震はどこに起こるのか—地震研究の最前線, ブルーバックス, pp. 200~203, 1993, 講談社.
- 16) 渡辺 光: 岩波講座, 地理学, 1934, 岩波書店.
- 17) 瀬川秀良: 日本地形誌, 北海道地方, p. 303, 1974, 朝倉書店.
- 18) 日本第四紀学会: 日本第四紀地図, 1/100万地形・地質・活構造図, 1987, 東京大学出版会.
- 19) 中村一明: 日本海・フォッサマグナプレート収束境界説考, 月刊地球, 6巻, 1号, pp. 25~28, 1984.
- 20) 君波和雄ほか: 中・古生界, 概説, 日本の地質, 1, 北海道, pp. 5~6, 1990, 共立出版.
- 21) 広川 治ほか編: 100万分の1日本地質図, 第2版, 1978, 地質調査所.
- 22) 久保和也, 石田正夫, 成田英吉: 長万部地域の地質, 地域地質研究報告(5万分の1図幅), p. 70, 1983, 地質調査所.
- 23) 石田正夫: 国縫地域の地質, 地域地質研究報告(5万分の1図幅), p. 42 1983, 地質調査所.
- 24) 瀬川秀良: 噴火湾西岸北部海岸段丘構成物の堆積環境, 東北地理, 18巻, 1号, p. 37, 1966.
- 25) 北川芳男, 松井 愈: 第四系, 北海道西部, 日本の地質, 1, 北海道, p. 121, 1990, 共立出版.
- 26) 勝井義雄, 鈴木建夫, 曾屋龍典, 吉久康樹: 5万分の1北海道駒ヶ岳火山地質図, 火山地質図, p. 5, 1989, 地質調査所.
- 27) 国際航業株式会社: 1993年7月12日北海道南西沖地震の被災速報, p. 84, 1993, 国際航業株式会社.
- 28) 水野 裕: 有珠・駒ヶ岳両火山麓の地形—火山性流下堆積物の地形を中心にして—, 東北地理, 16巻, pp. 49~54, 1964.
- 29) 秦 光男, 瀬川秀良, 矢島淳吉: 奥尻島北部及び南部地域の地質, 地域地質研究報告(5万分の1図幅), p. 83, 1982, 地質調査所.
- 30) 渡辺 光: 奥尻島の海成段丘と其交代的傾斜運動, 地理学評論, 4巻, pp. 298~309, 1928.
- 31) 鈴木 醇, 園本文平: 北海道奥尻島の地質(其一), 地学雑誌, 47巻, pp. 563~576, 1935.
- 32) 宮浦 正: 奥尻島の海成段丘と第四紀地殻変動, 第四紀研究, 14巻, pp. 23~32, 1975.
- 33) 熊本洋太ほか: 海岸地形変化等からみた北海道南西沖地震時の奥尻島の地殻上下変動, 日本地震学会講演予稿集, No. 2, p. 63, 1993.
- 34) 佃 栄吉ほか: 平成5年北海道南西沖地震による奥尻島の地震性地殻変動, 日本地震学会講演予稿集, No. 2, p. 61, 1993.
- 35) 栗林栄一, 龍岡文夫, 吉田精一: 明治以降の本邦の地盤液状化履歴, 土木研究所彙報, 30号, p. 181, 1974, 建設省土木研究所.
- 36) 若松加寿江: 日本の地盤液状化履歴図, p. 341, 1991, 東海大学出版会.
- 37) 北海道立地下資源調査所: 地震のおそろしさを再認識—北海道南西沖地震の概要—, 地下資源調査所ニュース, Vol. 9, No. 4, pp. 1~5, 1993.
- 38) 楡井 久ほか: 1993年北海道南西沖地震に伴う火山性岩屑なだれ堆積物の液状化・流動化現象について, 地質学雑誌, 99巻, pp. xxi~xxii, 1993.
- 39) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 改訂版, 上巻, p. 204, 1989.
- 40) 寒川 旭: 地震考古学—遺跡が語る地震の歴史, 中公新書, 1096, p. 251 1992, 中央公論社.

第4編 津波による被害

第4編 津波による被害

田 中 茂 信*¹

山 本 幸 次*²

岩 崎 福 久*²

野 口 賢 二*²

by Shigenobu Tanaka

Koji Yamamoto

Yoshihisa Iwasaki

and

Kenji Noguchi

細 目 次

1. まえがき	3
2. 現地調査方法	3
3. 北海道南西部沿岸の調査結果	4
4. 奥尻島の調査結果	15
5. 津波の来襲状況に関する考察	26
5.1 現地調査による検討	26
5.2 数値シミュレーションによる検討	26
6. あとがき	28
謝辞	28
参考文献	28

* 1 河川部海岸研究室長

* 2 河川部海岸研究室研究員

1. まえがき

津波は海底面の変位に伴い生じる波であり、海で通常見られる風波とは異なり、波長が非常に長いため陸上での遡上高が大きく、さらに巨大な波力が生じるため、しばしば大きな災害をもたらす。特に今回の地震で生じた津波はその規模が巨大であり、地震発生のおよそ数分後に海岸に到着したため、多くの死者や家屋の破壊を生じた。そこで、この津波の被害状況を調査するために、土木研究所河川部では地震発生翌日の1993年7月13日に調査団を現地に派遣し、北海道南西部沿岸および奥尻島沿岸における津波の痕跡高の測量、津波の来襲状況に関する聞き取り調査、家屋・海岸保全施設等の被災状況調査を行った。また、数値計算により津波の変形・来襲状況の再現を試み、現地調査結果との比較により今回の津波の特性の検討を行っ

た。さらに、これらの結果をもとに津波の防災と津波の観測手法について考察を加えたのでここに報告する。

2. 現地調査方法

1993年7月12日22時17分に発生した北海道南西沖地震の震源と各地の震度を図-4.1(土木研究所第一次調査団, 1993)に示す。このうち建設省土木研究所河川部で調査を行った地域は、震源に近い北海道南西部の倶知安～江差の沿岸と奥尻島の東岸である。なお、今回の調査期間は7月13日～17日と短かったため、奥尻島の西岸については調査できなかった。

津波の遡上高は、以下に示す手法により調査した。まず、津波は浮遊物を伴い陸上を遡上するため、津波が引いたあとには遡上限界付近に海藻やゴミなどがと

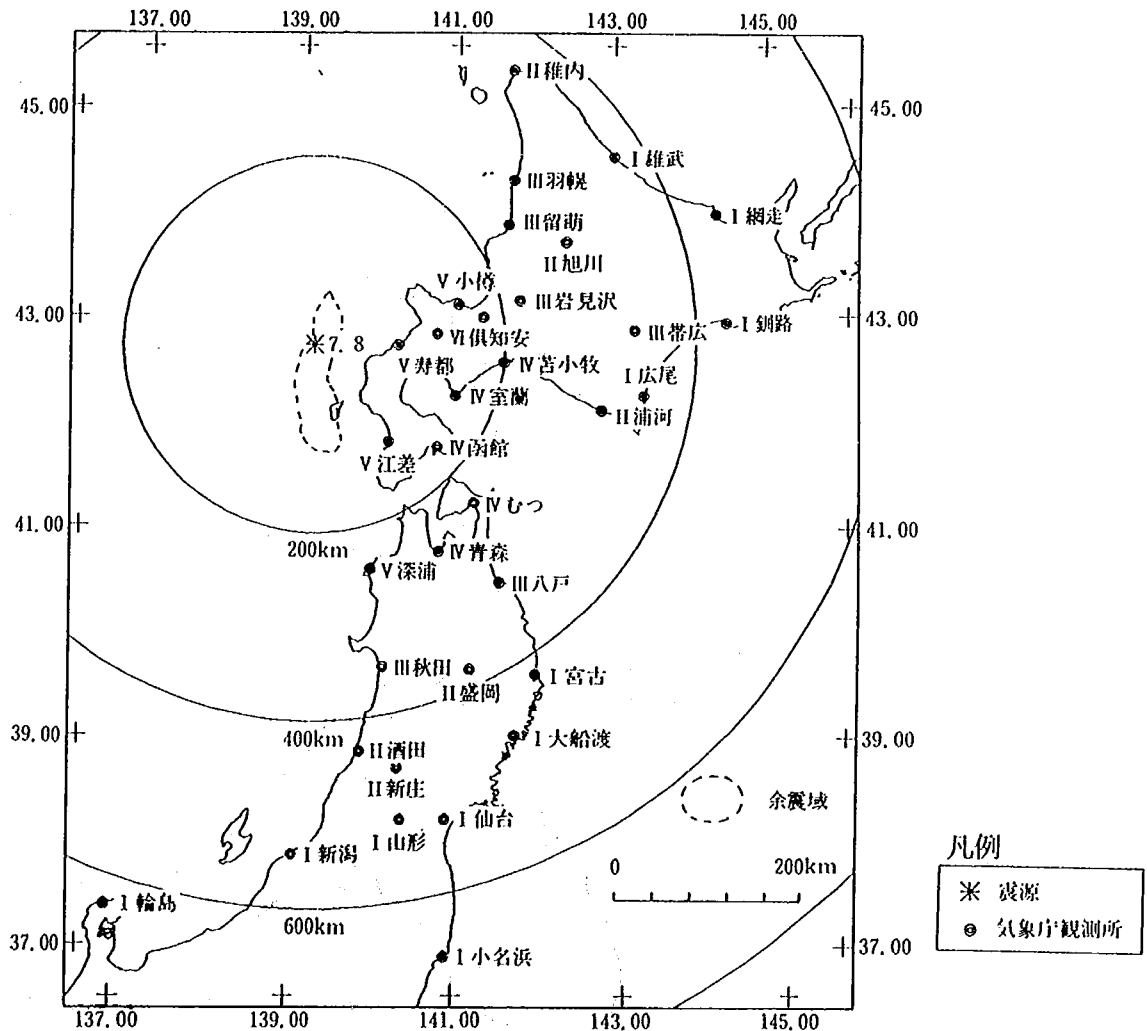


図-4.1 気象庁による各地の震度

染みつくので、これらを痕跡と見なした。ただし、痕跡の明瞭でない場合も多いので、聞き取り調査により痕跡位置を確認した。次に、海水面を基準として痕跡までの高さをハンドレベルを用いて測定するとともに測定時刻を記録した。その後、測定した痕跡高を測定時刻と江差港の潮汐表をもとに補正し、津波の遡上高として0.1 mの精度で求めた。また、津波の来襲状況や家屋・海岸保全施設等の被災状況については、地域住民からの聞き取りや写真撮影により調査した。

3. 北海道南西部沿岸の調査結果

北海道南西部沿岸では、特に被害の大きかった島牧村、大成町を中心に泊村原子力発電所～江差港の区間で調査を行った。ただし、瀬棚～島牧村の区間は土砂崩れにより交通が遮断されていたため調査できなかった。以下では北海道南西部沿岸における津波の遡上高

の分布を図-4.2に示すとともに、津波の来襲状況や家屋・海岸保全施設の被災状況を北から南に向かって記述する。ただし、調査は北から南に向かって行っていないので、調査地点とともに調査時刻も示す。

(1) 泊村原子力発電所入口 (7月14日7時40分)

この地点は今回調査を行った北海道南西部沿岸の北端に位置するが、津波による被害は見られなかった。この地点には幅20 m程度の砂浜があり、その工事用の盛土には海水を含んだ跡が残っていた(写真-4.1)。原子力発電所の守衛によれば「12日23時頃には、道路(護岸天端)の下20 cm程度のところまで海水位が上昇していた。」とのことであり、前述の海水跡と高さがほぼ一致したため、この海水跡を津波の痕跡とし3地点において高さを測量した。この結果、津波の遡上高は2.8 mと求められた。



図-4.2 北海道南西岸における津波の遡上高

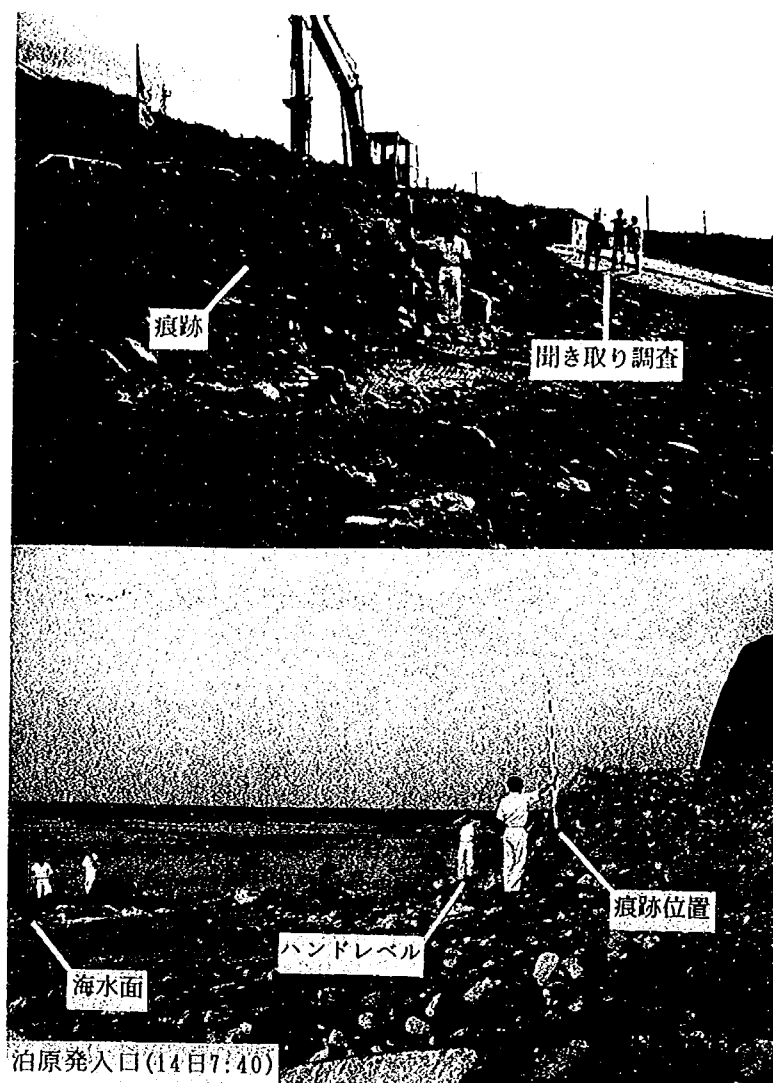


写真-4.1 盛土に残された津波の痕跡

(2) 岩内フェリーターミナル北側 (7月14日8時15分)

この地点は緩勾配の砂浜であり、その陸側に位置する草地の中に津波により打ち上げられたと見られるゴミおよび魚の死骸(写真-4.2)があった。そこで、これらを津波の痕跡と見なし、沿岸方向の間隔約50mの3地点について測量し、津波の遡上高3.7mを求めた。

(3) 岩内漁港南 (7月14日8時50分)

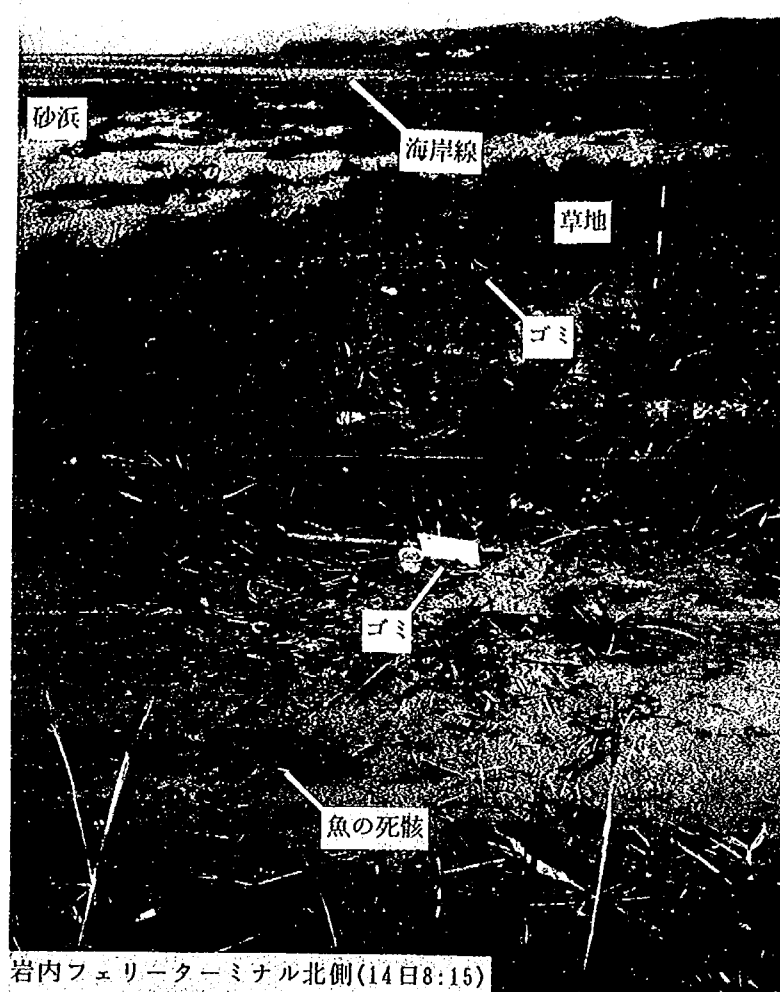
この地区には幅10m程度の狭く急勾配の礫浜が存在し、背後地は直立護岸で守られていた。護岸の手前に津波の痕跡と見られるゴミが散乱していたので(写真-4.3)、この地区で3地点、さらに約500m南側の地点で痕跡高を測量し、2.7mの津波の遡上高を得た。

(4) 雷電海岸の道路改良工事現場 (7月14日9時50分)

この海岸では在来道路の海側に新たな道路の建設が進められており(図-4.3参照)、その未建設部分から津波が侵入し、在来の道路護岸ののり肩に痕跡を残していた(写真-4.4)。現場作業員(男性30代)によれば「沖方向に20m程度海水が引いてから、押し波が来襲した。」という津波の来襲状況であり、引波始動型の津波であったと推定できる。痕跡高は未建設部の直背後とそこから約50m離れた地点で測量し、津波の遡上高3.0mが求められた。

(5) 尻別川河口 (7月14日11時35分)

尻別川河口の左岸側では「津波は本川に流入し、河道内に係留してあったボートが岸にうちあげられそうになった。しかし、家屋の浸水はなかった。」(女性59歳)という津波の来襲状況であった。また、尻別川河口右岸での聞き取り調査によると「津波は12日の22時44分頃から約30分おきに6回程度来襲した。まく



岩内フェリーターミナル北側(14日8:15)

写真-4.2 津波によって打ち上げられたゴミや魚の死骸

り上げるような波の形で、胸元まで波がきた。」(男性 59 才),「地震後 10 分位で、大きな波が 2 回押し寄せた。」(男性 40 代),「11 時前頃に河岸の道路は浸水していた。河道内の船(写真-4.5)は対岸からの反射波でうちあげられた(図-4.4 参照)。」(男性 57 歳)ということであった。尻別川河口では河道内の痕跡から、左岸、右岸とも津波の遡上高は 3.2 m と求められた。

(6) 寿都美谷漁港(7月14日13時15分)

この地点では漁港背後の漁協事務所内の壁面(写真-4.6)および路肩において痕跡が見られ、それらから津波の遡上高 2.7 m を得た。また、漁協職員(男性 50 代)によれば「津波は漁港防波堤を乗り越えていない。津波は港の開口部から侵入したものと、漁港側方を東から回り込んで侵入したものであった。」という津波の来襲状況であった。

(7) 朱太川河口右岸(7月14日13時45分)

この地点では、路肩上で雑草が倒れていたが、付近

に民家はなくこれが痕跡であることを確認できなかった。そこで、前後の調査地点における痕跡高から推定し、この地点の地盤高 2.4 m を津波の遡上高とした。

(8) 樽岸町(7月14日14時5分)

この海岸は直立護岸で守られていたが、「柴山の河」と呼ばれる小川が流れており、その河口部だけパラペットが設置されていない。付近の住民(女性 60 代)の話では、「津波は柴山の河の河口に侵入し、一部は道路上に氾濫、また一部は河道内を遡上し、自宅の裏庭にゴミや木屑とともに氾濫した。小河川河口部以外の所では、護岸のパラペット上を越波したものはなかった。」という津波の来襲状況であった。道路上と護岸に残された痕跡の高さから、津波の遡上高 3.3 m を求めた。

(9) 寿都(7月14日16時35分)

この地点では、住民(男性 70 代)からの聞き取り調査をもとに斜路上の痕跡を測量し、津波の遡上高 3.9

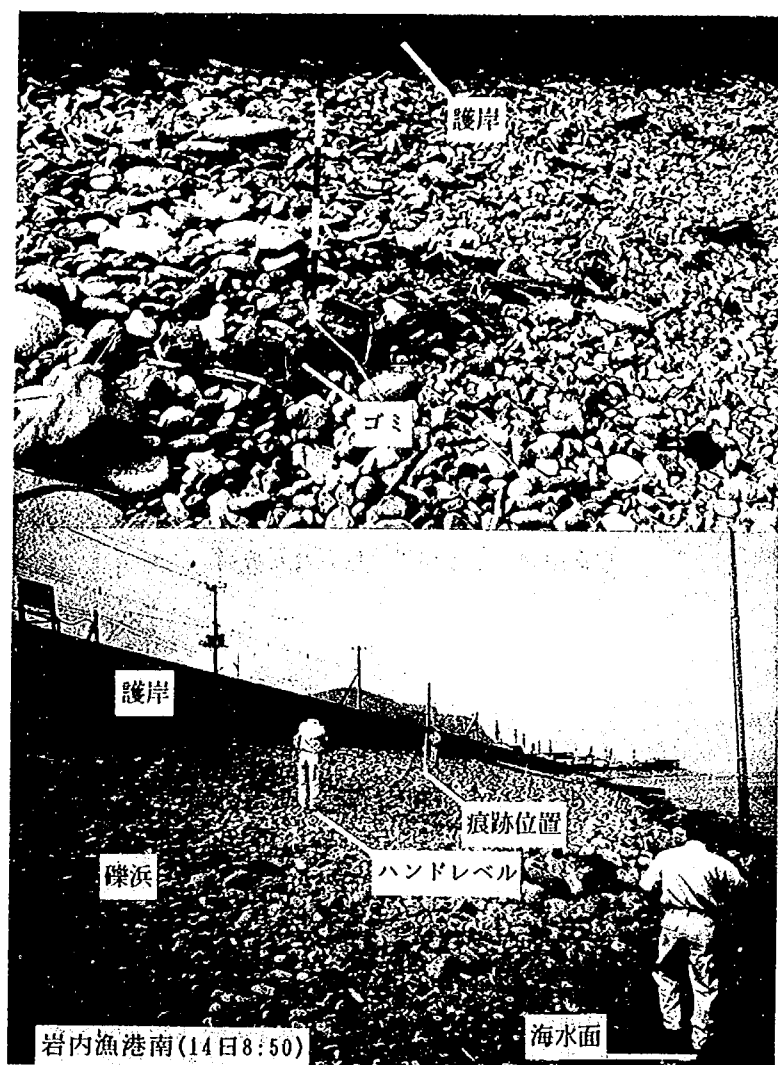


写真-4.3 磯浜に打ち上げられたゴミ

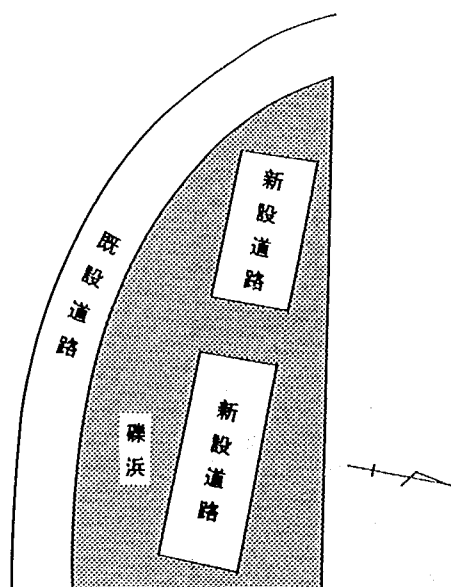


図-4.3 工事現場

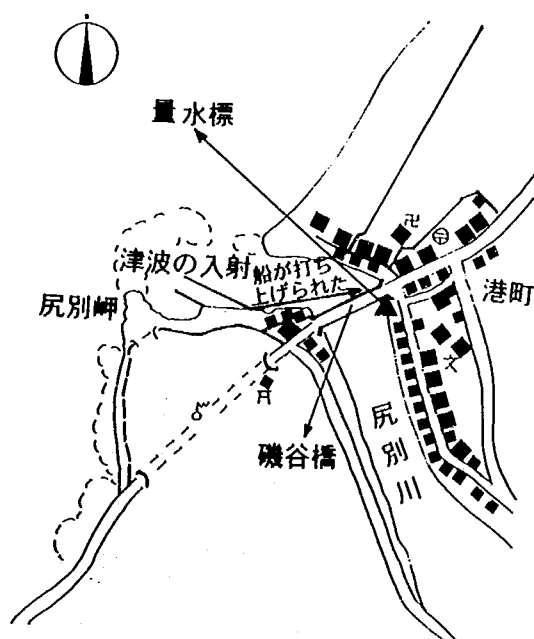


図-4.4 尻別川付近の状況



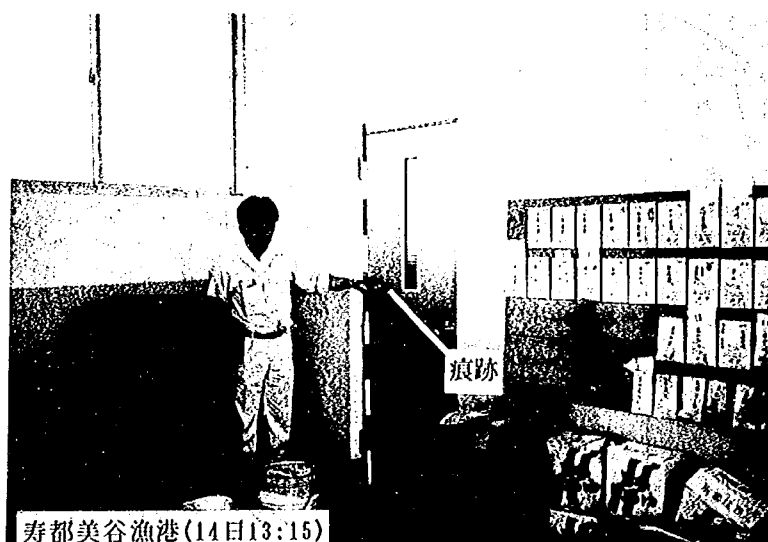
宿電海岸の道路改良工事現場(14日9:50)

写真-4.4 工事現場に残された痕跡



尻別川右岸(14日11:45)

写真-4.5 河岸に打ち上げられた船の状況



寿都美谷漁港(14日13:15)

写真-4.6 漁協事務所内に残された痕跡

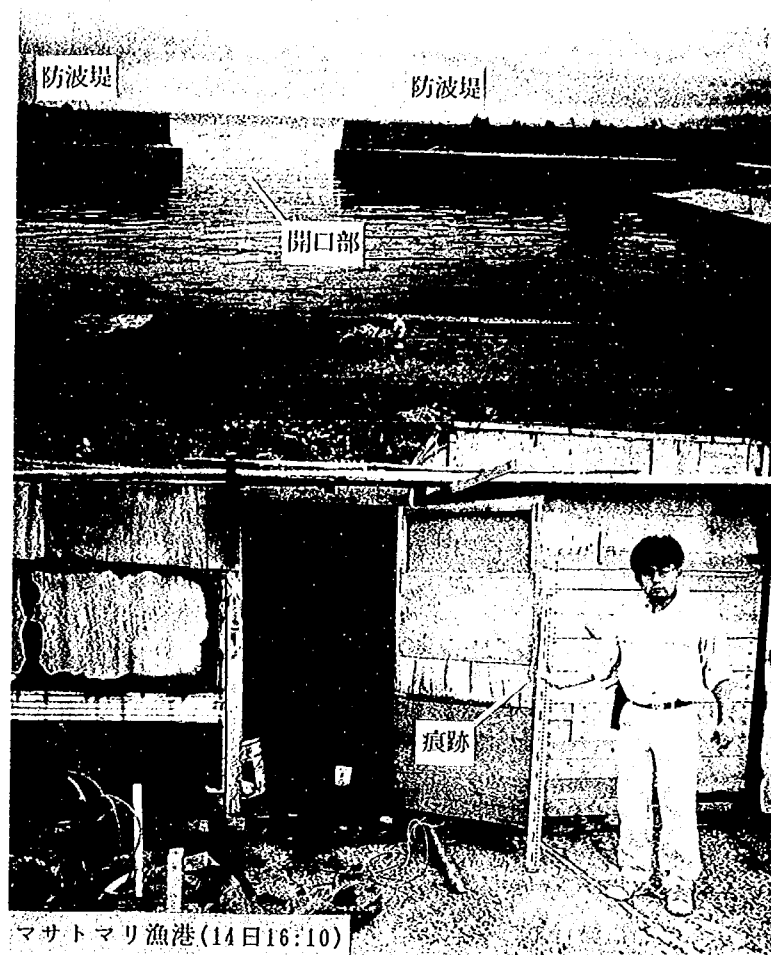


写真-4.7 漁港背後の小屋に残された痕跡

mを得た。

(10) マサトマリ漁港 (7月14日16時10分)

小さな入江内に位置するマサトマリ漁港は津波により水没し、漁港背後の小屋に痕跡が残されていたが、津波は防波堤を越えておらず、開口部から侵入したと推定される(写真-4.7)。津波の遡上高は3.3mであった。

(11) 本目 (7月14日16時0分)

この付近(図-4.5参照)から被災した家屋が見られるようになり、本目港では漁船が陸にうちあげられていた(写真-4.8)。近隣の消防署の車庫内に津波の痕跡と見られる水跡があり、これより4.5mという津波の遡上高が得られた。

(12) 島牧村栄磯憩いの家前 (7月14日15時40分)

この地点では周辺と比べて家屋の倒壊等の被災が最も顕著であった(写真-4.9)。津波の遡上距離は長く、海岸道路より約50m陸側に位置する「栄磯憩いの家」

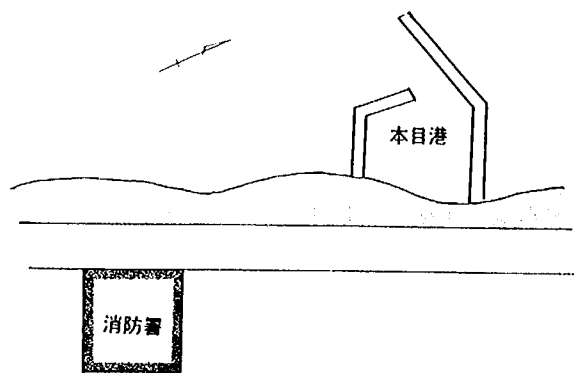


図-4.5 本目付近の状況

の玄関に痕跡が見られ、この痕跡高を測量し、津波の遡上高7.4mが得られた。

(13) 島牧村豊浜局前 (7月14日15時30分)

この地点では倒壊している家屋も多く見られ(写真-4.10)、津波の波力の大きさを物語っている。近くの

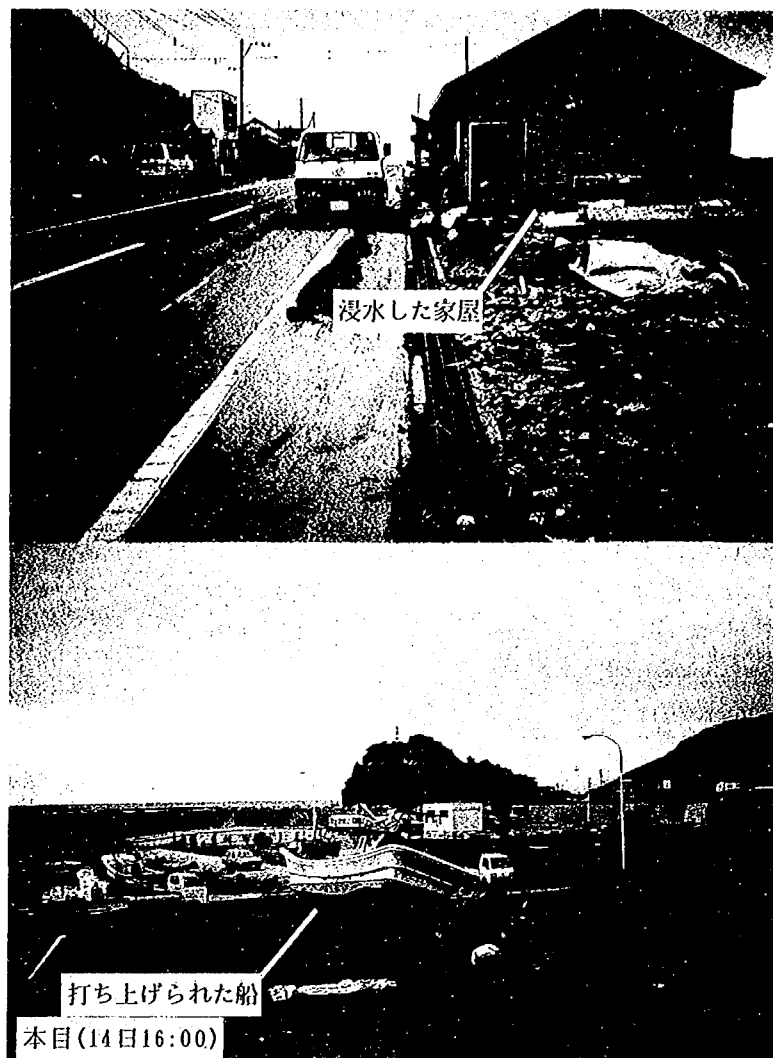


写真-4.8 家屋の浸水状況と打ち上げられた船

雑貨屋での聞き取り調査によると「店内の棚の3段目（写真-4.11）まで水位が上昇した、と両親から聞いた。」（男性20歳前後）ということであった。そこで、この高さを痕跡高として測量したところ、津波の遡上高6.3mが得られた。

(14) 島牧村中央南（7月14日15時20分）

海岸道路に面した家屋はかなり被災していたが、北側に位置する豊浜局前や栄磯憩いの家前と比べると、被害はいくぶん小さかった。また、家屋のすぐ近くまで山の斜面が迫っており、落石による被害も見られた。道路側方に位置する畑の中の痕跡高や路面高を測量したところ8.0mの津波の遡上高が得られた。

(15) 島牧村オコタン（7月14日15時5分）

この地点では、海岸沿いに道路が走っており、その海側に狭い浜がある。周辺で被害はほとんど見られなかったが、住民からの聞き取りと路面上のゴミの散乱状況（写真-4.12）によれば、津波は路面上に達してい

たようである。3地点において痕跡高を測量したところ4.5mという津波の遡上高が得られた。

(16) 瀬棚海岸（7月17日10時15分）

この海岸には幅100m程度の広い砂浜があり、背後にはドライブインがある（図-4.6参照）。ドライブイン経営者（女性40代位）によれば「ドライブイン横の駐車場まで浸水していた。」ということであり、駐車場で発見された漂流物を痕跡と見なし、津波の遡上高7.5mを得た。

(17) 太櫓川河口左岸（7月17日10時55分）

この海岸には比較的広い砂浜があり、背後には道路がある。津波は背後の道路の路肩まで達しており、遡上高は3.9mであった。

(18) 太櫓（7月17日11時30分）

この地点では海岸堤防が著しく破壊されていた（写真-4.13）。堤体は岸側に傾き押し波の波力により倒壊したと推定され、コンクリートの打ち継ぎ目等では亀

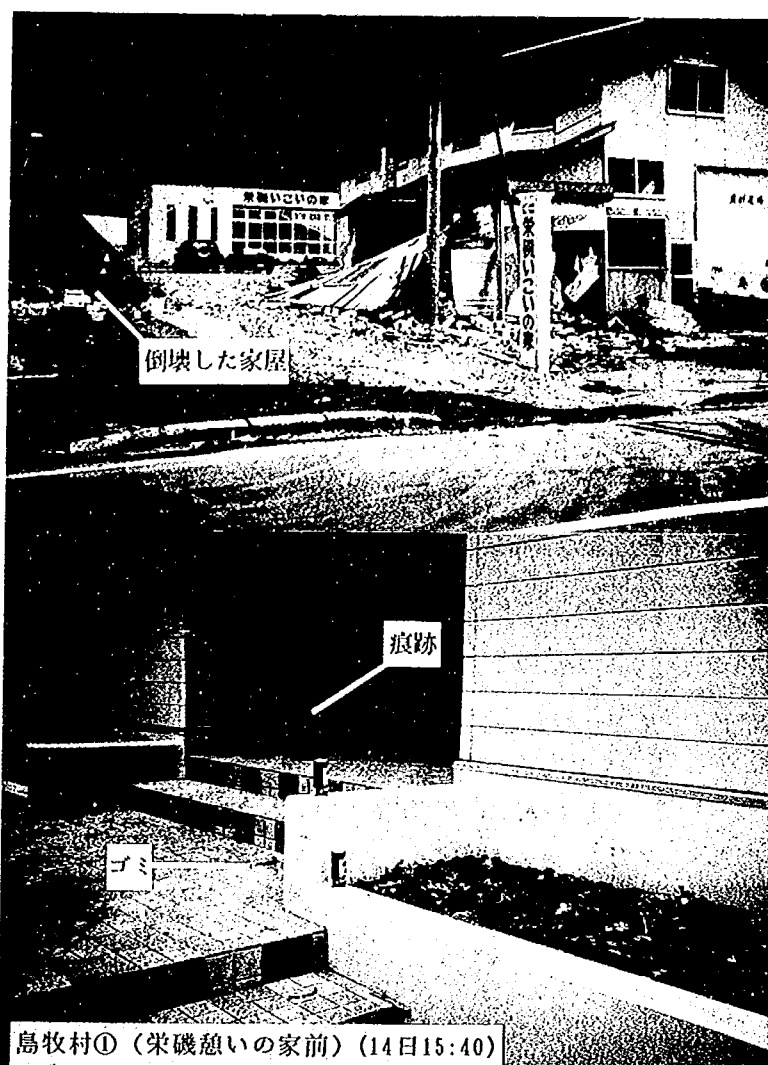


写真-4.9 家屋の損壊状況と痕跡

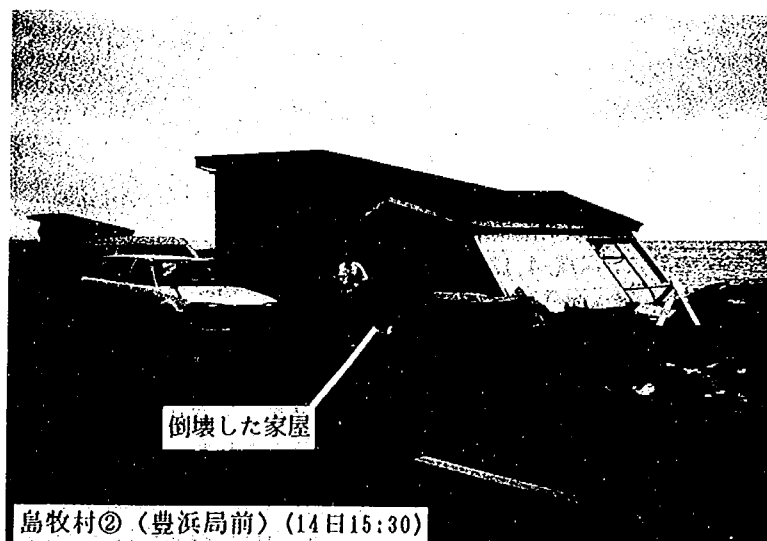


写真-4.10 家屋の損壊状況

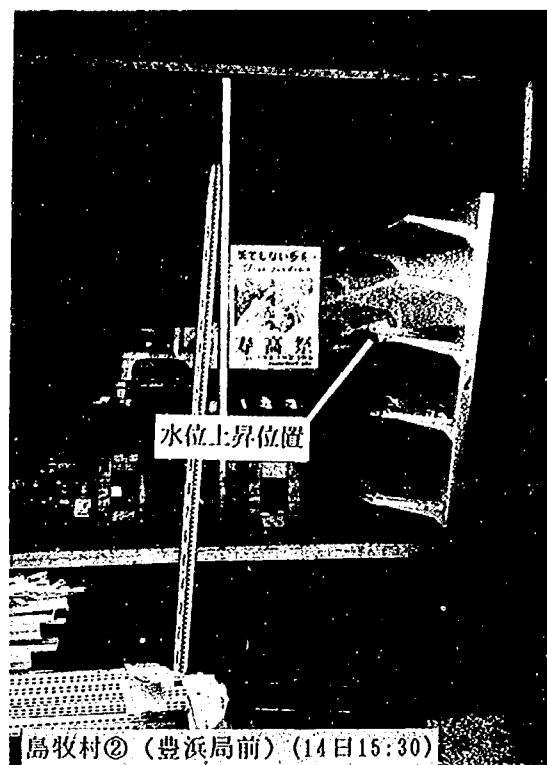


写真-4.11 雑貨店内に残された痕跡

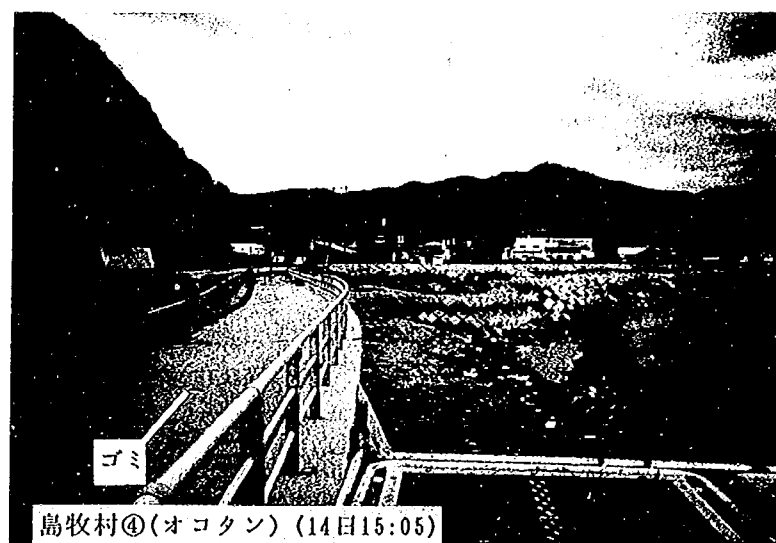


写真-4.12 路面上のゴミの散乱状況

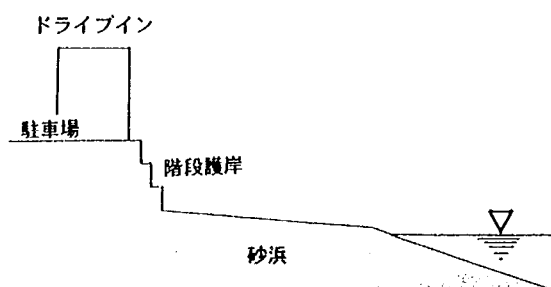


図-4.6 ドライブイン前面の海浜断面形状

裂による破壊もあった。倒壊した堤体の岸側では、地盤が著しく削られており、津波により侵食されたものと考えられる。

(19) 水垂岬西（7月17日11時15分）

この地点の周辺には家屋は見られなかったが、道路を守るための直立護岸があり、その海側には巨礫の混在した礫浜が存在した(図-4.7 参照)。痕跡は護岸直上に見られ、津波の遡上高は7.1mであった。

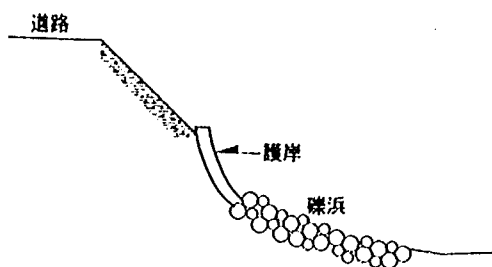


図-4.7 水垂岬西の海岸断面形状

(20) 大成町太田 (7月17日12時25分)

この地区では、破壊された家屋が目立ち、この周辺の中では最も被害が顕著なように思われた。護岸には特に破壊は見られなかった。津波は背後の山肌まで達しており(写真-4.14)、津波の遡上高は7.7mであった。

(21) 大成町字宮野 (7月17日13時10分)

この地区でも護岸の破壊が見られ、被害の規模も大成町太田と同程度に大きかった。津波の遡上高は5.4mであった。

(22) 関内 (7月17日13時55分)

この地区では、民家は護岸と消波ブロックに守られ、被害はほとんど見られなかった。津波の痕跡は護岸の天端付近に見られ、付近の住民によると「越波はなかった。」ということであった。津波の遡上高は4.9mと高いが、家屋が比較的高い所にあり、護岸の整備(写真-4.15)も十分であったため被害がほとんどなかったものと考えられる。

(23) 鮎川 (7月17日14時10分)

この地区では護岸は設置されてなかったが、比較的幅の広い礫浜が存在しており、津波の遡上は礫浜内で

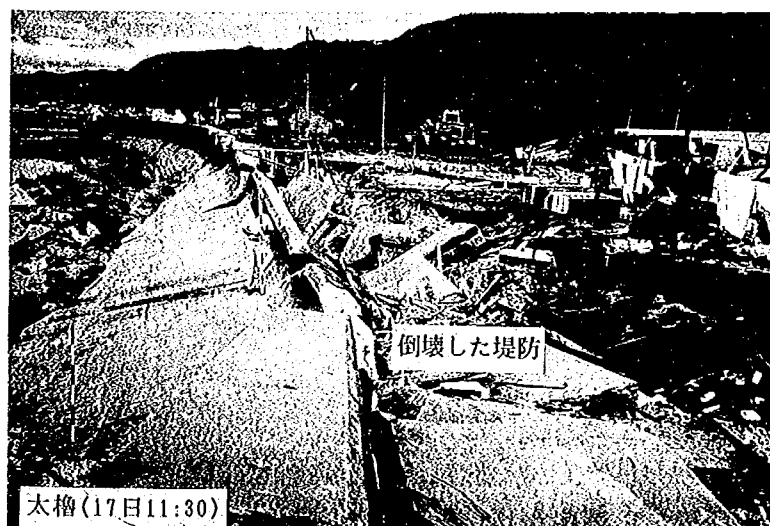


写真-4.13 海岸堤防の損壊状況

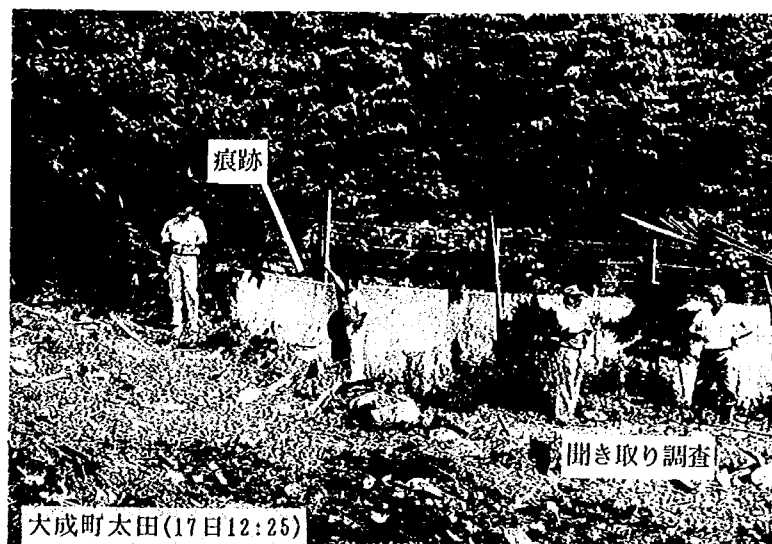


写真-4.14 山肌に残された痕跡と聞き取り状況

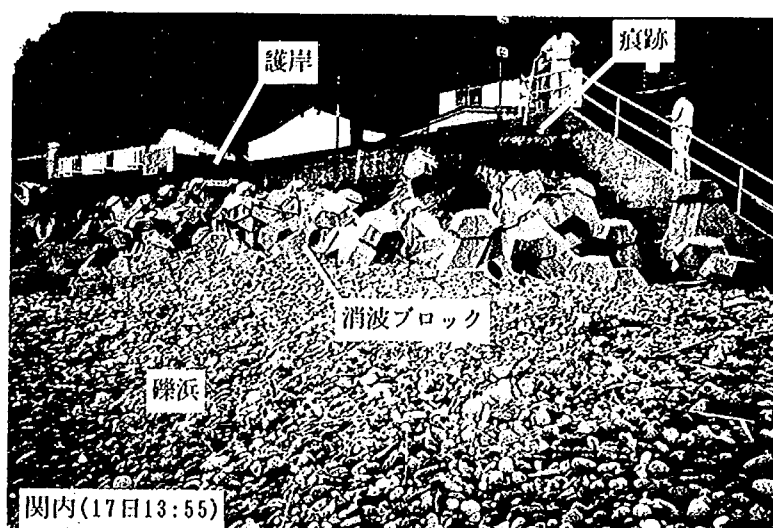


写真-4.15 護岸に残された痕跡

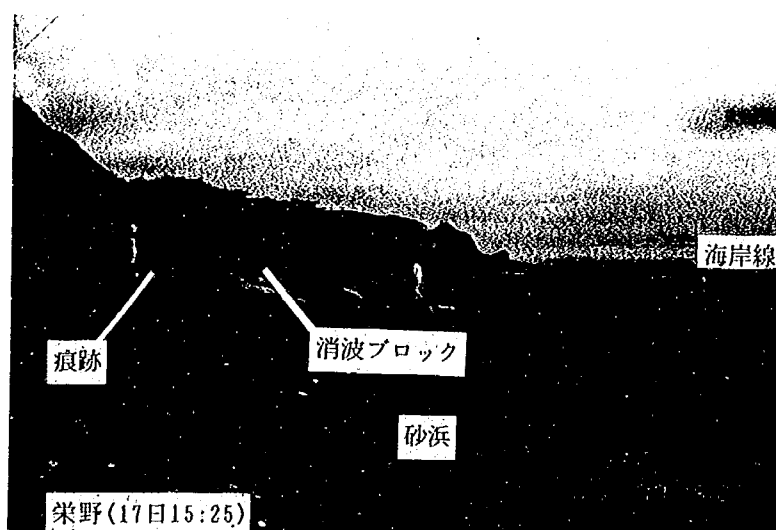


写真-4.16 砂浜の植生に残された痕跡

おさまっていた。遡上高は3.5 mであり、大成町等と比べてかなり小さかった。

(24) 栄野 (7月17日15時25分)

この地区では、砂浜上で痕跡高を測量した。この砂浜の背後には消波ブロックが積まれており、津波は消波ブロックの所で痕跡を残していた(写真-4.16)。ここでの津波の遡上高は2.7 mであった。

(25) 伏木戸 (7月17日15時50分)

この地区でも、栄野と同様比較的幅の広い砂浜が見られた。津波の遡上高に及ぼす施設の影響を調べるため、消波堤の区間と斜路の区間で痕跡高を測量し、津波の遡上高2.7 mを得た。

(26) 江差港 (7月17日16時15分)

江差港では地震発生に際し、数台の乗用車が港内に転落したと新聞に報じられていたが、港内の建物や周

辺の家屋などには特に被害は見られなかった。ただし、港内の建物のガラス戸には津波の痕跡が残されており(写真-4.17)、津波来襲時には港が水没したと推定できる。この地点の津波の遡上高は2.7 mであった。



写真-4.17 港内の建物のガラス戸に残された痕跡

4. 奥尻島の調査結果

津波は奥尻島の西方から入射しており、痕跡高も島の西岸で大きいと推定されたが、調査期間が制約されていたため、災害(人的災害)の大きかった稲穂地区、青苗地区および島の東岸を中心に調査を行った。特に北端の稲穂地区、南端の青苗地区では被害が大きかったため、この両地区を含む滝の淵～群来岬南端の範囲で調査を行った。以下では奥尻島東岸における津波の遡上高の分布を図-4.8に示すとともに、津波の来襲状況や家屋・海岸保全施設等の被災状況を時計回りに記述する。なお、調査は時計回りに行っていないので、調査地点とともに調査時刻も明記した。

(1) 滝の淵(7月16日9時15分)

この地点は奥尻島北部西端の調査地点である。本海岸は入江の中央付近に位置し、比較的広い砂浜が広がっている。海岸の岸端では雑草が海に向かって倒れており(写真-4.18)、引波によるものと思われた。雑草の倒れている境界を痕跡と見なし痕跡高を測量したところ、6.9mという遡上高が得られた。

(2) 海栗前(7月16日8時55分)

この地区の西側には岬が存在し、この岬に沿って痕跡が見られたため、これらの高さを測量し8.6mという津波の遡上高を得た。また、集落はこの岬より数百m離れた所から海岸線に沿って東に向かって広がっている(図-4.9参照)。集落の西端に住む住民によると「津波の第1波目は地震の直後來襲し、それから1~2分後に大きな2波目が来た。津波はほぼ真北方向から来襲し、西側の岬により西から東の方向へ循環した。」(男性60代)、「津波は地震の2~3分後來襲し、その後

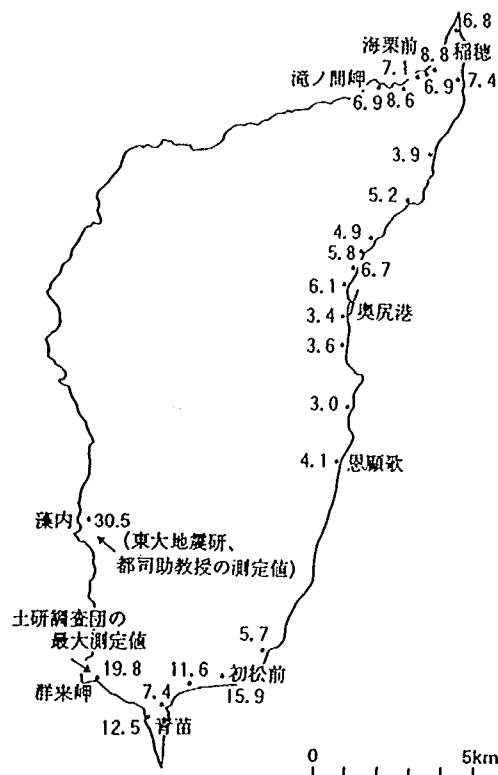


図-4.8 奥尻島における津波の遡上高

すぐに第2波目が来た。家の前の斜路から海水が流入してきた。」(男性60代)という津波の来襲状況であった。自動車もほぼ真南に移動しており、津波が、ほぼ真北から入射したと推定された。民家の裏庭にあった痕跡の高さを測量したところ(写真-4.19)、7.1mの遡上高であった。

(3) 稲穂漁港西部(7月16日9時35分)

漁港より約200m西の海岸は大きな粒径の礫から

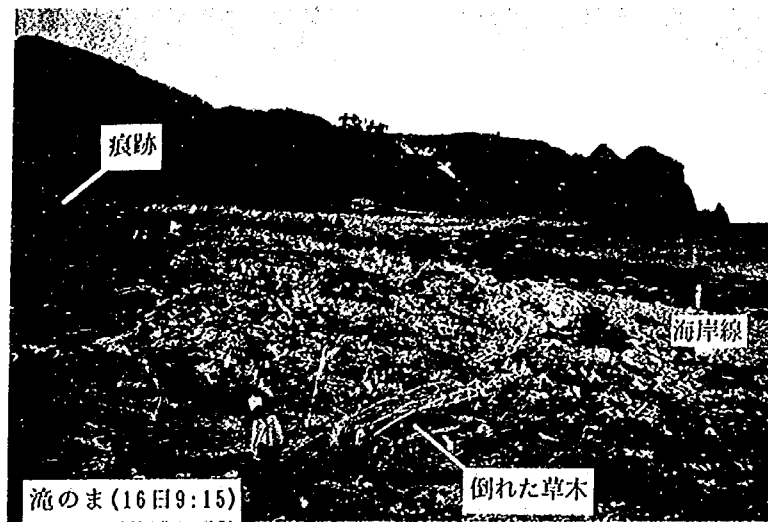


写真-4.18 津波によってなぎ倒された植生の状況



写真-4.19 津波により集積された家屋の残骸

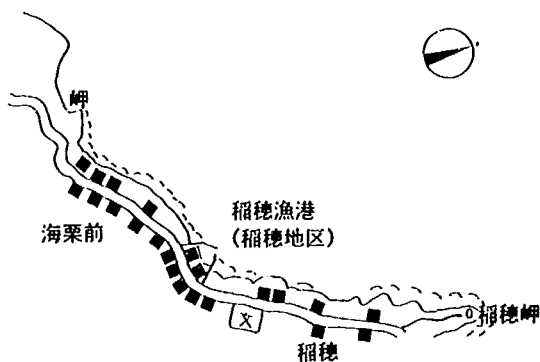


図-4.9 海栗前～稲穂岬周辺の状況

なる磯浜であり(写真-4.20)、背後には道路護岸が整備されていた。津波はこの道路を越え、山腹の草地にまで達していた。磯浜上には家屋の残骸が大量に散乱しており、引波により運ばれたものと推定される。津

波の遡上高は6.9mであった。

(4) 稲穂漁港(7月16日9時45分)

この地点では被害が特に顕著であり、道路を挟んで海の反対側に位置した家屋までほぼ完全に破壊されていた(写真-4.21)。津波の遡上高は8.8mとこの付近では最大であった。

(5) 稲穂岬西端(7月16日10時10分)

この地点では、近くに民家が無いため被害は見られなかったが、海岸から続く小高い丘の上まで津波が達しており、津波はかなり長い距離を遡上したようである。丘の上の雑草の倒れている方向は一定しておらず、複雑な模様を描いており、岬先端で津波がかなり複雑な流況を示したと考えられる。この地区で痕跡高(写真-4.22)を測量したところ6.8mの遡上高を得た。

(6) 勘太浜(7月16日10時35分)



写真-4.20 磯浜の状況



写真-4.21 稲穂漁港の被災状況

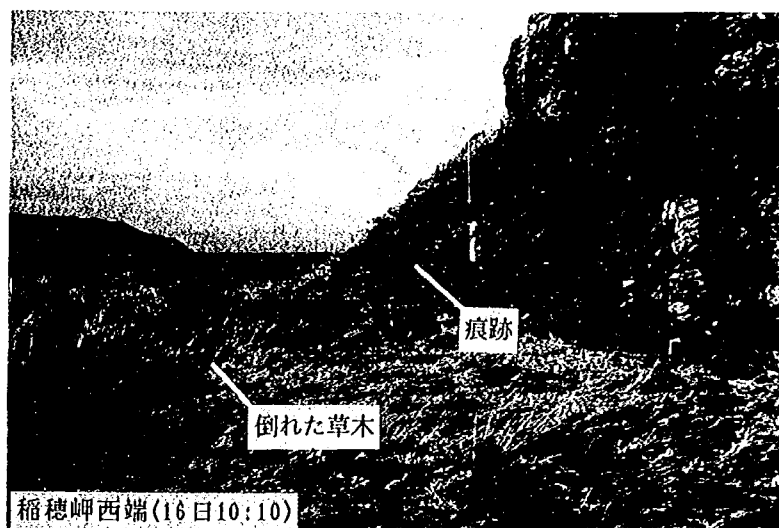


写真-4.22 津波によりなぎ倒された植生

この地点では海岸近くに民家が密集しており、家屋の被災がかなり見られた。南側に位置する防波堤は南向きに倒壊しているのに対し、家屋は北向に倒壊していた(図-4.10, 写真-4.23 参照)。住民によると「家は防波堤からの返し波でやられた。」ということである。この地区で痕跡高を測量したところ7.4 m という遡上高が得られた。

(7) 宮津漁港北端(7月16日10時55分)

この地点は護岸で守られており、家屋の被害はほとんど見られなかった。痕跡は斜路上と漁港の北側背後で見つかり、3.9 m の津波の遡上高が測定された。斜路の入口には津波対策の手動式ゲートが設置されていたが(写真-4.24), 「今回の津波では閉じる時間が無かった。」(男性50代)ということであった。

(8) 東風泊(7月16日11時15分)

この地点では被害はあまり見られなかった。緩傾斜護岸上(写真-4.25)と離岸堤の背後(写真-4.26)において痕跡高を比較したところ、緩傾斜護岸上では5.2 m, 直立護岸上では2.3 m であり、津波に対しても

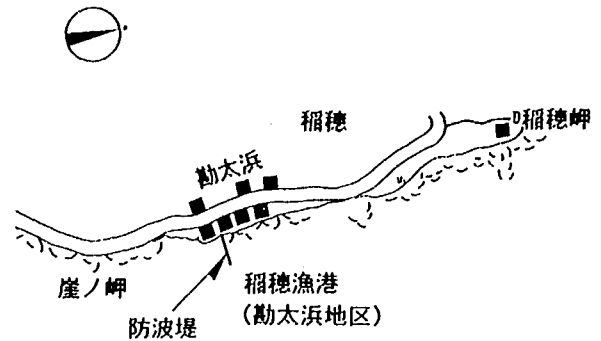


図-4.10 勘太浜地区の状況

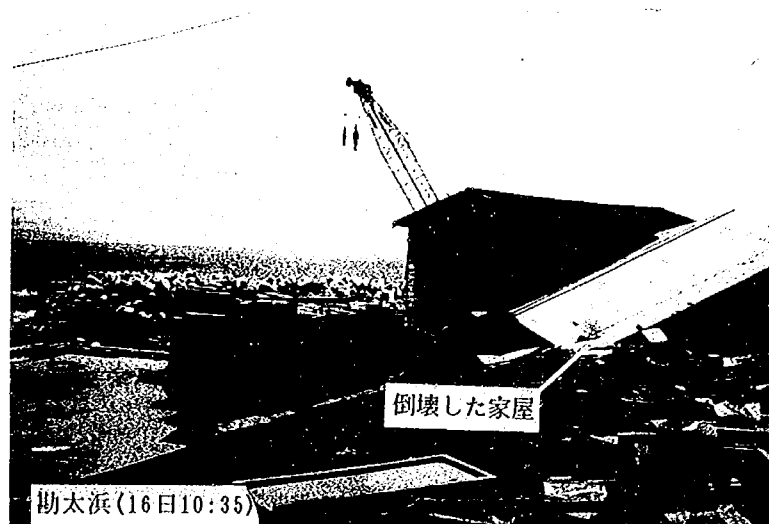


写真-4.23 家屋の損壊状況

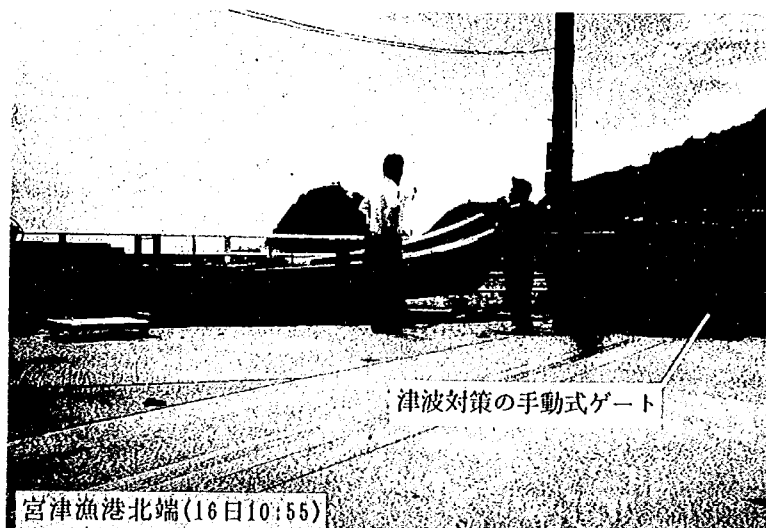


写真-4.24 津波対策の手動式ゲート

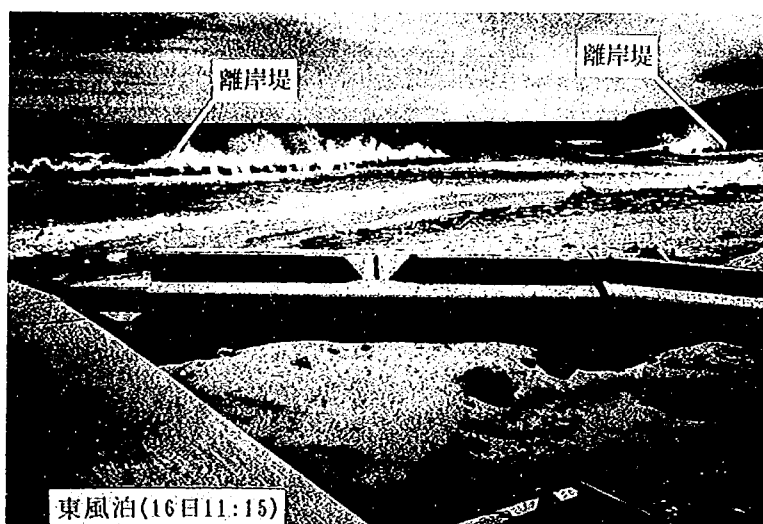


写真-4.26 離岸堤の状況

離岸堤の消波効果が機能したものと推定される。

(9) 球浦北 (7月16日11時40分)

この地点から、倒壊した家屋が突然目立つようになり、海岸道路からかなり奥まで津波が侵入したことが分かる(写真-4.27)。津波の遡上高は4.9mであった。

(10) 球浦 (7月16日11時50分)

この地点でも球浦北と同じく倒壊した家屋が多く見られた(写真-4.28)。この付近は海岸線は消波ブロックと護岸によって護られているが、津波はそれを超えており、津波の侵入距離は海岸から約50m程度であり、遡上高は5.8mであった。

(11) 球浦南 (7月16日12時0分)

この地点でも、家屋の倒壊が見られた(写真-4.29)。近隣の住民(男性)によると「津波は22時30分頃来襲し、北からの入射波と奥尻港防波堤による反射波の

影響が見られた(図-4.11参照)。」ということである。家屋の破壊状態から見ると、主要な波は北東方向から入射したと考えられる。この地点の津波の遡上高は6.7mであった。

(12) 奥尻町塩釜橋 (7月16日5時10分)

奥尻港南に位置するこの地区(写真-4.30)では、「津波は地震発生時より5分後に対岸の島牧方面から来襲し塩釜川に沿って遡上した」(30代男性)ということであった。また、この小河川にかかる橋に残っていた痕跡と汀線付近に位置する家屋に残っていた痕跡から津波の遡上高3.4mが求められた。

(13) 奥尻港北 (7月16日6時15分)

奥尻港の北側防波堤付近に位置するこの地区における津波の特徴は、住民(40代男性)による「津波の第1波は地震発生直後北東方向から入射し、その後約10

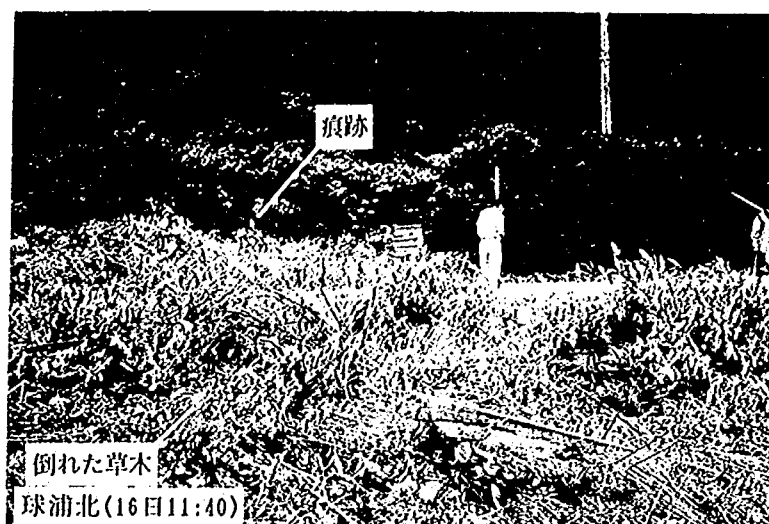


写真-4.27 津波によりなぎ倒された植生



写真-4.28 家屋の残骸の散乱状況



写真-4.29 家屋の損壊状況

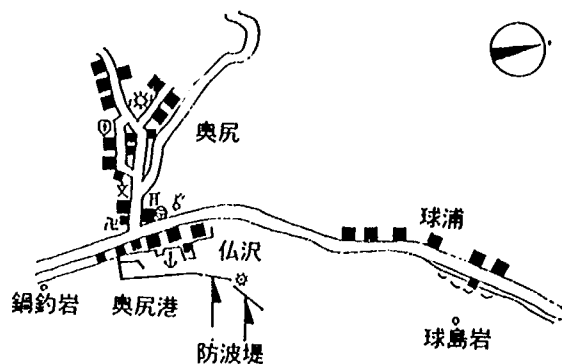


図-4.11 奥尻港周辺の状況

分後に第2波が、そのまた数分後に第3波が来襲した」ということである。北東方向から来襲した津波は護岸を乗り越え、遡上高は6.1mであった。奥尻港付近の他の観測点に比べてこの地点の遡上高が高いのは、この地点が北東方向からみて隅角部の奥に位置していた

ため、津波のエネルギーが集中したものと考えられる(写真-4.31)。

(14) 奥尻港フェリーターミナル (7月16日5時35分)

奥尻港の中心に位置するこのフェリーターミナルでは、観光案内所(写真-4.32)で津波による洗掘が見られ、倉庫内の痕跡や港内にある盛土に残っていた痕跡から津波の遡上高4.4mを得た。

(15) 谷地 (7月16日18時5分)

谷地では、釣懸川の河口右岸に調査地点を設けた。この地区では護岸が建設されていたものの、河口部から津波が侵入し、河口部付近の家屋は全壊していた(写真-4.33)。河道内に津波のエネルギーが集中し、局所的に水位が上昇したと推定される(図-4.12参照)。津波の遡上高は3.6mであった。

(16) 赤石 (7月16日18時0分)

この海岸では護岸は建設されていないが、海岸線に大量の消波ブロックが積まれ、背後地が防護されてい

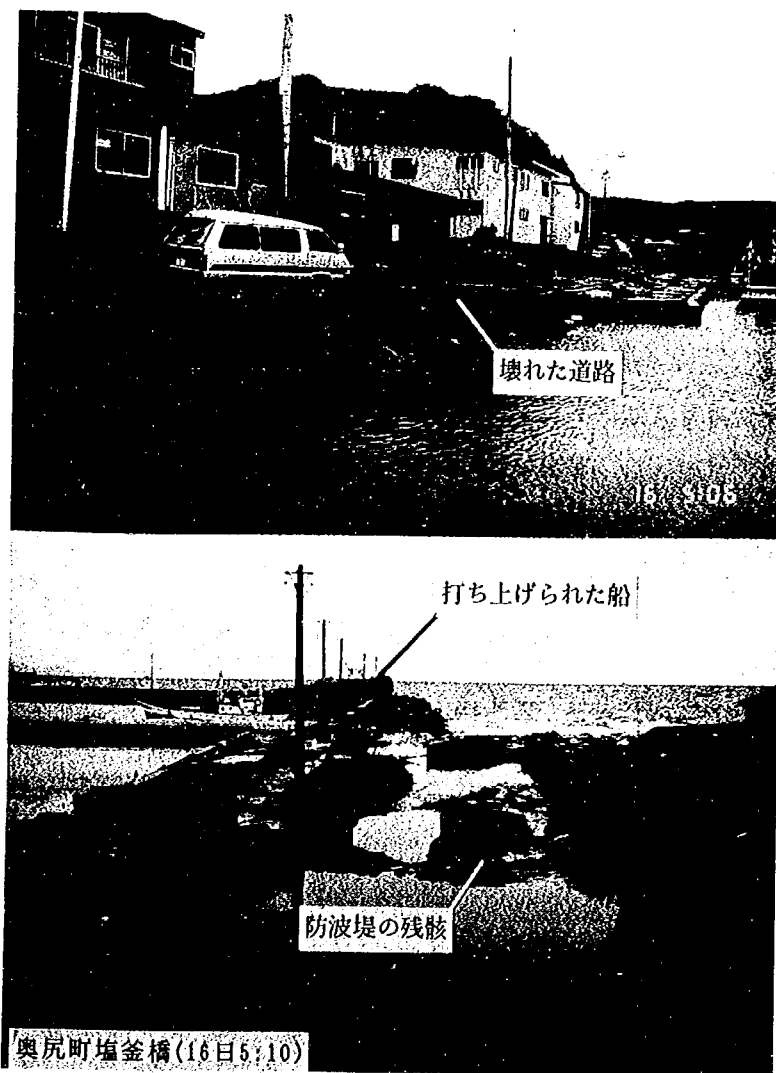


写真-4.30 塩釜川の河道状況

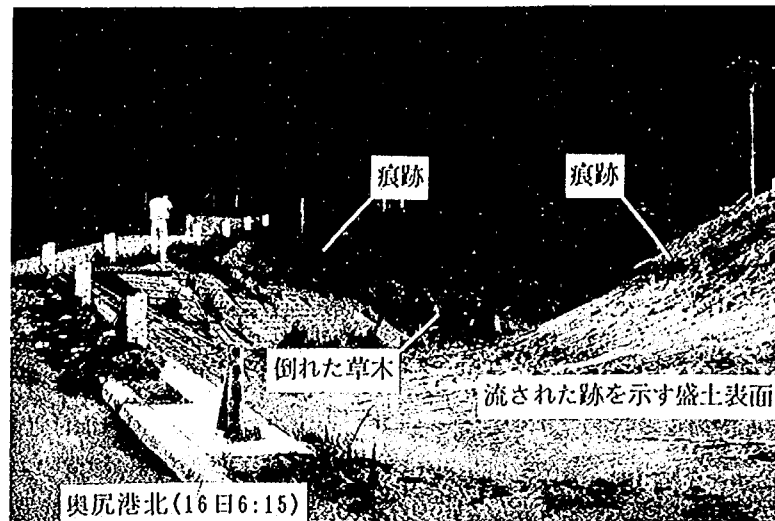


写真-4.31 盛土に残された痕跡

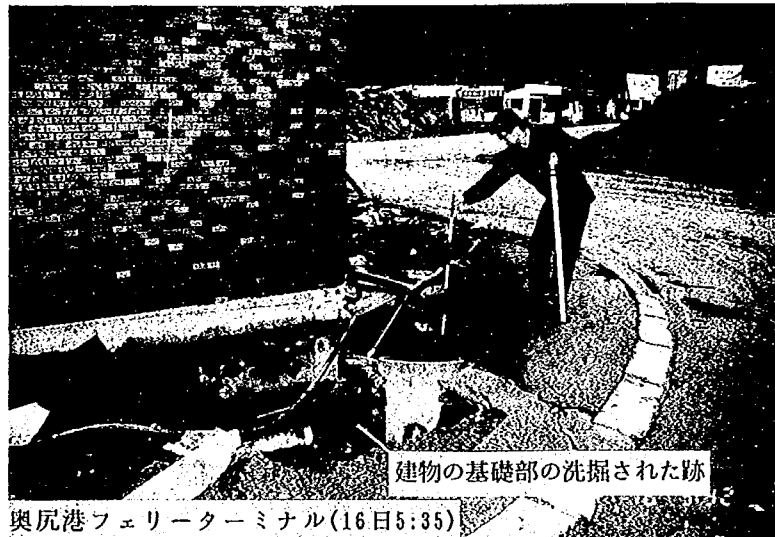


写真-4.32 建物の基礎の洗掘状況



写真-4.33 家屋の損壊状況

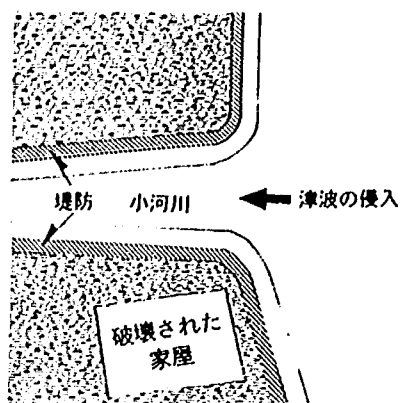


図-4.12 小河川への津波の侵入状況

た。このため消波堤の開口部に位置する斜路上では3.0 mの遡上高が得られたものの(写真-4.34)、消波堤背後の家屋はほとんど被害が無かった。住民によると「消波ブロックがよく効いた。」ということであり、「津波は東から来た。」という津波の来襲状況であった。このことから、北海道南西部沿岸からの反射波が来襲した可能性も否定できない。

(17) 恩願歌 (7月16日17時40分)

この地点は奥尻島の東岸中央部付近に位置し、西からの入射波に対しては完全に遮蔽域となる。ただし、道路の標高が低く、海浜も狭いことから津波は道路までうちあがっていた。遡上高は4.1 mであった。

(18) 松江 (7月16日17時10分)

この地点は松江漁港の南側に位置し、路肩の下には礫浜が存在した。護岸は設置されておらず(写真-4.35)、所々で破壊された家屋が見られた。道路より海側に建てられた家屋の庭で痕跡が見られ、遡上高は

5.7 mであった。北の地区に比べてかなり大きくなったことが分かる。

(19) 初松前 (7月16日16時45分)

この地点では、海岸道路の側方に崖が切り立っており、この崖に破壊された家屋の残骸と見られる木材が痕跡として残っていた(写真-4.36)。これを痕跡として高さを測量したところ15.9 mという遡上高が得られた。津波は青苗地区より高く遡上したことになる、地形的にこの地区が青苗岬を回り込んだ津波が集中する位置にあったためと考えられる(図-4.13 参照)。

(20) 富里 (7月16日16時35分)

この地点は青苗湾の湾奥に位置し、路肩から下には比較的幅の狭い砂浜が存在する。この砂浜では江線近くまで植生が分布しており、普段は波がほとんどうちあがらないものと見られる。浜には船や家屋の残骸が

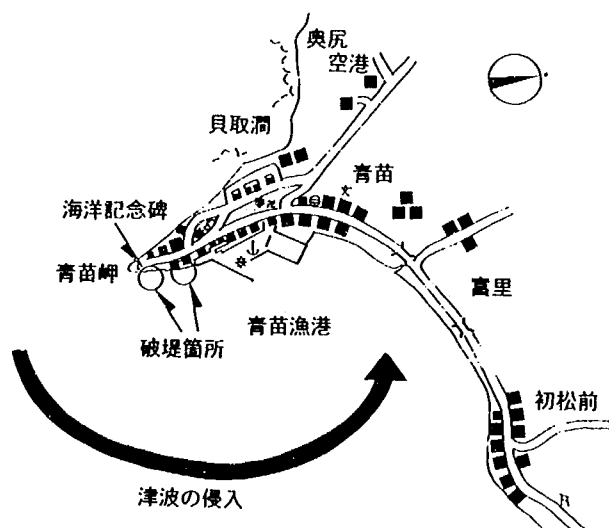


図-4.13 青苗岬～初松前における津波の侵入状況

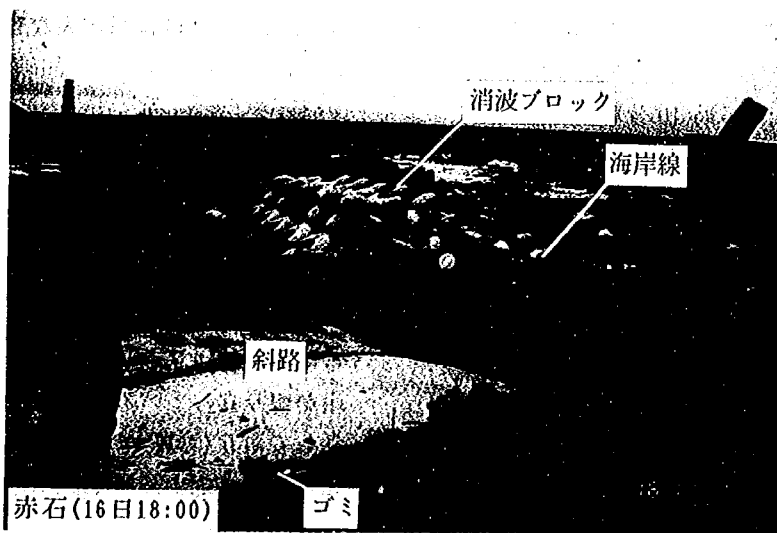


写真-4.34 斜路上の痕跡



写真-4.35 家屋の庭に残された痕跡

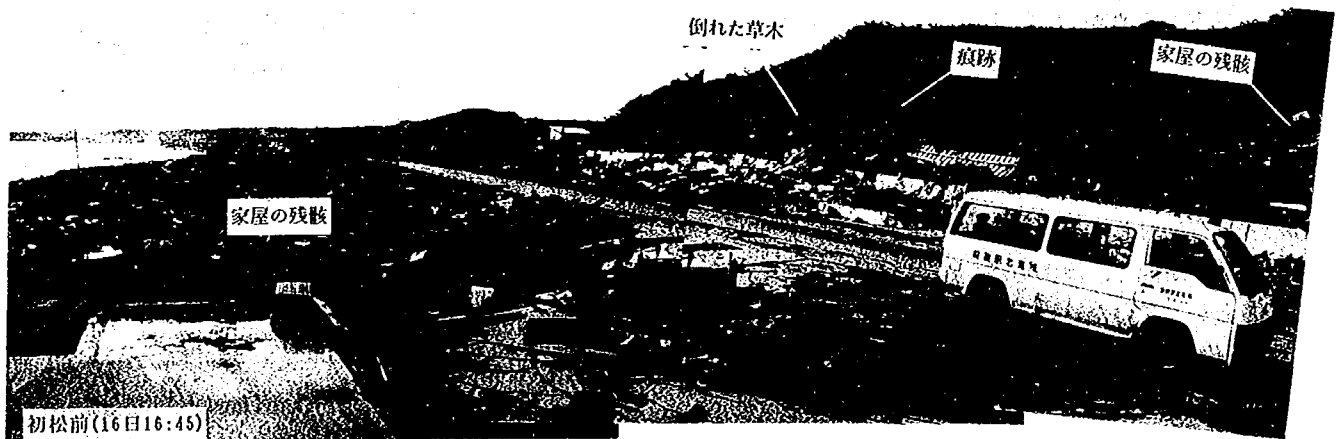


写真-4.36 崖に打ち上げられた家屋の残骸の状況

うちあがっており、遡上限界を表わす痕跡は路肩の上部で発見され(写真-4.37), 遡上高は11.6mであった。

(21) 青苗岬北東(7月16日16時10分)

