

土 木 研 究 所 報 告

第 193 号

目 次

平成 5 年(1993年)釧路沖地震災害調査報告	1
まえがき	飯島 尚 3
第 1 編 地震及び地震動	大塚久哲, 吉見精太郎 5
第 2 編 地震被害の概要	飯田 裕 25
第 3 編 地形と地質	阿南修司 31
第 4 編 地盤災害	松尾 修, 二宮嘉朗, 吉見精太郎 39
第 5 編 下水道施設の被害	田中修司, 二宮嘉朗 53
第 6 編 河川施設の被害	宇多高明, 松尾 修, 島津多賀夫, 平林 桂 69
第 7 編 ダムの変状	中村 昭, 安田成夫, 岩下友也 117
第 8 編 斜面の被害	中村良光, 蒲原潤一 143
第 9 編 道路の被害	古賀泰之, 大塚久哲, 二宮嘉朗, 古関潤一 153
第10編 道路橋の被害	川島一彦, 福井次郎, 運上茂樹, 杉田秀樹, 山本悟司, 星隈順一 179
第11編 釧路沖地震が地域に与えた影響	川島一彦, 杉田秀樹, 中島 燈 213
あとがき	飯島 尚 231

平成 6 年 1 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)釧路沖地震災害調査報告

Report on the Disaster Caused by the Kushiro-oki Earthquake of 1993

要 旨

本報告は、平成5年(1993年)釧路沖地震に関する災害調査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、液状化及び斜面崩壊による地盤変状の調査結果のほか、河川、道路、ダム、ライフライン等公共土木施設に関する被害の実態、被害調査結果の整理・分析及び得られた教訓である。

キーワード：平成5年(1993年)釧路沖地震，地震災害

Synopsis

This report summarizes the results of investigations on the disaster caused by the Kushiro-oki Earthquake of 1993. It includes the characteristics of seismic ground motion, geological and topographic features, liquefaction and slope-failure. It also deals with the damage characteristics of civil engineering facilities and the lessons from the experiences.

Key Words : Kushiro-oki Earthquake, Earthquake Disaster

ま え が き

1993年1月15日（金曜日）の午後8時6分頃、釧路市から10数km沖合いの深さ107kmを震源とするマグニチュード $M=7.8$ の地震が発生した。この地震により、釧路で震度VIの烈震を記録した外、北海道から東北、関東甲信越地方のほぼ全域で有感となった。

釧路地方は過去30年間に震度IV以上の地震を7回も経験しており、住民に防災意識が浸透していたため、厳寒期の夜に発生した大地震にもかかわらず、火災発生は9件と少なかった。しかしながら、公共土木施設及びライフライン施設に多大の被害が生じ、住民の生活や経済活動に大きな影響をもたらした。特にこの地方は、釧路湿原を中心として湿地帯、泥炭地、火山質土などが広範に分布している地形・地質的特質を有するため、道路盛土、道路橋、河川堤防、下水道施設、台地周縁部の斜面、電力・電話・ガスなどのライフライン施設などに大きな被害が集中した。

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が、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ヶ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多く、その成果の公表は別の機会にゆずらざるを得ないが、本報告書によって釧路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。土木研究所の調査に当たって御協力頂いた建設本省・北海道開発局・東北地方建設局・北海道庁・青森県・岩手県・秋田県・宮城県・山形県等の関係機関の各位に厚く御礼申し上げる次第である。

1993年11月
研究調整官 飯島 尚

第1編 地震及び地震動

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	6
2. 1 最大加速度及びスペクトル強度 (SI) の分布	6
2. 2 最大加速度及び加速度応答スペクトルの距離減衰特性	10
2. 3 3次元地震動主軸の特性	10
2. 4 代表的な加速度強震記録の特性	12
3. 加速度応答スペクトル特性に対する地盤条件の影響	18
4. まとめ	20
謝辞	20
参考文献	20

* 1 地震防災部振動研究室長, 工博

* 2 地震防災部振動研究室研究員

1. 地震の概要

平成5年1月15日午後8時6分頃、釧路市から10数km沖合いの深さ107kmを震源とするマグニチュード7.8の地震が発生した。この地震は、気象庁により「平成5年(1993年)釧路沖地震」と命名された。震央の位置は、北緯42度51分、東経144度23分、震央地名は釧路沖とされている。気象庁による各地の震度階は図-1・1に示すとおりであり、釧路で震度VIの烈震、帯広、広尾、浦河、八戸で震度Vの強震、根室、苫小牧等の12地点で震度IVの中震、東京、横浜を含む15

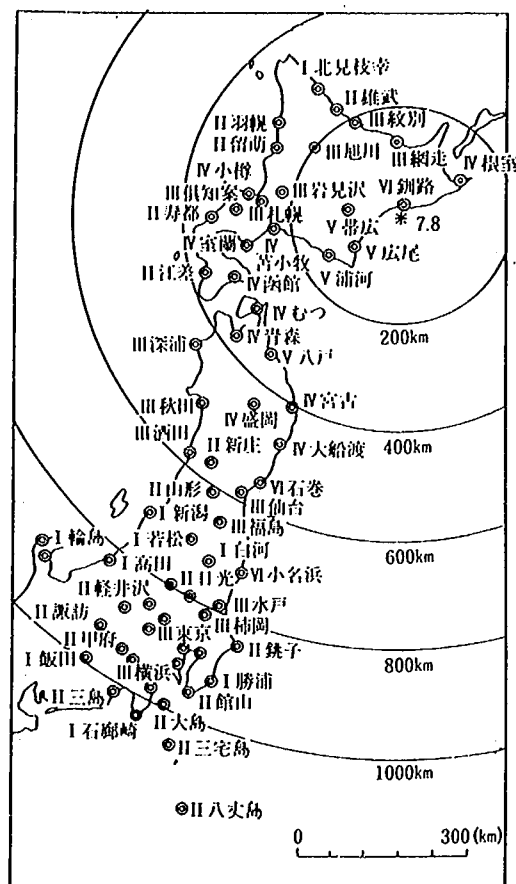


図-1・1 気象庁による各地の震度

地点で震度IIIの弱震が観測されるなど、北海道から東北、関東甲信越地方のほぼ全域で有感となった。なお、我が国では震度VIの烈震を観測したのは、昭和57年(1982年)浦河沖地震以来11年ぶりである。また、図-1・2は1885年から1991年の間に東北地方北部及び北海道周辺で発生したマグニチュード6.0以上の地震の震央の分布を示しているが、釧路周辺では過去約100年間にわたって、規模の大きな地震が発生していないことがわかる。

本震と余震の震央の分布を図-1・3に示すが、余震域は概ね北緯42度30分～43度00分、東経144度

00分～145度30分の範囲内に含まれており、釧路市沖と厚岸沖に分かれて発生している。発生した余震のマグニチュードはすべて5.0未満であり、際だって大きな規模の余震は発生していない。図-1・4は図-1・3中のA-A'断面に対する地震の時空間分布を示しているが、本震の直後に本震の震央近傍で多数の余震が発生していることがわかる。また、地震回数のヒストグラムを図-1・5に示すが、本震発生後約3週間で余震の発生が鎮静化した傾向が窺える。

図-1・3中のB-B'断面における震源の分布を示すと図-1・6のようになる。日本海溝から日本列島に沈

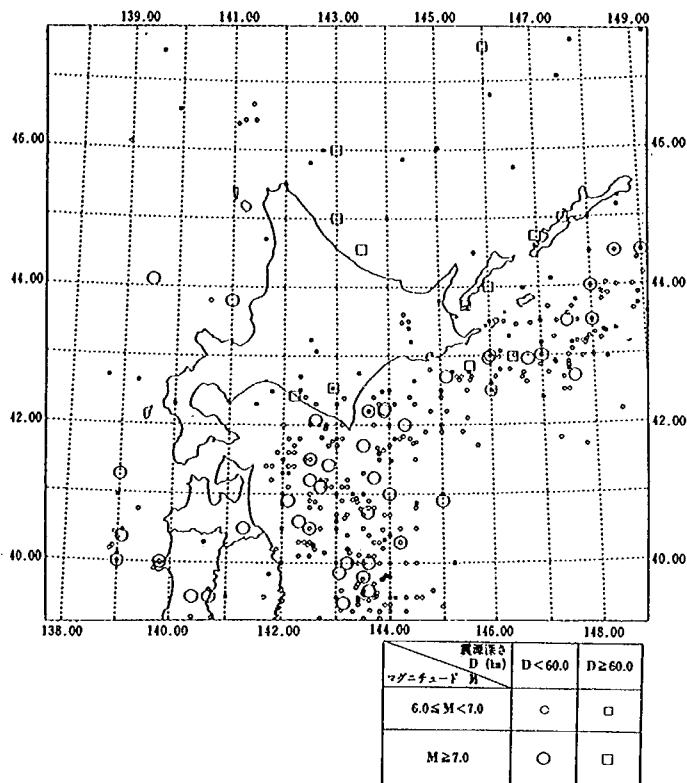
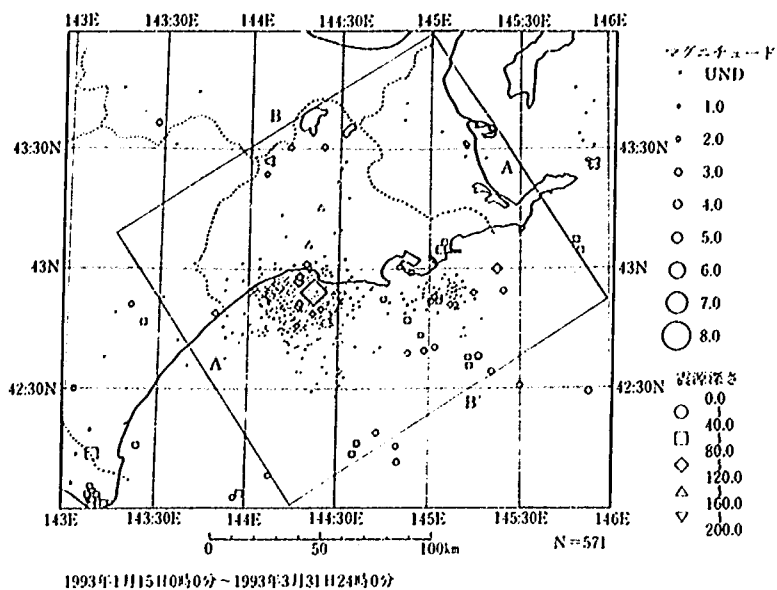
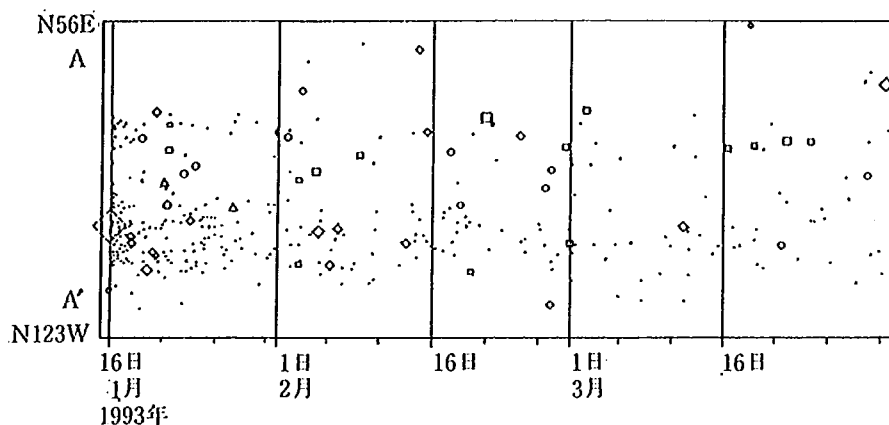
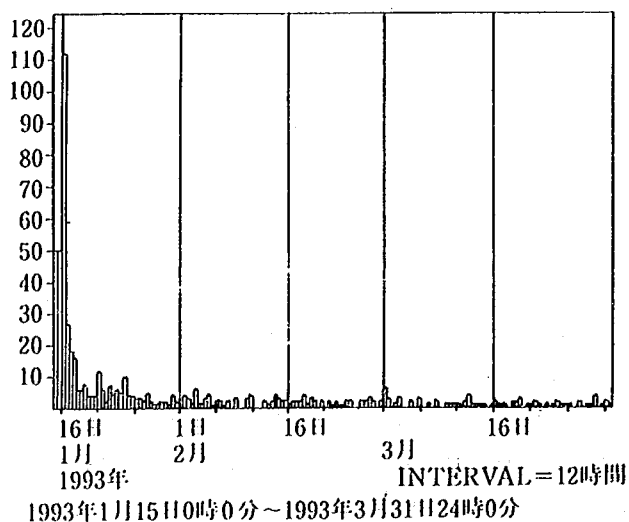
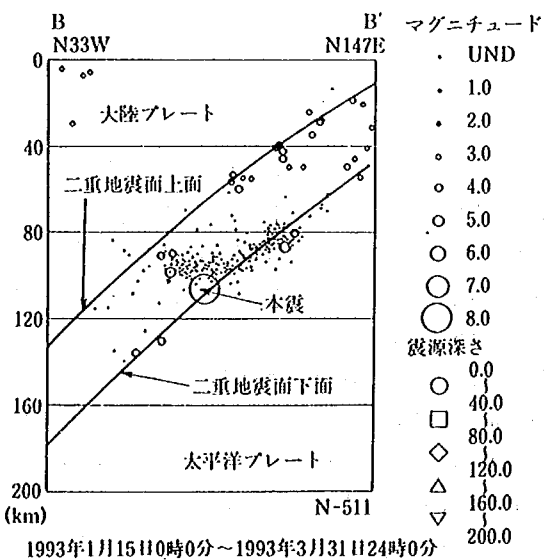
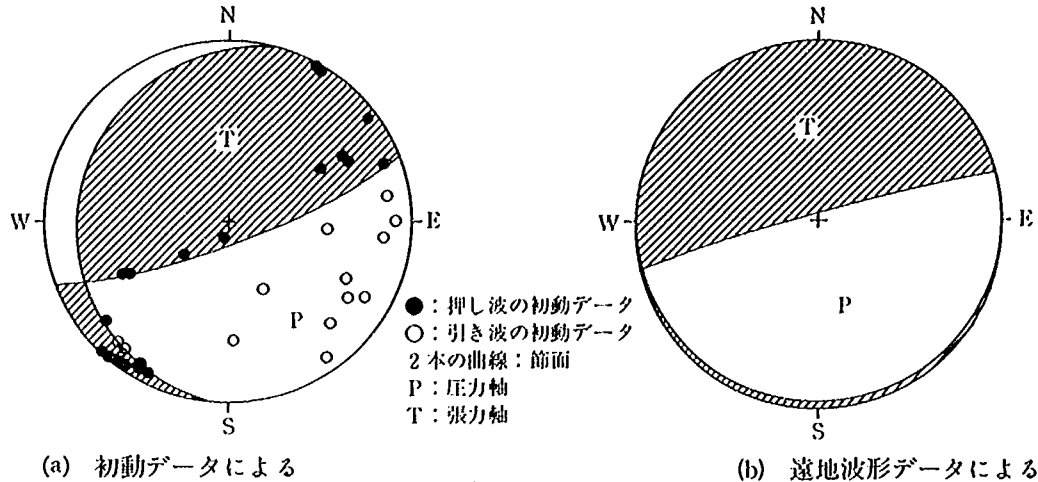


図-1・2 北海道周辺で発生した地震の震央分布(1885年～1991年, M ≥ 6.0)

み込むプレートの境界では、深発地震面が深さ百数十kmの面とこれより30kmほど浅い面の2面に分かれて、二重地震面を形成していることが明らかにされている²⁾。図-1・6中にプレートの境界を示すが、釧路沖は太平洋プレートが大陸プレートの下に沈み込んでいる地域であり、本震の震源深さが107kmであることから、本震は二重地震面のうちの下面で発生した地震とみられている。

本震のメカニズム解の一例を図-1・7に示す。(a)は初動の押し引き分布から求められたものであり、主破壊に先行する小破壊のメカニズムを表している。本震近傍の余震は、同程度の深さでほぼ水平に分布していることから、2つの節面のうちほぼ水平な面が断層

図-1・3 余震の震央分布 (文献¹⁾による)図-1・4 余震の震源の時空間分布
(図-1.3のA-A'断面:文献¹⁾による)図-1・5 余震の発生回数のヒストグラム (文献¹⁾による)図-1・6 余震の震源分布及びプレートの境界
(図-1.3のB-B'断面:文献¹⁾の図に加筆)

図-1・7 本震のメカニズム解の一例(文献⁹⁾による)

面と考えられる。同図(b)はハーバード大学が遠地記録より求めたメカニズム解であり、主破壊のメカニズムを表すといえる。同図(a)の小破壊のメカニズムと比較すると、P軸、T軸及び節面はよく一致しており、小破壊と主破壊のメカニズムはほぼ同様であったことがわかる。

図-1・8は、震央から約14km離れた釧路地方気象台

の地盤で得られた本震による加速度強震記録である。最大加速度は、水平方向ではE-W成分で922.2gal、N-S成分で817.4gal、鉛直方向(U-D成分)では466.9galに達している。また、継続時間20秒程度の主要動部分には加速度の大きな部分(イベント)が複数個生じていることから、本震の断層は一個の破壊によるのではなく、時間的及び空間的に複数の破壊により

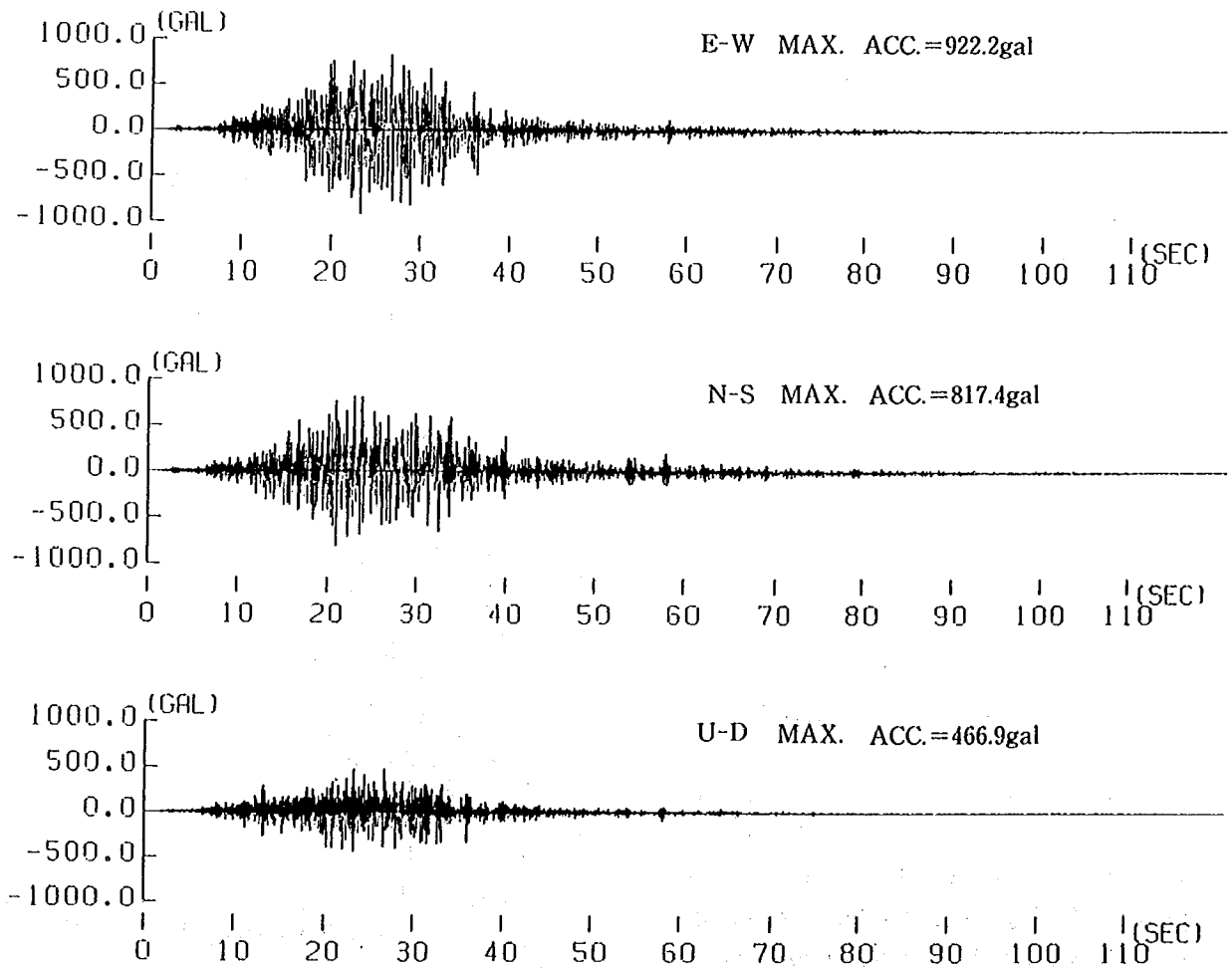


図-1・8 釧路気象台で得られた加速度時刻歴波形

生じたものと考えられる。図-1・9は図-1・8の記録の加速度フーリエスペクトルを示している。E-W成分は2.5~4.5Hz及び8.5~9.5Hzの周波数成分が卓越して

おり、N-S成分は特に卓越した周波数成分は認められない。また、U-D成分は5~8Hzの周波数成分がかなり含まれており、8Hz付近が最も卓越している。

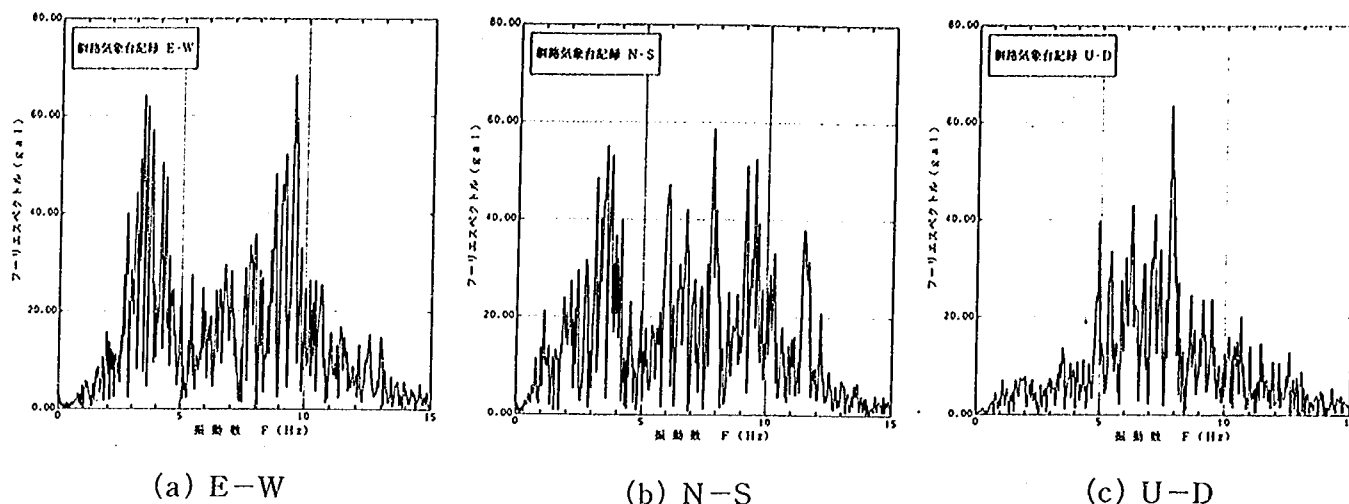


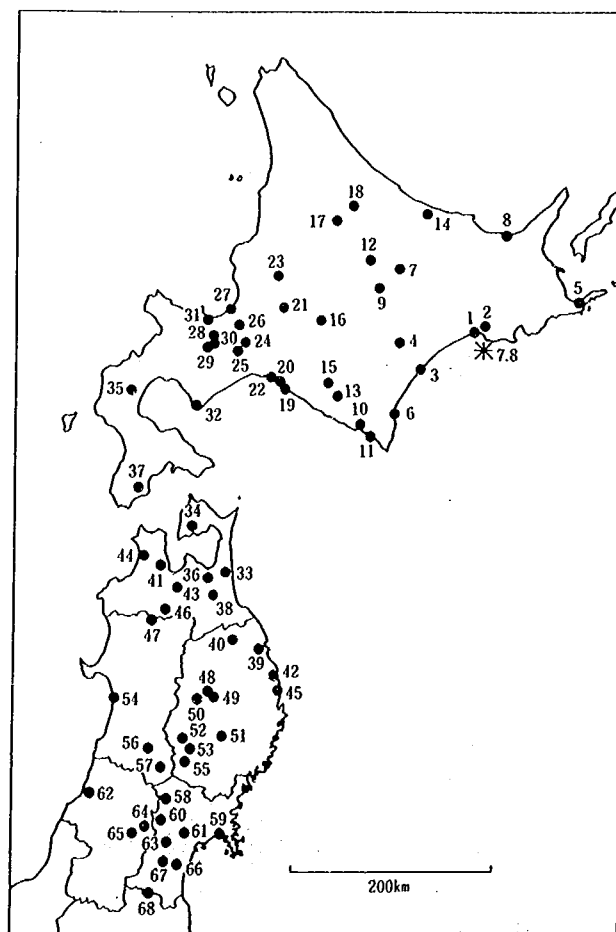
図-1・9 釧路気象台記録のフーリエスペクトル

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、東北地方及び関東地方において、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・10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³⁾。