この地点は被害の最も大きかった箇所の北東端に位置する(写真-4.38)。西部の津波の波源位置に対しては青苗岬の遮蔽域に位置しており、回折波が侵入したと考えられる。高台にある民宿の経営者(男性)によると「北東方向からゴーッという音とともに津波が来襲し、西向に流れた。」、また家屋を破壊された住民(男性)によると「最大波は北東方向から入射し、反時計回りに循環した。」ということであり、津波の屈折・回折を襲つけるものと考えられる。痕跡は上述の民宿で見つかり、遡上高は7.4mであった。

(22) 青苗岬西(7月16日15時5分)

この地区は被害の最も大きかった箇所の西南端に位置し、ここから北部は広大な被災箇所が広がっていた。海洋記念碑の東側では一部破堤が見られたが(図-4.13参照), その箇所を除き岬の西部および青苗漁港の南側までは、堤防は比較的健全であった。痕跡は燈台の位置する丘の中腹で発見され(写真-4.39), 遡上高は12.5mであった。

(23) 群来岬南端(16日14時20分)

この地区は今回最も被害の大きかった青苗地区をさらに西側に回り込んだところに位置し、高さ数十mの崖が切り立っている。崖の中腹付近にはゴミが広く散乱しており(写真-4.40, 図-4.14参照), 津波の痕跡と見られた。遡上高は19.8mであった。

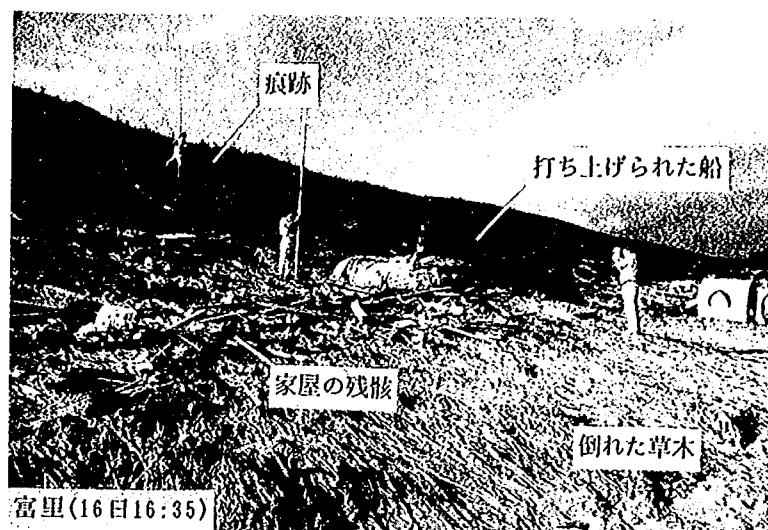


写真-4.37 打ち上げられた船となぎ倒された植生

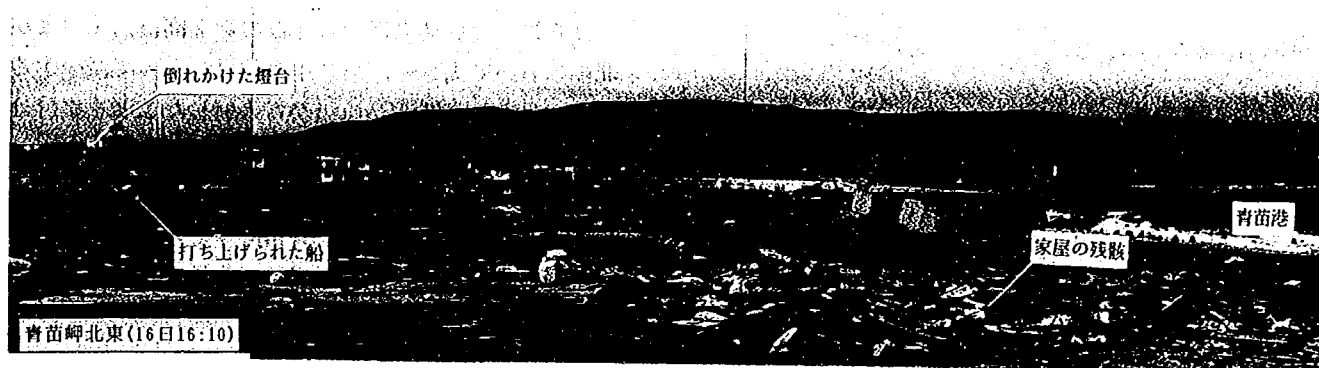


写真-4.38 青苗港の被災状況



写真-4.39 なぎ倒された植生

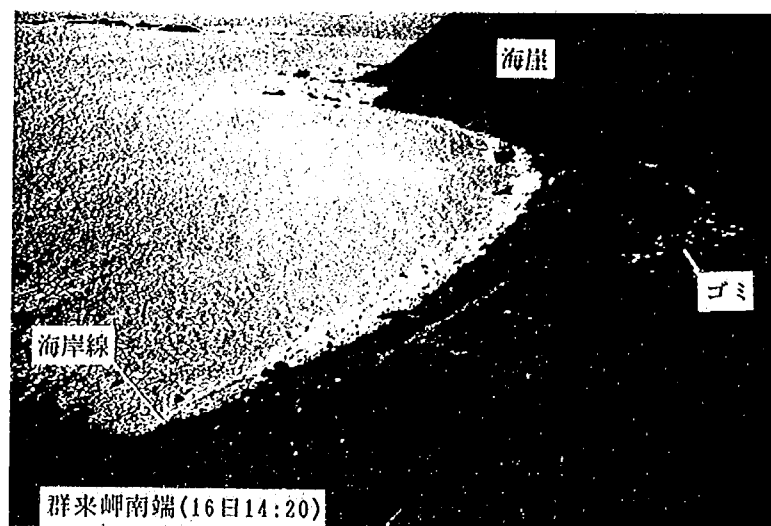


写真-4.40 崖上に打ち上げられたゴミ

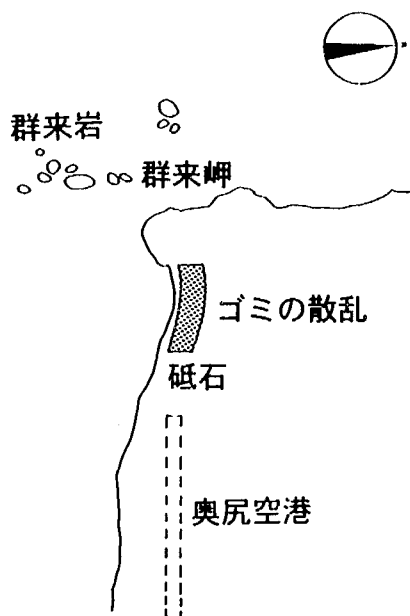


図-4.14 群来岬の状況

5. 津波の来襲状況に関する考察

5.1 現地調査による検討

北海道南西部沿岸では図-4.2 に示したように島牧村および瀬棚～大成町を中心として津波の遡上高が大きく、それより北側および南側では約3 m もしくはその以下の値となっている。特に被害の大きかった大成町では、奥尻島を回り込んだ北側および南側からの津波が来襲したため津波の遡上高が大きくなったと考えられる。奥尻島では図-4.8 に示したように南部の藻内、青苗、初松前や北端の稲穂で大きな値を示しており、特に藻内においては局所的ではあるものの、31.7

m という痕跡高の最大値が発見されている。

さらに、奥尻島東岸での津波の遡上高は南端および北端において大きく、島の中央部に向かって減少する傾向が見られ、津波が西側から入射したことを裏付けるが、初松前に関しては、青苗岬の遮蔽域に位置するにもかかわらず、この付近では最大の15.9 m という値を示している。これは、青苗岬やその南部に続く海底地形により津波が屈折を受け、初松前付近において波が集中したためと考えられる。

5.2 数値シミュレーションによる検討

津波は地震などに伴う海底面の変位により発生する波であり、波長が極めて長いことが特徴である。このため、線形または非線形の長波として表わすことができ、水深を h 、重力加速度を g とすると、津波の伝播速度 c は $\sqrt{gh}$ となる。奥尻島西部の津波の波源域近くの水深は2,000～3,000 m 程度であり、津波の伝播速度は水深2,000 m で140 m/s、すなわち時速500 kmの速さになる。一方、水深100 m では時速110 kmと遅くなる。このため、海底地形によりその進行方向が影響を受けることになる。このように、津波は海底地形や海岸構造物による屈折や回折変形を受けるため、場所によっては津波エネルギーが集中したり拡散したりする。奥尻島周辺の海底地形は特に複雑であり、津波もかなり複雑に変形したと考えられる。この津波の伝播現象については、近年発達した津波の数値シミュレーション手法によりかなり正確に再現できる。

そこで、今回の津波の来襲状況について再現計算を試みた。図-4.15 は今村ほか(1993)が提案した「く」の字に折れ曲がった断層モデルをもとに津波の初期波形を計算したものである。奥尻島西部では最大2.5 m

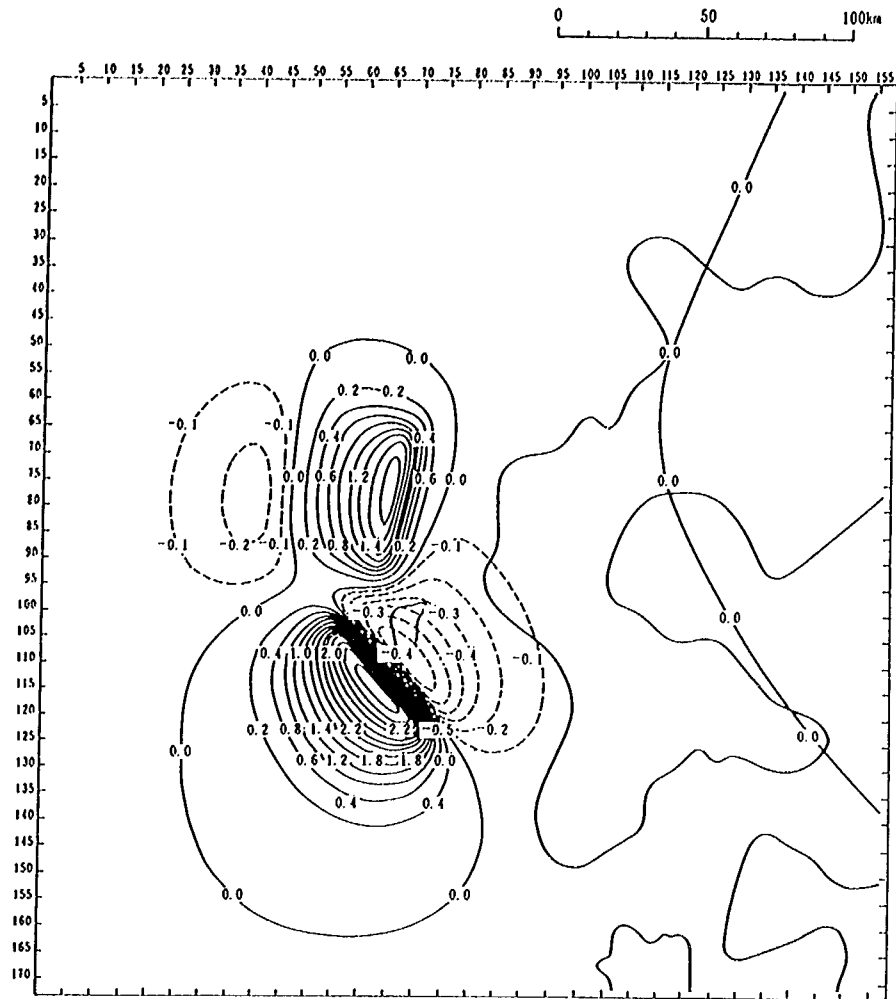


図-4.15 「く」の断層モデルによる津波の初期波形の計算例

程度の水位の高まりが、奥尻島周辺およびその東部では最大0.4 m程度の水位の低下が生じている。北海道沿岸の雷電海岸では、地震直後に大きな引波があり、その後津波が来襲したことが目撃されているが、これは初期波形に示されているように海面が窪んだ後、奥尻島西部から津波が来襲したと考えられる。

次に、シミュレーション結果から津波の伝播状況を求め図-4.16に示す。矢印を持つ実線が波向線であり、これと直交する線が等時刻線である。波向線の間隔が狭くなっている場合はその地点の津波のエネルギーが集中していることが間隔が広がっている場合はエネルギーが拡散していることを示す。奥尻島沿岸では、南側の波源から生じた津波が背苗岬を回り込み初松前付近で集中しているのが分かる。初松前付近では周辺に比べて特に大きい痕跡高が発見されており、津波の来襲状況が良く再現されていることが分かる。北海道沿岸では、島牧村の北部および大成町の南部においては波峰線間隔が広がり、津波のエネルギーが逸散して

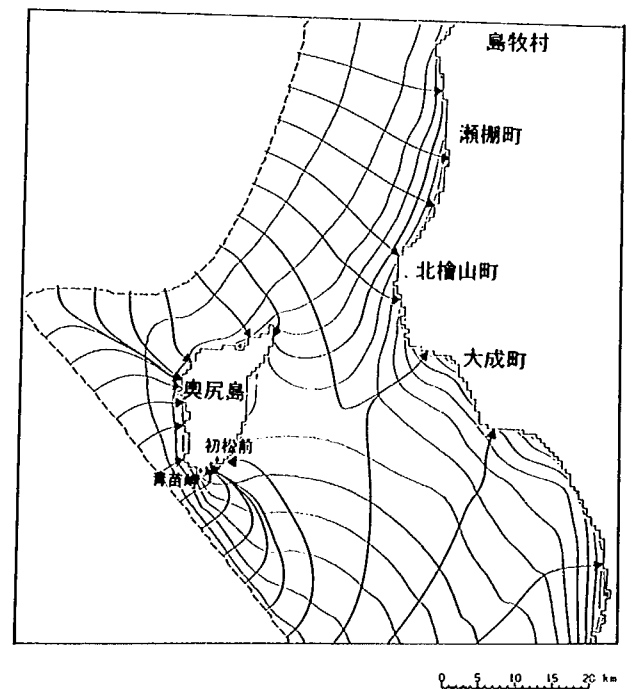


図-4.16 シミュレーションによる津波の伝播状況

いることを示すのに対し、島牧村～大成町の間では津波のエネルギーが拡散せず、これが島牧村～大成町の間で被害が特に大きかった理由と考えられる。このように、海底地形の再現精度などの理由により部分的に現地調査結果と一致しないところもあるが、概ね津波の挙動を再現していると考えられる。なお、数値計算結果と現地調査結果とが一致しない点については、現在もなお検討を続けている状況である。

6. あとがき

津波はその生起確率が非常に小さいものの、その規模が非常に大きいことや予知がほとんどできないため、しばしば大災害を引き起こしてきた。津波の規模は非常に大きいため、ハード面のみで対策をすることは適当でなく、避難誘導や津波被害に関する啓蒙などのソフト面での対策を拡充する必要がある。また、今回の津波災害の特に甚大であった青苗地区においては火災により被害が拡大されているが、津波だけでなく火災も同時に念頭において災害に強い街造りを進めることが重要である。

謝辞

今回の津波災害に関する現地調査では、調査期間が短かったにもかかわらず、沿岸域の被害状況や津波の遡上高など重要な情報を得ることができた。これは、現地調査に協力していただいた北海道庁土木部の方々の尽力によるところが大きい。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 今村文彦, 高橋智幸, 川俣 奨, M. Ortiz, 高橋武之, 首藤伸夫 (1993): 津波解析から推定される 1993 年北海道南西沖地震のメカニズムに関する検討, 日本地震学会講演予稿集, 1993 年度秋季大会, pp. 55.
- 土木研究所第一次調査団 (1993): 平成 5 年北海道南西沖地震災害調査速報, 土木技術資料, Vol. 35-10, pp. 69~79.
- 北海道新聞社編 (1993): 北海道南西沖地震全記録, 104p, 北海道新聞社.

第 5 編 地盤被害

第5編 地 盤 災 害

大 塚 久 哲^{*1}
 松 尾 修^{*2}
 二 宮 嘉 朗^{*3}
 東 拓 生^{*4}

by Hisanori Otsuka
 Osamu Matsuo
 Yoshio Ninomiya
 and
 Takuo Azuma

細 目 次

1. 概要	3
2. 地盤の液状化	3
2.1 液状化発生箇所と地質との関係	3
2.2 液状化発生地点と震央距離との関係	5
2.3 河川施設の被害事例	5
2.3.1 後志利別川兜野築堤	5
2.3.2 尻別川初田築堤	5
2.4 道路施設の被害事例	6
2.4.1 国道228号線上磯町有川付近	6
2.4.2 長万部橋	6
2.4.3 国道5号線バイパス	7
2.5 その他の被害事例	7
2.5.1 下水道施設	7
2.5.2 函館港	7
2.5.3 学校	8
2.5.4 ガソリンスタンド・地下タンク	8
3. その他の地盤災害による被害事例	9
3.1 斜面崩壊	9
3.2 道路盛土崩壊	11
4. まとめ	12
謝辞	12
参考文献	12

*1 地震防災部振動研究室長（現、耐震研究室長）
 *2 地震防災部動土質研究室長
 *3 地震防災部振動研究室主任研究員
 *4 地震防災部振動研究室

1. 概 要

本地震による地盤災害は、液状化による地盤変状の発生、斜面崩壊、泥炭地盤のすべり破壊等が主なものである。

地盤の液状化は、渡島半島の海岸線および河川周辺で多数見られた。長万部川、尻別川、後志利別川等の河川の周辺および砂による埋立てによって建設された港湾施設(函館港等)に大きな被害が生じた。また渡島半島東岸に位置する森町赤川地区では、駒ヶ岳の火山堆積物が液状化を起こし、家屋等に被害を及ぼした。

斜面崩壊については奥尻島と渡島半島の西部(日本海側)に集中しており、国道や道道沿いの3箇所で大規模な被害が発生した。

2. 地盤の液状化

2.1 液状化発生箇所と地質との関係

渡島半島を中心とした道南地域は、地質的には第三紀以前の堆積岩層とその中に貫入した深成岩類から成る基盤の上に、新第三紀から現世にかけた堆積岩層や火成岩類が広く発達した、いわゆるグリーンタフ(緑色凝灰岩)地域であり、新第三紀初期以降著しい火山活動が続いたところである。このため、道南部全域にわたり火山噴出物の分布が見られる。また、全体として山がちな地形であるため、低地は少ないが、沿岸の河口域付近では沖積低地が分布しており、その内陸周辺には洪積砂礫地盤が点在している。今回の地震で地盤に起因して生じた被害は、これら沖積地盤で多発していた。

表-5.1に今回の地震における液状化発生地点の一覧を示す。また、図-5.1は、これらの箇所を地図上に示したものである。

今回の地震で液状化が発生していた地点の表層地盤を大きく分けると

1. 旧河道、氾濫原の砂層
2. 埋立土砂
3. 海岸砂丘背面の湿地の砂層
4. 埋没小扇状地の礫層
5. 駒ヶ岳の火山噴出物

に区分され、変化に富んでいた。このうち4及び5についてはこれまでの地震被害事例にない特殊なものである。

図-5.2は液状化が発生した地点から採取した土質

試料(噴砂)を用いて粒度試験を行った結果である。いずれも平均粒径 $0.12 \sim 0.50$ mmの粒径の揃った砂である。

図-5.2に示した以外では、朱太川及び尻別川の砂は小礫が混入されているが、他の河川ではいずれも均等係数が2~3程度の粒径の揃った細砂であった。海岸砂丘の背面湿地は、いずれも粒径の揃った細粒砂で構成されていた。また、函館港の東日本フェリー埠頭の埋立地における土の粒度組成は、細粒分が非常に多いのが特徴であった。

これに関しては、「第3編 地形と地質」を参照されたい。

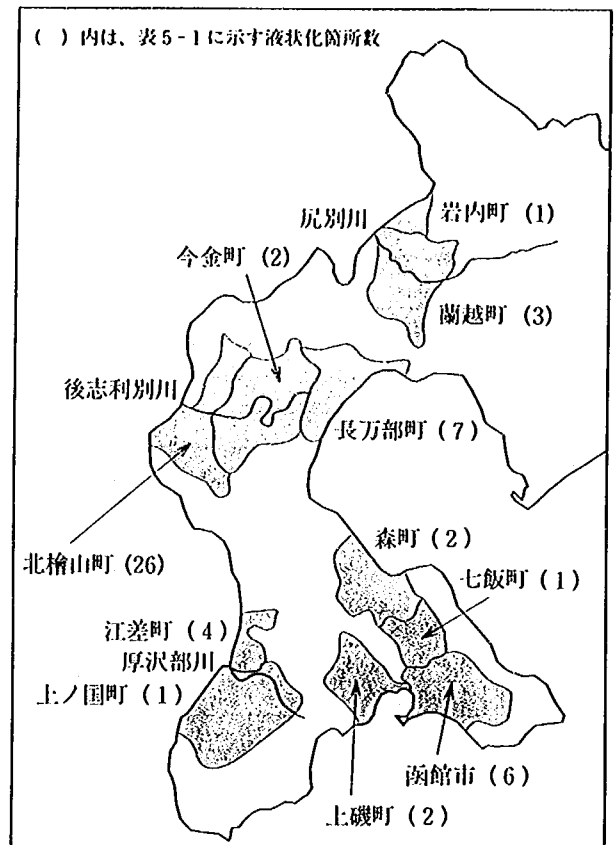


図-5.1 液状化発生地点一覧図

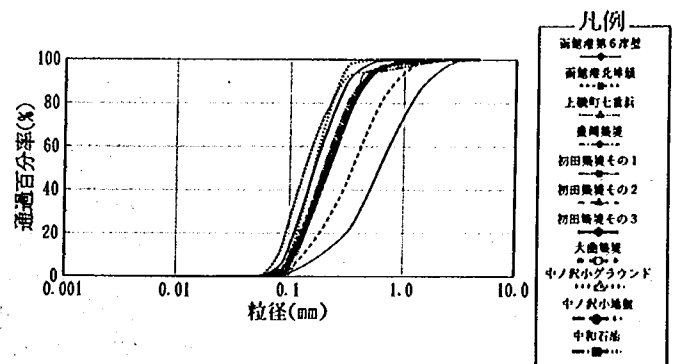


図-5.2 液状化発生地点の粒度試験結果

表-5.1 液 状 化 発 生 地 点 一 覧 表

番号	市町村名	液状化発生日点	施設形態	噴砂あるいは液状化の状況	構造物被害との関連
1	岩内町	岩内港	港 湾	埠頭で噴砂	エブロン陥没や段差
2	蘭越町	尻別川 福島地先	河 川	堤内外で亀裂・噴砂	堤防天端のクラック発生(幅20cm, 深さ60cm)
3	"	尻別川 中村その2地先	"	堤内外で噴砂	
4	"	尻別川 長名地先	"	堤外地盤で噴砂	堤防小段ののり尻部が崩壊沈下
5	北檜山町	後志利別川 兜野地先 左岸0°100°-0°700	"	堤内地で噴砂	天端中央および肝部に亀裂, 中央では(幅1m, 段差0.4m, 深さ0.4m)
6	"	後志利別川 兜野地先 左岸0°850°-0°980	"	表裏のり尻部で噴砂	天端全体に縦断亀裂, 最大2.3mm沈下ブロック上に崩壊
7	"	後志利別川 兜野地先 左岸0°980°-1°050	"	堤内外で噴砂	天端中央, 両肝部に縦断亀裂
8	"	後志利別川 兜野地先 左岸1°940°-2°370	"	のり尻の噴砂	天端中央, 両肝部に亀裂
9	"	後志利別川 兜野地先 左岸2°370°-2°560	"	電柱周囲から噴砂	天端中央部に亀裂
10	"	後志利別川 兜野地先 左岸1°280°-1°580	"	堤内外地盤で噴砂, 裏のり面先で大噴砂孔	構造物沿いの亀裂
11	"	後志利別川 豊岡地先 左岸0°100°-0°700	"	堤内外で液状化による噴砂	堤防に亀裂
12	"	後志利別川 真栄橋右岸上流	"	堤外地で噴砂	
13	"	後志利別川 真栄橋左岸下流	"	堤内外で液状化による噴砂	
14	"	真栄橋	橋 梁	橋脚の周りで噴砂	橋脚と地盤の間に最大47mの隙間, 河心側側面には幅15cmの亀裂
15	"	兜野地区	その他	牧草地や水田で噴砂	農家の住宅やサイロの沈下・傾斜, 用水路の浮き上がり
16	北檜山町	愛知地区	その他	水田で噴砂	
17	"	丹羽地区	"	水田地帯の西丹羽地区とやや丘陵地帯の東丹羽地区で噴砂	
18	"	鍋坂地区	"	直径3mから5mにおよぶ大噴砂孔	
19	"	北檜山地区	"	緑町の町営住宅で噴砂	住宅に亀裂や傾斜, 電柱傾斜
20	"	共和地区	"	水田で噴砂	
21	"	豊田地区	"	多教の噴砂	道路や農家で亀裂
22	今金町	金原地区	"	畑で噴砂	
23	長万部町	中ノ沢地区	"	中ノ沢小学校庭で噴砂	
24	"	中ノ沢地区	道 路	国道5号線道路盛土の海側で噴砂	
25	"	中ノ沢地区	その他	新聞住宅の周囲の道路で地割れや噴砂	マンホールの浮に上がり
26	"	本町	道 路	町役場付近の道路で噴砂	陥没
27	"	曙町	その他	長万部小・中学校, 病院, 国道5号線海側で噴砂	電柱が1m程度沈下
28	"	大浜	道 路	国道5号線沿いガソリンスタンド周辺地盤で噴砂	地中タンク浮き上がり
29	"	国縫地区	その他	電柱の根元で噴砂	電柱傾斜
30	森 町	赤井川地区・七飯町 大沼地区	"	火山灰土の噴砂	住宅等に不等沈下 国道5号線でも数ヶ所で沈下や亀裂
31	森 町	赤井川地区	その他	赤井川小学校グラウンドで噴砂	
32	七飯町	富田橋	橋 梁	橋の直下で噴砂	橋台背後の地盤が沈下
33	函館市	函館港 万代埠頭	港 湾	コンクリート目地付近で噴砂	エブロン背後の段差, 歩道部アスファルト状のブロック状の破壊・盛り上がり
34	"	函館港 北埠頭	"	舗装コンクリートの段差, 隙間からでた多量の噴砂	道路に段差
35	"	函館港 緑の島	"	広場で噴砂	
36	"	函館港 函館ドック	"	埋立地盤の噴砂	最大1mの沈下
37	"	函館港 来日本フェリーターミナル	"	埠頭護岸付近全面で噴砂	駐車場80cmの沈下
38	"	函館港 上磯漁港	"	埋立地盤で噴砂	最大20cm程度の陥没
39	上磯町	飯生二丁目	その他	電柱脇で噴砂	電柱が沈下・傾斜
40	"		道 路	道路工事中の盛土で噴砂	橋梁取付部の盛土では5~10cm程度の沈下
41	江差町	厚沢部町	その他	厚沢部川と鹹川の間の国道229号線周囲の水田で噴砂	道路盛土に沈下や亀裂
42	"	厚沢部町	"	国道229号線沿いの町営住宅で噴砂	
43	"	厚沢部町	"	中堀小学校の校庭で噴砂	校舎周りの地盤が40cm程度沈下
44	"	柳崎橋	"	橋の直下の河川敷で噴砂	背面盛土30cm沈下, 段差
45	上ノ国町		"	住宅地で列状の噴砂孔	
46	奥尻町	青苗小学校	"	地割れから噴砂・噴砂孔	地盤の沈下, 段差

2.2 液状化発生地点と震央距離との関係

図-5.3は、過去の地震における液状化の限界震央距離と、その地震のマグニチュードの関係を示している。今回の地震で、液状化が確認された震央から最遠の地点は函館港周辺であり、限界震央距離は約170 kmである。なお、1993年3月に発生した釧路沖地震(M=7.8)と比較するとやや限界震央距離が大きい。また、1968年の十勝沖地震(M=7.9)と比較すると、限界震央距離がかなり小さくなっている。

2.3 河川施設の被害事例

2.3.1 後志利別川兜野築堤

後志利別川の被災箇所の中で被災規模の大きい最下流部左岸の兜野築堤では、延長2.2 kmにわたって被害を受けた。被災部分の代表的な築堤横断面図は第7編の図-7.12に示す。被災前の築堤断面は天端幅約6 m、堤高約6 m、堤体敷幅37 m程度であったが、地震により天端が最大で約2 m沈下した。また、天端およびのり面にクラックが生じた。本河川の他の築堤での被災形態もほぼ同様であった。

被災箇所周辺では、液状化現象による噴砂痕が多数確認されていることから、主な被害原因は、液状化による基礎地盤の支持力の低下と考えられる(写真-7.8)。

図-5.4に、この付近でのボーリングデータを用いて道路橋示方書V 耐震設計編³⁾に基づいて算出した、液状化抵抗値 F_L による液状化判定結果を示す。周辺の地震動加速度は渡島半島の2か所(七峰橋、上島崎橋)の地盤上で200 gal前後の加速度が観測されている。これに基づいて、液状化の判定に用いる水平震度 K_s を0.2として判定した結果、地表面下7~10 mおよび15~19 m付近で $F_L < 1.0$ となり、これらの層で液状化が発生したと考えられる。

2.3.2 尻別川初田築堤

尻別川右岸の初田築堤では、KP 4.8 km地点から上流へ0.89 kmにわたって被害を生じた。被災部分の代表的な築堤横断面図は第7編の図-7.10に示す。この区間での被災パターンは、天端及び小段での縦断クラックの発生と、堤体形状が原形をとどめないほどの崩壊の2つに大別できる。後者の被災が生じたKP 5.60~KP 5.69 km地点の状況を写真-7.6に示す。被災前の築堤断面は、天端幅約6 m、堤高約6.5 m、堤体敷幅約36 mであったが、地震動により天端が最大深さ1.5 m程度の縦断および斜めクラックを伴い

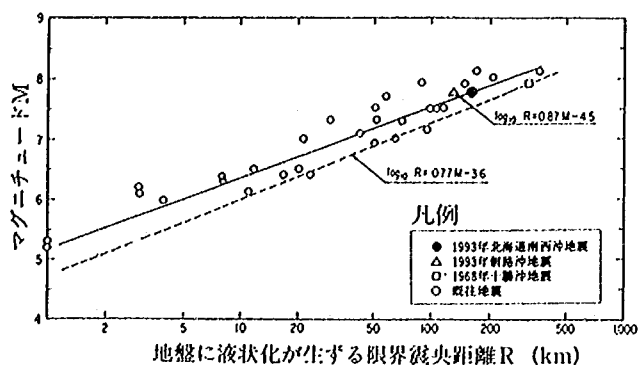


図-5.3 マグニチュードと液状化発生限界震央距離の関係

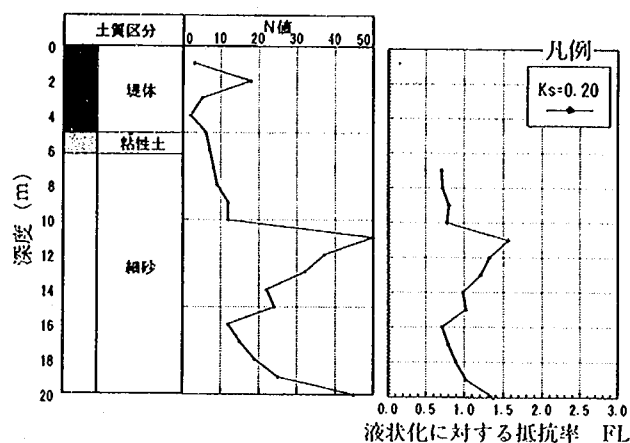


図-5.4 後志利川兜野築堤の液状化判定結果

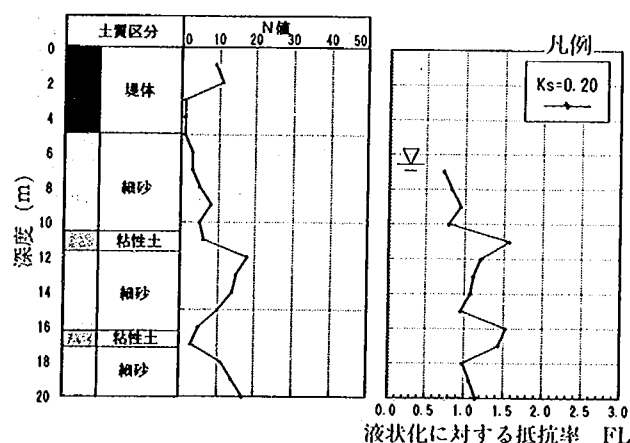


図-5.5 尻別川初田築堤の液状化判定結果

約0.5 m沈下し、のり面は堤内側、堤外側ともにクラックが生じた。ここでも、液体化現象による噴砂痕が多数見られた。

図-5.5に、この付近のボーリングデータをもとに算出した液状化抵抗値 F_L を示す。 $K_s=0.20$ として計算すると、地表面下7~10 m付近で液状化が発生することになる。

2.4 道路施設の被害事例

2.4.1 国道228号線上磯町有川付近

南館市の西側に位置する上磯町有川の一般国道228号に隣接する工事中の道路部分で、噴砂痕と陥没が発生した。写真-5.1は改良工事中の路床で観察された噴砂痕である。

図-5.6に、この液状価抵抗値 F_L を $K=0.20$ として計算した結果を示す。この地盤では地表面下13m程度まで液状化が発生することが分かる。

2.4.2 長万部橋

一般国道37号の長万部橋では、橋脚が橋軸直角方向に傾斜する被害が生じた。橋脚の傾斜は1~2度程度であり、このため、橋面上では橋軸直角方向に最大45cmの水平残留変位が生じた。また、上部構造の床版や伸縮継手も損傷を受けた。橋脚は歩道部拡幅のため左右

非対称な構造となっており、橋脚基礎周辺地盤が液状化した際、支持力を失って不同沈下をしたために生じた被害と推定される。

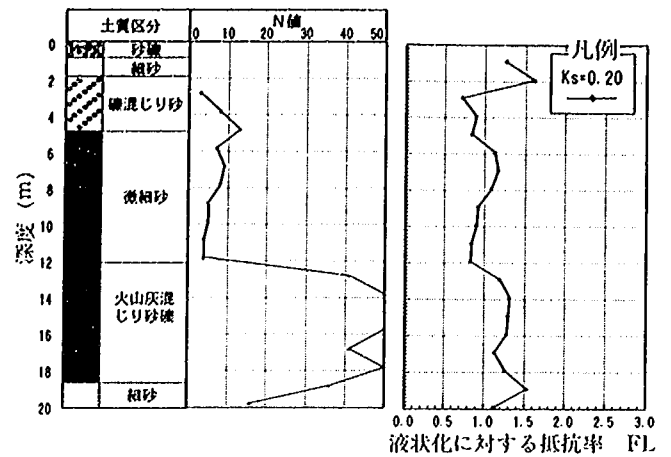


図-5.6 国道228号線上磯町有川の液状化判定結果



写真-5.1 国道228号線上磯町有川の噴砂痕



写真-5.2 長万部橋の被災状況

この地点での液状化判定については、「第10編道路の被害」に詳述する。

2.4.3 国道5号線バイパス

国道5号線に並行して海岸線に現在工事中の長万部バイパスでは、ちょうど路盤の施工が終了した段階で地震を受けた。このため、写真-5.3に示すように地盤

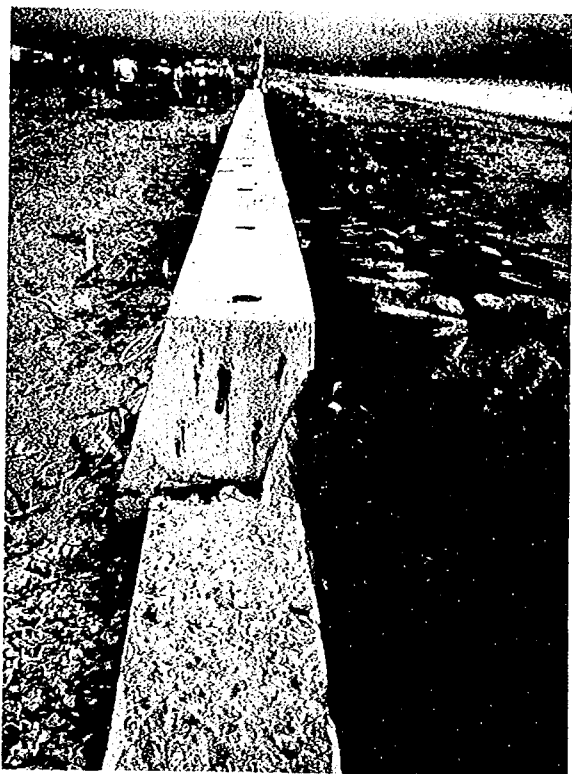


写真-5.3 国道五号線長万部バイパスの被災状況

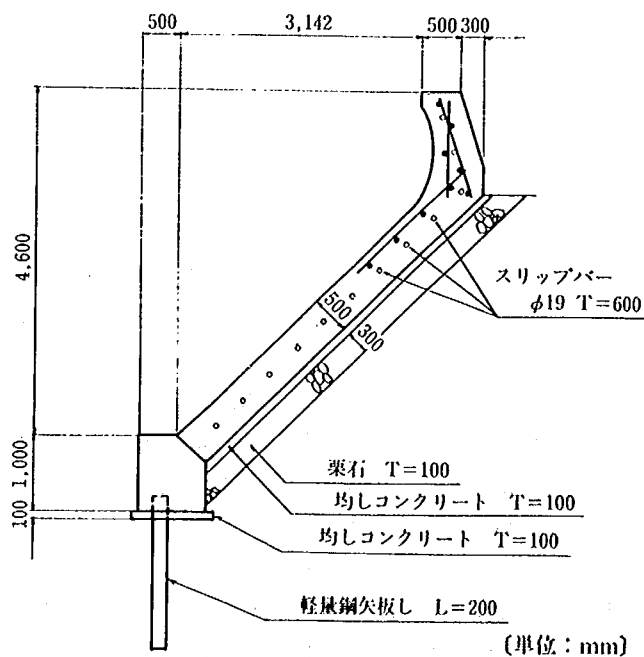


図-5.7 国道五号線長万部バイパスの擁壁概要図

の液状化による噴砂およびクラックが各所に発生し擁壁の移動、沈下が生じた。

海岸側は、図-5.7に示すような波返しのあるもたれ壁により支持されているが、局所的には最大80cm沈下した。また、液状化による締固めと裏込め土の土圧との関係で、ある部分は背面側に引き倒され、他のある部分は前面に押し出された。

2.5 その他の被害事例

2.5.1 下水道施設

下水道施設の被害は、表-6.2に示すように長万部町の管渠施設に多く、被害金額では北海道内の全被害の3/4を占める。そのため、ここでは長万部町の管渠被害についてのみ記述する。

地震後、長万部町が管渠被害状況及び被害要因を調べるために、マンホール及び道路の変状量、マンホール近傍の土質を調査した²⁾。その調査結果をもとにマンホールとその近傍道路の変状量をプロットしたのが図-5.8である。また、表-5.2に今回のボーリング調査した箇所の変状量、 F_L 、浮上がり安全率 F_S を示す。

2.5.2 函館港

函館港の広範囲な地域で地盤の液状化による岸壁の傾斜、エプロンのクラック、沈下等の被害を受けた。中でも、函館港西埠頭地区の被害が大きく、矢板式岸壁において、エプロン下の地盤が液状化により、矢板の座屈、傾斜、エプロンのクラック、沈下、ドックおよびその他の建造物の床面の沈下、段差発生等の被害を受けた（写真-5.4）。

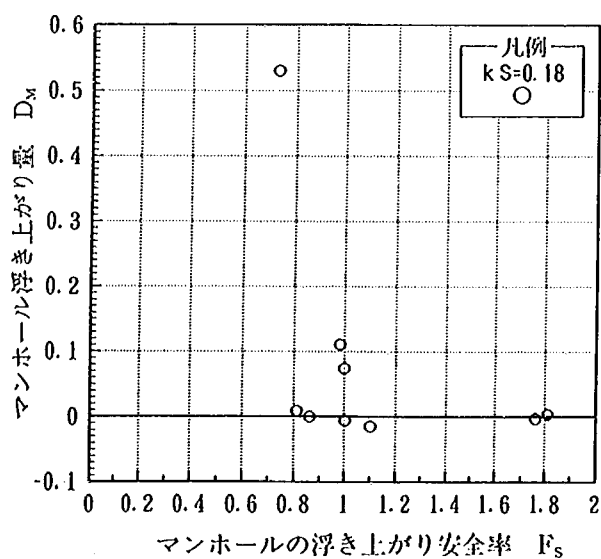


図-5.8 マンホールの浮上がり安全率とマンホールの浮上がり量

表-5.2 マンホール及び道路の変位と F_L 値及び浮上がり安全率

ボーリング NO	マンホール 高さ (GL-m)	変 位 量 (m)			評価	平均 F_L 値			浮き上がり安全率 F_s		
		マンホール	道 路	段 差		($k_s=0.13$)	($k_s=0.15$)	($k_s=0.18$)	($k_s=0.13$)	($k_s=0.15$)	($k_s=0.18$)
NO. 1	3.0	0.243	-0.13	0.37	C	1.693	1.467	1.222	3.403	3.070	2.192
NO. 2	3.9	0.004	-0.12	0.12	B	1.781	1.544	1.286	2.509	2.332	1.811
NO. 3	4.1	-0.006	-0.12	0.11	B	1.142	0.989	0.825	2.002	1.002	1.002
NO. 4	2.6	0.074	-0.09	0.16	C	1.151	0.998	0.831	2.055	1.000	1.000
NO. 5	3.8	-0.015	-0.10	0.09	B	1.024	0.887	0.739	1.221	1.101	1.101
NO. 6	2.2	0.530	-0.04	0.57	C	1.159	1.004	0.837	1.380	0.743	0.728
NO. 7	3.7	0.000	-0.08	0.08	B	1.030	0.893	0.744	1.021	0.862	0.862
NO. 8	1.9	0.111	-0.17	0.28	C	1.126	0.976	0.813	1.738	0.981	0.981
NO. 9	3.2	-0.003	0.01	0.00	E	1.126	0.976	0.813	4.049	1.760	1.760
NO. 10	1.9	0.009	0.00	0.01	E	1.214	1.052	0.877	2.265	1.093	0.811

(評価) ㊦ マンホールの浮き上がり

㊧ 道路の沈下

㊨ マンホールの浮き上がりと道路の沈下

㊩ マンホールの沈下と道路の沈下

㊪ 無被害地

(測量誤差) マンホールを0.015m

道路を0.03m

(符号) 浮上㊦ 沈下㊧



写真-5.4 函館港の被災状況

2.5.3 学校

長万部町立中の沢小学校では、校舎の基礎と校庭に被害が生じた。写真-5.5は校舎付近の被害状況である。液状化は校庭などに広範囲かつ大規模に生じ、クラック、沈下、水平移動、噴砂跡が多数見られた。また写真-5.6のように校舎基礎に用いられた直径30cmのRC杭に、せん断破壊が生じた。校舎本体の外壁にもわずかながら斜めのせん断ひび割れが発生した。

図-5.9は、周辺でのボーリングデータをもとに液状化抵抗値 F_L を計算した結果である³⁾。 $k_s=0.2$ と想定して計算したところ、深度2~3m付近で液状化する結果となった。

2.5.4 ガソリンスタンド・地下タンク

国道5号線の長万部町立中の沢小学校に近いガソリンスタンド中和石油店(長万部町大浜72番地)では、

給油場のコンクリート舗装が数十cm沈下した(写真-5.7)。付近は大きく液状化しており、液状化に伴う地盤沈下と考えられる。スタンドにあったタンクは5基で、総容量40klに対し、地震時に中に入っていた油量は33kl(82.5%)であった。タンクの周りには細砂で埋め戻されている。この周辺地区は、砂鉄を採取した後を海砂で埋め戻したと言われている。

また、江差町において、厚沢部川に架かる柳崎橋の近くにあった北海道化学工業ビルの前庭の地下タンクが地盤の液状化により浮上がった(写真-5.8)。タンクの容量は200klで約35%の内容物が入っていた。図-5.10に浮き上がったタンクの概要を示す。タンクの寸法は、直径1.8m、長さ7.2mである、コンクリートスラブは厚さ30cmで、長さ8.7m、幅2.7mである。径30cmのヒューム管を2本つないだ構造が杭の

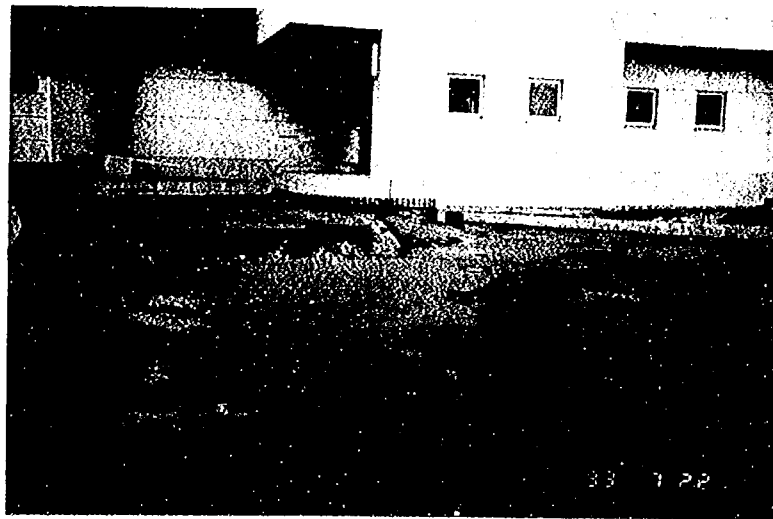


写真-5.5 中の沢小学校の被災状況

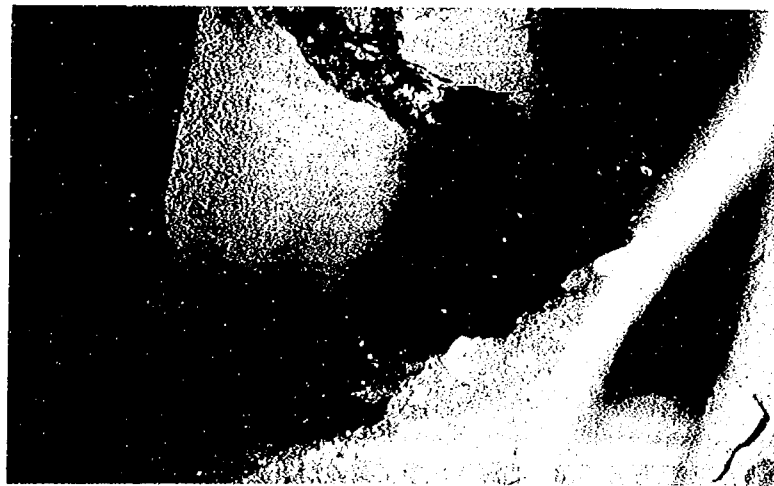


写真-5.6 中の沢小学校校舎の基礎杭の折損状況

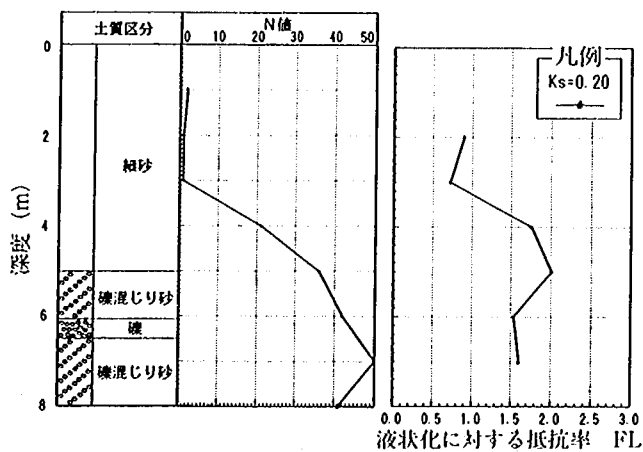


図-5.9 中の沢小学校の液状化判定結果

代わりとして6本用いられており、杭の中には貧配合のコンクリートと、径13mmの鉄筋が4本入っていた。6本の杭のうち浮き上がっていた側の杭1本が途

中で破断していた。図-5.11には、共同溝設計指針に示されている方法に基づいて算出したこのタンクの浮き上がり安全率 F_s と、液状化抵抗率 F_L の関係を示す。この図から、 F_L が約1.1以下になると浮き上がりが発生すると考えられる。

3. その他の地盤災害による被害事例

3.1 斜面崩壊

奥尻港背面の段丘斜面が幅約200m、高さ約120mにわたって崩壊し、斜面直下に位置していたホテル洋々荘が押しつぶされて宿泊客等多数に犠牲者が出た。崩壊土量は約10万 m^3 と推定されている(写真-5.9)。

また、奥尻島の南西岸に位置する藻内地区では、道



写真-5.7 中和石油店の被災状況



写真-5.8 北海道化学工業の地下タンクの浮上

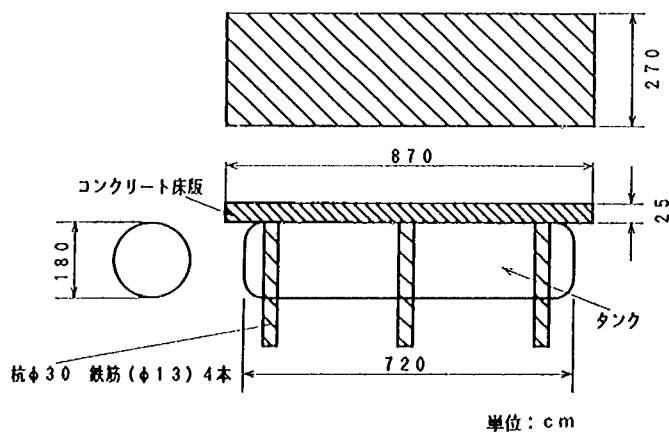
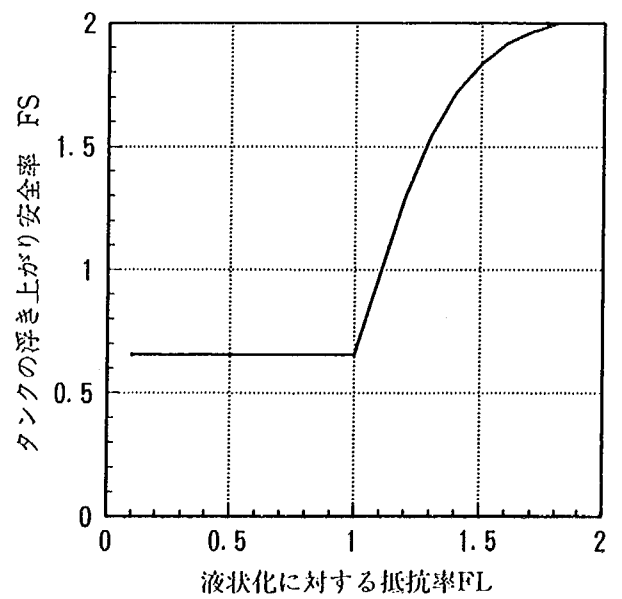


図-5.10 北海道化学工業の地下タンク概要図

図-5.11 北海道化学工業の地下タンクの液状化抵抗率 F_L と浮上がり安全率 F_S の関係

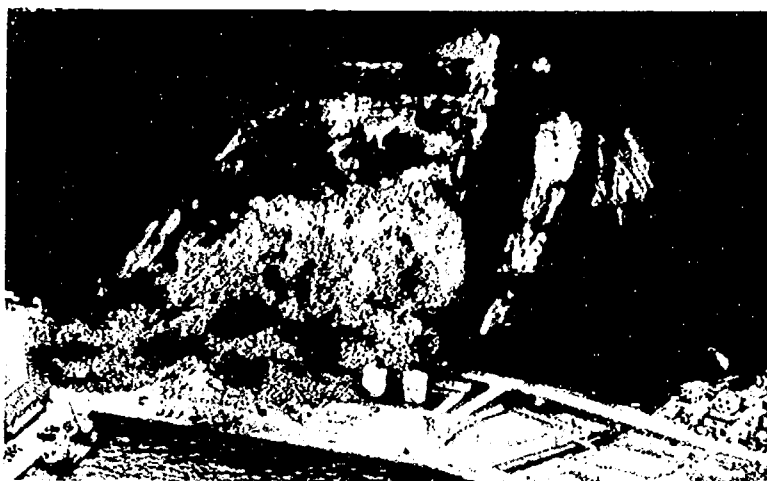


写真-5.9 奥尻島の斜面崩壊



写真-5.10 国道5号線長万部町知来の道路盛土崩壊

路沿いに多くの斜面崩壊や落石が発生した。中でも、ホヤ地区の周辺部においては、急崖や急斜面からの落石が多発し、擁壁や路面に大きな被害を与えた。

渡島半島では、日本海側の島牧郡島牧村に位置する国道229号のトンネルの巻出し部分が、瀬棚側坑口から140m付近において岩盤崩壊によって破壊された。(被害の詳細は「第9編 斜面の崩壊」を参照)

3.2 道路盛土崩壊

一般国道5号長万部町知来において、傾斜地に築造された幅員9.5mの道路盛土が、高さ約7m、延長約100mにわたって崩壊し、約5,000m³の土量がすべった(写真-5.10)。被災現場は泥炭層からなる軟弱地盤である。図-5.12は被災箇所周辺の土質柱状図である。いずれの層もN値の低い軟弱な泥炭および粘性土で構成されている。

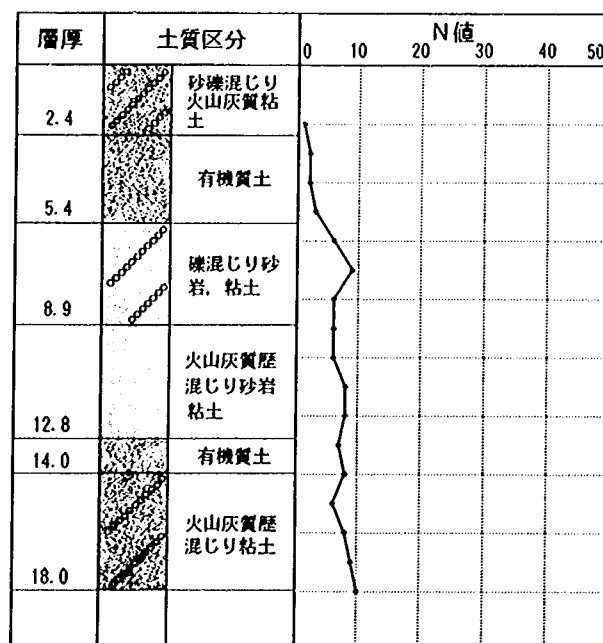


図-5.12 国道5号線長万部町知来の土質柱状図

4. ま と め

(1) 沖積低平地地盤において液状化が多発し、道路盛土、堤防等の土構造物の液状化による被害がみられた。また、人工埋立地盤である港湾でも液状化による被害が見られた。これらは、地盤の支持力の低下および液状化後の地盤の沈下によるものであり、土構造物の液状化に対する設計の重要性を示唆している。

(2) 下水道管、マンホール、地下タンク等の地中構造物の液状化による浮き上がり被害が多発した。これら中規模の地中構造物に対する浮き上がり判定法および浮き上がり対策工について、今後研究を進めることが重要である。

(3) 森町赤井川地区を中心として、火山堆積物に液状化が発生した。このような地盤で液状化が発生したケースは極めて稀であり、今後研究の必要がある。

謝 辞

本編の執筆にあたっては、土質柱状図等を北海道開発局函館開発建設部からご提供いただいた。また電力中央研究所報告(調査報告:U 93028)からデータを引用させていただいた。ここに記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.38~42
- 2) 元町・陣屋町下水道施設(管渠)災害復旧工事測量地質調査委託業務報告書
- 3) 1993年北海道南西沖地震被害調査速報, 電力中央研究所報告 調査報告:U 93028, 1993.10
- 4) 日本道路協会:共同溝設計指針, pp.64~68

第6編 下水道施設の被害

第6編 下水道施設の被害

塩 路 勝 久^{*1}

二 宮 嘉 朗^{*2}

by Katsuhisa Shioji

and

Yoshio Ninomiya

細 目 次

1. 被害の概要	3
2. 施設別の被害状況	4
2.1 函館湾流域下水道	4
2.2 函館市公共下水道	6
2.3 上磯町公共下水道	6
2.4 大野町公共下水道	7
2.5 七飯町公共下水道	7
2.6 八雲町都市下水路	8
2.7 長万部町公共下水道	8
2.8 伊達市公共下水道	10
2.9 登別市公共下水道	10
3. 管渠被害の特徴	11
3.1 地区別の被災状況	12
3.2 管種別の被災状況	12
3.3 管軸方向別の被災状況	12
3.4 マンホールの浮上がり	15
4. 復旧状況	15
5. 住民生活への障害	15
6. まとめ	16
謝 辞	16

* 1 下水道部下水道研究室主任研究員

* 2 地震防災部振動研究室主任研究員

— 3 —

表-6.2 下水道施設の被害の概要

	管 渠 等				処 理 場		備 考
	管渠延長 (m)	管渠亀裂等 復旧箇所数 (箇所)	マンホール 箇所数	金 額 (百万円)	箇所数	金 額 (千円)	
函館湾流域	---	21	45	14.3	1	5.3	
函 館 市	341 (13)	---	11	47.4	---	---	
上 磯 町	483 (16)	---	2	40.8	---	---	
大 野 町	---	61	60	15.5	---	---	
七 飯 町	---	6	5	8.0	---	---	
八 雲 町	48	---	---	8.7	---	---	都市下水路
長 万 部 町	2,598 (38)	15	16	382.5	---	---	
合 計	3,422 (67)	103	139	517.2	1	5.3	

注1)「管渠延長」欄の数字は破損や蛇行（埋設管の場合）またはブロックの倒壊（開水路の都市下水路の場合）等により主として付設替えにより復旧される管渠の延長である。なお、()内の数字は当該管渠の復旧と合わせて復旧されるマンホールの数である。

注2)「管渠亀裂等復旧箇所数」欄の数字は管本体の亀裂等を主としてコーキング等、非開削により復旧する箇所数である。

注3)「マンホール箇所数」欄の数字はマンホール単独で復旧されるものの数である。

注4) 北海道庁資料より上本研究所が作成。

含めず、別途マンホールのみの被災箇所数として計上している。

地震による被害の大部分は管本体及びマンホールで生じており、処理場の被害は軽微で、ポンプ場の被害は生じていない。事業主体別では長万部町における被害が全被害管渠延長の約65%、全被害金額の約73%を占め、長万部町に被害が集中していることがわかる。

長万部町に被害が集中した理由としては、図-6.3に示すように同町の市街地が長万部川の旧河道や旧沼地の上に形成されていて地盤が軟弱であったことが考えられる。実際、図-5.1に示すように同町で地盤変状が多数視測されている。さらには、図-6.1及び表-6.1よりわかるように、まとまった下水道施設を持つ市町村としては同町が最も震源に近く（北檜山町、黒松内町は下水道事業に新規着手したばかりであり、八雲町も整備量は少ない）、このことも長万部町に被害が集中した理由の一つと考えられる。

周知の通り、北海道では平成5年1月にも釧路沖地震が発生しているが、今回の地震の被害総額は釧路沖地震の被害総額よりはるかに少ない。図-6.1にも示したように渡島半島の下水道事業は内浦湾及び函館湾沿岸で多く実施されており、檜山支庁管内ではほとんど実施されていない。このことが、今回の地震が社会経済全般に及ぼした影響の大きさに比べ下水道施設の被害が比較的小さかった理由の一つである。

2. 施設別の被害状況

本節では災害査定の内容をベースにしつつ、その他北海道庁に被害の報告があったものの災害査定が申請されなかった主な被害を併せて、施設別の被害の概要を報告する。

2.1 函館湾流域下水道

函館湾流域下水道は函館市、上磯町、大野町、七飯町を対象とした流域下水道であり、昭和55年度に事業着手し、平成2年3月に一部供用開始している。平成4年度末の幹線管渠延長は10.7 km、処理場1箇所である。

幹線管渠の被害状況としては、管本体やマンホールの亀裂、ズレ等が合計66箇所認められたが、破損や蛇行等の重大な被害は生じなかった。図-6.2に示すように被害の多くは幹線管渠のうち函館湾沿いの区間及び上流部の久根別川沿いの区間で生じている。前者は海岸沿いの砂質層、後者は泥炭地である。特に函館湾沿いの地域には函館市、上磯町の下水道被害も集中している。写真-6.1は函館市港町3丁目の放流幹線（φ1,800 mm、ヒューム管、土被り2.5 m程度）のマンホール（上部出入口内径900 mm）であるが、セグメントに10 cm程度のずれを生じている。

処理場での被害としては構内の一部で地盤沈下（面積約656 m²）が生じた他は配管ピットの破損や建物のエキスパンション付近の壁面の剥離等が見られた。しかしながらこれらの被害は総じて軽微であり、処理場

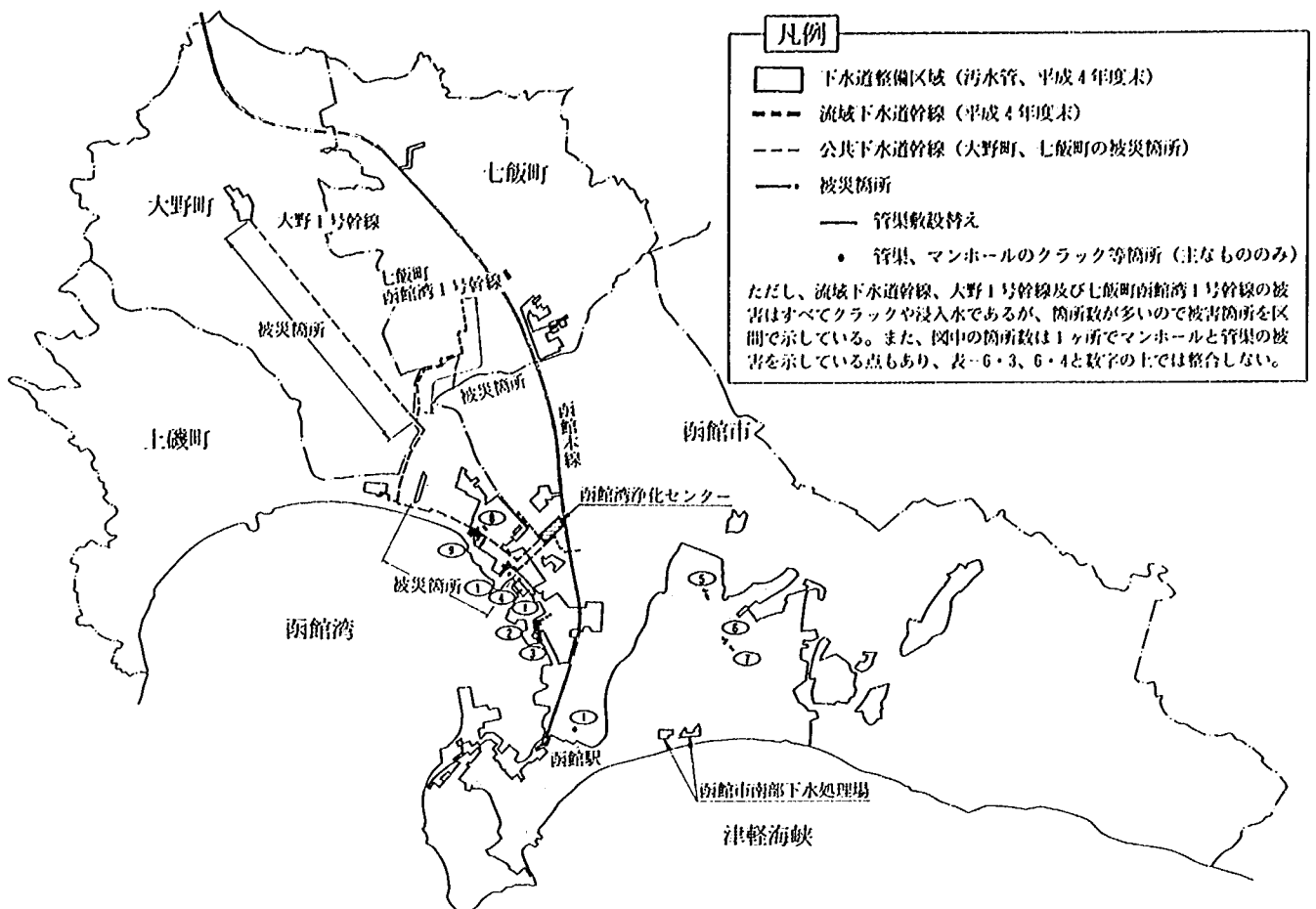


図-6.2 函館市及び近辺の下水道施設被害

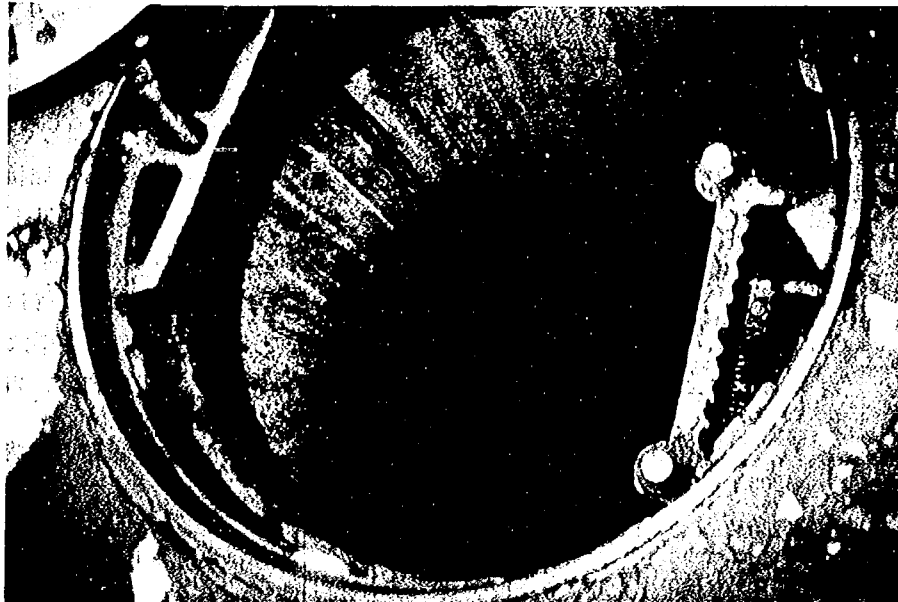


写真-6.1 地震によりセグメントにズレが生じた流域下水道放流幹線のマンホール上部出入口部(函館市港町)

の機能には影響を与えなかった。

地震の際の緊急調査体制は以前より整備されており、震度4以上の地震の際には職員等が処理場に集合することとなっていた。当日も午後11時過ぎより5班に分かれて幹線管渠、処理場の点検が行われた。特に幹線管渠ではすべてのマンホールを開けて目視による調査が行われた。調査は翌日未明には終了し、特に重大な被害のないことが確認された。その後幹線管渠についてはマンホールよりの目視調査をもとに重点調査区間を決め、その区間について $\phi 800$ mm以上のものについては目視で、それ以下のものについてはTVカメラにより詳細な調査が実施された。TVカメラ調査は約500 m、内部よりの目視調査は数km実施されている。特に放流幹線($\phi 1800$ mm)については液状化の被害の激しかった港湾地区を通過しているため、ダイバーによって内部の調査が行われた(放流幹線は通常水位が高いため)。

2.2 函館市公共下水道

函館市は昭和49年に一部下水道の供用を開始している。現在は市街地の東部と南部を単独公共下水道で、北西部を流域関連公共下水道で整備しており、管渠の総延長は約700 kmにおよんでいる。

同市における管渠の被害は表-6.3の通りであり、またその位置は図-6.2に示した通りである。敷設替えに至るような被害を受けた管渠延長は341 mであり、全管渠延長に対する割合(以下、管渠被害率という)は0.05%である。

大きな被害は明らかに市西部の函館湾に面した地区(浅野町、港町)に集中している。これらの地区の多

くは昭和初期や中期に埋め立てられた地域であり、液状化現象に伴う噴砂が確認されている。管の被害形態は蛇行、屈折、マンホール内への管の飛び出し、マンホールと道路面との段差、管やマンホールでの漏水などである。この地区で被害にあった管渠は $\phi 200 \sim 350$ mm、塩化ビニルの面整備管であり、土被りは1.5 m程度から3.5 m程度である。このような被害が生じているものの、汚水が地上部に溢れるという状況ではなく、ポンプによる被災区間の迂回等の応急措置はとられなかった。

同市には1処理場と5つのポンプ場があるが、これらの施設の被害は報告されていない。

同市においても地震直後より下水道関係の職員等が集合し、当日の夜間に処理場や管渠の点検が行われた。特に管渠については伏越部等特殊構造物を中心として重点点検箇所があらかじめ決められており、これに従って地震直後の点検が実施された。この初期点検は約21 km実施された。その後TVカメラによる詳細な調査が約1 km実施された。

2.3 上磯町公共下水道

上磯町公共下水道は分流式の流域関連公共下水道であり、平成2年4月に一部供用を開始している。現在は市街地のうち函館市に隣接した地区と久根別川に近い地区を中心に整備が進んでおり、管渠の総延長は約25.1 kmである。

同市における管渠の被害は表-6.4の通りであり、またその位置は図-6.2に示した通りである。管渠被害率は1.9%であった。

被害は函館市で下水道管渠に被害が多かった地区に隣接した地区で生じており、同じく埋め立て地である。被害形態としては管渠の蛇行、屈折、漏水、マンホールの浮上等である。特に七重浜1丁目では内径900 mmの1号マンホールが道路面より約30 cm浮上した(写真-6.2)。この地区の下水管は $\phi 200$ mmの塩化ビニル管で土被りは2.7 m程度である。この現場付近には道路陥没、水道管の破裂、電柱の傾斜や沈下等

表-6.3 函館市の被害内容

番号	施設名	被害概要
1	人孔復旧工	汚, M=6
2	浅野町管渠	汚, $\phi 200 \sim 350$, L=197(7), M=3
3	浅野町2管渠	汚, (d)200, L=43(2), M=2
4	港町管渠	汚, $\phi 200$, L=49(2)
5	鍛冶1丁目管渠	汚, $\phi 200$, L=24
6	本通2丁目管渠	汚, $\phi 200$, L=24(1)
7	本通3丁目管渠	汚, $\phi 200$, L=4(1)

注1) 汚:汚水管

L:被害管渠延長(m)。()内は当該延長に含まれるマンホール数

M:マンホール単独で復旧されるものの数

注2) 番号は図-6.2中の番号に対応

注3) 北海道庁資料より土木研究所が作成

表-6.4 上磯町の被害内容

番号	施設名	被害概要
8	七重浜1, 2丁目管渠	汚, $\phi 200 \sim 250$, L=404.7(13)
9	七重浜1丁目管渠	汚, $\phi 200$, M=2 L=78.6(3)

注1) 汚, L, M, の意味は表-3に同じ

注2) 番号は図-6.2中の番号に対応

注3) 北海道庁資料より土木研究所が作成



写真-6.2 地震により浮上したマンホール(上磯町七重浜)

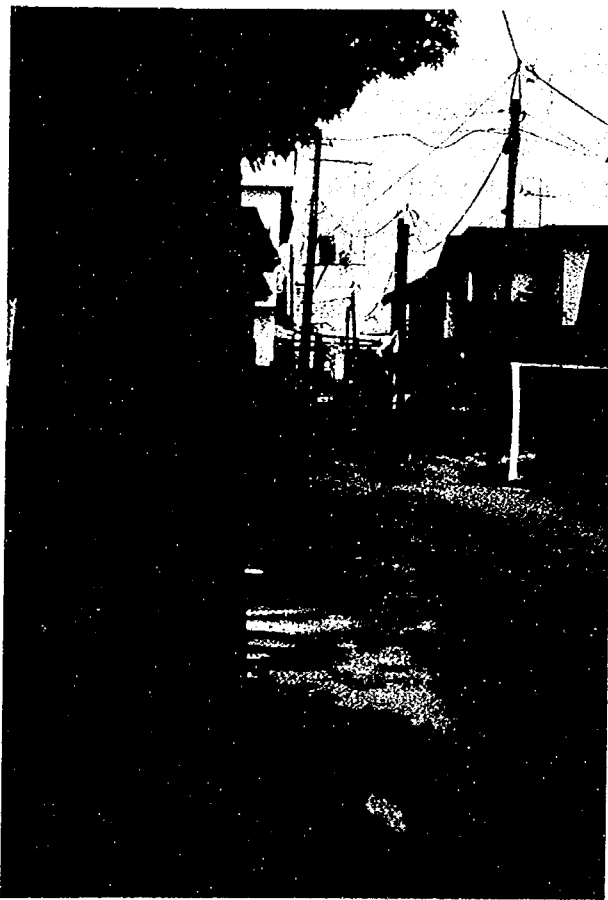


写真-6.3 地震により沈下した電柱(安全標識の位置で分かる)(上磯町七重浜:写真-6.2の現場近く)

の被害が生じており、また至るところで砂が噴出し、マンホールの浮上を含めこれらの被害は液状化により生じたものと考えられる(写真-6.3)。

マンホールが浮上した現場では管渠内に汚水の滞留が見られたが地上部に溢れるといった状況ではなかったため、マンホールの上部を切断した上でアスファルトでカバーするという応急措置がとられた。その他道路との段差が生じたマンホールについても段差解消のためのアスファルトの打設がマンホールの周囲に行われた。

2.4 大野町公共下水道

大野町公共下水道は分流式の流域関連公共下水道であり、平成2年12月に一部供用を開始している。現在は市街地のうち役場のある中心部で整備が進んでおり、管渠の総延長は約10 kmである。

同市における管渠被害は市街地と流域下水道幹線とを結ぶ大野1号幹線で生じ、延長5.4 kmの管渠区間に管本体の亀裂等が61箇所、マンホールの目地ずれや漏水等が60箇所確認された(表-6.2、図-6.2参照)。しかしながら管渠の蛇行や屈折等は生じておらず、管渠やマンホールの敷設替えは行われていない。同幹線はφ600 mmのヒューム管で土被りは2~6.5 m程度、またマンホールは多くが内径900 mmの1号マンホールである。この幹線は国道227号線の沿道に敷設されている。

同町では地震発生後幹線管渠約6 kmについて2班体制でTVカメラ調査を実施し、1週間で調査を終了している。大野1号幹線が敷設されている地区は細砂と泥炭による軟弱地盤地域である。

2.5 七飯町公共下水道

七飯町は平成元年4月に一部供用を開始している。現在は役場のある地区を分流式の流域関連公共下水道

で、観光地である大沼地区を特定環境保全公共下水道で整備を行っており、管渠の総延長は約 28 km である。

同市における管渠被害は市街地と流域下水道幹線をむすぶ函館湾 1 号幹線で生じており、管渠の目地ずれ等が 6 箇所、マンホールの目地ずれや漏水等が 5 箇所である(表-6.2, 図-6.2 参照)。なお管の蛇行や屈折等は生じていない。同幹線は ϕ 800 mm のヒューム管であり、土被りは 6~7 m 程度である。マンホールは内径 1200 mm の 2 号マンホール又は内径 1500 mm の 3 号マンホールである。マンホールの目地ずれが生じたのは 5 箇所のうち 1 箇所である。写真-6.4 はマンホールの目地ずれの様子であるが、マンホールの直壁と下部く体の間で 14 cm 程度のずれが生じている。しかしながら全体的には被害は軽微であった。市街地の面整備管には被害は報告されていない。面整備管はほとんどが円形の塩化ビニル管で ϕ 200 mm のものが多い。

同市の大沼特定環境保全公共下水道でも多数のマンホールで道路面との段差の発生が報告されているがいずれも軽微であり、災害査定申請は行われていない。また処理場での被害は報告されていない。しかしながら大沼地区では展望台の落下等下水道以外の施設は大きな被害を受けており、また小学校の校庭等に大量の噴砂が認められた。マンホールと道路面との段差も液状化が原因ではないかと疑われる。

2.6 八雲町都市下水路

八雲町では都市下水路に地震被害が生じた。同町内浦町の遊楽部都市下水路の流末部の 3 面張りのコンク

リート積みブロックが延長約 48 m にわたり内側へ傾斜し、また一部く体に亀裂を生じた(写真-6.5)。被害区間は近年新しく施工された区間であり、それより上流の、以前に施工された区間には被害は生じなかった。

同町は公共下水道は未供用であるが、平成 8 年の供用開始をめざして平成 4 年度より汚水管の敷設が始まっている。平成 5 年度は約 500 m の汚水管の敷設を行っているが、このうち約 84 m に地震被害が生じた。場所は同町東雲町であり、 ϕ 200 mm の塩化ビニル管で土被りは 1.5 m 程度である。被害形態は管渠の上下方向の蛇行及び浸入水であり、それに伴ってマンホール内に地下水の滞留が見られた。現場付近の地質は泥炭層で地下水位は GL-0.3 m 程度、N 値は 2~3 とのことであり、現場付近では噴砂は見られなかった。当該区間は当時工事中であり、埋戻しまでは完了していたが舗装復旧はなされていなかった。工事途中ということもあり、この区間については災害査定申請はなされていない。

同町では地震後全管渠を対象に TV カメラ調査を実施している。

2.7 長万部町公共下水道

長万部町公共下水道は分流式の単独公共下水道であり、平成 4 年 10 月に一部供用を開始している。現在は市街地のうち駅前や役場周辺等人口密集地を中心に整備が進んでおり、管渠の総延長は約 18.7 km である。

同町は今回の地震による被害が最も大きかったところであり、管渠被害の概要は表-6.5、またその位置は図-6.3 に示す通りである。管渠被害率は 14%、他の都

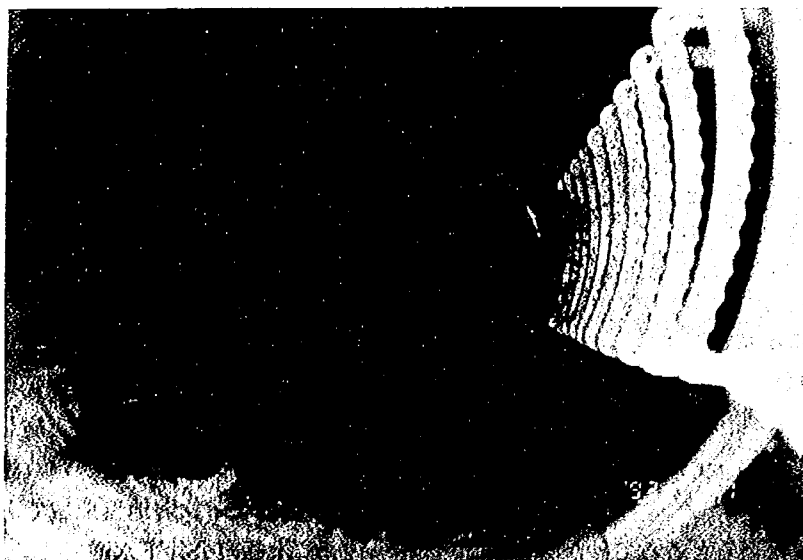


写真-6.4 地震により生じたマンホール直壁と下部く体のズレ (約 14cm) (七飯町)

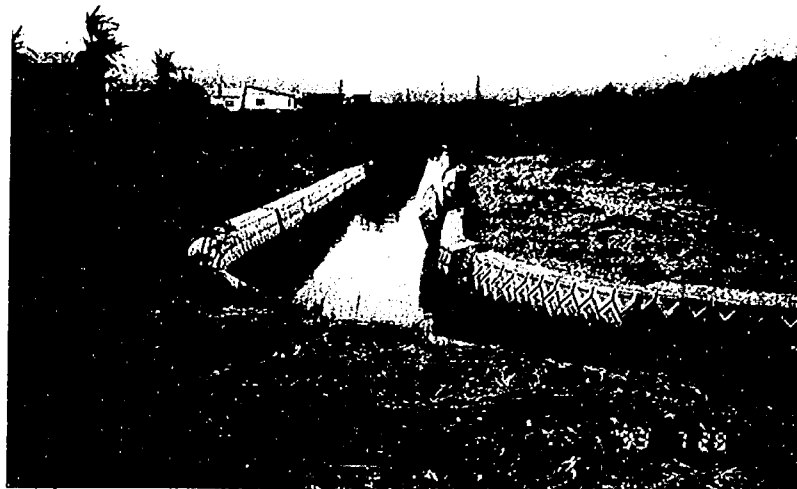


写真-6.5 被害を受けた都市下水道のコンクリート積みブロック
(八雲町)

表-6.5 長万部町の被害内容

番号	施設名	被害概要
1	本町, 大町管渠	汚, $\phi 450$, L=175(2)
2	大町管渠	汚, $\phi 200 \sim 400$, L=451(9)
3	元町, 本町管渠	汚, $\phi 200$, L=295(1)
4	元町, 陣屋町管渠	汚, $\phi 200 \sim 400$, L=131(2)
5	大町2管渠	汚, $\phi 200 \sim 450$, L=151(6)
6	大町3管渠	汚, $\phi 400$, L=71(2)
7	曙町管渠	汚, $\phi 200$, L=237(2)
8	大町4管渠	汚, $\phi 200$, L=324(3)
9	本町管渠	汚, $\phi 200 \sim 450$, L=425(7)
10	高砂町管渠	汚, $\phi 200 \sim 350$, L=209(1)
11	陣屋町管渠	汚, $\phi 200$, L=35(2)
12	曙町2管渠	汚, $\phi 400$, L=94(1)
—	本町外管渠等亀裂復旧	汚, P=15, M=16

注1) P: 管渠補修箇所数: 汚, L, Mは表-6・3に同じ

注2) 番号は図-6・3中の番号と対応。ただし管渠等亀裂復旧箇所は分散しているため図中には示しているが番号は付していない。

注3) 北海道庁資料より土木研究所が作成

市と比較して非常に高い率であった。

管渠の被害は市街地のうち国道5号線より海側の地区と市街地北西部の平地と崖の境目近辺に集中している。特に国道5号線より海側の地区についてはかつて長万部川であったり沼地であったところを埋め立てたものである。図-6.3には長万部町の資料に基づいて旧沼地の範囲や旧長万部川の河道をあわせて示したが、今回管渠に被害が生じた箇所の多くはこれらの区域と重なっている。

管渠の被害形態としては管本体の蛇行, 屈折や漏水, マンホールの浮上やマンホールと道路面の段差等である。このうち同町大町では管渠の被災にともなって道路陥没が生じ, 汚水の流下が不能となった(写真-6.6)。

また管渠がマンホール内部に大きく飛び出した。この区間については小型水中ポンプにより汚水を圧送して被害区間を迂回させていた。この区間に設置されていた下水道管は $\phi 200$ mmの塩化ビニル管で土被りは約4 m, マンホールは内径900 mmの1号マンホールであった。この他に汚水の流下阻害箇所が2箇所報告されたが, 汚水が地上部に溢れるといった状況ではなかったためポンプによる迂回は行われなかった。

同町においてはマンホールの浮上も多くみられ, これが同町における被害の特徴の1つであると言えるが, このうち多くのものは浮き上がり量が小さく, マンホールが浮上したのか, 周辺の道路面が沈下したのか判然としないものも数多くあった。浮上がり量の多いものとしては同町陣屋町で約70 cm($\phi 200$ mm塩化ビニル管, 土被り約1.5 m, マンホールは内径900 mm 1号, 写真-6.7), 大町で約60 cm($\phi 200$ mm塩化ビニル管, 土被り約1.5 m, マンホールは内径900 mm 1号, 写真-6.8)などである。ただしマンホールの浮上が生じたのは海沿いの地区のみではなく市街地の山側でも生じている(陣屋町)。

管渠被害が生じた現場近くでは特に大規模な噴砂は見られなかったが, 町内では保育園や小学校のグラウンドで大規模な噴砂が確認されている。これらの場所はいずれも海岸沿いの区域である。

同町は処理場を有するが, 地震による被害は場内の軽微な地盤沈下であり, 災害査定申請は行われていない。

同町では, 地震直後から重要と思われる地区を対象に, マンホール蓋を開けて内部を検査することにより

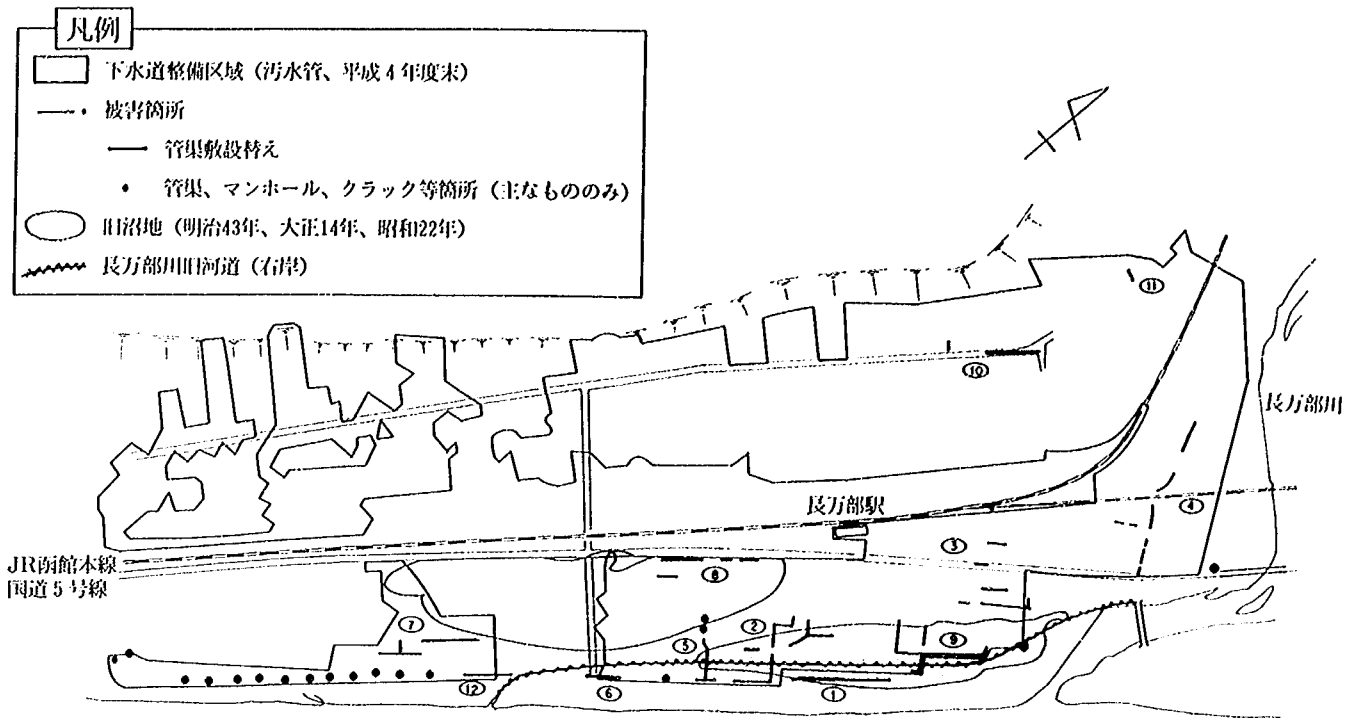


図-6.3 長万部町の管渠被害

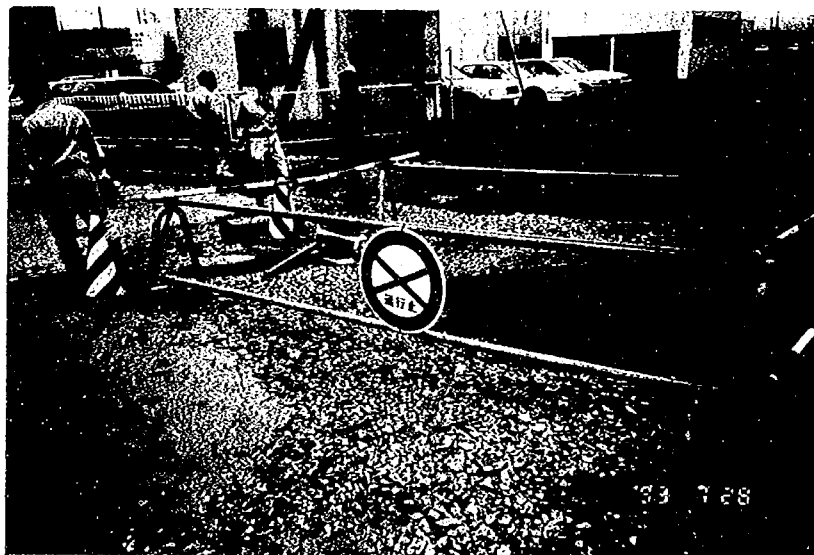


写真-6.6 小型水中ポンプによる汚水の迂回（長万部町大町）

点検をおこない、その後被害区間についてはTVカメラや目視による管内調査を実施している。TVカメラ調査は延長約4km程度、目視調査は約2km程度実施されている。

応急復旧状況としては前述のようにポンプによる迂回箇所が1箇所ある他、浮上したマンホールについては上部を切断したり周囲にアスファルトを舗設して道路との段差を解消した。

なお、長万部町における管渠被害の詳細な分析を第

6.3節に後述する。

2.8 伊達市公共下水道

伊達市における地震被害は同市有珠処理場で生じている。処理場内の敷地約300m²が10~20cm沈下したものであるが、災害査定申請は行われていない。同市の管渠施設では被害は生じていない。

2.9 登別市公共下水道

登別市公共下水道では平成5年度施工中の管渠で被害が発生した。被害箇所は管敷設、埋戻しまで完了し

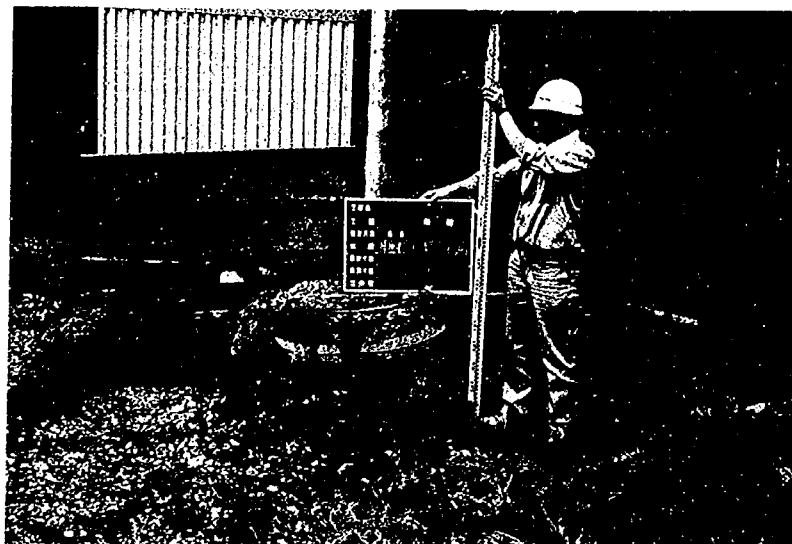


写真-6.7 浮上したマンホール (長万部町陣屋町; 長万部町提供)



写真-6.8 浮上したマンホール (長万部町大町; 長万部町提供)

たが、舗装復旧が未施工区間である延長約 86 m (ϕ 200 mm 塩化ビニル管、土被りは 1.6~1.7 m) で、施工中ということもあり、災害査定申請は行われていない。被害の形態としては管の蛇行である。付近住民の話によると、地震時に未舗装と舗装部分の境目から水が噴き上がったとのことである。

同市では地震後より 3 人 1 班の編成で計約 50 人の職員等を動員して約 1000 箇所のマンホールの点検を実施している。この作業には 2 日を要している。

3. 管渠被害の特徴

管渠被害は表-6.2 に示すようにそのほとんどを長万部町が占めており、長万部町の次に被害額が大きい

函館市、上磯町でもそれぞれ長万部町の 1/8, 1/9 程度である。そこで、ここでは長万部町の管渠被害に限って、その被害の特徴を述べる。

長万部町では、地震後、被害区間について TV カメラや目視による調査を行った。その調査表を土木研究所で集計したものを表-6.6、その位置を図-6.4 に示す。2 つのマンホール間を 1 区間とすると、全部で 68 区間の調査が行われている。表からわかるように、これらの調査項目のうち、「本管部の管渠長に平行なクラック」、「本管継手部の破損・水あか」、「取付管接合部の支管不備・鉄筋突出」の被害は報告されていない。また、「本管部の破損」は 3 区間 3 本、「本管継手部の水平方向ズレ」は 4 区間 8 箇所のみで 1% 以下であっ

表-6.6 長万部町管渠施設被害の概要

事項	ランク	A%	B%	C%	集計	ランク A	ランク B	ランク C
本管部(P) 管種 IIP, VU 管径 φ200, φ250 φ350, φ400 φ450, φ500 人孔管距離 2975.55cm 全本管数 1021	破損	0.00	0.10	0.20	0.30	原型無し	破損寸前	クラック程度
	管渠長に平行なクラック	0.00	0.00	0.00	0.00	全円周	半円周	半円周以下
	管渠長に垂直なクラック	0.98	0.39	0.69	2.06	管1本以上	管1本以内	半分以内
	浸入水	0.39	0.98	0.39	1.76	噴き出ている	流れている	にじんでいる
	モルタル付着	0.00	0.00	0.00	0.00	10cm以上	5～10cm以内	5cm未満
	たるみ	14.20	14.89	10.97	40.06	10cm以上	5～10cm以内	5cm未満
	蛇行	1.27	0.69	0.00	1.96	10cm以上	5～10cm以内	5cm未満
本管継手部(J) 全継手数 953	破損				0.00	ランクの分類はない。		
	管の鉛直方向ズレ	1.05	1.05	0.21	2.31	5cm以上	2～5cm以内	2cm未満
	管の水平方向ズレ	0.00	0.73	0.10	0.83	5cm以上	2～5cm以内	2cm未満
	水あか				0.00	ランクの分類はない。		
	浸入水	1.26	1.36	0.21	2.83	噴き出ている	流れている	にじんでいる
取付管接合部(T) 全取付管接合数 175	取付管突出	0.00	2.29	0.00	2.29	本管管径の1/2以上	本管管径の1/10以上	本管管径の1/10以下
	支管不備				0.00	ランクの分類はない。		
	鉄筋突出				0.00	ランクの分類はない。		
	浸入水	4.00	5.14	1.71	10.85	噴き出ている	流れている	にじんでいる
取付管	浸入水	0.57	5.71	2.86	9.14	噴き出ている	流れている	にじんでいる

注) A, B, C, 集計のそれぞれの列の数字は、本管部については全調査本管数、本管継手部については全調査継手数、取付管接合部と取付管については全調査取付管接合数に対する割合(%)を示す。

長万部町資料から集計

た。

表-6.6において、浸入水の発生率についてみると、本管部と本管継手部の水の浸入率はそれぞれ2% (18本)、3% (27箇所)であるのに比べて、取付管接合部では11% (19箇所)と、かなり高い。またこの破損分類によると本管部の鉛直方向の「たるみ」の発生率が40%と一番多い。

3.1 地区別の被災状況

地区別の被災状況について、整理したものが表-6.7である。ただし、この表の地区番号は図-6.4の番号を示す。ここで、第2地区は、本管部の「破損」「管渠長に垂直なクラック」「浸入水」等の被害が顕著である。これは、長万部町立病院付近の地盤の大きな変状による本管の破損と考えられる。病院周辺では周辺舗装路面の沈下、病院建物壁とアプローチ部との離れ、局所的な地盤陥没等の大きな被害がみられた。

また、図-6.4のマンホールの補修箇所は、マンホール本体のズレ及び本管の取付部での破損によって、補修を要するものを示す。全部で16箇所あり、すべて海岸及び河川沿いであることがわかる。

3.2 管種別の被災状況

管種別の被災状況を図-6.5に示す。長万部町の場合、

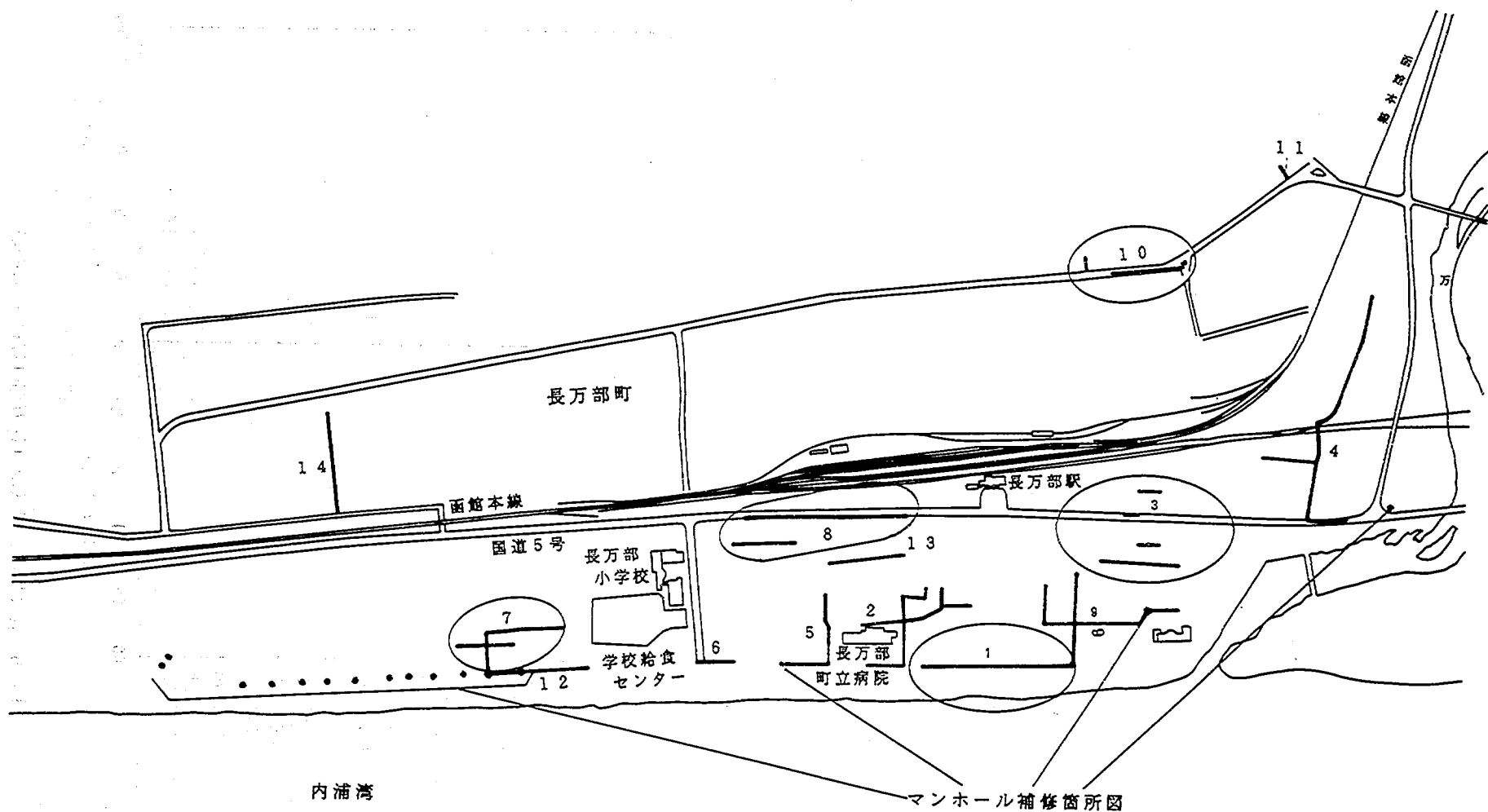
管種は塩化ビニル管とヒューム管の2種類で管径200mmは塩化ビニル管、250～600mmはヒューム管となっている。したがって、ここでは塩化ビニル管は小口径のものを、ヒューム管は大口径の管の特性をも表していることになる。

図によると、本管部の「たるみ」および「破損」は塩化ビニル管が多いが、その他の項目については、ヒューム管が多い。塩化ビニル管は変形しやすいため、地震動による地盤の変状や液状化による浮上がり及び液状化後の地盤の沈下に対して、追従しやすかったものと考えられる。逆にヒューム管よりねばりがあるため、クラック等は発生し難く、したがって管及び継手のズレやクラック、「浸入水」等の被害が少ないものといえる。

3.3 管軸方向別の被災状況

下水道本管を管軸方向別に分類して、その被災状況の特徴を整理した。管軸は大きく4種、東～西、南～北、南東～北西、南西～北東に分けたが、東～西、南～北はそれぞれ1,2区間しかないため、南東～北西、南西～北東の2種について図-6.6に示す。

この図によると、鉛直方向の変状を示す本管の「たるみ」は両方向ともほぼ等しいが、本管部、本管継手



註) 図中の番号は図-6.3の番号とも対応しているが本図では長万部町が実施した。
調査延長を示しているのに対して図-6.3は復旧延長を示しているので細部は整合しない。

図-6.4 長万部町の被害調査位置図

表-6.7 地区別の被災状況

地区番号	管渠調査延長(m)	継手数	管数	取付管接合数	本管部(P)					本管継手部(J)			取付管接合部(I)			異常箇所数
					破損	管渠長に垂直なクラック	浸入水	たるみ	蛇行	管の鉛直方向ズレ	管の水平方向ズレ	浸入水	取付管突出	浸入水	浸入水	
1	150.00	60	62	0	0 0.00	2 3.23	2 3.23	39 62.90	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	43 28.67
2	465.11	139	152	16	2 1.32	7 4.61	8 5.26	74 48.68	9 5.92	5 3.60	4 2.88	9 6.47	0 0.00	4 25.00	0 0.00	122 26.23
3	222.87	64	70	25	1 1.43	0 0.00	0 0.00	39 55.71	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	1 4.00	41 18.40
4	496.30	180	190	39	0 0.00	6 3.16	5 2.63	48 25.26	7 3.68	6 3.33	1 0.56	5 2.78	0 0.00	6 15.38	12 30.77	96 19.34
5	183.76	51	55	10	0 0.00	1 1.82	1 1.82	18 32.73	0 0.00	0 0.00	3 5.88	1 1.96	0 0.00	1 10.00	0 0.00	25 13.60
6	70.50	27	29	0	0 0.00	1 3.45	1 3.45	20 68.97	0 0.00	1 3.70	0 0.00	1 3.70	0 0.00	0 0.00	0 0.00	24 34.04
7	260.61	64	71	21	0 0.00	0 0.00	0 0.00	41 57.75	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	41 15.73
8	322.19	78	85	36	0 0.00	0 0.00	0 0.00	45 52.94	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	2 5.56	1 2.78	48 14.90
9	478.20	159	170	28	0 0.00	3 1.76	1 0.59	57 33.53	4 2.35	3 1.89	0 0.00	8 5.03	4 14.29	6 21.43	2 7.14	88 18.40
10	116.01	48	50	0	0 0.00	0 0.00	0 0.00	22 44.00	0 0.00	7 14.58	0 0.00	3 6.25	0 0.00	0 0.00	0 0.00	32 27.58
12	210.00	83	87	0	0 0.00	1 1.15	0 0.00	6 6.90	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	0 0.00	7 3.33

注) 下段の数字は、本管部については全本管数、本管継手部については全継手数、取付管接合部と取付管については全取付管接合、異常箇所については全入孔管距離に対する割合(%)を示す。

長万部町資料から集計

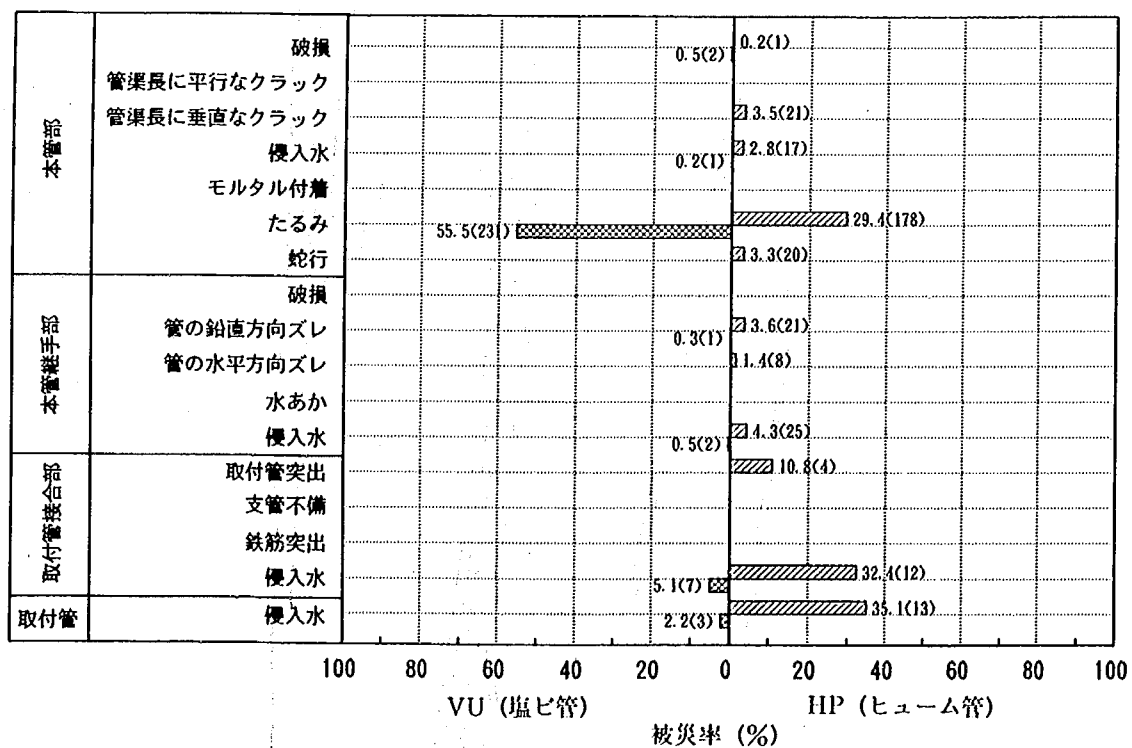


図-6.5 管種別の被災状況 (長万部町資料から作成)

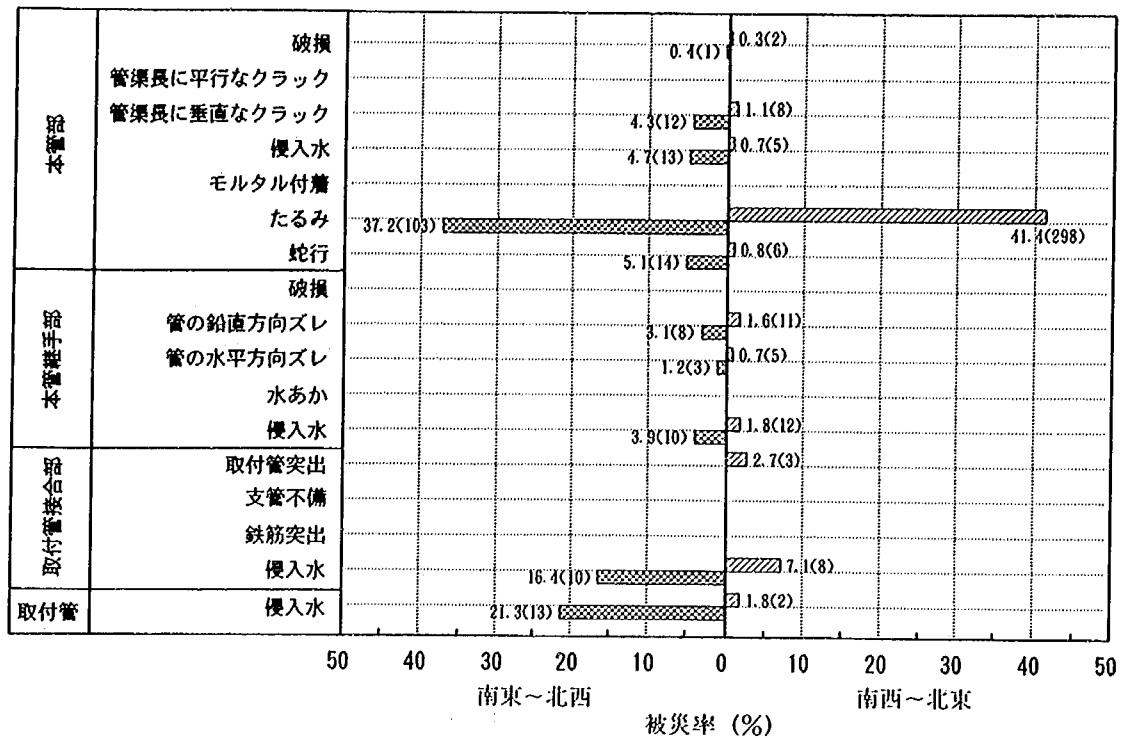


図-6.6 管軸方向の被災状況 (長万部町資料から作成)

表-6.8 マンホール浮上がり状況

地区番号	対象入孔 箇所数	平均浮上 り量(cm)	最大浮上 り量(cm)	最小浮上 り量(cm)	道路の平均 沈下量(cm)
2	13	5	43	-14	14
4	10	1	5	-1	7
8	5	13	24	-4	8
9	7	1	7	-11	10
11	2	32	53	11	8
13	4	1	4	-1	2
14	6	-1	3	-3	6

註) 地区番号は図-6.4の管渠施設箇所の番号を示す。

部とも被災箇所は南東～北西方向のものに多い。また取付管接合部や取付管の「浸入水」も南東～北西方向に多い。

3.4 マンホールの浮上がり

長万部町が調べたマンホールの浮上がり状況を表-6.8に示す。平均浮上がり量が最も大きいものは図-6.4の第11地区で、ここはアスファルト舗装がされていない住宅地にある。また、平均浮上がり量が2番目に大きい地区は第8地区で、国道5号線の歩道部になる。3番目に平均浮上がり量が大きいのは第2地区で、この地域は長万部町立病院の周辺部で、3.1に述べたように全体に地盤沈下が大きく、路面の平均沈下量

は最大となっている。

浮上がりの安全率の計算などは第5編にゆずるが、一般に浮上がり抵抗力が小さい未舗装の箇所や歩道部、簡易舗装部などで浮上がり量が多いと言えよう。

4 復旧状況

応急復旧の状況については既に第2節のそれぞれの施設で述べたとおりである。

平成5年9月下旬には災害査定が実施され、その後順次本復旧が実施されている。本復旧は構造物・被害程度に応じて北海道庁より表-6.9に示す基準が各市町村に提示され、この基準に従い工法が選択された。

地震発生後速やかに北海道庁より各市町村に対して被害状況報告書の取りまとめ要領や様式、以後の手続き関係のフロー等が示され、各市町村はこれに基づいて被害調査を行った。被害調査は概ね円滑に実施されたとのことである。

5 住民生活への障害

下水道施設の被災による住民への障害はほとんどなかった。この理由としては、

- ① 処理場や幹線管渠に重大な被害がなかったこと。
- ② その他の管渠でも被害により汚水の滞留が見られたところはあるが、まったくの流下不能となった箇所はほとんどなかった。

表-6.9 各施設の復旧方法

項 目	被災状況		復旧方法
管 き	破 損		布設替え
	漏 水		布設替え
	目地ズレ (横断方向)	管厚の1/3以上のズレ	布設替え
		管厚の1/3未満のズレ	Vカットコーキング
	蛇 行 (横断方向)		布設替え(±2cm以上)
マンホール 壁立上がり	破 損		取りこわし築造
	クラック		Vカットコーキング
マンホール 直壁・斜壁	破 損		取り替え
	漏 水		Vカットコーキング
	ズ レ	2 cm 程度以上	開削による設置直し
		2 cm 程度未満	モルタル補修
マンホール 底 版	破 損		取りこわし築造
	漏 水		インバート修正
取 付 け 管	破 損		布設替え
	突 出		布設替え

註) 北海道庁資料より引用

所はきわめて限定されていたこと。

- ③ 初期調査が迅速に実施されたこと。
 - ④ 応急復旧が速やかに実施されたこと。特に浮上したマンホール上部の切断や生じた段差解消のためのモルタル打設が速やかに実施されたこと。
- 等があげられる。

6. ま と め

冒頭でも述べたとおり、今回の地震が社会経済全般に及ぼした影響の大きさに比べ下水道施設の被害は比較的小さかった。しかしながら平成5年1月の釧路沖地震に引き続き今回の地震でもマンホールの浮上がみられ、管渠施設の液状化対策が重要な課題と認識された。これに加えて、長万部町では小規模ながら道路面との間に段差の発生したマンホールが数多くみられた。

今後は、このような段差の発生を極力少なくするような構造等の検討も必要であると思われる。

謝 辞

本報告をまとめるに当たっては北海道庁をはじめ関係各市町村の担当者の方々に多大な協力を得た。特に本文中で用いた各種データの多くはこうした人々より提供を受けたものである。ここに記して厚くお礼を申し上げる次第である。

第7編 河川施設の被害

第7編 河川施設の被害

宇 多 高 明*¹

松 尾 修*²

佐々木 克 也*³

島 津 多賀夫*⁴

服 部 敦*³

by Dr. Takaaki Uda

Osamu Matsuo

Katsuya Sasaki

Takao Shimazu

and

Atsushi Hattori

細 目 次

1. 河川施設の被害の概要	3
2. 河川施設の被害	3
2.1 河川施設の被害分布	3
2.2 各河川の被害状況	4
2.2.1 尻別川水系	4
2.2.2 後志利別川水系	16
2.3 堤防被害の特徴	21
2.3.1 被害の生じた範囲	21
2.3.2 堤防の被害と地盤の関係	23
2.4 堤防の災害復旧工法	24
3. その他の河川構造物	24
4. まとめ	24
参考文献	26

* 1 河川部河川研究室長，工博，

* 2 地震防災部動土質研究室長

* 3 河川部河川研究室研究員

* 4 地震防災部動土質研究室研究員

表-7.1 河川施設の被害総計

被害を受けた河川施設は堤防、護岸工、根固工および樋門、樋管等であり、堤防および護岸工の被災が大きな割合を占める。施設別の主な被害形態としては、堤防は天端やのり面の縦横断亀裂、はらみ出しと呼ばれるのり面の破壊、液状化による基礎地盤の破壊などである。護岸工はのり覆ブロックののり尻方向への崩壊、目地の開きや変形などであり、根固工は地震動による川心側へのすべり崩壊などである。樋門・樋管は

水系名	河川名	箇所数	延長(km)
1 級	尻別川(直轄)	11	3.185
	後志利別川(直轄)	45	10.133
	後志利別川(道管理)	70	7.875
2 級 (道管理)	大野川	8	2.1
	常磐川	2	0.2
	木古内川	4	0.191
	遊楽部川	4	2.335
	長万部川	3	0.38
	朱太川	40	4.355
	折川	2	0.7
	厚沢部川	35	6.574
	天野川	2	1.672
総計	11水系	226	39.7

なお、本表は1993年8月16日現在の資料による。

災害復旧は、応急復旧と本復旧からなる。地震の発生時期が出水期であったことから、迅速な対応が行われ、直轄河川では応急復旧が地震発生後 10 日前後で終了している。これは釧路沖地震の経験が十分に生かされたことによる。本復旧についても工法選定等において釧路沖地震の経験が生かされた。なお、被災地点の大半は応急復旧と本復旧を実施しているが、地点によってはそれぞれの復旧だけの箇所もある。

本章では、災害復旧事業により復旧された河川施設の被害箇所を対象とし、主に河川堤防の被害状況の群細について報告する。はじめに直轄河川の被害内容を、続いて道管理河川ごとの被害状況を示し、さらに今回の地震による河川堤防の被害の特徴についてこれまで得られたいくつかの知見を述べる。

2.1 河川施設の被害分布

今回の地震により被害が生じた直轄および道管理の河川数は、11水系29河川である。これらの水系と施設別の被害内容を表-7.2にまとめて示す。さらに各水系ごとの被災位置と被害内容を1級河川では直轄および指定区間ごとに、2級河川では各支庁(地方)ごとに以下の図表にとりまとめた。

1 級河川

・尻 別 川 (直轄区間) 図-7.2, 表-7.3

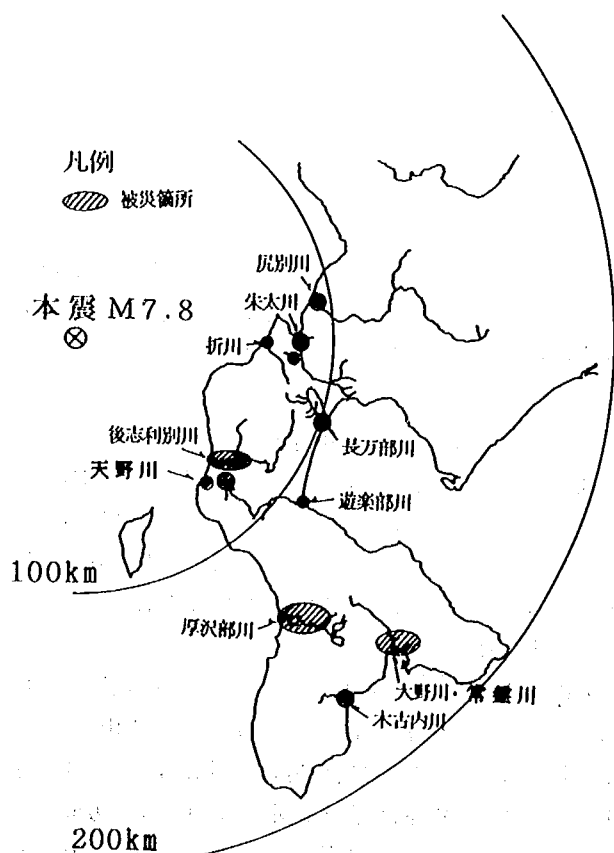


図-7.1 河川施設の被害範囲

表-7.2 河川施設別の被害状況

水 系	河 川 名	区間数 (箇所数)	復 旧 延 長		被 災 施 設 の 種 別				備 考
			緊 急	本 復 旧	堤 防	護 岸	構造物	その他	
1 級河川	尻 別 川	6 (11)	(m) 2,335	2,335(m)	6 (ヶ所)	4 (ヶ所)	樋 門	—	Aタイプ=480m Bタイプ=1,160m Eタイプ=695m
		17 (45)	6,580	6,580 10,113	17 6,580	20 3,553	樋 門	水 路	Aタイプ= 850m, Dタイプ= 250m Bタイプ=1,635m, Eタイプ=3,045m Cタイプ= 700m, Fタイプ= 100m
	後志利別川 (直轄)	44 (70)	3,869	4,849 7,875	37 3,906	33 3,906	—	—	
1 級河川 合計	2 水 系	67 (126)	12,784	13,764 21,193	60 12,884	57 8,309	樋 門	3 ヶ所	
2 級河川 (渡島地方)	大 野 川	4 (8)	270	1,830 2,100	1 270	4 1,830	樋 管	—	
	常 磐 川	1 (2)	—	160 200	1 160	1 40	—	—	
	本 古 内 川	3 (4)	—	164 191	1 50	3 141	—	—	
2 級河川 (後志地方)	遊 楽 部 川	2 (4)	960	1,135 2,335	2 1,135	1 200	—	1 ヶ所 m 1,000	
	長 万 部 川	3 (3)	350	380 380	2 350	1 30	—	—	
2 級河川 (後志地方)	朱 太 川	20 (40)	—	2,200 4,355	18 2,173	19 2,140	樋 管	1 ヶ所 m 42	
	折 川	1 (2)	—	350 700	1 350	1 350	—	—	
2 級河川 (檜山地区)	厚 沢 部 川	19 (35)	3,341	3,515 6,574	16 3,211	18 3,363	樋 管	—	
	目 名 川	1 (2)	925	925 1,672	1 925	1 747	—	—	
2 級河川 合 計	9 水 系	54 (100)	5,846	10,659 18,507	43 8,624	49 8,841	樋 管	2 ヶ所 m 1,042	
総 計	11 水 系	121 (226)	18,630	24,423 39,700	103 21,508	106 17,150	12ヶ所	5 ヶ所 m 1,042	

復旧延長の欄の上段は堤防と低・高水護岸が重複する箇所での区間延長であり、下段はそれぞれの合計延長である。
また、堤防の被災した区間において他の構造物も被災した場合、区間数は1とし箇所数は別々にカウントした。
備考欄の被災タイプは図-7.8に示されているもの。

- ・後志利別川（直轄区間）図-7.3，表-7.4
- ・後志利別川（指定区間）図-7.4，表-7.5

2 級河川

- ・渡島地方（大野川・常磐川・本古内川・遊楽部川・長万部川）図-7.5，表-7.6
- ・後志地方（朱太川・折川）図-7.6，表-7.7
- ・檜山地方（厚沢部川・天野川）図-7.7，表-7.8

2.2 各河川の被害状況

以下の各水系ごとの被害状況に示す。なお、直轄区間の堤防被害状況の分類には図-7.8に示す分類¹⁾を用いた。

2.2.1 尻別川水系

尻別川水系の被害区間を図-7.2に示す。図中には過去の地震において被害が特に多かった旧河道と氾濫平野の2つの地盤種別を併せて示す²⁾³⁾。被害のあった区

間は6区間で、被災箇所は11箇所（総延長3,185 m）のうち堤防が6箇所（総延長2,335 m）、護岸が4箇所（総延長850 m）、樋管が1箇所である。それぞれの被災区間ごとの被害内容を表-7.3にまとめて示す。なお、水系内の被災箇所は直轄区間のみであった。堤防の被災箇所は旧河道上に集中していることが図-7.2よりわかる。被害内容は、堤防天端およびのり面の縦断亀裂、高水護岸のすべり破壊が主なものである。以下では各築堤ごとに被害内容をまとめて示す。

1) 大曲築堤

大曲築堤の被害区間は、福島地先と中山地先の2区間である（図-7.2中の①、②で示す区間）。中山地先（左岸 KP. 3.4～3.64）の被害内容は、写真-7.1～7.3に示すように天端の縦断亀裂と高水護岸ののり尻方向へのすべり破壊であった。堤体の変形はわずかであり、被害タイプはAタイプが140 m、Bタイプが100 mであ

尻別川

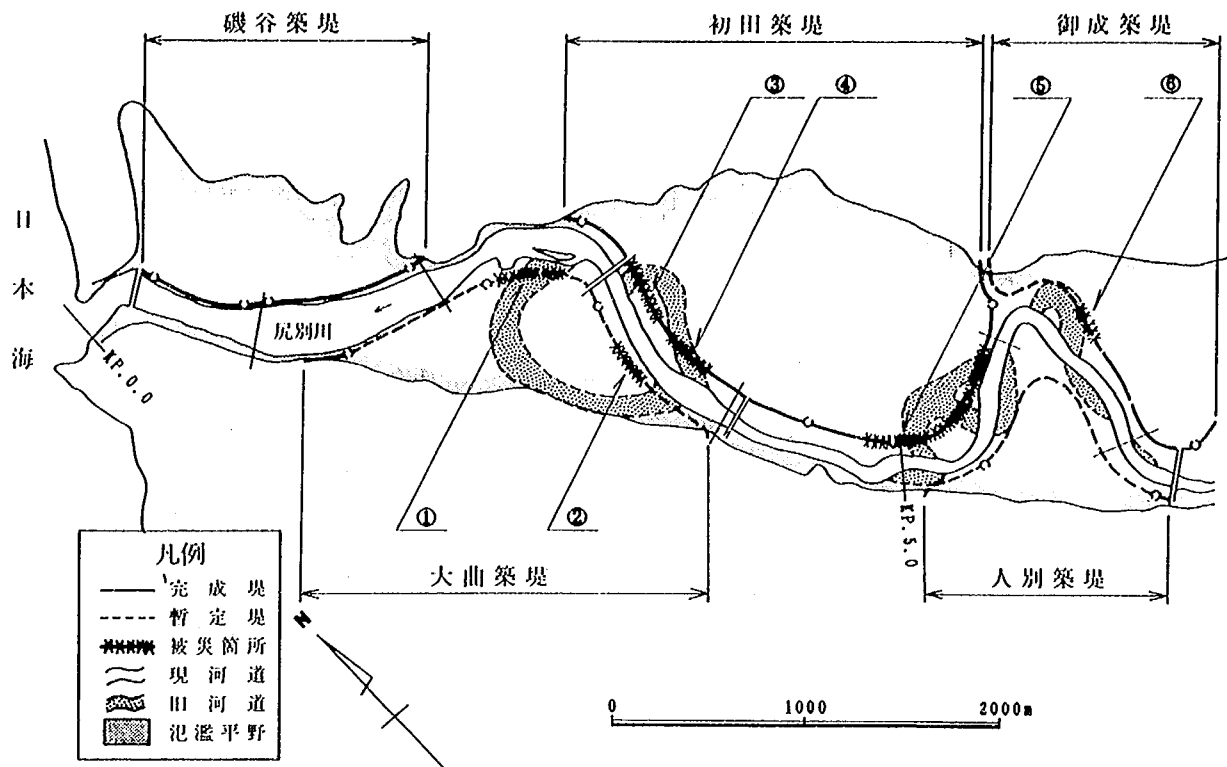


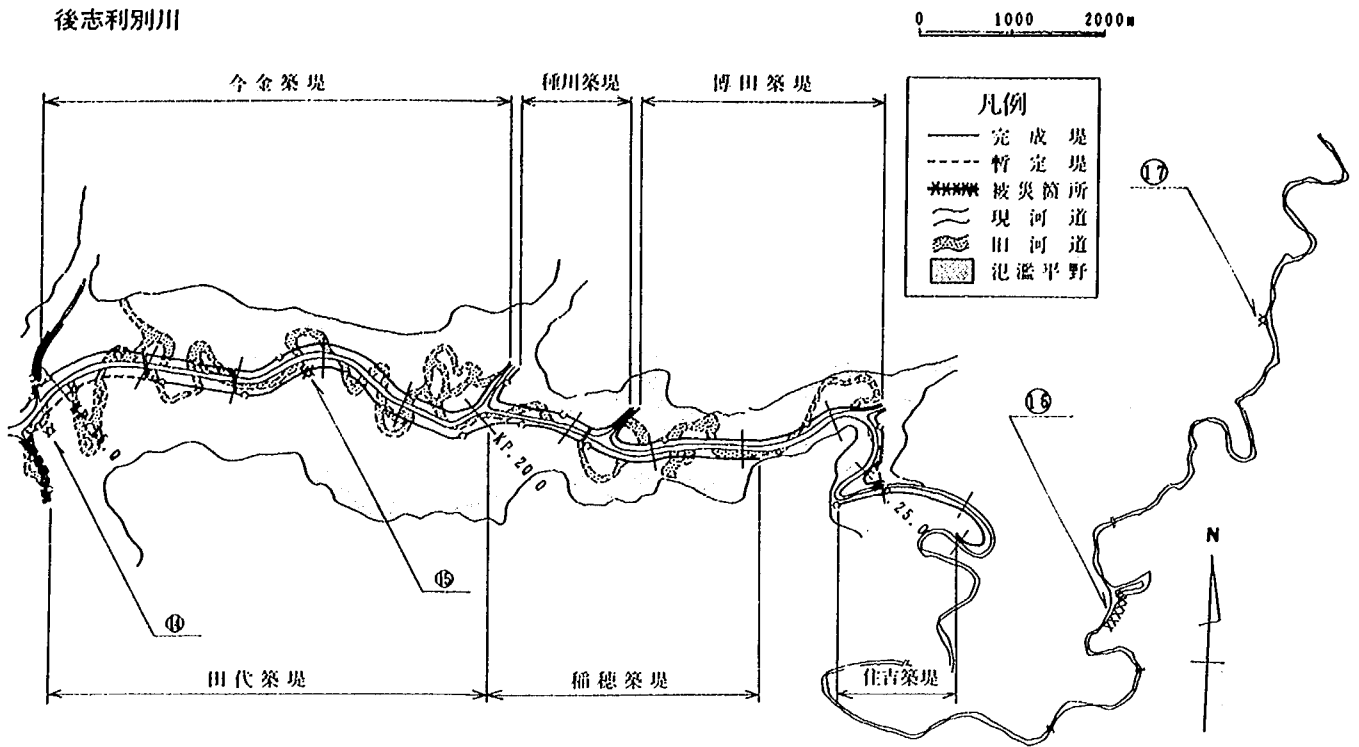
図-7.2 尻別川の被災位置

表-7.3 被災箇所ごとの被災内容(尻別川直轄区間)

箇所 番号	河川名	左右 岸 築堤名	距離標 (K.P.)	復旧延長		被災施設の種別				被災の状況・程度	微地形 分類	備考
				緊急	本復旧	堤防	護岸	構造物	その他			
1	尻別川 本川	左 大曲築堤 (初田橋下流) 福島地先	2.3 ~2.66	360	360 480	1 (m) 360	1 (m) 360			天端縦断クラック, 高水護岸 の尻方向へのすべり破壊 Bタイプ=360m	旧河道	直轄 区間
2		左 大曲築堤 (初田橋上流) 中山地先	3.4 ~3.64	240	240 440	1 240	1 200			天端に幅20cm, 深さ0.5~1.0mの 縦断クラック, 高水護岸すべり破壊 Aタイプ=140m, Bタイプ=100m	氾濫平野	
3		右 大曲築堤 (初田橋上流) 中村その1地先	3.0 ~3.35	350	350	1 350				天端に幅20cm, 深さ1.0m程度 の縦断クラック, 一部表のり面 はらみ出し Bタイプ=350m	旧河道 氾濫平野	
4		右 初田築堤 (初田1号橋下流) 中村その2地先	3.435 ~3.73	295	295	1 295				天端にクラック, 0.5m程度沈 下表, 裏のり面すべり崩壊 Aタイプ=80m Eタイプ=215m	旧河道	
5		右 初田築堤 長名地先	4.8 ~5.69	890	890 1,150	1 890	1 260			天端0.5mの沈下 表, 裏のり面すべり崩壊 Aタイプ=260m, Bタイプ=150m Eタイプ=480m	旧河道	
6		右 御成築堤 若杉地先	6.3 ~6.5	200	200 470	1 200	1 270	1箇所		樋門両渠の破壊, 周辺堤防の縦 断クラック Bタイプ=200m	旧河道	
小計	6区間 11箇所			2335	2,335 3,185	6 2335	4 850	1箇所		Aタイプ=480m Bタイプ=1,160m Eタイプ=695m		

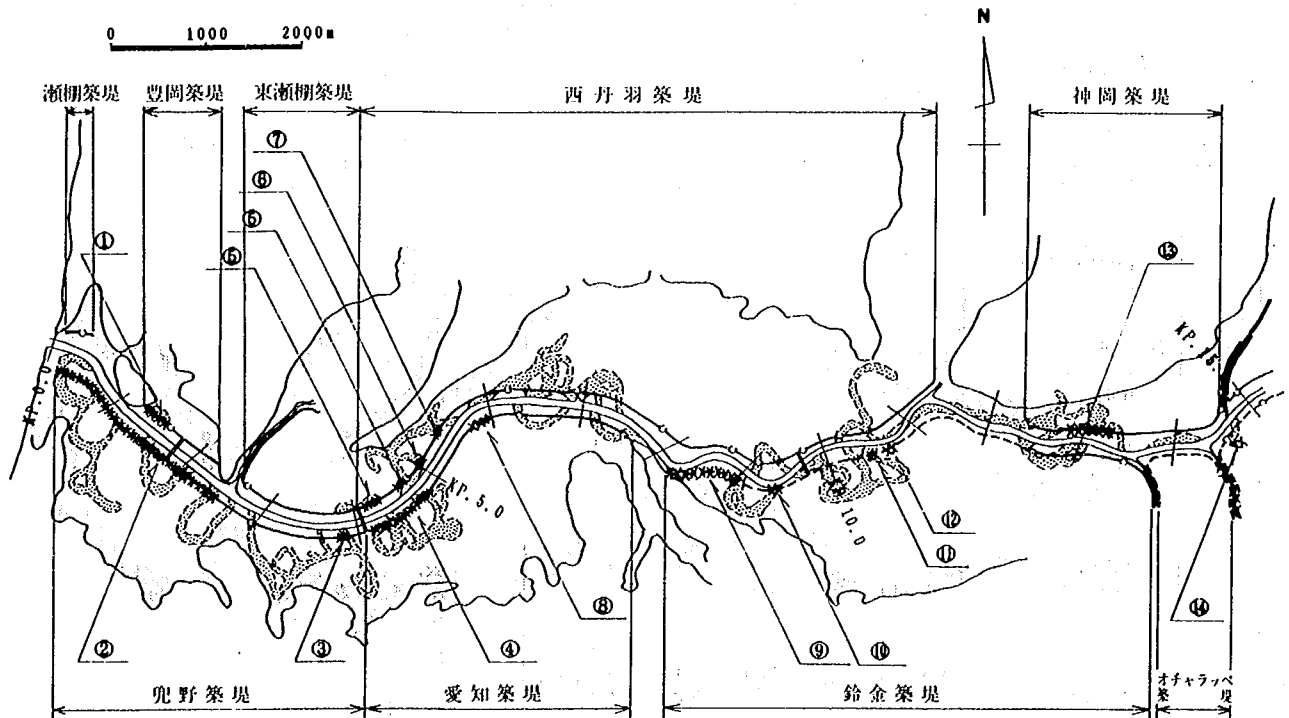
被災施設の種別の欄の上は箇所数, 下段は延長(m)である。また, 復旧延長の欄の上段は堤防と低・高水護岸が重複する箇所での区間延長であり, 下段はそれぞれの合計延長である。

後志利別川



(a) 上流部

後志利別川



(b) 下流部

図-7.3 後志利別川の被災位置

表-7.4 被災箇所ごとの被災内容(後志利別川直轄区間)

箇所 番号	河川名	左右 岸 築堤名	距離標 (K.P.)	復旧延長		被災施設の種別					被災の状況・程度	微地形 分 類	備考
				緊急	本復旧	堤防	護岸	構造物	その他				
1	後志利別川 (本川)	右 豊岡築堤 (兜野橋下流) 豊岡地先	1.28 ~1.58	(m) 300	(m) 300	(m) 1 (m) 300				水路1	天端に幅0.8m、深さ3.0mの開口 クラック表、裏のり面に多数の縦 断クラック Eタイプ=300m	田河道	直轄 区間
2		左 兜野築堤 兜野地先	0.01 ~2.33	2,230	2,230 2,800	2 2,230	(m) 2 (m) 570			水路 1	堤防全体に0.5m程度の段差を伴 う縦断クラック、天端は幅1.0m 深さ2.2mの縦断クラック、Bタ イプ=785m、Eタイプ=1,345m、 Fタイプ=100m	田河道 氾濫平野	
3		左 兜野築堤 真栄橋下流地先	3.83 ~3.98	150	150	1 150					天端0.5m程度の沈下 Bタイプ=50m、Eタイプ= 100m	田河道	
4		左 愛知築堤 真栄橋上流地先	4.09 ~4.89	800	800	1 800					最大で2.5mの堤防沈下 表、裏のり面のすべて崩壊 Bタイプ=150m、Eタイプ=650m	田河道 氾濫平野	
5		右 西丹羽築堤 真栄橋上流地先	4.09 4.44	350	350	1 350					天端の縦横クラックおよび約 1.5mの沈下 Eタイプ=350m	田河道	
6		右 西丹羽築堤 長瀬樋門地先	4.99 ~5.09	100	100	1 100					天端の縦横クラック、坂路取付 部の崩壊 Eタイプ=100m	田河道	
7		右 西丹羽築堤 長瀬樋門上流地先	5.28 ~5.38	100	100	1 100					天端に縦横断クラック Eタイプ=100m	田河道	
8		左 愛知築堤 愛知2号樋門先	5.67 ~5.92	250	250	1 250			樋門1		天端に縦断・斜めクラック Dタイプ=250m	田河道 氾濫平野	
9		左 鈴金築堤 豊田1号樋管地先	8.16 ~8.91	750	750 1,005	1 750	2 255		樋門1		天端中央部に幅10cm程度の縦 断クラック Aタイプ=750m	田河道	
10		左 鈴金築堤 豊田橋下流地先	9.26 ~9.36	100	100 279	1 100	1 179				堤内側のり肩に幅40cm程度の縦横 断クラックと裏のり面のすべり崩壊 Eタイプ=100m	田河道	
11		左 鈴金築堤 鈴金その1地先	10.51 ~10.61	100	100	1 100					天端および堤内のり尻部に縦 断クラック Aタイプ=100m	田河道	
12		左 鈴金築堤 鈴金その2地先	10.61 ~10.71	100	100 1,019	1 100	4 919				天端に幅10cm程度の横断ク ラック Cタイプ=100m	氾濫平野	
13		右 神丘築堤 神丘地先	12.83 ~12.33	500	500 619	1 500	1 119			水路1	天端に縦断クラック Bタイプ=500m	田河道	
14		左 田代築堤 オチャラッペ 川合流地先	14.51 ~14.61	100	100 460	1 100	2 360		樋門2		天端に縦断クラック Cタイプ=100m	田河道	
15		左 田代築堤 田代地先	17.67 ~17.77	100	100 1,009	1 100	7 909		樋門1		表のり肩付近に縦断クラック Bタイプ=100m	氾濫平野	
16		左 中里左岸築堤 中里4号樋門地先	36.1 ~36.6	500	500 742	1 500	1 242				天端に縦断クラック Cタイプ=500m	田河道	
17		右 花石右岸築堤 花石橋下流地先	41.51 ~41.56	50	50	1 50					天端に縦断クラック Bタイプ=50m	氾濫平野	
小計	17区間 45箇所			6,580	6,580 10,133	17 6,580	20 3,553		樋門5	水路3	Aタイプ= 850m、Dタイプ= 250m Bタイプ=1,635m、Eタイプ=3,045 Cタイプ= 700m、Fタイプ= 100m		
直轄 合計	23区間 56箇所			8,915	8,915 13,318	23 8,915	24 4,403		樋門6	水路3	Aタイプ=1,330m、Dタイプ= 250m Bタイプ=2,795m、Eタイプ=3,740m Cタイプ= 700m、Fタイプ= 100m		

被災施設の種別の欄の上段は箇所数、下段は延長(m)である。また、本復旧延長の計の上段は堤防と低水護岸が重複する箇所での実延長であり、下段はそれぞれの合計延長である。

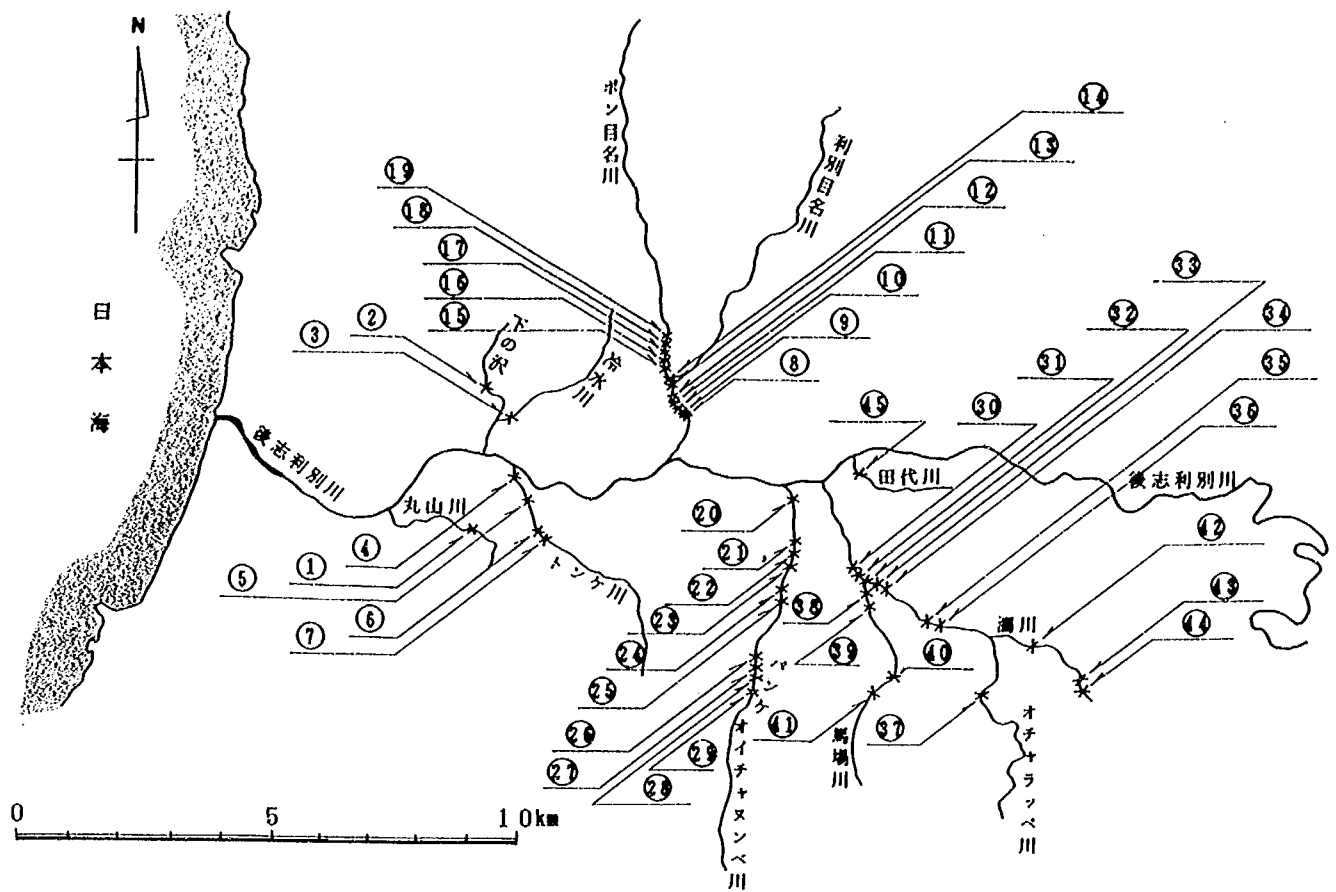


図-7.4 後志利別川水系指定区間の被災位置

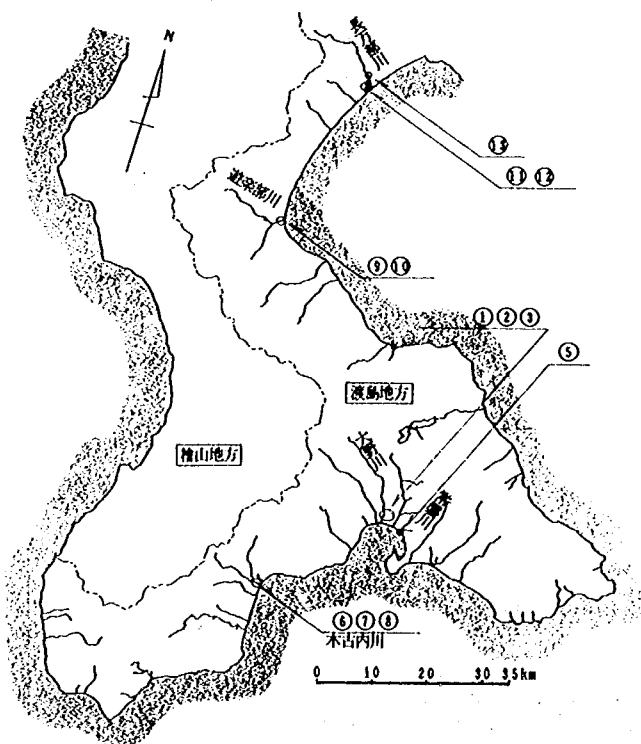


図-7.5 2級河川渡島地方(大野川・常磐川・木古内川・遊楽部川・長万部川)被災位置図

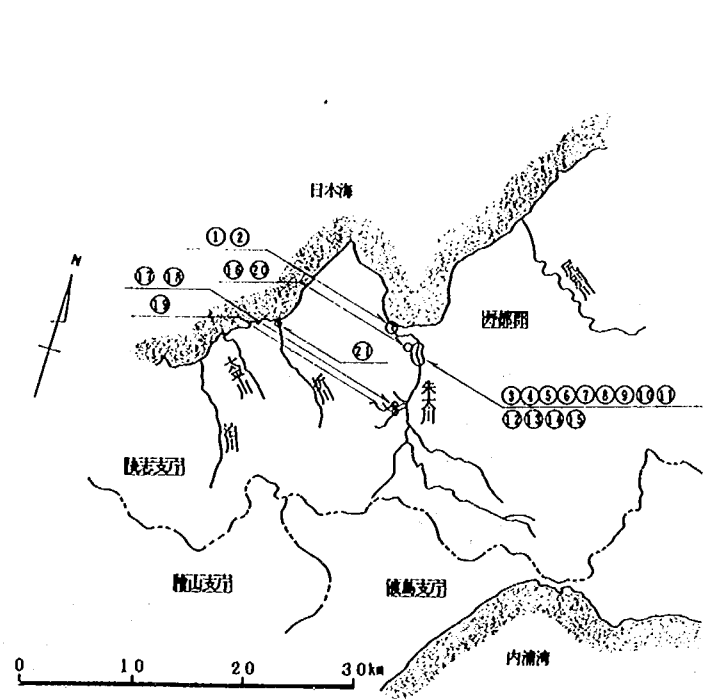


図-7.6 2級河川後志地方(朱太川・折川)被災位置

表-7.5

箇所 番号	河川名	地 先 名	距離標	復旧延長		被災施設の種類別				被災の状況・程度	備 考
				緊急	本復旧	堤防	護岸	構造物	その他		
1	丸山川 (本川左支川)	北松山町愛知地先	—	—	40	—	1(ヶ所) 40(m)	—	—	積ブロック工L=40mA=120m ²	1級河川 指定区間
2	下の沢 (本川右支川)	北松山町木村地先	—	—	200	—	200	—	—	積ブロック工L=200mA=600m ²	
3	冷水川 (Fの沢左支川)	北松山町丹羽地先	—	85	85	1(ヶ所) 85(m)	—	—	—	築堤工L=85m	
4	トンケ川 (本川左支川)	北松山町愛知地先	—	—	50	—	50	—	—	積ブロック工L=50m	
5		同 上	—	—	220	—	220	—	—	積ブロック工L=220mA=1,400m ²	
6		同 上	—	—	100	100	—	—	—	築堤工L=100m	
7		同 上	—	—	120	—	120	—	—	積ブロック工L=120m	
8	利別川 (本川右支川)	今金町神丘地先	—	70	70	70	—	—	—	築堤工L=70m	
9		同 上	—	50	50	50	—	—	—	築堤工L=50m	
10		北松山町東丹羽地先	—	200	200 400	200	200	—	—	築堤工L=200m 連節ブロック工L=200mA=1,000m ²	
11		今金町神丘地先	—	20	20 40	20	20	—	—	築堤工L=20m 護岸工L=20mA=100m ²	
12		同 上	—	25	25 50	25	25	—	—	築堤工L=25m 護岸工L=25mA=130m ²	
13		同 上	—	213	213 426	213	213	—	—	築堤工L=213m 連節ブロック工L213m	
14		北松山町東丹羽地先	—	233	233 466	233	233	—	—	築堤工L=233m 連節ブロック工L=233mA=1,170m ²	
15	ボン川 (本川右支川)	北松山町東丹羽地先	—	239	239 478	239	239	—	—	築堤工L=239m 護岸工L=239mA=1,200m ²	
16		同 上	—	60	60 120	60	60	—	—	築堤工L=60m 護岸工L=60mA=300m ²	
17		同 上	—	297	297 594	297	297	—	—	築堤工L=297m 護岸工L=297mA=1,500m ²	
18		同 上	—	178	178 356	178	178	—	—	築堤工L=178m 護岸工L=178mA=800m ²	
19		同 上	—	45	45 90	45	45	—	—	築堤工L=45m 護岸工L=45mA=230m ²	
20	パンケオイ チャヌンベ川 (本川左支川)	今金町鈴金地先	—	218	218 436	218	218	—	—	築堤工L=218m 連節ブロック工L=218mA=1,090m ²	
21		今金町金原地先	—	70	70 140	70	70	—	—	築堤工L=70m 護岸工L=70m A=350m ²	
22		同 上	—	55	55	55	—	—	—	築堤工L=55m	
23		同 上	—	55	55	55	—	—	—	築堤工L=123m 護岸工L=123mA=620m ²	
24		同 上	—	54	54	54	—	—	—	築堤工L=54m	
25		同 上	—	81	81	81	—	—	—	築堤工L=81m	
26		同 上	—	85	85	85	—	—	—	築堤工L=85m	
27		同 上	—	80	80	80	—	—	—	築堤工L=80m	
28		同 上	—	30	30	30	—	—	—	築堤工L=30m	
29		同 上	—	40	40	40	—	—	—	築堤工L=40m	
30	オチャラッベ川 (本川左支川)	今金町白石地先	—	35	35 70	35	35	—	—	築堤工L=35m 護岸工L=35mA=200m ²	
31		今金町鈴金地先	—	20	20 40	20	20	—	—	築堤工L=20m 護岸工L=20mA=100m ²	
32		同 上	—	25	25 50	25	25	—	—	築堤工L=25m 護岸工L=25mA=130m ²	
33		同 上	—	415	415 830	415	415	—	—	築堤工L=415m 連節ブロック工L=415mA=3,300m ²	
34		同 上	—	160	160 320	160	160	—	—	築堤工L=160m 護岸工L=160mA=800m ²	
35		今金町八東地先	—	40	40 80	40	40	—	—	築堤工L=40m 護岸工L=40mA=200m ²	
36		同 上	—	30	30 60	30	30	—	—	築堤工L=30m 護岸工L=30mA=15m ²	
37		今金町鈴金地先	—	35	35 70	35	35	—	—	築堤工L=35m 護岸工L=35mA=180m ²	
38	馬場川 (オチャラッベ川 左支川)	今金町八東地先	—	148	148 296	148	148	—	—	築堤工L=140m 連節ブロック工L=415mA=3300m ²	
39		同 上	—	65	65 130	65	65	—	—	築堤工L=65m 護岸工L=65mA=330m ²	
40		同 上	—	170	170	170	—	—	—	築堤工L=170m	
41		今金町神丘地先	—	45	45 90	45	45	—	—	築堤工L=45m 連節ブロック工L=45mA=230m ²	
42	濁 川 (オチャラッベ川 右支川)	今金町白石地先	—	—	100	—	100	—	—	連節ブロック工L=100mA=800m ²	
43		同 上	—	—	50	—	50	—	—	連節ブロック工L=50mA=400m ²	
44		同 上	—	—	100	—	100	—	—	L=100m 連節ブロック工A=800m ²	
45	田代川(オチャ ラッベ川左支川)	今金町八東地先	—	130	130 217	130	87	—	—	築堤工L=130m 連節ブロック工L=87mA=700m ²	
合計	44区間 70箇所			3,869	4,849 7,875	37 3,969	33 3,906				

被災施設の種別欄の上段は箇所数、下段は延長(m)である。また、本復旧延長の計の上段は堤防と低・高水護岸が重複する箇所での区間延長であり、下段はそれぞれの合計である。

表-7.6 被災箇所ごとの被災内容（2級河川渡島地方）

箇所 番号	河川名	地 先 名	距離標	復旧延長		被災施設の種別				被災の状況・程度	備 考
				緊急	本復旧	堤防	護岸	構造物	その他		
1	大 野 川 (本川)	上磯町中野通	—	—	160		1 160	樋管 2ヶ所		法枠ブロック工L=160m A=2,100m ² 排水樋管工2箇所	2級 河川
2		上磯町一本木地先	—	—	1,100		1 1,100			法枠護岸工L=1,100m A=5,500m ²	
3	田久根別川 (左支川)	上磯町久根別地先	—	—	300		1 300	樋管 1ヶ所		連節ブロック工L=300m A=3,000m ²	
4		同 上	—	270	270 540	1 270	1 270			築堤工L=270m 連節ブロック工L=270m A=2,700m ²	
小計	4区間 8箇所	(大野川)	—	270	1,830 2,100	1 270	4 1,830	3			
5	常 盤 川 (本川)	函館市港町	—	—	160 200	1 160	1 40			コンクリート擁壁工L=160m 積ブロック工L=40m	
小計	1区間 2箇所	(常盤川)	—	—	160 211	1 160	1 40				
6	本 古 内 川 (本川)	本古内町古堀地先	—	—	100		1 100			法枠ブロック工L=100m A=564m ²	
7		本古内町本町地先	—	—	50 77	1 50	1 27			築堤工L=27m のり枠ブロック工L=27m A=122m ²	
8		同 上	—	—	14		1 14			法枠ブロック工L=14m A=75m ²	
小計	3区間 4箇所	(本古内川)	—	—	164 191	1 50	3 141				
9	遊 楽 部 川 (本川)	八雲町立岩地先	—	900	900 2,100	1 900	1 200		1 1,000	築堤工L=900m 護岸工L=200m 根固工L=1,000m	
10		八雲町内浦地先	—	60	235	1 235				築堤工L=60m 特殊堤工L=175m	
小計	2区間 4箇所	(遊楽部川)	—	960	1,135 2,335	2 1,135	1 200		1 1,000		
11	南部陣屋川 (長万部川 右支川)	長万部町長万部地先	—	150	150	1 150				築堤工L=150m	
12		長万部町栄原地先	—	200	200	1 200				築堤工L=200m	
13	長 万 部 川 (本川)	長万部町長万部地先	—	—	30		1 30			法枠ブロック工L=30m	
小計	3区間 3箇所	(長万部川)	—	350	380	2 350	1 30				
地方 合計	13区間 21箇所		—	1,580	3,669 5,206	7 1,965	10 2,241	8	1箇所 1,000m		

被災施設の欄の上段は箇所数、下段は延長(m)である。また、復旧延長の欄の上段は堤防と低・高水護岸が重複する箇所での区間延長であり、下段はそれぞれの合計である。

表-7.7 被災箇所ごとの被災内容(2級河川後志地方)

箇所 番号	河川名	地 先 名	距離標	復旧延長		被災施設の種別				被災の状況・程度	備 考
				緊急	本復旧 (m)	堤防	護岸	構築物	その他		
1	朱太川 (本川)	寿都町樽岸地先	—		12		1(74) 12(m)			築堤保護岸L=12m A=140m ²	2級 河川
2		同 上	—		15		1 15			法枠工L=15m A=50m ²	
3		(右岸) 寿都町湯別地先	—		90 180	1(74) 90(m)	1 90			築堤工L=90m V=2,700m ³ 護岸工A=945m ²	
4		(右岸) 同 上	—		50 100	1 50	1 50			築堤工L=50m V=1,500m ³ 護岸工A=525m ²	
5		(右岸) 同 上	—		160 320	1 160	1 160			築堤工L=160m L=4,800m ³	
6		(右岸) 同 上	—		35 70	1 35	1 35			築堤工L=35m V=1,050m ³ 護岸工A=368m ²	
7		(右岸) 同 上	—		60 120	1 60	1 60			築堤工L=60m V=1,800m ³ 護岸工A=630m ²	
8		(右岸) 同 上	—		45 90	1 45	1 45			築堤工L=45m V=1,350m ³ 護岸工A=473m ²	
9		(左岸) 同 上	—		70 140	1 70	1 70			築堤工70m V=1,600m ³ 護岸工A=735m ²	
10		(左岸) 同 上	—		220 440	1 220	1 220			築堤工L=220m V=9,920m ³ 護岸工A=2,310m ²	
11		(左岸) 同 上	—		220 440	1 220	1 220			築堤工L=220m V=9,920m ³ 護岸工A=2,310m ²	
12		(左岸) 同 上	—		50	1 50				築堤工L=50m V=300m ³	
13		(左岸) 同 上	—		140 280	1 140	1 140	樋管 1ヶ所		築堤工L=140m V=6,300m ³ 護岸工A=1,470m ²	
14		(左岸) 同 上	—		150 300	1 150	1 150			築堤工L=150m V=6,800m ³ 護岸工A=1,580m ²	
15		(左岸) 同 上	—		50 100	1 50	1 50			築堤工L=50m V=2,300m ³ 護岸工A=315m ²	
16	湯の沢川 (左支川)	(左岸) 寿都町湯別地先	—		103 248	1 103	1 103		1 42	築堤工L=10m V=4,260m ³ 護岸工A=704m ² U型トラフL=42m	
17	中 の 川 (左支川)	(左岸) 黒松内町中の川地先	—		70 140	1 70	1 70			築堤工L=70m V=3,150m ³ 護岸工A=560m ²	
18		(左岸) 同 上	—		340 680	1 340	1 340			築堤工L=340m V=10,200m ³ 護岸工A=2,720m ²	
19	添 別 川 (左支川)	(左岸) 同 上	—		270 540	1 270	1 270			築堤工L=270m V=4,050m ³ 護岸工A=1,350m ²	
20	湯の沢川 (左支川)	(左岸) 寿都町湯別地先	—		50 90	1 50	1 40	樋管 1ヶ所		築堤工L=50m 護岸工L=40m A=80m ²	
小計	20区間 40箇所	(朱太川)			2,200 4,355	18 2,173	19 2,140	2	1 42		
21	打 川 (本川)	島牧村本目地先	—		350 700	1 350	1 350			築堤工L=350m V=4,900m ³ 護岸工A=2,450m ²	
小計	1区間 2箇所	(折川)			350 700	1 350	1 350				
地方 合計	21区間 42箇所				2,550 5,055	19 2,523	20 2,490	2	1 42		

被災施設の欄の上段は箇所数、下段は延長(m)である。また、復旧延長の欄の上段は堤防と低・高水護岸が重複する箇所での区間延長であり、下段はそれぞれの合計である。

表-7.8 被災箇所ごとの被災内容(2級河川檜山地方)

箇所 番号	河川名	地 先 名	距離標	復旧延長		被災施設の種別				被災の状況・程度	備 考
				緊急	本復旧	堤防	護岸	構造物	その他		
1	厚沢部川 (本川)	江差町柳崎地先	—	74	74 148	1(74m)	1(74m)			築堤工 L=74mV=360m³ 連節ブロック L=74mA=500m³	2級 河川
2		同 上	—	87	87 174	1 87	1 87			築堤工 L=87mV=400m³ 連節ブロック L=87mA=630m³	
3		同 上	—	565	565 1,075	1 565	1 510			築堤工 L=565mV=18,200m³ 連節ブロック L=510mA=3,200m³	
4		厚沢部町美和地先	—	150	150 300	1 150	1 150			築堤工 L=150mV=700m³ 連節ブロック L=150mA=750m³	
5		同 上	—	361	361 722	1 361	1 361			築堤工 L=361mV=1,500m³ 連節ブロック L=361mA=3,500m³	
6		同 上	—	340	340 605	1 340	1 265			築堤工 L=340mV=13,500m³ 連節ブロック L=265mA=1,720m³	
7		江差町越前地先	—	435	435 720	1 285	1 435			築堤工 L=285mV=13,354m³ 連節ブロック L=435mA=3,060m³	
8		厚沢部町美和地先	—	110	110 220	1 110	1 110			築堤工 L=110mV=1,500m³ 連節ブロック L=110mA=550m³	
9		江差町越前地先	—	405	405 793	1 405	1 388			築堤工 L=405mV=19,900m³ 連節ブロック L=388mA=2,330m³	
10		同 上	—	100	100 200	1 100	1 100			築堤工 L=100mV=4,900m³ 連節ブロック L=100mA=800m³	
11		江差町中網地先	—	200	200 400	1 200	1 200			築堤工 L=200mV=2,400m³ 連節ブロック L=200mA=1,000m³	
12		厚沢部町南縮地先	—	150	150 300	1 150	1 150			築堤工 L=150mV=900m³ 連節ブロック L=150mA=900m³	
13	鯉 川 (右支川)	江差町柳崎地先	—	64	64 128	1 64	1 64			築堤工 L=64mV=300m³ 連節ブロック L=64mA=400m³	
14		江差町中崎地先	—	150	150 300	1 150	1 150			築堤工 L=150mV=3,200m³ 連節ブロック L=150mA=750m³	
15		江差町鯉川地先	—		136		1 136			積ブロック工 L=136mA=553m³	
16		同 上	—		13		1 13			積ブロック工 L=13mA=38m³	
17	目 名 川 (左支川)	厚沢部町美和地先	—		5			樋管 1ヶ所		排水樋管1基 L=5m	
18		同 上	—		20 40	1 20	2 20			築堤工 L=20m 積ブロック工 L=20mA=150m³	
19		同 上	—	150	150 300	1 150	1 150			築堤工 L=150mV=900m³ 積ブロック工 L=150mA=900m³	
小計	19区間 35箇所	(厚沢部川)		3,341	3,515 6,574	16 3,211	18 3,363	1			
20	天 野 川 (目名川)	(右支川) 上ノ国町向浜地先	—	925	925 1,672	1 925	1 747			築堤工 L=925mV=11,900m³ 連節ブロック L=747mA=3,400m³	
小計	1区間 2箇所	(天野川)		925	925 1,672	1 925	1 747				
地方 合計	20区間 37箇所			4,266	4,440 8,246	17 4,136	19 4,110	1			

被災施設の欄の上段は箇所数、下段は延長(m)である。また、復旧延長の欄の上段は堤防と低・高水護岸が重複する箇所での区間延長であり、下段はそれぞれの合計である。



写真-7.1 尻別川左岸大曲築堤の天端の
縦断亀裂状況



写真-7.2 尻別川左岸大曲築堤の堤外のり尻に
発生した噴砂跡



写真-7.3 尻別川左岸大曲築堤の高水護岸すべり破壊状況

る。縦断亀裂が生じている区間の高水敷と堤内地には、のり尻付近に噴砂跡が点在し(写真-7.2 参照)、噴砂跡とのり面の亀裂、そして天端の亀裂がつながっている箇所が見られた。これらから、中山地先の堤防被災の原因は、旧河道である堤防周辺地盤の液状化と考えられる。また、写真-7.3に高水護岸のすべり破壊の状況を示す。高水護岸のすべり破壊もりのり周辺地盤の液状化に起因すると考えられる。福島地先(左岸 KP. 2.3~2.66, 被害タイプ B=360 m)での被災の要因は、中山地先と同様に噴砂跡が見られることから周辺地盤の液状化であると考えられる。

2) 初田築堤

初田築堤の被害区間は、中村その1地先(右岸 KP.