震央距離(Δ)が200km以内の観測地点では、地盤上の最大加速度は大部分が100gal以上であり、300gal以上であったのは、大楽毛橋、釧路川堤防、大津築堤、千代田大橋、温根沼大橋及び広尾橋の6地点であった。震央距離の最も近い大楽毛橋($\Delta=20$ km)では、地盤上及び橋脚上の橋軸方向最大加速度は、それぞれ456gal、545galであった。また、観測された最大加速度のうち最も大きかったのは、地盤上は広尾橋周辺地盤上($\Delta=108$ km)の橋軸方向成分の524galであり、構造物上では千代田大橋橋脚上($\Delta=81$ km)の橋軸方向成分の644galである。



図中の番号は表-1・1の番号に対応する。

図-1・10 強震記録の得られた観測地点の位置

表-1・1 (1) 公共土木構造物で観測された強震記録

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	T R	U-D
1	大湊毛大橋	SWAC-B2	20	地盤	456 ^{*1}	412 ^{*1}	279 ^{*1}
2	鋼路川堤防	SWAC-Q	23	橋脚	546 ^{*1}	358 ^{*1}	201 ^{*1}
3	大津築堤	SWAC-Q	63	地盤	300	320	260
4	千代田大橋	SWAC-B2	81	堤体	680	590	320
5	温根沼大橋	SWAC-Q	101	地盤	468 ^{*1}	314 ^{*1}	199 ^{*1}
6	広尾橋	SWAC-Q	108	堤体	284 ^{*1}	311 ^{*1}	219 ^{*1}
7	鹿ノ子ダム	PTK-130G	116	地盤	345 ^{*1}	364 ^{*1}	168 ^{*1}
8	斜里大橋	SWAC-D	118	橋脚	644 ^{*1}	341 ^{*1}	251 ^{*1}
9	十勝ダム	PTK-300	125	橋台	232 ^{*1}	230 ^{*1}	70
10	様似ダム	DAS-314-C	138	地盤	341 ^{*1}	358 ^{*1}	124 ^{*1}
11	幌満橋	SWAC-B2	140	橋脚	466 ^{*1}	538 ^{*1}	130 ^{*1}
12	大雪ダム	PTK-130	142	橋台	400	270	—
13	高見ダム	PTK-130	149	地盤	524 ^{*1}	306 ^{*1}	158 ^{*1}
14	志撫子橋	SWAC-B2	150	橋台	250	180	80
15	新冠ダム	—	152	堤体下部	22	23	18
16	金山ダム	最大加速度表示計	161	堤体中部	20	30	22
17	愛別ダム**	—	187	堤体上部	28	65	26
18	岩尾内ダム	SW-10	195	地盤	170 ^{*1}	120	40
19	沙流川堤防	SWAC-Q	197	橋台	105	115	35
20	鶴川堤防	SWAC-QA	201	監査廊	35	30	15
21	桂沢ダム	最大加速度表示計	206	コア内	90	63	39
22	新浜厚真橋	AJE306	209	天端	120	97	62
23	空知大橋	SWAC-Q	214	左岸地山	72	55	26
24	高松沢橋	SWAC-Q	232	天端	139 ^{*2}	—	—
25	漁川ダム	PTK-300, PTK-130	239	左岸地山	108 ^{*2}	—	—
26	札幌IC高架橋	SWAC-Q	242	地盤	85 ^{*1}	50	26
27	石狩河口橋	SWAC-B2	250	橋脚	124	74	25
				監査廊	6	10	12
				下流法面	27	43	27
				天端	24	59	25
				左岸監査廊	15	8	12
				右岸監査廊(洪水吐)	14	11	13
				監査廊	36	39	27
				コア内	78	79	63
				天端	115	231	57
				下流左岸法尻	30	34	27
				橋台	14	18	8
				基礎埋設	46	39	18
				コア内	116	73	—
				下流法面中間	141	141	—
				天端	143	193	35
				洪水吐付近天端	97	65	—
				洪水吐天端	76	91	—
				管理所	27	32	—
				監査廊	8 ^{*2}	—	—
				中段監査廊	3	4	4
				地盤	175 ^{*1}	140	40
				堤体	150	160	40
				地盤	120	155 ^{*1}	60
				堤体	120	140	60
				管理所	22	14	—
				地盤	127	—	58
				-4.8m	84	54	20
				橋脚	243	112	30
				地盤	30	40	20
				地盤	57 ^{*1}	50	30
				監査廊	28	27	19
				下流法面	84	69	39
				コア内	48	52	34
				天端	46	71	29
				地盤	60	83 ^{*1}	40
				橋脚	110	90	20
				地盤	33 ^{*1}	35	10
				橋脚	46	39	2

表-1・1 (2) 公共土木構造物で観測された強震記録

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	T R	U - D
28	定山溪ダム	SDA-204	263	基礎埋設	6	10	8
				中段監査廊	10	17	11
				天端	12	44	14
				左岸監査廊	13	8	6
				右岸地山	12	13	8
29	豊平峡ダム	SDA-204	263	下段監査廊	8	7	7
				中段監査廊	12	25	9
				天端	13	68	10
30	無意根大橋	SWAC-D	266	地盤	10	10	5
31	朝里ダム	SDA-204	273	橋脚	15	10	10
				監査廊	9	9	7
32	白鳥大橋	AJE306	286	天端	15	25	9
				-3m	107	118	68
				-13m	49	75	34
				-25m	37	—	—
33	高瀬川堤防	SWAC-WD	332	-35m	—	—	30
				-12m	41	34	18
				地盤	63	53	24
				天端	69	62	29
34	川内ダム	SD-240G-3	337	監査廊	13	9	7
35	美利河ダム	SDA-204-3	345	天端	17	33	12
				監査廊	10	12	4
		SDA-112-3		天端	11	10	3
36	清水目ダム		355	14BL基礎岩盤	9	9	6
				監査廊	26	28	24
37	七峰橋	SWAC-B2	363	天端	99	81	60
				地盤	8	9	0
38	和田ダム		364	橋脚	16	34	8
				天端	70	86	45
39	滝ダム	SDA-204	373	右岸地山	16	28	17
				基礎埋設	—	8	—
40	丸木橋大橋	SW-12	379	天端	—	136	—
				地盤	17	25	16
				橋脚	37	56	18
				桁	40	63	26
41	小田川ダム		386	天端	29	59	32
42	思惟大橋	SW-10	387	地盤	27	32	19
				橋脚	64	87	30
				桁	136	88	64
43	浪岡ダム		388	天端	—	45	—
44	津軽大橋	SWAC-D	389	地盤	40	30	23
				橋脚	35	40	13
45	真崎大橋	SWAC-E2	398	地盤	30	53	10
46	早瀬野ダム		415	天端	—	18	—
47	山瀬ダム	SDA-240-3	426	監査廊	3	3	3
				法面	10	9	5
				天端	14	18	7
				トンネル	5	5	4
				泥流部	9	13	6
				コンクリート中央天端	28	46	15
48	四十四田ダム	PK-130	438	コンクリート接合部天端	23	21	9
				左岸アース監査廊	13	14	10
				右岸アース天端	26	42	30
				基礎埋設	17	24	12
49	網取ダム	PTK-300	439	天端	29	46	14
				フィル監査廊	11	14	5
50	御所ダム	PTK-300	449	コア内	24	39	13
		PTK-130		フィル下流法面	25	31	10
				フィル中央天端	29	40	13
				フィル接合部天端	16	17	—
		PTK-300		コンクリート監査廊	11	7	5
				コンクリート接合部天端	13	13	6
				右岸監査廊(地山)	13	13	9
		PTK-130		左岸地山(埋設)	28	34	13

表-1・1 (3) 公共土木構造物で観測された強震記録

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	T R	U-D
5 1	田瀬ダム	PTK-300	4 6 7	監査廊	3 1	3 1	1 2
5 2	湯田ダム	PK-130	4 9 2	天端	5 5	1 2 1	3 5
				左岸グラウトソール	1 1	4 6	9
5 3	入畑ダム	SDA-203-G3	4 9 4	監査廊	7	6	5
				天端	6	6	7
5 4	雄物川堤防 ^{*3}	SMAC-MD	5 0 1	-2.7m	9	1 6	7
				天端	5	4	3
5 5	石測ダム	PTK-300	5 0 8	天端	8	1 2	3
				右岸下流法面地山	2 0	2 4	1 8
5 6	雄平橋	SMAC-B2	5 2 0	地盤	1 3	1 0	8
5 7	皆瀬ダム	SM-10A	5 2 7	天端	4	6	3
				左岸横杭基礎コンクリート	1 4	1 0	7
				ボリツク孔内23.7m深	9	8	6
				ボリツク孔内8.8m深	7	6	6
				ボリツク孔内0.2m深	7	8	5
5 8	鳴子ダム	PTK-130	5 5 1	天端	7	7	6
				左岸地山	1 1	2 1	—
5 9	開北橋	SMAC-B2	5 5 4	地盤	2	2	1
				橋脚	8	9	0
6 0	漆沢ダム	SMAC-Q	5 7 1	監査廊	2 6	1 3	4
				天端	6	3	5
6 1	南川ダム	SM-10A	5 7 6	水位計室	1 3	1 9	1 6
6 2	最上川堤防 ^{*3}	SMAC-MD	5 8 2	地盤	1 1	1 1	6
				-13.6m	7	6	2
				天端	7	5	2
				監査廊	8	6	3
6 3	七北田ダム	SM-10	5 8 7	天端	8	9	6
				下段監査廊	1 5	2 9	1 0
6 4	白水川ダム	SM-10B	5 9 0	下段監査廊	6	7	5
6 5	河北橋	SMAC-B2	5 9 8	地盤	9	6	3
		SMAC-Q		橋脚	2 0	1 5	1 0
6 6	樽水ダム	SM-12	6 0 0	監査廊	5	6	4
				天端	1 3	2 2	8
6 7	釜房ダム	SM-10	6 0 3	天端	4	7	2
				リムトンネル	3	3	2
6 8	七ヶ宿ダム	SDA-203G-3, A3	6 3 5	監査廊	2	4	4
				コア内	5	5	4
				天端	8	1 1	5
				右岸リムトンネル	4	3	3
				左岸リムトンネル	3	3	3
6 9	高柴ダム	SDA-240G-3	7 2 6	監査廊	4	4	3
				天端	6	2 2	9
7 0	四時ダム	PTK-130	7 3 1	基盤埋設	3	1	3
				天端	0	6	0

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
 T R : 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
 *3を付した地点は、L GがN-S方向、T RがE-W方向
 *4を付した地点は、強震計機種不明
 — は欠測

図-1・11は、数値化計器補正後の記録を用いて算出したスペクトル強度 (SI)⁹⁾ の分布を示している。 $\Delta \leq 120\text{km}$ の広尾橋を除く5地点では、地盤上のSIは 20.0cm/s を超えている。また、 Δ が 200km 付近の沙流川堤防と鶴川堤防の周辺地盤上においても、 $SI \geq$

20.0cm/s となっている。最も大きいSIは、地盤上は大津築堤周辺地盤上 ($\Delta = 63\text{km}$) の堤軸直角方向成分の 56.6cm/s であり、構造物上では千代田大橋橋脚上 ($\Delta = 81\text{km}$) の橋軸方向成分の 61.8cm/s である。

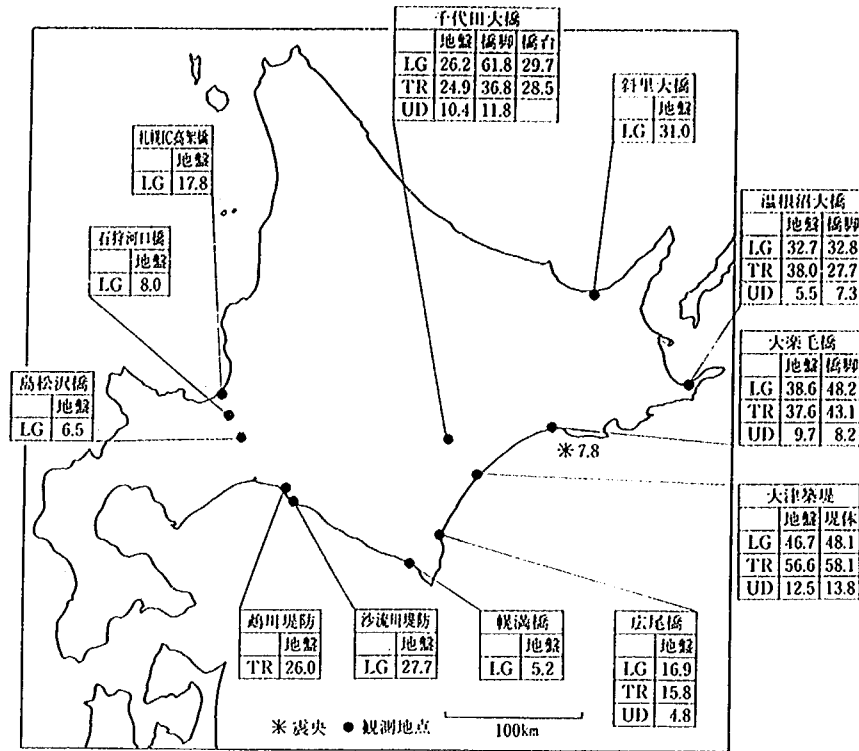


図-1・11 SIの分布 (単位: cm/sec)

2. 2 最大加速度及び加速度応答スペクトルの距離減衰特性

地盤上最大水平加速度と震央距離の関係は図-1・12のように示される。図中の実線は既往のII種地盤用距離減衰式⁵⁾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 $\pm 1\sigma$ の範囲内にあり推定値とよく対応しているが、 $\Delta = 100\text{km}$ 付近では観測値の方が大きい傾向がある。

図-1・13は、固有周期 (T) が 0.1 秒, 0.3 秒, 0.5 秒, 0.7 秒, 1.0 秒及び 2.0 秒のときの減衰定数 (h) 5%の水平加速度応答スペクトル値の距離減衰特性を示している。同図中には、水平加速度応答スペクトルの距離減衰式⁵⁾ (I, II, III種地盤, $M=7.8, h=0.05$) を併記している。大津築堤の記録は、周期 T の短い 0.3 秒と、T の長い 2.0 秒で、減衰式より大きく、千代田、温根沼、広尾の各橋の記録は T=0.1, 0.3 秒の短周期側で減衰式より大きくなっている。しかし、その他のデータは、既往の減衰式と概ね対応しているといえる。

2. 3 3次元地震動主軸の特性

ある地点の地震動はある方向に卓越して振動するこ

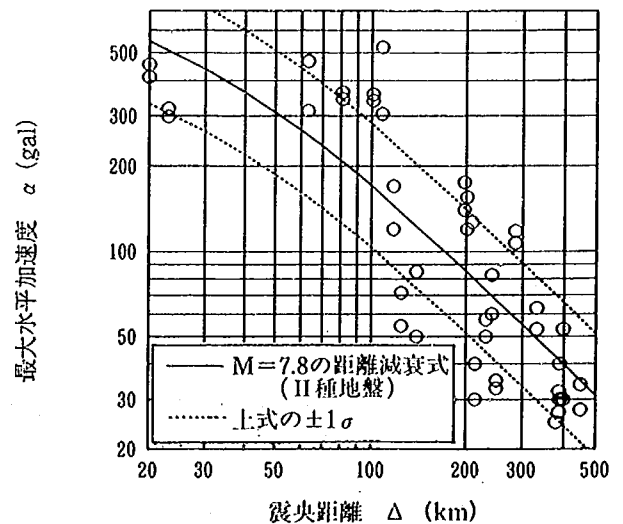


図-1・12 地震最大水平加速度の距離減衰特性

とが知られており、この方向を地震動の主軸または振動の卓越方向と呼ぶ⁶⁾。震央近傍の5地点 (大楽毛橋、大津築堤、千代田大橋、温根沼大橋、広尾橋) の周辺地盤上で観測された、直行する水平2方向と鉛直方向の加速度記録を変位記録に変換し、この変位記録を用いて求めた3次元地震動主軸を水平面に投影すると図-1・14のようになる。主軸が水平面となす角度は 0~6

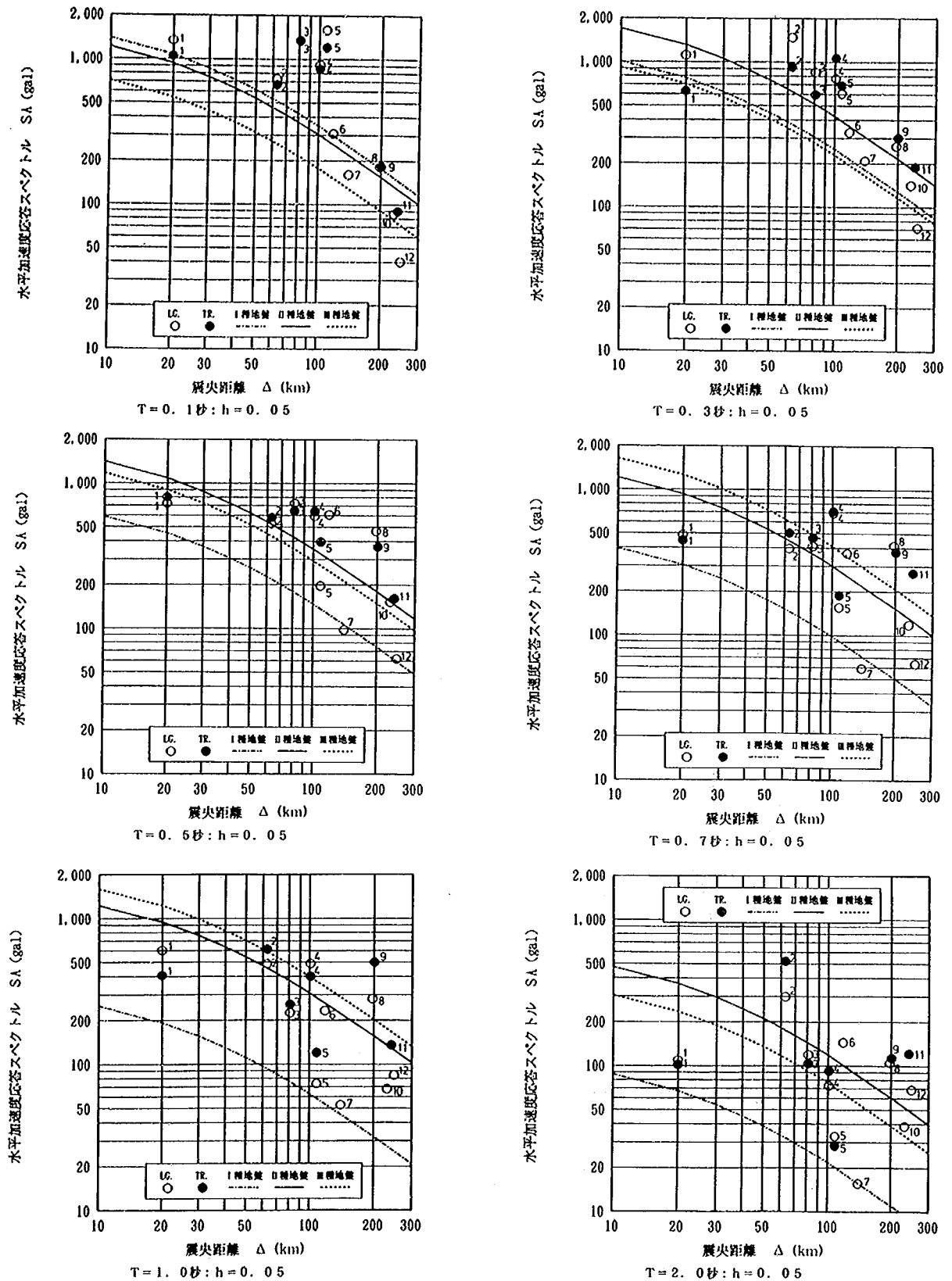


図-1・13 水平加速度応答スペクトルの距離減衰特性

度であり、どの地点の主軸もほぼ水平面を向いている。主軸方向は、大楽毛橋、温根沼大橋及び広尾橋ではほぼ東西に向いているのに対して、大津築堤と千代田大橋ではほぼ南北に向いている。震央に最も近い大楽毛橋の主軸方向は、断層の動きを反映したものと考えられる。また、各観測地点からみた震央の方向と主軸方向とを比較すると、比較的震央に近い大楽毛橋、大津築堤及び千代田大橋では震央の方向とほぼ直交し、他の2地点では35～53度のずれが生じている。

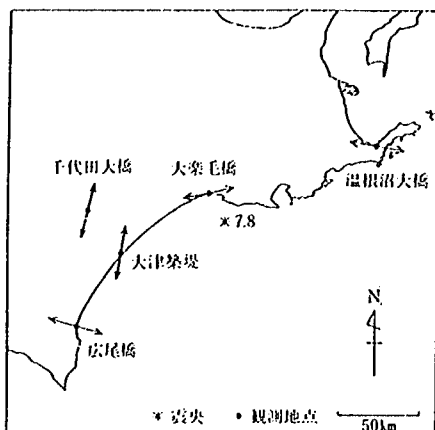


図-1・14 3次元地震動主軸（水平面への投影）

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5地

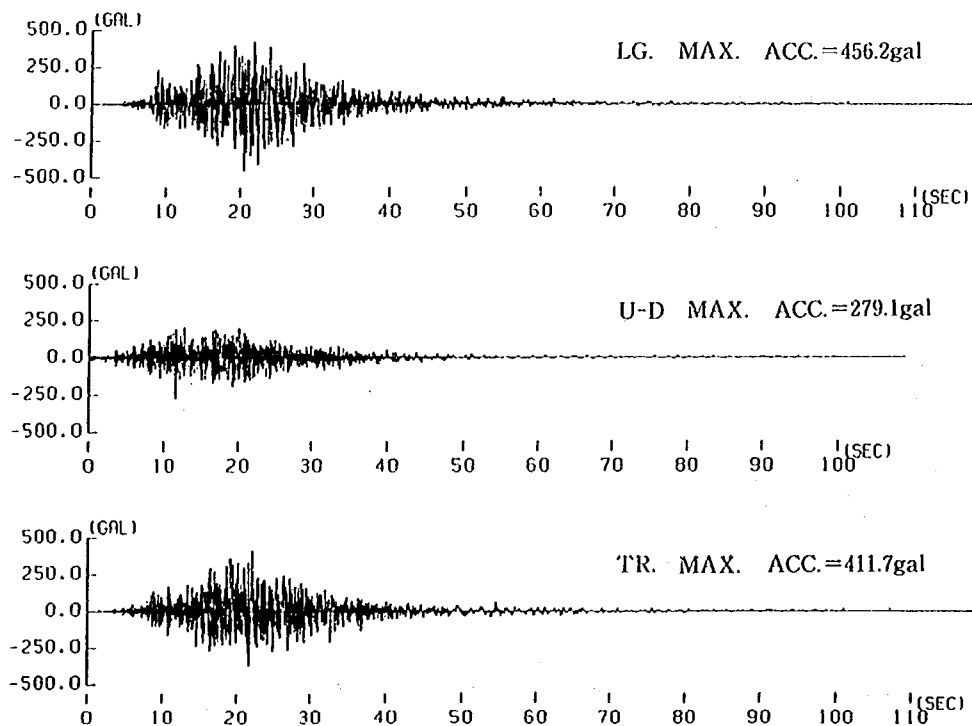
点の地盤上強震記録を抽出し、スペクトル解析によりその特性について検討した。これらの観測地点は震央から20～108kmに位置しており、記録はすべてSMAC型強震計により観測されたものである。

図-1・15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80秒以上であり、最大水平加速度は314～524gal、最大鉛直加速度は124～279gal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、最大加速度が発生したのはどの記録においても記録を開始した時刻から概ね20秒後である。

各記録の水平成分の加速度フーリエスペクトルを図-1・16に示す。大楽毛橋記録と大津築堤記録は、とも

表-1・2 代表的な加速度強震記録

観測地点	路線名・河川名 (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	
大楽毛橋 周辺地盤上	一般国道38号 (鋼路市)	20	456.2	411.7	279.1	SMAC-B2
大津築堤 周辺地盤上	一般河川十勝川 (豊頃町)	63	468.1	313.6	198.8	SMAC-Q
千代田大橋 周辺地盤上	一般国道242号 (幕別町)	81	344.8	364.1	167.7	SMAC-B2
温根沼大橋 周辺地盤上	一般国道44号 (根室市)	101	340.6	357.7	123.9	SMAC-Q
広尾橋 周辺地盤上	一般国道336号 (広尾町)	108	523.8	306.1	158.4	SMAC-Q

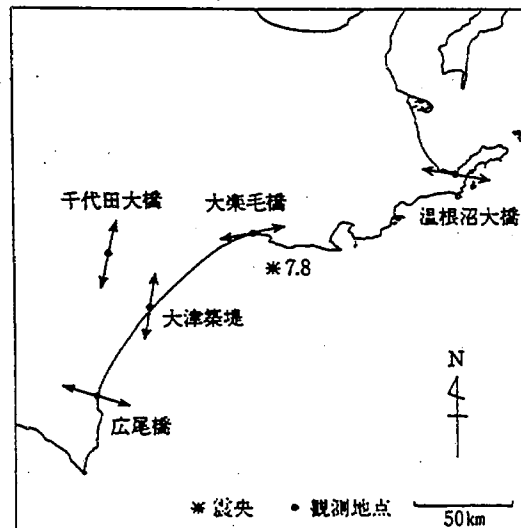


(a) 大楽毛橋
図-1・15 (1) 加速度時刻歴波形

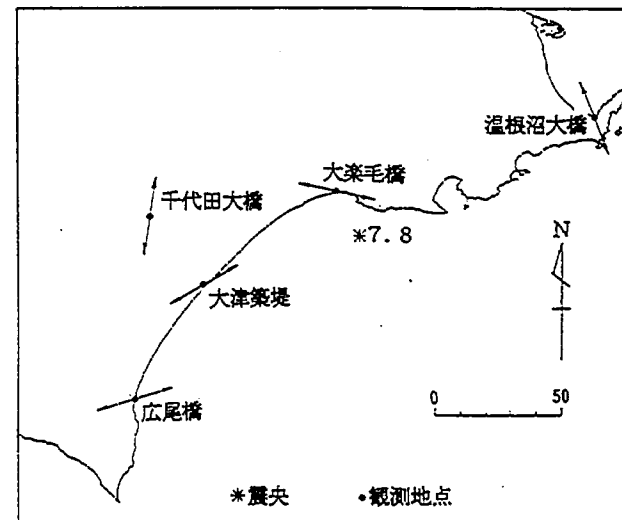
正 誤 表

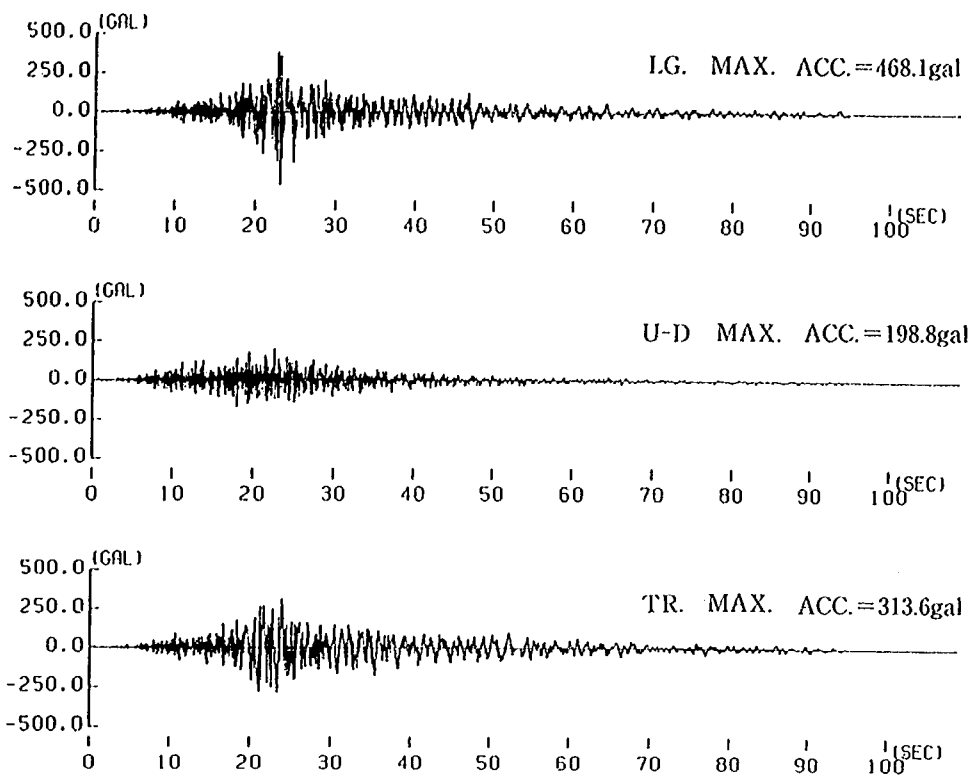
			誤	正
P. 16 左側	2行目		温根沼大橋	大津築堤
	3行目		大津築堤	温根沼大橋
	7~8行目		大津築堤	温根沼大橋
	9行目		35~53度	74~78度

P. 16 図 1-14
誤

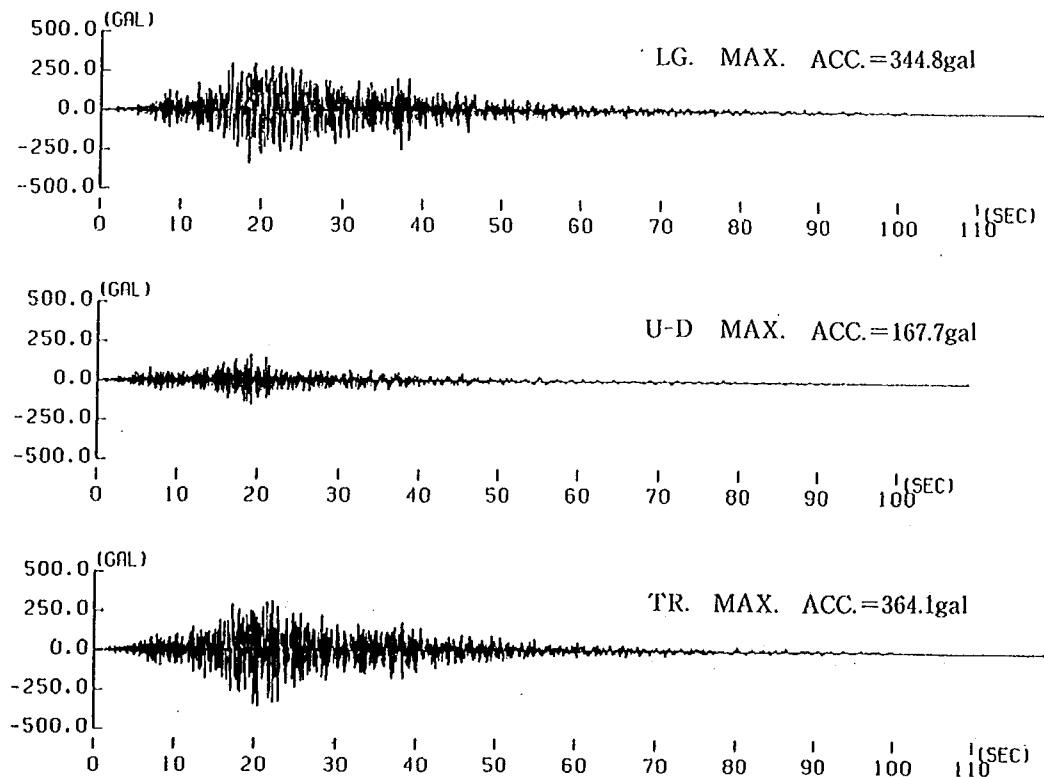


正



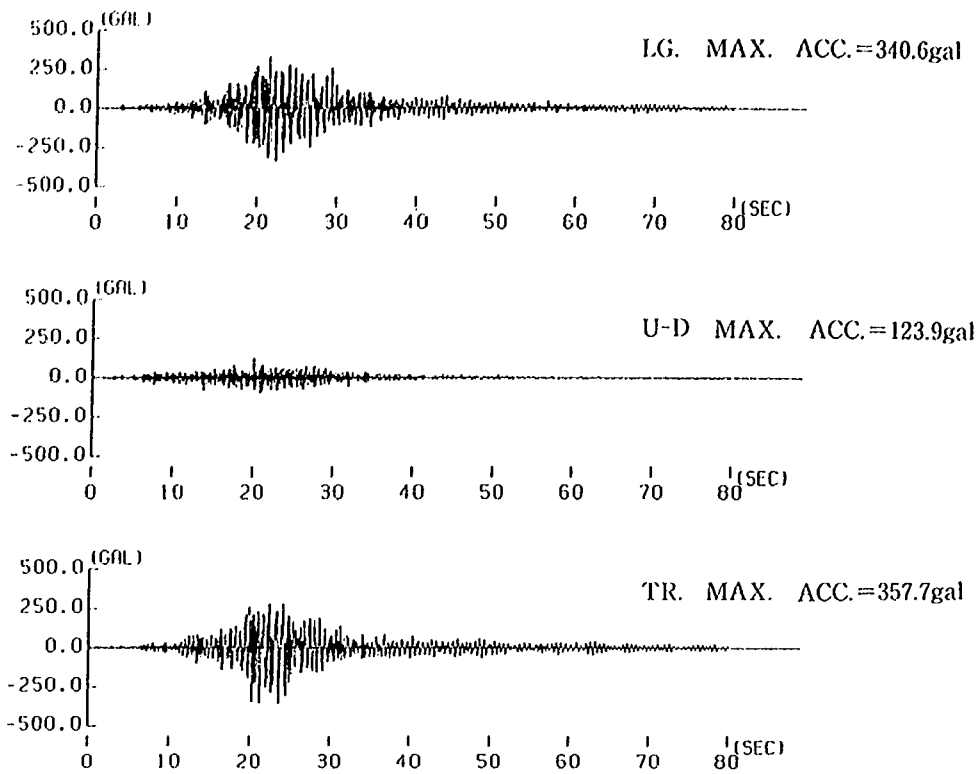


(b) 大津築堤

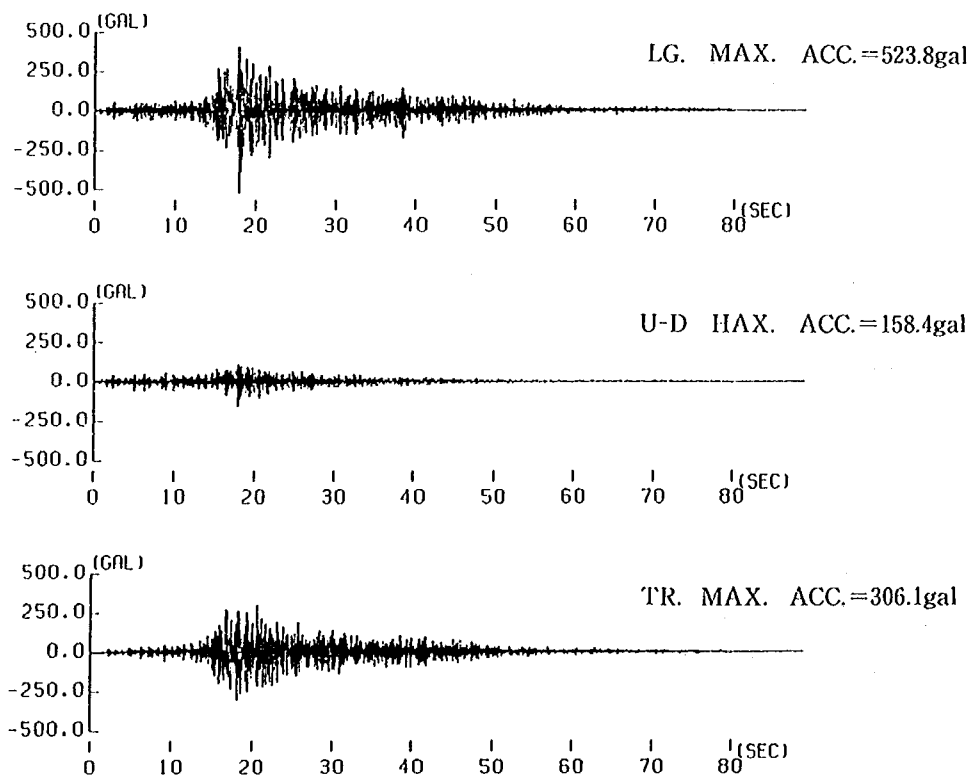


(c) 千代田大橋

図-1・15 (2) 加速度時刻歴波形



(d) 温根沼大橋



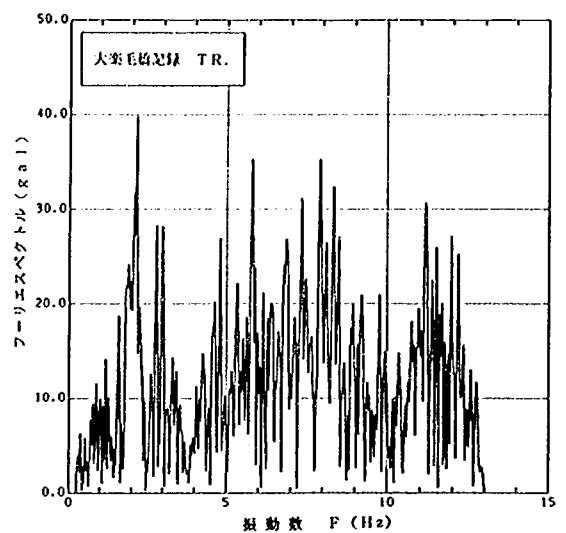
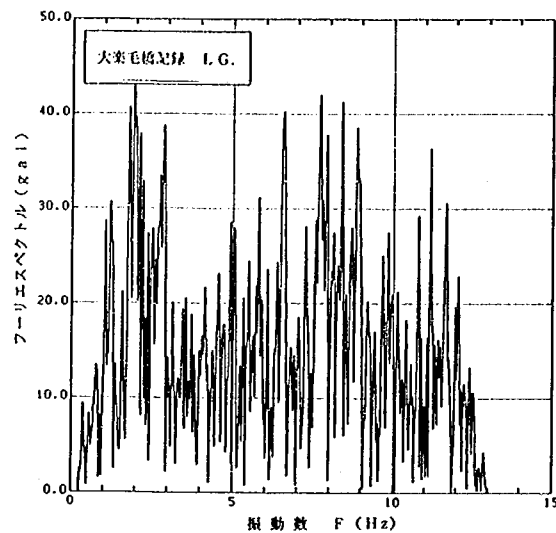
(e) 広尾橋

図-1・15 (3) 加速度時刻歴波形

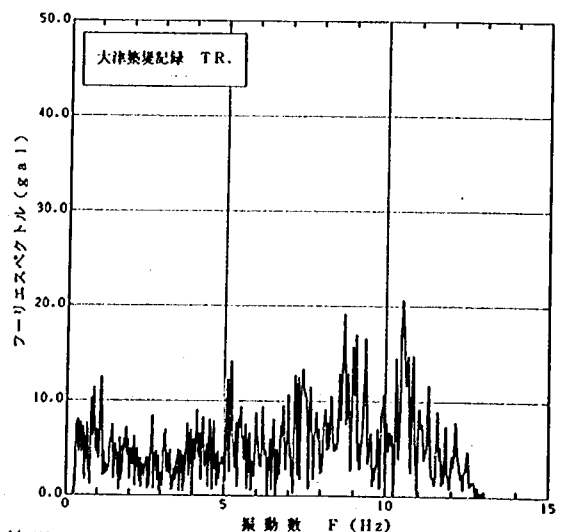
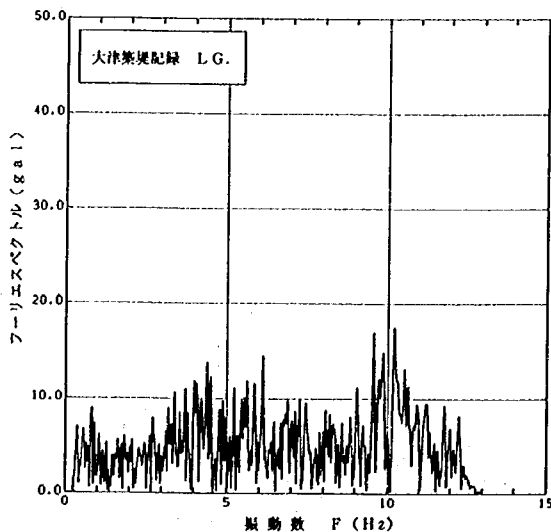
に水平2成分のスペクトル特性がよく一致しており、大楽毛橋記録では2Hz, 6Hz, 8Hz及び11Hz, 大津築堤記録では1Hz, 5Hz, 9Hz及び11Hzの周波数成分が卓越している。千代田大橋記録では、橋軸方向が11~12Hzで最も卓越しているのに対して、橋軸直角方向では8Hz付近が卓越している。以上の3記録のうち、大楽毛橋と千代田大橋の記録は、スペクトルの大きさが類似している。一方、温根沼大橋と広尾橋の記録の卓越周波数は、上記の記録とかなり異なっている。温根沼大橋記録では水平2成分ともに、1.9Hz程度の周波数成分が明瞭に卓越している。広尾橋記録の卓越周波数は、橋軸方向が8~11Hz, 橋軸直角方向では6~9Hzと、いずれも高周波領域で明確な卓越を示している。また、最大のフーリエスペクトル値は、橋軸直角方向が橋軸方向の1/2程度となっており、

明確な差が生じている。

図-1・17は水平成分について、減衰定数5%の加速度応答スペクトル倍率を示している。図-1・17中には過去に同観測地点で得られたスペクトルも併せて示してある。大楽毛記録は、橋軸方向は $T \geq 0.7$ 秒、橋軸直角方向では $T \geq 0.4$ 秒において、それぞれ他の記録よりも応答倍率が大きくなっている。大津築堤記録では、堤軸方向及び堤軸直角方向のいずれの成分についても $T \geq 1.0$ 秒で他の記録よりも応答倍率が大きい。一方、千代田大橋記録では、橋軸方向では $T \geq 0.8$ 秒でやや応答倍率が大きくなっているものの、橋軸直角方向では他の記録との大きな相違は見られない。温根沼大橋記録は水平2成分はともに、 $T = 0.7 \sim 1.5$ 秒で他の記録に比べ応答倍率が大きくなっている。広尾橋記録では、いずれの水平成分においても $T = 0.2$ 秒付

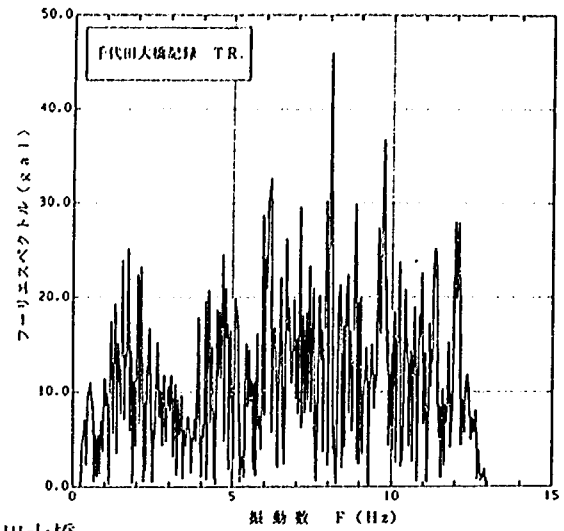
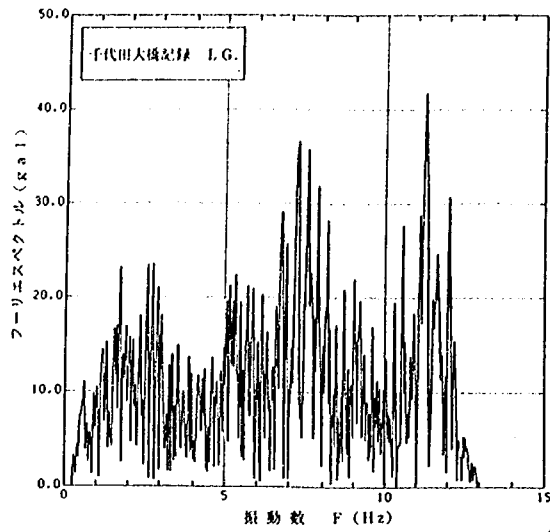


(a) 大楽毛橋

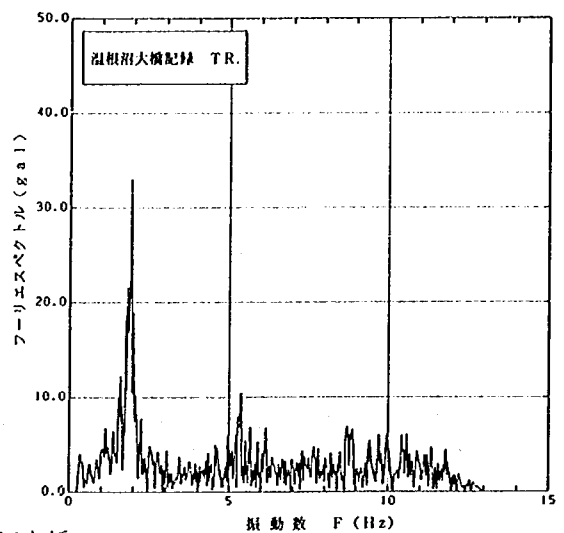
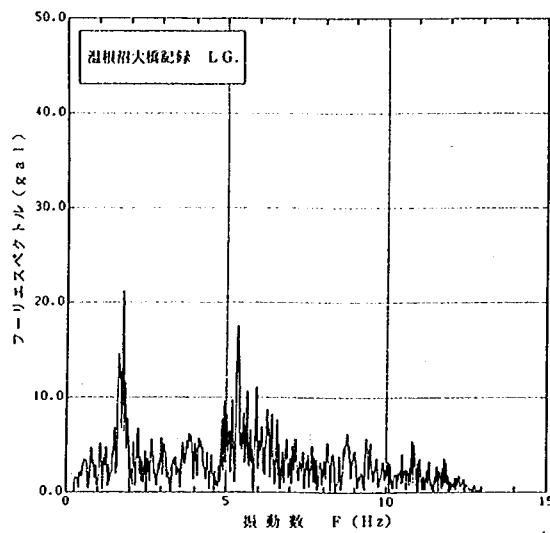