3.0~3.35, 被害タイプ B=350 m), 中村その2地先(右岸 KP. 3.435~3.73, 被害タイプ A=80 m, E=215 m)そして長名地先(右岸 KP.4.8~5.69, 被害タイプ A=260 m, B=150 m, E=480 m)の3区間である。(図-7.2 中の③, ④, ⑤で示す区間)。これらの被害区間は、いずれも旧河道上を中心に分布している。中村その1地先の被害状況は、写真-7.4に示す程度为天端の縦断亀裂であった。しかし、中村その2地先では写真-7.5に示すように縦断亀裂の幅が広く、堤防のり面のはらみ出しが生じた。このため、堤体は天端から大きく2つに崩壊した。この地点の地質断面図を図-7.9に示す。この図から N 値が10以下の砂質土から構成される河成堆積層が地震動により液状化したと



写真-7.4 尻別川右岸初田築堤(中村その1地先)の天端の縦断亀裂状況



写真-7.5 尻別川右岸初田築堤(中村その2地先)ののり面崩壊状況

推定される。写真-7.6に示すように、長名地先では堤外地側の小段のり尻部が崩壊し、はらみ出しが生じている。このため天端に大きな亀裂が入っており、天端が0.5 m程度沈下した。また、堤外地に噴砂跡があったことから、この区間も液状化が堤防被害の原因であると考えられる。この区間の地質断面図を図-7.10に示す。この区域においても堤体の基盤地盤はN値が10以下である砂質土が主体の河成堆積層から構成されている。この緩い砂質土が地震動により液状化したと考えられる。

3) 御成築堤

御成築堤の被害区間は、若杉地先(右岸 KP. 6.3~6.5, 被害タイプ B=200 m)の1区間である。(図-7.2中の⑥で示す区間)。この区間では、堤外地側のり

尻部に縦断亀裂が発生しており、その亀裂からの噴砂跡が見られた。この区間も旧河道上に位置する。

2.2.2 後志利別川水系

後志利別川水系の被害区間は直轄区間が17区間、道管理の指定区間が44区間の合計61区間である。被災箇所は115箇所(総延長18,008 m)のうち堤防が54箇所(総延長10,549 m)、護岸が53箇所(総延長7,459 m)、樋門が5箇所、水路が3箇所である。最初に直轄区間の各築堤ごとに被害内容をまとめて示す。次に、指定区間である道管理河川の被害内容をまとめて示す。

(1) 直轄区間の被害内容

後志利別川直轄区間の被害区間は17区間である。被害箇所は45箇所(総延長10,133 m)のうち堤防が17

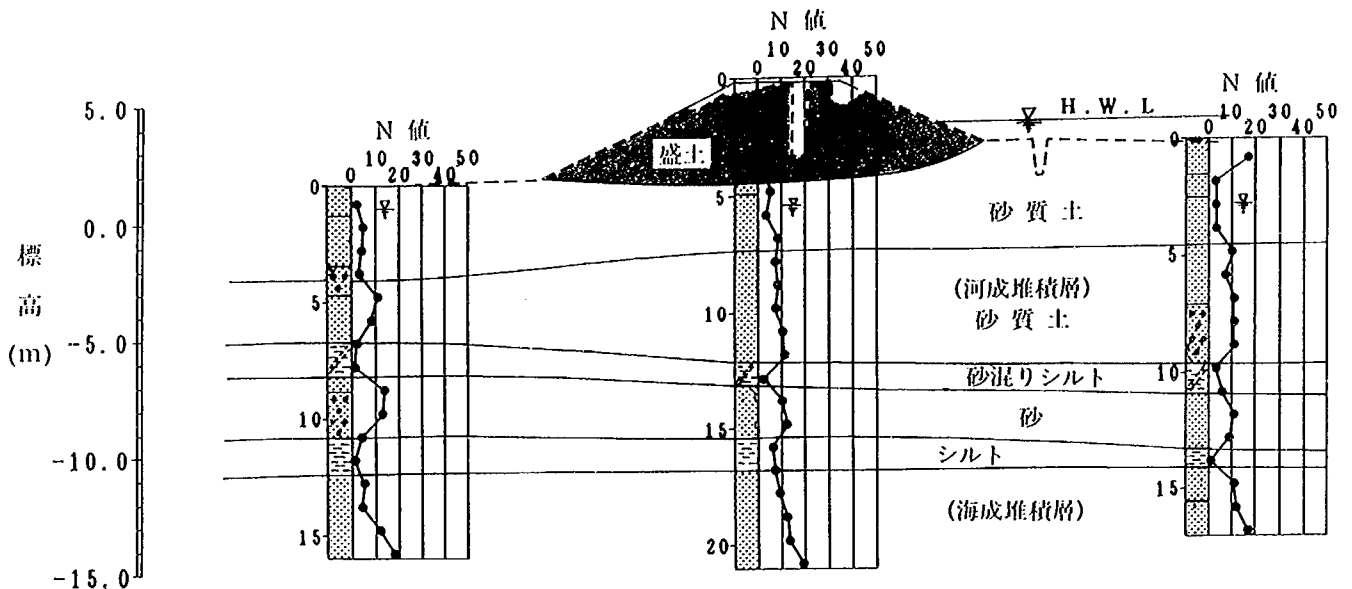


図-7.9 尻別川右岸初田築堤(中村その2地先 KP. 3.6)の地質断面図



写真-7.6 尻別川右岸初田築堤(長名地先)の被害状況

箇所(総延長 3,553 m), 樋門が5箇所, 水路が3箇所である。被災箇所を図-7.3に示す。図中には図-7.2と同様に旧河道と氾濫平野の範囲を示した。また, この区間の被害内容を表-7.4にまとめて示す。以下では, 各築堤ごとに被害内容を示す。

1) 豊岡築堤

豊岡築堤の被害区間は, 豊岡地先(右岸 KP. 1.28~1.58, 被害タイプ E=300 m)の1区間である(図-7.3中の①で示す区間)。この区間の地質断面図

を図-7.11に示す。この区間は, 写真-7.7に示すように天端中央部に連続した縦断亀裂が発生しており, 断続的に沈下した。また, 表・裏のり面に多数の亀裂が見られるとともに堤外地側へのはらみ出しも見られた。

2) 兜野築堤

兜野築堤の被害区間は, 兜野地先(左岸 KP. 0.01~2.33, 被害タイプ B=785 m, E=1,345 m, F=100 m)と真栄橋下流地先(左岸 KP. 3.83~3.98, 被

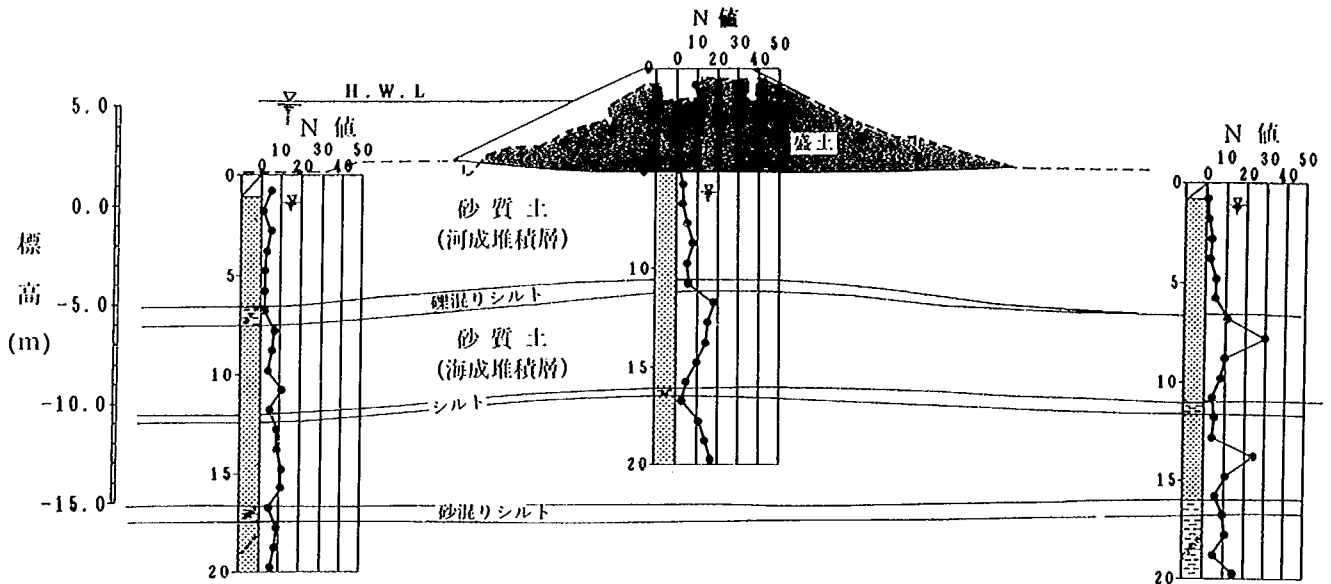


図-7.10 尻別川右岸初田築堤(長名地先 KP. 5.0)の地質断面図

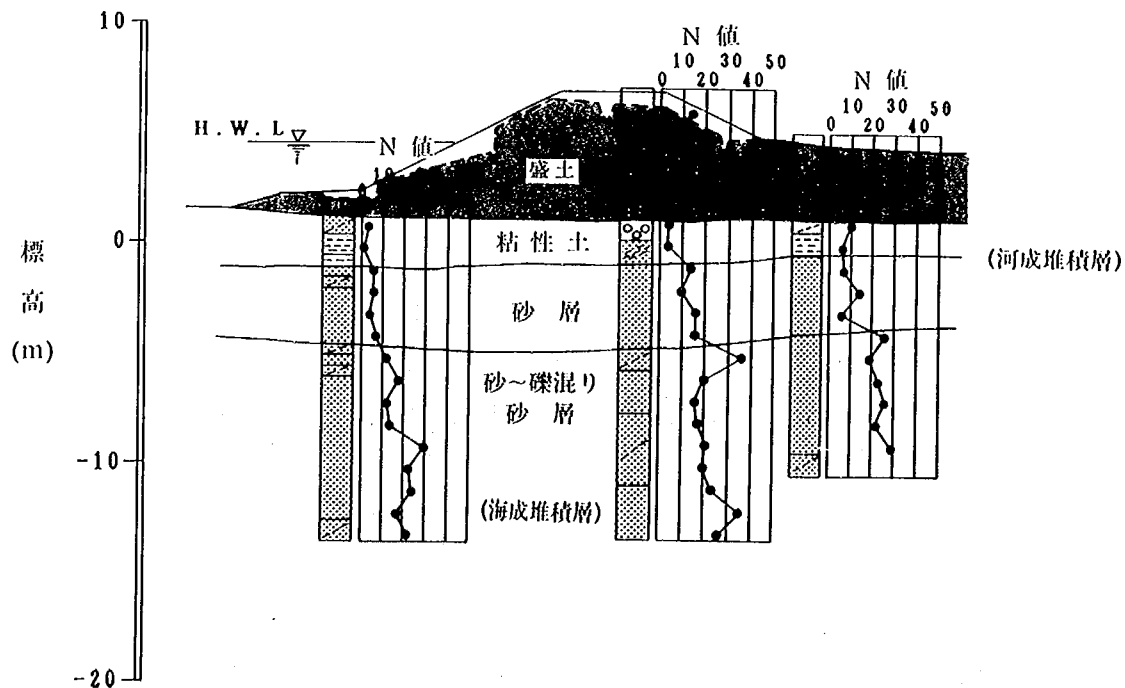


図-7.11 後志利別川右岸豊岡築堤(KP. 1.14)の地質横断面図

害タイプ B=50, E=100 m) の2区間である(図-7.3中の②, ③で示す区間)。兜野地先は、後志利別川で最も被災延長が長く、堤体の被害内容も深刻なものであった。写真-7.8に示すように、被害状況は敷砂利による天端の応急復旧が行われていたため現地調査時には確認できなかったが、天端には沈下を伴う幅1 m、深さ2.2 mの縦断亀裂が生じ、その沈下量は最大で2.3 mに達することが補修前の調査により確認されている。この沈下区間の表、裏のり尻部には50 cm程度の段差を伴った縦断亀裂が発生した。また、写真-7.9に



写真-7.7 後志利別川右岸豊岡築堤の被害状況

示すように堤内側のり尻部の付近一帯に噴砂跡も確認された。真栄橋下流地先においても断続的な天端の沈下が生じた。また、堤内地には多数の亀裂と噴砂跡も確認されている。

3) 西丹羽築堤

西丹羽築堤の被害区間は、真栄橋上流地先(右岸 KP. 4.09~4.44, 被害タイプ E=350 m)、長瀬樋門地先(右岸 KP. 4.99~5.09, 被害タイプ E=100 m)、そして長瀬樋門上流地先(右岸 KP. 5.28~5.38, 被害タイプ E=100 m)の3区間である(図-7.3中の⑤, ⑥, ⑦で示す区間)。

真栄橋上流地先では、写真-7.10に示すように最大1.7 mの天端の沈下が生じており、この沈下した区間に幅50 cm程度の縦断亀裂が発生していた。堤内地と堤外地には噴砂跡が見られた。長瀬樋門地先では、取付部で天端が大きく沈下しており、堤防天端から取付部にかけて亀裂が縦横に発生していた。長瀬上流地先では、天端に縦断亀裂が発生した。

4) 愛知築堤

愛知築堤の被害区間は、真栄橋上流地先(左岸 KP. 4.09~4.89, 被害タイプ B=150 m, E=650 m)と愛知2号樋門地先(左岸 KP. 5.67~5.92, 被害タイプ D=250 m)の2区間である。(図-7.3中の④, ⑧で示す区間)。真栄橋上流地先では、天端の亀裂は砂利の転圧による応急措置のため確認できなかったが、天端は最大で2.5 m程度沈下していた。堤内側と堤外側のり尻部には噴砂跡が見られた。また、堤内側のり尻近くの水田では、地盤が隆起しうねるように変形していた。愛知2号樋門地先では、天端に縦横に亀裂が発生しており、のり面まで亀裂が生じていた。

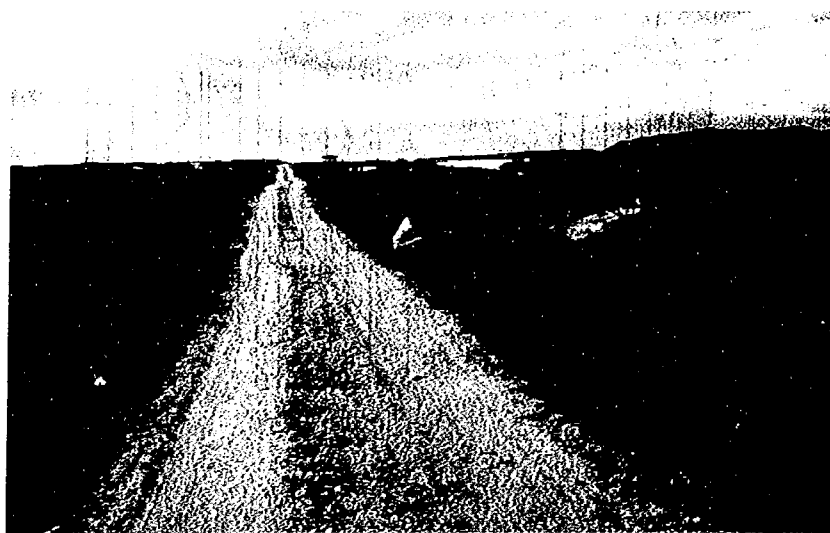


写真-7.8 後志利別川左岸兜野築堤の被害状況



写真-7.9 後志利別川 KP. 1.8付近における堤内地盤の噴砂跡



写真-7.10 後志利別川右岸西丹羽築堤の被害状況



写真-7.11 後志利別川左岸鈴金築堤の天端の縦断亀裂状況

5) 鈴金築堤

鈴金築堤の被害区間は、豊田1号樋管地先(左岸 KP. 8.16~8.91, 被害タイプ A=750 m), 豊田橋下流地先(左岸 KP. 9.26~9.36, 被害タイプ E=100 m), 鈴金その1地先(左岸 KP. 10.51~10.61, 被害タイプ A=100 m)そして鈴金その2地先(左岸 KP. 10.61~10.71, 被害タイプ C=100 m)の4区間である。(図-7.3 中の⑨, ⑩, ⑪, ⑫で示す区間), 豊田1号樋管地

先では、天端中央に幅の狭い縦断亀裂が生じていた。写真-7.11, 写真-7.12 に示すように豊田橋下流地先では、表・裏のり面に亀裂が生じ、天端が沈下していた。ここでは堤内地に噴砂跡が見られた。鈴金その1地先では、天端および堤内の尻部に縦断亀裂が発生した。また鈴金その2地先では、堤防被害のほかに写真-7.13 に示すように低水路護岸が被災している。神丘築堤(右岸 KP. 12.83~13.33, 被害タイプ B=500 m, 図-7.3

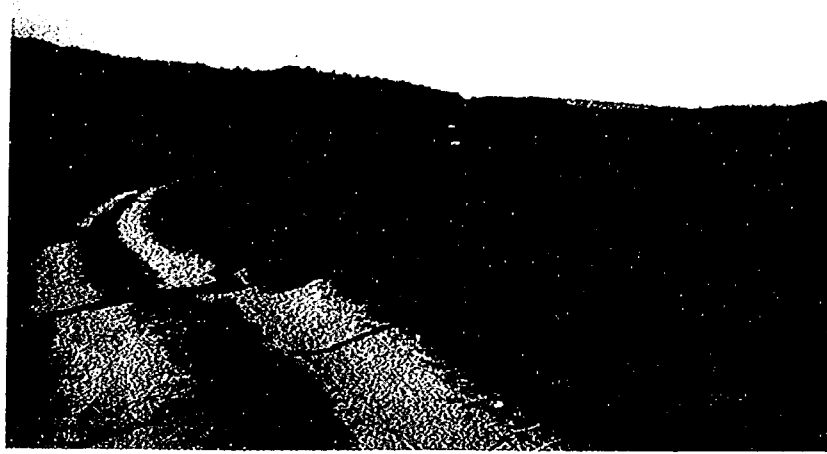


写真-7.12 後志利別川左岸鈴金築堤の堤内のり面崩壊状況



写真-7.13 後志利別川右岸 KP. 11.0付近の低水護岸の被害状況

中の⑬で示す区間)は神丘地先の1区間であり、天端に縦断亀裂が生じた。田代築堤は、オチャラッペ川合流地先(KP. 14.51~14.61, 被害タイプC=100 m)と田代地先(KP. 17.67~17.77, 被害タイプB=100 m)の2区間(図-7.3中の⑭, ⑮で示す区間)であり、中里左岸築堤(左岸 KP. 36.1~36.6, 被害タイプC=500 m, 図-7.3中の⑯で示す区間)および花石右岸築堤(右岸 KP. 41.51~41.51, 被害タイプB=50 m, 図-7.3中の⑰で示す区間)はそれぞれ1区間の堤防被害である。これらの被災箇所では主に天端に縦断亀裂が発生した。

以下の被災状況をまとめると次の特徴があげられる⁵⁾。

- ① 堤体の縦断亀裂、天端の沈下が多数見られる。
- ② 堤体の亀裂は深くまで及んでいることが多く、壁

面は乾燥している。亀裂の底に砂が見られることが多い。

- ③ 被害規模の大きな区間は、旧河道と一致していることが多い。そのような区間では、堤内地と堤外地に亀裂および噴砂が連続して生じている。

- ④ 樋管に沿って横断亀裂が生じている。

また、被害が甚大であった兜野築堤(兜野地先)において北海道開発局による堤防開削調査⁵⁾が行われ、次の5項目の結果が得られている。なお、図-7.12に堤体開削断面を示す。この図から以下のことがわかる。

- ① 兜野築堤の工事履歴によれば、築堤時期は次の2期に分けられる。第1期では、1949年から築堤が開始され、天端幅4 mの高さH. W. L.の暫定断面で築堤された。第2期では、1967年から築堤が開始され、暫定断面の場内側に嵩上げして天端幅6 m, H.

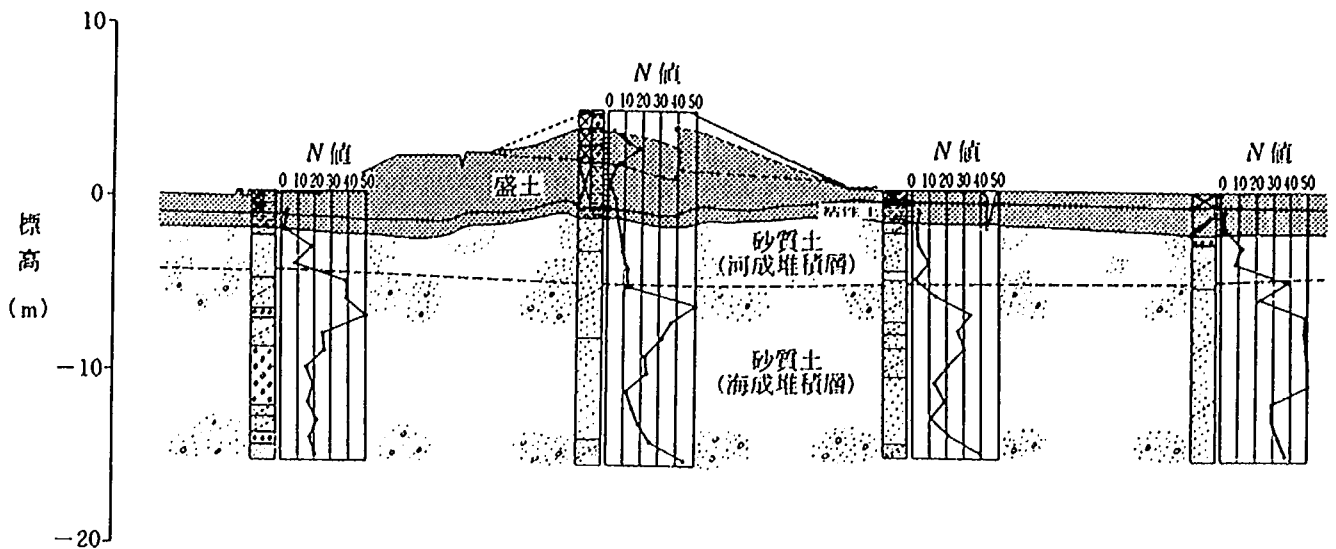


図-7.12 後志利別川左岸兜野築堤の開削結果断面図

W. L. より 1.5 m の余裕高を持たせて築堤された。また、上記の築堤履歴に対応して次の土質の違いが見られた。第1期は、シルト～中砂によって構成される。第2期は、玉石と礫が混入するシルト質砂～砂質シルトによって構成される。さらに、第2期の築堤の堤内側に搬路の盛土が見られる。

- ② 今回の被災により、天端は約 2 m 沈下した。
- ③ 堤外地側ののり肩の直下および堤内地側ののり肩の直下にせん断面が認められる。堤体中央部はくさび状にせん断され沈下したと考えられる。特に堤外地側ののり肩の直下では階段状に沈下した旧堤体を見ることができる。
- ④ 上記のせん断面付近には、堤体下部の砂層の液状化によって噴き上げられた砂が侵入している。
- ⑤ 堤体直下の土質は、堤内側では泥炭を薄く挟んだ有機質の粘性土を主体に構成されているのに対し、堤外側では粘性土を挟む中砂によって構成されていることが確認された。

以上より堤体の被災原因として、堤体基礎地盤の液状化が考えられる。この液状化により、堤体がせん断破壊され沈下したと考えられる。

(2) 指定区間の被害内容

後志利別川水系で被害のあった道管理河川は次の 11 河川である。

丸山川・下の沢・冷水川・トンケ川・利別目名川・ボン目名川・パンケオイチャヌンベ川・オチャラッペ川・馬場川・濁川・田代川

これら河川の被災箇所を図-7.4 に示す。また、各河川の被害内容を表-7.5 に示す。これらの河川の総被害区

間は 44 区間であり、また総箇所数は 70 箇所（総延長 7,875 m）である。この内訳は、堤防が 37 箇所（総延長 3,969 m）、護岸が 33 箇所（総延長 3,906 m）である。

2.2.3 その他の水系

被害報告のあった 2 級水系の道管理河川は次の 9 水系である。

大野川・常磐川・木古内川・遊楽部川・長万部川・朱太川・折川・厚沢部川・天野川

これらの水系の総被害区間は表-7.2 に示すとおり 54 区間である。被災箇所は 100 箇所（総延長 18,507 m）のうち堤防が 43 箇所（総延長 8,624 m）、護岸が 49 箇所（総延長 8,841 m）、樋門・樋管が 6 箇所、その他の施設が 2 箇所である。これらの被災箇所及び内容については図-7.5～7.7、表-7.6～7.8 に示されている。なお、厚沢部川水系においては旧河道についての情報が得られているので図-7.13 に被災箇所と併せて示す。この図より被災箇所が旧河道に集中していることがわかる。

2.3 堤防被害の特徴

本節では、2.2 に示した河川堤防の被害について、いくつかの特徴を指摘することとする。

2.3.1 被害の生じた範囲

今回の地震における河川堤防の被害は図-7.1 に示したようにおおむね震央距離で 170 km の範囲に発生したことがわかる。

表-7.9 は、直轄河川において震央距離 10 km ごとに、表-7.2 に示した堤防被害延長（本復旧延長）、および堤防の総延長をそれぞれ単純集計し、河川ごとに示

表-7.9 河川別・震央距離別の堤防被害延長および総延長

水系	震央距離(km)	60	70	80	90	100以上	計
尻別川	被災延長(km)	0.0	0.0	0.0	2.35	0.0	2.35
	堤防延長(km)	0.0	0.0	0.0	13.175	15.625	28.8
	被害率(%)	0.0	0.0	0.0	17.8	0.0	8.2
後志和別川	被災延長(km)	2.65	3.35	0.55	0.0	0.0	6.55
	堤防延長(km)	6.475	27.625	15.9	0.0	0.0	50.0
	被災率(%)	40.9	12.1	3.5	0.0	0.0	13.1
計	被災延長(km)	2.65	3.35	0.55	2.35	0.0	8.9
	堤防延長(km)	6.475	27.625	15.9	13.175	15.625	78.8
	被災率(%)	40.9	12.1	3.5	17.8	0.0	11.29

注) 堤防延長および被害延長は直轄管理区間のみ集計している。

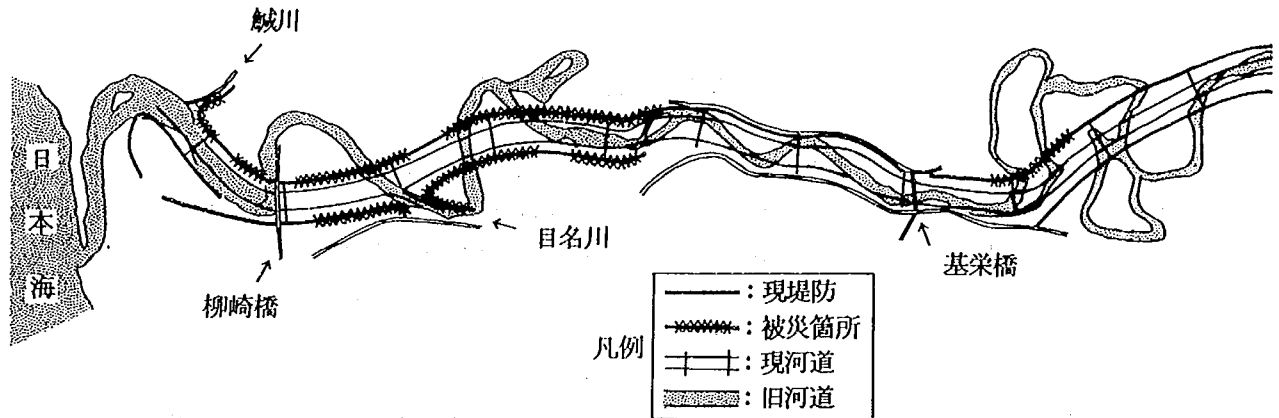


図-7.13 厚沢部川の被災地点と旧河道の関係

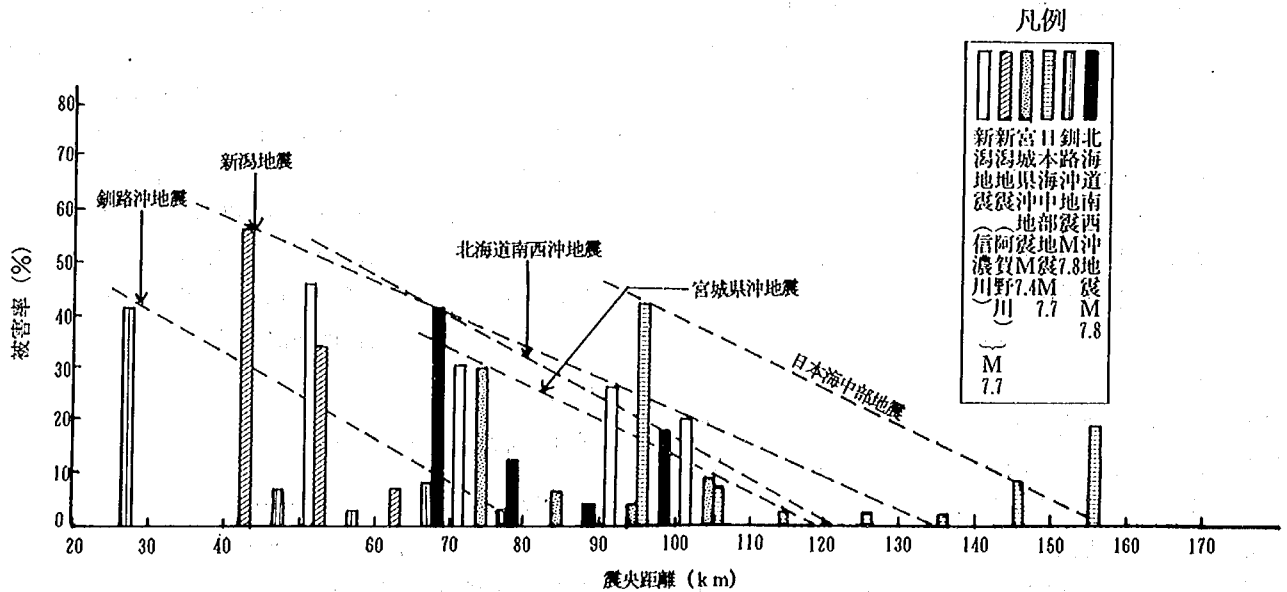


図-7.14 震央距離と堤防の被害率の関係

したものである。この表より、堤防延長に対する被害延長の比で定義する被害率を求め、震央距離に対して示したものが図-7.14である。なお、同図には、集計方法が若干異なるが、過去の地震における結果も併記し

ている⁶⁾この図により、被害率は大きめにみれば震央距離とともに小さくなること、今回の地震による直轄河川堤防の被害の範囲は100 km以内であることがわかる。同図に示した既往の地震被害例についても被害

率と震央距離の関係は、今回の地震の被害と同様の傾向がみられる。図-7.15は、推定最大水平加速度と被害率の関係を示したものである。推定最大水平加速度は各々の地震のマグニチュードと表-7.9に示す震央距離から3種地盤の距離減衰式⁷⁾を用いて求めた。この図から、釧路沖地震を除けばほぼまとまっており、最大水平加速度が80 gal程度以上になると被害が発生しうることとなる。ただし、推定最大水平加速度のばらつき等の影響が含まれているため、今後さらにデータの蓄積が必要と考える。

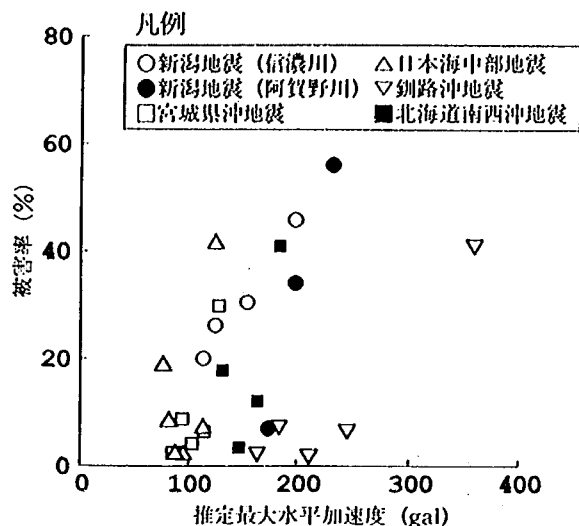


図-7.15 被害率と推定最大水平加速度の関係

2.3.2 堤防の被害と地盤の関係

堤防の地震被害は上述の地震動の大きさ並びに、基礎地盤の条件が支配的であり、その条件は微地形とある程度対応付けられることが過去の地震災害調査報告⁵⁾で明らかにされている。そこでここでも同様な整理を試みることにする。

表-7.10は、今回被害のあった直轄河川の堤防被害延長および堤防延長を河川別・微地形分類別に各々集計し、さらに先述の定義による被害率を求め、合わせて示したものである。ここに、微地形分類は「治水地地形分類図⁸⁾」を用いて行った。なお、堤防延長は管内図等から読みとった値であり、堤防延長を正確には表してはいないが、ここで行っている分析に大きな差は及ぼさないと考えられる。

図-7.16は表-7.10に示した被害率を微地形ごとに示したものである。図中には日本海中部地震および釧路沖地震における同様の整理の結果も示している⁹⁾。この図から今回の地震では、日本海中部地震と同様に氾濫平野、旧河道、旧川微高地に築堤された堤防の被害率が高いことがわかる。なお、釧路沖地震で高い被害率を示した湿地、旧湿地は存在しなかった。また、日本海中部地震にくらべて今回の被害率は大きいのが、これは、図-7.15からもわかるように、地震動を受けた堤防が震央距離の短い区間に存在していたためである。

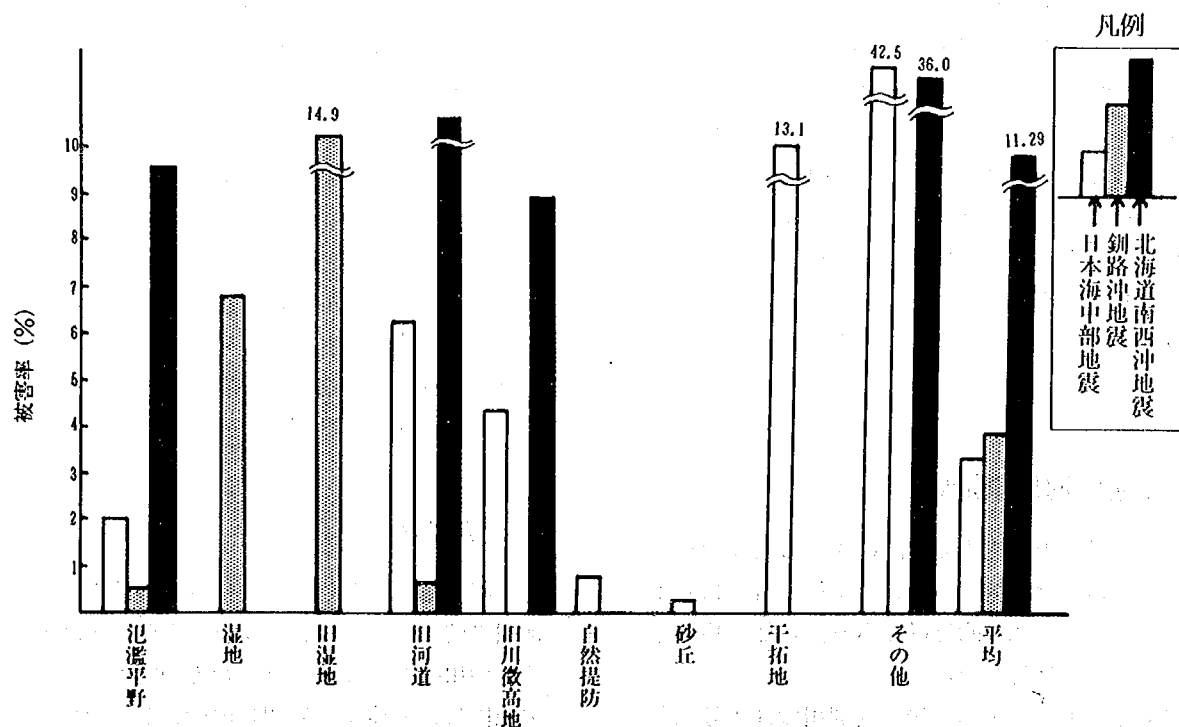


図-7.16 基礎地盤種別と堤防の被害率

表-7.10 基礎地盤別の堤防の被害

水 系	微地形分類	氾濫平野	旧河道	旧川微高地	台 地	自然堤防	山地丘陵地	扇状地	その他	計
尻別川	被害延長(km)	1.313	0.913	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.125	2.350
	堤防延長(km)	22.458	4.207	1.287	0.0	0.300	0.299	0.0	0.249	28.800
	被 災 率(%)	5.84	21.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	50.20	8.15
後 志 利別川	被害延長(km)	4.400	1.725	0.375	0.0	0.0	0.0	0.0	0.050	6.550
	堤防延長(km)	37.350	8.810	2.929	0.275	0.087	0.0	0.312	0.237	50.000
	被 害 率(%)	11.78	19.58	12.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.175	8.900
計	堤防延長(km)	59.808	13.017	4.216	0.275	0.387	0.299	0.312	0.486	78.800
	被 害 率(%)	9.55	20.26	8.89	0.0	0.0	0.0	0.0	36.00	11.29

注) 堤防延長および被災延長は直轄管理区間のみ集計した。

2.4 堤防の災害復旧工法

堤防の震後の復旧は、直轄河川及び道管理河川ともに応急復旧と本復旧の2段階で行われる。直轄河川の堤防被害箇所では、図-7.8に従って被害の程度を6つのタイプに分類し、被害の規模に対応した復旧を施している。特に応急復旧は、地震の発生が出水期であることから、迅速な対応が迫られていたが、速やかに応急復旧工法の選定が行われ、1週間程度で応急復旧が完了した。図-7.8は釧路沖地震の際に北海道開発局によって作成されたもので、その経験が十分に生かされたといえる。

直轄河川による復旧工法を以下に述べる。

応急復旧は、堤防の亀裂および沈下に対しては土砂の充填により被災前の堤防高までの応急盛土を行い、地震動により弱体化した堤防にはビニールシートで被覆を行うとともに表のり面に計画高水位までの土のう張を施している。本復旧は、堤体の亀裂やのり面のはらみ出しに対しては部分切返しと連節ブロック張の設置が行われている。また、基礎地盤の破壊による堤防の沈下に対しては基礎地盤の処理を行い全面切返しと連節ブロック張の設置が行われている。

3. その他の河川構造物

堤防・護岸以外の構造物では、後述する後志利別川愛知1号樋門の他は、樋門・樋管の函体の目地に若干の開きが生じた等、比較的軽微であり、機能を損なうほどの大きな被害は生じなかった。

以下に大きな被害を生じた後志利別川愛知1号樋門の被害の概要を述べる。

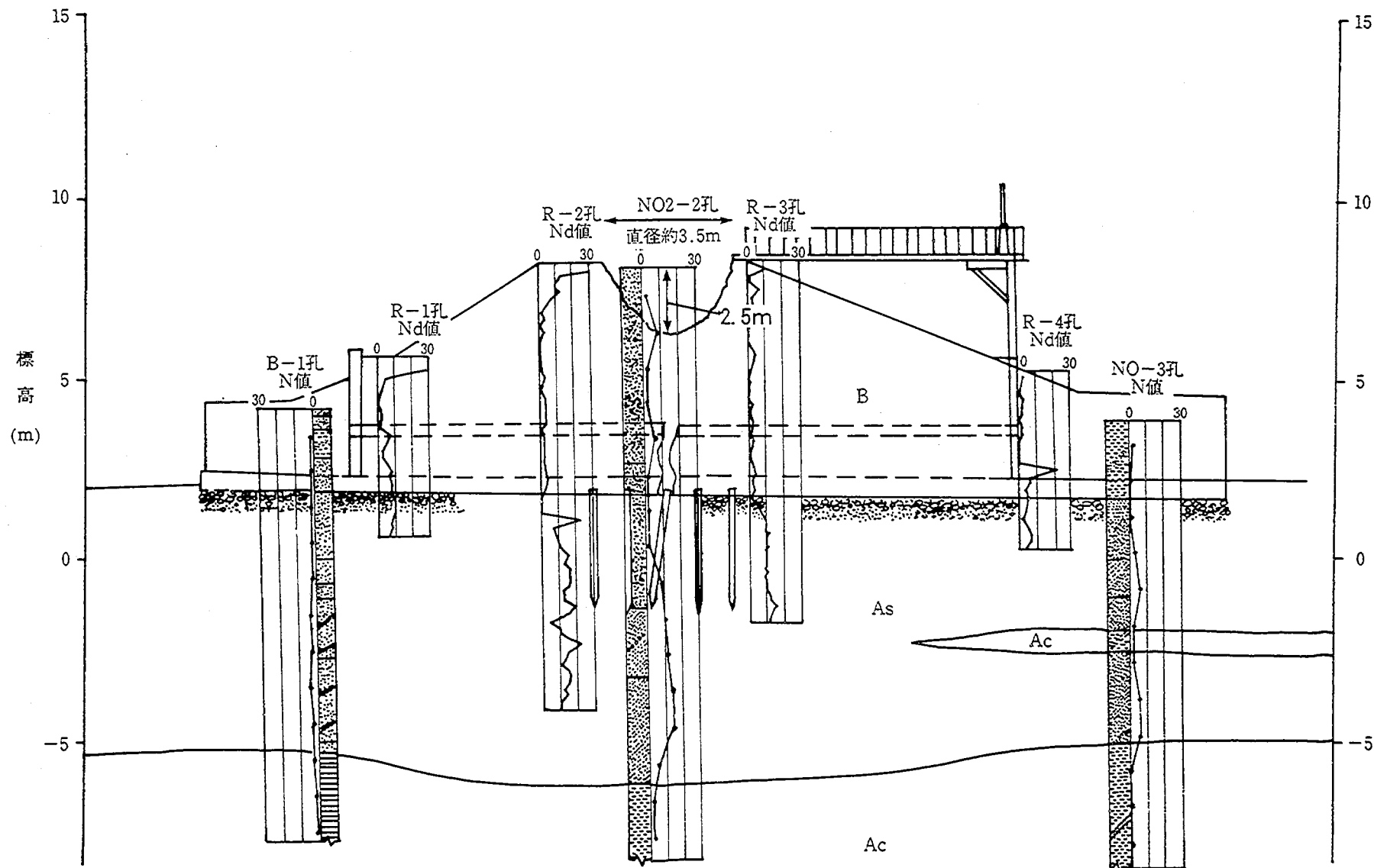
この樋門は真栄橋左上流(図-7.4(b)に示される④地点)に位置し、樋管は内寸高さ1.2m、幅1.0mの方形で全長20mである。被害は図-7.17に示すように函体の中央部で破断し約40cm開口した。地震直後、樋門上部の堤体天端には異常がみられなかったが、地震から16日後の7月28日に、その前日からの降雨に対する点検を行った際、直径3.5m、深さ2.5mの陥没が発見された。この樋門上部の堤体の陥没は、おそらく降雨の作用が引き金となって、樋門の開口部分に陥没したと推測される。

地震後の開削調査によれば、樋管は直径15~23cm、長さ3.1~3.8mの木杭で支持されており、図-7.17に示すように開口部より堤外側に位置する木杭は外側に傾いているものが多かった。杭頭に顕著な破損は認められず、樋管とともに変位しているものが多かった。樋管の基礎には厚さ0.5~0.6mの玉石・砂利層があり、その下部にN値の低い砂混じりシルト層が存在している。上述したように、木杭は樋管とともに変位しており、杭の折損もなかったことから、支持地盤はこのような杭の変位を許すほどに軟化した、すなわち液状化したものと推定される。

このことは樋門上下流の堤体には天端亀裂、沈下等の被害があり、噴砂が確認されていることから裏付けられると考えられる。

4. まとめ

今回の地震における河川構造物の被害のほとんどは河川堤防であり、被害を受けた堤防は氾濫平野、旧河道、旧川微高地に築堤されたものであった。この被害の原因は被災箇所の周辺に噴砂跡が多数見られたことから地盤の液状化によるものと考えられる。



(注) 木杭は樋管縦断方向に5列、1mピッチで配置されており、図中には一部分のみを示している。

図-7.17 愛知1号樋門被害横断図面

堤防・護岸以外の構造物では、機能を損うほどの大きな被災は生じなかった。

堤防の復旧については、釧路沖地震の経験が生かされ、被災形態をパターン分類しそれに対応した工法を選択する方法によって速やかに行われた。今回の地震は出水期に発生しその応急復旧に対しては迅速さが課題であったが、現場の努力によって応急復旧は震後ほぼ1週間で完了した。従って、今後も震災復旧工事を円滑に進めるため、震後の調査手法、復旧工法の選定手法など、十分に検討を重ねて事前の準備体制を整えておく必要があると考えられる。

最後に、本編をまとめるにあたって、北海道開発局、同函館開発建設部、同小樽開発建設部、北海道函館土木現業所、小樽土木現業所の各機関で実施された調査資料を大幅に利用させていただいた。ここに記し、上記関係各機関の各位に厚く謝意を表します。

参考文献

- 1) 建設省河川局治水課：釧路沖地震災害復旧工事（直轄河川），河川通巻第 565 号，1993. 8.
- 2) 建設省土木研究所：1983 年日本海中部地震災害調査報告，土木研究所報告第 165 号，1985. 3.
- 3) 建設省国土地理院：治水地形分類図（未公開）
- 4) 北海道開発局：北海道南西沖地震被災状況概要—尻別川編（内部資料）
- 5) 北海道開発局：北海道地震災害実態調査研究会委員会資料—北海道南西沖地震・後志利別川編（内部資料）
- 6) 建設省土木研究所：1993 年釧路沖地震災害調査報告，土木研究所報告第 193 号，1994. 1.
- 7) 川島，相沢，高橋：最大地震動及び応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所報告 第 166 号，1985.9.

第8編 ダムの被害および変状

第8編 ダムの被害および変状

中 村 昭*¹

安 田 成 夫*²

岩 下 友 也*³

by Akira NAKAMURA

Nario YASUDA

and

Tomoya IWASHITA

細 目 次

1. 概 要	3
2. ダムで観測された地震動	3
2.1 美利河ダム	5
2.2 朝里ダム	6
2.3 浅瀬石川ダム	7
2.4 豊平峽ダム	7
2.5 山瀬ダム	8
3. ダムの被害および変状	9
3.1 美利河ダム	11
3.2 定山溪ダム	14
3.3 朝里ダム	15
3.4 奥沢ダム	15
3.5 真駒内ダム	15
3.6 知内ダム	15
3.7 上磯ダム	17
3.8 丹羽生嶺ダム	17
3.9 下湯ダム	25
3.10 素波里ダム	26
4. 農業用溜池の被害	28
4.1 A溜池	28
4.2 B溜池	28
4.3 C溜池	29
4.4 D溜池	30
4.5 E溜池	30
5. まとめ	31
謝 辞	31
参考文献	31

*1 ダム部フィルダム研究室長

*2 ダム部フィルダム研究室主任研究員（現、企画部企画課長）

*3 ダム部フィルダム研究室研究員

1. 概 要

1993年7月12日22時17分に発生した平成5年(1993年)北海道南西沖地震により、堤高15m以上のダムについては、丹羽生嶺ダムにおいて堤体に縦亀裂やはらみだしを生じたが、その他についてはダム堤体の安全性に影響を及ぼすような被害はなかった。また、堤高15m以下の農業用溜池については、震央から近距離の地域において、決壊2か所を含む、甚大な被害が生じた。

2. ダムで観測された地震動

ダム堤体およびダムサイトにおける地震加速度記録が観測されたダムは、北海道の10ダム、東北地方の19ダムである。これらのダムの位置を図-8.1に示す。このうち、北海道の4ダム、東北地方の4ダムで加速度

時刻歴が記録され、それをデジタル化処理した。各方向成分毎の最大加速度、および卓越周波数を表-8.1に示す。ここに表中の震央距離は、気象庁発表の震源位置(北緯42°47′, 東経139°12′)より算出した。また、最大加速度とは各方向(上下流, ダム軸, 鉛直)成分のうちの最大値あるいは、水平2方向の最大合成加速度しか記録されていないダムに対しては、その最大合成加速度である。また、卓越周波数は加速度時刻歴をスペクトル解析し、バンド幅0.4 Hzのウィンドウをかけたパワースペクトルを求め、その最大パワーをもつ周波数として求めた。

ダムサイト岩盤で観測された最大加速度の震央からの距離減衰を図-8.2に示す。ここにダムサイト岩盤とはダム基礎岩盤、あるいは両岸地山の岩盤であり、またフィルダムでは基礎岩盤を掘り込んで監査廊を築造しているため、フィルダムの監査廊も含めている。図中には、田村・岡本による岩盤における最大加速度の

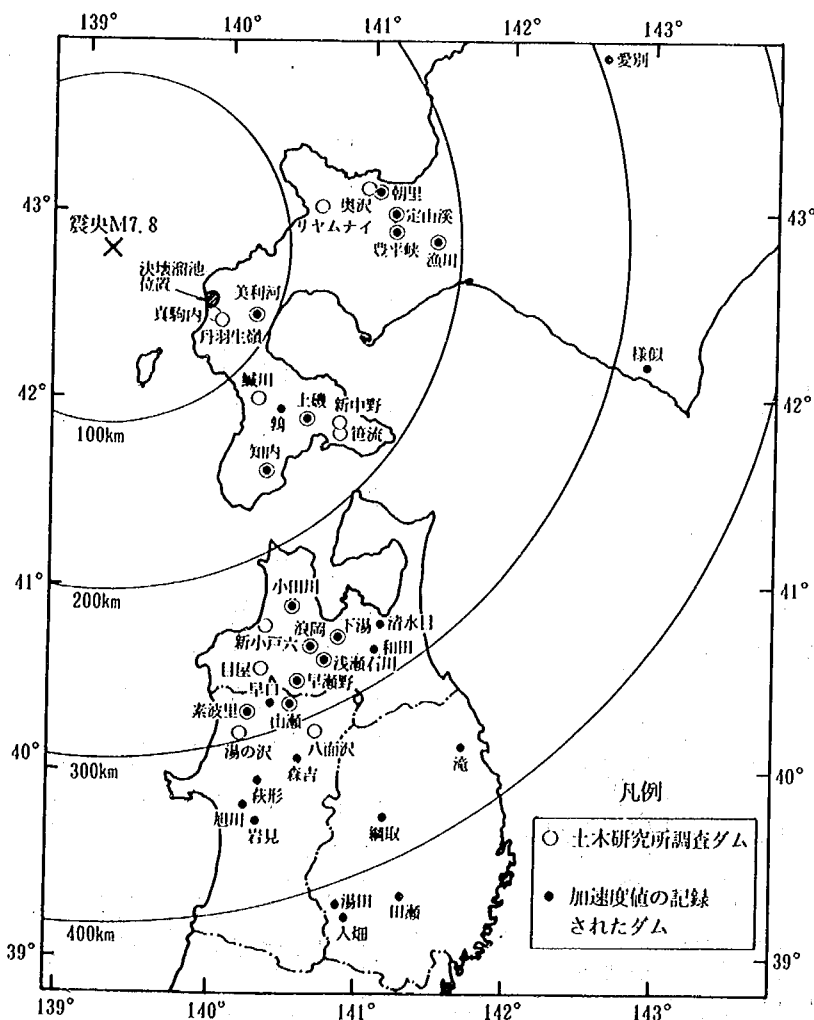


図-8.1 加速度記録の観測されたダムおよび土木研究所調査ダムの位置

表-8.1 ダムで観測された加速度記録

事業者	ダム名	形式 (注1)	目的 (注2)	堤高 (m)	震央 距離 (km)	地観計設置位置	地観計機種	記録 形式 (注3)	最大加 速度 (gal)	上下流 最大加 速度 (gal)	ダム軸 最大加 速度 (gal)	鉛直 最大加 速度 (gal)	上下流 卓越周 波数 (Hz)	ダム軸 卓越周 波数 (Hz)	鉛直 卓越周 波数 (Hz)	
北海道開発局・建設部	英利河	GF	FNAP	40	89	監査廊 (39BL)	A1	SDA-204	DI	122.8	116.7	122.8	72.5	1.4	1.3	2.8
						天端 (39BL)	A2			142.2	142.2	94.9	82.5	1.5	1.3	2.8
						14BL基礎岩盤	A3	SDA-112		113.7	113.7	100.9	94.3	1.3	1.2	1.8
	豊平峡	A	FWP	102.5	160	下段監査廊	A1	SDA-204	DT	9.5	9.5	7.2	7.9	0.5	0.4	0.7
定山溪	G	FWP	117.5	161	中段監査廊	A2			34.4	34.4	12.8	11.2	3.6	3.6	0.7	
					天端	A3			119.6	119.6	18.5	16.3	3.6	3.6	3.6	
					基礎埋設	A1	SDA-204	DT	8	7.9	8	6.2	0.5	0.5	0.7	
					中段監査廊	A2			13.6	13.6	10.6	8.9	3.2	0.5	3.2	
漁川	R	FNW	45.5	184	天端	A3			37.2	37.2	19.8	14.1	3.2	0.6	3.2	
					左岸岩盤 (2BL埋設)	A4			9.6	8.3	9.6	6.4	0.6	0.9	0.7	
					右岸地山	A5			14.7	10.4	14.7	9.4	2.3	2.5	0.8	
					底段監査廊	A1	PTK-300	AP	3	3	3	3				
北海道土木部	朝里	G	FNW	73.9	155	下流法面 (ステップ)	A2	PTK-130		4	4	3	2			
						コア内	A3			20	20	18	10			
						天端	A4			26	26	18	11			
						監査廊	A1	SDA-204	DI	15.1	15.1	14.4	11.8	0.8	0.7	1.4
愛別	G	FNWI	39	306	天端	A2			68.9	68.9	36.3	19.7	6	1.8	1.4	
					監査廊		SM-21A		5							
					天端	A1	DAS-314		4							
					左岸地山	A2			0							
北海道開発局・農水部	鶯	R	A	52.2	133	基礎埋設		PTK-130	AP	144	140	144	75			
						左岸監査廊				103	103	80.4				
						管理所1F		SM-23B		214	214	170	100			
						監査廊	A1	SM-23B		94	94	94	74			
上磯	R	A	31.4	154	天端 (水位計室)	A2			246	246	108	76				
					監査廊				94	94	94	74				
					天端	A1			246	246	108	76				
					天端	A2			246	246	108	76				
知内	G	A	40.5	159	監査廊	A1	SDA-240	DT	18.1	18.1	13.5	11.9	1.4	1.5	2.8	
					天端 (水位計室)	A2			34.4	34.4	22.3	16.5	4.1	4.7	4.1	
					天端	A3			79.6	79.6	39	20.3	4.1	5	4.1	
					右岸下段2号グラウトトンネル (管荷層)	A4			27.7	27.7	18.1	12.2	1.4	1.6	3	
東北地方建設局	浅瀬石川	G	FNWP	91	273	右岸下段2号グラウトトンネル (管荷層)	A5			27.3	27.3	21.9	14.4	1.3	1.5	2.9
						右岸下段2号グラウトトンネル (沖浦層)				22.6	22.6	16.8	10.1	1.3	3.5	3.6
						左岸3号グラウトトンネル (沖浦層)	A6									
						天端										
湯田	GA	FNP	89.5	412	天端	A1	PK-130	DI	6.1	6.1	2	1.3	5	0.6	0.7	
					左岸グラウトトンネル	A2			2.5	1.8	2.5	0	1.1	0.7	0.8	
					監査廊	A1	PTK-300	AP	1.1	1.1	1.1	0				
					天端	A2			8.2	8.2	3.2	3.2				
青森県土木部	下湯	R	FNW	70	267	監査廊	A1	SDA-240	DT	25	25	16.7	17.7			
						下流法面	A2			42.8	38.6	42.8	24.6			
						天端	A3			63	63	55.2	31.7			
						左岸リムトンネル	A4			25.2	22.7	25.2	18.7			
洪水吐天端	A5				洪水吐天端				43	43	24.5	18.9				
					天端											
					天端											
					天端											
秋田県土木部	早口	G	FP	61	282	右岸12BL地山 (天端より-8m)		DAS-400		12	12	10				
						天端										
						天端										
						天端										
森吉	G	FNAP	72	286	右岸10BL地山		DAS-400		17	14	17					
					監査廊	A1	SDA-240	DI	14	12	14	9	2.2	2	1	
					下流法面	A2			54	54	47	24	2.2	4.1	5.7	
					天端	A3			91	91	64	35	2.3	2.5	4.7	
山瀬	R	FNWP	62	289	右岸地山トンネル	A4			18	18	13	13	1.7	2	1	
					右岸地表	A5			60	60	37	31	4.5	3.2	3.7	
					天端											
					天端											
森吉	G	FP	62	326	管理所基礎コンクリート		DAS-400		5	5	5					
					天端											
					天端											
					天端											
森吉	G	FP	61	331	管理所基礎コンクリート		DAS-400		5	5	5					
					天端											
					天端											
					天端											
旭川	G	FN	51.1	343	監査廊底部	A1	DAS-400		8	8	7					
					天端											
					天端											
					天端											
岩見	G	FNP	66.5	351	監査廊底部 (8BL)		SW-9259/3		4.5	3.8	1.5	4.5				
					天端											
					天端											
					天端											
滝	G	FNP	70	361	基礎埋設	A1	SDA-204	AP	2							
					天端	A2			7							
					天端											
					天端											
綱取	G	FNW	59	381	監査廊	A1	PTK-300	AP	1							
					天端	A2			1							
					天端											
					天端											
入畑	G	FNWI	80	421	監査廊	A1	SDA-203	DT	1.8	1.4	1.8	1.2	0.4	0.4	0.7	
					天端	A2			2.1	2.1	1.9	1.2	0.5	0.5	0.7	
					天端											
					天端											
小川	R	A	31	239	天端	A1	SDA-240	DI	127.4	127.4	98.6	65.8				
					天端											
					天端											
					天端											
浪岡	R	A	52.4	260	堤体底部埋設	A1	PTK-130	AP	48	48	36	28				
					コア内	A2			80		36	80				
					天端	A3	PTK-300		124	104	124	36				
					左岸地山 (中標高下流法面)	A4			60	38	60	24				
早瀬	R	A	59	281	基礎埋設	A1	PTK-130	AP	23	23						
					天端	A4	PTK-300		84	84						
					天端											
					天端											
青森県農林部	清水	G	F	33.5	269	監査廊	A1	SDA-240	DI	16.8	16.8	15.7	7			
						天端	A2			23.1	23.1	22.4	8.8			
						天端	A1	SDA-203	DI	81.2	81.2	66.8	26.8			
						右岸地山	A2	SDA-112		20.6	18.5	20.6	13.5			

注1) ダムの形式は次の略字で示す。

A:アーチダム, E:アースダム, G:重力式コンクリートダム, GA:重力式アーチダム, GF:重力式コンクリートダム・フィルダム複合ダム,

HG:中空重力式コンクリートダム, R:ロックフィルダム

注2) ダムの使用目的は次の略字で示す。

F:洪水調節・農地防災, N:不特定用水・河川維持用水, A:灌漑・特定(新規)灌漑用水, W:上水道用水, I:工業用水道用水, P:発電

注3) 記録形式は加速度時刻歴記録形式および記録媒体を表し、次の略字で示す。

DI:デジタル形式ICメモリー, DT:デジタル形式磁気テープ, AT:アナログ形式磁気テープ, AF:アナログ形式スクラッチフィルム, AP:アナログ形式ビシグラフ

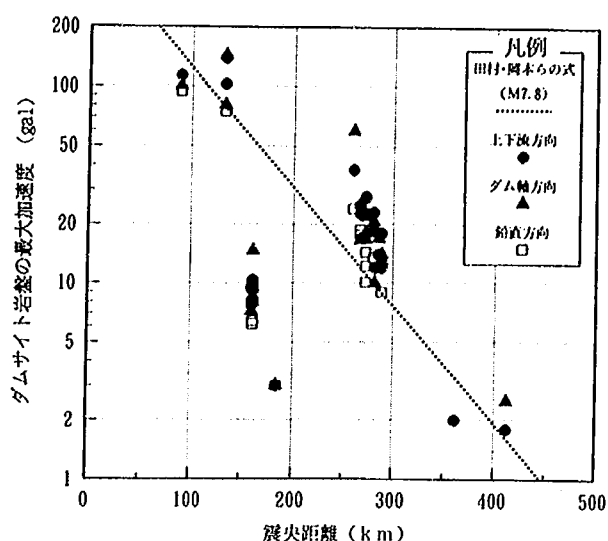


図-8.2 ダムサイト岩盤における最大加速度距離減衰分布

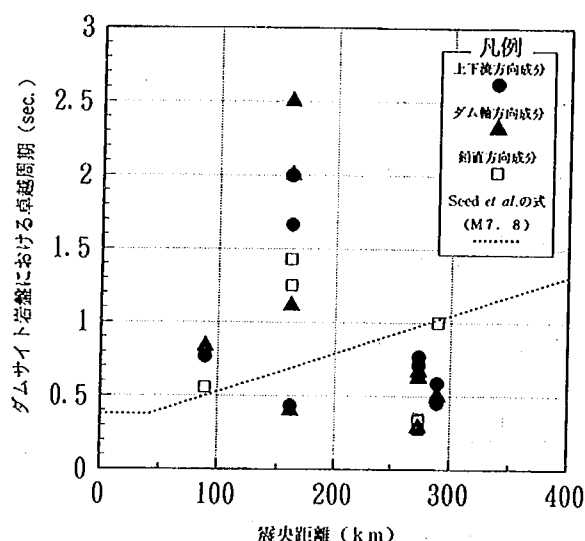


図-8.3 ダムサイト岩盤における卓越周期と震央距離

推定式²⁾においてマグニチュードを7.8としたものを破線で示している。この推定式は、震央距離が280 km以内の地震記録に基づいた経験式であるが、今回の地震のダムサイト岩盤における最大加速度の距離減衰は震央距離400 km程度まで田村・岡本らの推定式に近い減衰傾向を示している。図-8.3にダムサイト岩盤における地震動の卓越周期と震央距離の関係を示す。なお、図中には、Seed *et al.*による卓越周期の推定式²⁾においてマグニチュードを7.8としたものを破線で示している。

図-8.4は、ダム基礎(基盤あるいは監査廊)における最大加速度と、天端と基礎での最大加速度の比、つまり加速度応答倍率の関係である。この図より、応答

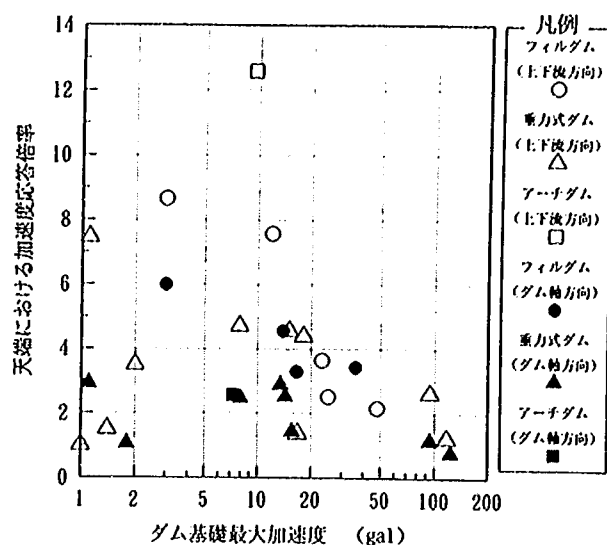


図-8.4 ダム基礎最大加速度と天端における加速度応答倍率

倍率はフィルダムでは2~8倍程度、重力式コンクリートダムでは1~5倍程度であり、アーチダムは1ダムしかないが、上下流方向では13倍程度の大きな倍率となっている。全般的に、上下流方向の応答倍率はダム軸方向のものよりも大きい傾向がある。

以下に、ダムの天端において観測された最大加速度が60 galを超えたダムのうち、代表的な5ダムにおける加速度記録の解析結果について述べる。

2.1 美利河ダム

美利河ダムは、加速度の時刻歴が記録されたダムのうち、震央から最も近距離(89 km)に位置している。美利河ダムは、堤高40 mの複合式ダムである。

美利河ダムには、コンクリート堤体部の39ブロックの監査廊(A1)、天端(A2)、および14ブロックの基礎岩盤中(A3)に計3か所に地震計が設置されている。その位置を図-8.5、8.6のコンクリート部の39ブロック断面図、およびダム下流面図に示す。天端と監査廊でそれぞれ最大加速度142.2 gal、および122.8 galを記録した。主要動は、初動後12秒程度から始まり、60秒程続いた。水平方向成分の最大加速度は、初動後43秒前後に生じている。水平方向成分のパワースペクトルの卓越周波数はいずれも1.2~1.8 Hzである。図-8.7に上下流方向成分のA1とA3のフーリエスペクトル比(バンド幅0.4 Hzのウィンドウ)、つまり周波数応答関数を示す。この図において、周波数応答関数は10 Hz以下の範囲では固有振動周波数を示すピークはなくフラットである。これは余震や1993年

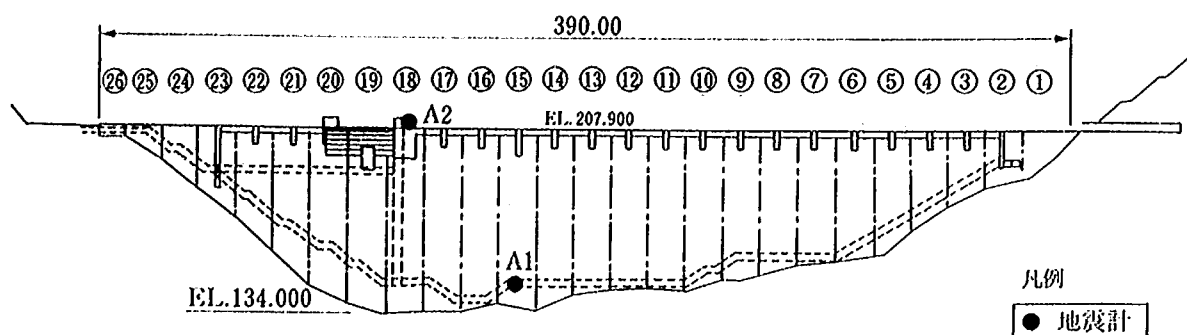


図-8.9 ダム下流面図(朝里ダム)(単位:m)

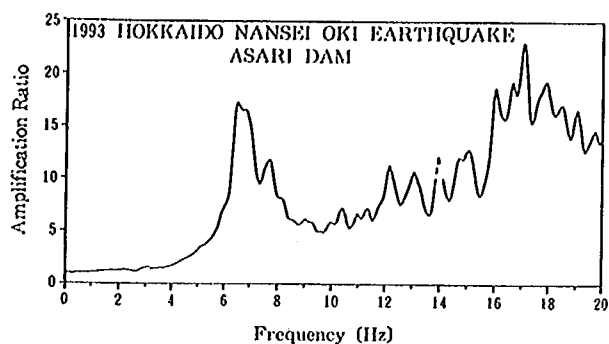


図-8.10 周波数応答関数(朝里ダム [上下流方向])

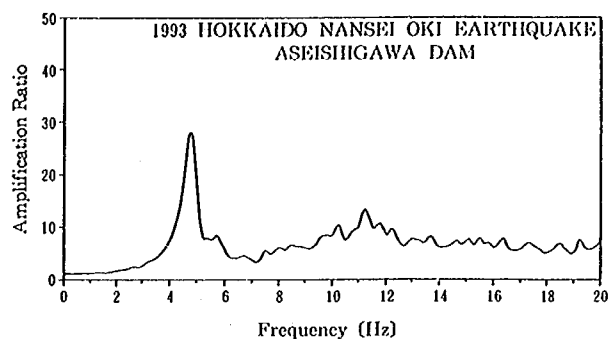


図-8.12 周波数応答関数(浅瀬石川ダム[上下流方向])

2.3 浅瀬石川ダム

浅瀬石川ダムは、堤高 91 m の重力式コンクリートダムである。震央から 273 km の距離に位置している。基礎岩盤は CM 級の凝灰角礫岩である。地震計は、堤体下段監査廊(A1)、堤体中段監査廊(A2)、天端(A3)、グラウトトンネル(A4、A5、A6)の計6か所に設置されており、その位置を図-8.11の縦断面図に示す。最大加速度は上下流方向にA1で18.1 gal、A3で79.6 galを記録した。加速度のパワースペクトルの卓越周波数は、A1の水平成分では1.5 Hz付近の周波数域であり、A3は4~5 Hzであった。図-8.12に上下流方向成分の周波数応答関数を示す。この図より、

固有振動周波数は4.8 Hzであり、湛水している場合の楔形片持梁の曲げ振動の固有振動周波数5.0 Hzとほぼ一致した。

2.4 豊平峡ダム

豊平峡ダムは堤高 102.5 m のアーチダムである。震央から 160 km の距離に位置している。地震計は、下段監査廊(A1)、中段監査廊(A2)、天端(A3)の計3か所に設置されている。その位置を図-8.13、8.14の標準断面図およびダム下流面に示す。ダム基礎は上部安山岩溶岩で強固である。地震時の貯水率は77%であり、最大加速度は上下流方向にA1で9.5 gal、A3で119.6 galを記録した。A1における加速度のパワース

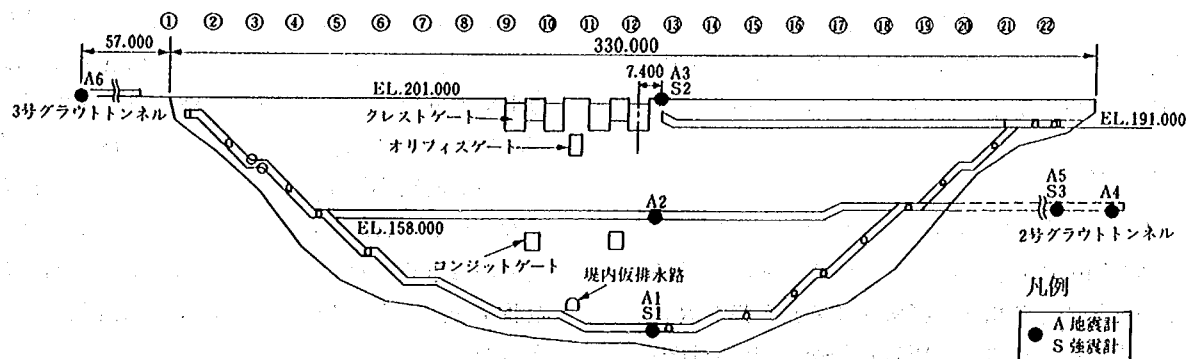


図-8.11 縦断面図(浅瀬石川ダム)(単位:m)

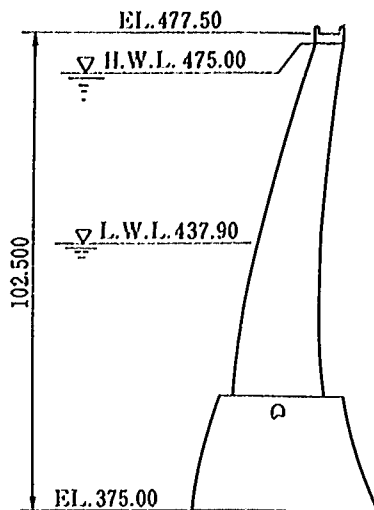


図-8.13 標準断面図 (13ブロック)
(豊平峡ダム) (単位: m)

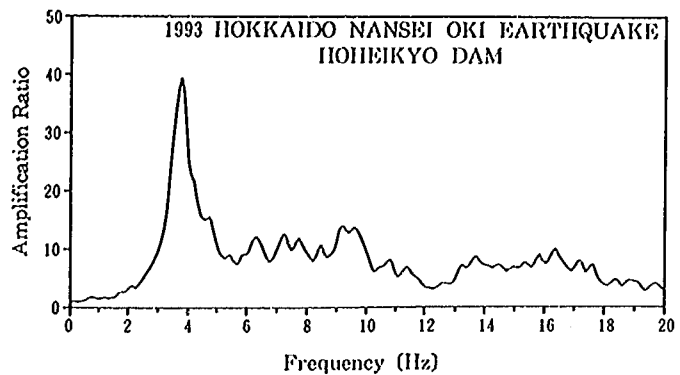


図-8.15 周波数応答関数(豊平峡ダム [上下流方向])

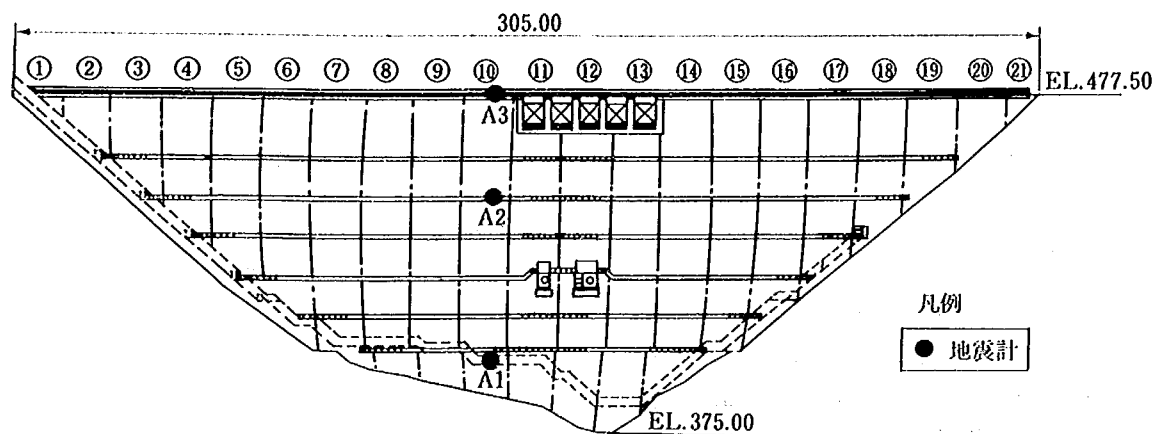


図-8.14 ダム下流面図 (豊平峡ダム) (単位: m)

ベクトルは、1 Hz 以下の低周波数領域にピークをもつが、A3においては3.6 Hz 付近において鋭いピークをもっている。図-8.15に上下流方向成分の周波数応答関数を示す。この図より、固有振動周波数は3.8 Hzであり、岡本により地震観測や起振実験から求められたアーチダムの固有振動周波数推定式⁹⁾による値3.3 Hzに近い。また、固有振動周波数での応答倍率は、39.1と大きな値であるが、これはアーチダムのような薄肉構造が応答を大きく増幅させることを示している。

2.5 山瀬ダム

山瀬ダムは、堤高62mのロックフィルダムである。震央から289 kmの距離に位置している。基礎岩盤は新第三紀中新世の藤倉川層(凝灰角礫岩)と黒石沢層(変質した火山礫凝灰岩～凝灰岩)、新第三紀鮮新世の早川層(溶結凝灰岩)からなる。ダム右岸基礎は、

藤川層よりなり、河床部は安山岩と藤川層、黒石沢層、左岸基礎は第四紀の泥流堆積物からなる。地震計は、堤体監査廊(A1)、下流法面(A2)、天端(A3)、監査廊トンネル部(A4)、および右岸地山の泥流堆積物部(A5)の計5か所に設置されており、その位置を図-8.16、8.17の標準断面図、縦断面図に示す。最大加速度は上下流方向にA1で12 gal、A3で91 galを記録した。加速度のパワースペクトルの卓越周波数は、A1の水平成分では2 Hz 付近の周波数域であり、A3の水平成分は2.5 Hz 付近であった。図-8.18に上下流方向成分の周波数応答関数を示す。この図より、固有振動周波数は2.6 Hzであり、岡本により地震観測や起振実験から求められたロックフィルダムの固有振動周波数推定式⁹⁾による値2.5～4.6 Hzの範囲に入る値であった。

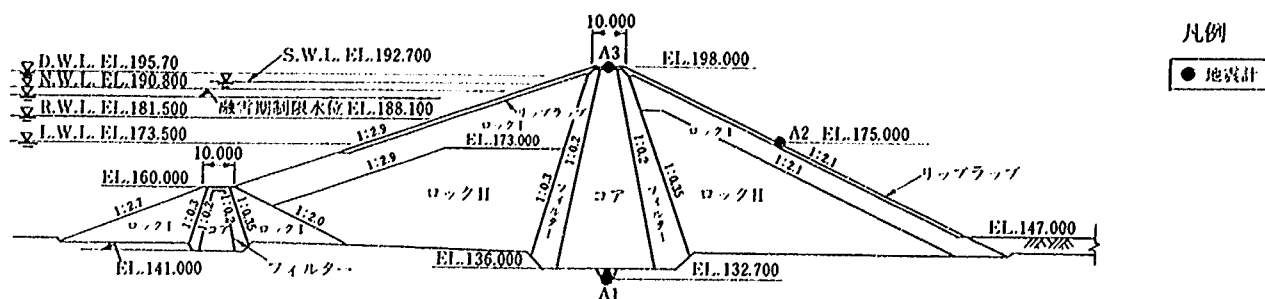


図-8.16 標準断面図(山瀬ダム)(単位:m)

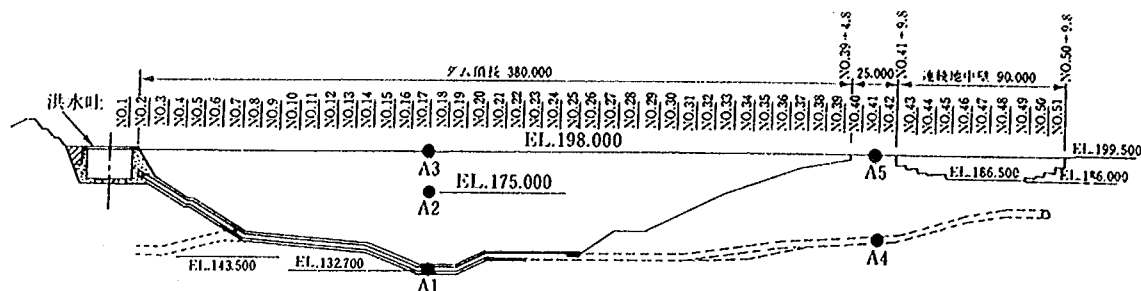


図-8.17 縦断面図(山瀬ダム)(単位:m)

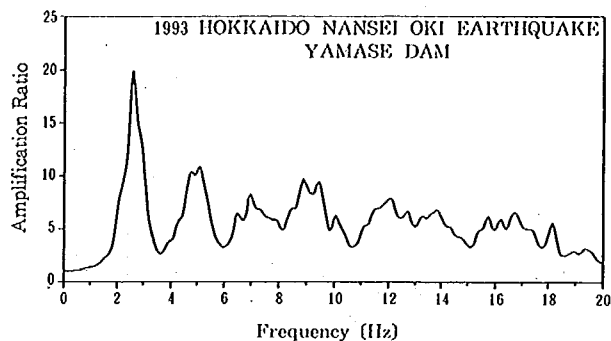


図-8.18 周波数応答関数(山瀬ダム[上下流方向])