(b) 大津築堤

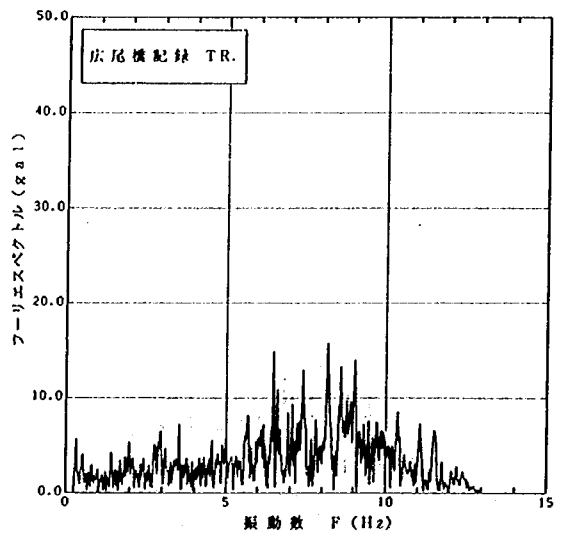
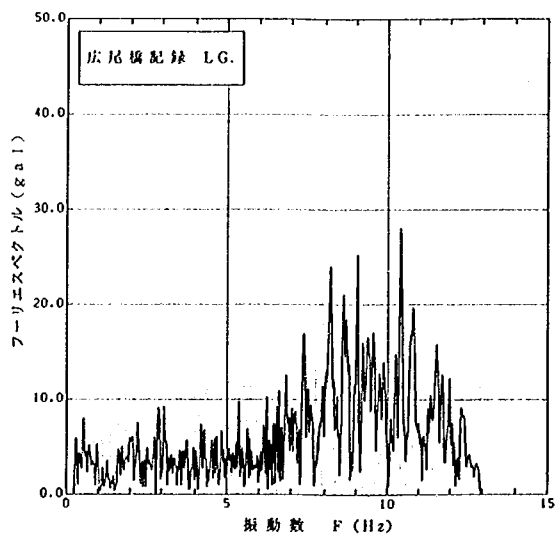
図-1・16 (1) 加速度フーリエスペクトル



(c) 千代田大橋



(d) 温根沼大橋

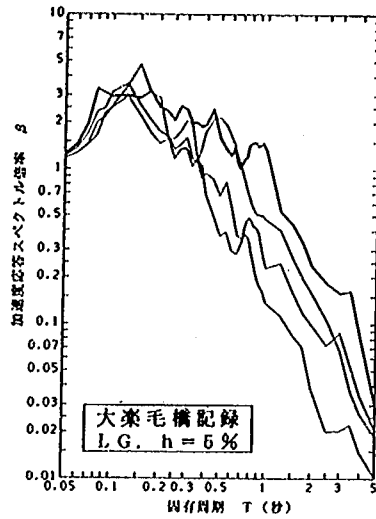


(e) 広尾橋

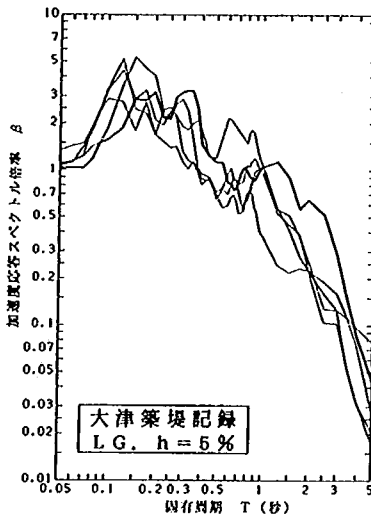
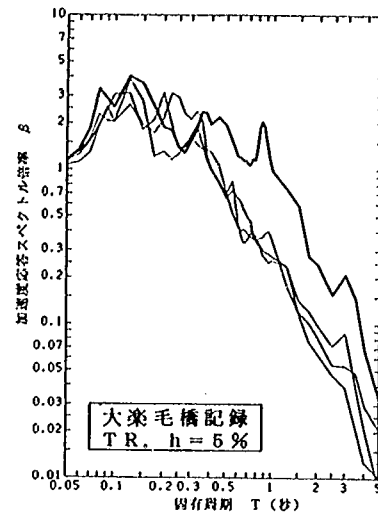
図-1・16 (2) 加速度フーリエスペクトル

近で他の記録よりも応答倍率大きいことがわかる。
したがって、大楽毛橋と大津築堤の記録がやや長周期
側で過去の応答スペクトル倍率を上回っていることが

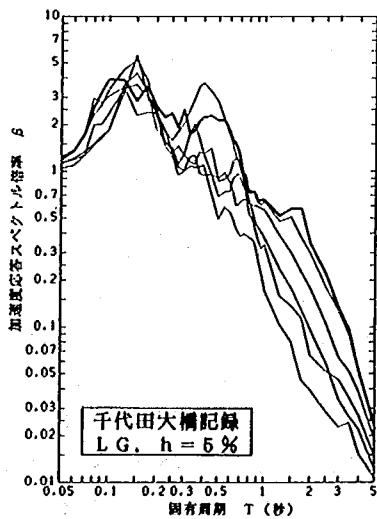
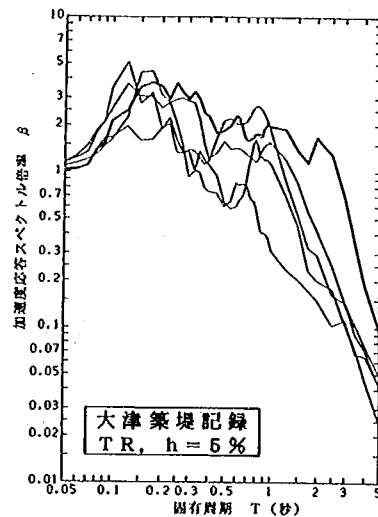
読みとれるが、他の観測記録では、これまでの応答ス
ペクトル特性と大きく異なる点は認められない。



(a) 大楽毛橋



(b) 大津築堤



(c) 千代田大橋

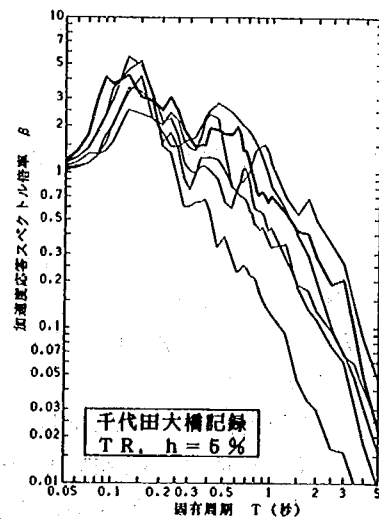
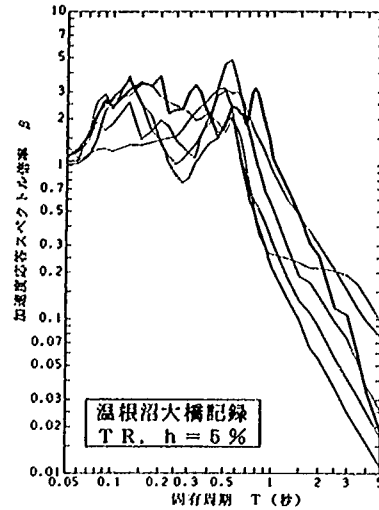
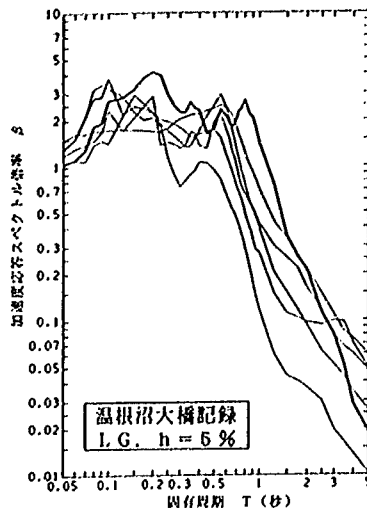
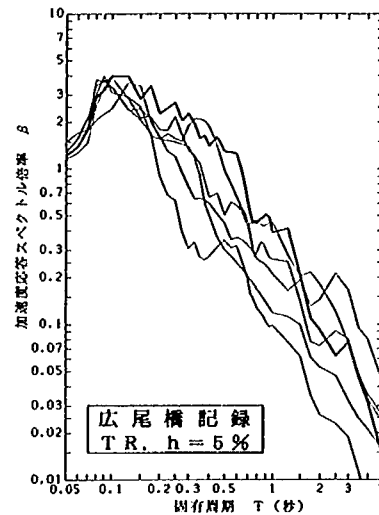
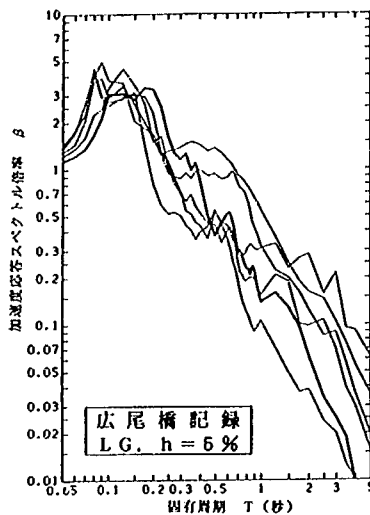


図-1・17 (1) 加速度応答スペクトル倍率
(太い線が釧路沖地震による強震記録)



(d) 温根沼大橋



(e) 広尾橋

図-1・17 (2) 加速度応答スペクトル倍率
(太い線が釧路沖地震による強震記録)

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の強震記録の水平2成分の平均の加速度応答スペクトル倍率 ($h=5\%$) を重ね書きすると図-1・18のようになる。

全体的に見ると、 β の最大値はいずれの記録においても3~4倍であり、これらに対応する卓越周期は0.1~0.2秒の範囲内にある。したがって、最大応答スペクトル倍率のみに着目すれば、どの地点も卓越周期は短いといえる。しかしながら、 T が0.5秒付近からその形状が顕著に異なり始めている。特に1秒を超える範

围では、大津築堤と、大楽毛橋・千代田大橋・温根沼大橋、および広尾橋の3種類の応答スペクトルに分類できる。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いわれている。すなわち、 $\beta(0.7) \leq 0.7$ のものはI種地盤、 $0.7 < \beta(0.7) < 1.8$ のものはII種地盤、 $\beta(0.7) \geq 1.8$ のものはIII種地盤に分類できるとされている⁵⁾。この手法により各地点の地盤種別を分類すると、広尾橋はI種地盤、大楽毛橋、大津築堤及び千代田大橋はII種地盤、温根沼大橋はIII種地盤となる。したがって、大津築堤と温根沼大橋の地盤種別がスペクトル形状から判断したグルーピングとずれることになる。

図-1・18に示した5地点近傍の土質柱状図を図-1・19に示す。大楽毛橋周辺は、表層にN値が20程度の粗粒砂があり、その下にやや軟らかい砂質粘土が堆積している。大津築堤周辺では、表層をN値が5以下の泥炭層が覆っており、その下層にはN値が10以下の砂層や砂と泥の互層が厚く堆積している。千代田大橋周辺は、表層に5～6mに腐植土と砂レキがあり、その下層には火山灰質の地層が厚く堆積している。温根沼大橋周辺では、砂レキ層が表層にあり、その下位は粘土層となっている。また、広尾橋周辺は、砂利と頁岩が風化した軟岩が表層にあり、基盤までの深度はそれほど深くないと考えられる。以上の土質柱状図等から各観測地点の地盤種別を推定すると、広尾橋がI種地盤、大楽毛橋がII種地盤、大津築堤がIII種地盤となろう。千代田大橋及び温根沼大橋の地盤種別はN値が不明なので確定し難いが、スペクトル形状から判断すればII種地盤と言えよう。

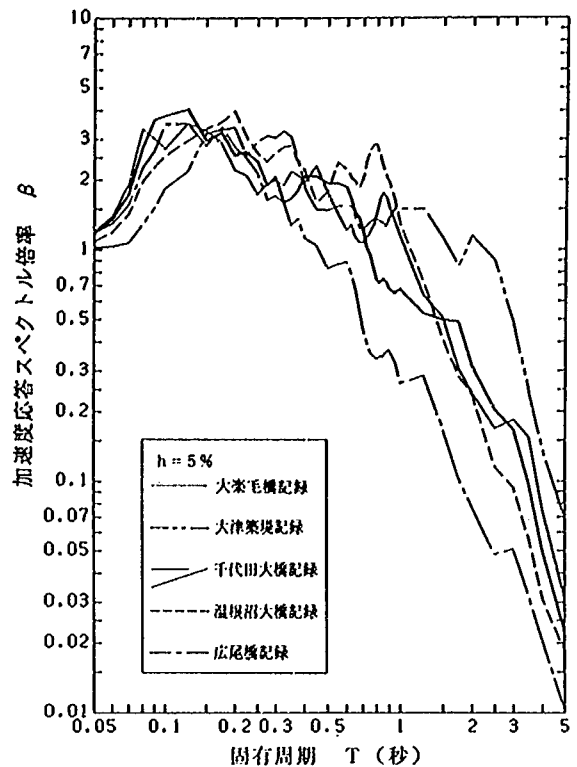
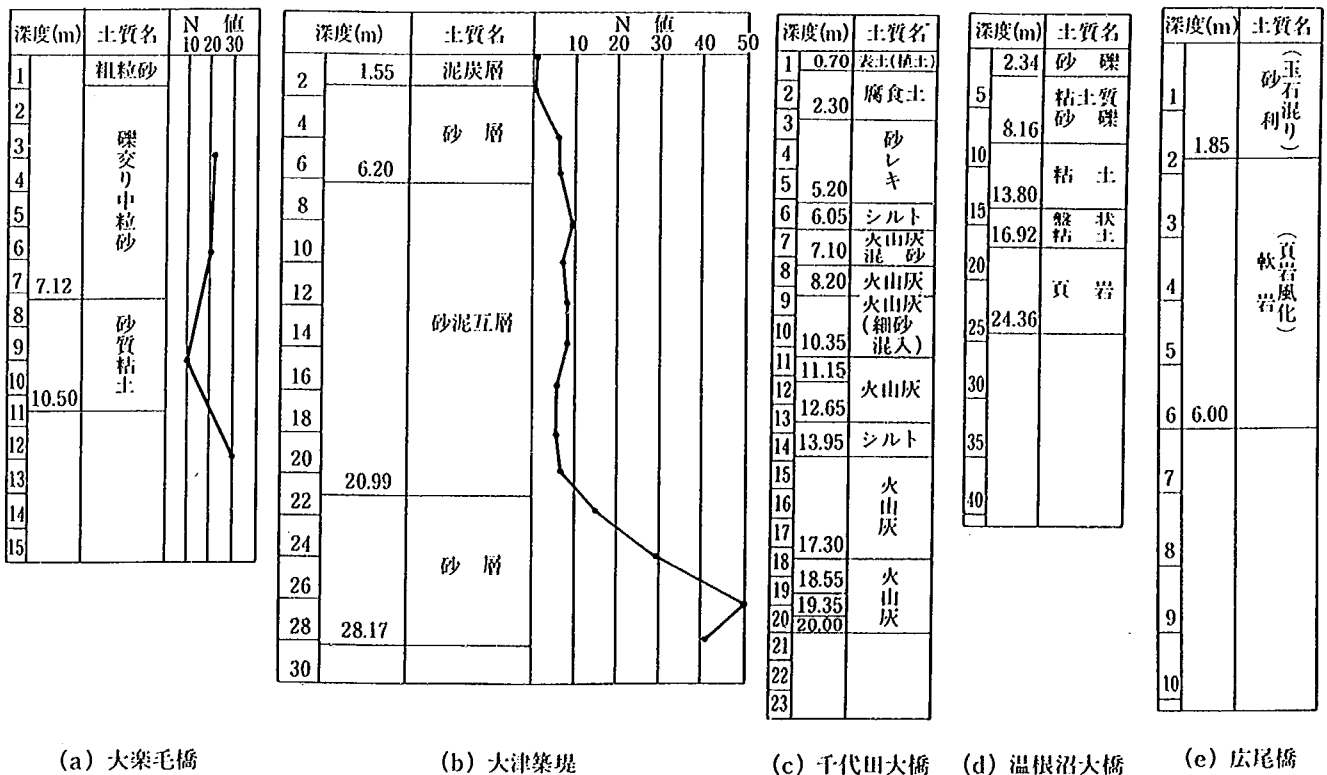


図-1・18 加速度応答スペクトル倍率
(水平2成分の平均: $h=0.05$)



(a) 大楽毛橋

(b) 大津築堤

(c) 千代田大橋

(d) 温根沼大橋

(e) 広尾橋

図-1・19 観測地点近傍の土質柱状図
(北海道開発局による)

4. まとめ

1993年釧路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) 震央距離が100km以内では地盤条件にかかわらず、地盤上の最大加速度は300galを超えている。

(2) 震央距離が200km付近においても、地盤上で20.0cm/sを超えるSIを生じる地盤があった。

(3) 最大加速度の距離減衰特性は、強震記録の統計解析により導かれた距離減衰式と概ね対応する。

(4) 加速度応答スペクトルの距離減衰特性は、強震記録の統計解析により導かれた距離減衰式に比べると、固有周期によって両者が良好な一致を示す距離が異なることがわかった。

(5) 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、震央直近では断層面方向と一致し、震央に比較的近い地点では震央方向と直交する。

(6) 大楽毛橋、大津築堤、千代田大橋及び広尾橋の周辺地盤上記録のフーリエスペクトルには、7Hzを超える短周期成分がかなり含まれている。

(7) 大楽毛橋及び大津築堤の周辺地盤上記録では、同地点で過去に得られた記録に比べ長周期側で増幅が大きくなっている。

(8) 加速度応答スペクトルは固有周期が0.7秒程度よりも長周期側の領域において、概ね地盤条件を反映

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、東北地方建設局、青森県、岩手県、秋田県、宮城県、山形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)釧路沖地震」地震津波防災季報, No25, 平成5年4月。
- 2) 宇津徳治, 嶋悦三, 吉井敏尅, 山科健一郎「4. 変動する地球と地震の分布」地震の事典, 1987年2月。
- 3) 川島一彦, 高木義和, 相沢典「数値化精度を考慮したSMAC-B2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。
- 4) G.W.Housner, "Behavior of Structures During Earthquakes", Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol.85, October, 1959.
- 5) 川島一彦, 相沢典, 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。
- 6) 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。

第2編 地震被害の概要

第2編 地震被害の概要

飯田 裕*

by Yutaka IIDA

細目次

1. 被害の概要	3
2. 土木施設の被害	3
2. 1 道路及び道路橋の被害	3
2. 2 河川施設の被害	4
2. 3 下水道施設の被害	5
2. 4 ライフライン施設の被害	5
2. 5 ダム施設の被害	5
2. 6 斜面の被害	5
参考文献	6

* 地震防災部長

1. 被害の概要

平成5年(1993年)1月15日(金)の成人の日の午後8時6分に、北海道東部の釧路沖を震源とするマグニチュード7.8の地震が発生した。

この地震により公共土木施設及びライフライン施設に大きな被害が生じ、住民の生活や経済活動に多大の影響を及ぼした。

道庁防災消防課及び青森県防災消防課のまとめによる被害の概要を表-2・1に示す。地震の影響は北海道から東北地方に及んだが、東北地方で主要な被害を生じた青森県の被害総額は北海道における被害総額の2.1%であり、被害の大半は北海道に集中していることがわかる。北海道における被害総額は約550億円であり、これは昭和57年(1982年)に北海道浦河町を中心に被害を生じた浦河沖地震(M7.3)の約6.5倍(河川局災害統計による物価上昇率を見込んだ倍率)に相当する。

人的被害は道内で968人に達しており、内訳は死者2人、重傷116人、軽傷850人である。市町村別には、釧路市で480人、白糠町で87人、帯広市で67人であり、これら3市町で道内全体の約65%を占めている。死傷の原因としては、家具等の転倒及び落下、ガラスの飛散、湯や油による火傷等が挙げられている。

住家被害は道内で5,618棟に達しており、内訳は全壊53棟、半壊254棟、一部破損5,311棟である。釧路市では2,660棟の被害が発生しており、道内全体の

約47%を占めている。全壊した家屋の中には、宅造地の崩壊に伴って家屋が地盤ごと滑動した2棟及び崩壊土砂により被災した2棟も含まれている。釧路市には約78,000世帯の住家があるが、全壊及び半壊を合わせた被害率は0.3%であり、震度VIの烈震を生じた地域としては被害が小さい。また、釧路市は過去30年間に被害をもたした震度IV以上の地震を7回経験しており、住民に防災意識が浸透していたため、冬の夕食時間帯の直後であるにもかかわらず、火災は9件と少なかった。

2. 土木施設の被害

公共土木施設については、道路施設、河川施設、下水道施設、港湾施設、鉄道施設、上水・電力・電話・ガス等のライフライン施設に被害が生じた。このうち、港湾施設、鉄道施設を除く土木施設の主要な被害箇所を、図-2・1に示す。被害の詳細については次編以降に詳述するので、ここでは被害の概要について簡単に紹介する。

2.1 道路及び道路橋の被害

道路施設では、道路盛土及び道路橋に被害が生じた。道路盛土の主要な被害形態は、陥没、沈下、縦断亀裂、路肩の崩壊である。国道44号糸魚沢、国道272号東阿歴内、国道391号鳥通、国道38号厚来、道道塘路厚岸線阿歴内など7箇所で大規模な陥没が生じ、全面通行止めとなった。糸魚沢と東阿歴内では、陥没部分に自動車落下する事故が発生した。写真-2・1は糸魚沢における道路盛土の大規模崩壊を示す。被害箇所は、いずれも切土と盛土の境界部または沢部における高盛土がすべり破壊したもので、崩壊した土砂の移動量が大きく、かなり遠方まで到達している点が特徴的であった。被害の要因としては、盛土の規模や地形、地震動の大きさによるところが大きいと考えられるが、盛土のN値は概して小さく、盛土内の地下水位の高さが被害程度に影響を及ぼした可能性も高い。したがって盛土内の排水を適切に処理することが地震に強い道路をつくる上で重要であると言える。

道路橋の被害は、北海道内で釧路・帯広地方を中心に合計62橋に及んだ。道路橋の主要な被害形態は、橋脚本体の損傷、支承部の損傷、支承直上部の桁の損傷、取付盛土の陥没などである。一般国道240号松之恵橋、主要道道中標津標茶線新多和橋、一般道道本流音別停車場線初音橋、一般道道ホロカヤントー線依田

表-2・1 被害総括表

区 分	北海道 ¹⁾	青森県 ²⁾
死 者 (人)	2	0
重傷者 (人)	116	1
軽傷者 (人)	850	0
住家被害 (棟)	5,618	3
非住家被害 (件)	51	2
農業被害 (千円)	4,386,022	996,000
土木被害 (千円)	6,658,305	0
港湾被害 (千円)	12,081,800	0
漁港被害 (千円)	2,656,700	0
水産被害 (千円)	1,609,009	130,000
林業被害 (千円)	1,731,288	0
衛生被害 (千円)	918,985	2,500
商工被害 (千円)	16,577,012	44,277
文教被害 (千円)	1,186,242	8,382
その他 (千円)	7,218,988	0
被害総額 (千円)	55,024,351	1,185,027

注 1) 道庁防災消防課による(平成5年8月1日確定)
2) 青森県防災消防課による(平成5年2月22日確定)

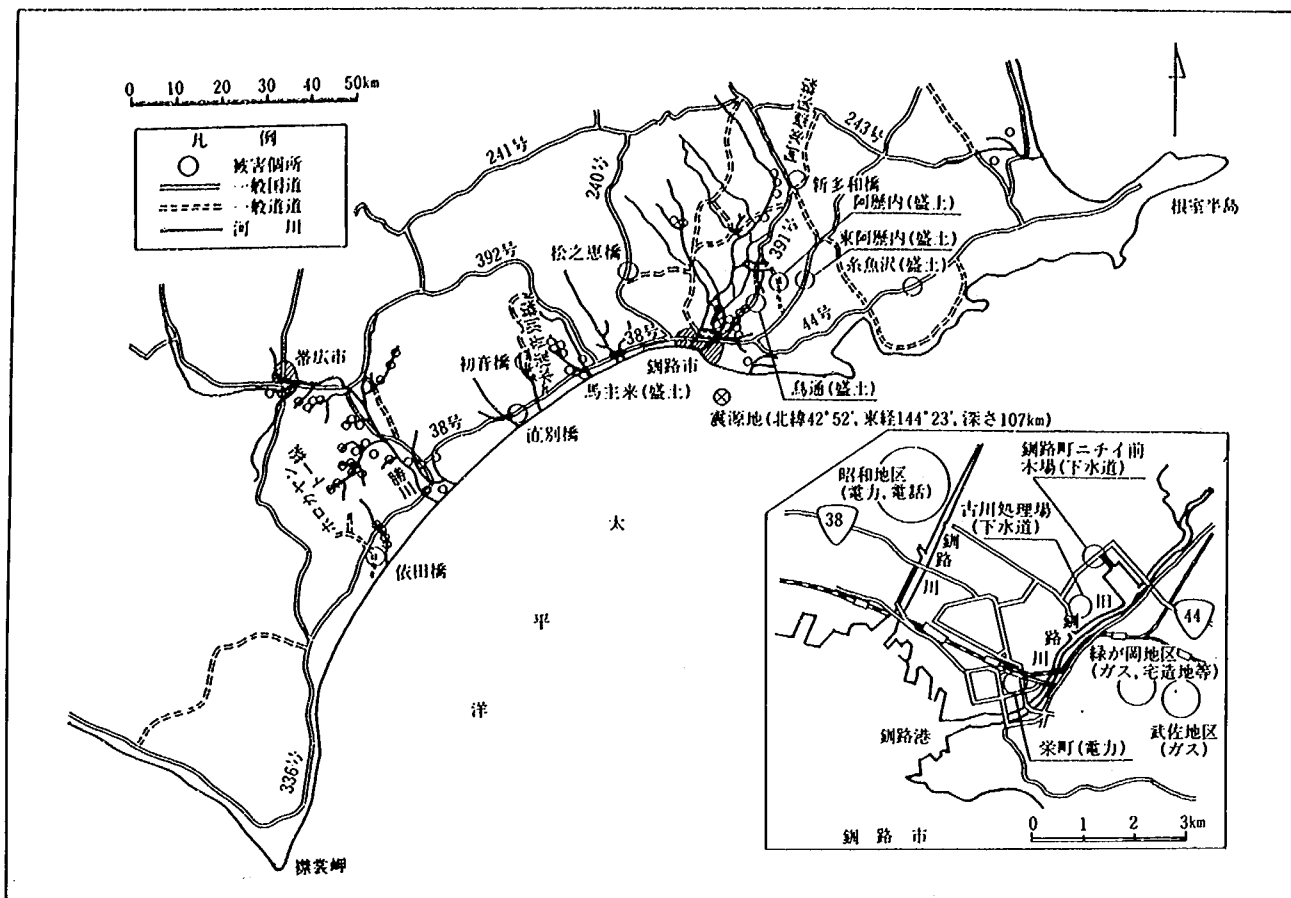


図-2・1 公共土木施設被害位置図



写真-2・1 一般国道44号釧路町糸魚沢での道路盛土の崩壊

橋では橋脚本体に大きな被害を生じ、全面通行止めとなった。被害の生じた橋脚は、円形断面コンクリート橋脚であり、その主鉄筋段落し部に損傷が集中していた。損傷件数としては、支承本体や沓座モルタルの損傷が最も多く、今回の地震でも支承周辺が地震に弱い

ことが明らかとなった。

2.2 河川施設の被害

河川施設では、釧路市を中心として11水系32河川で被害が生じ、特に釧路川水系及び十勝川水系の被害

が大きかった。被害箇所は、河川堤防、堤防護岸、根固め工、樋門・樋管等であった。被害形態としては、堤防は縦断及び横断亀裂、はらみ出しと呼ばれるすべり破壊、基礎地盤の破壊など、護岸工はブロックの前倒れ、目地の亀裂・変形など、根固め工は河心側へのすべり出しなど、樋門・樋管は床版及び管渠の亀裂や沈下・継目の開きなどが多く見られた。堤防被災地点の地質は沖積層の砂層、砂礫層上に軟弱な泥炭層が分布している。被災原因としては、この軟弱層の地震動による強度低下、または噴砂跡もいくつかの地点で確認されていることから砂層の液状化等が考えられる。

2.3 下水道施設の被害

下水道施設は、釧路市、釧路町、標茶町など8市町で被害が生じた。被害の大半は、地中埋設管路の破損・蛇行、マンホールの地上への突出などであるが、ポンプ場、処理場の一部にも被害が生じた。処理場の主要な被害は沈澱池等と管路の接続部の破損であったが、処理機能に大きな影響はなく、下水道施設としての機能は確保できた。

2.4 ライフライン施設の被害

ライフライン施設のうち、特に住民生活に影響を及ぼしたのは、上水道施設及びガス施設の被害である。

上水道については、標茶町を中心として約3,560戸で断水が生じ、復旧の完了は1月28日であった。被害のほとんどは、管路の損傷によるものであるが、一部ポンプ場の被害もあった。

ガス施設については、釧路市緑ヶ岡地区及び武佐地

区を中心にガス漏れの通報が相次いだ。このため、約9,300戸で供給を停止した。復旧の完了は2月6日であった。被害はほとんど管路に集中していた。

電力施設では、電柱の破損及び倒壊、変圧器の落下が生じた。このため、釧路市を中心に約57,000戸で停電となったが、24時間後には復旧を完了した。電話施設では、一般用電話の回線規制に伴い、道東を中心に電話がかかりにくい状態となったが、1月16日に平常に復旧した。

2.5 ダム施設の被害

地震では、北海道門別土地改良区管理の利水ダムである門別ダムにおける堤体上流法面保護工のコンクリート張り工の一部めくれ上がりを除いては、ダム本体の亀裂やはらみ出し等の被害はなかった。また漏水量もダムの安全管理に影響を及ぼすような変化はなかった。したがって、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程度の地震動に対しては十分安全であることが確認されたといえよう。

2.6 斜面の被害

今回の地震による斜面崩壊の主な特徴は、発生個所が釧路市東部の台地周縁部の宅造地に集中したことである。写真-2・2は釧路市緑ヶ岡での斜面崩壊を示す。宅造地における被害は、急傾斜地の地すべり的崩壊によって家屋が地盤ごと滑動した例、および崩土の大規模な流動によって家屋が倒壊した例が主なものである。斜面の土質は砂質の火山灰で盛土からなるものが多く、地下水位の高い所もあった。

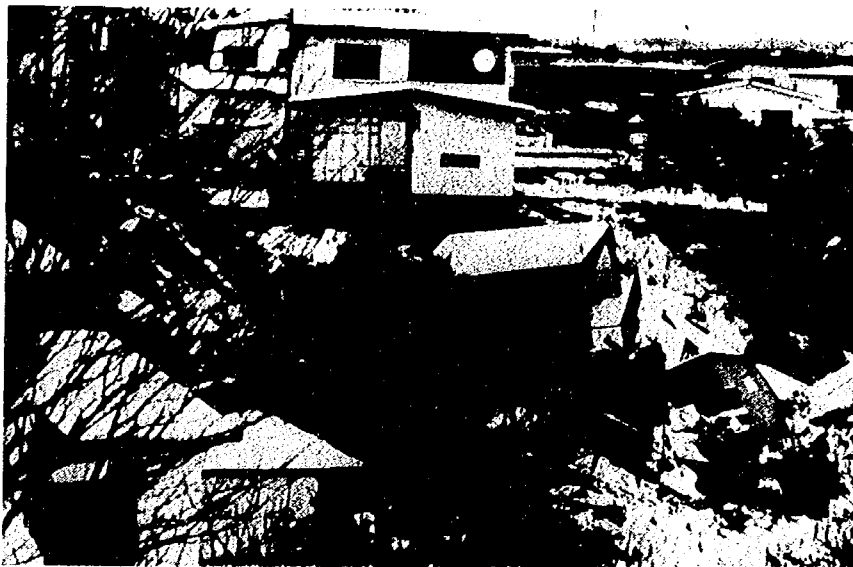


写真-2・2 釧路市緑ヶ岡での斜面崩壊

参考文献

- 1)土木研究所第一次調査団：平成5年釧路沖地震災害
調査速報，土木技術資料 34-5，1993.5，グラビア及
び P60-71

第3編 地形と地質

第3編 地形と地質

阿南 修司*

by Shuji ANAN

細目次

1. 釧路周辺の地形概説	3
1. 1 現地形	3
1.1.1 沖積低地	3
1.1.2 段丘	3
1.1.3 山地	3
1. 2 埋積地形	3
2. 釧路周辺の地質概説	5
2. 1 先第四系	5
2.1.1 白亜系	5
2.1.2 古第三系	5
2.1.3 新第三系	5
2. 2 第四系	5
2.2.1 更新統	5
(1) 釧路層群	5
(2) 城山層	5
(3) 大楽毛層	5
(4) 屈斜路火砕流堆積物	5
2.2.2 完新統	7
(1) 河川氾濫堆積物	7
(2) 崖錐および段丘砂礫	7
(3) 砂丘	7
(4) 湿原堆積物	7
2.2.3 湿原の軟弱地盤	7
(1) 下部砂層	7
(2) 中部泥層	7
(3) 上部砂礫層	7
3. まとめ	7
参考文献	7

*環境部地質研究室研究員（現 岡山国道工事事務所調査設計課）

1. 釧路周辺の地形概説

1. 1 現地形

この地域の地形は図-3・1のように海岸部に広がる沖積低地、これを取りまく海成段丘と河岸段丘、火山性の山地に分けられる。沖積低地と段丘は完新～更新世の海水準変動によって形成され、沖積低地の下には海退時に形成された地形が埋没している¹²⁾。

1.1.1 沖積低地

この地域の沖積低地は釧路川、阿寒川の下流域に広がる釧路平野に代表され、庶路川、茶路川、音別川などの河口～中流域にも小規模な沖積低地が分布する。釧路平野は泥炭層を持つ釧路湿原、砂丘群、河川氾濫堆積物で構成され、その他の沖積低地は泥炭と沖積土が狭長に分布し、小規模な砂丘を伴うものもある。

釧路湿原は面積約290km²で、各河川沿いに深く湾入した掌状の低地である。湿原は海拔数m程度の平坦な面を形成し、砂丘群、河岸段丘、海成段丘に接している。釧路湿原の大部分は未利用原野だが、一部は牧草地や畑地として利用され、釧路市街の新釧路川と旧釧路川に挟まれた美原から釧路駅にかけての地区は湿原を造成したもので、今回の地震で美原、愛国などでは下水施設の被害が生じた。

砂丘群は海拔 10mほどで湿原よりやや標高が高い。砂丘は海岸沿いに各々 100～200mの間隔で列をなし、全体の幅は 1.3～1.6kmである。砂丘は内陸に行くほど古く、形状が不明瞭となる。釧路市の東部の市街地と新富士、大楽毛地域の工業用地はこれら砂丘群を造成したものである。

釧路市の西港から田釧路川河口付近は海岸の埋め立てで造成された人工地形で、今回の地震では噴砂や港湾施設の破損、沈下が多く の地点で発生している。

1.1.2 段丘

この地域には図-3・1のように白糠段丘(標高200~400m)、根室段丘(70~140m)、釧路段丘(20~50m)の3つの海成段丘と4段の河岸段丘群が存在する。これらは釧路平野を取り巻いて、それぞれ緩やかな地形面を形成している。

釧路平野北西部では摩周一屈斜路火山群から釧路平野に向かって、白糠段丘、根室段丘が北西一南東に延びる带状に連なり、釧路平野南東部では根釧原野から連なる根室段丘に釧路段丘がV字型に接している。

河岸段丘群は上記の白糠、根室の段丘が釧路川水系と阿寒川水系により開析されたもので、Ⅰ～Ⅳの4段に区分され、それぞれ110m、60～90m、40m、10～20mの標高である。このうち段丘面Ⅰは根室段丘と同時期に、段丘面Ⅲは釧路段丘と同時期に形成されたと考えられている。

これらの丘陵は大半を天然林で覆われているが、人工林、牧草地、畑地として利用が進んでいる。釧路市街の東半部は釧路段丘と根室段丘を造成したもので、今回の地震で地盤の変状や崖崩れによる家屋の被害が生じている。

1.1.3 山地

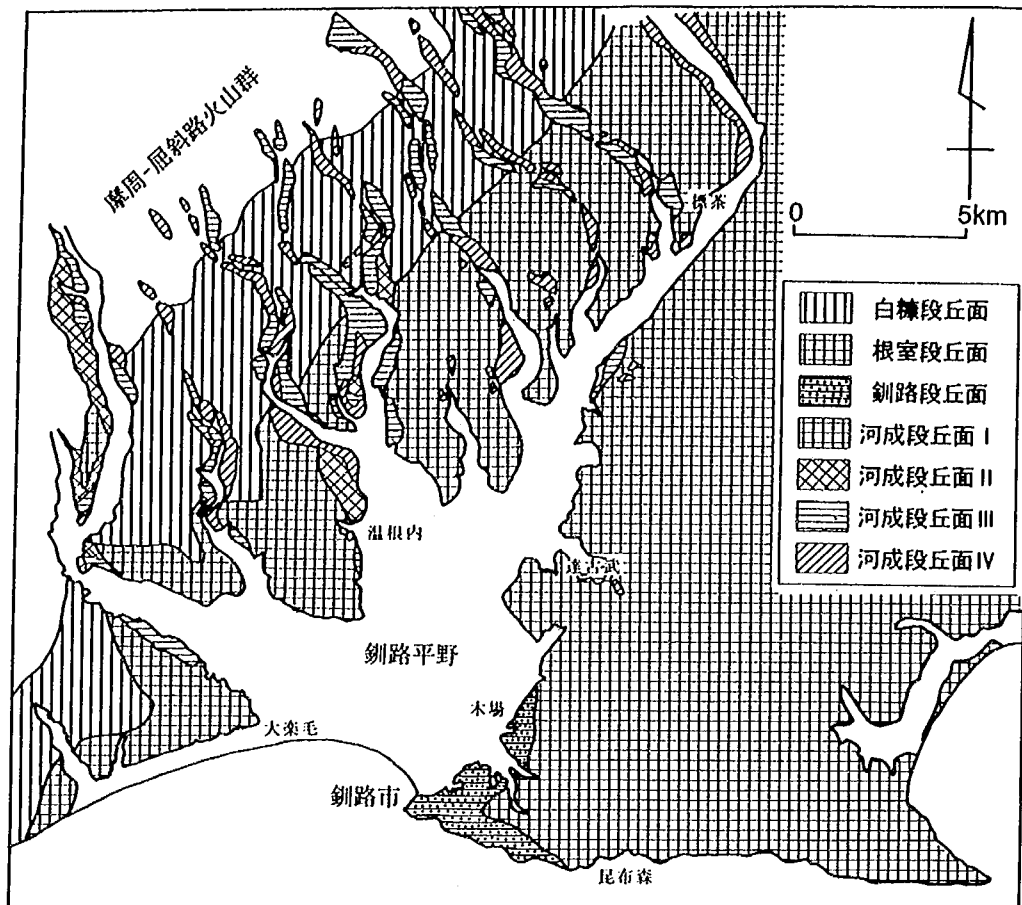
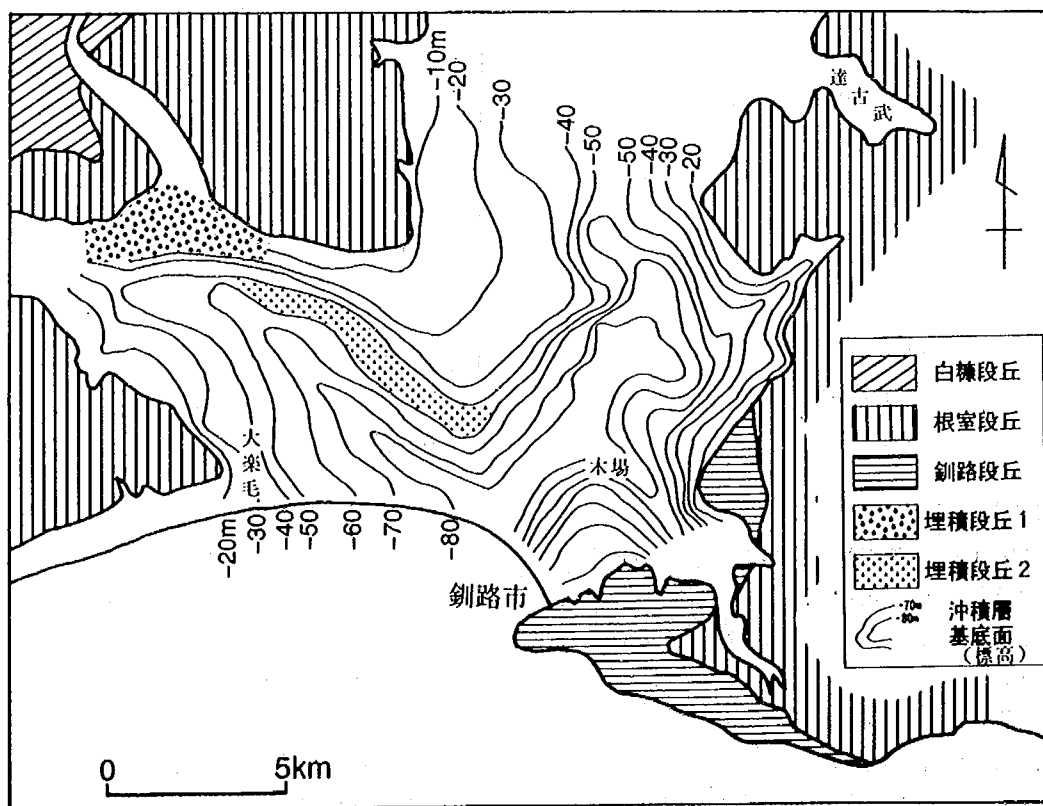
北方の釧路川上流部には海拔 300~1000m の摩周一屈斜路火山群が分布する火山地帯があり、その裾野は火山噴出物によって覆われる。西方の阿寒川、庶路川の上流域には国境山地が位置し、古第三紀の堆積岩類が地表に露出する。

表-3・1 釧路平野の地形發達史^{1) 2)}

時 代			地形変化	海水面	堆積環境	
完 新 世	縄 文 文	弥生以降	砂丘の生成	南 東 傾 動 0m	泥炭の形成	
		晩 期	湿原化		東南部の小湾	
		後 期	湾口砂州の生成		銅路潟湖 (? (水化))	
		中 期				
		前 期	沈水谷の形成	+10m	古銅路湾	
更 新 世			海食面と 埋積谷の形成	-80m ~ -100m	沖積層基底面 の形成	
			河岸段丘Ⅳ	+20m	段丘礫層	
		阿寒火山噴出物層				
		銅路海成段丘 河岸段丘Ⅲ	+40m	段丘礫層群		
		河岸段丘Ⅱ	60m ~ +80m			
		根室海成段丘 河岸段丘Ⅰ	+120m			
		白糠海成段丘	+200m	銅路層		

1. 2 埋積地形

釧路平野の地下には、厚い完新統によって覆われた埋積地形がある¹¹³⁾。これは表-3・1のように、更新世から完新世にかけて海水面が100m前後下がった時期に当時の河川沿いに谷地形が形成され、その後の海面の上昇に伴って河岸段丘と海成段丘面が形成されたものである。これらの段丘面は旧釧路川と旧阿寒川沿いに形成されており、仁々志別川、新釧路川沿いと釧路市の本場地区には海拔-80m程度の谷地形が存在する(図-3・2)。

図-3・1 鉏路周辺の地形区分図¹⁾図-3・2 鉏路平野の埋積地形¹⁾

2. 釧路周辺の地質概説

表-3・2、図-3・3のように釧路周辺に広く分布するのは更新世の砂礫層と火山砕屑物、完新世の河川堆積物と湿原堆積物であり、先第四系は厚岸～釧路間の海岸沿いの丘陵と白糠丘陵にのみ分布する。

表-3・2 釧路周辺の標準層序^{0.5)}

時 代		地 層 名		
		釧路平野	鶴居丘陵/白糠丘陵	
第 四 系	完 新 世	泥炭、砂丘	河川氾濫堆積物	
		上部砂礫層	段丘堆積物	
		中部泥層	段丘堆積物	
		下部砂礫層		
		屈斜路火砕流堆積物		
	更 新 世	大楽毛層	宮島層	
			阿寒降下火砕堆積物	
	下 部	釧路層群	塘路累層	
			オンネビラ層	
			達古武累層	
新 第 三 系	鮮 新 世	床丹層	阿寒層群上部	
			阿寒層群下部	
	中 新 世		厚内層群	
古 第 三 系			音別層群	
			浦幌層群	
白 亜 紀			根室層群	

2. 1 先第四系

この地域の先第四系は白亜系の根室層群、古第三系の浦幌層群と音別層群、新第三系の厚内層群と阿寒層群である。このうち白亜系と古第三系は釧路市周辺の第四系の基盤として、地表下400m以浅に伏在する事がボーリングや弾性波探査で明らかにされており³⁾、湿原中央部に向け徐々に深くなっている。

2.1.1 白亜系

最上部～晩新世の根室層群は、釧路町～根室市にかけての海岸沿いに分布し、緻密で堅固な砂岩と泥岩からなる。

2.1.2 古第三系

浦幌層群と音別層群は、厚岸から釧路市郊外と白糠丘陵から国境山地の釧路平野の東西両岸に分布し、堅

固な砂岩及び泥岩を主体としてしばしば礫岩を挟む地層群である。浦幌層は石炭層を含み釧路市北東と白糠地区では採掘されている。

2.1.3 新第三系

中新世の厚内層群と鮮新世の阿寒層群は国境山地から白糠付近に分布し、火山噴出物を伴う砂岩と泥岩からなり、ケイソウ化石を含む。釧路市付近では阿寒層群に相当する塊状の細粒砂岩層(厚さ数～10m)が古第三系を覆って更新統とともに小規模に分布する。

2. 2 第四系

この地域の第四系は、更新世に堆積した段丘砂礫と河川、湖沼の堆積物と屈斜路火砕流堆積物、更新世～完新世の海進堆積物と現世の堆積物からなる。この地域の第四系は平野部を広く覆い、段丘群は更新世の堆積物が母体となっている。

2.2.1 更新統

釧路～大楽毛地域の更新統は釧路層群(下部更新世)、城山層・大楽毛層(中部更新世)、屈斜路火砕流堆積物(上部更新世)からなる。平野の北側の鶴居丘陵では、釧路層群の上に阿寒降下火砕堆積物、泥炭層と粘土層を伴う宮島累層が累重する。これらは平野縁辺の丘陵を構成しており、釧路湿原の地下では先第四系を覆って、完新統の基盤を構成している。

(1) 釧路層群

達古武累層(層厚約120m)と塘路累層(層厚約80m)に区分され、達古武累層は火山灰層、軽石層を含む砂礫層、塘路累層は淘汰の良い小円礫に砂層と粘土層が伴う。

釧路層群は根釧原野付近では幌呂層、オンネビラ層、クチヨロ層に区分されクチヨロ層は阿寒火砕流起源の降下物を含んでいる。

(2) 城山層

上部に阿寒軽石流堆積物を含む陸成の礫層と砂層、シルト層の交互層で層厚は4～5mである。

(3) 大楽毛層

瀬海～内湾で堆積した層厚10mほどの砂～シルト層で、下部には泥炭を含む。

(4) 屈斜路火砕流堆積物

白色の軽石質火山灰で大量の軽石を含んでおり、風化して黄褐色となる。非溶結で固結度が低く、シラス状の堆積物である。弟子屈から標茶にかけての段丘と釧路段丘の上面を覆って分布し、概ね厚さ5m以下で