3. ダムの被害および変状

今回の地震により建設省直轄6ダム、補助11ダム、利水35ダムの計52ダムで地震発生後、臨時点検が実施された。これらのダムは、河川区域内の管理中の堤高15m以上のダムで、地震計により観測された震度が、設計震度の1/3以上であるか、地震計の設置されていないダムでは、最寄りの気象官署における震度階がIV以上であるものである。臨時点検を実施した52ダムを以下に記する。

直轄) 北海道: 漁川, 美利河, 豊平峡, 定山溪, 桂沢
東北: 浅瀬石川

補助) 北海道: 矢別, 新中野, 朝里

青森県: 目屋, 遠部, 飯詰, 下湯, 川内

秋田県: 素波理, 早口, 山瀬

利水) 北海道: 上磯, 厚真, 双珠別, 穂別, 岩知志, 幌別, 貫気別, 奥沢, 双葉, 三石, 相沼内, 常路川, 千歳第4, 千歳第3, 鰯川, 丹羽生嶺, 駒ヶ岳, 知内, 真駒内, 砥山

青森県: 津刈, 大穴, 本郷, 小田川, 新小戸六, 浪岡, 早瀬野, 天間, 作田, 夏坂, 花木, 四和, 二の倉, 赤石

秋田県: 鹿倉

点検の結果、丹羽生嶺ダム(北海道北檜山土地改良区管理)において、ダム天端上に亀裂が発生したという被害が報告された。また、美利河ダム(直轄ダム)において、堤体監査廊から管理所へ通じる連絡通廊の床版コンクリートに一部剥離が生じたとの報告があったが、これは、後に詳しく記すが、ダム堤体の安全性に影響を及ぼすような被害ではなかった。他の50ダムについては、異常なしという点検報告であった。

今回の地震において土木研究所による調査は、気象庁震度Vを記録した地域を中心に震度IV以上の地域に位置する北海道内の13ダム、青森県、秋田県内の11ダムについて行った。調査ダムの位置を図-8.1に、諸元を表-8.2に示す。以下に、被害および変状の生じた各調査ダムについて詳細に述べる。

表-8.2 土木研究所調査ダムの諸元

ダム名	水系名	河川名	道県名	所在地	震央 距離 (km)	型 式	目的 ^{注)}	堤高 (m)	堤頂長 (m)	堤体積 (千 ³ m)	流域 面積 (km ²)	洪水 面積 (ha)	総 貯水量 (千 ³ m)	有効 貯水量 (千 ³ m)	ダ ム 事 業 者 名	着手 年度	竣工 年度
美利河	後志利別川	後志利別川	北海道	瀬棚郡今金町美利河	89	複合式ダム	FNAP	40	1,480	870	115	17	17,000	14,500	北海道開発局・建設部	1975	1991
漁川	石狩川	漁川	北海道	恵庭市漁平	184	中心コア型ロックフィルダム	FNW	45.5	270	647	113.3	110	15,300	14,100	北海道開発局・建設部	1971	1980
豊平峡	石狩川	豊平川	北海道	札幌市南区定山溪国有林84林班	160	アーチダム	FWP	102.5	305	285	159	150	47,100	37,100	北海道開発局・建設部	1965	1972
定山溪	石狩川	小樽内川	北海道	札幌市南区定山溪8区	161	重力式コンクリートダム	FWP	117.5	410	1,185	104	230	82,300	78,600	北海道開発局・建設部	1974	1989
朝里	朝里川	朝里川	北海道	小樽市朝里温泉	155	重力式コンクリートダム	FNW	73.9	390	514	33.8	42	8,600	7,700	北海道	1979	1993
新中野	亀田川	亀田川	北海道	函館市亀田大森町1番地	166	重力式コンクリートダム	FNW	74.9	248	274	17.5	18	3,340	2,820	北海道	1971	1984
奥沢	勝納川	勝納川	北海道	小樽市奥沢町	151	均一型アースフィルダム	W	22	237	140			450	417	小樽市		1914
笹流	亀田川	亀田川	北海道	函館市陳川町	167	バットレスダム	W	25.3	199.4	16			607	576	函館市		1923
真駒内	後志利別川	真駒内川	北海道	瀬棚郡北槍山町松岡	61	中心コア型ロックフィルダム	A	34.3	234.6	355	49.5	56	6,480	5,590	北海道開発局・農水部	1965	1987
知内	知内川	ミナゴヤ川	北海道	上磯郡知内町	159	重力式コンクリートダム	A	40.5	321	168	15.1		6,000	6,000	北海道開発局・農水部	1980	1995
上磯	戸切地川	戸切地川	北海道	上磯郡上磯町字野崎	154	中心コア型アースフィルダム	A	31.4	408	526	56.8	44	3,620	2,600	北海道開発局・農水部	1971	1990
リヤムナイ	堀株川	堀株川	北海道	岩内郡共和町大字麓足字リヤムナイ	119	前刃金型アースフィルダム	A	18.5	160	144	4.6	4	285	278	北海道		1926
丹羽生嶺	後志利別川	武沢川	北海道	瀬棚郡北槍山町字東丹羽672	70	中心コア型アースフィルダム	A	15	141	71	2.3	5	284	248	北海道		1927
鯨川	厚沢部川	鯨川	北海道	江差町字鯨川町1002	124	中心コア型アースフィルダム	A	21.05	114	44	2.24	130	3,082	3,062	北海道開発局	1947	1950
浅瀬石川	岩木川	浅瀬石川	青森	黒石市大字袋字富岡	273	重力式コンクリートダム	FNWP	91	330	700	225.5	220	53,100	43,100	東北地方建設局	1971	1988
下湯	堤川	堤川	青森	青森市大字荒川字横倉	268	中心コア型ロックフィルダム	FNW	70	783.5	3,723	63.7	63	12,600	11,000	青森県	1971	1988
目屋	岩木川	岩木川	青森	中津軽郡西目屋村藤川	265	重力式コンクリートダム	FNP	58	170	118	171.6	205	39,000	33,000	青森県	1950	1959
浪岡	岩木川	王余魚沢川	青森	南津軽郡浪岡町王余魚沢	260	中心コア型ロックフィルダム	A	52.4	304.5	943	5.3	55	7,600	7,500	東北農政局		1982
早瀬野	岩木川	虹貝川	青森	南津軽郡大鰐町早瀬野	281	中心コア型ロックフィルダム	A	56	285.9	1,350	22.8	75	13,500	13,000	東北農政局	1968	1984
小田川	岩木川	小田川	青森	北津軽郡金木町小田川山地内	239	中心コア型ロックフィルダム	A	31	203	208	16	87	9,700	9,277	東北農政局	1971	1975
新小戸六	岩木川	山田川	青森	西津軽郡森田村大字床舞	243	均一型アースフィルダム	FN	23.82	293.98	294	24.1		1,750	1,650	東北農政局		1967
素波里	米代川	柏毛川	秋田	山本郡藤里町柏毛字南鹿瀬内沢3	286	重力式コンクリートダム	FNAP	72	142	115	100	192	42,500	39,500	秋田県	1966	1970
山瀬	米代川	岩瀬川	秋田	北秋田郡田代町岩瀬	289	中心コア型ロックフィルダム	FNWIP	62	380	1,625	67.2	94	12,900	10,900	秋田県	1977	1991
湯の沢	米代川	湯の沢川	秋田	山本郡二ツ井町飛根	298	中心コア型アースフィルダム	A	17.56	88.5	45	0.88	2.9	200	198	秋田県		1957
八面沢	米代川	犀川	秋田	北秋田郡比内町中野	313	中心コア型アースフィルダム	A	16.5	226.7	168	0.9	10	681		秋田県		1916

注) ダムの使用目的は次の略字で記載

F: 洪水調節・農地防災, N: 不特定用水, 河川維持用水, A: 灌漑・特定(新規)灌漑用水, W: 上水道用水, I: 工業用水道用水, P: 発電

3.1 美利河ダム

美利河ダムは、北海道開発局建設部の管理する重力式コンクリートダムとロックフィルダムの複合式ダムである。美利河ダムのコンクリート部の39ブロック断面図、およびダム下流面図を図-8.5、8.6に示す。当ダムは、震央より89 kmの近距離に位置している。

図-8.19、8.20に示すように、コンクリート堤体0ブロックから管理所へ通じる連絡通廊の接合部において、連絡通廊側の床版コンクリートが、ダム軸方向に圧縮を受けて持ち上げられ、長さ約1.5 mにわたり剝離した。剝離状況は、写真-8.1および図-8.21に示すとおりである。また、連絡通廊内のその他のジョイントにおいても規模は小さいがコンクリートの剝離が見

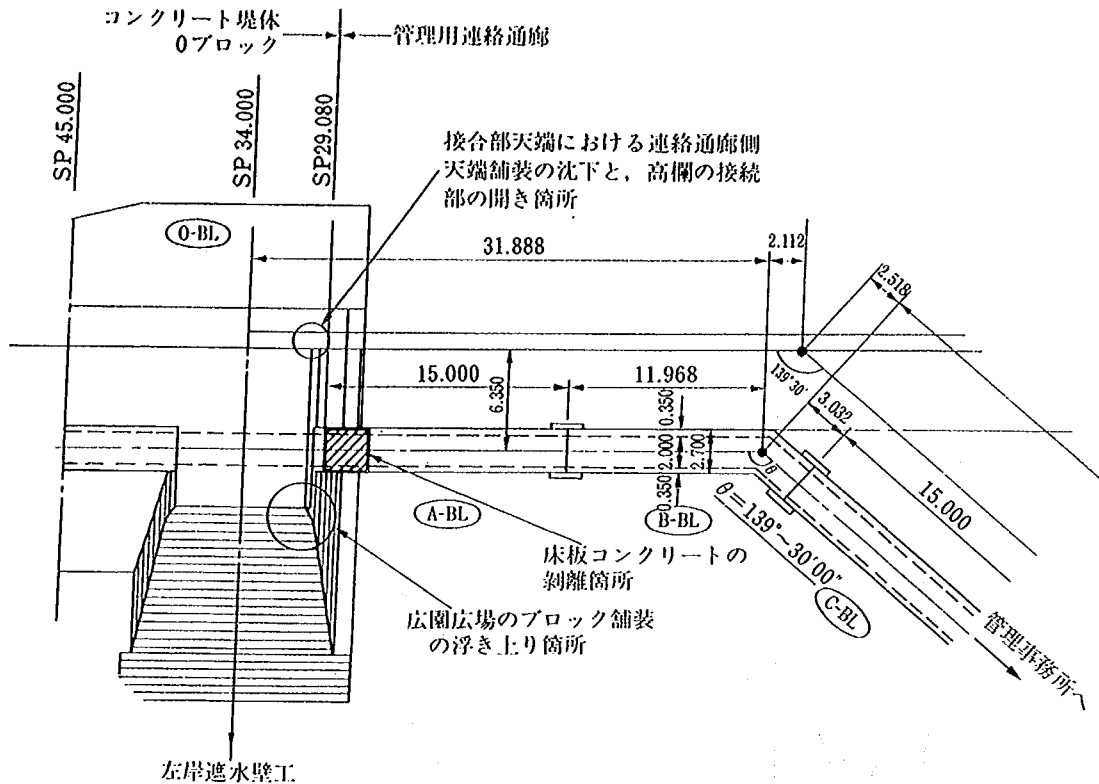


図-8.19 0ブロックと連絡通廊の接合部の平面図および変状箇所（美利河ダム）（単位：m）

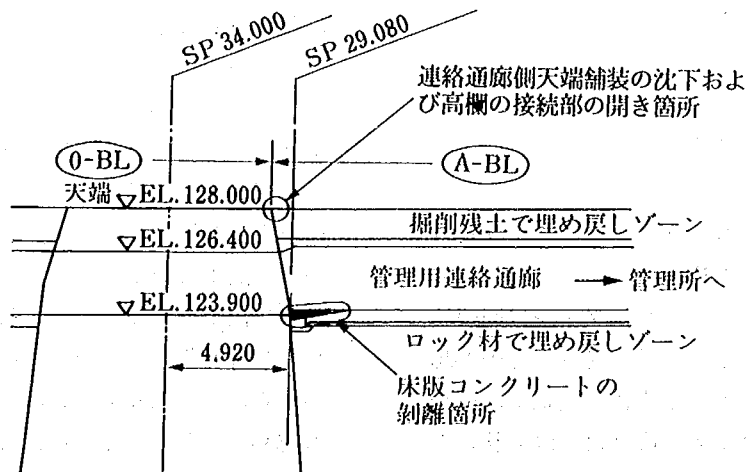


図-8.20 0ブロックと連絡通廊の接合部の縦断面図および変状箇所（美利河ダム）（単位：m）

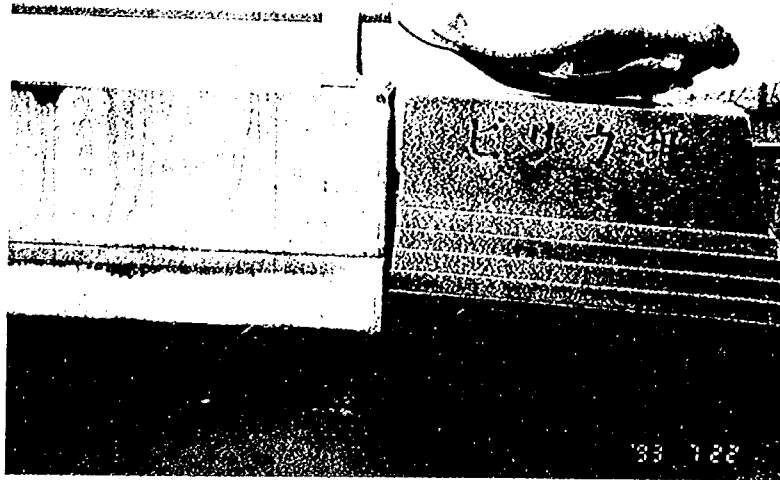


写真-8.2 0ブロックとの接合部天端における連絡通廊側天端
(掘削残土埋戻し)の沈下および高欄の開き(美利河ダム上流側)

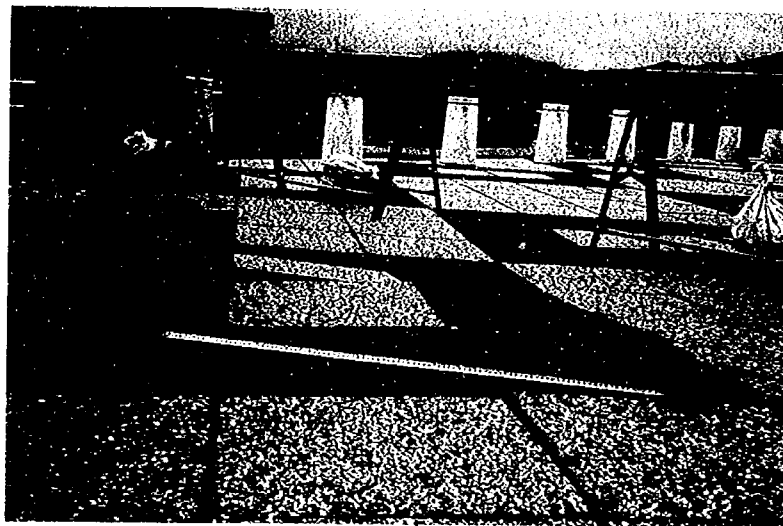


写真-8.3 0ブロックと左岸遮水壁工の接合部天端の公園広場にお
けるブロック舗装の浮き上り(美利河ダム)

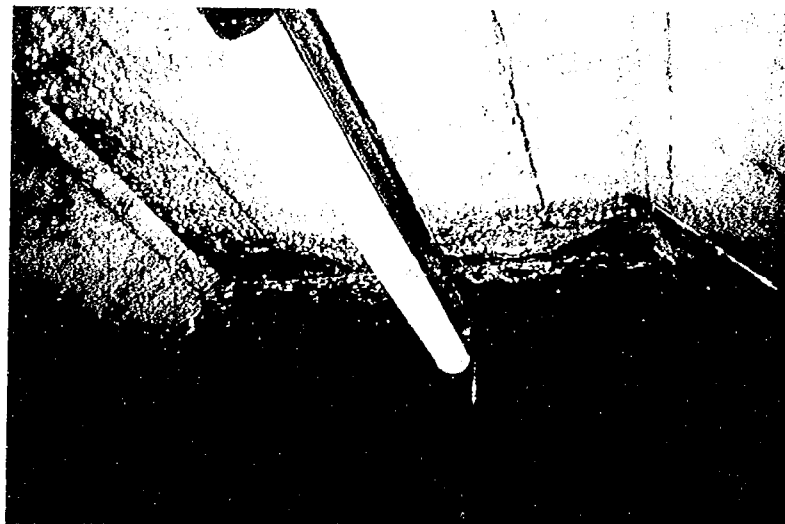


写真-8.4 28ブロック内堤内仮排水路閉塞部からの漏水
(美利河ダム)

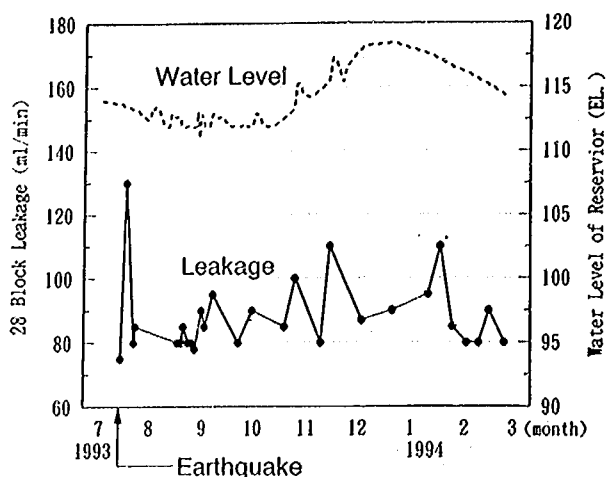


図-8.22 28ブロック内漏水量の経時変化(美利河ダム)

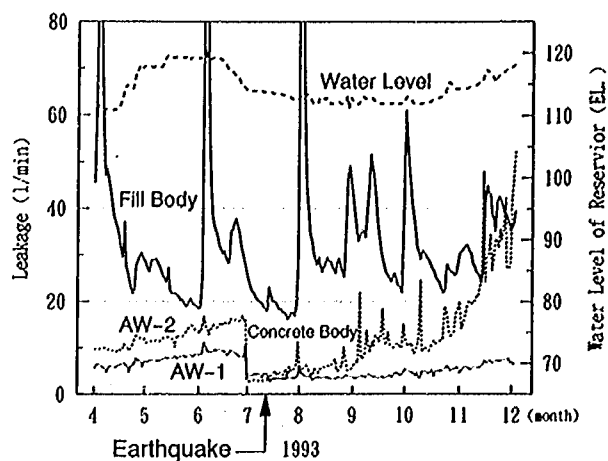


図-8.23 漏水量の経時変化(美利河ダム)

はコンクリート堤体寄り約 260 m 部分からの堤体漏水を下流フィルター敷下流端に設置されたドレーンパイプにより集水している。地震発生前後での漏水量の経時変化を図-8.23 に示す。地震前後でコンクリート堤体でわずかに 0.8 l/min 減少し、フィル堤体では 4.7 l/min 増加したが、降雨による変動程度に量的に少なく数日後には回復しており問題はない。

監査廊の横継目開きに関して地震前後(6月29日と7月13日)の変化量は-0.85~0.65 mmであった。地震後に横継目が閉じたものが多く、コンクリート堤体監査廊の各継目においては、錆水の浮き出た後が認められた。

また、地震によりリバースプラムラインの油タンクから油が漏れる被害があった。

3.2 定山溪ダム

定山溪ダムは、北海道開発局建設部の管理する重力式コンクリートダムである。基礎岩盤は石英安山岩と

石英斑岩である。11ブロック断面図、およびダム上流面図を図-8.24、8.25に示す。震央からの距離は161 kmである。当ダムには、5台の地震計が設置されており、最大加速度は天端(A3)で37.2 gal(上下流方向)、堤体基礎岩盤(A1)で8.0 gal(ダム軸方向)を記録した。亀裂等、堤体表面に変状はなかった。

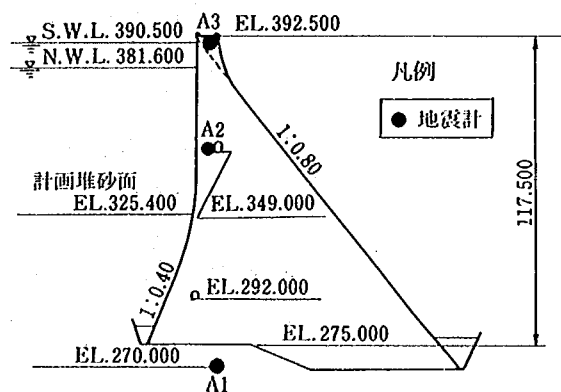


図-8.24 11ブロック断面図(定山溪ダム)(単位:m)

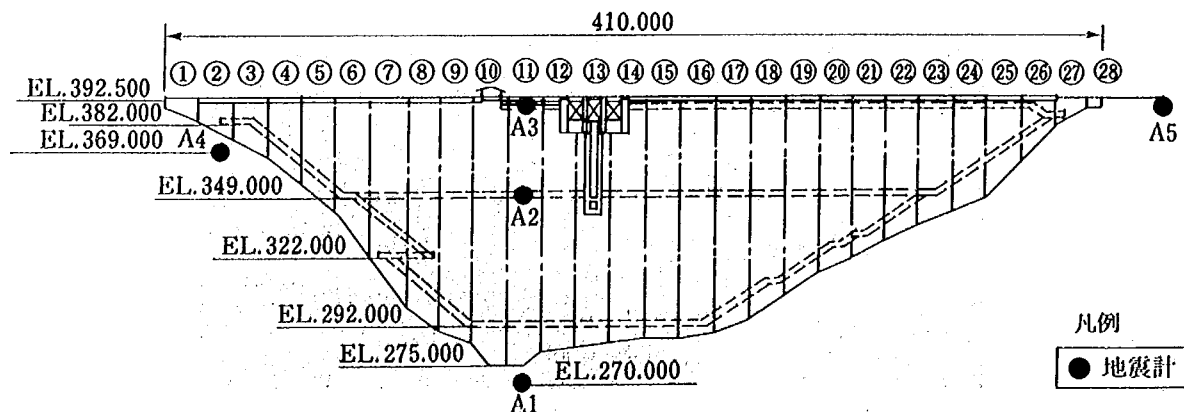


図-8.25 ダム上流面図(定山溪ダム)(単位:m)

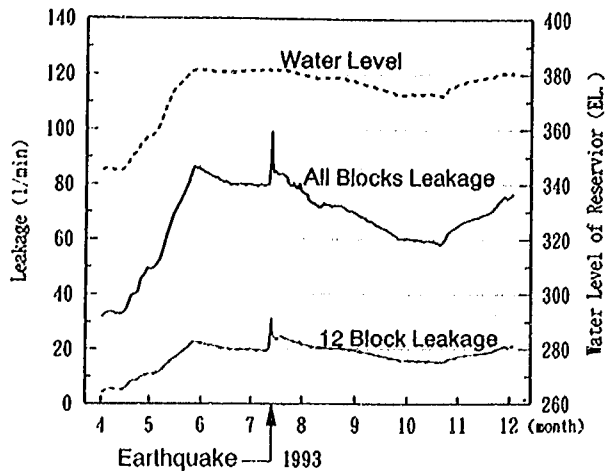


図-8.26 漏水量の経時変化(定山溪ダム)

地震発生前後での漏水量の経時変化を図-8.26に示す。地震直後、20 l/min程度増加した(特に12ブロックが顕著)が、濁りは認められず、約10日後には回復したことから特に問題はない。

3.3 朝里ダム

朝里ダムは、北海道土木部の管理する重力式コンクリートダムである。断面図およびダム下流面図を図-8.8、8.9に示す。震央からの距離は155 kmである。当ダムには2台の地震計が設置され、最大加速度は上下流方向に天端(A2)で68.9 gal、監査廊(A1)で15.1 galを記録した。亀裂等、堤体表面に変状はなかった。

漏水量は、堤体を3分割し、それぞれ基礎漏水ならびに継目漏水を合わせて計測している(AW-1:1~9ブロック、AW-2:9~20ブロック、AW-3:20~26ブロック)。地震発生前後での漏水量の経時変化を図

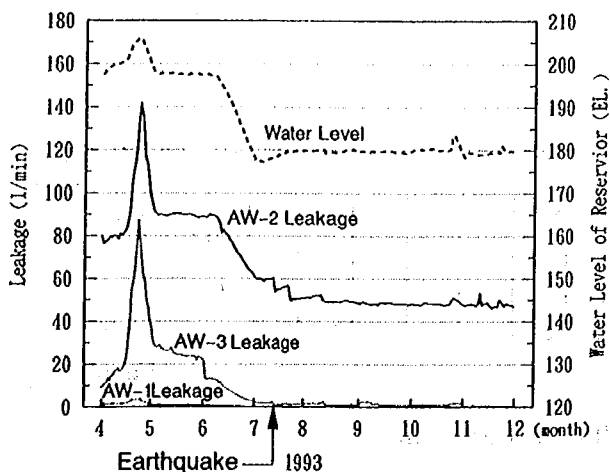


図-8.27 漏水量の経時変化(朝里ダム)

-8.27に示す。地震直後に全漏水量が約7 l/min減少したが、少量であり特に問題はない。

ブラムラインによる堤体中央部のたわみ変位は、下流方向に最大約4.0 mm、右岸方向に最大約7.0 mmを記録したが、地震直後には回復した。

3.4 奥沢ダム

奥沢ダムは、北海道小樽市水道局の管理する均一型アースフィルダムである。1988年から1992年にかけて堤体下流部の補強(背面ドレーン工および腹付け)を行っている。震央からは151 kmの距離に位置している。また地震計は設置されていない。

漏水量は地震直後に約7 l/min増加したが、濁りもなく数日後には地震前の値に回復した。地震による堤体表面上の変状はなかった。

3.5 真駒内ダム

真駒内ダムは、北海道開発局農業水産部の管理する堤高34 mの中央コア型ロックフィルダムである。震央からの距離は約61 kmであり、最も近距離にあるダムである。当ダムには、地震計は設置されていない。

今回の地震により軽微な変状が生じた。堤体では沈下が生じ、地震後の計測値と設計図面との標高差は最大20 cm程度あった。それに伴い、堤体下部では上下流方向に膨らみ、また、上流堤体法枠工のコンクリートフレームの目地のずれや段差が生じ、角が破損した(写真-8.5)。左岸洪水吐越流堤前面のコンクリート吹付け部では亀裂が生じた(写真-8.6)。これは吹付け部内の埋戻し土が貯水位の変動により吸い出され、空洞となっていたところに今回の地震で亀裂が生じたと考えられる。貯水池敷きの旧みお筋上に工事中に埋土した整池では長さ5~30 m、幅5~10 cmの引張り亀裂が8条生じた。地山では、右岸張り連結ブロック部の下部が波状に変形した。いずれの変状も堤体の安全管理上に特に問題となるものではない。

3.6 知内ダム

知内ダムは、北海道開発局農業水産部の管理する重力式コンクリートダムである。1993年3月から試験湛水を開始し、地震発生時も試験湛水中であった。ダム上流面図を図-8.28に示す。震央からの距離は159 kmである。当ダムには、地震計が監査廊底部(A1)と天端の水位計室(A2)に2台設置されている。最大加速度は、上下流方向にA2で246 gal、A1で94 galを記録した。水位計室(A2)で200 galを越える加速度を



写真-8.5 上流法枠工コンクリートフレームの破損状況
(真駒内ダム, 北海道開発局より提供)

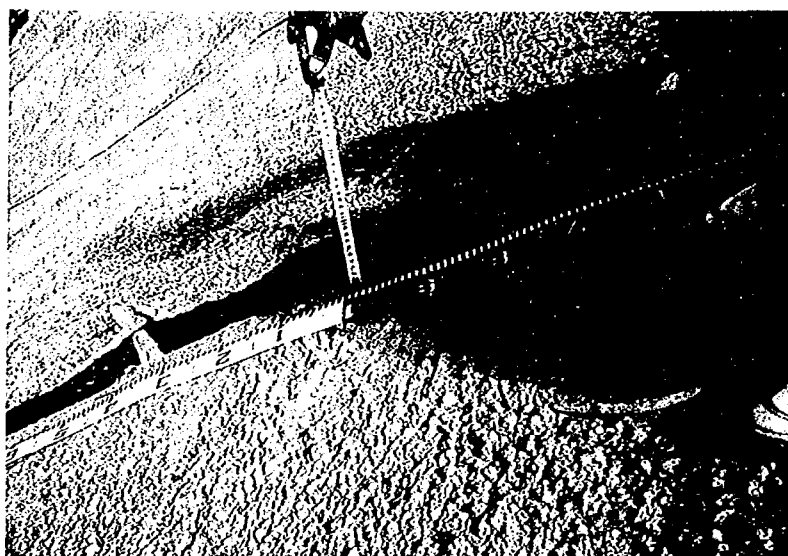


写真-8.6 洪水吐越流堤前面のコンクリート吹付け部の亀裂状況
(真駒内ダム, 北海道開発局より提供)

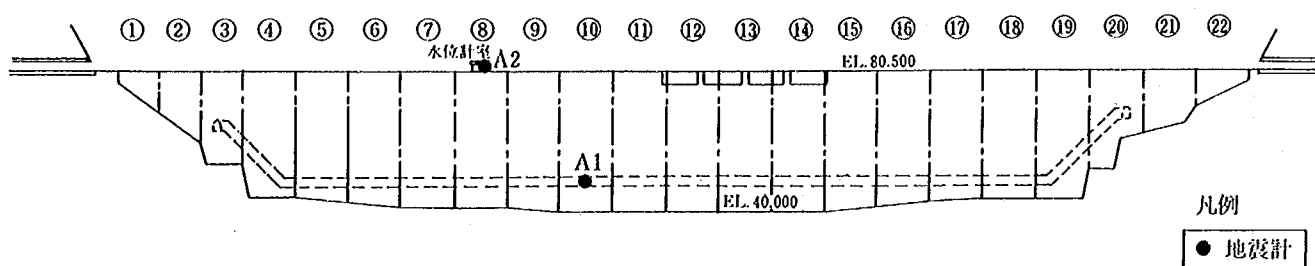


図-8.28 ダム上流面図 (知内ダム) (単位: m)

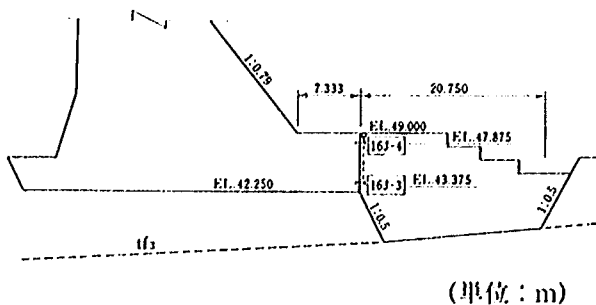


図-8.29 16ブロック継目計配置図(知内ダム)

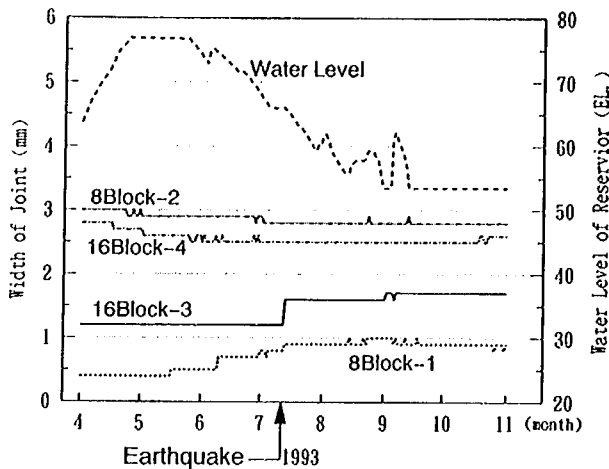


図-8.30 継目開き幅の経時変化(知内ダム)

記録したが、水位計室が天端の下流側に張り出した構造となっており、水位計室が地震時に堤体と異なった応答をしたため大きな加速度を記録した可能性があると考えられる。

堤体の表面変位は、地震直後下流方向に7、13、14、15ブロックにおいて最大約2~3 mm変位したが、これは普段の変動幅の範囲であるので特に問題はない。また、図-8.29に示す16ブロック下流法尻のマットコンクリート下部の継目の開きの地震前後での経時変化を図-8.30に示す。継目計No. 16J-3は地震により0.4 mm(1.2 mm→1.6 mm)開いた。また、18ブロックの監査廊の上流側壁面から天井にかけて、コーキングしたモルタルが一部剥離したが、そこから漏水はしていない。地震によるその他の堤体の変状、および漏水量の変化はなかった。

3.7 上磯ダム

上磯ダムは、北海道開発局農業水産部の管理する中心コア型アースフィルダムである。震央から154 kmの距離に位置し、地震計は左岸のダムサイトにある管理所1階コンクリート床上に設置されている。最大加

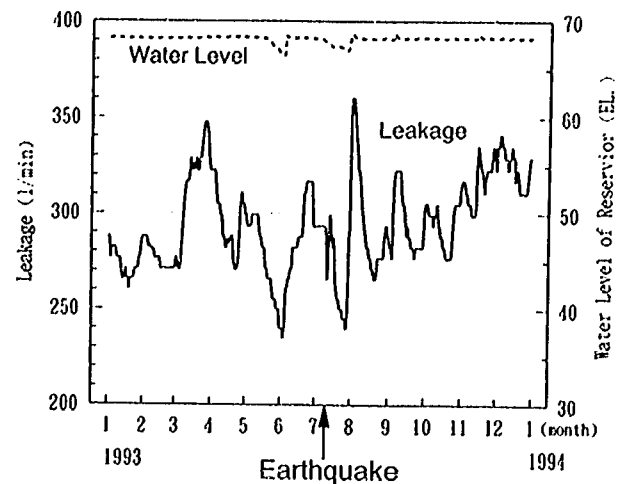


図-8.31 漏水量の経時変化(上磯ダム)

速度は上下流方向に214 galを記録した。

地震発生前後での漏水量の経時変化を図-8.31に示す。地震後、約30 l/min増加したが、約1週間後には元に回復した。

堤体表面の移動標的は天端に1測線、下流法面小段に2測線設置されている。地震前の6月29日と地震発生翌日の7月13日の測定値を比較すると、下流法面で下流方向に水平変位が最大7 mm増加し、鉛直方向に最大4 mm上昇した。また、天端では上流方向に最大3 mm変位し、鉛直方向に最大2 mm沈下した。いずれも変位量としては小さい値であり、特に問題とはならない。地震によるその他の堤体の変状はなかった。

3.8 丹羽生嶺ダム

丹羽生嶺ダムは北檜山土地改良区の管理する中心コア型アースフィルダムである。1927年に完成した築造後66年を経た古いダムである。2回の改修が行われ、1回目は1934年の融雪期の異常出水時に堤体左岸が決壊したために改修工事が行われた。2回目は1961年に洪水吐の改修が行われた。平面図と標準断面図を図-8.32、8.33に示す。当ダムには地震計および漏水量観測設備は設置されていない。しかし、震央から70 kmの距離に位置し、同じ後志利別川水系でしかも同じ瀬棚層を基盤とする震央距離89 kmの美利河ダムの基礎岩盤で最大114 galの加速度が生じていることを考慮すると、当ダムではこれ以上の加速度が生じたと考えられる。今回の地震のダムサイト岩盤における最大加速度の距離減衰は図-8.2に示したように岡本・田村の岩盤における最大加速度距離減衰式によく合うので、その式にマグニチュード7.8、震央距離70 kmを代入すると、最大加速度は188 galとなり、丹羽生嶺ダ

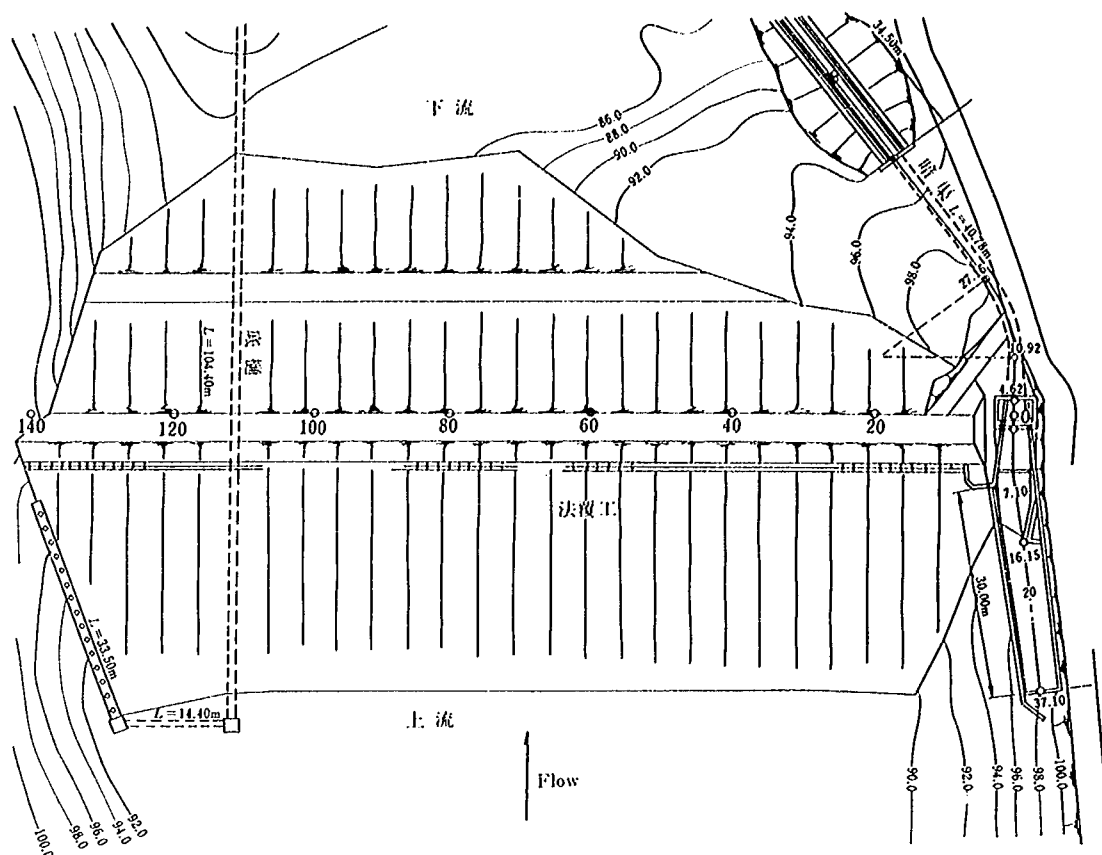


図-8.32 平面図 (丹羽生嶺ダム) (単位: m)

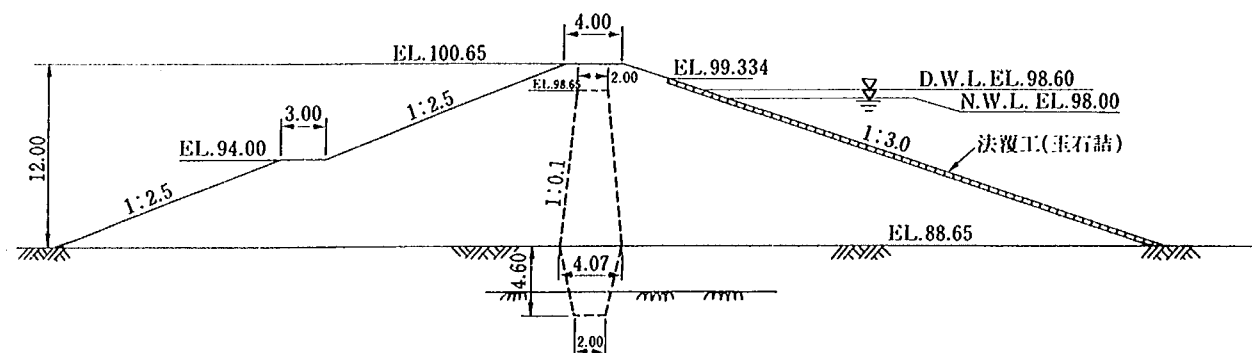


図-8.33 標準断面図 (丹羽生嶺ダム) (単位: m)

ムのダムサイト岩盤では 200 gal 程度の加速度で震動したと推定される。

写真-8.7 に地震発生 3 日後の堤体の被害状況を示す。また、被害の概要を示した堤体平面図を図-8.34 に示す。今回の地震により、堤体にはらみだしおよび亀裂がそれぞれ 2 標高地点で生じ、上流側法面は波打った。はらみだしについては、上流法面の中腹と法尻付近(地震時水位[EL. 91.5 m]下の標高[EL. 90.9~91.3 m])に生じた。このうち法尻付近では延長約 40 m にわたって最大段差約 1 m のはらみだしを生じた(写真

-8.8)。亀裂に関しては、図-8.34 に示すように、ダム天端に 5 条の縦亀裂が生じた。このうち最大の亀裂は天端のほぼ全長の約 120 m、深さ約 2 m に達し、上流側へ沈下し最大 1 m 程度の段差がついた(写真-8.9)。ほぼ堤体中央部にあたる右岸洪水吐より 80 m の地点から亀裂の生じた位置における 10 m 間隔の堤体断面図を図-8.35 に示す。また、深さ 60 cm 程度の亀裂が上流法尻付近のはらみだし部の約 2 m 上の標高部地点に生じた。また、上流法尻付近の貯水池底の堆積丘には砂層まで達した噴砂を伴った数条の亀裂があった。



写真-8.7 丹羽生嶺ダム被害状況(右岸洪水吐より撮影, 7月15日撮影, 北檜山土地改良区より提供)



写真-8.8 堤体上流法面の延長約40mにわたる段差約1mのはらみだし(丹羽生嶺ダム, 7月22日撮影)

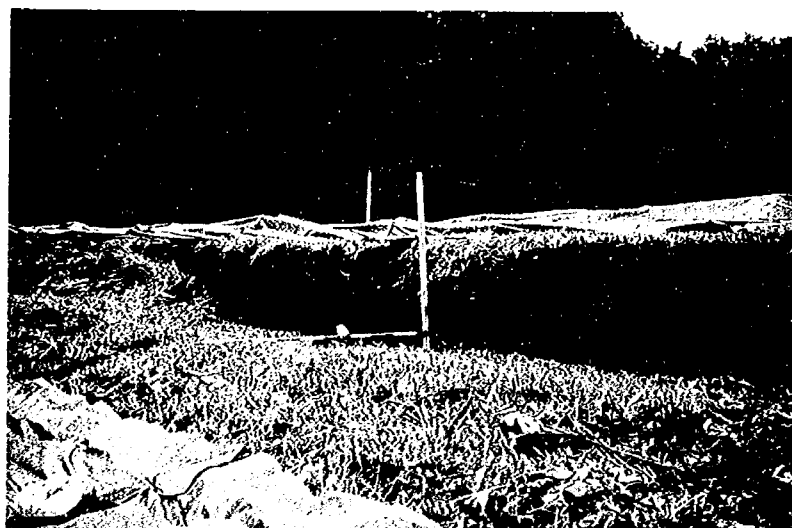


写真-8.9 堤体上流側の沈下による天端での段差(丹羽生嶺ダム, 7月15日撮影, 北檜山土地改良区より提供)

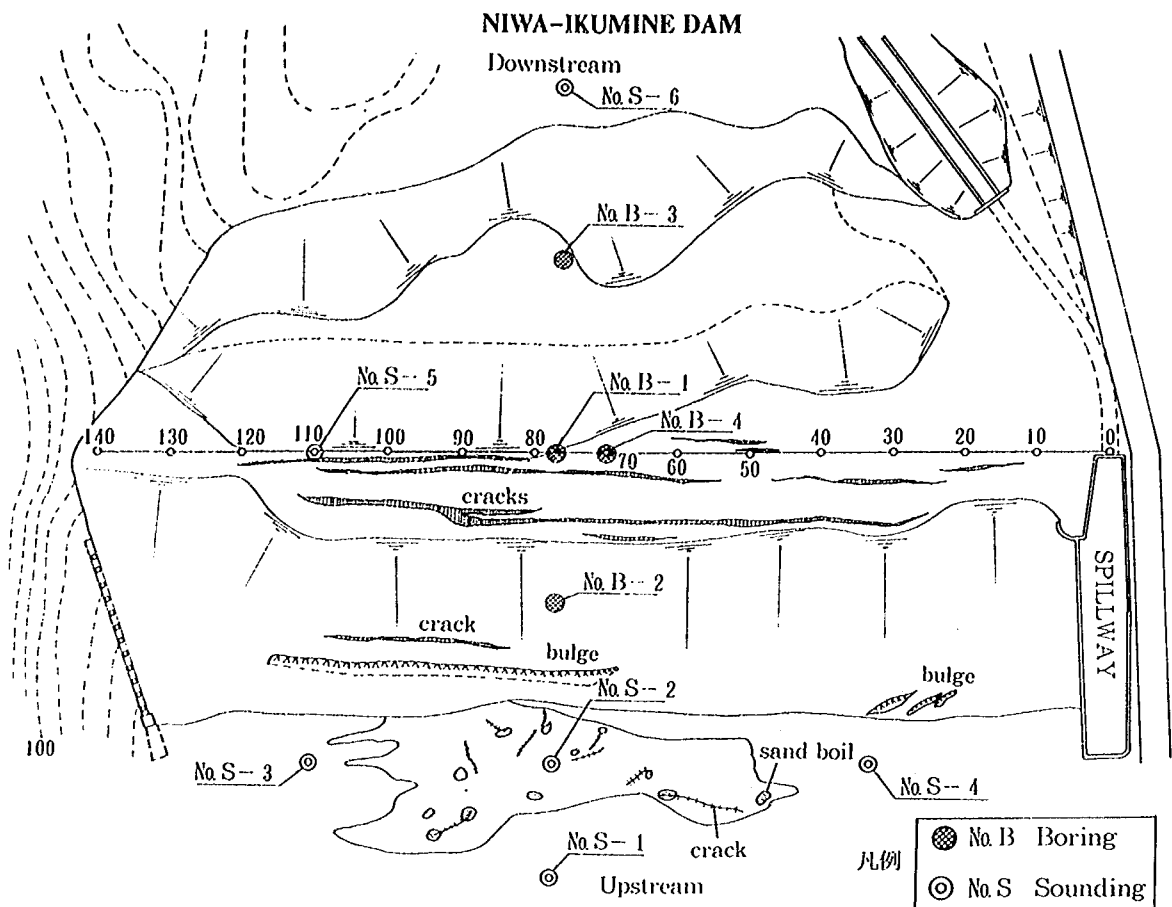


図-8.34 被災堤体の平面図（丹羽生嶺ダム）（単位：m）

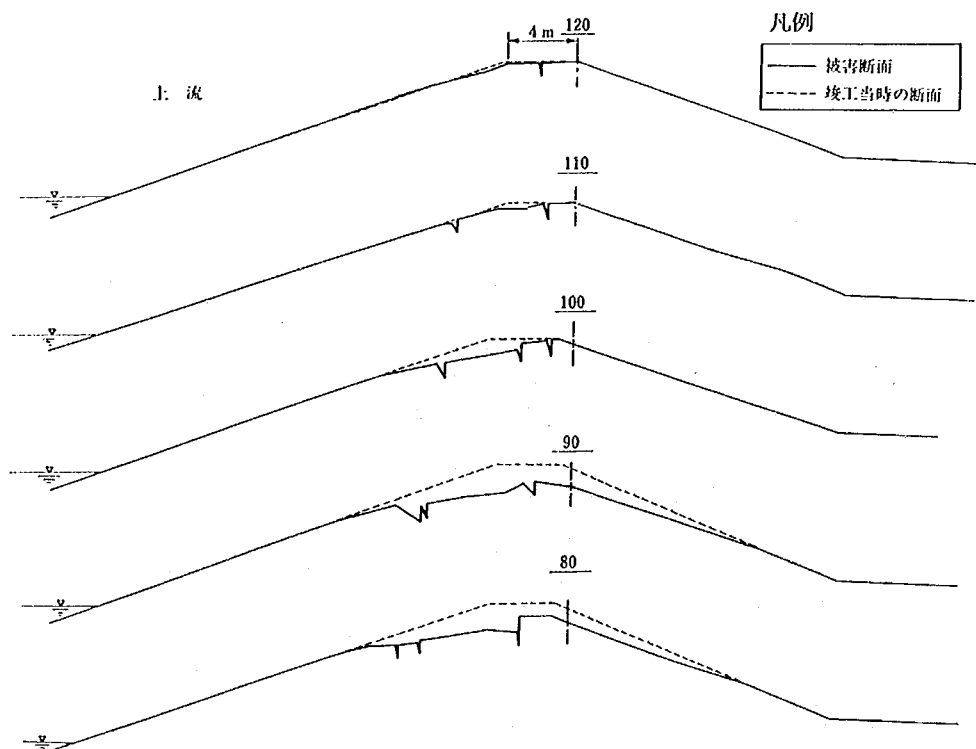


図-8.35 亀裂堤体断面図（丹羽生嶺ダム）

管理者は、地震翌日から水中ポンプにより排水を行い(地震時水深約4 m)、7月21日朝までに完全に落水させた。さらに、堤体上流側は相当部分緩んでいるものと思われ、出水があった場合、斜樋および底樋だけ(流下能力 $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$)では、貯水位を上昇させることなく放流することができず安全管理上問題があるため、管理者は7月26日より堤体左岸側を緊急開削し(掘削量約 $5,500 \text{ m}^3$)、水路底幅2 m、水路断面積 3 m^2 で流下能力 $10.9 \text{ m}^3/\text{s}$ を確保した。また、同時に天端亀裂に石灰を流し込み、重機で転圧し、堤体の応急処置を行い、8月6日に応急工事は完了した。開削水路を写真-8.10、8.11に示す。開削面に、すべり面は目視的には確認できなかった。

その後の河川協議の結果、ダム堤体盛土は取り除かれ、河床を掘り下げて頭首工が設置されることとなった。工事は地震発生の半年後の1994年2月より開始された。再開削中の開削面を写真-8.12に示す。

図-8.34に示す地点でボーリング調査およびス

ウェーデン式サウンディング試験、並びに開削面でのゾーニング調査が実施された。試験結果による堤体および基礎地盤の地質図を図-8.36に、開削面のゾーニング図を図-8.37に示す。堤体は4 m厚程度の河床堆積層の上に盛土されており、その下には固結度の低い砂岩からなる瀬棚層となっている。堤体盛土は礫混じり粘土のコアと礫混じり砂質シルトからなるゾーン型で、コアは断面中心と上流法面付近の前刃金型の2ゾーンに分かれている。このうち前刃金型コアは改修時に盛られたと思われる。開削面よりサンプリングしたダム堤体盛土の下部を占めるシルト質砂の粒度分布を図-8.38に、示す。砂置換法による原位置密度試験と図-8.39に示す締固め曲線より締固め度D値は81%、標準貫入試験結果よりN値は2~4とかなりルースである。河床堆積物の砂層はN値が3~8とルースな砂から礫混じり砂である。

被災原因としては、堤体上流法尻付近の貯水池堆積面に噴砂が生じたことや、堤体盛土の上流下部はゆる



写真-8.10 応急工事による開削水路断面(丹羽生嶺ダム、上流貯水池側より撮影、8月7日撮影、北檜山土地改良区より提供)



写真-8.11 応急工事による開削面(丹羽生嶺ダム、左岸側天端より右岸側開削面を撮影、8月7日撮影、北檜山土地改良区より提供)



写真-8.12 頭首工設置工事による開掘面(丹羽生嶺ダム、左岸側天端より右岸側開掘面を撮影、1994年2月25日撮影)

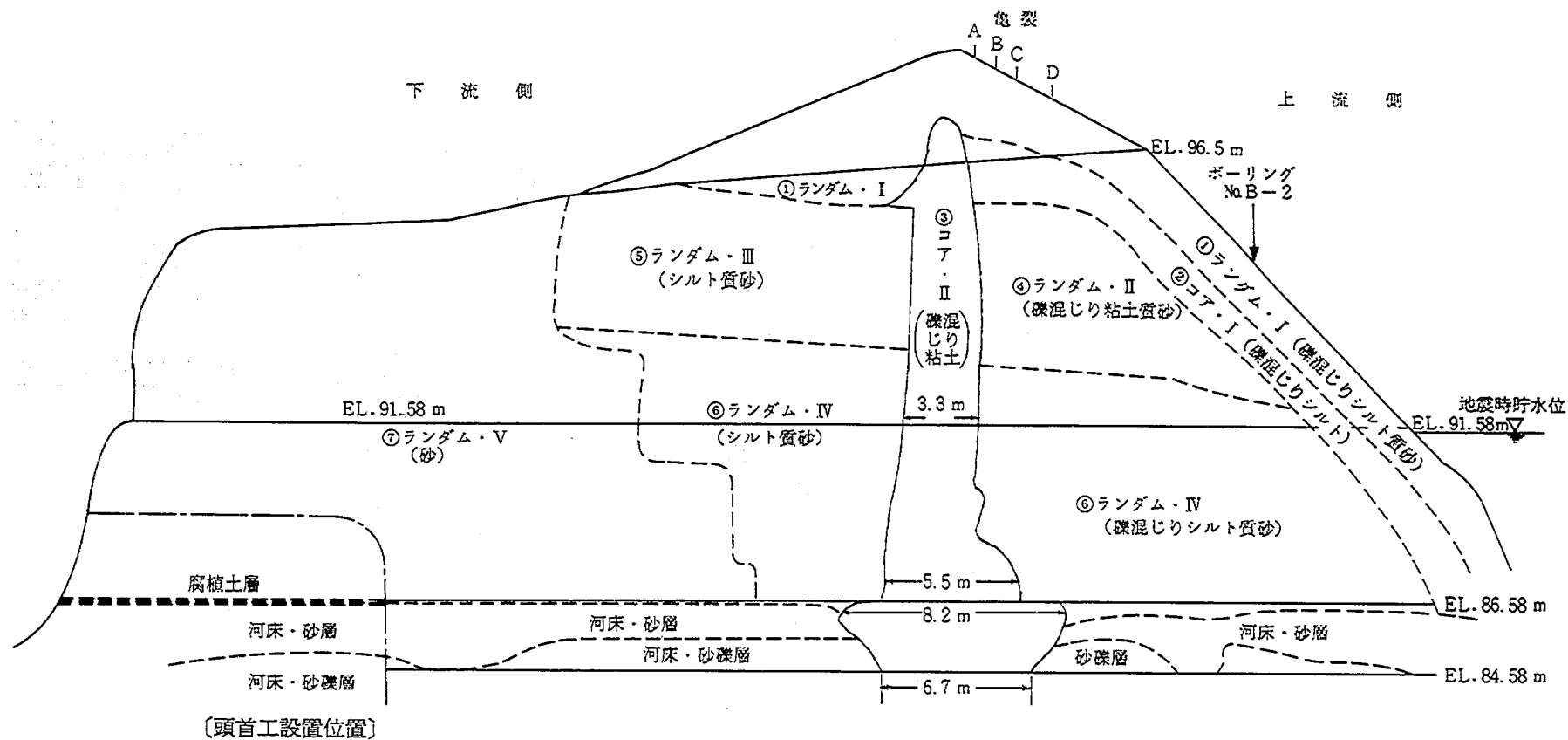


図-8.37 開削面ゾーニング図 (丹羽生嶺ダム)

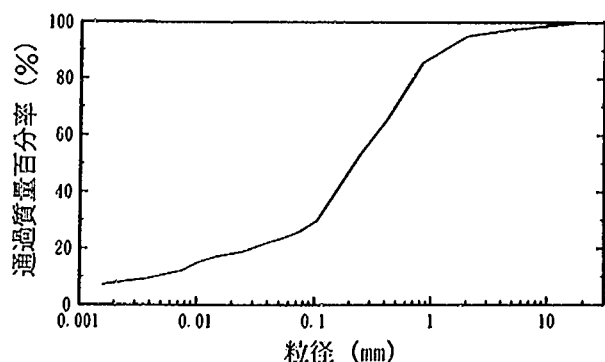


図-8.38 堤体盛土の粒度分布 (丹羽生嶺ダム)

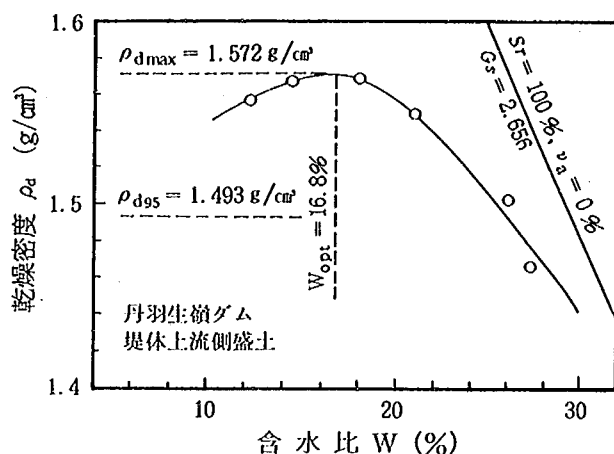
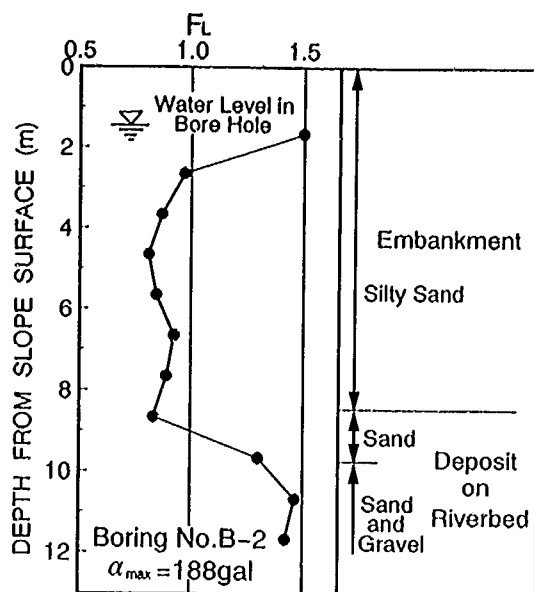


図-8.39 堤体盛土の締め固め曲線 (丹羽生嶺ダム)

詰め砂質土が2つのコアゾーンに挟まれているため飽和状態になり、地震により液状化し、堤体上流側の沈下を引き起こしたと考えられる。そこで、図-8.36に示した堤体上流側でのボーリング No. B-2のデータおよび開削面でサンプリングした土質試料の試験結果から道路橋示方書による液状化に対する抵抗率 F_L を算出し、深度方向の分布を図-8.40に示す。ここに、地震時せん断応力比算出に用いた水平震度は田村・岡本の岩盤における最大加速度距離減衰式より求めた値 $\alpha_{max} = 188 \text{ gal}$ を用いた。この値は基礎岩盤での加速度

図-8.40 液状化抵抗率 F_L の分布図 (丹羽生嶺ダム, No. B-2)

を表しており、堤体表面での加速度としてより大きな加速度を今回の地震による液状化の判定の入力震度に用いるべきであるが、この値でさえも堤体盛土下部および河床堆積物砂層上部での F_L 値は1.0を切り、液状化が生じたと判定できる。液状化が生じた根本的な原因は、ルースな河床堆積物層の上に盛り立てられた堤体が良く締め固められていなかったのと、2つのコアゾーン間の堤体盛土にドレーン等の排水設備がなく飽和状態になっていたためと考えられる。

3.9 下湯ダム

下湯ダムは、青森県土木部の管理するダムである。本ダムは中央遮水壁型ロックフィルダムであり、副ダムは傾斜コア型ロックフィルダムである。本ダムの断面図、およびダム軸縦断面図を図-8.41、8.42に示す。基礎地盤は主として凝灰角礫岩であり、副ダム右岸部に熔結凝灰岩が分布する。震央距離は268 kmである。

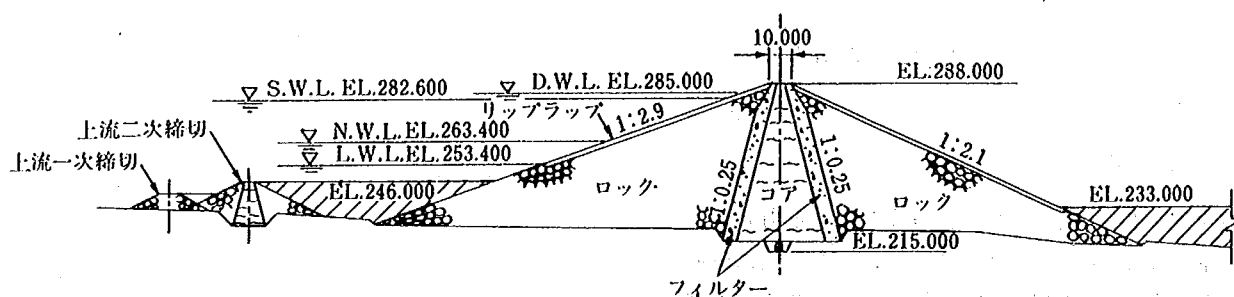


図-8.41 標準断面図 (下湯 [本ダム]) (単位: m)

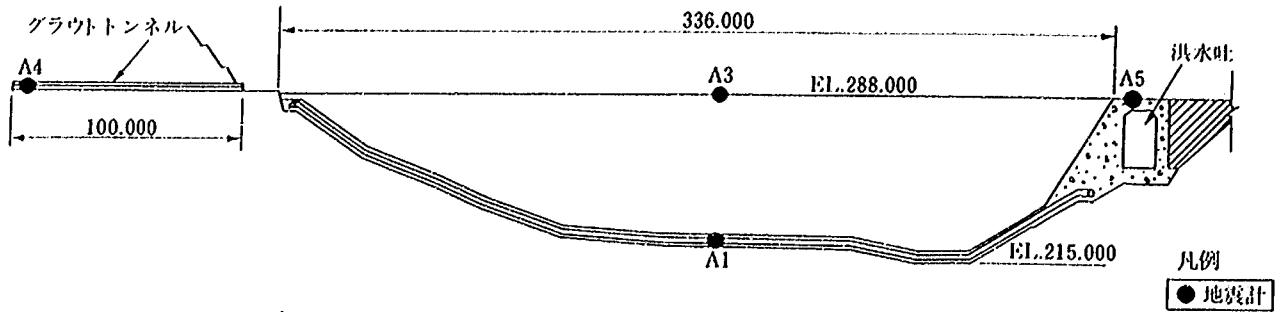


図-8.42 縦断面図(下湯ダム[本ダム])(単位:m)

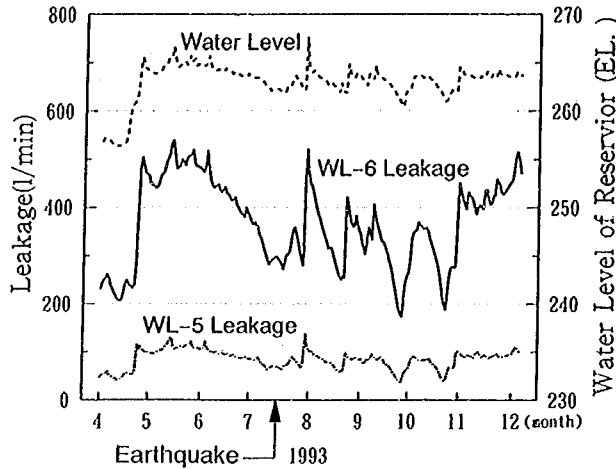


図-8.43 漏水量の経時変化(下湯ダム[副ダム])

本ダムには、5台の地震計が設置されており、最大加速度は上下流方向に天端(A3)で63 gal、監査廊(A1)で25 galを記録した。

地震発生前後での副ダムにおける漏水量の経時変化を図-8.43に示す。遮水ゾーンの下流で堤体左岸部の漏水を集水しているWL-5と堤体右岸部の漏水を集水しているWL-6の漏水量は地震直後増加したが、漏水量を貯水位との関係で表した図-8.44が示すように、地震2日後には、地震前の漏水量と貯水位の対応関係に戻っており、特に問題はない。また、本ダムにおいて、コア部基礎岩盤の上流側の2観測点(MP-3, MP-4)において間隙水圧が約10 kPa下降した。その後大きな変化はなく、大きき的にも大したことはない。その他の埋設計器の計測値等の堤体の変状はなかった。

3.10 素波里ダム

素波里ダムは、秋田県土木部の管理する重力式コンクリートダムである。震央より286 kmの距離に位置する。非越流部断面図とダム下流面図を図-8.45, 8.46に示す。地震計は、右岸地山に設置されており、最大

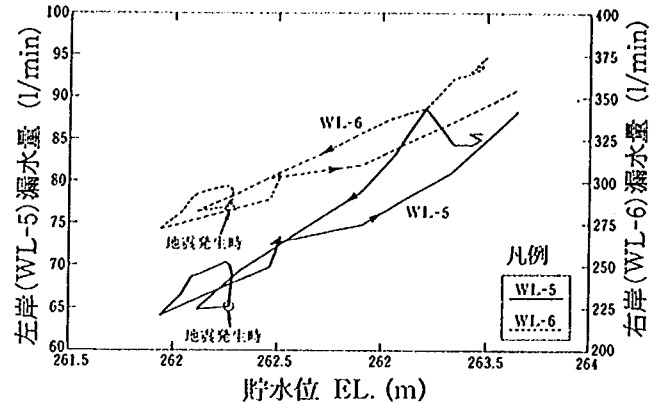


図-8.44 漏水量と貯水位の関係(下湯ダム[副ダム])

加速度はダム軸方向に17 galを記録した。

地震発生前後での漏水量の経時変化を図-8.47に示す。地震前後で5.6 l/minから4.0 l/minに減少した。また、左岸監査廊中段よりも低い標高位置(図-8.46に示す、EL. 106.250 m)で、岩盤への斜め45°のドレーン孔からの漏水が地震発生1時間後の臨時点検の際、乳白色であった。10日後に再度点検したときは、漏水は透明色に回復していた。また近傍のドレーン孔からは乳白色の漏水は確認されなかった。その他の堤体変状はなかった。

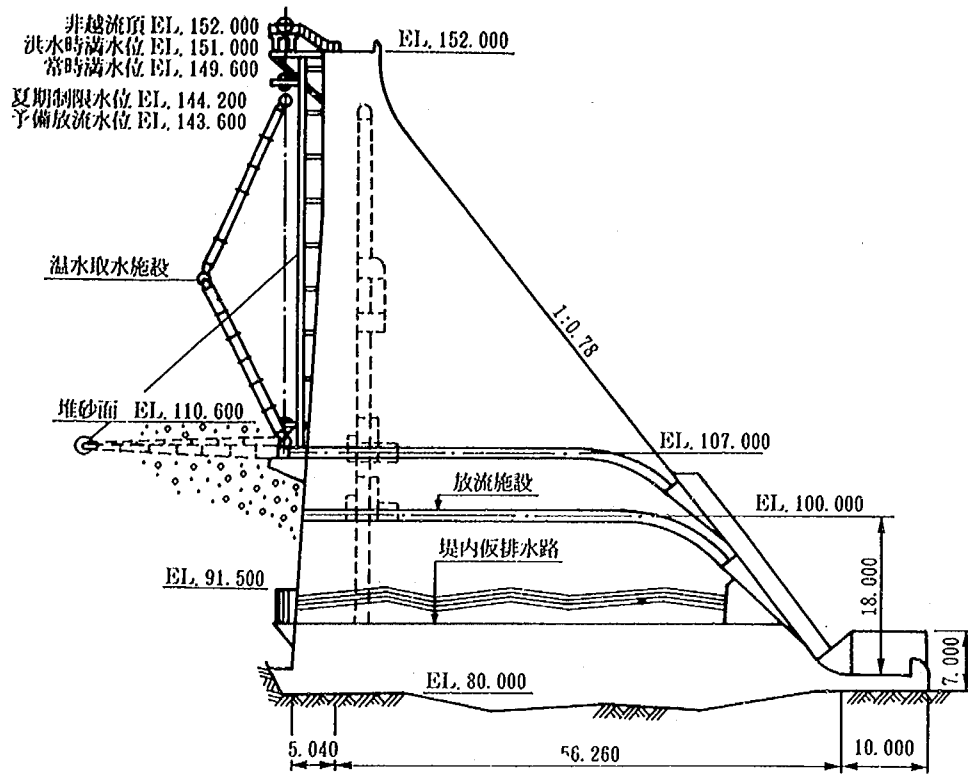


図-8.45 非越流部断面図(素波里ダム)(単位:m)

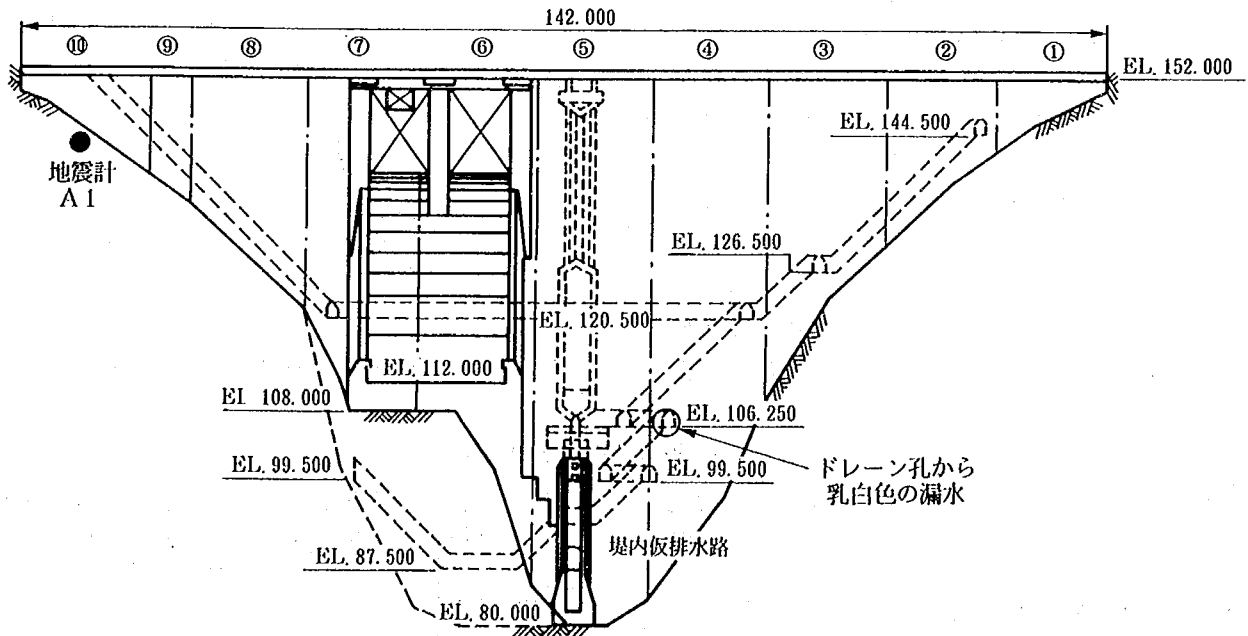


図-8.46 ダム下流面図(素波里ダム)(単位:m)

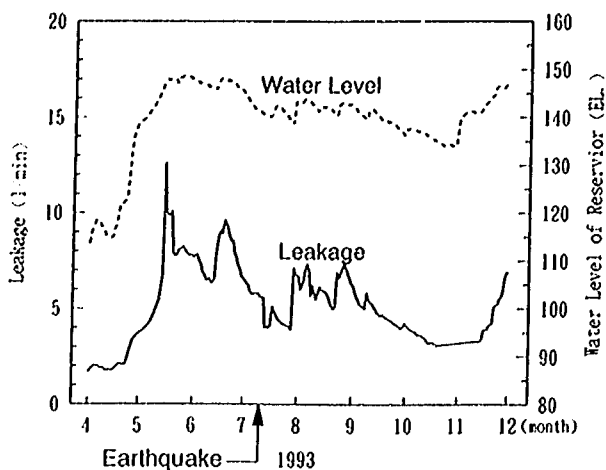


図-8.47 漏水量の経時変化 (素波里ダム)

4. 農業用溜池の被害

今回の地震により、堤高 15 m 以下の溜池においては、2 溜池の決壊等、甚大な被害を生じたものがあった。

北海道の調査によると、震央に近い日本海側に位置する溜池でクラック等の被害が生じたものがあった。今回の地震で被害の度合いが大きかったものは、瀬棚郡瀬棚町に集中した(図-8.1)。瀬棚町は日本海に面し、震央から約 65~70 Km の近距離に位置している。町内には溜池(普通河川、許可水利)が 12 か所ある。北海道土木部の調査によれば、そのうち最内川水系の溜池で決壊 2 か所、天端に縦亀裂を生じたものが 4 か所、貯水池まわりの地すべりを生じたものが 1 か所確認された。また、青森県では、上流法面張りブロックの目地のクラックが開いた溜池があった。以下に、北海道の 4 溜池、青森県の 1 溜池の被害調査結果を示す。被害調査溜池の諸元を表-8.3 に示す。瀬棚町の被害調査した 4 溜池は、いずれも個人築造利用の溜池で、構

造諸元は不明であるが経験的技術による築造によるものと思われる。

4.1 A 溜池

堤体は、堤長約 30 m、堤高 7~8 m 程度と見られ、田畑への灌漑用に使われている。右岸地山から幅約 19 m、高さ約 3 m が完全に決壊していた(図-8.48、写真-8.13)。地震時の貯水位は、天端より 2~3 m 下であったと考えられ、決壊した堤体は下流の山林に流され、一部下流の田畑を埋没させている。貯水池底には噴砂の跡が見られた。

4.2 B 溜池

3 つの沢の合流地点を堰止めた溜池であり、現在は酪農用に使われている。堤長約 70 m、堤高 4 m 以上程度と見られ、右岸から約 25 m の幅で完全に決壊していた(図-8.49、写真-8.14)。下流での被害はなかった。

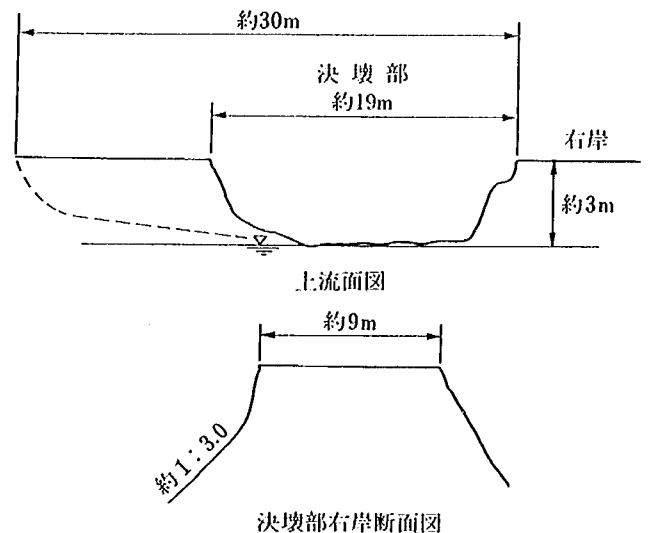


図-8.48 決壊状況図 (A溜池)

表-8.3 被害調査溜池の諸元

溜池名	水系名	河川名	道県名	所在地	震央 距離 km	型式	目的 (注)	堤高 (m)	堤頂 長 (m)	堤体 積 (t _m)	流域 面積 (km ²)	湛水 面積 (ha)	総貯 水量 (t _m)	有効貯 水量 (t _m)
A溜池	最内川	第3助石沢川	北海道	瀬棚郡瀬棚町	68	アースフィルダム	A							13.2
B溜池	最内川	柳田沢川	北海道	瀬棚郡瀬棚町	69	アースフィルダム	A							9
C溜池	最内川	第1西井沢川	北海道	瀬棚郡瀬棚町	69	アースフィルダム	A							6
D溜池	最内川	山崎沢川	北海道	瀬棚郡瀬棚町	67	アースフィルダム	A							0.8
E溜池	山田川		青森県	西津軽郡木造町筒木坂	230	均一型 アースフィルダム	A	6.5	201.5	18.2	1.5	8.9	232	

注) ダムの使用目的は次の略字で示す
A: 灌漑・特定(新規)灌漑用水



写真-8.13 A溜池, 決壊状況 (右岸部が決壊している) (上流側より撮影)



写真-8.14 B溜池, 決壊状況 (右岸部が決壊している) (上流側より撮影)

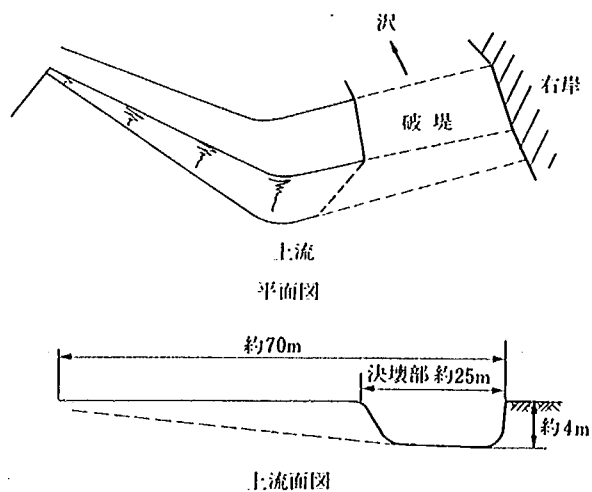


図-8.49 決壊状況図 (B溜池)

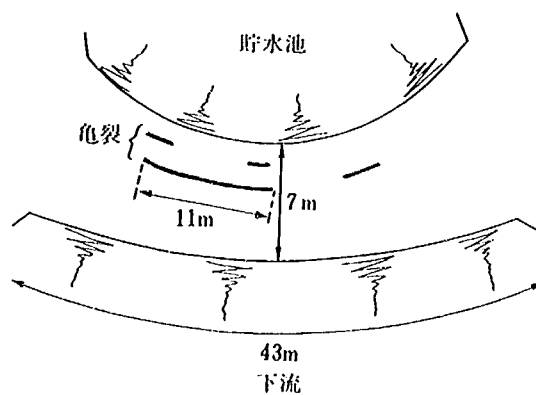


図-8.50 被害状況平面図 (C溜池)

4.3 C溜池

堤体は、堤頂長約43m、堤高4m程度、天端幅は中央部の最も狭い位置で約7mと見られ、右岸側地山に

幅約1mの素掘りの余水吐が設けられている。天端上流側に縦亀裂が数条見られ、最大のものは延長11m、深さ50~60cm、最大幅3cmである(図-8.50、写真-8.15)。

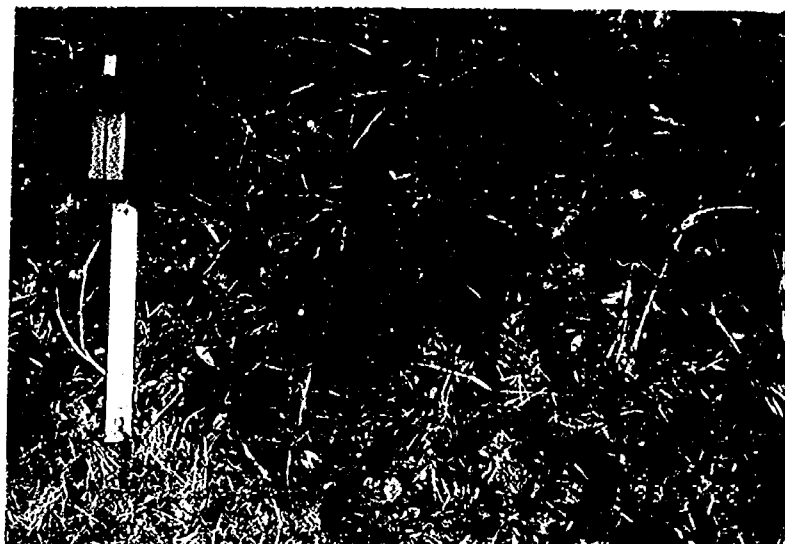


写真-8.15 C溜池, 天端の亀裂 (亀裂幅最大約3 cm)



写真-8.16 D溜池, 天端の亀裂段差 (亀裂は最大幅約14cm, 最大段差約13cm) (左岸側より下流方向を撮影)

4.4 D溜池

堤体はコ字形であり, 堤頂長約170 m, 堤高8 m程度, 堤長幅約3.5 mと見られる。天端下流側に延長15.5 mおよび12 mの縦亀裂2条が見られた。亀裂は最大幅14 cm, 最大段差13 cm(上流側が沈下)であり, 深さは最大で約90 cmに達している(図-8.51, 写真-8.16)。

4.5 E溜池

E溜池は青森県の北津軽郡にあり, 震央から230 kmの距離に位置する均一型アースフィルダムである。1983年日本海中部地震により, 天端中央部が2 m程沈

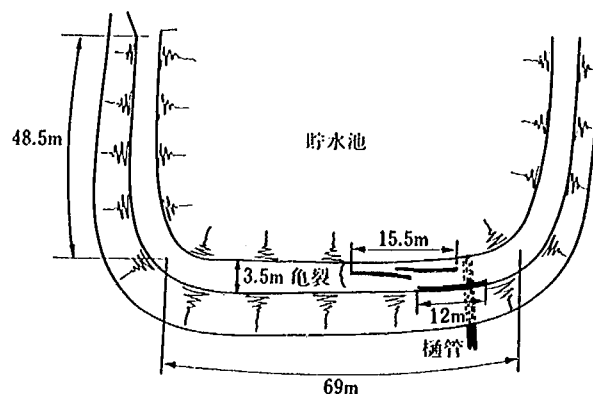


図-8.51 被害状況平面図 (D溜池)

下し、上流面張ブロックは約70mに渡って上流へ滑った。今回の地震により、同じ箇所の張ブロックの目地にグム軸方向に長さ30m程度、最大幅2cm程度に渡る亀裂が見られた。ただし、亀裂はブロックのみで深部には達していない。亀裂は元々存在し、今回の地震でさらに開口したものと推定される。

5. ま と め

堤高15m以上のダムについては、グムの堤体に被害の生じたダムは丹羽生嶺ダムのみであった。地震により堤体盛土が液状化し、天端にほぼ全堤頂長にわたる長さ約120mの亀裂が生じ、上流側に最大段差約1mで沈下し、堤体上流法面は波打った。

堤体の安全性に影響を及ぼす程ではないが、美利河ダムと真駒内ダムの2ダムで軽微な変状が生じた。美利河ダムにおいては、堤体0ブロック接合部付近で、地震応答特性の違いによる不等沈下で損傷や変状が生じた。真駒内ダムでは、堤体上流法面のコンクリートフレームの変形、地山のコンクリート吹付け部の亀裂、および張りブロックの波打ち変形等が生じた。

地震後に漏水量が増加したダム(美利河ダム、定山溪ダム、奥沢ダム、笹流ダム、上磯ダム、下湯ダム)、漏水量が減少したダム(朝里ダム、素波里ダム)、漏水に濁りを生じたダム(素波里ダム)があったが、いずれも数日から数週間後には、地震前の状態に回復した。また、堤体表面の測量結果により数mm程度の外部変形が生じたダム(上磯ダム)や、継目幅が変動したダム(美利河ダム、知内ダム)があったが、いずれも変位量は小さく、特に問題となるような変状ではなかった。

農業用溜池については震央から約65~70kmに位置する北海道瀬棚町において、2溜池が決壊した。その他、震央から近い北海道の日本海側や青森県で堤体ク

ラック等の被害が確認された。

以上のように、経験的築造技術による古いダムや溜池を除き、近代的な設計、施工技術により岩盤上に築造されているダムは今回のような大きな地震に対しても安全管理上問題となるような変状はなく、十分安全である事が確認された。

謝 辞

現地調査にあたり、北海道開発局石狩川開発建設部、東北地方建設局河川管理課、同青森工事事務所、同能代工事事務所、同森吉山ダム工事事務所、北海道河川課、同函館土木現業所、青森県河川課、秋田県河川課の方々には同行いただき大変お世話になりました。また、本調査報告をまとめるにあたり、北海道開発局、東北地方建設局、東北農政局、北海道、青森県、秋田県、各ダム事務所および各土地改良区の方々には、並々ならぬ協力および貴重な資料やデータを提供していただきました。ここに深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 田村重四郎、岡本舜三、加藤勝行：岩盤地帯の地震動の最大加速度について、第13回地震工学研究発表会講演概要、pp. 181~184, 1979. 7.
- 2) Seed, H. B., I. M. Idriss and F. W. Kiefer: Characteristics of Rock Motions During Earthquakes, p. 8, EERC 68-5, U. C. Berkeley, 1968.
- 3) 永山 功、佐々木 隆、出原 理：堤体と岩盤の相互作用を考慮した重力式コンクリートダムの動的挙動特性、ダム工学, No. 7, pp. 8~16, 1992. 9.
- 4) Okamoto, S.: Introduction to Earthquake Engineering, pp. 403~523, University of Tokyo Press, 1984.