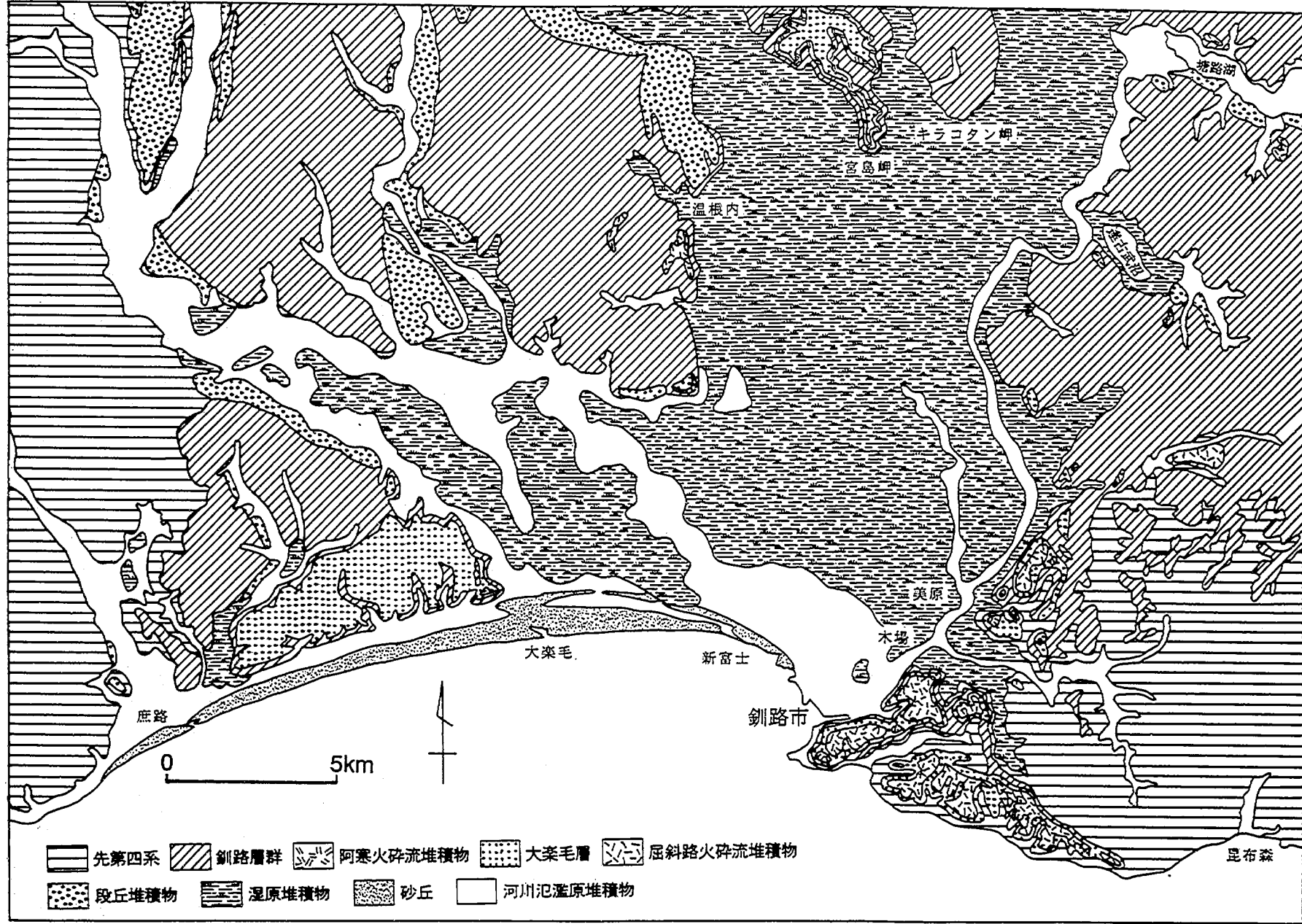


図-3・3 釧路地域の地質図

ある。釧路段丘上に分布するものについては、今回の地震で斜面崩壊が多発しており、固結度が低いことが崩壊の一因となっていると思われる。

2.2.2 完新統

この地域の完新統から現世の堆積物は河川氾濫堆積物、崖錐、砂丘、湿原堆積物、摩周火山灰層からなり、釧路川、阿寒川の下流域から中流域の低地や丘陵に分布している。

(1) 河川氾濫堆積物

河川氾濫堆積物は粘土、砂、礫で構成され、旧河道や氾濫原に堆積したもので、最も新しくまた固結度の低い堆積物である。これらは旧釧路川の本川と仁々志別川、阿寒川、舌辛川、斜路川、茶路川などの中～下流域と釧路川の支川の河道沿いに数100mほどの幅で分布している。

(2) 崖錐および段丘砂礫

崖錐はこの地域には分布がわずかで、阿寒川上流の山間部に狭い範囲で点在するにとどまる。これは丘陵を主体とする緩やかな地形が多いことに起因する。

段丘砂礫は1.1で述べたように河川沿いに、山肌張り付くように分布しており、いずれも固結度が低い砂礫を主体としている。

(3) 砂丘

砂丘は鹿路川付近から釧路川付近の海岸線に沿って新旧のものが列をなして空間的に積み重なっている。これらは、かつて釧路湿原が湖であった時期の砂嘴の上に発達したものである。

(4) 湿原堆積物

湿原堆積物は主に釧路湿原に分布し、海岸部から釧路川の各支川の中流域まで広がっているほか、阿寒川の下流域と中流域の一部、鹿路川、茶路川の河口付近の低地にも小規模な分布がある。湿原の地表の大部分を占める泥炭は、湿潤地で植物の遺骸が完全に分解される前に土壌となったもので、含水比が高く不等沈下を生じやすいことが知られている。今回の被害をみると湿原堆積物上の構造物や盛土が変状を生じている事例が多くみられる。

2.2.3 湿原の軟弱地盤

釧路市街周辺の軟弱地盤は、更新世末期の海退期から完新世初めの海進期に内湾・潟湖を埋積した堆積物で構成され、下位より下部砂層、中部泥層、上部砂礫層に区分され³⁾、その厚さは最大で80mである。

これらは1.2で述べた埋積地形を埋めたもので、

軟弱地盤の厚い愛国や木場地区周辺では、今回の地震によってマンホールの浮き上がりなど下水施設が液状化によって被害を受けて、同様に阿寒川沿いでも橋梁の被害があった。

(1) 下部砂層

礫、砂礫、粗～細砂、泥、泥炭が不規則に積み重なっており、全体として粗粒な堆積物である。最下部には10cm～5mの礫層が存在する。所々に軽石が含まれる他、泥炭が4層挟在する。層厚は最小で50cm、最大で20mと変化が激しく、平野の縁辺に向かって薄くなっている。

(2) 中部泥層

砂混じりシルト～泥層が小さなレンズ状に積み重なっており、所々に砂層を挟在する。厚さは30m～3mで、所によっては侵食されて消滅している。本層は下部砂層を整合で覆い、上部砂礫層に不整合に覆われる。本層と下部砂層は、更新世最後の海進期の堆積物と考えられている。

(3) 上部砂礫層

礫、礫質砂、中～粗粒砂を主体とし、厚さ1～6mの基底礫層を持ち、上部には特徴的な小円礫層が存在する。貝化石の密集層が頻繁に挟まれ、浅海～汽水の環境を示す。この層の基底は海拔下10～35m程度で、この上に厚さ2～4mの泥炭と有機質粘土が重なる。

3. まとめ

釧路市周辺の地質は第四紀の浅海～陸成の堆積物と火山性の堆積物が大部分を占めている。今回の地震で生じた液状化や地盤変状は泥炭を主体とする軟弱地盤に多く、固結度の低い更新世の堆積物と火山噴出物が広く分布する釧路平野周辺の丘陵縁辺では斜面崩壊が多く発生した。

本報告ではこれらの被害と地質との詳細な比較は行っていないが、将来の地震被害の低減のためには、被害の状況と地質の因果関係の検討を行い、被害の多く生じた地層の特性を把握する事が課題であろう。

参考文献

- 1) 岡崎由夫: 釧路平原とその周辺の地形発達史, 地理学評論, Vol.33, No.9, pp.462-473, 1960.
- 2) 岡崎由夫: 北海道釧路平原の沖積世の古地理, 第四紀研究, Vol.1, No.7, pp.255-262, 1960.
- 3) 三谷勝利・斎藤尚志・鈴木豊重・高橋功二: 釧路平原下の可燃性天然ガス, 北海道立地下資源研究所報

告, No.38, pp.25-47, 1968.

- 4) 松井愈・木村学・小林保彦・宮坂省吾・生川淳一:
釧路地域の第四系, 松井愈教授記念論文集, pp.105-
112, 1987.
- 5) 日本の地質1「北海道地方」: 日本の地質「北海道
地方編集委員会編, 共立出版(株), 1990.
- 6) 20 万分の 1 地質図「釧路」: 地質調査所, 1985.

第4編 地盤災害

第4編 地盤災害

松尾 修^{*1}
 二宮 嘉朗^{*2}
 吉見精太郎^{*3}

by
 Osamu MATSUO
 Yoshio NINOMIYA
 and
 Seitaro YOSHIMI

細 目 次

1. 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3
2. 地盤の液状化・・・・・・・・・・・・・・・・	3
2. 1 液状化発生地点の分布・・・・・・・・	3
2. 2 液状化発生地点と震央距離の関係・・	6
2. 3 液状化発生地点の特徴・・・・・・・・	6
3. その他の地盤災害・・・・・・・・・・	13
4. 地盤凍結の影響・・・・・・・・・・	14
5. まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・	14
謝辞・・・・・・・・・・・・・・・・	14
参考文献・・・・・・・・・・	14

* 1 地震防災部動土質研究室長

* 2 地震防災部振動研究室主任研究員

* 3 地震防災部振動研究室研究員

1. 概要

地盤災害という用語の明確な定義は特にないが、ここでは地震にともなう地盤の変状及び地盤の破壊が主体となる構造物の変状を地盤災害の範疇に含めて以下述べることにする。

地盤災害の形態としては、一般に、液状化、地盤沈下、地盤流動、斜面崩壊、地中構造物の浮き上がり等があげられる。このような各種災害のうちどれが顕著に発生するかは、地震動を受ける地域の地形・地質構造の特徴あるいは各種構造物の存在等に依存するものである。このような観点から釧路を中心とする地域の主な地形・地質的特徴を挙げれば次の通りである。

- (1) 釧路周辺では、釧路湿原を中心として湿地帯、泥炭地、火山灰質土などが広範囲に分布している。
- (2) 沖積層は釧路川流域、十勝川流域及び海岸線沿い(主に砂丘)に分布している。
- (3) 急峻な山地が少なく、山地部の大部分は丘陵地・台地である。
- (4) 地震発生が1月の厳冬期であり、地盤の表面は凍結していた。

釧路沖地震の発生に際しては地盤災害に焦点を絞った調査は特に実施しておらず、このためデータも公共土木施設関係に偏るきらいがあるが、筆者らの入手し得たデータの範囲で以下に地盤災害について示すこととする。

2. 地盤の液状化

2.1 液状化発生地点の分布

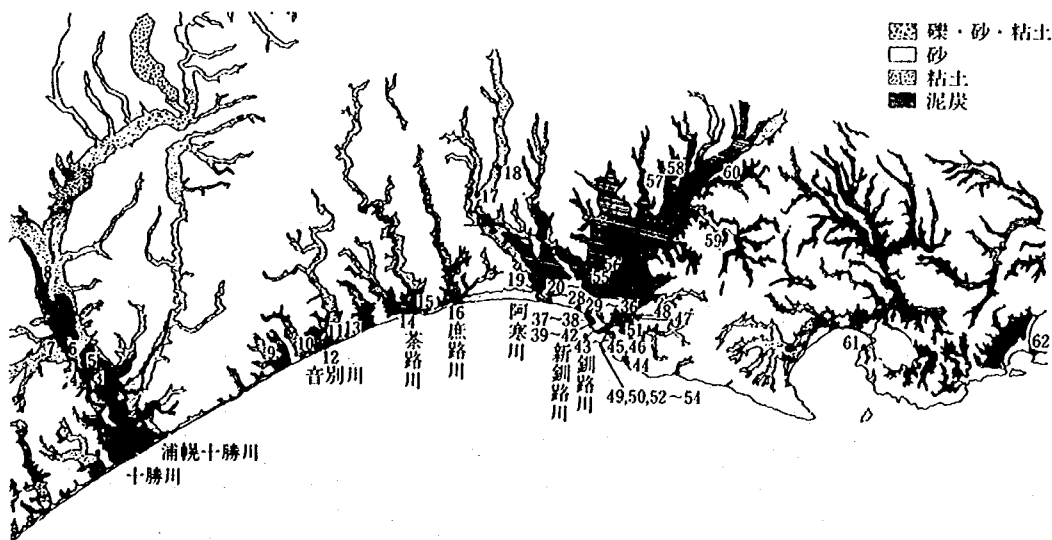


図-4・1 液状化発生地点 (図の番号は表-4・1の番号と対応する)

地震発生後の北海道開発局および土木研究所による現地調査、その他諸機関の調査資料²⁾をもとに液状化の発生した62地点について整理した結果を表-4・1に示す。また、これらを土地分類図(表層地質図)²³⁾上にプロットすると図-4・1のようになる。これらによると、液状化は田釧路川の河口から約5km上流までの区間の流域と釧路港の敷地内で多数発生していることがわかる。液状化の発生地点の分布限界は震央位置から見ると、東側は浜中町篠多布港(地点番号62)、北側は標茶町茅沼(同60)、西側は広尾町十勝港(同1)である。液状化の発生した地点の表層は、釧路市及び十勝川周辺の内陸部は主として泥炭であり、釧路市から音別町にかけての太平洋沿岸部では主に砂である。したがって、液状化は沖積堆積地盤において集中的に発生していることが分かる。これについては、1978年宮城県沖地震や1983年日本海中部地震等においても同様な傾向が確認されている。また、人工埋立地盤である港湾地区に液状化被害が顕著であるのも、従来の地震と同様である。

液状化発生地点近傍の構造物に生じた被害のうち、比較的に規模が大きかったものとして、釧路町木場のマンホールの浮き上がり、釧路港埠頭及び岸壁の全傾・沈下、一般道道阿寒標茶線鶴厚内橋の橋脚のクラック、十勝川統内築堤の沈下・すべり等があげられる。これらの被害の原因が液状化であると現時点で断定はできないが、発生地震動、地形・地質及び構造物に関する調査を実施することにより、液状化発生とこれに伴う構造物被害に関する有効な資料が得られるものと考えられる。

表-4・1 (1) 主要液状化地点一覧表

番号	液状化発生地点	分類	噴砂あるいは液状化の状況	構造物被害との関連
1	浦河町築地 (浦河港)	海岸埋立地	築地の浦河港で長さ 10~30cm の数本の亀裂から噴砂	2 年前埋め立て、浦河港施設内荷揚げ場予定地
2	広尾町 (十勝港第3埠頭)	海岸埋立地	十勝港の数カ所で噴砂、噴水湧出、マンホール浮上	ベルトコンベアー支柱付近が陥没、セメント貯蔵庫で噴水
3	十勝川 左岸幌岡築堤 KP14.2	堤防	堤内側のり尻に噴砂	堤内側のり肩・のり面・のり尻に縦断亀裂 (幅 50cm)
4	十勝川 右岸 KP16.0 (豊頃町安骨地先)	堤防	堤外側のり尻付近の亀裂より噴砂	堤外側のり尻付近に内部から押されて出来たような縦断亀裂
5	十勝川 左岸幌岡築堤 KP16.9	堤防	堤内側のり尻に噴砂	堤内側のり面に亀裂
6	豊頃町		豊頃町字末広町、民家の直下の置換砂が液状化	民家の家屋傾斜
7	十勝川支川牛首別川 左岸 KP0.6	堤防	堤内側小段に噴砂	堤外側のり肩・のり面中央、堤内側のり面中央に縦断亀裂
8	十勝川 右岸統内築堤 KP	堤防	堤外側のり尻に噴砂	堤体が堤外側へ滑動、天端が最大 2m 沈下
9	一般国道 38 号線 直別橋	橋梁	地震発生直後に橋台前面付近の川面で水の濁り	釧路側取付盛土が約 40cm 沈下、低水護岸が河心方向に滑動・水
10	音別川 左岸 KP0.10-2.10	河川敷	堤外側の高水敷に噴砂	天端が 5cm 沈下、のり面・のり尻に亀裂
11	音別町		大塚製薬工場で構造物と地盤の隙間から噴砂	
12	同上		海光 3 丁目光洋団地 (音別川河口) の団地内、公園で噴砂	
13	同上		音別町文化会館で浄化槽の浮上り	浄化槽の浮上り
14	和天別川 吉野樋門上流地先	堤防	堤内地盤 (?) に亀裂・噴砂	
15	白糠町		白糠町西一条南 3 丁目、民家ブロック塀脇から噴砂	地下のムロが 30cm 浮上、茶路川河口の低地
16	同上	河川敷	国道 38 号線庶路橋左岸側河川敷で亀裂より噴砂	
17	阿寒町		阿寒町役場裏で噴砂・噴水	
18	同上	河川敷	国道 240 号線松之恵橋の P1 橋脚周辺で噴砂	橋脚大破
19	釧路市大楽毛	潟	国道 38 号線南側の潟より黒砂噴出跡	特になし
20	釧路市西港 3	海岸埋立地	第 3 埠頭西側一帯、大規模な円形噴砂丘、列状噴砂丘多数	ケーソン岸壁と 20~30cm の段差
21	釧路市西港 2	海岸埋立地	ホクレンくみあい飼料北側道路の亀裂と歩道の 2 カ所で噴砂	道路舗装と歩道の亀裂・座屈
22	同上	海岸埋立地	ホクレンくみあい飼料敷地内、数カ所で噴砂・噴水	浄化槽、防火水槽、トラックスケールの浮き上がり
23	釧路市西港 1	海岸埋立地	西港第 2 緑地 (公園) より大量の噴砂	公園内亀裂・不等沈下、緑石流出
24	同上	海岸埋立地	市港湾庁舎前岸壁・道路一面に亀裂より噴砂・噴水	建物周辺地盤沈下
25	同上	海岸埋立地	フェリー埠頭一帯のエプロンの亀裂より噴砂・噴水	エプロン部の沈下・亀裂・段差・岸壁はらみ出し
26	同上	海岸埋立地	フェリーターミナルビル南側舗装道路の亀裂より大量の噴砂	建物周辺地盤 60cm 沈下、乗船施設被害
27	同上	海岸埋立地	ベルトコンベア基礎周辺の沈下した地盤の亀裂より噴砂	ヤード、舗装道路に亀裂と波打ち。歩道座屈。
28	同上	海岸埋立地	タンクヤード南西の裸地・歩道・道路約 100m 間に噴砂	舗装道路に亀裂と波打ち、歩道座屈。
29	釧路市浜町	海岸埋立地	副港/漁業組合市場冷凍工場の横浄化槽の浮上り	浄化槽の浮上り、建物周囲の地盤沈下
30	同上	海岸埋立地	副港/漁業組合市場冷凍工場の前の岸壁の亀裂より噴砂	岸壁の亀裂、周辺地盤沈下、エプロン部の段差
31	同上	海岸埋立地	浮き上がり埋設 RC 水槽に隣接する芝生内亀裂より噴水跡	副港/釧路魚卸売市場南側埋設 RC 水槽浮き上がり

表-4・1 (2) 主要液状化地点一覧表

番号	液状化発生地点	分類	噴砂あるいは液状化の状況	構造物被害との関連
32	釧路市浜町	海岸埋立地	建物脇亀裂より大量の噴砂と噴水跡。岸壁の亀裂より噴砂	副港／漁業埠頭先端部、建物脇の沈下・亀裂・段差
33	同上	海岸埋立地	副港／市漁業魚市場の建物の横の亀裂より噴砂	副港／釧路市漁業魚市場の建物周辺地盤沈下
34	同上	海岸埋立地	くしろ水産センター建物の周辺道路や歩道より黒色噴砂	副港／くしろ水産センター周辺地盤沈下、道路亀裂
35	同上	海岸埋立地	副港／市漁業魚市場西側駐車場の数か所より大量の黒色噴砂	副港／市漁協魚市場西側駐車場の舗装に亀裂
36	同上	海岸埋立地	道立釧路水産試験場の重油タンク縁より高さ 30cm の泥水噴出	周辺住民が噴出中を目撃
37	釧路市海運 1	海岸埋立地	岸壁前の道路の亀裂より噴砂	岸壁に亀裂
38	同上	海岸埋立地	岸壁の亀裂より噴砂	東港／岸壁に亀裂
39	釧路市黒金町	海岸埋立地	釧路市役所東側、建物と歩道の間から噴砂・噴水跡	周辺地盤沈下、歩道波打ち
40	釧路市幸町 3	海岸埋立地	幸町通り南端、西側歩道と道路亀裂より噴砂	道路舗装に亀裂、歩道変状
41	同上	海岸埋立地	MOO 駐車場 4 カ所の舗装亀裂より噴砂	MOO 駐車場の舗装亀裂・沈下・陥没
42	釧路市錦町 2	海岸埋立地	弊舞橋より下流右岸 MOO 周囲に暗灰色の噴砂	MOO 周囲の敷石波打ち、段差 10cm、建物入口亀裂
43	釧路市知人町	海岸埋立地	南港岸壁付近で噴砂	南港岸壁に亀裂
44	釧路市益浦 4	後背地	白樺終末処理場の被災部より砂噴出	地下室ジョイント部に食い違い、周辺地盤沈下段差
45	釧路市鶴丘		鶴公園、事務所建物周囲より噴砂	
46	同上		アスファルトプラントの基礎部より噴砂	アスファルトプラントの沈下・傾斜
47	釧路市美原 5 丁目		歩道と塀の隙間から噴砂	
48	釧路市美原 3 丁目	泥炭低地	道路の割れ目から噴砂	道路舗装に亀裂
49	釧路市芦野 3 丁目		5 階建て公営住宅のベランダ下に噴砂丘	
50	同上	泥炭低地	道路波打ち、周辺で噴砂	道路波打ち
51	釧路市貝塚 3 丁目	河川	別保川堤防被害ブロック積み部河川内に噴砂跡	別保川堤防の左右岸ブロック積み沈下・はらみだし
52	釧路町国営 1 丁目	河川	旧釧路川右岸付近の河川内に砂の盛り上がり。噴砂か？	旧釧路川堤防ブロック積みの陥没・はらみ出し
53	釧路町木場 2 丁目	泥炭低地	マンホール脇に噴砂なし。植え込み内に少量の噴砂	国道 44 号線沿いのマンホール浮き上がり。
54	釧路町桂木	泥炭低地	隣接駐車場の舗装亀裂や歩道の隙間、周辺裸地より噴砂	国道 44 号線沿いのマンホール浮き上がり。
55	釧路川 左岸 KP5.10	堤防	堤内側のり尻に噴砂	
56	釧路川 左岸 KP6.40-6.44	堤防	堤外側のり尻に噴砂孔	
57	一般道道阿寒標茶線 鶴厚内橋	橋梁	標茶側橋台前面地盤に亀裂、噴砂跡と見られる霜柱帯	取付盛土が全幅にわたり深さ約 2m の陥没
58	一般道道阿寒標茶線 光橋	橋梁	阿寒側橋台前面地盤に亀裂、噴砂跡と見られる霜柱帯	取付盛土に約 10cm の隙間、および全幅にわたり深さ約 1m の陥没
59	一般道道庶路厚岸線 パルマイ橋	橋梁	厚岸側橋台前面地盤に亀裂、噴砂跡と見られる霜柱帯	取付盛土に約 5cm の隙間、および全幅にわたり深さ約 1.5m の陥没
60	標茶町茅沼	盛土造成地	宅地造成地の崩壊盛土斜面中腹において火山灰土の噴砂	250m 間の盛土の崩壊と住宅 10 数棟倒壊・半壊
61	厚岸町 (厚岸漁港)	海岸埋立地	亀裂より噴砂	埠頭の各所に亀裂・沈下・段差。亀裂は最大開口幅 20cm
62	浜中町 (霧多布港)	海岸埋立地	霧多布港エプロン部で噴砂	エプロン 30cm 沈下

2.2 液状化発生地点と震央距離の関係

明治以降の我が国で発生した地震において、震央から最も遠い液状化発生地点の震央距離と地震の規模(マグニチュード)の関係が栗林⁹⁾により導かれている。これらの関係を図示すると図-4・2のようになるが、マグニチュード(M)と液状化の発生限界震央距離(R)の関係式により、マグニチュードの大きさに応じて液状化の発生範囲を推定することができる。

表-4・1に示した液状化発生地点のうち、震央から最も近かったのは釧路市益浦、最も遠かったのは広尾町十勝港であり、震央距離で言えば12~153kmの範囲で液状化が発生したことになる。図-4・2にはこの最遠地点の震央距離をプロットしたが、従来の平均曲線による推定値と概ね一致することが分かる。ただし、下限曲線による推定値とは約100kmの差が生じているが、これは、今回の地震のマグニチュードは大きい(震源が深かったこと、海洋型地震ではあるもののその震央位置が陸地部に非常に近かったことなど)によるものと考えられる。

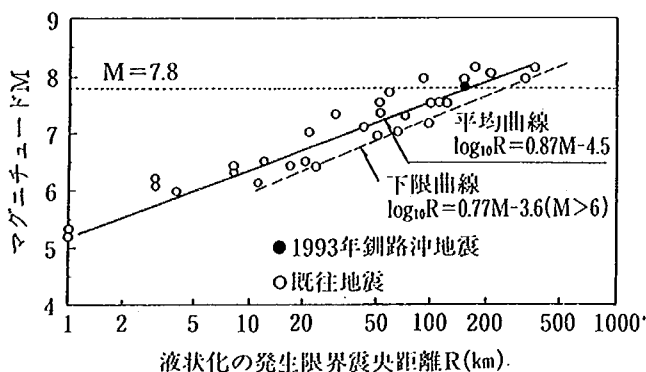


図-4・2 マグニチュードと液状化の発生限界震央距離の関係

2.3 液状化発生地点の特徴

液状化発生地点のうち、地震発生後にボーリング調査、標準貫入試験等を実施した5地点について、その地形・地質的特徴及び F_L 法⁹⁾による液状化の判定結果を述べる。

1) 釧路川市街築堤(左岸 KP9.85km)

この地点においては地震直後の調査時には液状化の痕跡は見られなかったが、その後の開削調査によって天端表のり肩部の亀裂に液状化した砂の混入が認められた。ただし、のり尻付近の基礎地盤部では噴砂現象は確認されていない。図-4・3にこの築堤の横断方

向断面図とボーリング調査箇所を示すが、調査結果とそれに基づく液状化抵抗率 F_L の計算結果は図-4・4に示すとおりである。この築堤の堤体は、火山灰質のシルトや砂を主成分とし N 値は10以下である。また、基礎地盤は表層を N 値が5程度の泥炭が覆っており、その下位には N 値が10~20程度の沖積の砂層が堆積している。 F_L の計算値は、地表面最大加速度を便宜上、180、250、400galの3段階に対して示している。

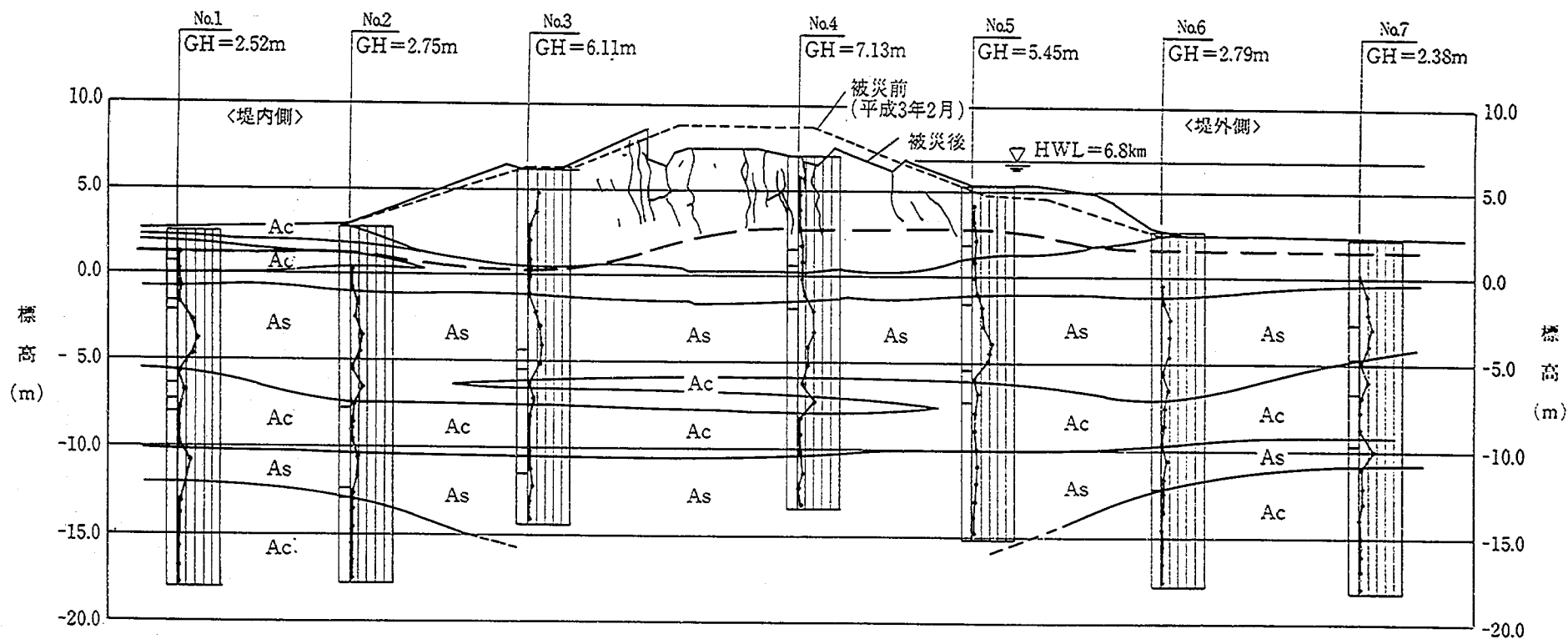
釧路川堤防では左岸 KP7.5km地点に地震計が設置されており、堤体天端で680gal、のり尻地盤で320galの最大加速度が記録されている(ただし、地震計の紙送り装置が正常に作動していなかった)(第1編参照)。

この加速度記録の信頼性に若干の不安はあるが、堤体の最大加速度応答値が少なくとも320galであったとすれば、地下水で飽和した堤体土の部分および沖積砂層(As層)のいずれにおいても F_L は1.0よりも小さくなっており、液状化したことになる。これは、開削調査結果で噴砂の痕跡が発見されたことと一応符合する。しかしながら、基礎地盤部(泥炭層以下)の変状は目視では確認されておらず、これはAs層が液状化したにも拘らず地盤凍結の影響で噴砂が生じなかったためなのか、あるいは液状化が実際には生じなかったものなのかは明らかでない。

2) 十勝川統内築堤(右岸 KP32.70km)

この地点では地震発生直後に堤外側ののり面とりのりにおいて、噴砂が確認されている。この築堤の横断方向断面図とボーリング調査位置を図-4・5に示す。堤体土は堤体中心から堤外側にかけては砂及び礫混り砂、堤内側の下部にはシルトが分布している。基礎地盤部は、表層は厚さ約6mの軟弱な泥炭層が分布しており、これ以深では砂とシルトが互層状に堆積している。図-4・6は、図-4・5のボーリング調査箇所のうちのB-2-1、B-2-5及びB-2-2についての柱状図及び F_L の計算結果を示している。なお、 F_L の計算における地表面最大加速度は、上と同様に180、250及び400galとしている。

十勝川では、河口部の大津築堤に設置された加速度計で記録が得られており、最大加速度値は堤体天端で311gal、のり尻地盤で468galとなっている(第1編参照)。また、KP37.6km地点の千代田大橋でも地盤で最大364galの加速度記録が得られている。したがって、当該地点でも少なくとも300gal以上の加速度応答を示したものと推測される。この値を前提にすれば、基礎地盤の上部及び下部砂層は堤体直下及びのり先地盤部のいずれにおいても $F_L < 1.0$ となる。また、噴砂



地質記号	地層名
B	堤体盛土
Ap	泥炭層
As	砂層
Ac	粘土・シルト層
Dsg	砂・砂礫層

図-4・3 釧路川市街築堤 (左岸 KP 9.85km) の断面図
とボーリング柱状図 (文献⁶⁾による)

標高 (m)	深度 (m)	柱状 図	N値 0 10 20 30 40	計算 深度	基礎データ				FL			FL分布 Ks=0.18 Ks=0.25 Ks=0.40
					N	γ t (g/cm³)	Fc (%)	D50 (mm)	amax(gal)			
									180	250	400	
6.0	0											
			1.3	12	1.60	19.1	0.190					
			2.3	10	1.60	17.7	0.300					
			3.3	3	1.60	40.2	0.110					
			4.3	2	1.10							
1.0	5		5.3	3	1.10							
			6.3	3	1.10							
			7.3	2	1.10							
			8.3	8	1.95	4.7	0.880	0.721	0.519	0.325		
			9.3	14	1.95	3.6	1.100	0.956	0.688	0.430		
			10.3	16	1.95	3.6	1.100	0.977	0.703	0.439		
-4.0	10		11.3	14	2.00	3.6	1.100	0.854	0.615	0.384		
			12.3	1	2.00							
			13.3	6	1.80	0.0	0.600	0.431	0.310	0.194		
			14.3	2	2.00							
-9.0	15		15.3	0	1.80							
			16.3	1	2.00							
			17.3	2	1.80							
			18.3	4	1.80							
-14.0	20		19.3	1	1.80							
		20.3	0	1.80								

(a) No.3

標高 (m)	深度 (m)	柱状図	N値 0 10 20 30 40	計算 深度	基礎データ				FL			FL分布 Ks=0.18 Ks=0.25 Ks=0.40
					N	γt (gf/cm^3)	Fc (%)	D50 (mm)	$\alpha_{max}(gal)$			
									180	250	400	
7.0	0		1.3	3	1.6	20.7	0.150					
	2.3		1	1.6	3.8	0.860						
	3.3		3	1.6	4.0	0.680						
	4.3		4	1.6	12.0	0.440						
2.0	5		5.3	5	1.6	5.1	0.850	0.598	0.431	0.259		
			6.3	5	1.6	8.6	1.100	0.536	0.386	0.241		
			7.3	6	1.1							
			8.3	8	1.1							
			9.3	19	2.0	5.6	0.550	1.062	0.765	0.478		
-3.0	10		10.3	19	2.0	14.9	0.340	1.202	0.866	0.541		
			11.3	12	2.0	8.5	0.440	0.825	0.595	0.372		
			12.3	12	2.0	3.9	1.000	0.690	0.497	0.311		
			13.3	6	1.8	37.2	0.110	1.068	0.769	0.481		
-8.0	15		14.3	19	2.0	9.6	0.610	0.873	0.629	0.293		
			15.3	3	1.8	46.9	0.086					
			16.3	3	1.8	46.9	0.086					
			17.3	3	1.8	40.3	0.087					
-13.0	20		18.3	6	1.8	20.0	0.140					
			19.3	2	1.8	50.3	0.074					
			20.3	4	1.8	50.3	0.074					

(b) No.4

標高 (m)	深度 (m)	柱状図	N値 0 10 20 30 40	計算 深度	基礎データ				FL			FL分布 Ks=0.18 Ks=0.25 Ks=0.40
					N	γ t (gf/cm ³)	Fc (%)	D50 (mm)	αmax(gal)			
									180	250	400	
5.5	0											
			1.3	3	1.6	7.1	0.580					
			2.3	2	1.6	9.1	1.000					
			3.3	5	1.6	9.4	0.700	0.667	0.481	0.300		
			4.3	4	1.6	34.7	0.250	0.834	0.501	0.375		
0.5	5		5.3	5	1.1							
			6.3	6	1.1							
			7.3	13	2.0	6.8	0.960	0.784	0.565	0.353		
			8.3	14	2.0	6.8	0.960	0.784	0.565	0.353		
			9.3	24	2.0	6.8	0.960	1.042	0.750	0.469		
-4.5	10		10.3	19	1.8	6.8	0.960	0.881	0.635	0.397		
			11.3	3	1.8	50.0	0.070	1.093	0.787	0.492		
			12.3	6	1.9	30.0	0.150	0.859	0.619	0.387		
			13.3	4	1.8							
			14.3	3	1.8							
-9.5	15		15.3	6	1.8							
			16.3	6	1.8							
			17.3	4	1.8							
			18.3	3	1.8							
-13.5	20		19.3	1	1.8							
		20.3	3	1.8								

(c) No.5

図-4・4 鉾路川市街築堤(左岸 KP 9.85km)の土質柱状図およびFL計算結果(文献⁶⁾による)

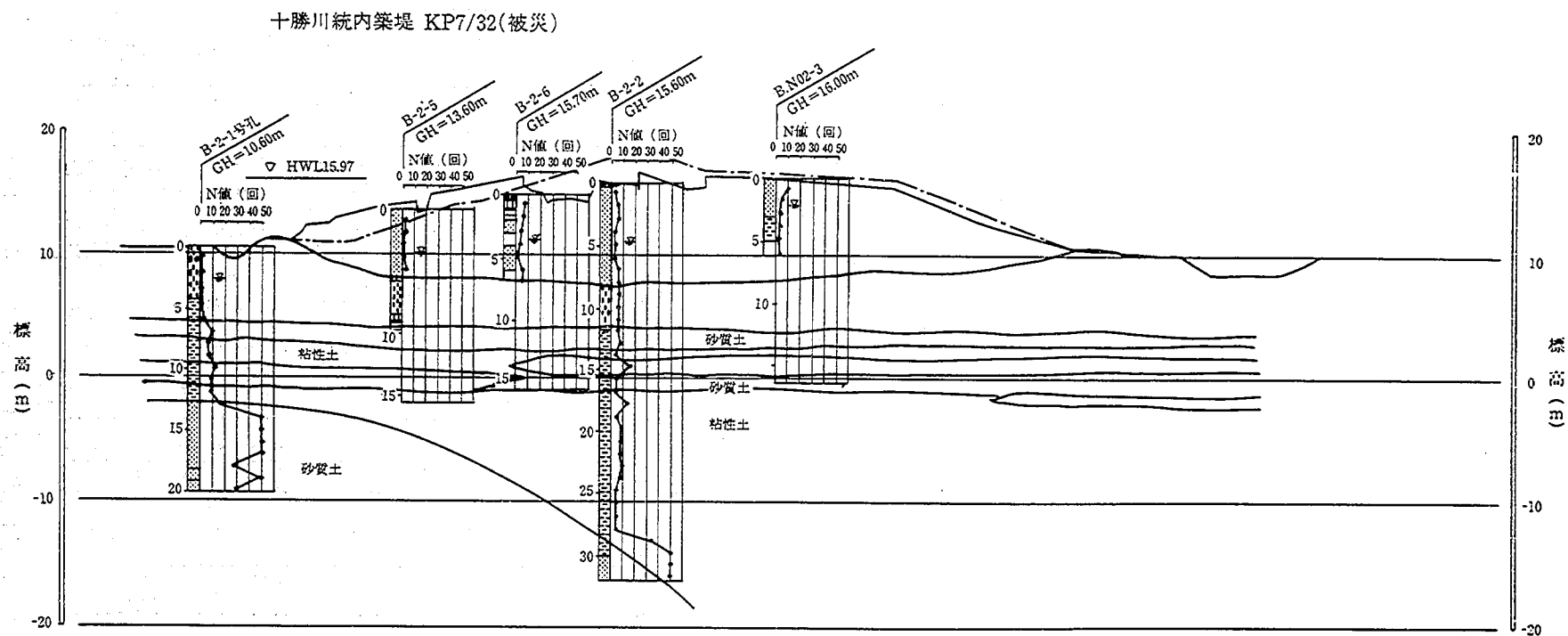


図-4・5 十勝川統内築堤(右岸 KP 32.70km)の断面図
とボーリング調査位置図(文献⁷⁾による)

標高 (m)	深度 (m)	柱状図	N値 0 10 20 30 40	計算 深度	基礎データ				FL			FL 分布 Ks=0.18 Ks=0.25 Ks=0.40
					N	γt (gf/cm ³)	Fc (%)	D50 (mm)	$\alpha_{max}(gal)$			
									180	250	400	
10.5	0		1.3	1								
	2.3		1									
			3.3	1								
			4.3	1								
5.5	5		5.3	1	1.8	65	0.04	1.486	1.216	0.669		
			6.3	2	1.8	65	0.04	1.505	1.232	0.677		
			7.3	5	2.0	10	0.35	0.468	0.383	0.211		
			8.3	3	2.0	10	0.35	0.786	0.643	0.354		
			9.3	3	1.8	60	0.04	1.688	1.381	0.760		
0.5	10		10.3	6	1.8	60	0.04	1.525	1.248	0.686		
			11.3	4	1.8	60	0.04	1.561	1.277	0.702		
			12.3	5	2.0	10	0.35	0.650	0.531	0.292		
			13.3	8	2.0	10	0.35	0.797	0.652	0.359		
			14.3	40	2.0	10	0.35					
-5.5	15		15.3	40	1.8	65	0.04					
			16.3	40	1.8	65	0.04					
			17.3	40								
			18.3	13								
-10.5	20		19.3	40								
			20.3	20								

(a) B-2-1'

標高 (m)	深度 (m)	柱状 図	N値					計算 深度	基礎データ				FL			FL 分布 Ks=0.18 Ks=0.25 Ks=0.40																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
									N	γ t (gf/cm³)	Fc (%)	D50 (mm)	αmax(gal)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
			180	250	400																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
13.5	0							1.3	2	1.1	80	0.02																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															

(b) B-2-5

標高 (m)	深度 (m)	柱状図	N値 0 10 20 30 40	計算 深度	基礎データ				FL			FL分布 Ks=0.18 Ks=0.25 Ks=0.40	
					N	γt (gf/cm ³)	Fc (%)	D50 (mm)	$\alpha_{max}(gal)$				
									180	250	400		
16.5	0												
				1.3	2	1.8	50	0.07					
				2.3	3	1.8	50	0.07					
				3.3	4	1.8	50	0.07					
				4.3	2	1.8	50	0.07	1.849	1.513	0.832		
				5.3	3	1.8	50	0.07	1.767	1.446	0.795		
				6.3	6	1.8	50	0.07	1.879	1.537	0.845		
				7.3	6	1.1	80	0.02	1.760	1.440	0.792		
				8.3	6	1.1	80	0.02					
				9.3	6	1.1	80	0.02					
				10.3	7	1.1	80	0.02					
				11.3	6	2.0	10	0.35	0.671	0.549	0.302		
				12.3	8	2.0	10	0.35	0.753	0.616	0.339		
				13.3	8	2.0	10	0.35	0.736	0.603	0.331		
				14.3	5	1.8	65	0.04	1.811	1.482	0.815		
				15.3	16	2.0	50	0.35	1.006	0.823	0.453		
				16.3	5	1.8	65	0.04	1.800	1.472	0.810		
				17.3	5	1.8	65	0.04	1.801	1.473	0.810		
				18.3	14	1.8	65	0.04	2.170	1.775	0.976		
			19.3	7	1.8	65	0.04	1.912	1.564	0.860			
			20.3	9	1.8	65	0.04	2.008	1.643	0.903			

(c) B-2-2'

図-4・6 十勝川統内築堤(右岸 KP 32.7km)の土質柱状およびFL計算結果(文献⁷⁾による)

が確認された堤外側ののり面部では堤体の一部が地下水により飽和しているが、この部分が $F_L < 1.0$ となるためには、地表面最大加速度は少なくとも 350gal 以上であることが必要である。したがって、堤外側ののり面部の液状化を説明するためには、地表面最大加速度が 350gal 以上であることが必要であるが、この場合基礎地盤の砂質土層も液状化したことになる。しかしながら、基礎地盤部は変状は確認されておらず、これが上と同様に地盤凍結によるものなのか、あるいは泥炭層が噴砂を阻害したものなのかは不明である。

3) 釧路町国道 44 号下水道マンホール浮上がり地点

釧路市と釧路町の下水道管渠の被災は多くの箇所へ渡ったが、マンホールの浮上がりは桂木 1 丁目、木場 1, 2 丁目の国道 44 号歩道部のものが目立った。図-4・7 にこの地域のマンホールの浮上がり状況を示す。特に 65 番と 9 番がそれぞれ歩道面から 1.5m, 1.2m と浮上がり量が多い。

65 番を通る歩道断面の土層構成を図-4・8 に示す。表層は細砂よりなる数 m 厚の埋土層で、その下層は平均で 1m 程の泥炭層と数 m の砂質土層より構成される。また管渠及びマンホールの埋戻し地盤は細砂で構成されている。

地震後 8 月に無水堀りによる地下水位を計測した結果、平均すると地盤面より約 2.0m であった。これらの計測値より求めた原地盤と埋戻し地盤の F_L 値を図-4・9 に示す。これらの図より地表面最大加速度 250gal では地下水位よりマンホール底板まで F_L はほぼ 1.0 以下となる。

この箇所は震央距離 19km で、震央距離が 23km の釧路川堤防観測所ののり尻地盤で最大水平加速度が 320gal

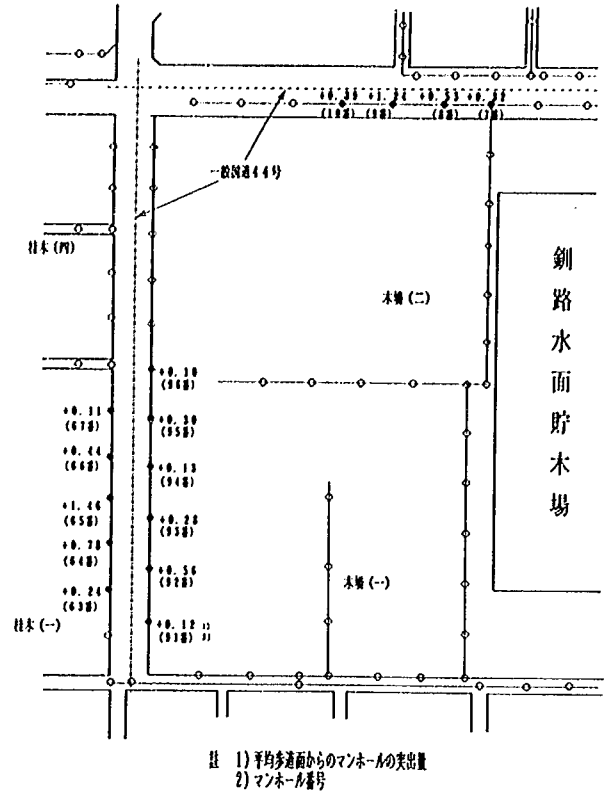


図-4・7 釧路町下水道マンホール浮上がり状況

を記録しており、少なくとも地表面最大水平加速度は 250gal 以上あるものと推測されるため、これらの箇所では液状化していると判定できる。また、この 3 箇所における浮上がりの判定結果を図-4・10 に示す。加速度 250gal ではすべて浮上がる結果となった。