第9編 斜面の被害

第9編 斜面の被害

綱 木 亮 介*¹

蒲 原 潤 一*²

by Ryouzuke Tsunaki

and

Jun-ichi Kanbara

細 目 次

1. 地形・地質の概要	3
2. 斜面崩壊の分布	3
3. 代表的な崩壊事例	3
3.1 道道1170号線沿いの崩壊（その1）	3
3.2 道道1170号線沿いの崩壊（その2）	3
3.3 道道奥尻一青苗線沿いの崩壊	6
3.4 道道青苗一幌内線沿いの崩壊	6
3.5 大規模崩壊の滑落崖の崩壊	6
3.6 刀掛覆道上部斜面での復旧対策	6
4. 崩壊要因の地形学的解析	6
4.1 斜面の遷急線が崩壊危険度に及ぼす影響	6
4.2 尾根の方向と崩壊分布との関係	12
5. まとめ	12
参考文献	13

* 1 砂防部急傾斜地崩壊研究室長

* 2 砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員

1. 地形・地質の概要

1993年7月12日に発生した北海道南西沖地震(M=7.8)によって北海道南西部を中心として多数の斜面崩壊が発生した。本編では斜面災害について奥尻島の事例を中心として報告する。奥尻島は、渡島半島西方の日本海上に位置する東西約10 km、南北約20 kmの島で神威山(標高584.5 m)を最高点とする全体に緩やかな丘陵地形を示す。これらの地形は11段にもおよぶ海成の段丘面の発達によるもので、標高500 m以上の高度にも段丘堆積物が保存されている。これらの段丘面は島の東半分では保存がよく北西部ではほとんど残されておらず、海岸部では急崖が形成されている。これらの段丘面による丘陵地形は多数の河川により開析され流域に沿って急崖が形成されている。また神威山西方からクズレ岬にかけて大規模な古い地すべり地形が認められ明瞭な頭部滑落崖が形成されている。

奥尻島は主に白亜紀の花崗岩類と第三紀の火山岩、火山砕屑岩、堆積岩から成り最上位を前述の段丘堆積物が覆う。

2. 斜面崩壊の分布

本島被災後に撮影した空中写真から崩壊を抽出し、さらに現地調査における確認も含めて図-9.1にその分布を示す。崩壊は前項で述べた開析の河川沿いの急斜面において地質を問わずに多発している。東海岸沿いでは新第三系の堆積岩類の上に段丘堆積物が載り遷急線を成している箇所では崩壊が認められる。多くの犠牲者を出した奥尻地区のホテル洋々荘背後の斜面崩壊もこのタイプである。一方同じ東海岸沿いではあるが南の恩顧歌から松江にかけての花崗岩類新鮮部露岩地帯では落石は生じていない。

西海岸沿いには急崖が連続し、岩盤斜面の崩壊や落石が多発した。物にホヤ石地区では新第三系の火山砕屑岩からなる急崖や急斜面部からの落石が多発し、擁壁や路面に大きな被害を与えた。

神威山西方の地すべり地も新第三系の火山砕屑岩から成るが、その頭部滑落崖の急斜面部で崩壊が多発した。

北西部の幌内川沿いには東部の奥尻地区と西部の幌内地区とを結ぶ道道1170号線が通っているが、路肩の沈下陥没、切土のり面の崩壊により寸断されている。本地区には新第三系の安山岩や火山砕屑岩から成る青苗川層と湖成の砂岩や礫岩から成る勝淵層が分布し、

これらの地層は道路の開削当初に比較的安定していると判断されたためか、のり面対策としては一部にロックネットが施工してあるほかはほとんどが無処理であった。ルート沿いの35箇所の切土のり面について調査したところ、のり肩付近での崩壊が25箇所で71パーセントを占め、残りの10箇所はのり肩からのり尻にまでおよぶ崩壊であった。いずれにせよ調査地域内の全ての崩壊がのり肩から発生しており、斜面縦断形の凸型部で崩壊が発生するという地震による崩壊の特徴が認められた。

3. 代表的な崩壊事例

ここでは、奥尻島内で発生した斜面崩壊事例のうち代表的なものを5事例報告する。また、奥尻島内で発生した斜面崩壊ではないが、北海道岩内町内の刀掛覆道上部斜面に発生した岩盤崩壊では震災後に大規模な復旧対策が講じられているのでその状況を道路管理技術委員会がまとめた資料²⁾に基づいて報告する。

3.1 道道1170号線沿いの崩壊(その1)

幌内温泉近傍の斜面崩壊である(図-9.1中 No. 1)。崩壊斜面の状況を写真-9.1及び図-9.2に示す。地質は花崗閃緑岩であり風化作用を受けマサ化している。さらに斜面下部は温泉変質を受け黄緑色を呈している。本斜面は旧崩壊地であり今回の地震により崩土が滑動したものと考えられる。崩壊の規模は長さ8 m、幅6 m、崩壊深は1 m、斜面傾斜角度は43°である。崩土はストーンガードを突き破り路面に堆積した。

3.2 道道1170号線沿いの崩壊(その2)

幌内から幌内川沿い約3 km上流に位置する切土のり面の崩壊である(図-9.1中 No. 2)。崩壊斜面はちょうどカーブの先端に位置する。崩壊斜面の状況を写真-9.2及び図-9.3に示す。地質は新第三系勝淵層の砂岩、礫岩の互層から成る。層理面は斜面の方向に対して受け盤構造を成す。崩壊の規模は長さ10 m、幅3 m、崩壊深0.5 mで、のり肩付近から斜面にはほぼ平行な節理面に沿って崩壊した。崩壊は切土のり面の造成後に形成されたと考えられる厚さ0.5 m程度の表層劣化部とのり肩付近の旧地山風化部及び表土が滑落する事により発生した。旧地山風化部及び表土の層厚は簡易貫入試験から1.5 mであった。

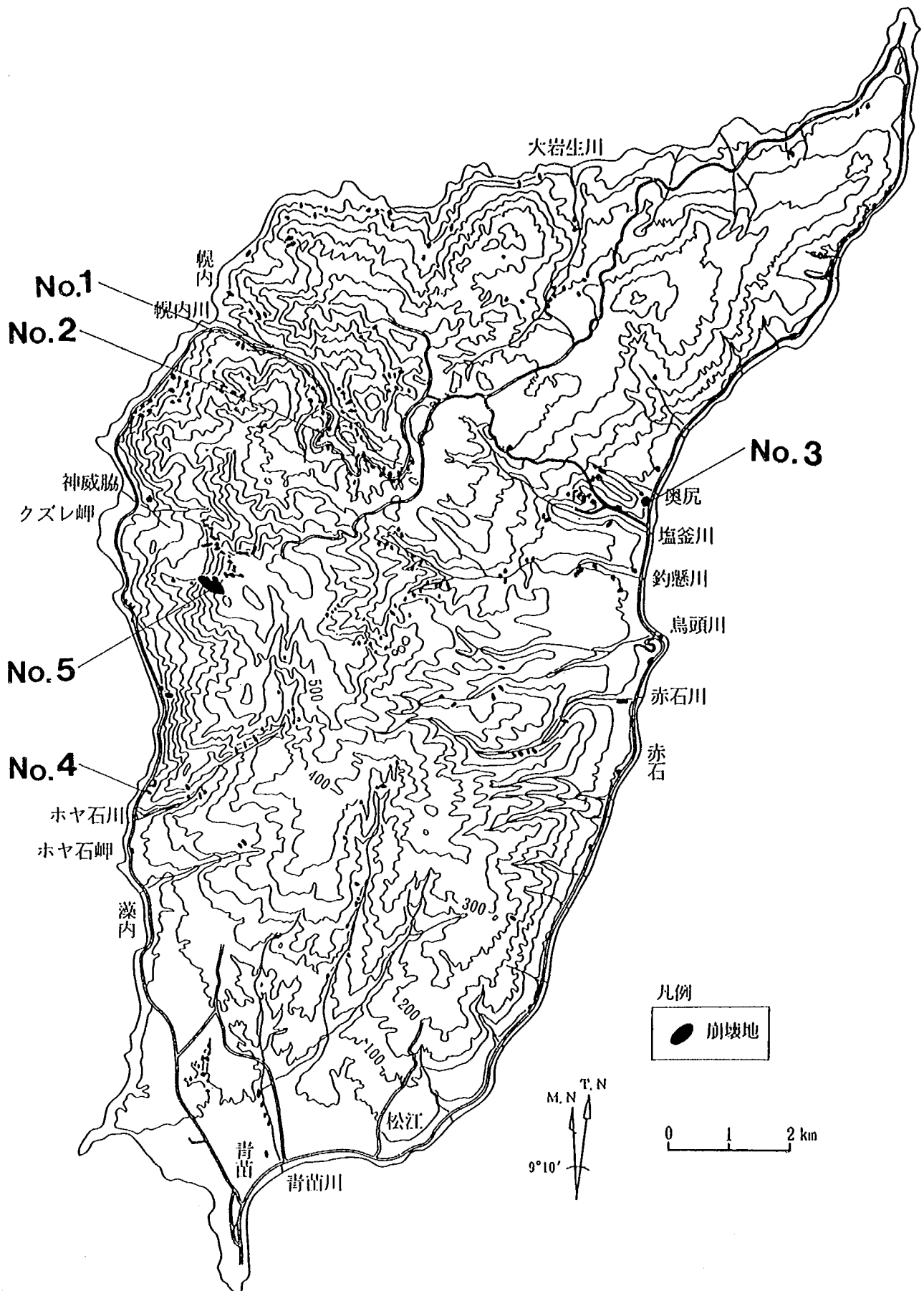


図-9.1 奥尻島斜面崩壊地点位置図

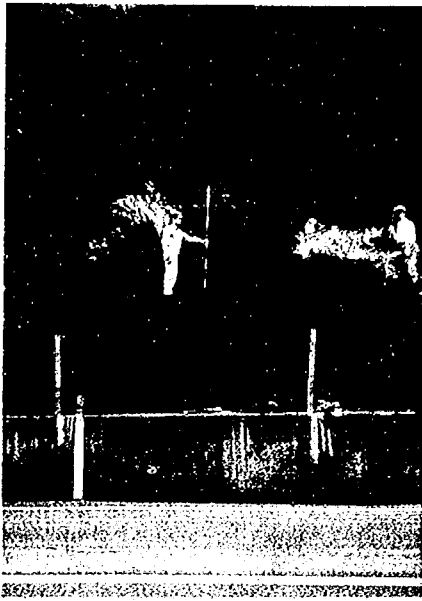


写真-9.1 道道1170号線沿いの崩壊 (その1)

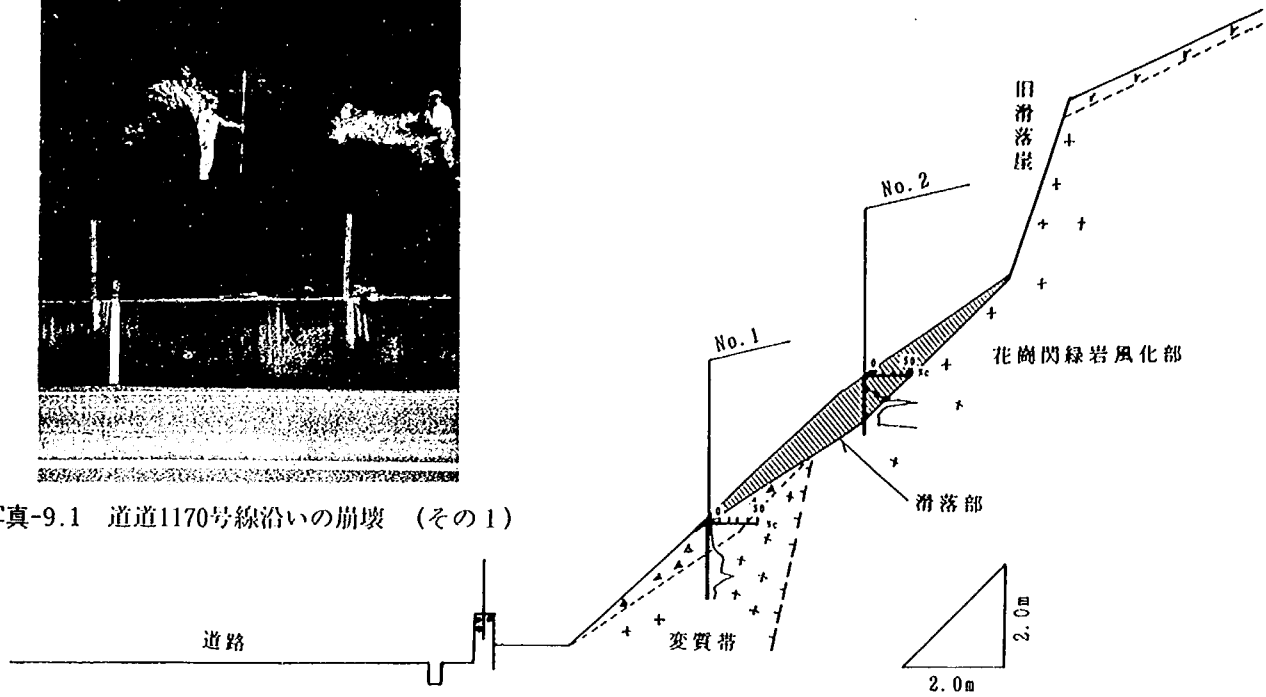


図-9.2 道道1170号線沿いの崩壊 (その1) 模式断面図



写真-9.2 道道1170号線沿いの崩壊 (その2)

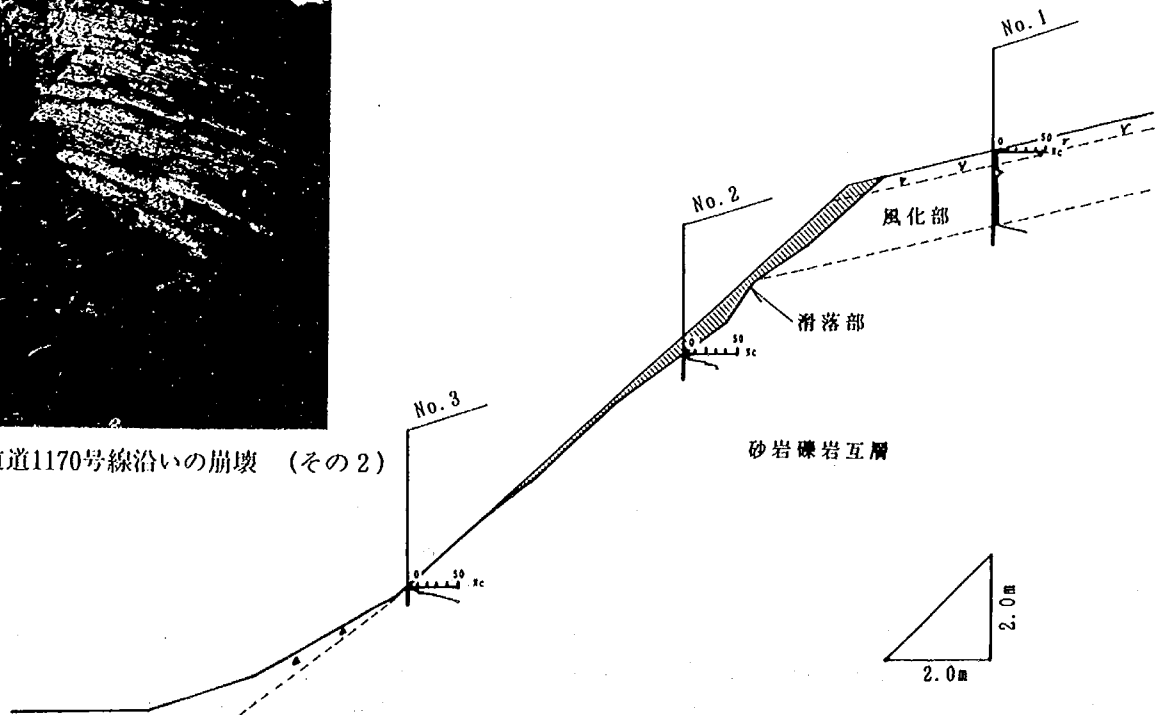


図-9.3 道道1170号線沿いの崩壊 (その2) 模式断面図

3.3 道道奥尻一青苗線沿いの崩壊

ここでは奥尻地区の洋々非背後の斜面崩壊について報告する(図-9.1中 No. 3)。崩壊斜面の状況を写真-9.3 及び図-9.4 に示す。地質は新第三系伏沢層の砂岩礫岩互層からなり最上位に段丘堆積物の砂礫がのる。崩壊の規模は長さ 100 m, 幅 130 m, 比高 100 m, 崩壊深は約 10 m である。崩壊斜面は 40° の傾斜を有し, 崩土は道路を越え洋々非を破壊して 90 m 移動して港まで達した。

3.4 道道青苗一幌内線沿いの崩壊

ここではホヤ石地区の岩盤崩壊を報告する(図-9.1中 No. 4)。斜面の状況を写真-9.4 及び図-9.5 に示す。地質は新第三系米岡層の凝灰角礫岩からなり柱状節理が発達し地震時にトップリングを起こしたと考えられる。崩壊の規模は源頭部で長さ 15 m, 幅 3 m, 厚さ 3 m である。崩土は, 比高 60 m, 見通し角 45° の斜面を 60 m に流下して擁壁を破損し路上に長さ 20 m, 幅 35 m にわたり堆積した。

3.5 大規模崩壊の滑落崖の崩壊

神威山西方の旧地すべり地頭部の滑落崖に発生した崩壊(図-9.1中 No. 5)を写真-9.5 及び図-9.6 に示す。地質は新第三系神威山層の縦亀裂が発達した凝灰角礫岩からなる。崩壊の規模は源頭部で長さ 100 m, 幅 350 m, 厚さ 10 m であり, 崩壊土量は約 $350,000 \text{ m}^3$ にも及ぶ。崩土は, 比高 300 m, 見通し角 34° の旧滑落崖を 470 m 流下し, 長さ 50 m, 幅 350 m にわたり堆積した。

3.6 刀掛覆道上部斜面での復旧対策

今回の地震によって北海道岩内町(国道 229 号)の刀掛覆道と刀掛トンネルの接合部直上の急崖斜面に大規模な崩壊が発生した。その後の調査で覆道背面に巨大岩体が母岩から遊離し, 不安定な状態であることが判明したため, 7 月 28 日午後 5 時から 11 月 10 日午後 2 時まで岩内町雷電～蘭越町港の 3.8 km が全面通行止めとなった。被災斜面の平面図を図-9.7 に示す。不安定岩体及び周辺の塔状岩体は写真-9.6 中 A, B, C, D である。そのうち岩体 A は高さ 25 m, 幅 8 m, 奥行 10 m の巨大なもので, 頭部は幅 3 m で開口し, 海側へ約 10° 傾斜した状態であった。この岩体が落下した場合, トンネル巻出し工及び覆道を直撃し, 衝撃力は 4 万 tf 程度となり, 覆道の許容落石衝撃力の 293 tf を大幅に上回ると推定された。復旧工法は不安定岩体の除去

工法が採用され, 不安定岩体を転倒発破により一気に落とし, その後に落下した岩体进行处理した。復旧工事中は, 作業の安全を確保するために A 岩体に伸縮計測線とこれに連動する警報装置を設置すると同時に, 光波による動態観測及び構造物の応力測定によって岩体全体の挙動を計測した。トンネルは坑内をコンクリートで中詰めし, トンネル巻出し部を補強した。覆道は H 型鋼により補強し, EPS, コンクリート板, 砂の 3 層構造を背面にすることによって衝撃力の緩和を図った。転倒発破は 10 月 7 日午後 3 時に実施された。転倒発破によって岩体 A は根元から転倒してほぼ 2 つに割れ, このうち下半分の岩体は斜面を転落し, 覆道と巻出し部との境界付近を転がったが構造物の損傷は最小限にとどまった。

4. 崩壊要因の地形学的解析

4.1 斜面の遷急線が崩壊危険度に及ぼす影響

地震によるのり面・斜面の崩壊事例の検討から, 段丘崖などの遷急線を持つ斜面が地震時に崩壊しやすいことが判明しており, 斜面の遷急線の有無は地震時の斜面の崩壊危険度判定の要因の一つとされている。

そこで, 本報では, 崩壊の多発した幌内川周辺における斜面について地形解析を実施し, 遷急線による斜面の凸型形状が崩壊危険度に及ぼす影響を検討した。

解析の対象範囲を図-9.8 に示す。対象範囲内の崩壊個数は, 勝淵層分布域で 13 個の計 44 個であり, 崩壊斜面の下部斜面高は 30～120 m の範囲であった。これらの崩壊地のうち遷急線を含まない崩壊はわずか 3 個であり, 遷急線が崩壊発生に影響することが確認できる。また, 崩壊斜面の斜面高さも, 地震による斜面崩壊に影響を及ぼす重要な要素であるが, 今回の解析では, 遷急線の凸型形状の度合いに着目していることから, ここでは考慮しないものとした。

解析方法は, まず, 対象地域内の遷急線について遷急線の下部斜面と上部斜面との傾斜度の差を計測し, この値を 180° から引いた値を遷急度として定義した。次に遷急度と斜面の勾配とをパラメーターとして斜面の崩壊しやすさを比較することとした。遷急線は傾斜区分図から判読した。傾斜区分は 1:5000 及び 1:25000 地形図の等高線間隔をもとに判別し, $0\sim15^\circ$, $15\sim30^\circ$, $30\sim45^\circ$ の 3 区分とした。従って, 遷急線の形状は遷急度と遷急線より下部の斜面勾配とによって 6 タイプに分類できる(図-9.9)。斜面の崩壊しやすさは,

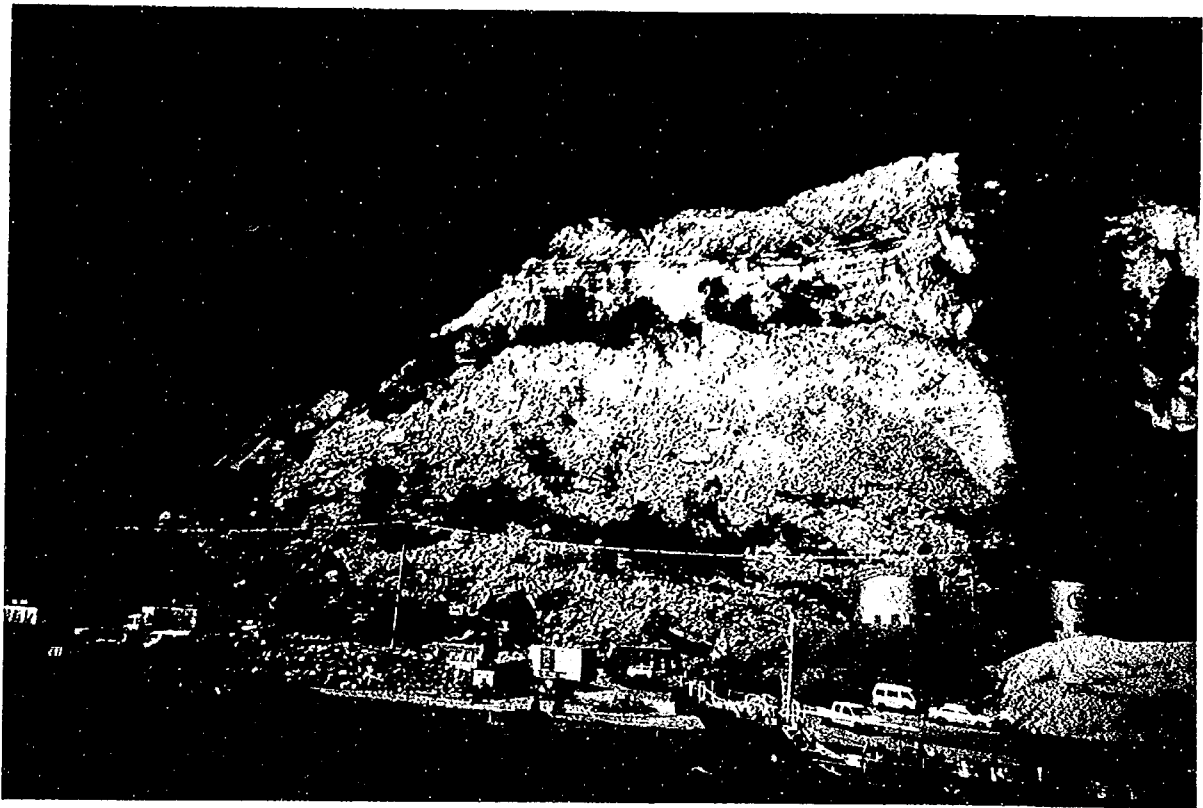


写真-9.3 道道奥尻一青苗線沿いの崩壊

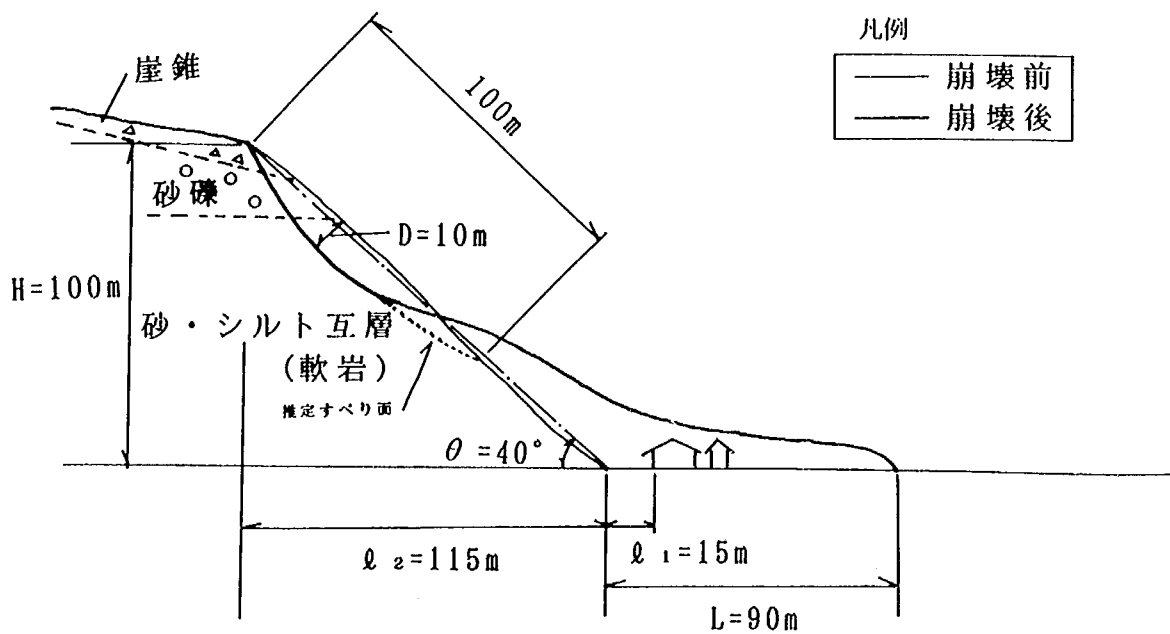


図-9.4 道道奥尻一青苗線沿いの崩壊 模式断面図

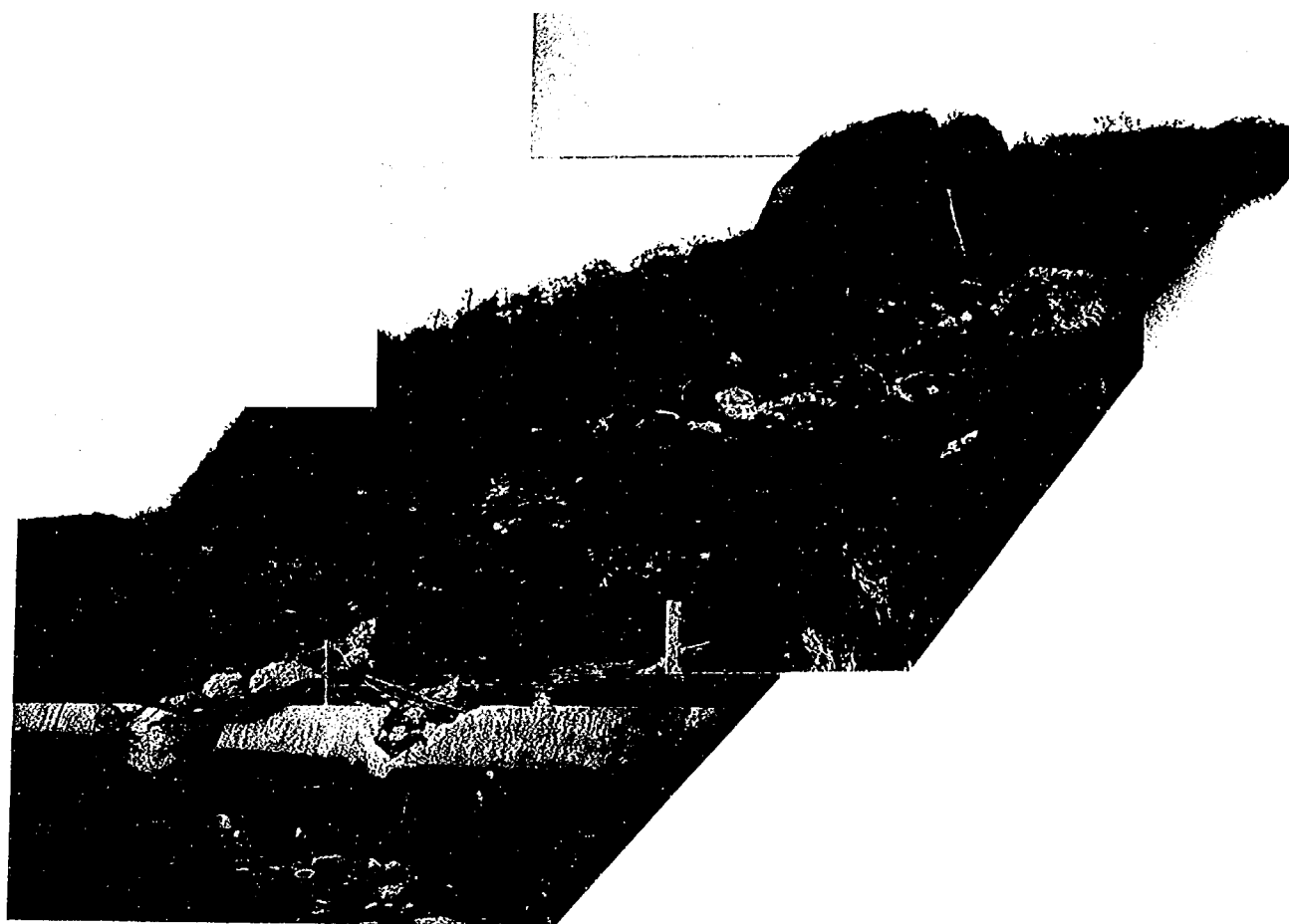


写真-9.4 道道青苗一幌内線沿いの崩壊

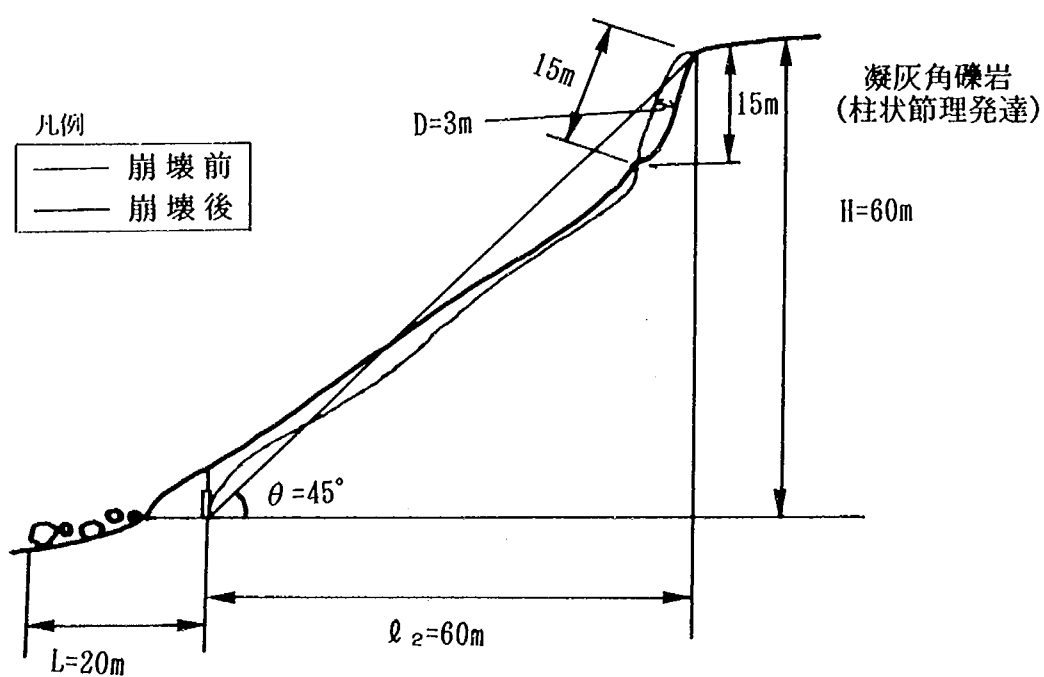


図-9.5 道道青苗一幌内線沿いの崩壊 模式断面図



写真-9.5 大規模崩壊地

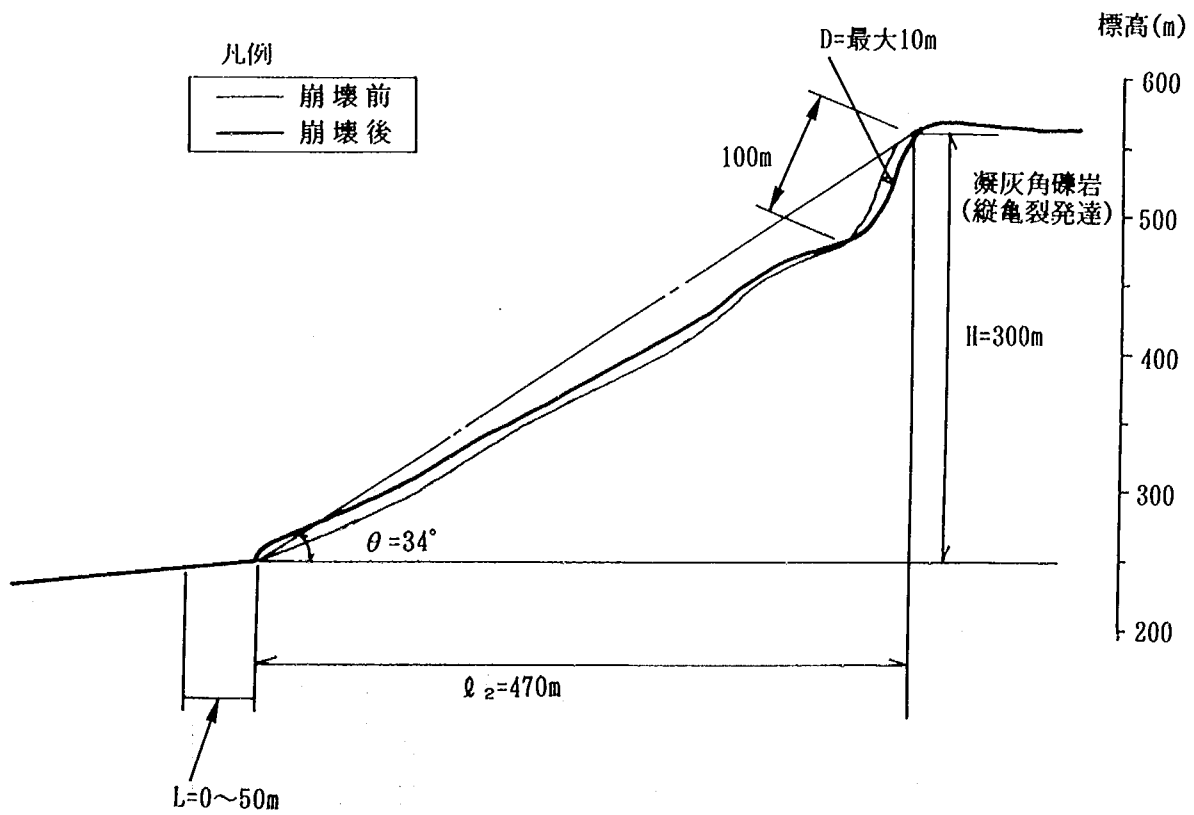


図-9.6 大規模崩壊地の模式断面図

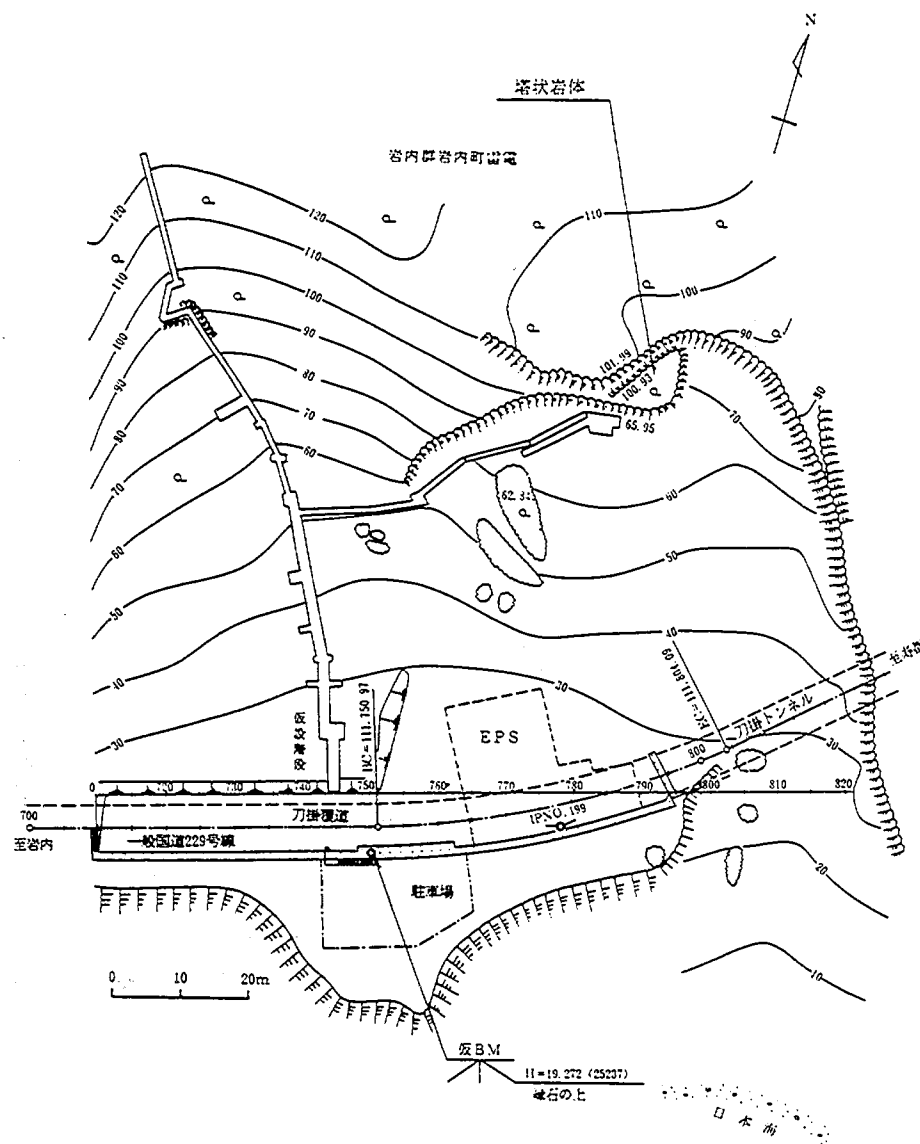


図-9.7 崩壊斜面の平面図

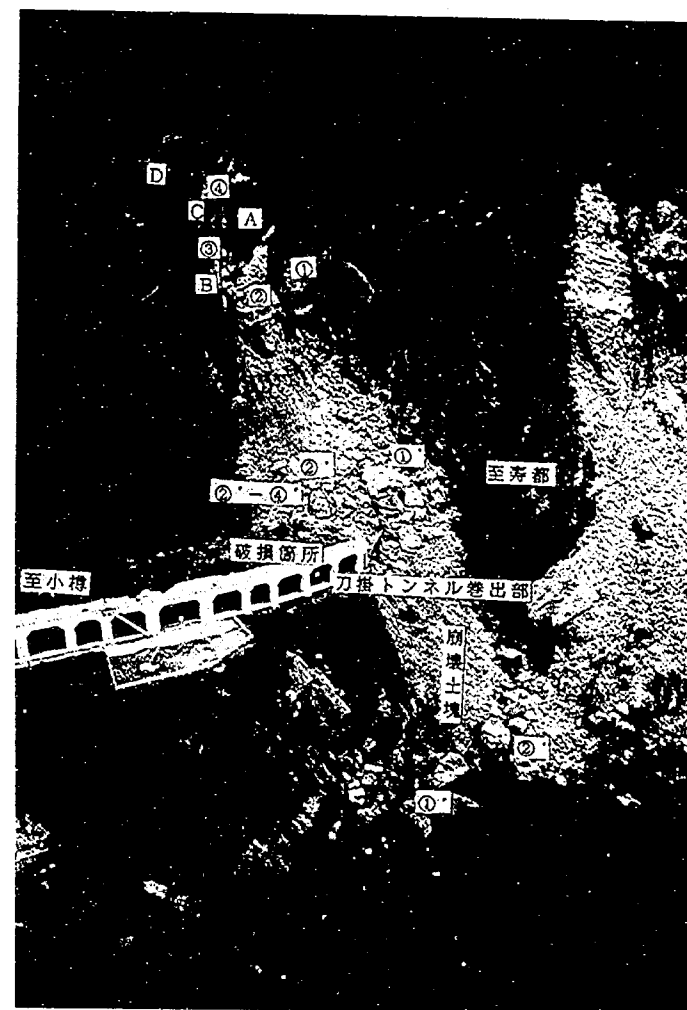


写真-9.6 地震直後の崩壊斜面全景 (1993年7月)

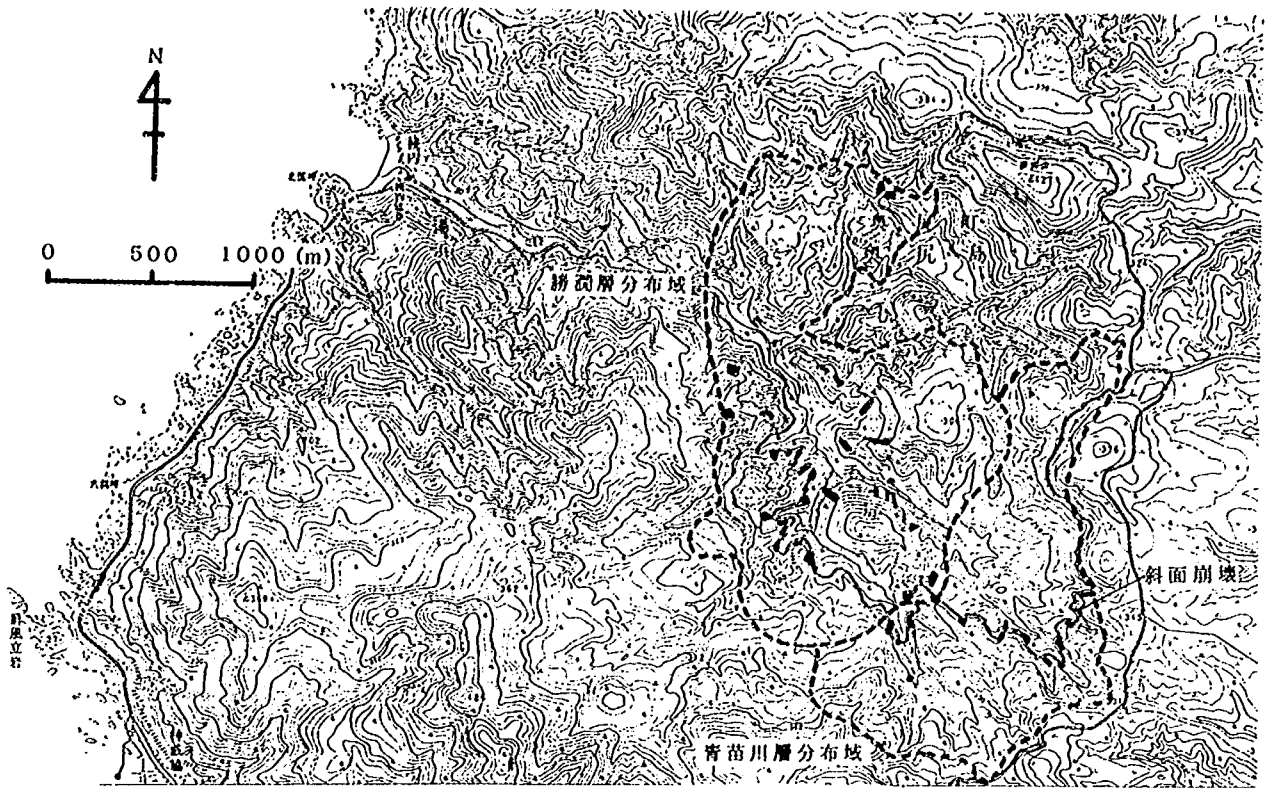
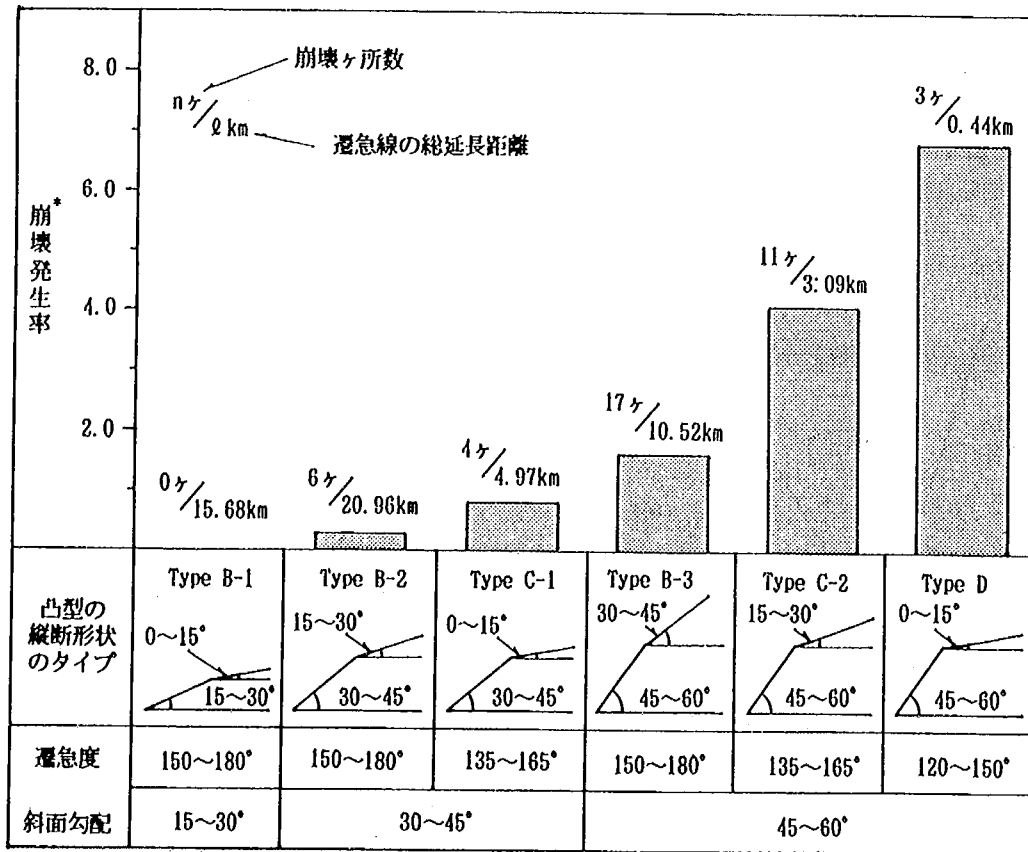


図-9.8 地形解析の対象範囲



* 遷急線 1 kmあたりの崩壊ヶ所数

図-9.9 各凸型縦断形状における崩壊発生率のヒストグラム

遷急線上に崩壊頂部を持つ個数を遷急線の総延長で除した値(遷急線1 kmあたりの崩壊発生個数)で指標することとし、指標値は各遷急線タイプ毎に算出した。解析結果を図-9.9に示す。図-9.9より同じ遷急度であれば傾斜度の斜面では遷急度が小さいほど崩壊が発生し易い傾向が認められる。

吉見ら²⁾の行った模型斜面の振動実験によると、模型斜面上部の遷面方向の相対変位量が大きくなる傾向が認められていることから、この結果と比較して筆者らの解析結果は妥当な結果であると判断できる。

4.2 尾根の方向と崩壊分布との関係

地震時に崩壊し易い斜面の震源に対して特定方向の斜面が特に崩壊し易いという傾向は認められていない。これに対し、巨視的にみれば地震時には突出した地形が一つの単位として振動するので、斜面の振動特性にはその斜面が属する尾根地形が影響していると考えられる。そこで、今回の地震に関してあらためて、尾根の方向と崩壊分布との関係について検討を行った。

解析は4.1と同様の地域を対象とし、等高線の2接線が90°以下で交わる突出部が高さ方向に20 m以上連続する地形を尾根として地形図から判別した。また、尾根方向とは、稜線の傾斜方位とし、最高点と最低点を結んだ方向とした。

そして、この尾根方向によって30°毎に、崩壊発生確率(崩壊)の発生した同一方向の尾根数を対象地域内

における同一方向の尾根数で除した値)を算出し、尾根の方向と崩壊発生率の関係を調べた。

図-9.10に解析結果を示す。解析結果から今回の地震では東西方向に向いている尾根が崩壊しやすいことがわかる。また、尾根に対する崩壊地の位置については、尾根の側部(尾根方向と直角方向)で多く発生している。

なぜ、このような傾向がみられるかについては、尾根の振動特性に基づいて力学的に考察する必要があるが、地震時に地盤変位が卓越した方向が奥尻島内で計測されていないため、より詳細な考察は今後の課題である。

5. ま と め

以上、北海道南西沖地震によって発生した斜面崩壊の分布及び代表的な崩壊事例を奥尻島を中心として報告した。崩壊は開析の進んだ河川沿いの急峻部や段丘崖、道路ののり面などに多発しており、地震時に急峻で凸型の縦断形状の斜面が崩壊しやすいという従来からの知見が確認できた。また、現地踏査の結果、比較的新しく施工された切土のり面に崩壊が多発している傾向が見られたことから施工後速やかにのり面保護工を施工する事が道路の震災対策上重要であることが再認識された。

さらに、より精度の高い地震時斜面の崩壊危険度判定手法を確立するために、斜面の遷急線による突出度合い及び震源に対する尾根の方向が崩壊危険度に及ぼす影響を地形解析によって検討した。その結果、斜面の突出度合いの指標として遷急度を用いることが崩壊危険度を判定するうえで有効であること、震源に対する尾根の方向によって斜面の崩壊危険度が異なることが明らかとなった。現在、地震時の斜面崩壊の危険度判定手法に関してはファジー理論を用いた手法などが提案されている。本解析結果は、これらの判定手法の精度を向上させるうえで重要な知見となろう。今後は、データ数を増やしてより精度の高い解析を実施するとともに、斜面高さも考慮した崩壊危険度の判定手法や危険度判定時における要因の計測精度について検討を実施する予定である。

最後に、本報をとりまとめるにあたって北海道函館土木現業所奥尻島出張所、北海道開発局小樽開発建設部寿都道路建設事業所をはじめ各関係機関の皆様には多大なご協力を頂いたことを記して感謝の意を表します。

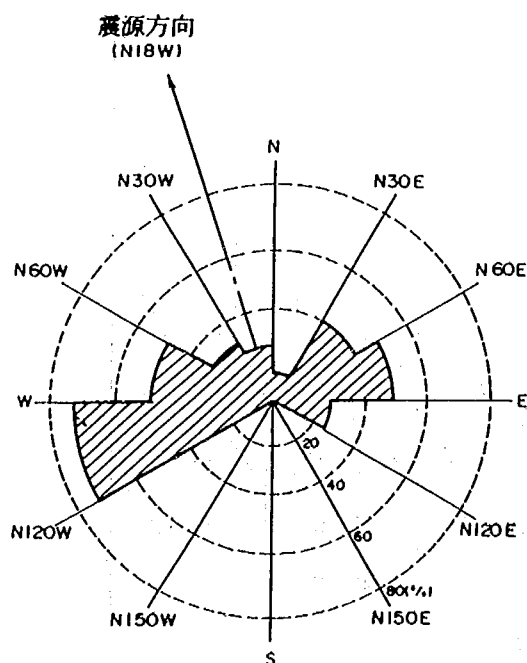


図-9.10 尾根方向別の崩壊発生確率

参考文献

- 1) 道路管理技術委員会：平成5年7月12日北海道南西沖地震 道路災害情報・復旧編，1993.
- 2) 吉見他：斜面の動的応答特性に関する模型振動実験，土木学会第47回年次学術講演会，1992.
- 3) 安江他：地震に対する急傾斜地の危険度評価，土木技術資料，Vol. 34, No. 8, 1979.
- 4) 綱木他：ファジー理論による地震時の斜面崩壊の予測，地すべり，27-3, pp. 19～25, 1990.

第10編 道路の被害

第10編 道路の被害

川 島 一 彦*¹ 大 塚 久 哲*²
 松 尾 修*³ 運 上 茂 樹*⁴
 高 木 繁*⁵ 中 島 燈*⁶
 宇佐美 淳*⁷ 佐 藤 貴 志*⁸

by Dr. Kazuhiko Kawashima

Dr. Hisanori Otsuka

Mr. Osamu Matsuo

Dr. Shigeki Unjoh

Shigeru Takagi

Tomoru Nakajima

Jun Usami

and

Takashi Satoh

細 目 次

1. 被害の概要	3
2. 道路盛土の被害	3
2.1 被害の概要	3
2.2 道路盛土の被害事例	3
3. トンネル及びスノーシェルターの被害	13
3.1 被害の概要	13
3.2 トンネルの被害	13
3.3 スノーシェルターの被害	17
4. 道路付属物及び沿道施設の被害	22
4.1 被害の概要	22
4.2 擁壁の被害	22
4.3 ガソリンスタンドの被害	22
5. 地震後の交通規制	24
6. まとめ	29
謝 辞	29
参考文献	29

-
- * 1 地震防災部耐震研究室長，工博（現，企画部地下開発研究官）
 - * 2 地震防災部振動研究室長，工博（現，耐震研究室長）
 - * 3 地震防災部動土質研究室長
 - * 4 地震防災部耐震研究室主任研究員，工博
 - * 5 構造橋梁部基礎研究室研究員
 - * 6 地震防災部耐震研究室研究員（現，北海道開発局札幌開発建設部）
 - * 7 地震防災部振動研究室
 - * 8 地震防災部耐震研究室

1. 被害の概要

道路の被害は土砂崩壊、盛土崩壊、路肩欠壊、路面陥没・隆起、津波による路面冠水等により、北海道南西部において直轄国道(北海道開発局管理)90箇所、北海道道506箇所、市町村道132箇所が発生した。被害額は、直轄国道で約24億円、それ以外の道路で約55億円となった。北海道南西部の国道と奥尻島内の道道における道路施設の被害のうち、道路橋を除いたものを図-10.1に示す。これによれば、日本海に面する国道229号岩内町～江差町の区間、国道5号長万部町～八雲町の区間、及び奥尻島内に被害が集中していることがわかる。その中でも主な被害発生場所を表-10.1に示す。

なお、本編では道路施設の被害のうち、道路橋を除いたものを対象とする。道路橋の被害に関しては、別途第11編に記載した。

表-10.1 主要な被害箇所

施設	被害の発生場所	番号
道路盛土	国道5号長万部町知来地区	1
	国道5号長万部町大浜地区	2
	国道5号八雲町山崎地区	3
	国道228号函館市東浜町	4
	国道229号江差町柳崎地区	5
	江差町道越前地区	6
	北海道道奥尻町米岡地区	7
トンネル	国道229号島牧村第2白糸	8
	国道229号岩内町刀掛	9
スノーシェルター	奥尻町米岡地区	10
擁壁	奥尻町松江地区	11
G. スタンド	国道5号長万部町大浜地区	12

注) 番号は、図-10.1の番号に対応する。

2. 道路盛土の被害

2.1 被害の概要

道路被害のうち、道路盛土の被害は次の3種類に分類できる。

(1) 道路盛土下及び周辺地盤の液状化など支持力低下による盛土崩壊

(2) 道路盛土下及び周辺が泥炭性軟弱地盤であるなど支持力不足による盛土崩壊

(3) 橋の取付道路における盛土崩壊

(1)については、国道228号上磯町や国道5号長万部バイパスなどで多数発生した。

(2)は、長万部町から八雲町にかけての国道5号の被害が代表的である。ここは泥炭性の軟弱地盤であるため、泥炭の支持力不足が考えられる。また道路沿いの電柱が多数傾斜し、すぐ横には噴砂痕が確認されたことから、部分的には液状化が原因であると考えられる。大規模な道路盛土の崩壊事例としては、国道5号長万部町知来地区があり、それに並行して走るJR函館本線の盛土にも同様な被害が発生した。

(3)は、国道229号柳崎橋周辺地区など、小さな橋の取付け道路等で多数発生した。

ここでは、以下に代表的な7地区の被害状況を示す。

2.2 道路盛土の被害事例

(1) 国道5号長万部町知来地区

国道5号長万部町知来地区において道路盛土の被害が発生した(写真-10.1, 10.2)。現場は傾斜地盤上にある幅員9.5mの盛土の区間で、高さ約7m、延長約100mにわたり、土量約5,000m³がすべり崩壊した。図-10.2は被災箇所平面図であり、図-10.3は崩壊前後の断面図を示す。この崩壊により埋設された光ケーブルが過大な張力を受けて伸びきった他、NTTの地中同軸ケーブルが破断した。またトラック2台、タクシー1台の計3台が崩壊に巻き込まれて破損する被害が生じている。

なお、国道5号と並行して、約50m東側にJR函館本線が通っているが、この盛土も同様に崩壊した。

被災現場は、寿都から長万部をへて函館平野までの連続する黒松内低地帯内にあり、第三紀の末以降の半固結の砂礫、粘土層が厚く堆積している。崩壊地の地盤は、図-10.3のように道路盛土付近を境に、比較的硬質な礫混り粘土を主体とする洪積層(N値5～10)と、これよりも軟らかい泥炭混り粘土を主体とする沖積層(N値1～4)から構成されている。現場は丘陵地から平野に漸移する緩傾斜地であり、洪積層と地下水位の高い軟弱な沖積層とが急傾斜で接する地層境界上にある。これら不安定な基礎地盤上の盛土が地震により地層境界付近から崩壊したものと考えられる。

道路の復旧は、まず現道より山側の比較的良好な地盤を選んで仮道を建設する方法がとられた。これにより被災12日後の7月24日に仮復旧した。

本格的な復旧作業は、被災現場が軟弱地盤が厚く堆積し、すべり破壊によってすべり面が形成されている



(a) 北海道南西部（国道）
（図中の数字は表-10.1と対応する）

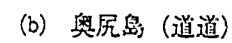


図-10.1 道路施設の被害箇所

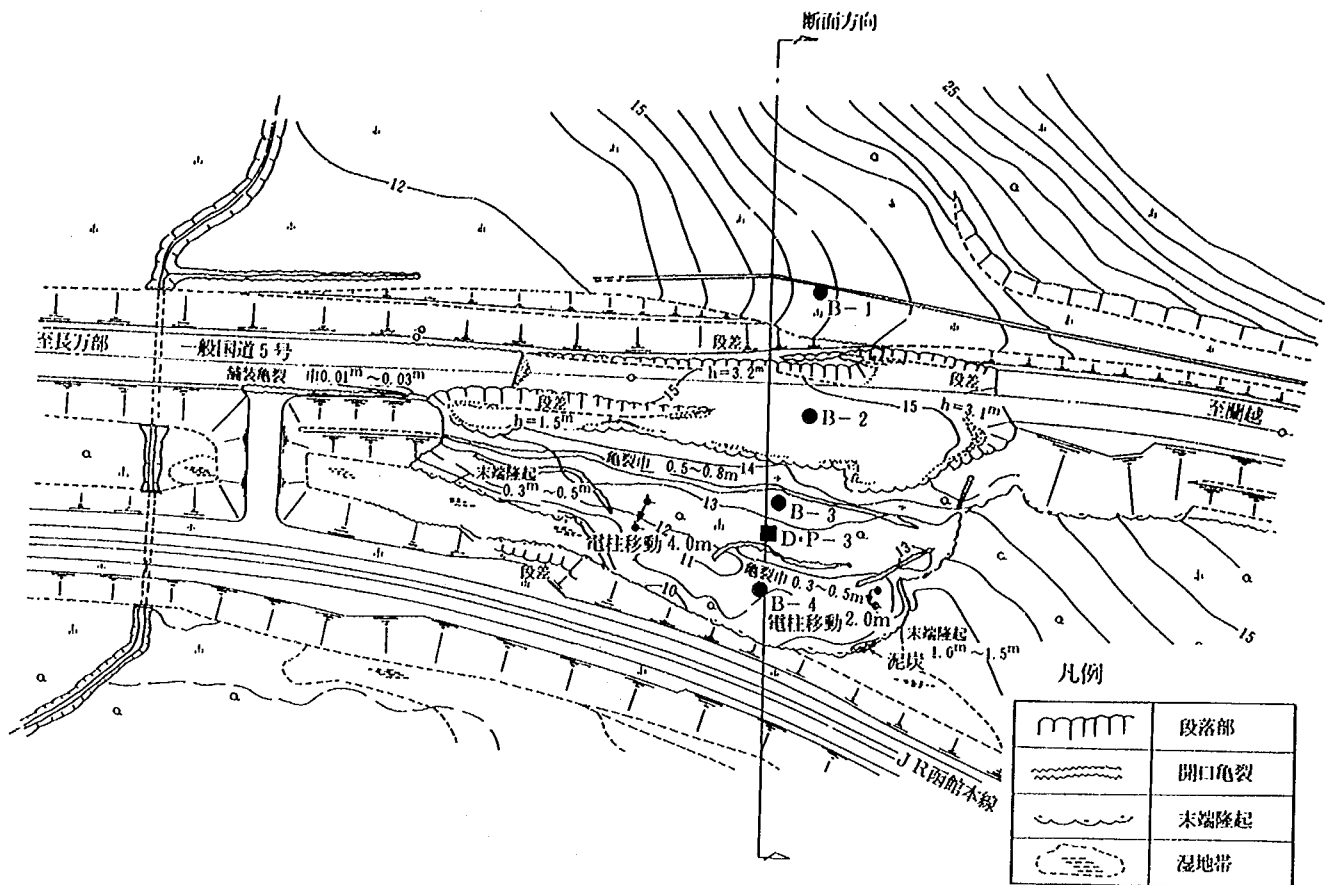


図-10.2 国道5号長万部町知来被災箇所平面図

こと、短期間での復旧が要求されていることなどから、深層混合処理工法の一つである高圧噴射機械攪拌工法により対策工を行い復旧させた。これはセメント等の改良材を原地盤と混合攪拌してパイルを造成し、地盤のせん断強度を高めて盛土の安定性を確保する工法である。全面復旧したのは10月29日であった。

(2) 国道228号函館市東浜町及び上磯町

国道228号函館市東浜町における平地盛土において写真-10.3に示すように舗装面が衝突し、盛り上がる被害が生じた。アスファルト舗装の下には、厚さ22cmのコンクリート舗装盤が敷設されており、この舗装盤の横断方向(約10m間隔)と縦断方向(主に歩車道境界を示す白線に沿って)に亀裂が生じ、舗装盤が縦断方向に約10cmずつ移動して、舗装面の亀裂部で互いにぶつかり盛り上がったものと思われる。なお、舗装構造としてコンクリート盤の上にアスファルト舗装がなされているのは、当初はコンクリート舗装であったのが、後にわだち掘れ等の補修のためにアスファルト舗装をオーバーレイしたものと推定される。

この国道に隣接した工事中の道路では、路床まで工事が完了していた部分で噴砂と陥没が発生し、路盤材

敷き均し転圧済みの場所では道路軸に斜めに数条の亀裂が生じた。このほか縁石の移動、張り芝施工済みのり面の幅1.5m程度の崩壊、歩道部に設置済みであったマンホールとコンクリート管のひび割れ等の被害が確認された。図-10.4と写真-10.4に、被災箇所の状況を示す。

(3) 国道5号長万部町地区

国道5号長万部一八雲間において、写真-10.5に示すように、地盤の液状化による舗装面の不同沈下、側方移動が発生し、道路の鉛直方向及び水平方向の波打ちが生じた。被災延長は、中の沢地区500m、豊野地区500m、豊津地区800mの3区間で計約1,800mに及び、最大49cm沈下した。図-10.5は長万部町豊津における道路横断方向の断面図を示す。

被災箇所は海岸沿いの沖積地盤をなす標高3~7mの平坦地形であり、前述の知来地区同様黒松内低地帯に属する。地盤は一部砂礫層を混えるものの、全体的には均一な細砂からなる砂地盤である。細砂層の強度は、地表3mまでは $N=2\sim3$ と小さく、地下水位が地表0.8~1.5mと浅かったために、1~3m付近では液状化が発生したと思われる。

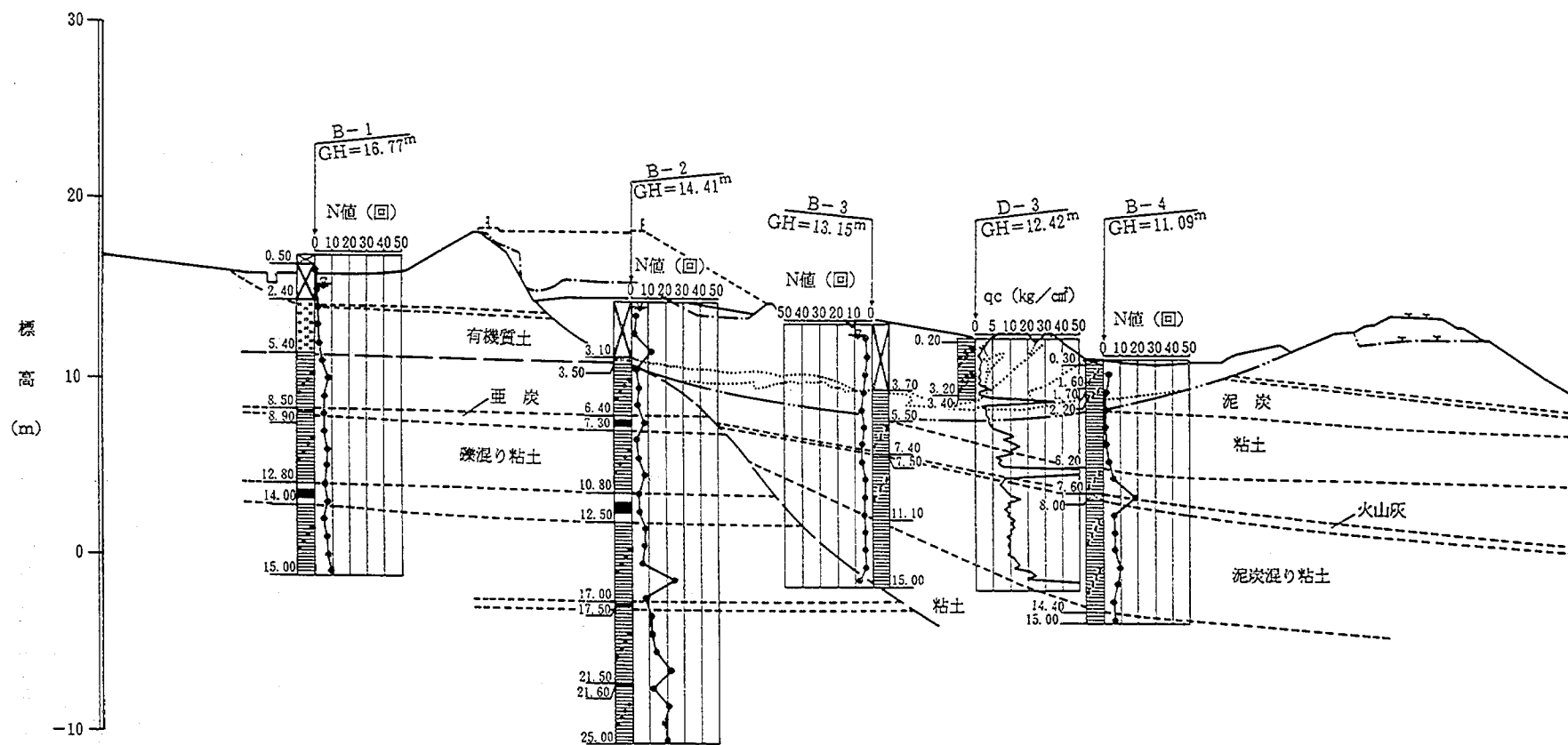


図-10.3 国道5号長万部町知来被災箇所断面図

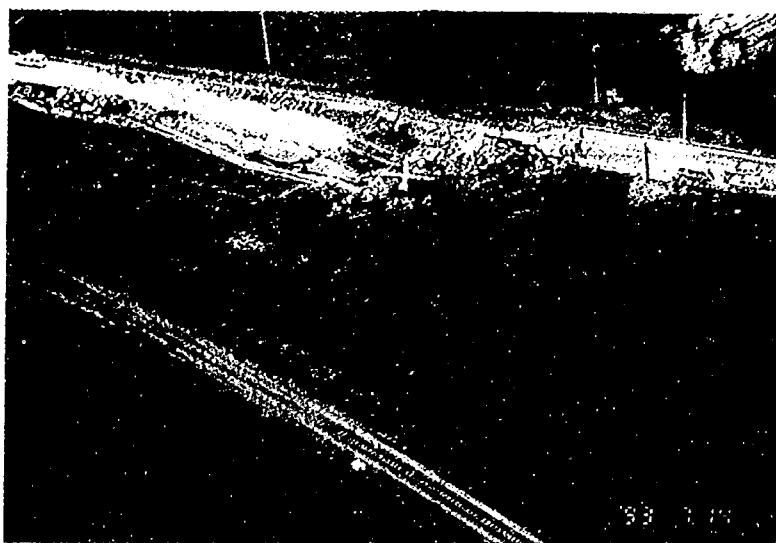


写真-10.1 国道5号長万部町知来の盛土崩壊(航空写真)

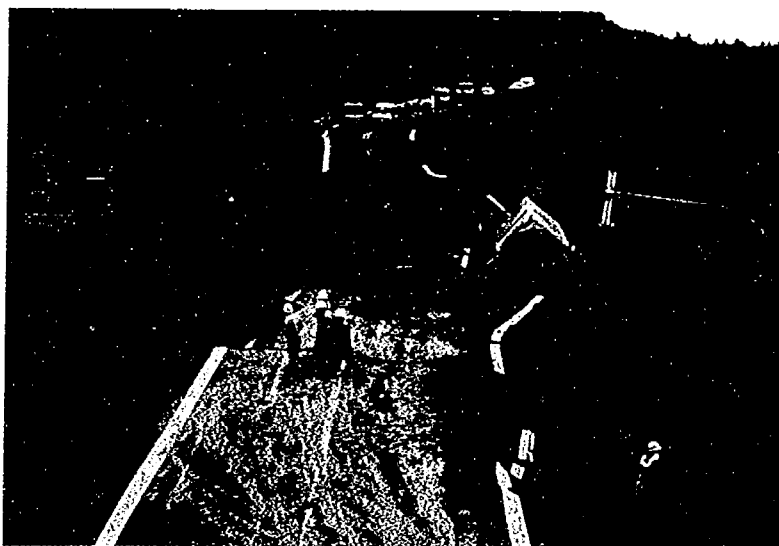


写真-10.2 国道5号長万部町知来の盛土崩壊

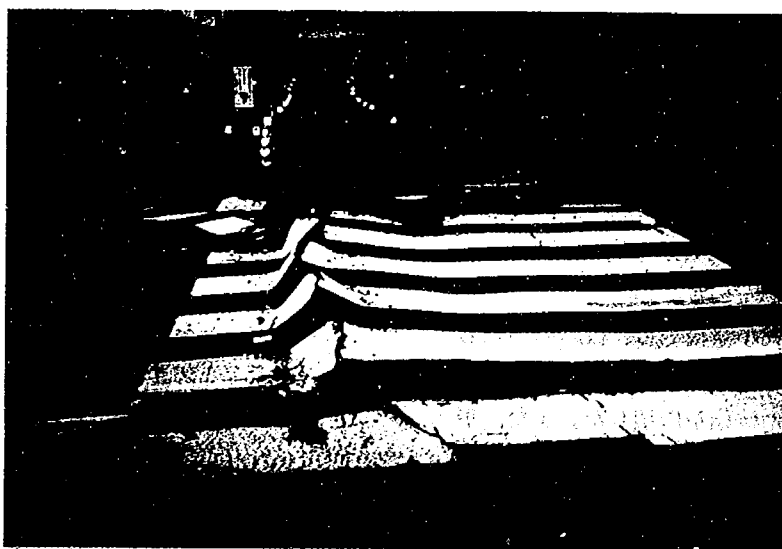


写真-10.3 国道228号函館市東浜町のアスファルト舗装の盛り上がり
(北海道開発局函館開発建設部による)

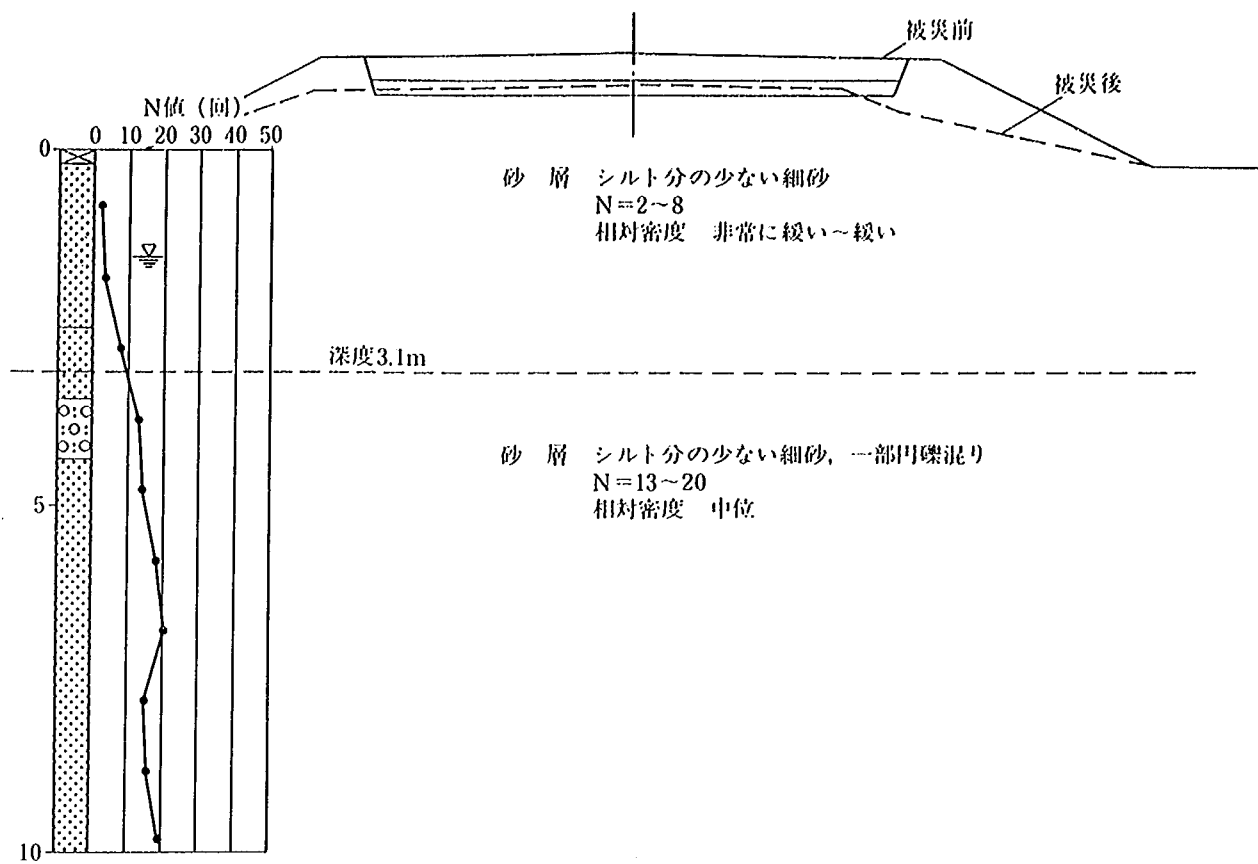


図-10.5 国道5号長万部町豊津の道路横断方向断面図

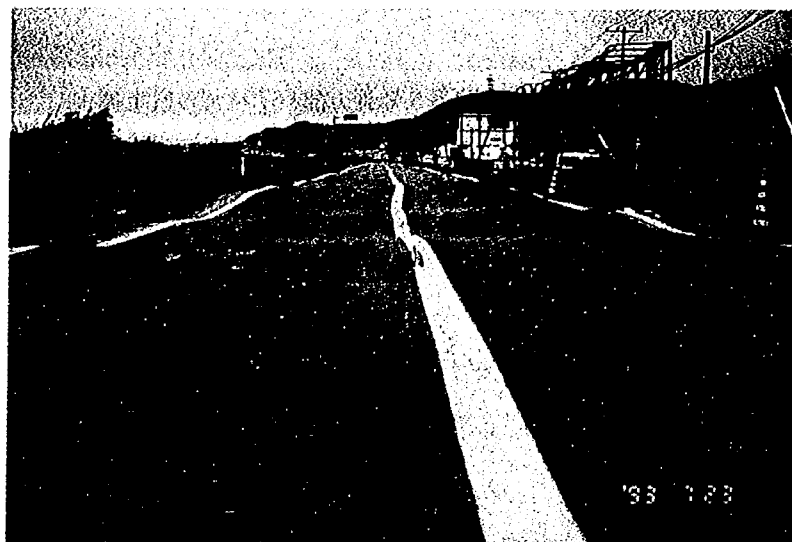


写真-10.5 国道5号長万部町豊津の液状化による道路の波打ち

ンチ程度移動した（写真-10.6）。

（5）厚沢部川沿いの越前地区江差町道

国道 227 号と厚沢部川に並行する越前地区の町道では、盛土部分が延長約 50 m、深さ約 0.8 m にわたりすべり崩壊した（写真-10.7）。被災箇所の平面図を図-10.6 に示す。付近では地割れ、噴砂跡が多く見られた。

（6）国道 229 号柳崎橋周辺地区

国道 229 号江差町柳崎地先では、延長 300 m にわたり道路盛土沈下による波状変形、路肩変形、縦横断亀裂と側溝閉塞が発生した。写真-10.8 に被災箇所の状況を、図-10.7 に道路横断方向の断面図を示す。

被災箇所は海岸沿いの沖積地盤であり、厚沢部川の旧河道が位置した部分では砂、泥炭が分布している。

北海道開発局が行ったボーリング調査結果によると、被災箇所は、6～7 m までは $N=2\sim10$ の砂、または砂礫層である。それ以深になると、含水比が高く、 N 値が極めて小さいシルト層が分布している。地下水位は 3 m 付近に、さらにその下は N 値が 2～3 の細砂層が分布しており、その付近で液状化が発生したものと思われる。

復旧は、交通確保を前提として、特に変位の大きな区間、部分に限定してジオテキスタイルにより補強を行った。

（7）道道奥尻島線米岡地区

奥尻島内では、道道奥尻島線を中心に、盛土崩壊や斜面崩壊などにより合計 75 箇所道路被害が発生した。



写真-10.6 工事中の国道 5 号長万部バイパスの盛土被害



写真-10.7 町道小黑部鰯川線越前地区のすべり崩壊

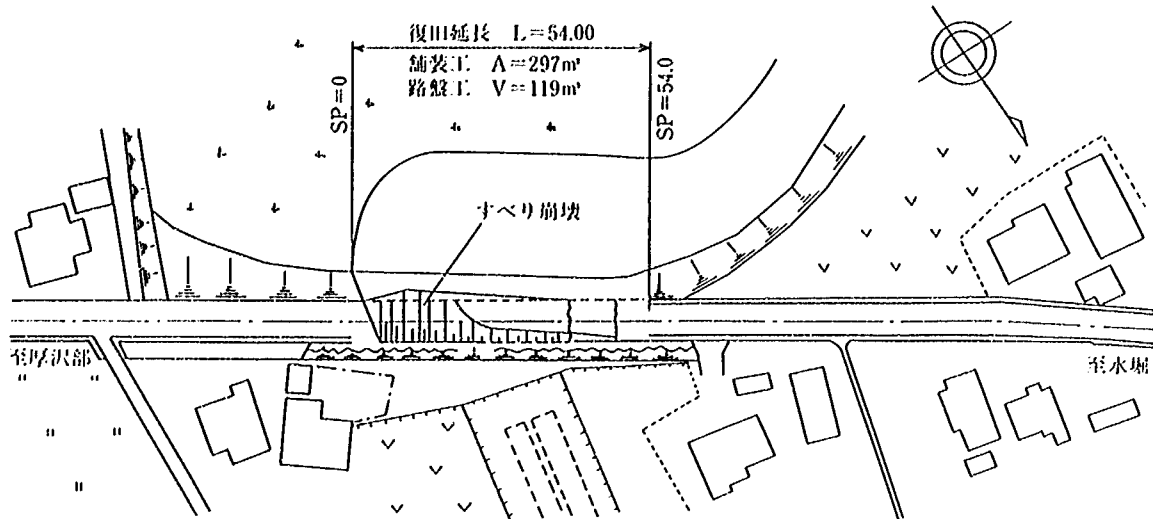


図-10.6 江差町越前地区の町道被災箇所平面図

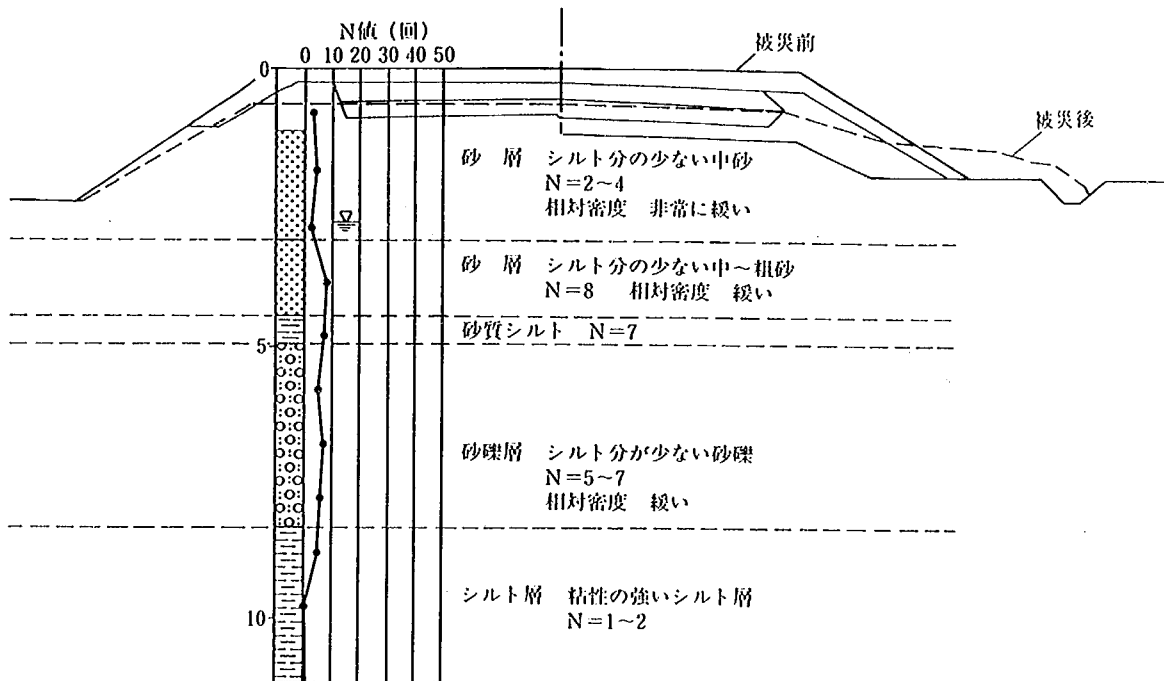


図-10.7 国道229号江差町柳崎の道路横断方向断面図

そのうち、奥尻空港に近い道道奥尻島線米岡地区では、写真-10.9にみられるような道路盛土の路肩部崩壊や路面亀裂、U字溝の変形等の被害が延長約150 mにわたり発生した。被災箇所の平面図を図-10.8に、断面図を図-10.9に示す。

被災箇所は台地部と斜面部の境界にあたる盛土であり、盛土西側には小さな池がある。この池側に盛土のり肩部からのり尻にかけて滑り崩壊を起こしたため、

道路盛土路肩部に大きな亀裂が発生している。

また被災現場の近くでは、サイロが破損する被害も発生している。

復旧作業は、再盛土等による道路機能の回復を主に、ガードケーブル布設替及び池に接する部分は鉄板柵で土留めを行った。



写真-10.8 国道229号江差町柳崎における盛土被害
(北海道開発局函館開発建設部による)



写真-10.9 道道奥尻島線米岡の盛土崩壊

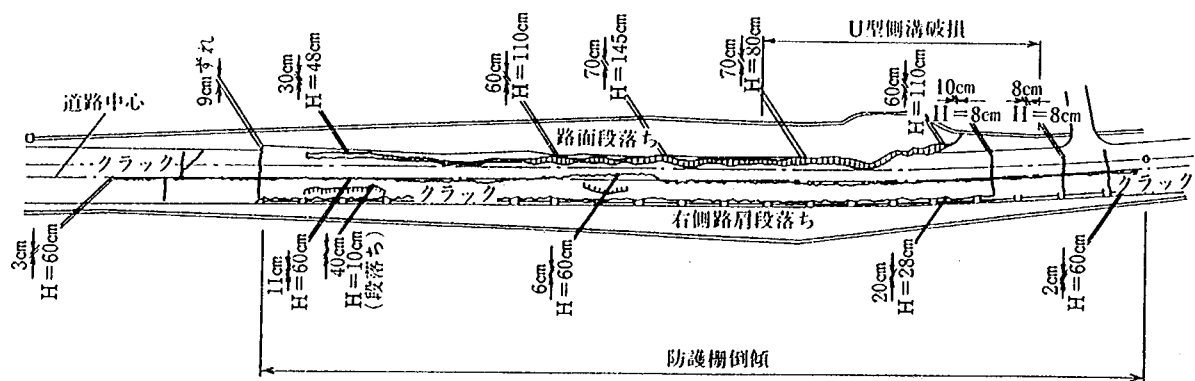


図-10.8 道道奥尻島線米岡の被災状況平面図

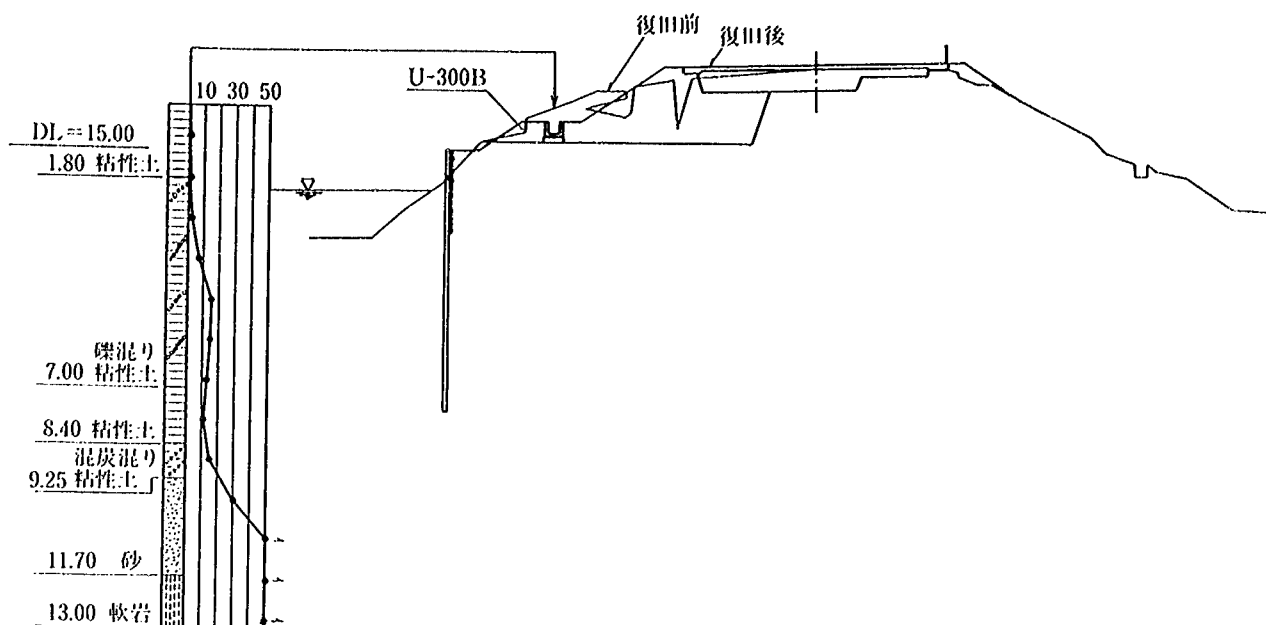


図-10.9 道道奥尻島線米岡の被災箇所断面図

3. トンネル及びスノーシェルターの被害

3.1 被害の概要

国道のトンネル被害は、北海道開発局小樽開発建設部管内の3箇所が発生した。構造物に大きな被害が及んだのは国道229号島牧村の第2白糸トンネルである。トンネルの背面斜面から崩落した岩盤がトンネル巻出部の外壁を破壊した。また、同じ国道229号線の刀掛トンネルでは、トンネルの背面斜面上の塔状岩体が落下寸前の状態となり、全面通行止めの交通規制を行った。塔状岩体の撤去作業は、10月7日にダイナマイトで岩体を転倒落下するという方法がとられた。

奥尻島内の主要道道奥尻島線では、地震によって施

工途中のスノーシェルターが倒壊した。構造は、2枚のプレキャスト製覆工が天井部分で連結され、これが鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート製の逆T型の台座に置かれている。この台座の縦壁部分が地震力により折れたため、スノーシェルター全体が崩壊した。

3.2 トンネルの被害

国道229号島牧村持田に位置する第2白糸トンネルでは、巻出工の一部が落石により崩落した。第2白糸トンネルは、本体工が581m、巻出工が160mの総延長741mのトンネルで、昭和51年11月に竣工している。

構造物に被害があったのは、写真-10.10及び図-10.10に示すように、トンネル本体工の端から延長46

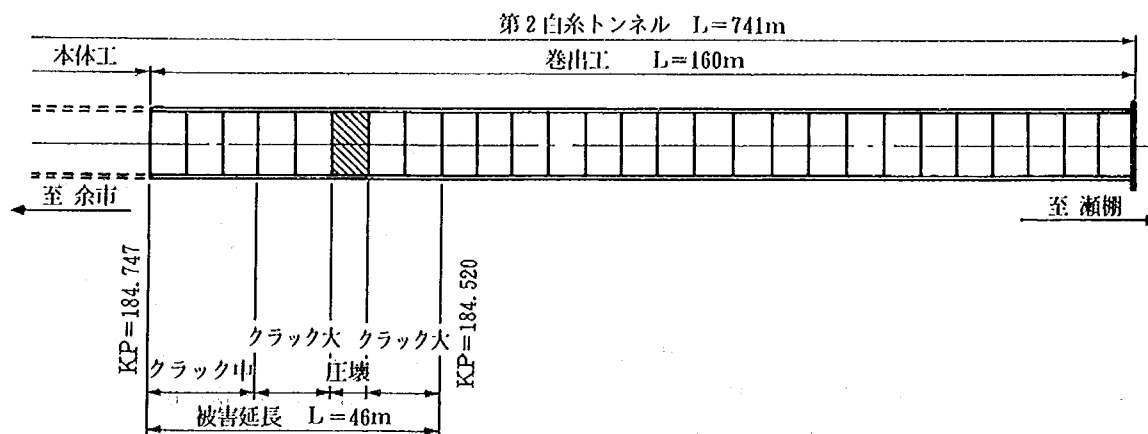
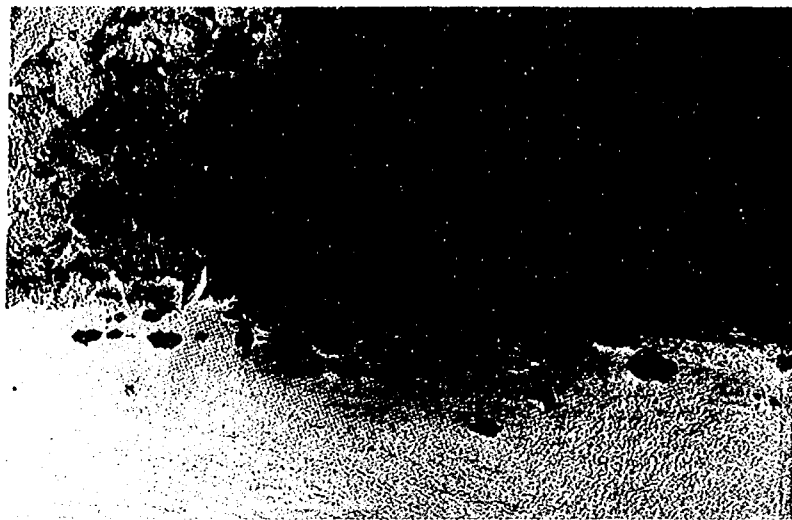


図-10.10 第2白糸トンネルの被害箇所



(a) 上空から撮影した巻出工の崩壊部分



(b) 巻出工の崩壊部分（手前に見えるのが直径約5mの岩石）

写真-10.10 国道229号第2白糸トンネルの崩壊

mの巻出工部分で、8基の覆工パネルである。本体工から6番目のパネルは、背斜面から転落してきた直径5m程度の岩石が直撃したために全壊した。他のパネルは、全壊は免れたものの、図-10.11に示すように構造物に亀裂や移動等の変状が発生した。

図-10.12及び10.13は、トンネルの背斜面で発生した岩石崩落の様子を図面に示したものである。これによれば、背斜面の4箇所では岩石の崩壊が発生し、崩落してきた土砂及び岩石が被害のあった8基の覆工パネルに及んでいるのがわかる。

覆工の構造は、厚さ60cmのRC構造である。円周方向には、D22の鉄筋が200mmピッチで配筋されており、外側にはこの鉄筋間に上側ではD19が、下側ではD25が配筋されている。覆工の中央には円周方向に

防水シートが入れられており、各覆工パネル間には、目地材が設けられている。ただし、各パネルは鉄筋等により相互には連結されていなかった。このため、各パネルは崩落した岩石により海側に押され、目地を境に移動したと考えられる。

復旧工事は、平成5年7月下旬から着工し、まず崩落した土砂、岩石の撤去作業が行われ、次に浮き石等の撤去、落石防止金網の設置、防護プロテクターの設置作業が行われた。その後、構造物の解体作業が行われ、9月30日からは片側1車を通行開始しながら構造物の復旧作業が行われた。全ての復旧工事が終了したのは、12月27日である。図-10.14には復旧されたトンネルの断面図を示す。

巻出工は浮き石、潮等から道路を保護することを目

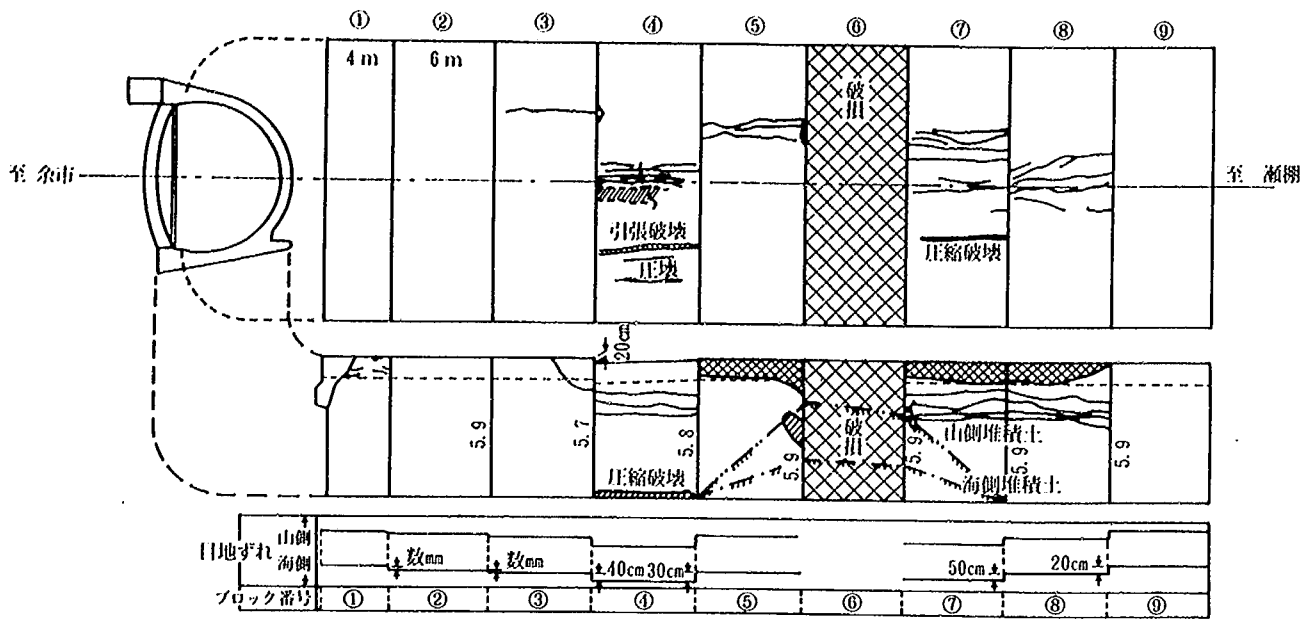


図-10.11 巻出工の被害状況

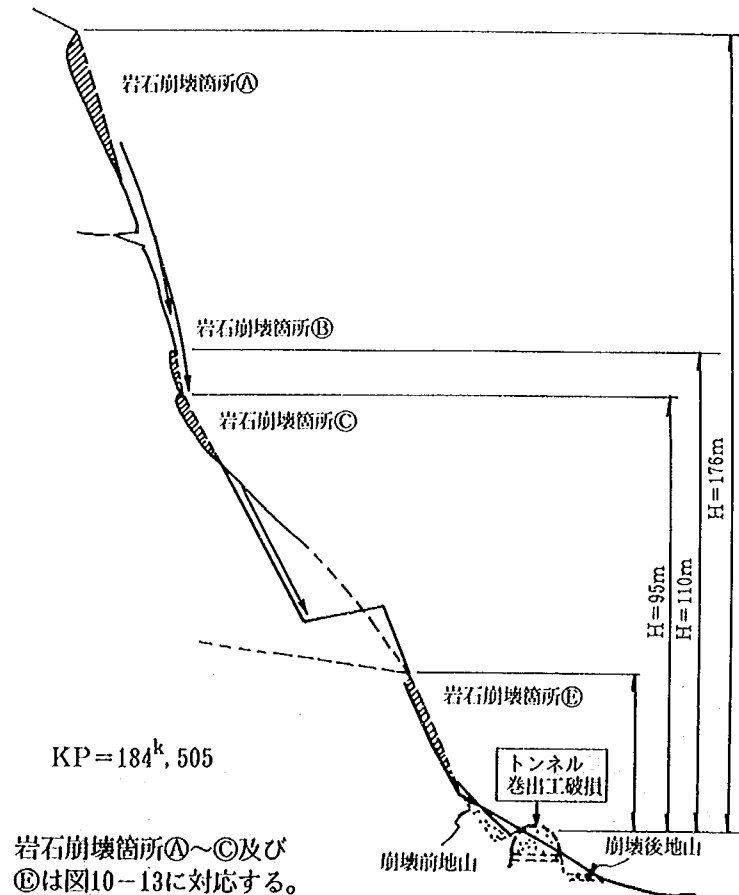


図-10.12 トンネル背斜面での岩石崩落

的として造られているが、今回のような直径5mに及ぶ大型の岩石が直撃することは予想していなかったと考えられる。地震により道路背斜面のどの部分が崩れ、道路にどのような影響を与えるかを判断することは極めて難しいことであるが、地震により大規模な落石が発生しても、最低構造物の全壊には至らないように、落石の直撃を避ける構造にするなどの配慮が望まれる。このため、復旧されたトンネルでは、トンネル上に軽量盛土を海側に傾斜をつけて設置し、今後発生する落石を海側へ逃がす構造としている。

3.3 スノーシェルターの被害

(1) 概要

千畳坂覆道は北海道奥尻島南西部の北海道道奥尻島線に設けられていたスノーシェルターである(以下、シェルターという)。位置図を図-10.15に示す。シェルターの延長は230m、道路幅員は8.7mで、上部工は半円型のPCプレキャスト版、下部工は逆T式の台座で、基礎は $\phi=500$ mm、 $l=5.5\sim 10.5$ mの鋼管杭で施工されていた。竣工は下部工が1992年10月、上部工が1993年7月である。倒壊した区間のシェルターの構造概要を図-10.16に示す。シェルターが設けられて

いた地点は海拔約75mの丘陵地で、地盤はほぼ砂質土で形成されている。中間に薄い粘性土層を含むもののGL-5~10m付近からは支持層が現れる。シェルターは道路面より地盤面の低い田圃の間を通過するため、下部工はシェルターの台座兼道路の盛土擁壁となっており、その盛土高は中間部で高く最大4.2m程度であった。

今回の地震で倒壊したのはシェルターの中間部120mであり、下部工の逆T式台座が転倒し、上部工が路上に落下した。幸い、本道は未供用の状態であったため、一般通行者及び車両への被害は発生しなかった。以下に上部工、及び下部工の被害状況を述べる。

(2) 上部工の破壊

上部工のシェルター本体は、二分割のプレキャストコンクリート版が天井部、及び台座部でアンカーにより半円型に結合されており、3つのヒンジで構成された静定構造物である。

破壊は地震力によって東側台座が倒壊したため、上部工が大きく変位し、台座部、天井部のアンカーが引き抜かれ路上に落下したと考えられる(写真-10.11)。

倒壊したシェルターと倒壊を免れたシェルターとの間には上部工・下部工ともにアンカーが施されていた

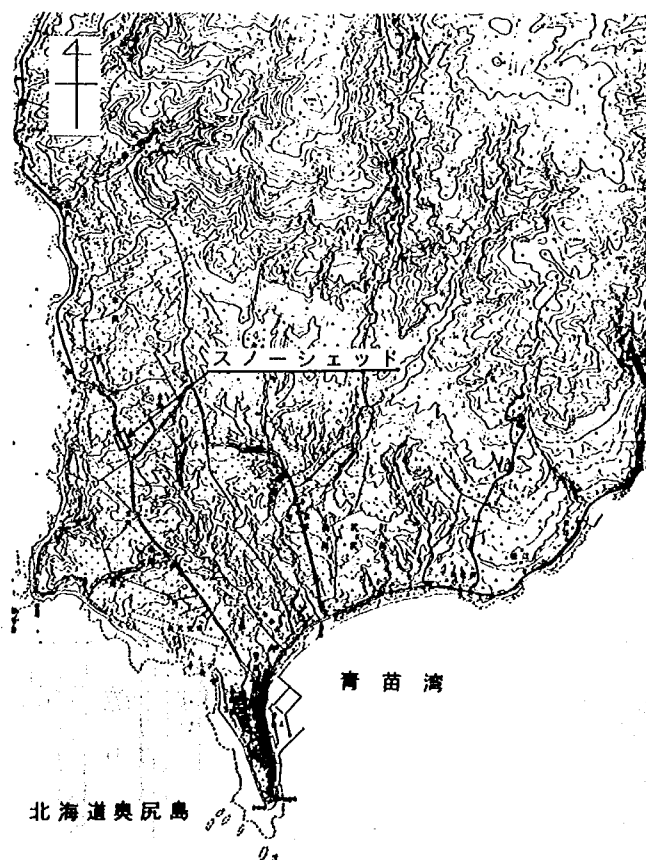


図-10.15 位置図

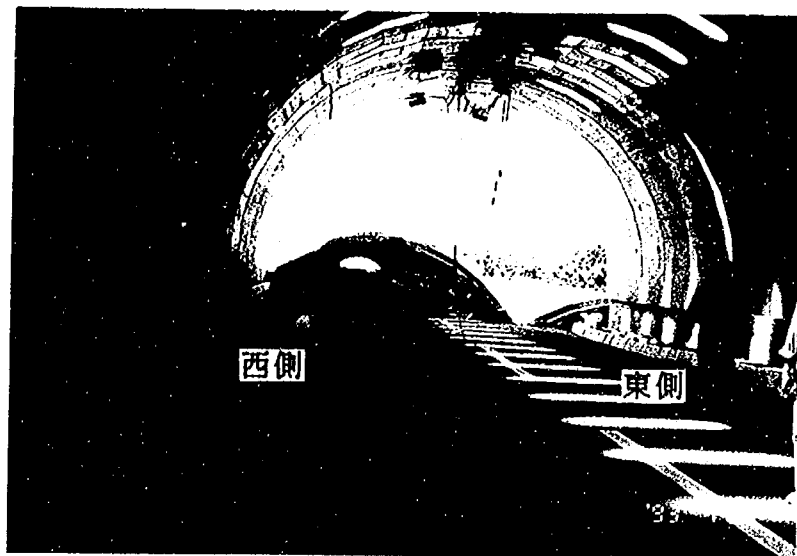


写真-10.11 倒壊したシェルター

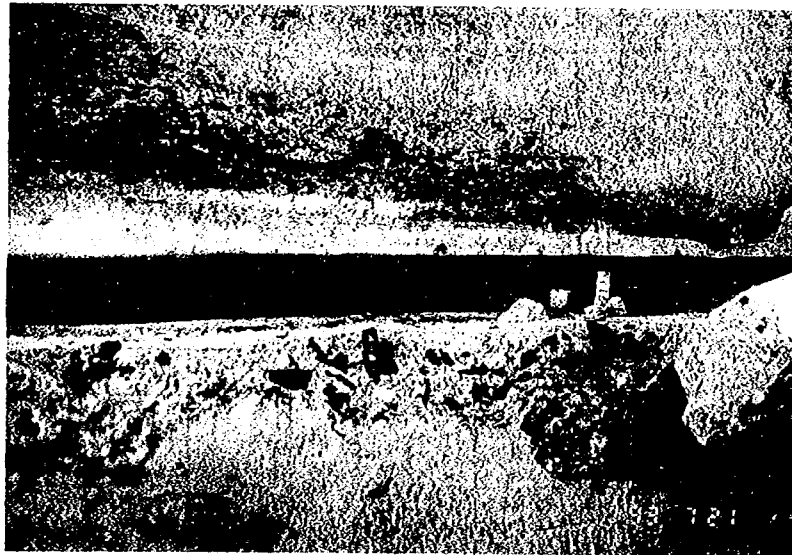


写真-10.12 破断したアンカー

が、いずれも破断もしくは抜けだしていた(写真-10.12)。シェルター本体には、路上への落下の衝撃でコンクリートの割裂やひび割れが生じた。

(3) 下部工の破壊

倒壊したシェルターの基礎は $\phi=6\sim 8\text{ m}$ の鋼管杭で、杭先端はN値50以上の支持層に根入れされていた。地震後の復旧作業において、フーチングが水平方向に大変位した形跡がないこと、台座の堅壁はフーチングとの付け根の部分でコンクリート、及び鉄筋が破壊して外側に転倒した(写真-10.13)ことが確認された。また、倒壊した区間に隣接する台座も20mにわたって堅壁が大きく移動した(写真-10.14)。

(4) 倒壊の原因

本シェルターの倒壊原因は、下部工が水平方向に大

きく変位(転倒)したことが直接的な原因と考えられる。地震発生後、北海道庁による下部工の調査の結果、下部工の基礎杭及びフーチングには変状が認められなかったが、堅壁がフーチングとの接合部において破壊し転倒していた(図-10.17)。

この転倒原因を特定するため、堅壁に作用する外力に対して堅壁付根部の安全性照査を行った。ここで堅壁の耐力は『道路橋示方書IIIコンクリート橋編』2.2.4に、設計水平震度、地震時土圧は『道路橋示方書V耐震設計編』により各々算定した。図-10.18、図-10.19は設計水平震度をパラメータとして破壊抵抗曲線との比較を行ったものである。また、図-10.20は壁高4.5mの区間、図-10.21は堅壁高5.0mの区間を示している。その結果わ堅壁を倒壊させる水平震度 k_{ho} は

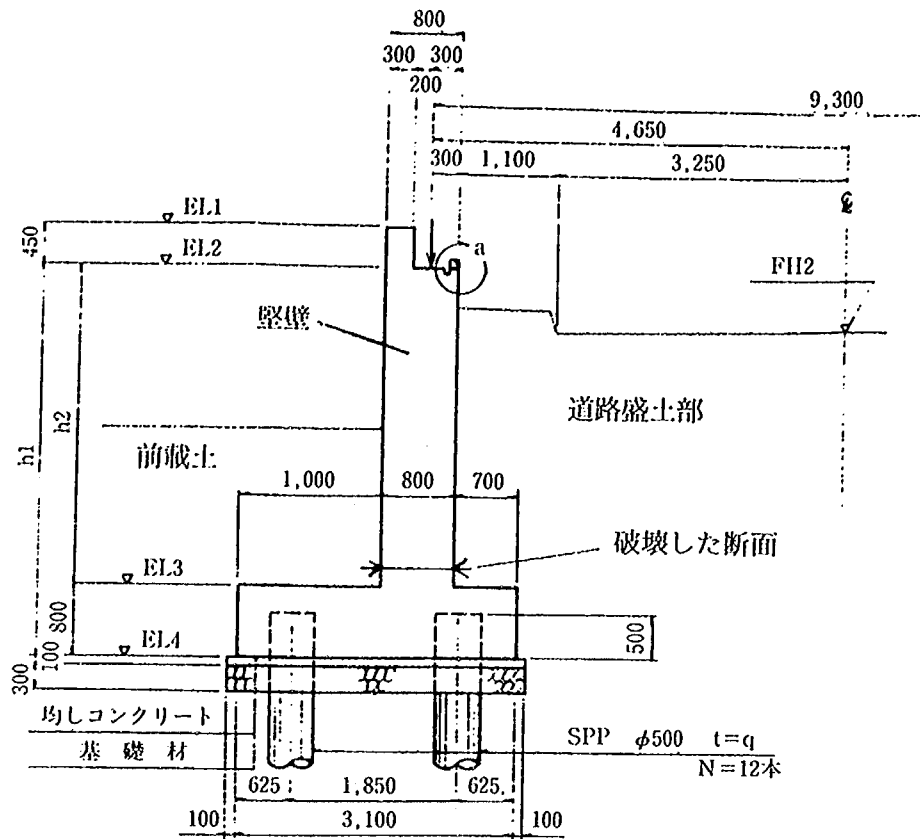
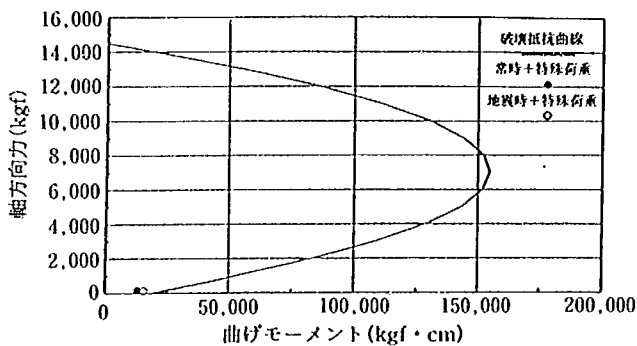
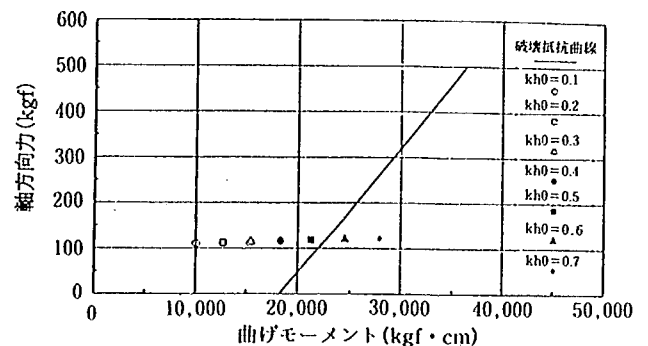
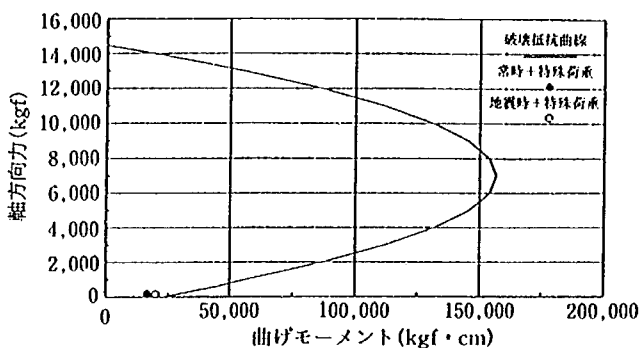
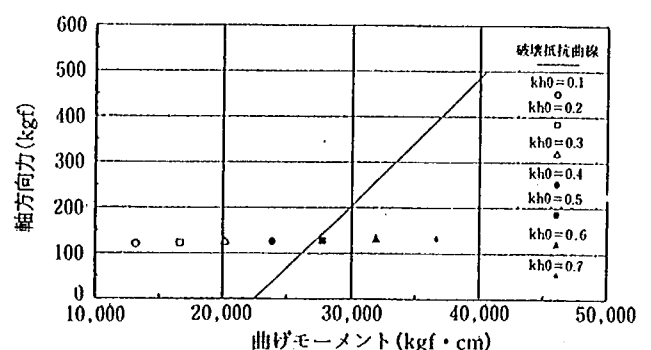


図-10.17 下部工構造図 (単位: mm)

図-10.18 堅壁の破壊抵抗曲線と作用力
(6～12, 16, 17ブロック)図-10.20 堅壁の破壊抵抗曲線と水平震度との関係
(6～12, 16, 17ブロック)図-10.19 堅壁の破壊抵抗曲線と作用力
(13, 14, 15ブロック)図-10.21 堅壁の破壊抵抗曲線と水平震度との関係
(13, 14, 15ブロック)

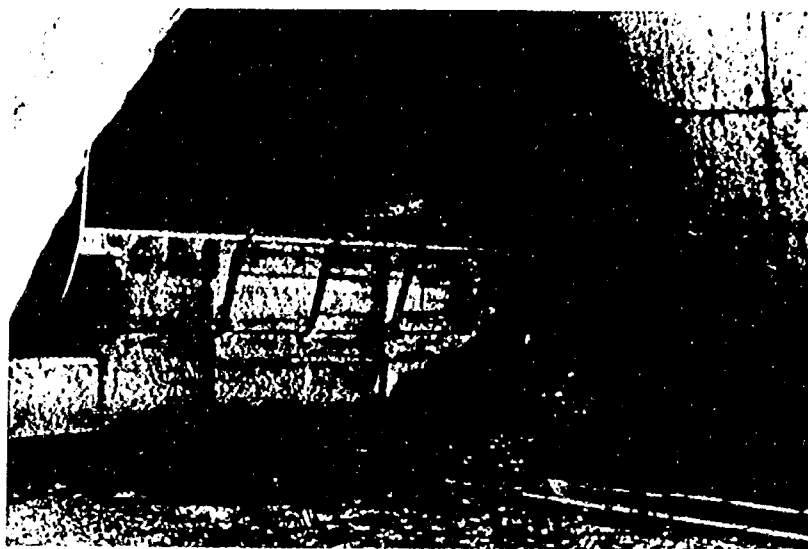


写真-10.13 下部工（堅壁の転倒）



写真-10.14 堅壁の水平方向への変位

0.5~0.55 程度であることがわかる。標準設計水平震度の補正係数のうち実際に発生した地震力に対して直接関係の無い地域別補正係数、重要度別補正係数を取り除くと設計水平震度 k_h として 0.47 程度が作用したものと考えられる。

図-10.22 は堅壁付根部に作用する地震時外力を、上部工、堅壁、土圧に分けて示したものである。この図からわかるように、本シェルターでは上部工からの水平力が卓越していたわけではなく、これらがほぼ同程度の大きさとなっていることがわかる。

これらのことから下部工が倒壊した原因は、設計時に考慮していた設計水平震度よりかなり大きな地震力が上部工、盛土、躯体に作用したためと考えられる。また、倒壊した区間と、倒壊しなかった区間とでは作用したと考えられる水平震度、及び堅壁の破壊耐力は

同程度であった。しかし、堅壁外側の前載土は倒壊区間では 0.5~1.0 m と低かったのに対して、倒壊しなかった区間では 2.0 m 程度と高く盛土されていたことから前載土が堅壁の転倒に対しての受働抵抗として働いたものと考えられる。

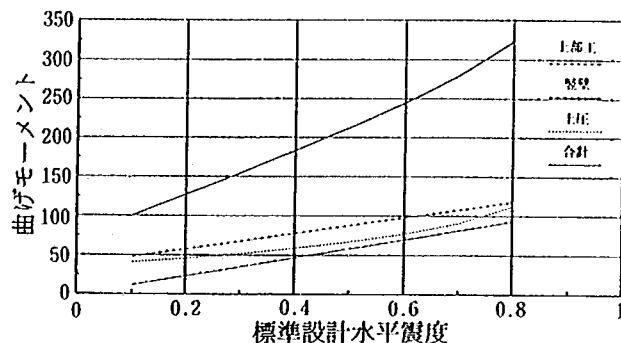


図-10.22 堅壁付根部に作用する曲げモーメント

4. 道路付属物及び沿道施設の被害

4.1 被害の概要

道路付属物の被害としては、奥尻島と長万部町大浜で擁壁の転倒、滑動等の被害が発生した。また、擁壁の傾斜や膨み出し等の軽微な被害は北海道南西部各所で発生している。

沿道施設の被害としては、長万部町大浜の国道5号線沿いにおいて、ガソリンスタンドのコンクリート舗装が、地盤の液状化により沈下、隆起した。一般に、ガソリンスタンドの被害では油漏れによる二次被害が懸念されるが、ここではタンクからの油の流出は発生しなかったため、車両交通に対しても影響はなかった。

4.2 擁壁の被害

(1) 奥尻町松江地区における擁壁の被害

奥尻島東側の海岸線を青苗から奥尻港へ約4 km北上した松江地区において、主要道道奥尻島線の斜面防護用の擁壁が写真-10.15に示すように転倒した。この擁壁は、高さ2.5 m、長さ10 m、底面幅1.5 mの重力式擁壁であり、合計9基が連なって並んでいる。被害があったのは、図-10.23に示すように、総延長90 mのうちの60 m部分であり、奥尻港側から数えて2～7番目までの擁壁が道路側に向かって転倒し、移動した。土砂が擁壁背斜面から崩落した形跡が見られないため、津波によって擁壁が倒されたと考えられる。地震直後、この場所には16 mに及ぶ津波が到来したと推定されている。

復旧工事は、被害のあった6基の擁壁を図-10.24に示す新たな擁壁に作り替える作業を中心として、平成5年10月15日から12月14日まで行われた。

(2) 新有川橋近傍における擁壁の被害

国道228号上磯町東浜に架かる新有川橋の上流側に、新たに橋梁が架設されており、既設路線をこの橋梁に結ぶための道路盛土工事も並行して行われていた。この盛土区間のRC土留め擁壁が地震により外側に若干傾斜、膨み出し、盛土部分にクラック、沈下が発生した。擁壁は高さ約4 mの逆T型であり、基礎フーチングが長さ15 mの杭により支持されていたため、被害は軽微なものに抑えられている。

4.3 ガソリンスタンドの被害

国道5号線沿いの長万部町大浜72番地において、写真-10.16に示すように、中和石油(株)長万部営業所の事務所及び舗装が大きく沈下、隆起する被害が発生した。コンクリート舗装は最大で1 m程度沈下し、タンクが埋設されている位置では30 cm程度隆起した。これらは、液状化に伴う沈下及びタンクの浮き上がりと考えられる。営業所周辺は過去に砂鉄の採掘が行われていた場所であり、その後、採掘跡を海砂で埋め戻したといわれている。営業所以外の周辺でも、液状化によるものと考えられる被害が多数発生している。

営業所には、図-10.25に示すように4つの10 klタンクがコンクリート舗装の下に設置されており、地震時、タンク中には総容量の82.5%に相当する33 klの油が入っていた。地震後直ちに油漏れの点検が行われたが、幸いにして油漏れは発生していなかった。その

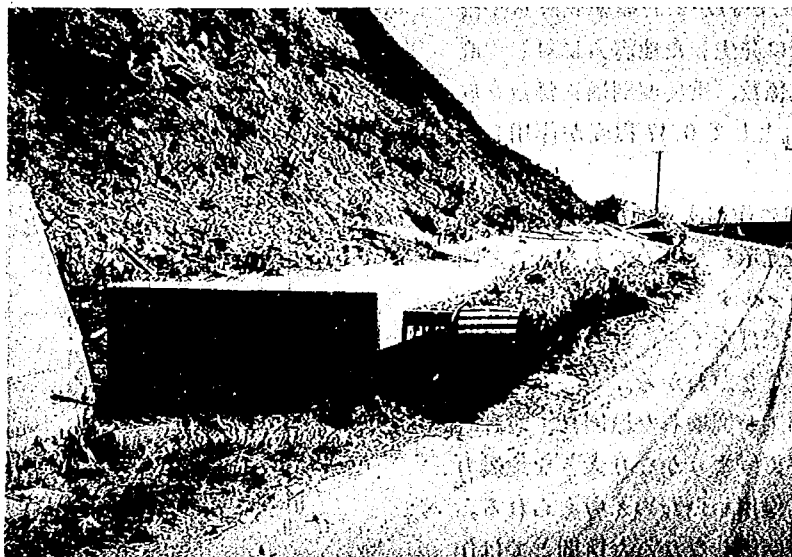


写真-10.15 重力式擁壁の転倒状況

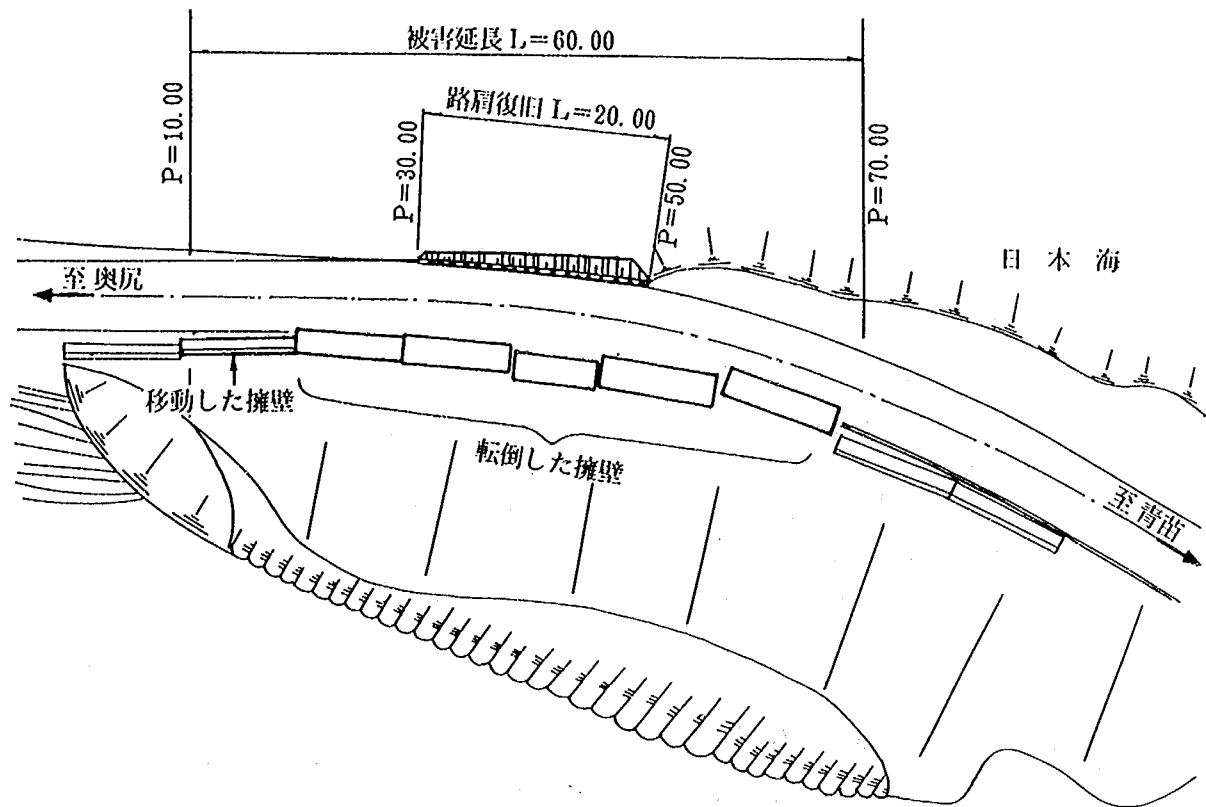


図-10.23 奥尻町松江における擁壁の被害状況

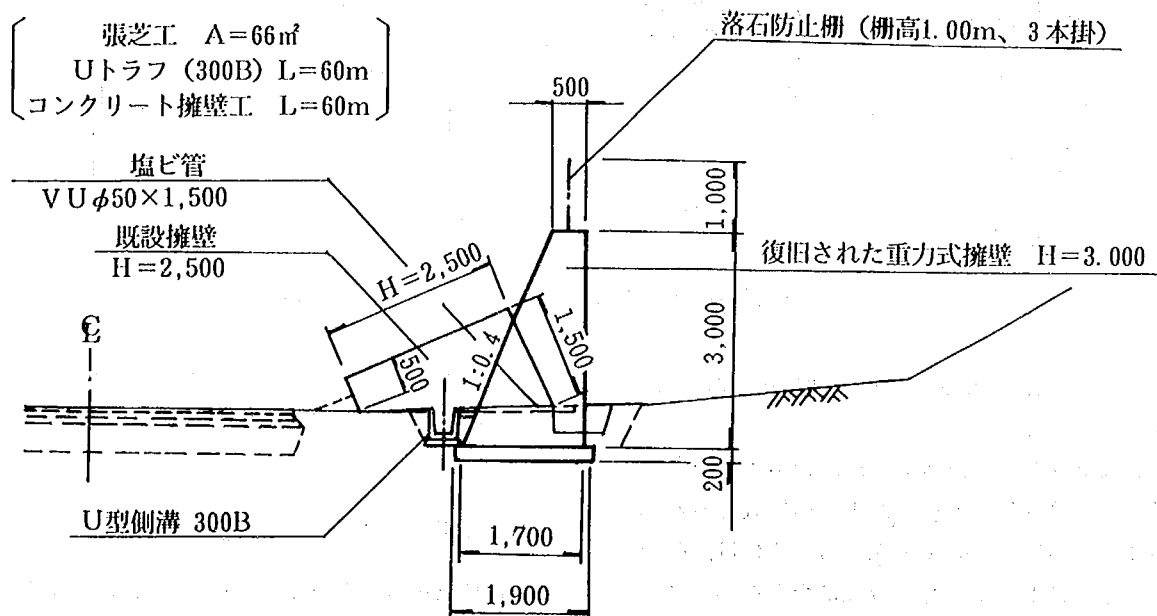


図-10.24 復旧擁壁の横断面図(単位:mm)



写真-10.16 ガソリンスタンドの被害状況

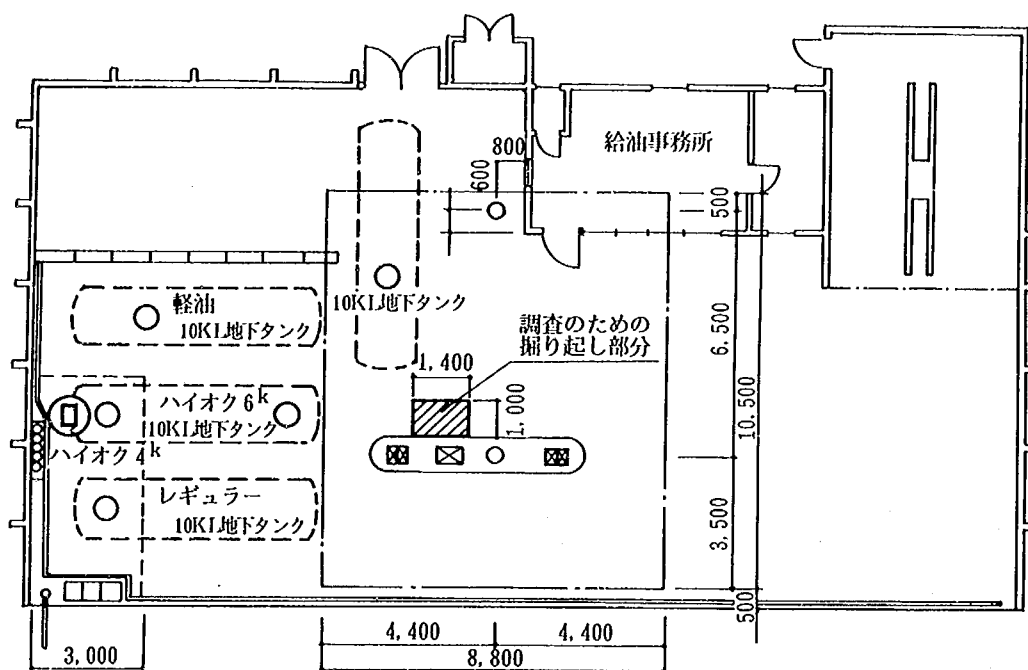


図-10.25 中和石油(株)長万部営業所の平面図 (単位: mm)

後、長万部町消防局によりタンク中の油は抜き取られ、施設の被害調査が行われた。

ガソリンスタンドは、道路沿道施設の中でも損傷が生じた場合に道路へ与える影響が大きい施設であるため、信頼性の高い道路空間を確保するためには、その耐震性の確保には十分注意しなければならない。タンクからの油の流出は幸いにして生じなかったが、もし流出していたならば、交通規制等の処置が必要になり、車両交通に大きな影響を及ぼす結果となっていたと考えられる。

この営業所は2月中旬に解体され、新たに営業所を建設することとなっている。

5. 地震後の交通規制

道路橋を含む道路施設の被害に伴う交通規制は、北海道開発局函館開発建設部及び小樽開発建設部の管轄区域における国道で5路線11箇所、北海道函館現業所、小樽現業所、及び室蘭現業所の管轄区域における道道では32路線40箇所で行われた。国道及び道道に

交通規制に伴う日常生活及び生産活動への影響は、
応急復旧が迅速に行われたため、比較的少なかったと
言える。

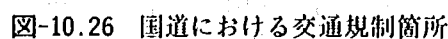


表-10.2 国道の交通規制状況

番号	建設部	路線	被災箇所	被災内容	被災延長 (m)	交通規制状況 ^{注)} (交通規制区間)
1	函館	5号	長万部町知来 長万部町土津田	盛土崩壊 路面変状	100 10	全止 7/12 22:30~, 片通 7/24 9:00 片2 7/26 10:00~ (双葉~巖岳) L=5.4km
2	函館	5号	八雲町山崎 八雲町山崎橋 八雲町花浦 八雲町豊河町 八雲町野田生	路肩欠壊 路面変状 路肩欠壊 路面変状 路面変状	10 40 500 50 1	全止 7/13 0:30~2:00 (山崎~野田生) L=17.5km
3	函館	227号	江差町柳崎 江差町田沢	路面変状 路面変状	10.3 3	全止 7/12 23:15~7/13 3:15 (柳崎~津花) L=6.6km
4	函館	228号	福島町千軒	路面変状	350	片通 7/13 1:15~7/13 16:00 L=0.5km
5	函館	228号	江差町鍛川(1) 江差町鍛川(2)	路面変状 路面変状	33 24	全止 7/12 23:00~7/13 3:15 (鍛川~津花) L=5.3km
6	函館	229号	北檜山町栄石橋 北檜山町栄石 北檜山町若松 北檜山町二俣 北檜山町金ヶ沢	路面変状 路面変状 路面変状 路面変状 法面崩壊	15 15 30 15 5	全止 7/12 23:30~7/13 6:00 (栄石~宮野) L=20.3km
7	函館	230号	今金町神丘	路面変状	32	片通 7/13 0:00~7/13 18:00 L=0.1km
8	小樽	229号	持田 島牧村持田 兜石覆道	路肩決壊 構造物の破壊	80	全止 7/12 23:45~ 片通 9/30~12/27 (茂津田~島牧村) L=4.5km
9	小樽	229号	島牧村持田第2白糸トンネル 島牧村持田 島牧村栄浜 島牧村栄浜小田西覆道 島牧村栄浜第一栄浜覆道 島牧村栄浜 島牧村栄浜 島牧村植車穴潤トンネル 島牧村元町~原歌 島牧村元町 島牧村栄磯 島牧村栄磯 島牧村美谷~豊浜 島牧村歌島 島牧村中の川橋 島牧村ワッカナイ橋 島牧村歌島 島牧村字富浦	構造物の破壊 土砂崩壊 土砂崩壊 構造物の破壊 構造物の破壊 落石 落石 落石 路面冠水 落石 路肩決壊 路面冠水 路面冠水 路面隆起 路面陥没 路面陥没 路面冠水 路肩決壊	30 10 20 14 20 1,100 60 3,200 460 20 20 500 30	全止 7/12 23:45~ 片通 7/13 7:30~17:00 (島牧村~作間) L=50.3km
10	小樽	229号	寿都町能津登 寿都町能津登	法面崩壊 落石	20	全止 7/12 23:45~, 片通 7/30~17:00 (作間~港) L=16.5km
11	小樽	229号	蘭越町港町 岩内町イセバチ 岩内町イセバチ刀掛トンネル	土砂崩落 落石 土砂崩落	20 30	全止 7/28~ 片通 11/10~11/25 (港町~雷電) L=3.8km

注) 全止: 全面交通止め, 片通: 片側交互通行, 片2: 迂回路による2車線通行

表-10.3 道道の交通規制状況

番号	現業所	被災箇所	被災内容	交通規制状況 ^{注)} (L=規制延長)
1	室蘭	大岸礼文線豊浦町	落石	全止 7/12 23:40~8/13 9:00 L=1.6km
2	室蘭	豊浦ニセコ線豊浦町	落石	全止 7/12 0:35~7/13 12:00 L=6.5km
3	函館	大沼公園鹿部七飯町	路面陥没	全止 7/13 0:00, 片 7/13 17:00~8/27 17:00 50m
4	函館	小黒部鯉川線江差町	路面陥没	全止 7/13 0:00~8/9 10:00 L=50m
5	函館	大野大中山線七飯町	路面陥没	全止 7/13 0:00~7/13 18:00 L=20m
6	函館	奥尻島線奥尻町	土砂崩落	全止 7/13 0:00~8/31 12:00 L=200m
7	函館	上磯厚沢部線厚沢部町	路面陥没	全止 7/13 0:00~7/13 14:00 L=50m
8	函館	八雲今金線今金町	路面陥没	全止 7/12 22:17~7/15 11:00 L=50m
9	函館	八雲今金線今金町	路面陥没	全止 7/12 22:17~9/13 10:00 L=50m
10	函館	今金北檜山線北檜山町	路面陥没	全止 7/12 22:17~7/13 18:00 L=20m
11	函館	北檜山大成線北檜山町	路面陥没	全止 7/12 22:17~7/14 17:00 L=8.0km
12	函館	恵山函館線恵山町	(津波の恐れ)	全止 7/13 1:00~7/13 8:00 L=2.0km
13	函館	般法華港線般法華村	(津波の恐れ)	全止 7/13 1:00~7/13 8:00 L=3.0km
14	函館	元村恵山線恵山町	(津波の恐れ)	全止 7/13 1:00~7/13 8:00 L=7.0km
15	函館	乙部厚沢部線江差町	路面陥没	全止 7/13 1:00~7/13 14:00 L=50m
16	函館	小谷石渡島知内線知内町	土砂崩落	全止 7/13 2:00~7/13 8:00 L=50m
17	函館	岩部渡島福島線福島町	土砂崩落	全止 7/13 2:00, 片 7/13 10:00~16:00 L=50m
18	小樽	美川黒松内線島牧村	路面陥没	全止 7/12 23:00, 片 7/13 13:00~10/27 11:00 30m
19	小樽	寿都線寿都町	路面冠水	全止 7/12 23:00~7/13 6:00 L=2.6km
20	小樽	寿都黒松内線寿都町	路面冠水	全止 7/12 23:00~7/13 6:00 L=2.6km
21	小樽	蘭越ニセコ俱知安線蘭越町	路面陥没	全止 7/13 0:20~7/13 9:00 L=50m
22	小樽	小樽港線小樽市港町	(津波の恐れ)	全止 7/12 23:30~7/13 2:30 L=2.7km
23	小樽	小樽海岸公園線小樽市古代文字	(津波の恐れ)	全止 7/12 23:30~7/13 2:30 L=4.5km
24	函館	丹羽今金線北檜山町	路面陥没	全止 7/13 1:30, 片 7/26 15:00~ L=800m
25	函館	北檜山大成線大成町	路面冠水	全止 7/13 3:30~7/14 12:00 L=4.4km
26	函館	東大里瀬棚線瀬棚町	路面陥没	全止 7/13 3:30, 片 7/23 10:00~ L=200m
27	函館	西大里瀬棚線瀬棚町	路面陥没	全止 7/13 3:30, 片 7/14 12:00~ L=30m
28	函館	金原今金線今金町	路面陥没	全止 7/13 3:30, 片 7/14 11:00~ L=300m
29	函館	小倉山丹羽線北檜山町	路面陥没	全止 7/13 3:30, 片 8/9 10:00~ L=40m
30	函館	瀬棚港線瀬棚町	路面冠水	全止 7/13 3:30~7/15 14:00 L=100m
31	函館	矢淵東瀬棚線北檜山町	路面陥没	全止 7/13 3:00, 片 7/14 16:00~ L=20m
32	函館	旭台今金線今金町	路面陥没	全片 7/13 10:40~7/19 12:00 L=50, 30m
33	函館	江差本古内線上ノ国町	路肩決壊	片 7/13 15:00~8/11 9:00 L=30m
34	函館	奥尻島線奥尻町	スノーシェルター陥落	全止 7/13 0:00~11/5 12:00 L=800m
35	函館	奥尻島線奥尻町	土砂崩落	片 (夜止 19:00~7:00) 7/15 11:00~ L=50m
36	函館	奥尻島線奥尻町	路肩決壊	全止 7/15 15:00~ L=3.0km 全止 7/16 11:00~ L=8.0km
37	函館	乙部厚沢部線乙部町	路肩決壊	片 7/15 14:00~ L=0.1km
38	函館	北檜山大成線大成町	(落石の恐れ)	全止 7/15 19:00~7/17 16:00 L=200m 夜止(19:00~7:00)7/17 19:00~8/12 10:00 L=5.0km
39	函館	奥尻島線奥尻町	(落石の恐れ)	全止 7/23 7:00~8/24 7:00 L=11.5km
40	函館	上磯厚沢部線厚沢部町	路肩決壊	片 7/21 17:00~ L=500m

注) 全止: 全面交通止め, 片: 片側交互通行, 夜止: 夜間通行止め

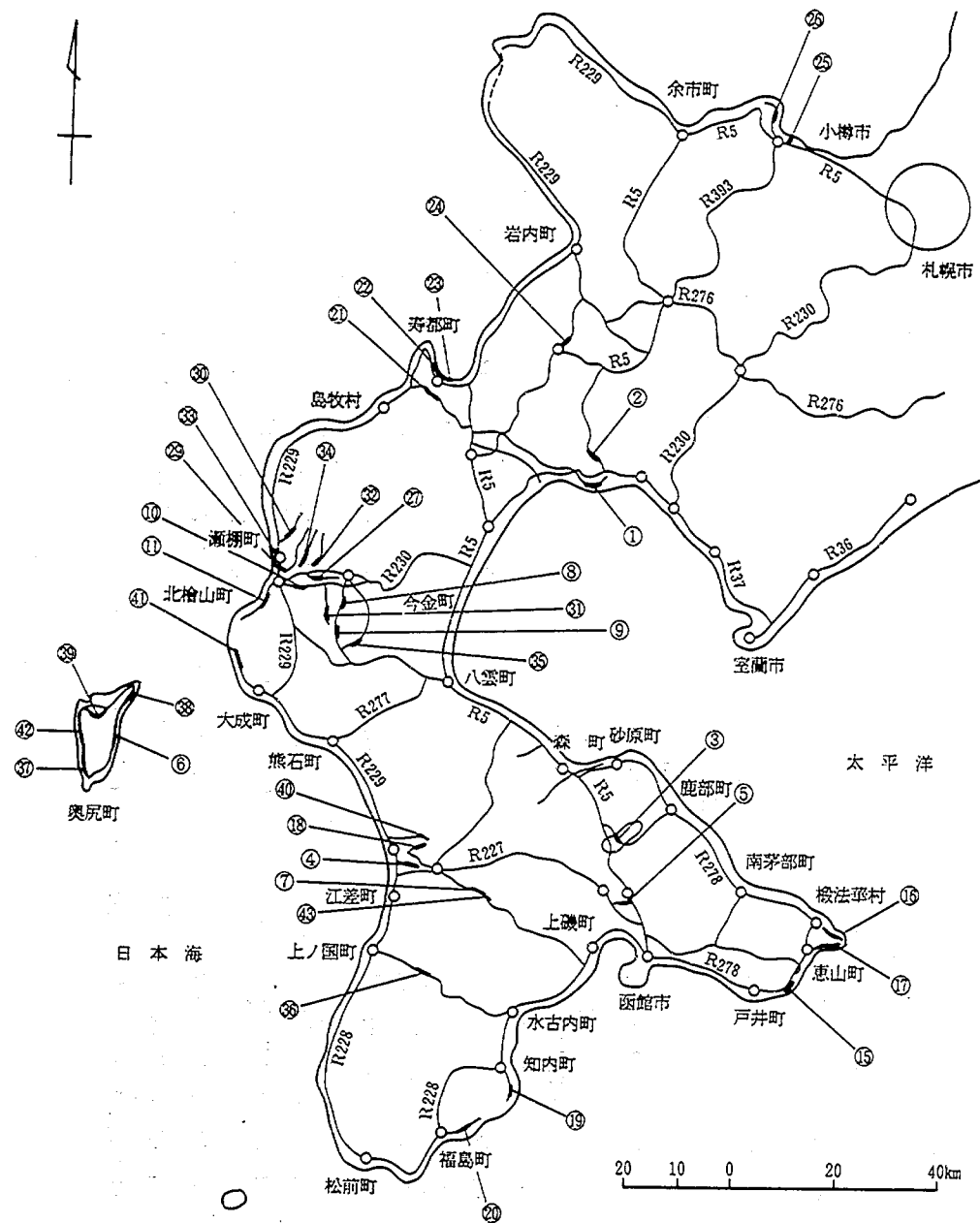
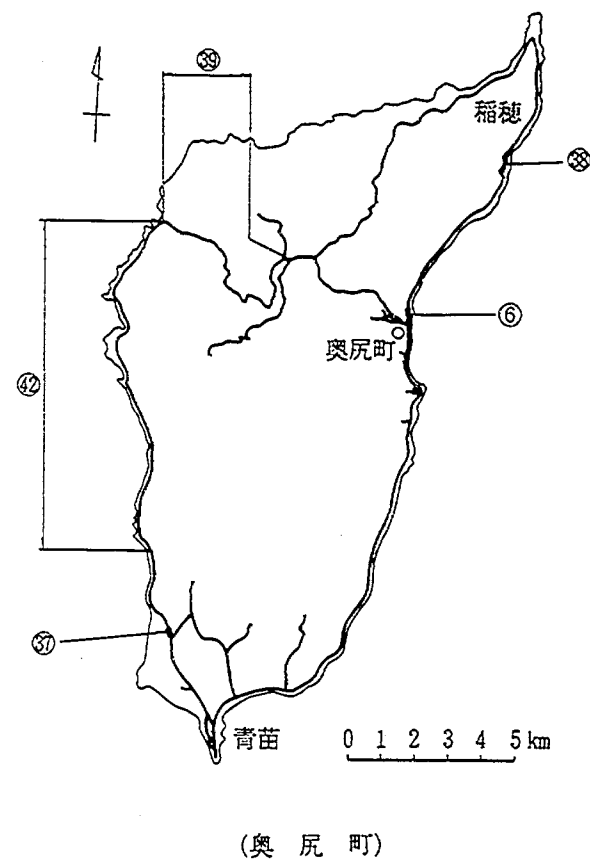


図-10.27 道道における交通規制箇所



注) 図中の番号は
表-10.3に対応する

6. まとめ

道路施設の被害は、土砂崩壊、盛土崩壊、路肩欠壊、路面陥没・隆起、津波による路面冠水等により、北海道南西部全域に及んだ。北檜山町から岩内町にかけては土砂崩落が、今金町、江差町、及び長万部町から八雲町にかけては路肩欠壊、路面陥没等が多く発生していた。特に、長万部町知来の道路盛土崩壊、島牧村持田の第2白糸トンネルの破壊、奥尻島全域においては、交通規制を伴う大きな被害が発生し、地域住民に大きな影響を与えた。

道路施設の被害による交通規制は、迅速な復旧により、最短期間で解除されており、車両通行へ及ぼす影響は比較的少なかった。

本報告が、今後建設される道路構造物、道路付属物、及び沿道施設に対する的確な震災対策を行うための一助となれば幸いである。

謝 辞

被害調査に際しては、地震後の大変多忙の中、北海道開発局、北海道庁、北海道檜山支庁、奥尻町をはじめとする多くの機関や関係者の皆様に御協力をいただいた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 川島一彦，運上茂樹，中島燈：平成5年7月北海道南西沖地震被害調査概報，土木研究所資料，第3204号，平成5年8月
- 2) 土木研究所第一次調査団：平成5年北海道南西沖地震災害調査速報，土木技術資料，Vol. 35，No. 10，平成5年10月
- 3) 函館開発建設部：北海道南西沖地震記録（函館開発建設部管内道路被災速報），平成5年8月
- 4) 小樽開発建設部：平成5年（1993年）北海道南西沖地震記録（管内道路被害速報），平成5年8月

第11編 道路橋の被害

第11編 道路橋の被害

川 島 一 彦^{*1}

運 上 茂 樹^{*2}

中 島 燈^{*3}

星 隈 順 一^{*4}

高 木 繁^{*5}

by Dr. Kazuhiko Kawashima

Dr. Shigeki Unjoh

Tomoru Nakajima

Jun-ichi Hoshikuma

and

Shigeru Takagi

細 目 次

1. 被害の概要	3
2. 代表的な道路橋の被害	4
2.1 上磯新橋	4
2.2 新有川橋	5
2.3 基栄橋	8
2.4 柳崎橋	13
2.5 長万部橋	16
2.6 元瓜谷橋	22
2.7 新知内橋	24
3. まとめ	28
謝辞	28
参考文献	28

* 1 地震防災部耐震研究室長，工博（現 企画部地下開発研究官）

* 2 地震防災部耐震研究室主任研究員，工博

* 3 地震防災部耐震研究室研究員（現 北海道開発局札幌開発建設部）

* 4 地震防災部耐震研究室研究員

* 5 構造橋梁部基礎研究室研究員

1. 被害の概要

今回の地震により、被害を受けた道路橋は、北海道開発局管内で7橋、北海道管内で12橋、市町村管理が5橋の合計24橋である。表-11.1及び図-11.1は、現地調査を行った結果を中心に、主な道路橋の被害をまと

めたものである。

主な被害形態としては、橋脚の損傷、ウイングやパラペットの損傷、支承の沓座モルタルやアンカーの破壊、地盤の液状化に起因する下部構造の傾斜や取付盛土の陥没などが生じた。

表-11.1 道路橋の主要な被害

番号	橋梁名	路線名	管理者	橋長(m)	橋梁形式		上部工の被害				橋台の被害				橋脚の被害				支承の被害	
					上部構造	下部構造	床版	桁	伸縮装置	落橋防止装置	高欄	パラペット部	ウイング	躯体の傾斜	背面盛土陥没	躯体本体	躯体の傾斜	支承本体	移動制限装置	沓座モルタル
1	長工部橋	一般国道5号	北海道開発局 函館開発建設部	150.1	5径間単 純鈑桁橋	ケーソン	○		○								○		○	○
2	柳崎橋	一般国道227号	北海道開発局 函館開発建設部	181.1	5径間単 純鈑桁橋	直接基礎				○	○		○		○				○	○
3	新有川橋	一般国道228号	北海道開発局 函館開発建設部	98.5	3径間単 純鈑桁橋	杭基礎	○		○			○			○			○	○	○
4	上磯新橋	一般国道228号	北海道開発局 函館開発建設部	53.1	4径間単 純鈑桁橋			○	○		○	○	○		○			○	○	○
5	青苗橋	(道道) 奥尻島線	北海道	60.0	2径間単 純鈑桁橋	杭基礎										○				
6	基栄橋	(町道) 基栄橋通線	江差町	165.7	7径間単 純鈑桁橋											○				○
7	元瓜谷橋	(町道) 瓜谷2号線	知内町	63.0	2径間単純 PC桁橋	杭基礎										○				
8	新知内橋	(町道) 元町1号線	知内町	148.0	7径間単純 PC桁橋	ケーソン										○				

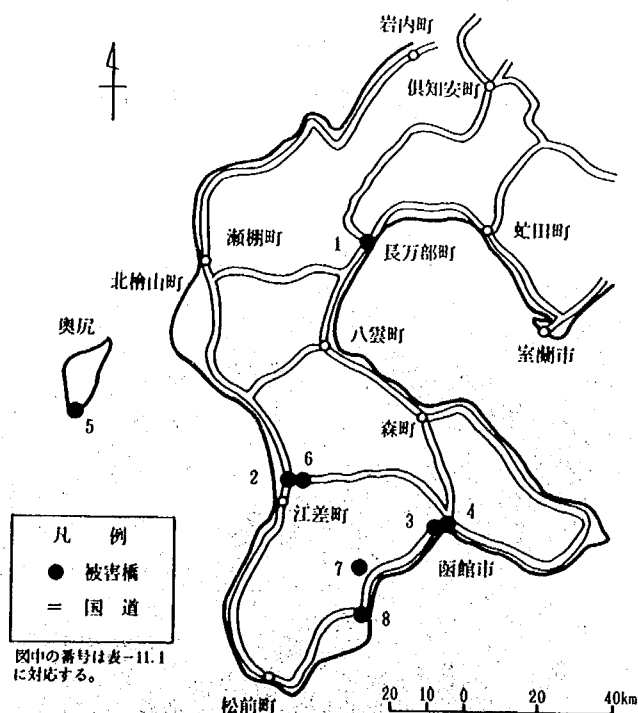


図-11.1 道路橋の主要な被害位置

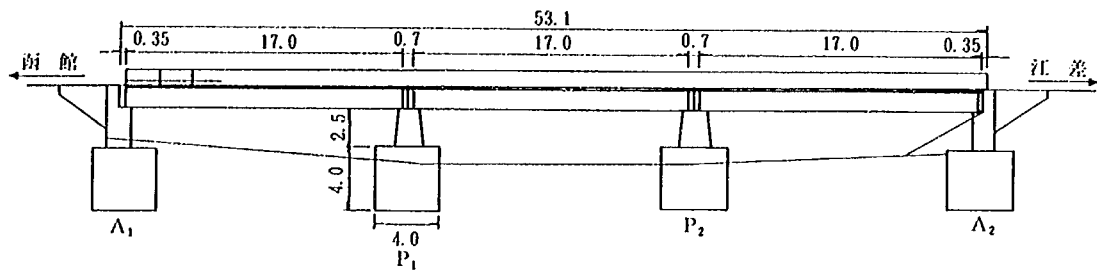
2. 代表的な道路橋の被害

2.1 上磯新橋

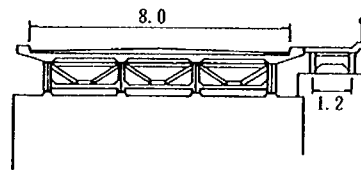
上磯新橋は、函館市の西に位置する上磯町を通る国道228号の橋で、図-11.2に示すように橋長53.1m、幅員8mの3径間単純鋼鈑桁橋であり、下部はケーソン基礎である。本橋は昭和36年3月に完成した。橋の全景を写真-11.1に示す。

被害は、 Λ_2 橋台(固定支承)に集中している。桁が橋台側に5cm程度水平移動し、写真-11.2に示すように、桁がバラベットのくい込み、端部から垂直補剛材

の間の腹板が折れるように変形した。中間橋脚部においては桁の移動が見られないことから、橋台が背面土圧の影響により河心方向に移動したことによるものと推定される。また、橋台では背面盛土の沈下が生じた。橋台の移動による桁との衝突により、バラベットの大きなひびわれが入った。また、写真-11.3に示すように支承もバラベットの側に押し込まれるように約6cm浮き上がった。支承が大きな損傷を受けたのは、1本アンカー形式であるためであり、この形式の支承は地震力を受けると容易に回転し、その後沓座モルタルの損傷を経てアンカーがずれ、支承が持ち上がりやすい。復旧では、バラベットの打ちかえとともに、腹板の



(a) 側面図



(b) 桁断面図

図-11.2 上磯新橋の一般図 (単位:m)

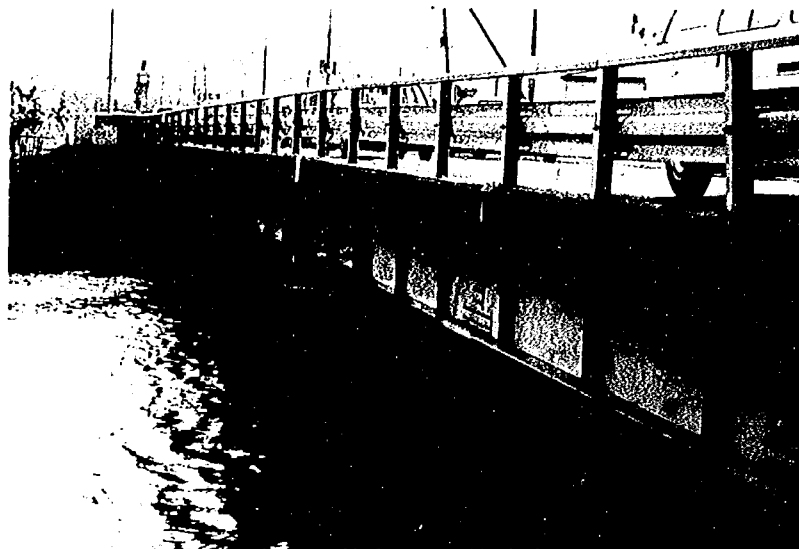


写真-11.1 上磯新橋の全景



写真-11.2 上磯新橋腹板の損傷 (A2橋台)

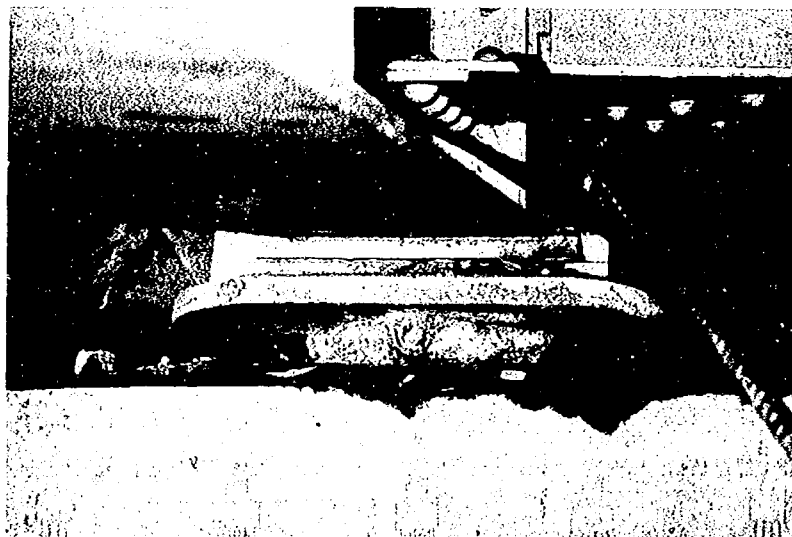


写真-11.3 上磯新橋A2橋台支承の浮上がりと沓座アンカーの損傷

補修，支承の入れかえが必要である。

また，橋台の移動によってP1橋脚上の高欄が写真-11.4に示すように浮き上がり座屈するとともに，A2橋台とP2橋脚台の添架物が写真-11.5に示すように折れ曲がった。

2.2 新有川橋

新有川橋は，国道228号の橋で，上磯新橋から約600m函館側に位置する。この橋は，図-11.3に示すように

橋長98.5m，幅員8mの4径間単純鋼鈑桁橋であり，下部は杭基礎である。完成は昭和36年である。橋の全景を写真-11.6に示す。

被害は，上磯新橋と同様にA2橋台（固定支承）に集中しており，沓座モルタルの破壊（写真-11.7），パラペットのクラック（写真-11.8），伸縮継手の浮き上がり，橋台背面盛土の沈下が生じた。これも上磯新橋と同様に橋台が河心方向に移動したために支承部に変状が生じたものと推定される。

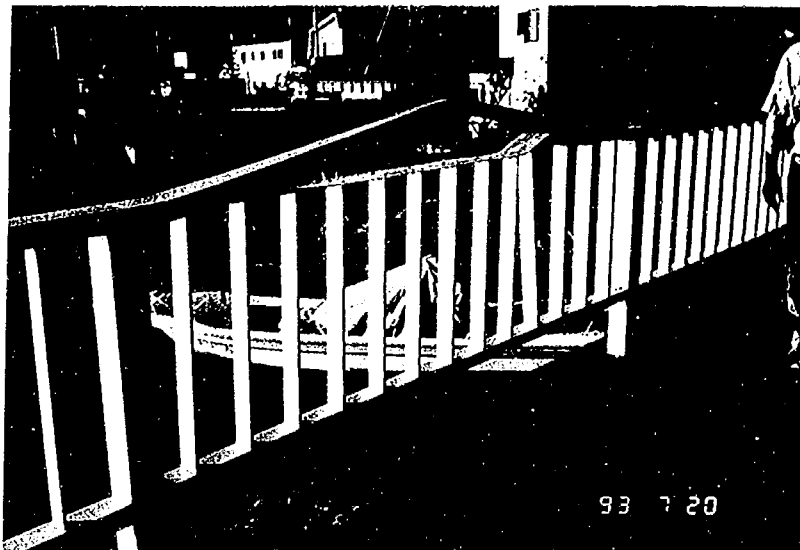


写真-11.4 上磯新橋高欄の座屈 (P1 橋脚)

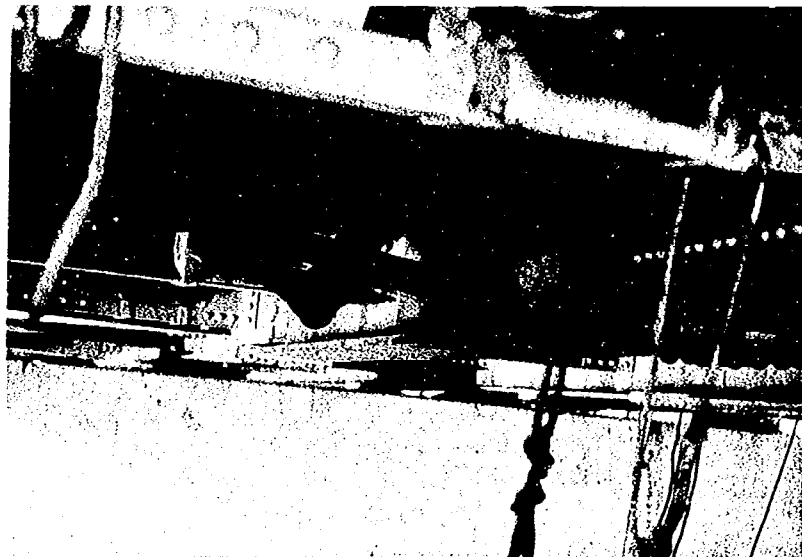
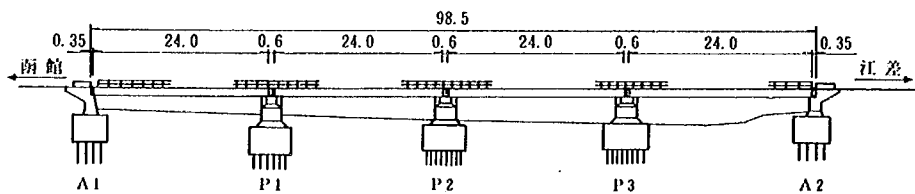
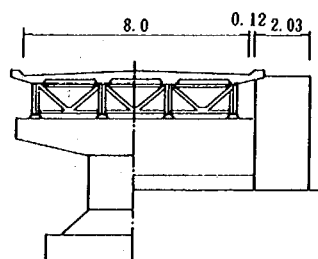


写真-11.5 上磯新橋添架物の座屈 (A2 橋台～P2 橋脚)



(a) 側面図



(b) 桁断面図

図-11.3 新有川橋の一般図 (単位: m)



写真-11.6 新有川橋の全景



写真-11.7 新有川橋A2橋台沓座モルタルの破壊

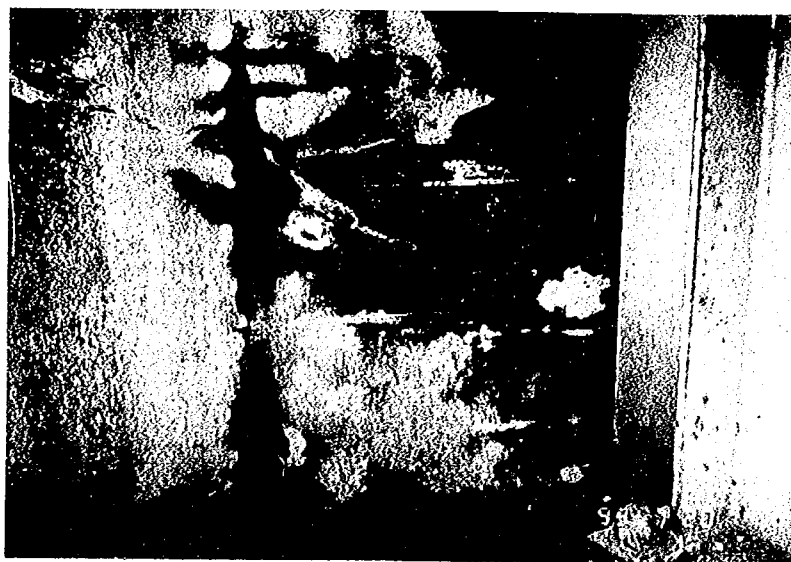


写真-11.8 新有川橋A2橋台パラペットのひびわれ

2.3 基栄橋

基栄橋は、江差町から北へ約 10 km 程上った厚沢部川に架かる江差町道の橋である。この橋は昭和 45 年 9 月に完成した 7 径間単純鋼鈑桁橋 (2 等橋) である (写真-11.9, 図-11.4)。

6 基橋脚のうち、P2 から P4 橋脚に被害が生じた。被害が最も大きかったのは P4 橋脚であり、P4 橋脚では、水面から約 80 cm の高さに桁の橋軸直角方向の

振動に伴う損傷が上流側と下流側に生じた。損傷は上流側より下流側の方が大きい。下流側では、写真-11.10 に示すように基部のコンクリートが剝離し、主鉄筋 (D 22) 及び帯鉄筋 (D 13) が露出した。主鉄筋は外側へはらみ出し、帯鉄筋は主鉄筋からはずれ延び出した。上流側は、下流側とほぼ同じ位置にコンクリートの剝離と鉄筋の露出が生じた (写真-11.11)。また、コンクリート剝離部より少し上の位置に水平方向のクラックと、コンクリート剝落部横に斜めせん断クラック

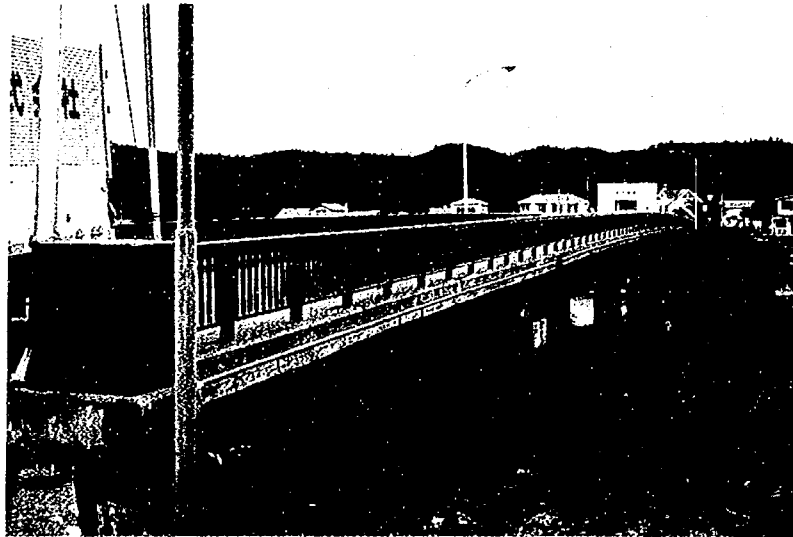
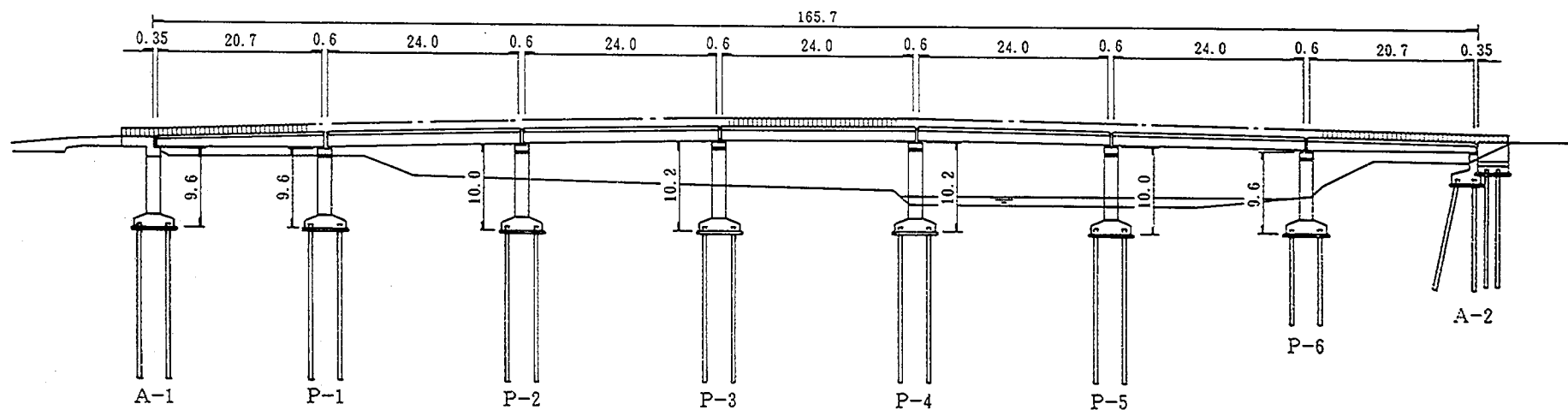


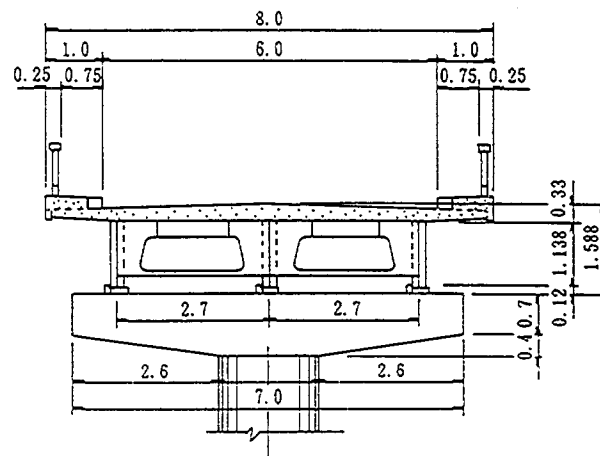
写真-11.9 基栄橋の全景



写真-11.10 基栄橋P4 橋脚の損傷 (下流側から)



(a) 側面図



(b) 桁断面図

図-11.4 基梁橋の一般図 (単位: m)

クが入っている(写真-11.12)。橋脚の配筋図を図-11.5に示す。本橋脚では、基部から2.4 mの位置で主鉄筋が36本から18本の1/2に段落しされている。

これらの損傷は、主鉄筋段落しの定着長不足によって生じたもので、昭和57年の浦河沖地震の際の静内橋の被害と同じである。最近では、平成5年1月の釧路沖地震でも同様の被害が生じた。表-11.2は、道路震災対策便覧(震災復旧編)に示される鉄筋コンクリート橋脚の被災度判定表である。これによれば、主鉄筋がすでに面外方向に座屈してはらみ出していることから「大被災」に相当し、耐荷力に著しい影響のある損傷と判断される。

また、写真-11.13に示すようにP3橋脚にはコンクリートの剝離及び斜めせん断クラックが、P2橋脚にはクラックが生じた。

復旧は、P3橋脚～P5橋脚に対して、鉄筋コンクリート巻立てにより行われた。補強部の主鉄筋としては、D32×32本を新たに配筋し、断面の直径を1.8 mから2.8 mに大きくした。主鉄筋は、既存のワーチングと梁にアンカーし、橋脚基部におけるアンカーの定着長は80 cmである。なお、新設部と既設部の一体化を図るために、既存橋脚にアンカー筋D25が配置された。

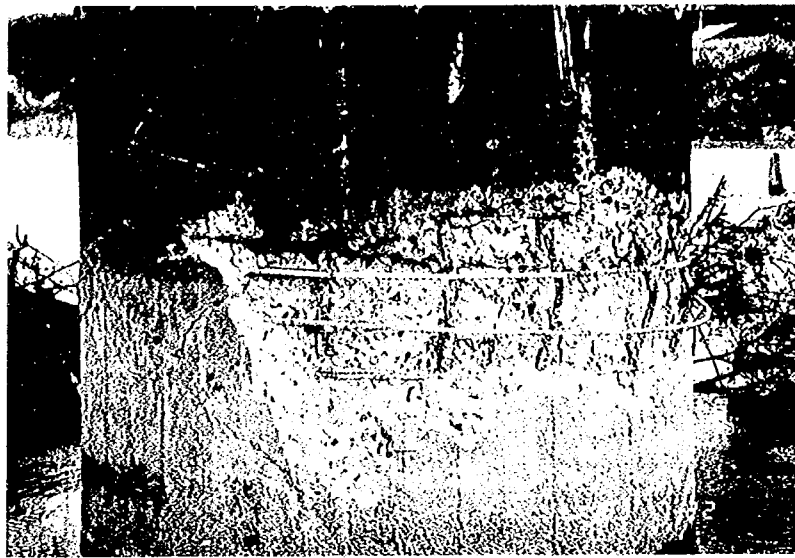


写真-11.11 基栄橋のコンクリート剝離及び鉄筋の露出
(P4橋脚, 下流側)



写真-11.12 基栄橋の斜めせん断クラック (P4橋脚)

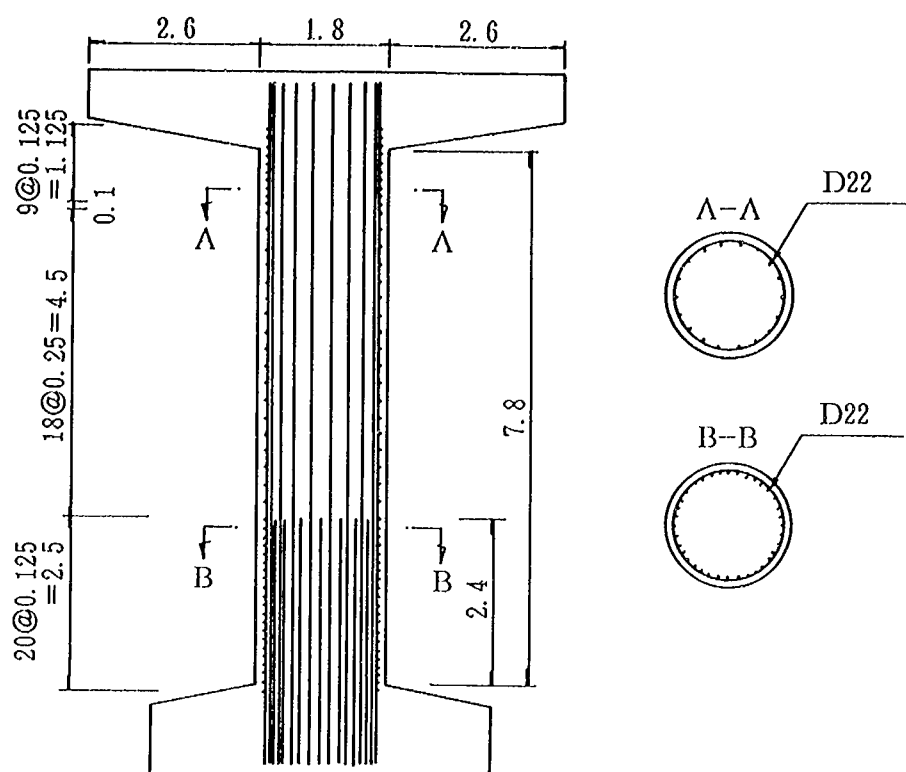


図-11.5 基栄橋橋脚の配筋図 (単位：m)

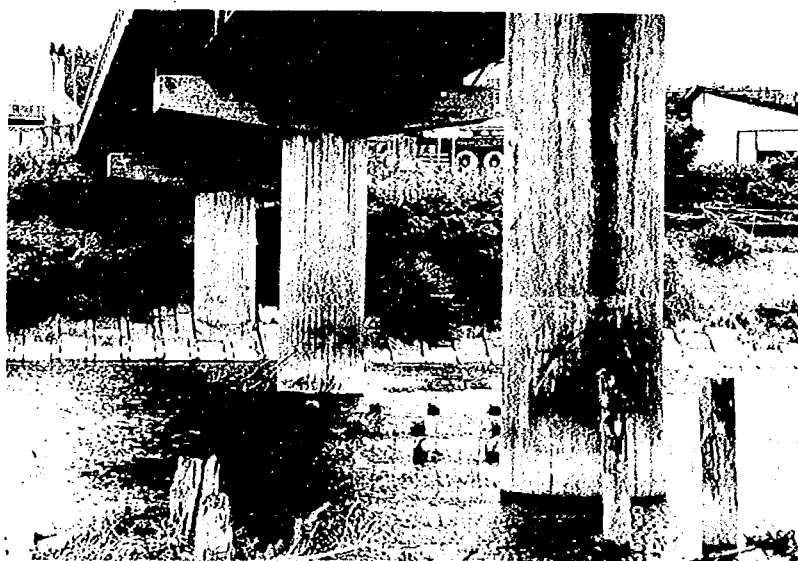
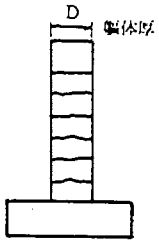
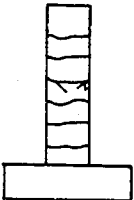
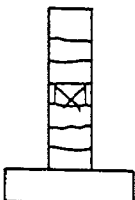
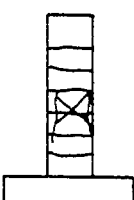
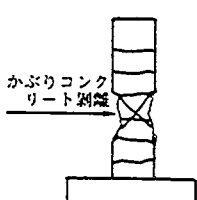
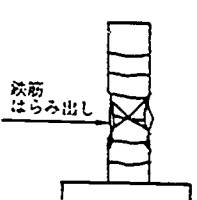
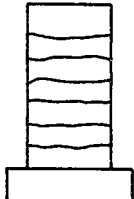
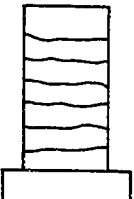
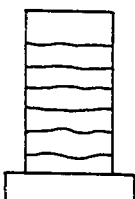
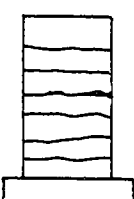
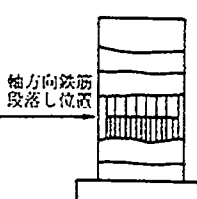
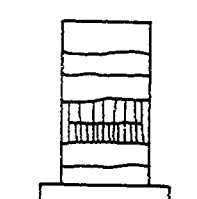


写真-11.13 基栄橋P2, P3橋脚の損傷

表-11.2 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部に損傷が生じている場合の被災判定表

観測される損傷		① 水平ひびわれのみ	② 斜めひびわれ (D/2以下)	③ 斜めひびわれ (D/2以上)	④ 斜めひびわれ貫通 (鉛直ひびわれ進展)	⑤ かぶりコンクリート 剥離	⑥ 鉄筋はらみ出し
損 傷 状 況	側 面 図						
	正 面 図						
被災度		C：小被害	C：小被害	C：小被害	B：中被害	B：中被害	A：大被害
残留強度		P_u ($1.05P_y \sim 1.1P_y$)	P_u ($1.05P_y \sim 1.1P_y$)	$1.0P_y$	$1.0P_y$	P_y 以下	P_y 以下
残留変形性能 (%) $\frac{\delta u - \delta}{\delta u - \delta y} \times 100$		100	70	40	10	0	0

P_y ：降伏耐力 P_u ：終局耐力 δy ：降伏変位 δu ：終局変位 δ ：最大履歴変位

注：* 1 Dはく体厚

2.4 柳崎橋

柳崎橋は厚沢部川の河口にかかる国道229号の橋である。全景は写真-11.14の通りであり、上部構造は橋長181mの5径間単純鋼製桁橋(1等橋)である(図-11.6)。

写真-11.15及び写真-11.16は、橋台が河心方向に移動し桁が支承のストッパーに衝突したために生じたストッパーの座屈及び破断状況を示したものである。また、桁と橋台とを連結した落橋防止装置も橋台の移動によって写真-11.17に示すように座屈した。桁が移動したのか、橋台が移動したのかについては、必ずしも明確ではないが、ストッパーの損傷している方向が橋台が河心方向に移動することにより生じる側であるた

め、橋台の移動が原因と推定される。また、橋台背面盛土の沈下も生じた。

写真-11.17の構造は、道路橋示方第V耐震設計編において、既設橋に対する落橋防止装置として示されているが、桁が橋台からはずれる方向に移動する場合には引張材として機能するが、橋が橋台側に移動する場合には圧縮材となりこのような損傷が生じやすい。落橋防止装置の固定部では、コンクリートが部分的に剝離し、アンカーボルトがやや下向きに曲がっている(写真-11.18)。これは桁の移動に伴って連結部に下向きの力が作用したためである。また、写真-11.19に示すように橋台前面及び側面の護岸が河川方向に移動し、橋台の周辺にすき間が生じた。河川敷においては、多数の噴砂、クラックが生じており、広範囲で液状化が生

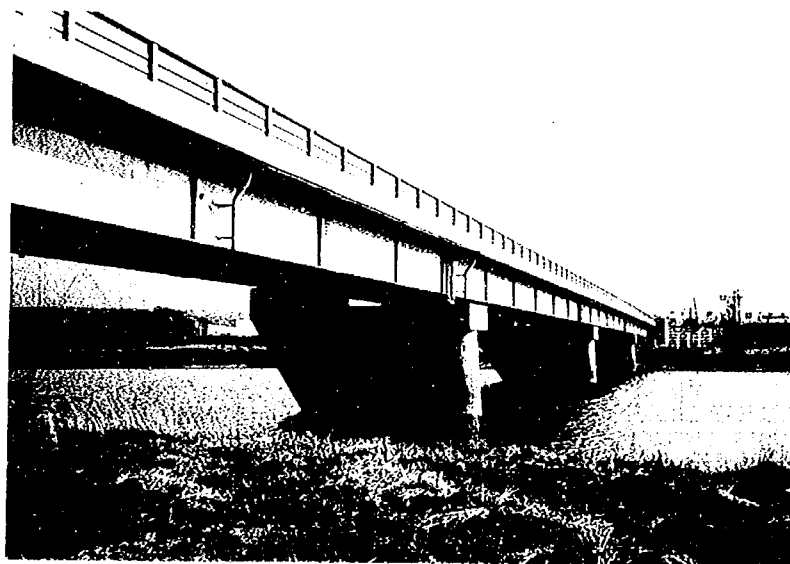


写真-11.14 柳崎橋の全景

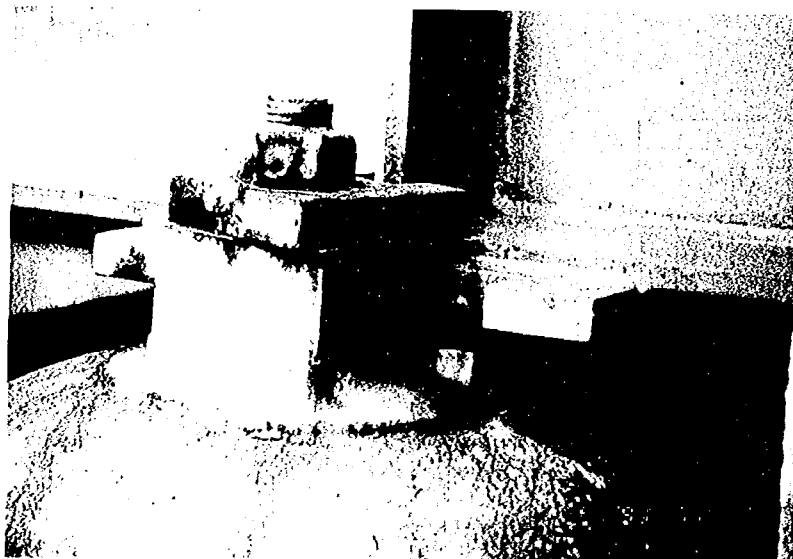
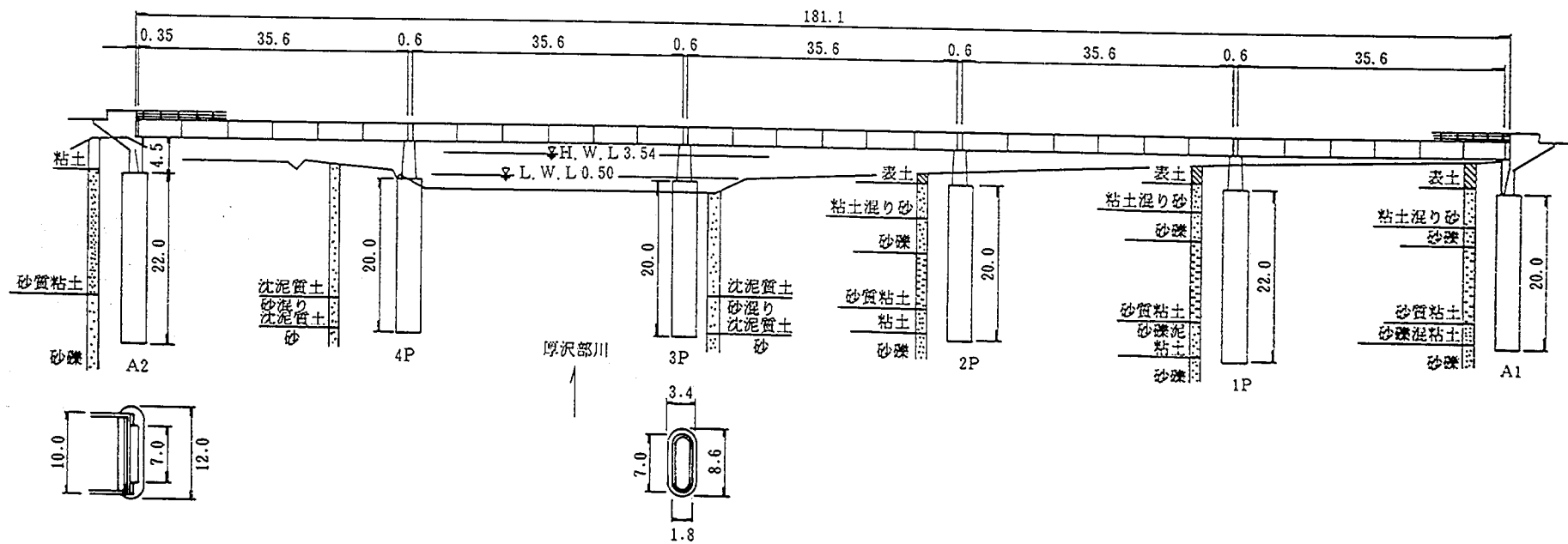
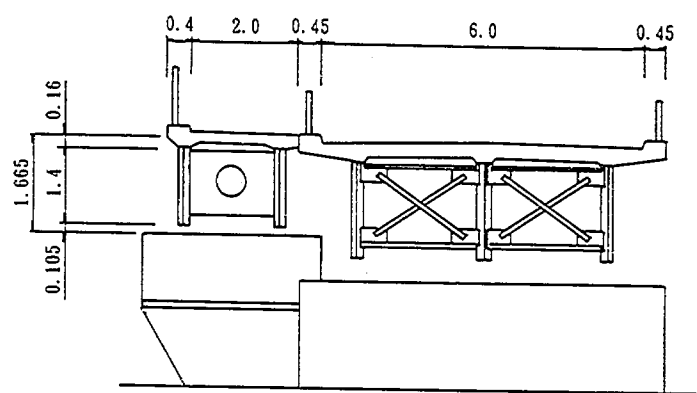


写真-11.15 柳崎橋橋台の支承部(桁と下部構造間の相対変位)



(a) 側面図



(b) 桁断面図

図-11.6 柳崎橋の一般図 (単位: m)

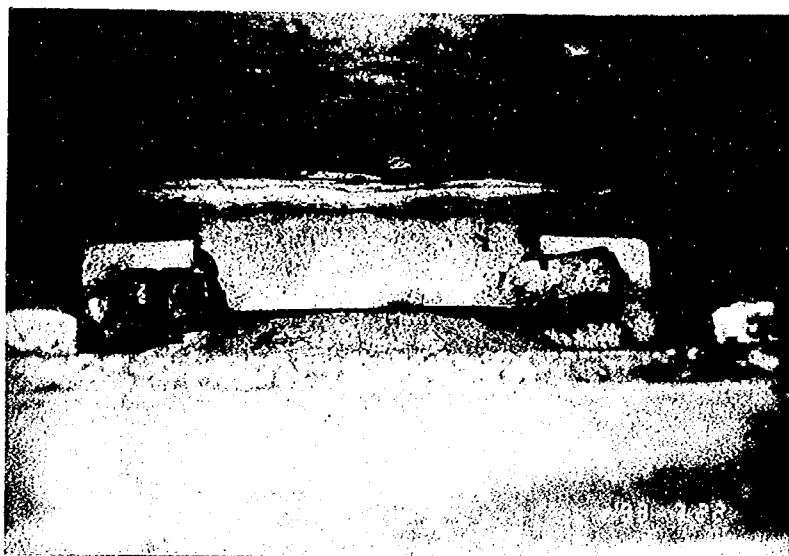


写真-11.16 柳崎橋橋台支承部のストッパーの座屈及び破断

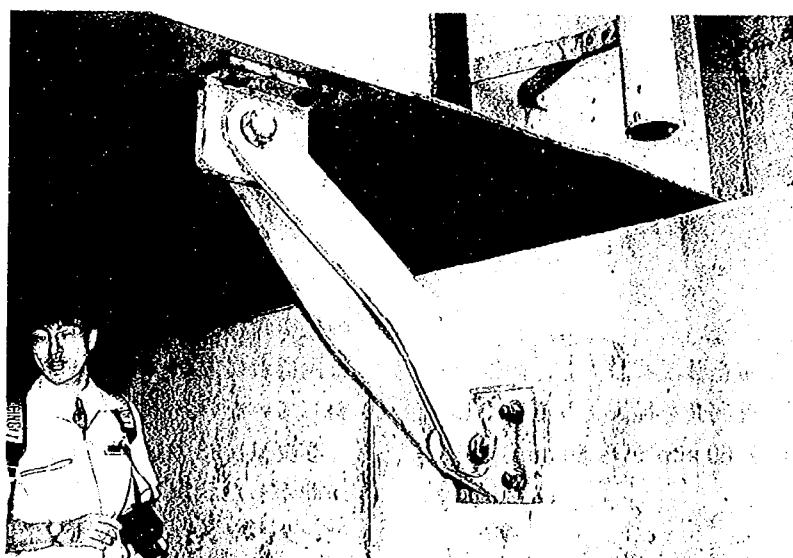


写真-11.17 柳崎橋の落橋防止装置の座屈

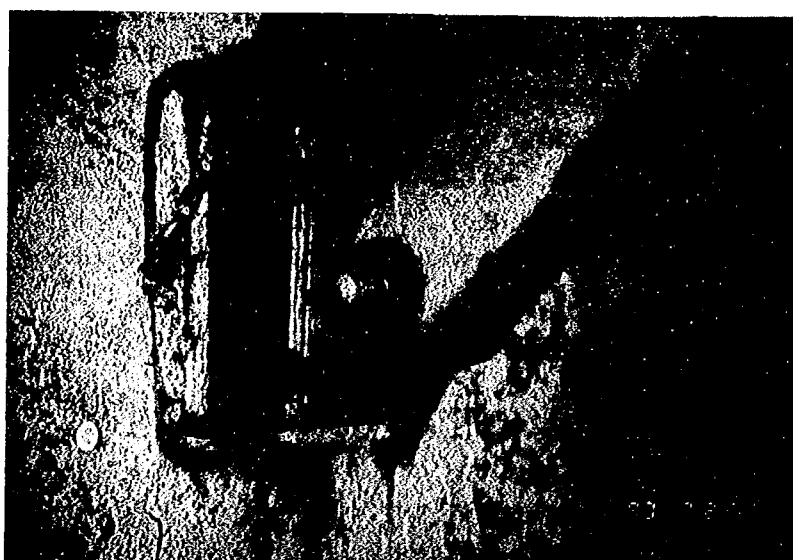


写真-11.18 柳崎橋の落橋防止装置と橋台の連結部の損傷
(コンクリート剝離及びアンカーボルトの曲がり)



写真-11.19 柳崎橋橋台の護岸の移動（橋台前面）

じたものと推定される。

復旧では、座屈した落橋防止装置を撤去し、同様の座屈を防ぐことを考慮し、遊間長を従来よりも長くしたものの（固定ボルトの径を 60 mm から 80 mm に拡大）を取り付けた。

2.5 長万部橋

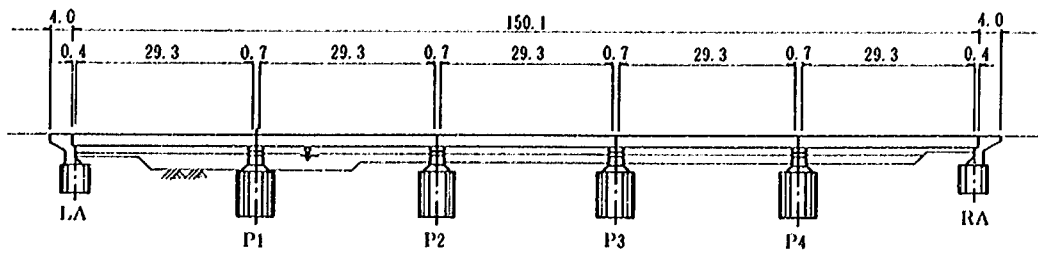
長万部橋は、国道 37 号の長万部町元町に位置し、長万部川を渡る橋長 150.1 m、幅員 7 m の 5 径間単純ボステン PCT 桁橋（1 等橋）である。下部はケーソン基礎である。完成は昭和 35 年 12 月であり、昭和 51 年に上流側に歩道橋を添加するために橋脚躯体コンクリートが打ち足されている。橋の一般図を図-11.7 に、橋の全景を写真-11.20 に示す。

本橋では、写真-11.21 及び 11.22 に示すように、周辺地盤の液状化によってケーソン基盤が上流側に傾斜した。沈下も同時に起こっている可能性があるが、これについてははっきりわからない。傾斜が大きいのは P2 橋脚で、ここでは図-11.8 に示すように、沓座の上流側縁端が下流側縁端より 386 mm 低く、上流側に倒れるように傾いている。このため、P2 橋脚上の路面は、上流方向に 420 mm 移動した。変位量からケーソン・橋脚の傾斜を求めると、 $1^{\circ}59'30''$ となる。他の橋脚

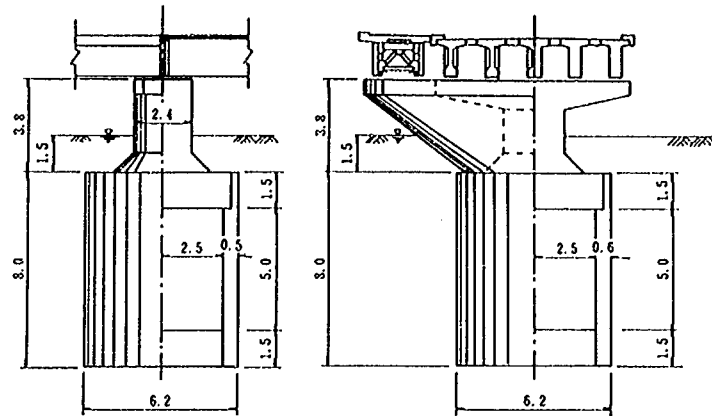
の傾斜角は、表-11.3 に示すとおりであり、橋脚の傾斜は両橋台に向かうほど小さくなり、橋台はほとんど傾斜していない。

写真-11.23 及び 11.24 は、橋脚の傾斜に伴って路面が曲がった状況を示したものである。また、表-11.4 は、ケーソンと周辺の地盤条件を示したものであり、地震後に行われた地盤調査結果に基づき液状化抵抗係数 F_L を算出した結果は図-11.9 の通りである。また、写真-11.25 は、A1 橋台における歩道部の支承モルタルが破損している状況を示したものである。

橋脚の変位状況が必ずしも致命的な状態ではないため、仮復旧として、歩道橋を添架した側の橋脚基礎周辺地盤の改良がセメント注入により行われた。恒久的な復旧方法は現在検討中である。



(a) 側面図



(b) 桁断面図

図-11.7 長万部橋の一般図 (単位:m)

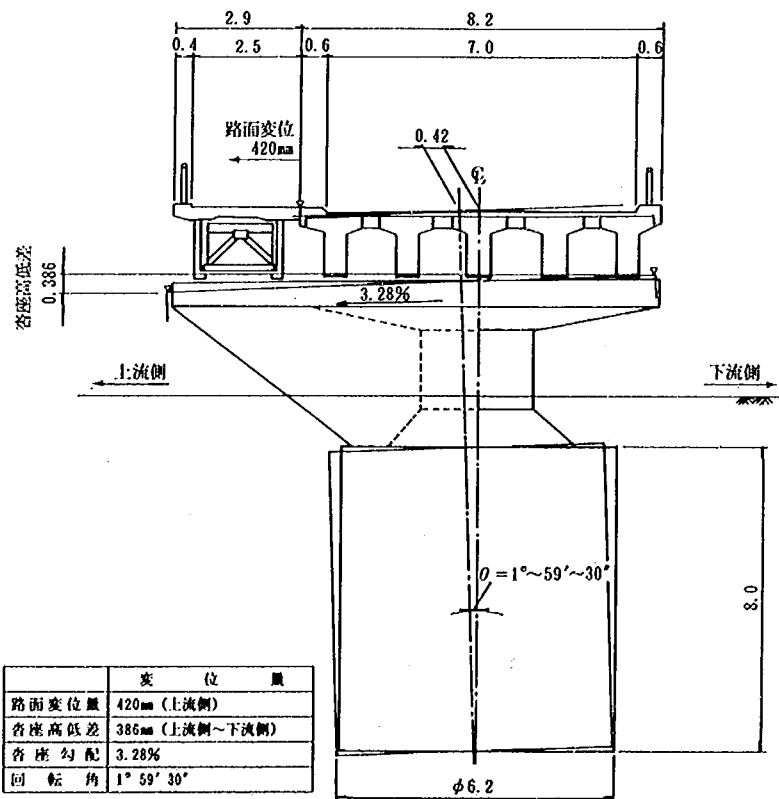


図-11.8 長万部橋ケーソン基礎の回転 (P2 橋脚) (単位:m)

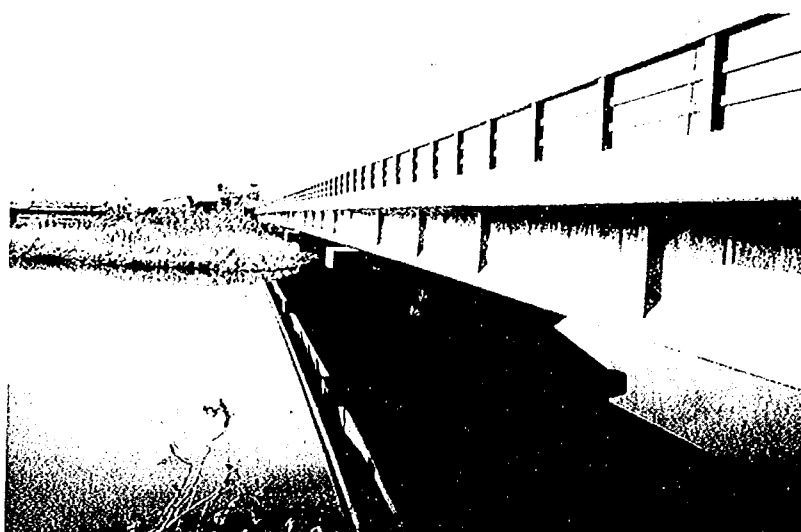


写真-11.20 長万部橋の全景

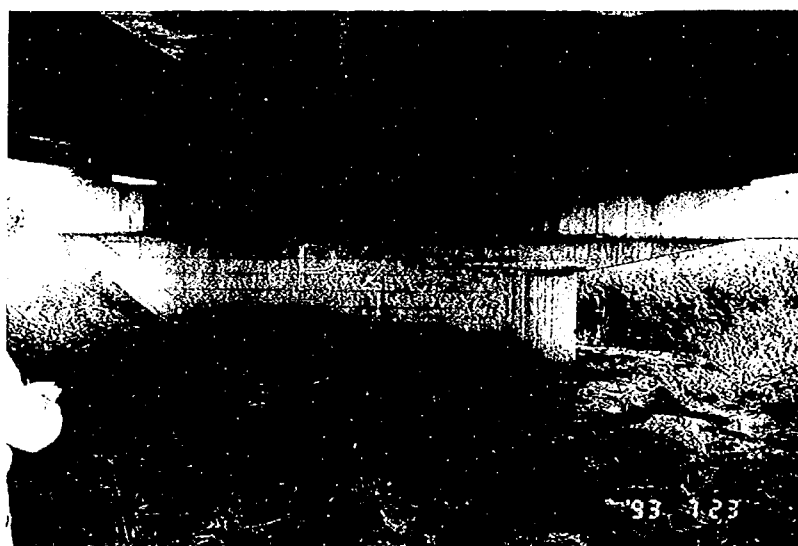
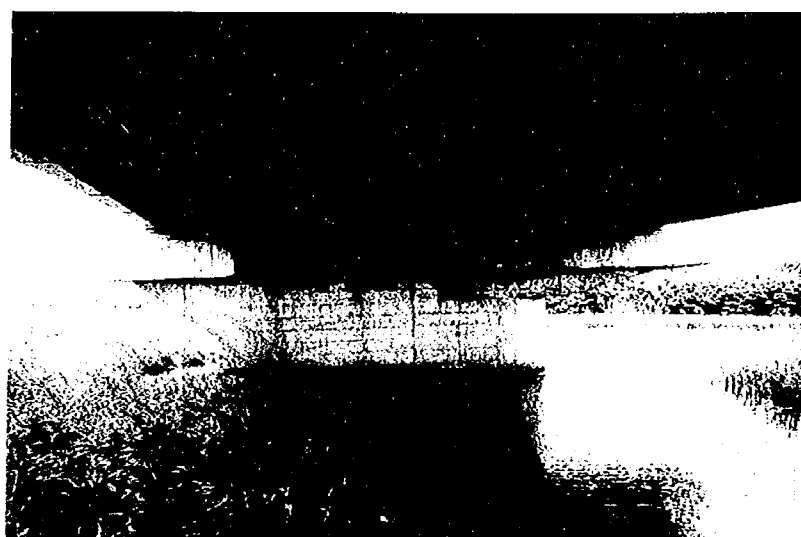
写真-11.21 長万部橋P2橋脚の傾斜
(写真左方に $1^{\circ}59'30''$ 傾斜)写真-11.22 長万部橋P3橋脚の傾斜
(写真左方に $1^{\circ}46'30''$ 傾斜)

表-11.3 長万部橋ケーソン基礎の回転角

	P1基礎	P2基礎	P3基礎	P4基礎
路面変位量(mm)	270	420	450	250
沓座高低差(mm)	276	386	344	172
橋脚上面勾配(%)	2.486	3.477	3.099	1.550
基礎中心回転角	1°25'28"	1°59'30"	1°46'30"	0°53'16"

傾斜概要図

(単位:m)

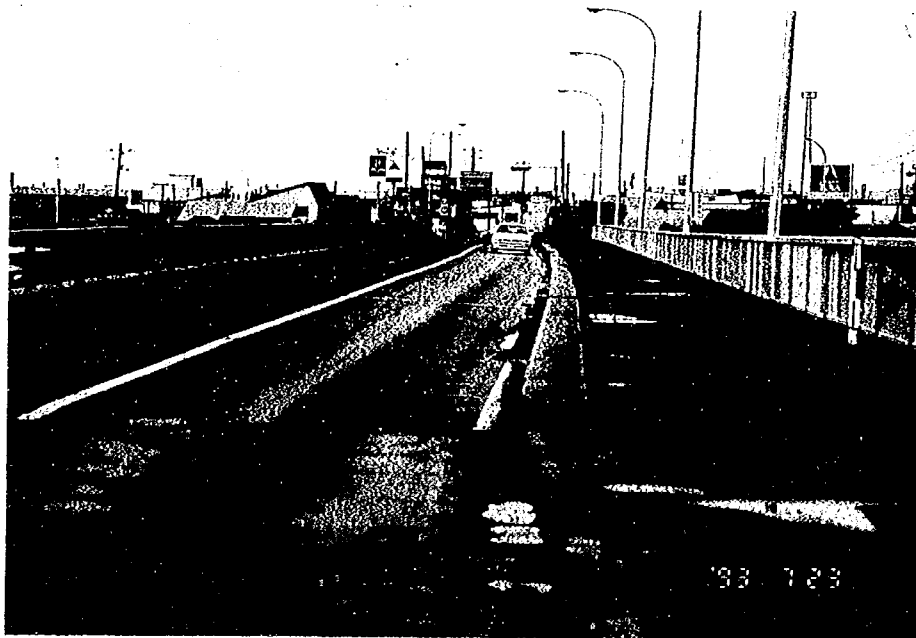
写真-11.23 長万部橋の橋脚傾斜に伴う路面の曲がり
(A2橋台側より)



写真-11.24 長万部橋の橋脚傾斜に伴う路面の曲がり
(A1橋台側より)

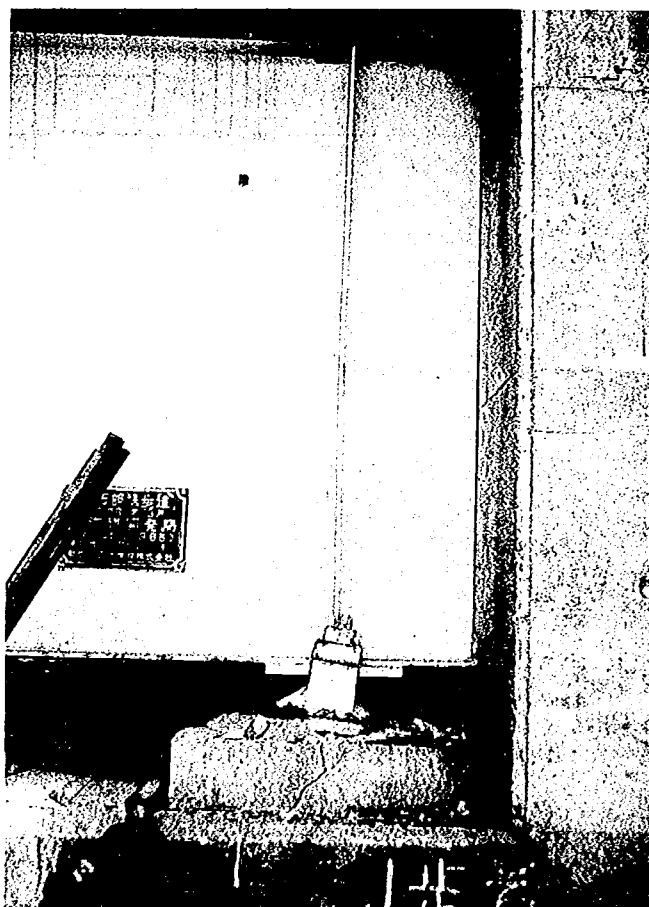
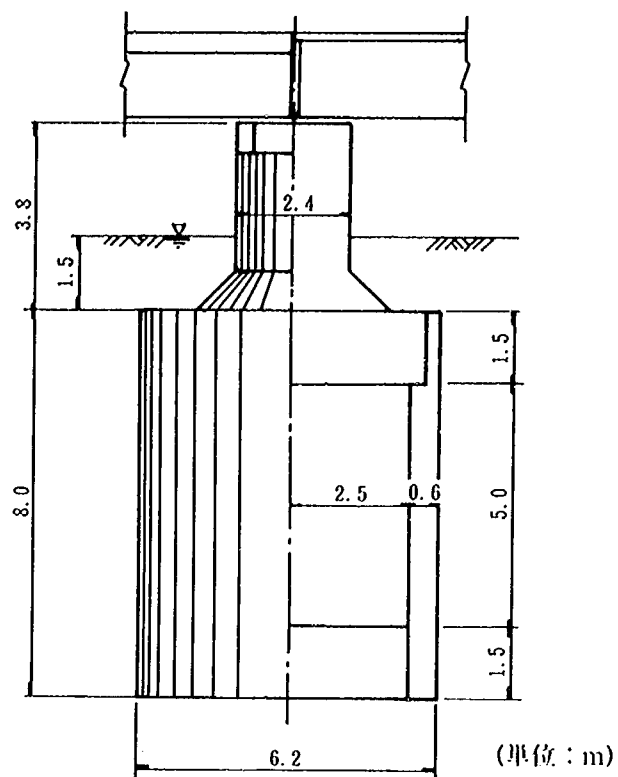


写真-11.25 長万部橋A1橋台の歩道部の支承モルタルの破損

表-11.4 長万部橋P2橋脚の地盤条件

深 度 (m)	土 質	N 値				
		10	20	30	40	50
3.2	砂 礫					N=7
6.5	細 砂					N=15
9.5	礫混り細砂					N=22
12.7	砂 質 粘 土					N=5
16.1	礫混り細砂					N=18
19.2	シルト質粘土					N=5
20.3	細 砂					N=11
22.0	シルト質粘土					N=6
25.2	細 砂					N=11
27.8	粘 土					N=11
29.6	砂 礫					N=50
33.0	礫混り細砂					N=32
(38.0)	砂					N=37
40.0						N=50

* ()内は耐震設計上の基盤面の深度を表す。



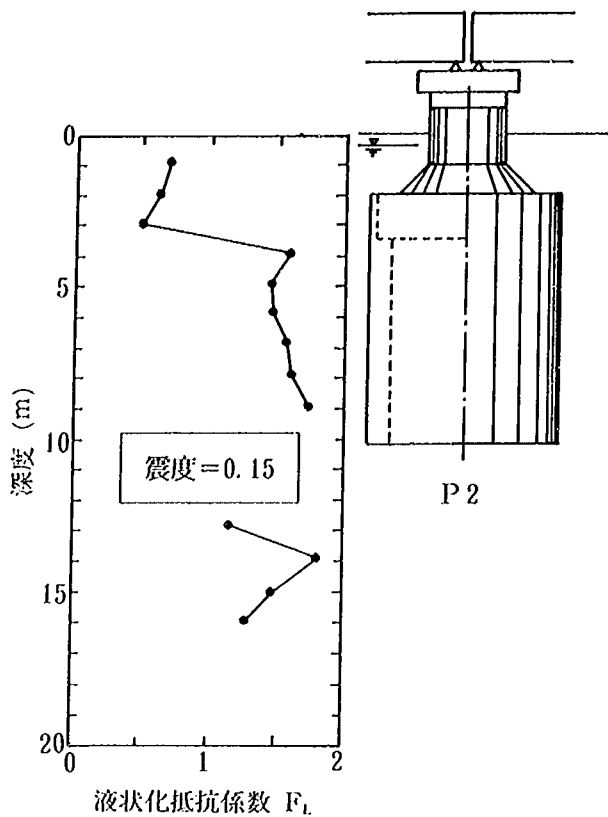


図-11.9 長万部橋P2橋脚の液状化抵抗係数 F_L の算定結果

2.6 元瓜谷橋

元瓜谷橋は、町道瓜谷2号が瓜谷川を渡河する位置に架設されている2等橋であり、橋長63m、幅員4mを有する2径間単純ポストテンションPCT桁橋である。完成は、昭和39年である。両橋台はRC逆T式、橋脚は直径1.5mを有する円形断面RC逆T式である。基礎は橋台、橋脚いずれも杭基礎である。橋の一般図を図-11.10に、橋の全景を写真-11.26に示す。

被害は、写真-11.27に示すように橋脚の中間高さにおいて生じ、かぶりコンクリートの剥離、主鉄筋の座屈及び外方向へのはらみ出しが生じた。橋脚の上下流方向の損傷が大きいところから、橋軸直角方向の地震力により生じた損傷といえる。図-11.11は、橋脚の配筋図を示したものであり、本橋脚では、主鉄筋として $\phi 16$ の丸鋼が用いられており、損傷の生じた橋脚中間高さにおいて、重ね継手が用いられていた。重ね継手長は約50cm、主鉄筋端部には定着のために、U字型のフックが設けられていたが、定着部の強度が基部の強度よりも小さかったために損傷が生じたものと考えられる。表-11.2に示した道路震災対策便覧（震災復旧編）によれば、主鉄筋が座屈して面外方向にはらみ出

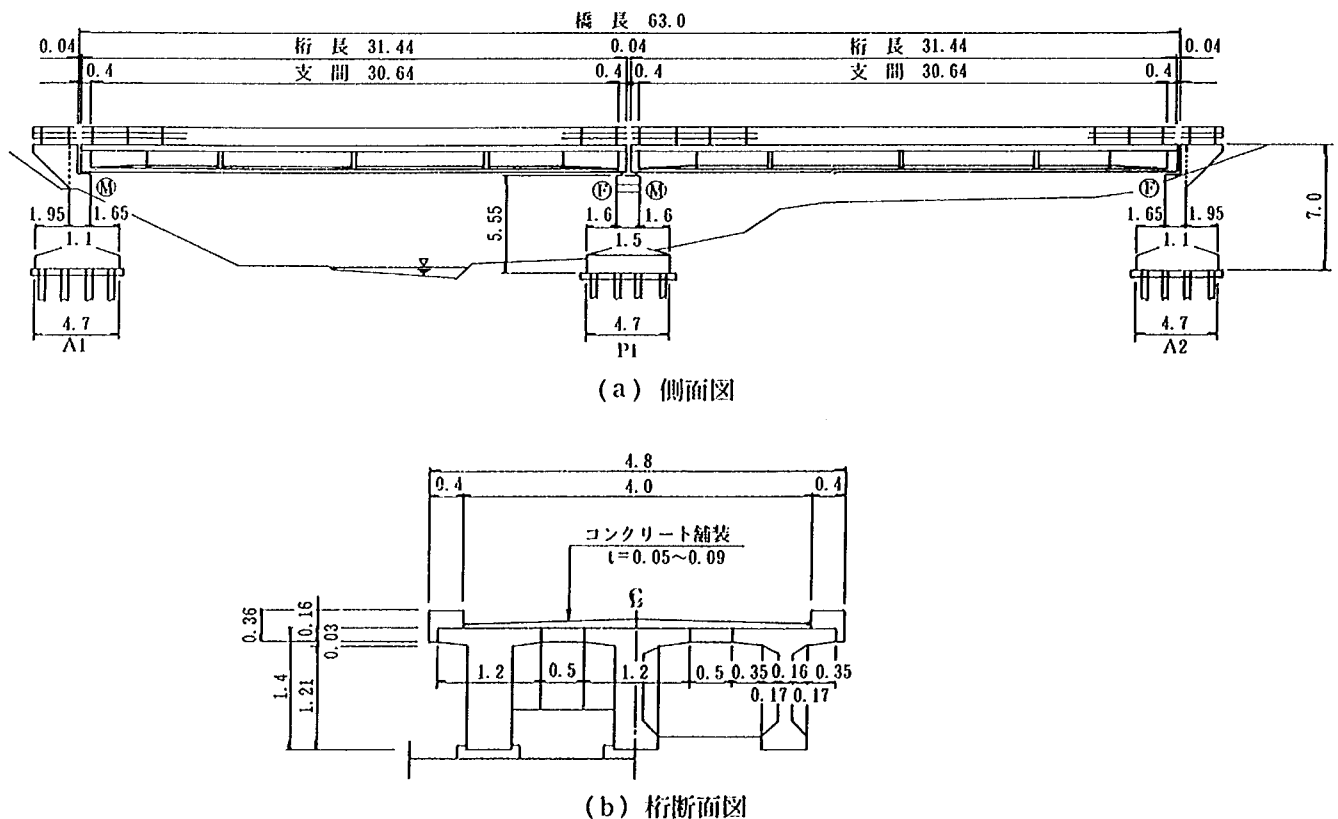


図-11.10 元瓜谷橋の一般図 (単位：m)

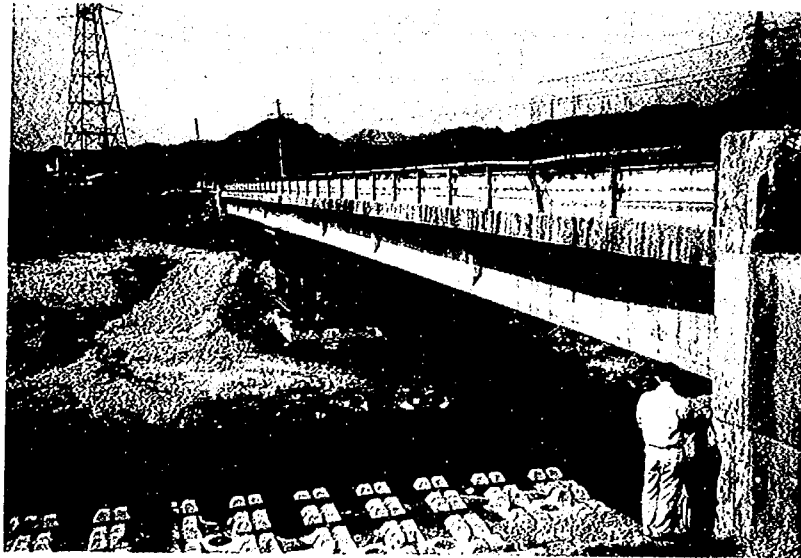


写真-11.26 元瓜谷橋の全景



写真-11.27 元瓜谷橋の橋脚の損傷

していることから、「大被害」に相当し、耐荷力に著しい影響のある損傷と判断される。

復旧では、損傷した橋脚躯体部分のみを撤去し、梁とフーチングは既存の橋脚と共有した。橋脚の断面は旧橋脚と同一の1.5mとし、主鉄筋としては2段配筋とした。2段配筋のうちの外側はD16×32本、内側は

D16×12本とし、2段配筋のうちの内側の鉄筋のみ既存フーチングにアンカー(アンカーの定着長50cm)された。

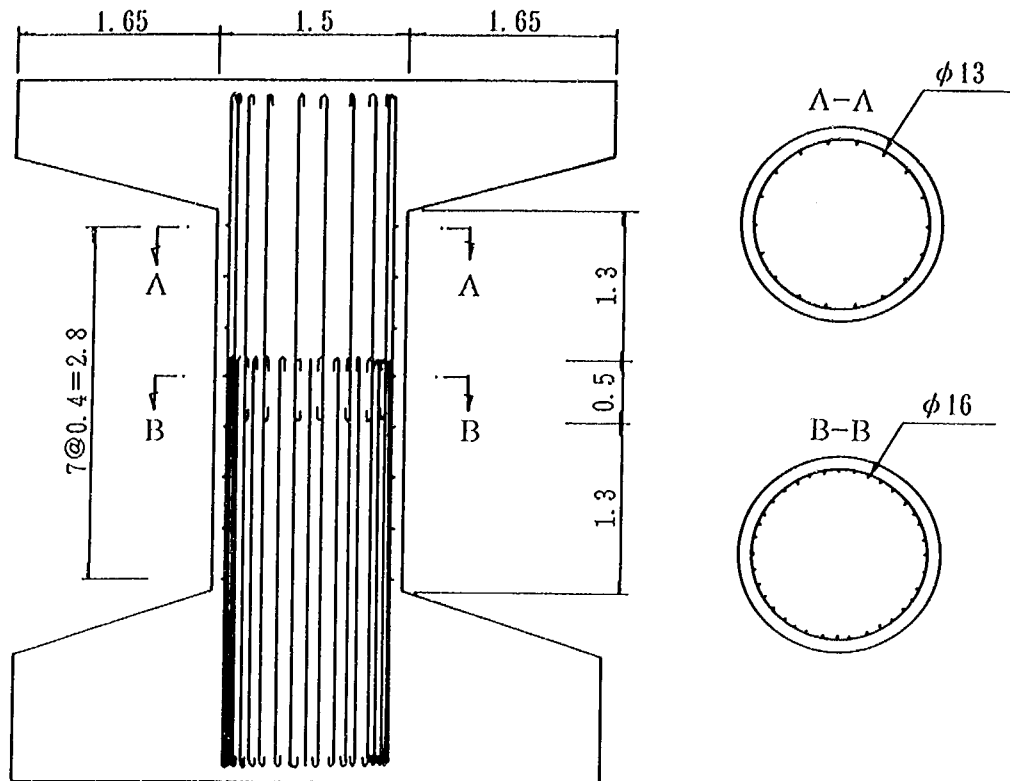


図-11.11 元瓜谷橋橋脚の配筋図 (単位：m)

2.7 新知内橋

新知内橋は、町道元町1号が知内川を渡河する位置に架設されている2等橋であり、橋長214m、幅員6mを有する7径間単純ポストテンションPCT桁橋(写真-11.28)である。橋の一般図を図-11.12に示す。本橋の完成は昭和45年であるが、平成元年度に知内川の河川改修工事に伴い、右岸側の2径間(橋長66m)が新たに架設された。A1橋台は、杭基礎を有する逆T式、A2橋台は直接基礎を有する逆T式である。

橋脚は、直径1.8m及び1.5mを有する円形断面RC逆T式である。平成元年度に新たに架設されたP2橋脚の直径は1.5mで、これ以外は全て1.8mである。橋脚基礎は、前述のP2橋脚は直接基礎、これ以外はケーソン基礎である。

損傷は、旧橋部分のP1からP4橋脚全てに生じており、いずれも橋脚の中間高さにおいて、ひびわれの発生、かぶりコンクリートの剝離、主鉄筋の座屈及び外方向へのはらみ出しが生じた。最も損傷が大きかったのはP3橋脚であり、写真-11.29及び11.30に示すように約1mの高さの範囲でかぶりコンクリートの剝離、主鉄筋の座屈及びはらみ出しが生じた。損傷は、橋脚の上下流側に生じており、橋軸直角方向の地震力

によるものである。表-11.2に示した道路震災対策便覧(震災復旧編)によれば、主鉄筋が座屈して面外方向にはらみ出していることから、「大被害」に相当し、耐荷力に著しい影響のある損傷と判断される。

図-11.13は、橋脚の配筋図を示したものである。P3橋脚では、主鉄筋としてD22が2段に配筋(合計64本)されており、高さ3.8mにおいて基部の1/2に、高さ5mで1/4に段落しされている。損傷が生じたのは1段目の段落位置であり、これは、前述の基梁橋と同様に段落しされている主鉄筋の定着長が不足したために生じた損傷である。

P1、P2及びP4橋脚の損傷は、水平及び×字状の斜めひびわれの発生、かぶりコンクリートのわずかな剝離程度であった。なお、平成元年度に新たに架設された橋脚については一切損傷は生じていなかった。

復旧及び補強は、P1橋脚からP4橋脚に対して、鉄筋コンクリート巻立てにより行われた。約15cmかぶりコンクリートをはつり、D32×26本を既存橋脚の外側に配筋するとともに、断面の直径は1.8mから2.5mに大きくした。主鉄筋は、既存フーチングにアンカーし、アンカーの定着長は1.12m(PCグラウト)とした。

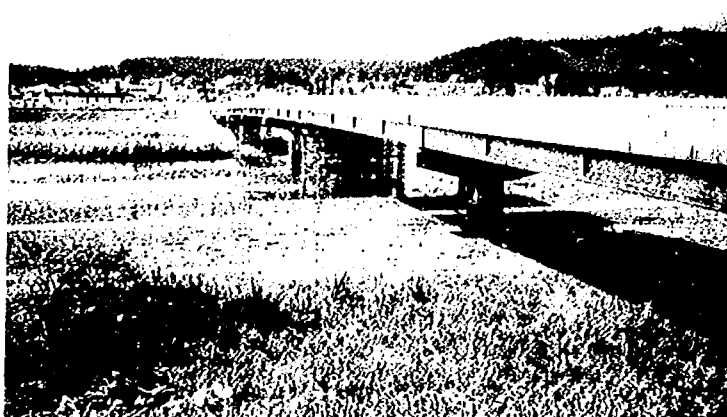


写真-11.28 新知内橋の全景

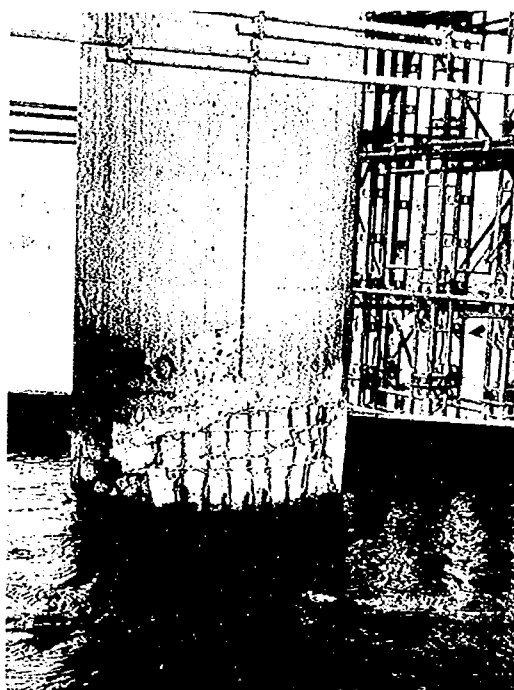


写真-11.29 新知内橋のP3橋脚の損傷

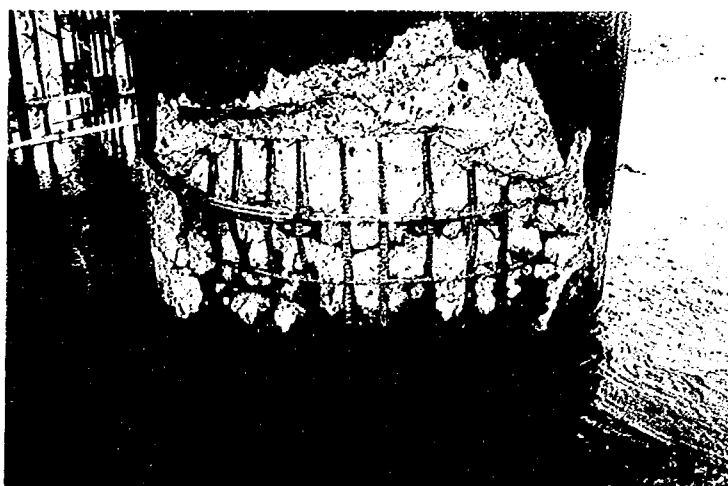


写真-11.30 新知内橋のP3橋脚の主鉄筋の座屈及びはらみ出し

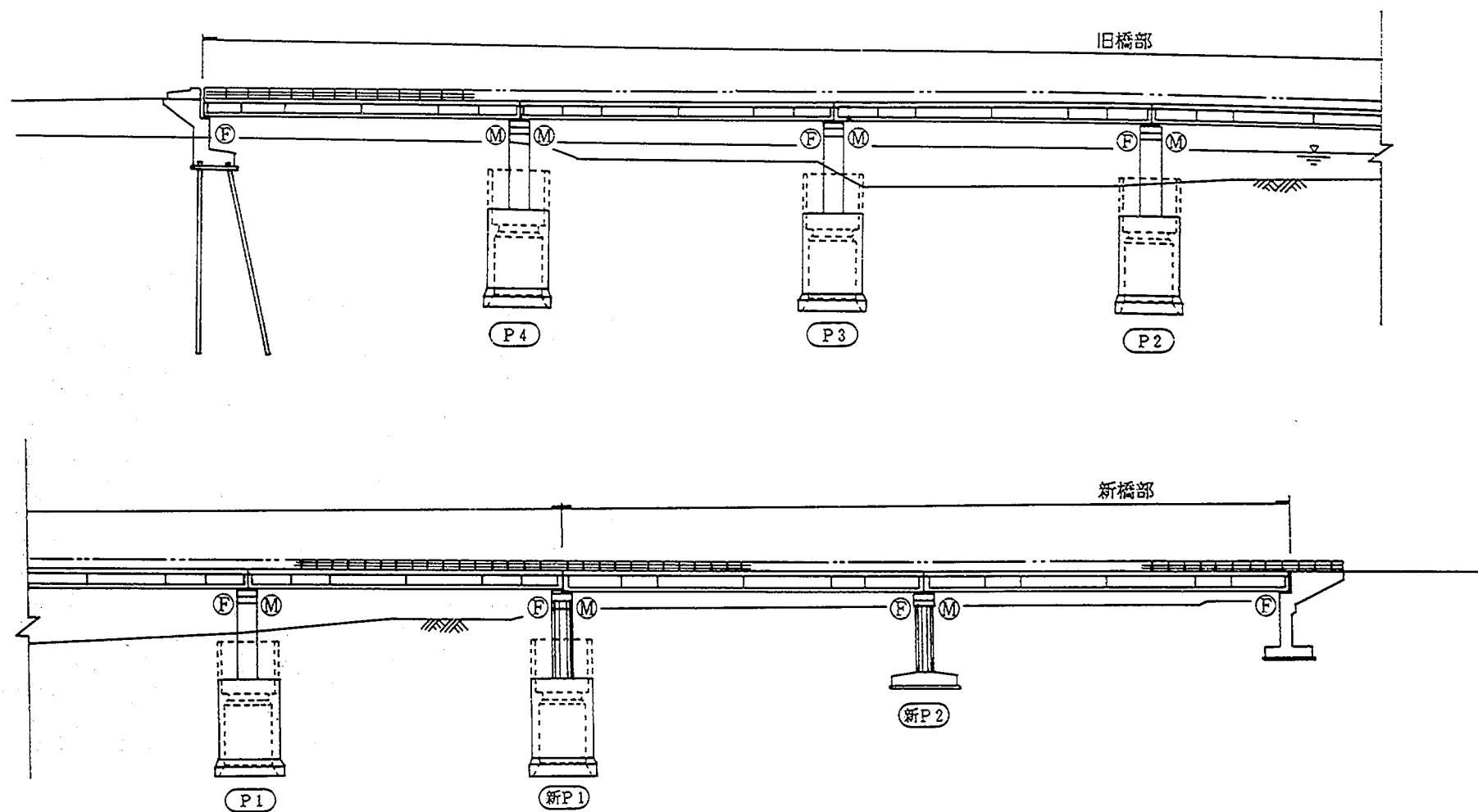
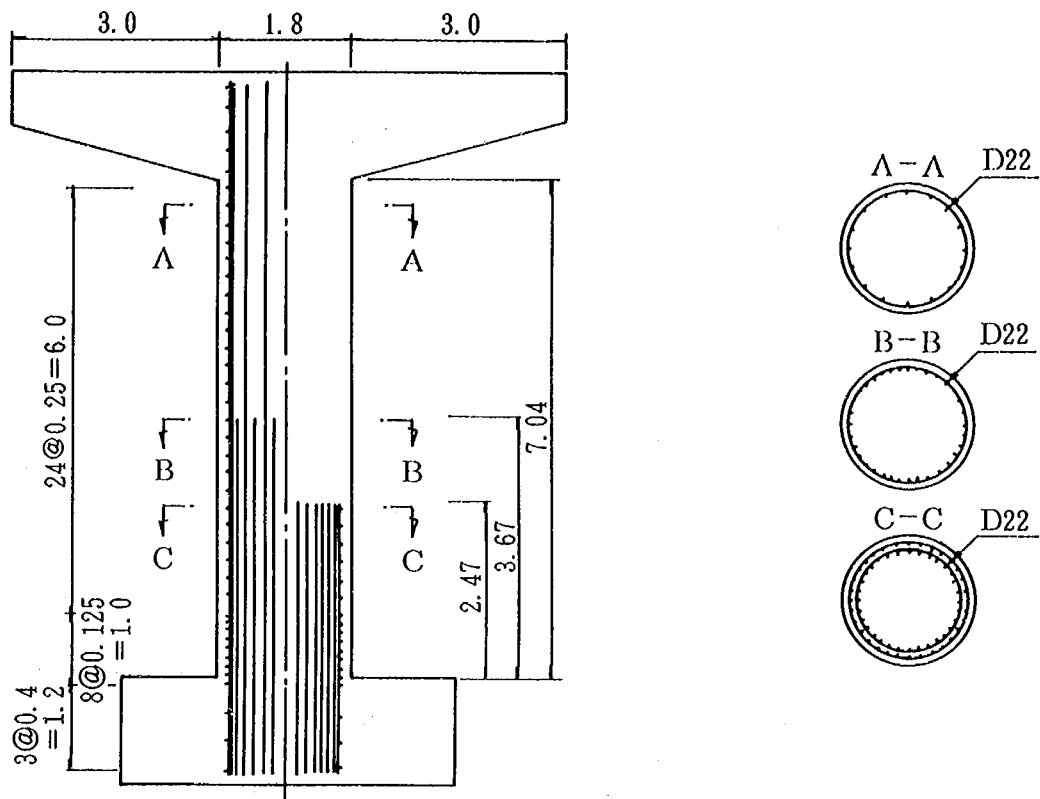
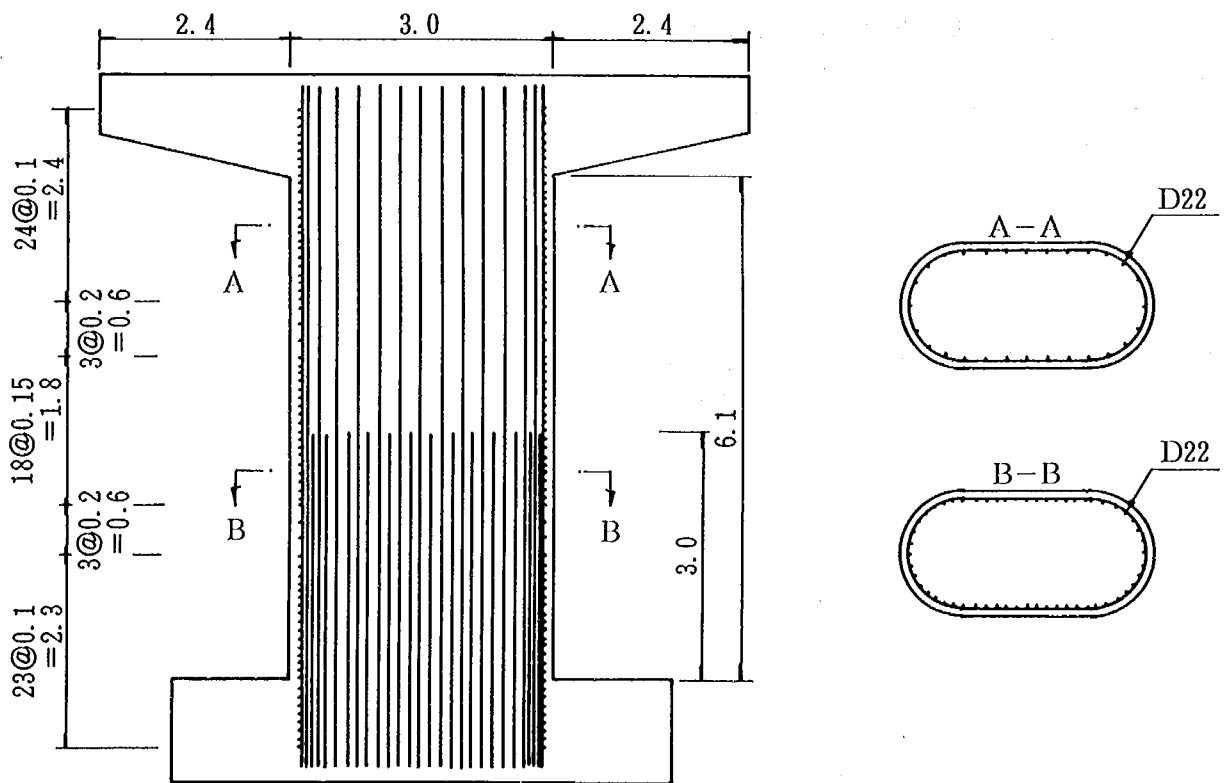


図-11.12 新知内橋の一般図



(a) 旧橋P3橋脚



(b) 新橋P2橋脚

図-11.13 新知内橋橋脚の配筋図 (単位:m)

3. ま と め

- 1) 3 橋において主鉄筋段落し部に大きな損傷が生じた。地震動強度はそれ程大きくなかったことを考慮すると、被害度としてはかなり高いものと判断される。なお、被害を生じたのは、いずれもせん断支間比（橋脚躯体高さを断面の有効さで割った値）が 2.9～5.1 の円形断面 RC 橋脚であった。
- 2) 桁と橋台を固定する方式の落橋防止装置が座屈するという被害を生じた。このタイプの落橋防止構造は、道路橋示方書にも例として示されているが、桁が橋台側に相対変位した場合にはこのような被害が生じやすい。構造方式について今後、検討が必要である。
- 3) 支承に一体として設けた移動制限装置（ストッパー）にも多数の被害が生じた。この被害は今回の地震だけではなく、過去の地震でもよく見られるタイプである。今後、少しでも損傷を少なくできる構造の開発が必要とされる。1 本アンカー形式の支承が地震力を受けて回転し、これにより沓座モルタルが損壊してアンカーボルトの引抜けにつながった事例がある。
- 4) 長万部橋では、ソーケン橋脚の傾斜が生じた。ただし、長万部大橋は、昭和 35 年の竣工であり、昭和 46 年の道路橋耐震設計指針の以前の橋であることから、現在の目で見れば、液状化に対する対策が十分ではない可能性がある。

謝 辞

地震直後の現地調査及び資料提供等に関して、北海道開発局函館開発建設部、同小樽開発建設部、北海道庁の多大な御協力をいただいた。ここに厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 川島一彦，西川和廣：宮城県沖地震による道路橋の被害調査，土木技術資料，Vol. 22, No. 10, pp. 523～528, 昭和 55 年 10 月。
- 2) 浅沼秀弥：静内橋地震災害調査，土木技術資料，Vol. 25, No. 11, pp. 685～690, 昭和 58 年 11 月。
- 3) 川島一彦，運上茂樹，飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部における被害実態とその解析，土木技術資料，Vol. 34, No. 3, pp. 33～39, 平成 4 年 3 月。
- 4) 川島一彦，運上茂樹，杉田秀樹，中島 燈：釧路沖地震による道路橋の被害とその特徴，橋梁と基礎，Vol. 93, No. 6, pp. 9～16, 平成 5 年 6 月。
- 5) 財団法人道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編），昭和 63 年 2 月。
- 6) Ono, Y., Kaneko, M., Shirono, T., Sato, M and Yamauchi, T.: Methods of Restoring Bridges Damaged in the Kushiro Offshore Earthquake of January 1993 and the Southwest Hokkaido Offshore Earthquake of July 1993, 2nd US-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, January 20 and 21, 1994.

あ と が き

1993年7月12日に発生した北海道南西沖地震では、各種の公共土木施設に大きな被害が発生するとともに、大規模な津波・火災と斜面崩壊、液状化により、奥尻島及び北海道南西部において広範囲な地震被害が生じた。今回の地震被害は、多数の犠牲者をもたらした奥尻島の津波と火災により特徴づけられるが、これは将来予想される大都市地域での地震への警鐘としても銘記すべきであろう。したがって、地震被害の詳細な記録とその原因に対する考察を取りまとめることは、今後の地震防災対策の推進を図る上で極めて重要であり、ここに土木研究所が実施した調査成果及び分析結果を土木研究所報告として取りまとめた。

土木研究所では、一部の詳細調査をなお継続中であるが、本論文では現在までに得られた成果を上梓した。現在実施中の調査については、成果がまとまり次第、個々に報告書として公表していく予定である。

末筆ながら、地震発生以来、土木研究所の調査に対して終始御協力を頂いた、建設本省、北海道開発局、東北地方建設局、北海道、青森県、秋田県、他関係市町村の各位に深甚の謝意を表する次第である。

1994年5月

所 長 飯 島 尚

**Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction**

Vol. 194, July 1994

CONTENTS

Report on the Disaster Caused by the HoKKAido Nansei-oki Earthquake of 1993

Takashi IJIMA	Takuo AZUMA
Hisanori OTSUKA	Katsuhisa SHIOJI
Seitaro YOSHIMI	Takaaki UDA
Kazuhiko KAWASHIMA	Katsuya SASAKI
Shigeki UNJOH	Takao SHIMAZU
Tomoru NAKAJIMA	Atsushi HATTORI
Junichi HOSHIKUMA	Akira NAKAMURA
Yasuhiko WAKIZAKA	Nario YASUDA
Shigenobu TANAKA	Tomoya IWASHITA
Koji YAMAMOTO	Ryousuke TSUNAKI
Yoshihisa IWASAKI	Junichi KANBARA
Kenji NOGUCHI	Shigeru TAKAGI
Osamu MATSUO	Jun USAMI
Yoshio NINOMIYA	Takashi SATO