箇所 9 番の浮上がりマンホール撤去後の状況を写真-4・1 に示す。1.2m 浮き上がっているにもかかわらず、マンホール底面まで砂が回り込んでおり、周辺に空洞

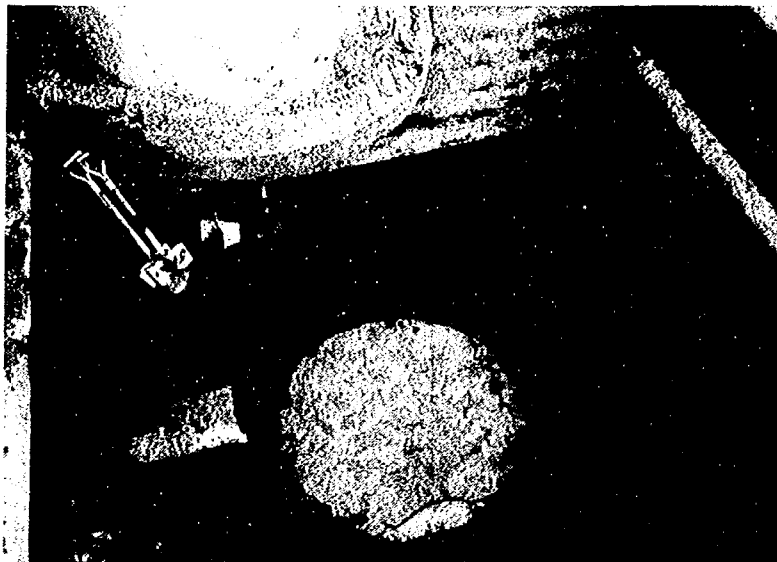
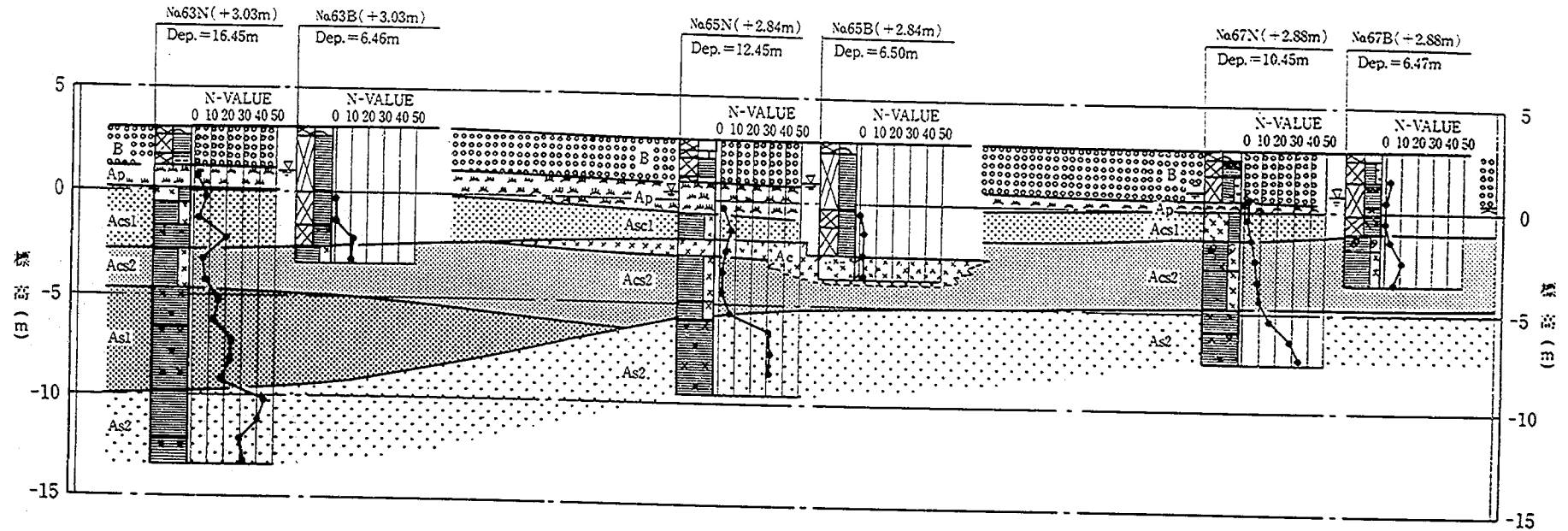


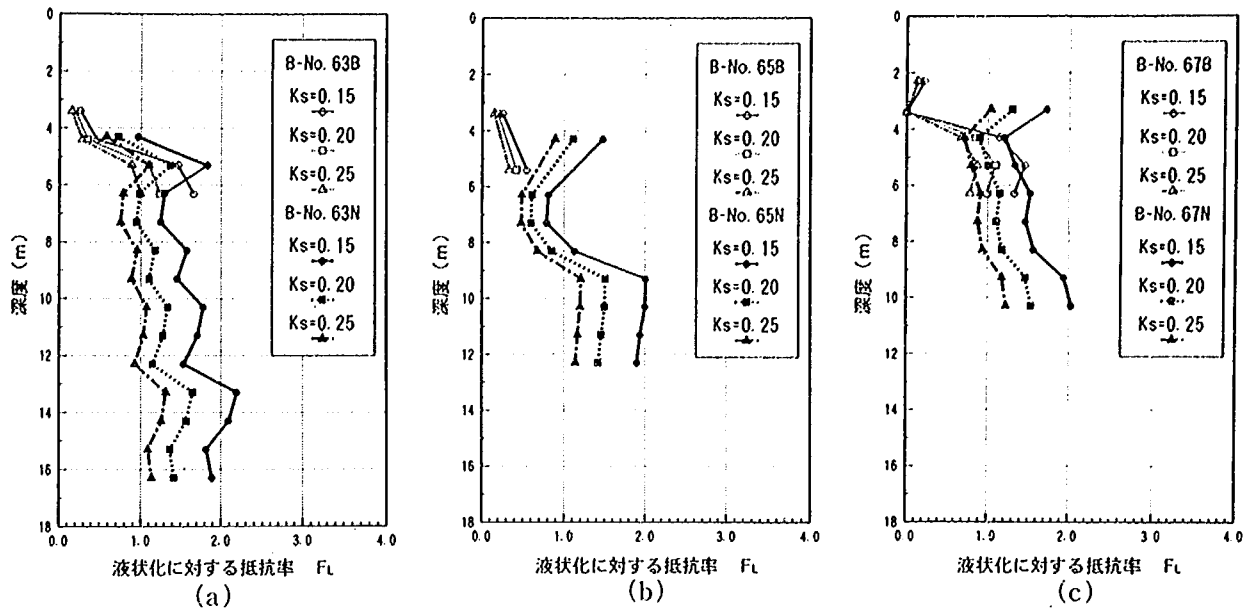
写真-4・1 マンホール撤去後の地盤状況 (箇所 9 番)



調査地の層序

地質時代	土層区分	主な土質	色調
第四紀完新世	埋土 (表土)	B 細砂 シルト混じり細砂	黄褐 茶褐
	泥炭層	Ap 泥炭	暗茶褐
	第一砂質土層	Acs1 シルト質細砂 シルト混じり細砂 中砂 (礫混じり)	暗青灰 暗灰
	粘性土層	Ac シルト 砂質粘土	暗灰
	第二砂質土層	Acs2 シルト混じり細砂 細砂	暗灰
	第一砂層	As1 シルト混じり細砂	暗灰
	第二砂層	As2 細砂, 中砂	暗灰

図-4・8 下水道マンホール浮上がり箇所土層構成



註 1) マンホール埋戻し地盤

2) マンホール埋戻し地盤周辺の原地盤

図-4・9 マンホール周辺地盤の液状化に対する抵抗率 (F_L)

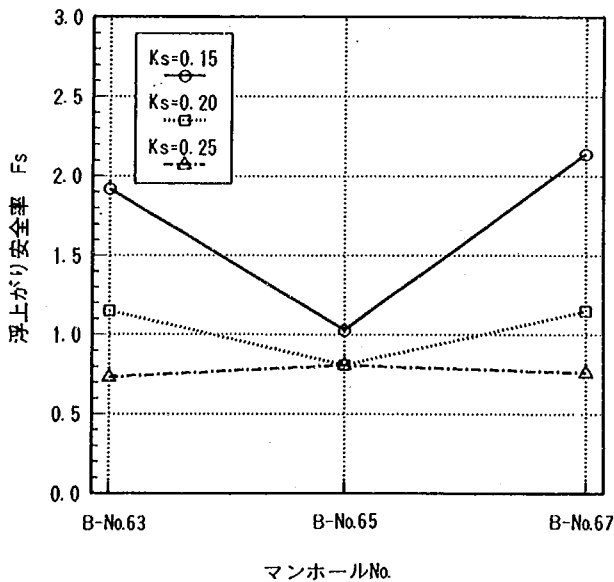


図-4・10 マンホールの浮上がり安全率

などもない。この砂の回り込み状況及び F_L , F_s の判定結果よりマンホール浮上がりは液状化によるものと推測される。

3. その他の地盤災害

前節に示した、明らかに地盤の液状化を原因とする地盤災害以外の災害として、造成地のすべり崩壊や道路盛土の崩壊等があげられる。

造成地の被害としては、銅路市緑ヶ岡から武佐にかけての開析の進んだ段丘(台地)の造成地での被害が

目立った。詳しくは第8編に述べられているが、被害の特徴として、台地を刻む谷を埋めた宅造盛土に被害が集中し、さらにその切り盛り境を境界として滑ったり、あるいは亀裂・段差が発生したことが挙げられる。また、地震後の調査によれば、崩壊土の下部は含水比がかなり高いことが確認されている。このことより、盛土部のすべり崩壊に地下水の存在が関与した可能性が推測される。なお、同様の被害事例として、1978年宮城県沖地震における緑ヶ岡団地の大規模すべり崩壊があげられるが、これも地下水位に没した盛土部分の液状化が原因であったと推定されている。⁸⁾

つぎに、道路盛土の崩壊としては、国道44号厚岸町糸魚沢、国道272号標茶町東阿歴内あるいは国道38号馬主米など、丘陵部の尾根状地形間の沢を横断する盛土部のすべり崩壊が目立った。いずれの箇所においても、地形上、基礎地盤は比較的堅固であり、盛土部のみが崩壊した。詳細は第9編に述べられているが、沢に沿った地下水が盛土下部に浸透し、その飽和した部分が液状化などの強度低下を生じ、崩壊に至らした可能性が示唆される。

他方、今回地震被害を受けた地域には泥炭層が広く分布しており、このことが上記以外の箇所の被害発生に関与した可能性も十分に考えられるが、現時点ではそのような確証は得られていない。

4. 地盤凍結の影響

地震が発生した1月は厳冬期であり、地盤および土構造物などの表層は凍結していた。このことは各種の地震災害の発生や被害程度に何らかの影響を及ぼしたことが推測される。地震発生時点での凍結深度は、釧路市およびその周辺の11地点を対象とした戸松ら⁹⁾の試算によれば、26~74cmとなっている。また、釧路市内の釧路ガス(株)の工場敷地内で44cm、城山1丁目の北海道教育大学釧路分校で44cmが記録されている。⁹⁾

さて、地盤凍結が各種地盤災害に及ぼす影響について考察してみる。

まず、地盤の液状化については、凍結層以深に液状化のおそれのある土層が存在する場合、凍結層の存在は地震動応答に違いが生じ得るし、また不透水層ともなり得る。しかし、これらの液状化発生そのものに対する影響は小さいと思われる。

一般に、地中において液状化が発生すれば、その部分の間隙水と土砂が過剰間隙水圧により地表面へ噴出し、地震後に噴砂として観察されることがある。しかるに、地表面に凍結層があれば噴砂・噴水の地表面への噴出は阻害されることになる。ただし、地震動により凍結層に亀裂が生じれば地中の高い過剰間隙水圧はそこに集中し、噴砂・噴水は通常よりも著しくなる可能性がある。

つぎに、地盤凍結が盛土構造物の被害に及ぼす影響について考えてみれば、これは被害を低減する効果があったものと思われる。すなわち、盛土及び周辺地盤表層の凍結層はコンクリート版のように盛土のすべり変形を抑えるように機能したと考えられる。

5. まとめ

本編では地盤災害全般について概括的に述べた。地盤災害は主に沖積低地に分布していること、沖積低地以外では道路盛土や造成地の被害が見られたが、これらは盛土下部が地下水で浸潤していたことが被害発生に関与していた可能性があることを述べた。また、沖積低地の被害では液状化を中心に述べたが、釧路およびその周辺に広く分布する泥炭層の存在と地震被害との関連については確証が得られておらず、また十分な分析もできていないため、今後の課題として残された。さらに、今回の地震が厳冬期に発生したため、地盤凍結の影響について触れたが、全般的には、地震被害を

低減する方向に作用したのではないかとの推論を行った。

謝 辞

本編の執筆にあたり、北海道開発局の地震災害報告資料を多く利用させて頂いた。また、液状化地点をとりまとめた表-4・1の作成にあたっては飛島建設(株)森伸一郎氏のデータを多く引用させて頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 森伸一郎：1993年1月15日釧路沖地震における液状化調査，第28回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1091-1094,1993.
- 2) 国土庁土地局：土地分類図（北海道Ⅷ釧路・根室支庁），1979
- 3) 国土庁土地局：土地分類図（北海道Ⅱ日高・十勝支庁），1976.
- 4) 栗林，龍岡，吉田：明治以降の本邦の地盤液状化履歴，土木研究所彙報，第30号，1974.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1990.
- 6) 北海道河川防災研究センター：釧路地震災害実態調査研究会委員会資料—釧路川編—，1993年3月.
- 7) 北海道河川防災研究センター：釧路地震災害実態調査研究会委員会資料—十勝川編—，1993年3月.
- 8) 建設省土木研究所：1978年宮城県沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第159号，1980.
- 9) 戸松征夫ほか：釧路沖地震時の釧路市周辺における地盤凍結と液状化の分布，第22回地震工学研究発表会講演概要集，pp.407-410,1993年7月.

第5編 下水道施設の被害

第5編 下水道施設の被害

田中 修司^{*1}

二宮 嘉朗^{*2}

by Shuji TANAKA

and

Yoshio NINOMIYA

細 目 次

1. 被害の概要・・・・・・・・・・・・・・・・	3
2. 都市別の被害状況・・・・・・・・	3
2. 1 釧路市公共下水道・・・・・・・・	3
2. 2 釧路町公共下水道・・・・・・・・	4
2. 3 標茶町公共下水道・・・・・・・・	5
2. 4 標津町公共下水道・・・・・・・・	5
2. 5 別海町公共下水道・・・・・・・・	5
2. 6 本別町公共下水道・・・・・・・・	5
3. 管渠の被害・・・・・・・・	6
3. 1 概要・・・・・・・・	6
3. 2 被害の状況・・・・・・・・	6
4. ポンプ場および処理場の被害・・・・・・・・	12
4. 1 概要・・・・・・・・	12
4. 2 ポンプ場・・・・・・・・	12
4. 3 釧路市白樺処理場・・・・・・・・	13
4. 4 釧路市古川処理場・・・・・・・・	13
4. 5 釧路市大楽毛処理場・・・・・・・・	14
5. 被害の復旧・・・・・・・・	15
6. 住民生活への障害・・・・・・・・	15
7. まとめ・・・・・・・・	16
謝辞・・・・・・・・	16
参考文献・・・・・・・・	16

* 1 下水道部下水道研究室長

* 2 地震防災部振動研究室主任研究員

1. 被害の概要

下水道施設は、北海道の釧路市・釧路町・標茶町・標津町・別海町・厚岸町・本別町・池田町の8市町において被害が発生した。この内厚岸町・池田町を除く6市町において災害査定を申請した。この災害査定額を被害額とすると被害総額は約24億円に達する。

被害の大半は管渠・マンホールに生じたが、ポンプ場・処理場の一部にも被害が発生した。被害の概要を表-5・1に示す。

いずれの市、町とも処理場の運転を停止したり、汚水が溢水するような事態になることはなく、下水道システムとしての機能は確保できた。

下水道施設整備の現況を表-5・2に示す。被災を受けた市町の中で人口20万人を抱える釧路市が最も下水道普及率が高く、約78%になっている。したがって釧路市が最も管渠延長が長く、汚水管・雨水管・合流管合わせて900km以上にもなっている。ただし管渠の被災延長は、行政人口2万人で下水道普及率49%の釧路町の方が長くなっている。

表-5・1 下水道施設の被害の概要

		釧路市	釧路町	標茶町	標津町	別海町	本別町	合 計
管 渠	延 長	7,571m	11,280m	2,037m	1,309m	217m	—	22,414m
	金額(千円)	846,574	930,482	330,221	192,303	30,881	—	2,330,461
ポンプ場	箇所数	5	—	—	—	—	—	5
	金額(千円)	2,902	—	—	—	—	—	2,902
処理場	箇所数	4	—	—	—	1	1	6
	金額(千円)	89,406	—	—	—	2,319	1,588	93,313
計		938,882	930,482	330,221	192,303	33,200	1,588	2,426,676

表-5・2 下水道施設整備の現況

		釧路市	釧路町	標茶町	標津町	別海町	本別町
行政人口(H.4. 3.31)(千人)		202.8	20.4	10.6	6.9	18.1	11.3
普及率 (%)		78.3	48.5	31.1	50.7	35.4	31.0
整備状況	処理人口 (千人)	159.3	10.2	3.3	3.5	6.4	3.5
	合 流	775	—	—	—	—	—
	汚 水	2,089	218	130	123	214	86
	雨 水	1,443	121	43	26	6	14
	処理能力 (千 m^3 /日)	88.2	—	1.5	2.8	2.9	1.5
	合 流	160.8	—	—	—	—	—
	管渠延長	428.7	40.8	26.4	19.1	44.3	20.6
	(km)	319.1	23.5	7.7	5.5	2.2	1.1

2. 都市別の被害状況

2.1 釧路市公共下水道

釧路市の公共下水道は、古川処理区・白樺処理区・大楽毛処理区の3処理区により構成されている。古川処理区は釧路川と田釧路川に挟まれた市の中心部を含む地域と田釧路川より東側の一部地域を対象としている。昭和49年に簡易処理を、昭和54年から高級処理を行っている。白樺処理区は古川処理区の東側の地域を対象にしており昭和57年から処理を開始している。大楽毛処理区は釧路川より西側の地域を対象にしており昭和62年から供用している。釧路市全体の下水道普及率は約78%である。

被害は管渠延長7.6km、ポンプ場5か所、処理場3箇所、合計金額939百万円であった。この内、管渠被害額が全体の90%を占めている。

管渠の被害は切損・段差・蛇行の発生、マンホールの破損・ズレ等によるものが主なものである。これらの被害箇所の内、被害の程度が大きなものは次のようなものがあげられる。

釧路市武佐4丁目においては火山灰地に盛土をして築造した人道路が地震に伴い崩壊、これに伴い雨水管(φ500.ヒューム管.B-1)130m、汚水管(φ250.ヒューム管.B-1)250mが破損した。埋設深度は2.3~3.1mで、また管基礎は原地盤をそのまま使用する自由支承であり、埋戻し土は発生土を用いていた。(写真-5・1) 釧路市芦野三丁目においては管が蛇行・屈折した。この箇所は泥炭層に塩化ビニル管φ250mmを砂基礎にて施工(埋設深度2.8~3.5m)し、山砂埋戻を行っていたが、流動化を生じたものと推定される。また、この区間は汚水樹が全て3cm程度沈下している。現場においては仮設ポンプで流下困難箇所を迂回し応急措置を講じた。

釧路市古川30号幹線では細砂層にヒューム管φ300~450mm(埋設深度4.1~5.4m)をA型2種管(砂利基礎)にて敷設、埋戻し土は山砂及び発生土を使用している。この箇所において埋戻し土の流動化と思われるヒューム管の継手部の抜け出し、及び屈折に伴う管渠内への土砂堆積があった。このため流下不能になり仮設ポンプを設置し応急措置を講じた。この箇所は幹線でもありまた浸入水量も多く、管渠内の調査もかなり困難であった。(写真-5・2)

処理場は、3箇所の処理場においていずれも運転停止にまで至ったものはなく全体として軽微な被害にと



写真-5・1 鉏路市武佐4丁目の盛土の崩壊による管渠の被害



写真-5・2 鉏路市古川30号管線の管渠被害

管渠内への土砂の堆積があり、流下不能となり仮設ポンプを設置し、応急措置を講じた。

どまった。被害は主としてエキスパンション部の破損及び間隔拡大、場内の地盤沈下等である。

2.2 鉏路町公共下水道

鉏路町は、古川処理区が供用中であり、そのほか未供用であるが別保地区が管渠を整備中である。古川処理区は鉏路市の古川処理場へ流入させ処理している。鉏路町の下水道普及率は約49%となっており、古川処理区については整備予定地域を全部整備している。

被害は管渠延長11.3km、金額930百万円であった。管渠被害金額は自治体別に見た場合、この鉏路町が最も大きく、被害管渠延長も最も大きく、管渠整備延長あたりの被害率でも17.5%と最も大きな被害率を示している。

管渠の被害は、マンホール本体の浮上がり、管渠の折損、蛇行等である。とくに特筆すべき被害は地盤の液状化により生じたマンホール本体の浮上がりであり、国道44号沿いの鉏路町木場1丁目、木場2丁目、桂木1丁目の歩道に敷設されている污水管渠で発生している。とくにニチイ前のマンホールが最も大きく約1.5m浮上し注目された。(写真-5・3)

マンホール浮上箇所は全部で23箇所である。浮上がり量は最大1.48m、最小0.10mとなっている。最大の浮上りをしたマンホールの埋設深度は4.5mであり、1号(内径900mm)マンホールである。一部の浮上りマンホールの近傍では噴砂と思われる砂が堆積しているのが確認されている。最大浮上り箇所では上水道管(φ150mm、深度1.6m)、NTT(深度1.2m)

が埋設されていたが、被害は発生していない。



写真-5・3 釧路町のマンホールの浮上がり状況

2.3 標茶町公共下水道

標茶町は昭和62年に下水道の供用を開始している。管渠総延長が34.1kmあり大部分が塩化ビニル管で敷設されている。被災は約2kmに及んだ。被害箇所の特長はマンホール内に汚水が滞留している箇所の下流に流下阻害箇所があると判断し以下のような手順で調査が行われた。

①マンホールの蓋を開けインバート部が目視できるか確認する。

②滞水してインバート部が視認できないものは直下流のマンホールにてポンプアップを行いインバート部が目視できるか確認する。

③それでも視認できないところを被災区間と想定し、テレビカメラを挿入して調査確認を行う。

上記の手順により下流部の流下阻害の影響を受けることなく被災区間を特定できた。

同町の被災箇所の特徴としては山砂の埋戻し箇所であつた地下水位の高い箇所が被災を受けていた。また、塩化ビニル管は継手部で一部亀裂が発生したものがあつたほか、ゴム輪の脱落、継手の脱離、管本体の変形により蛇行が生じた。管底が60cm程度持ち上がった箇所もあつた。マンホールからの視認により変形が容易に確認できる程蛇行している箇所もあつた。

テレビカメラ調査の問題点として塩化ビニル管のうち卵形管についてはφ200mmの卵形塩化ビニル管には自走式のカメラが入らないため、取付管用のテレビカ

メラを使用している。このためカメラが管渠内で回転し上下の判断が難しいということが指摘された。

マンホール躯体の全周方向のクラックも発生しており、ところによってはクラックが厚さ75mmの躯体を貫通しており地下水の浸入が顕著なところも見られた。

2.4 標津町公共下水道

標津町においては污水管渠総延長が19.1kmあり大部分が塩化ビニル管で敷設されている。1.3kmの被災があつた。同町は標茶町と同じく地表面からの視認では被災を確認できず、マンホールの蓋を開けて調査して初めて滞水が確認されている。当地区の震度は4である。

被災箇所としては泥炭地に埋設した箇所で南北方向に敷設した所が多く被災していた。また、標茶町と同様に山砂の埋戻し箇所地下水の高い箇所が被災を受けている。蛇行の程度としては15cm～50cmであり、標茶町よりは軽度であつた。

2.5 別海町公共下水道

別海町においては西春別処理場の機械ばっ気装置が地震動によりずれた。また場内で地盤沈下が生じた。そのほか污水管が約200m被災した。しかし全体として被害は軽微である。

2.6 本別町公共下水道

本別町においては下水道管理センターで地盤沈下が発生した程度である。

3. 管渠の被害

3.1 概要

図-5・1に今回の地震で他の土木施設に被害が生じた十勝、釧路、根室の3支庁管内の下水道普及状況と被害箇所を示す。

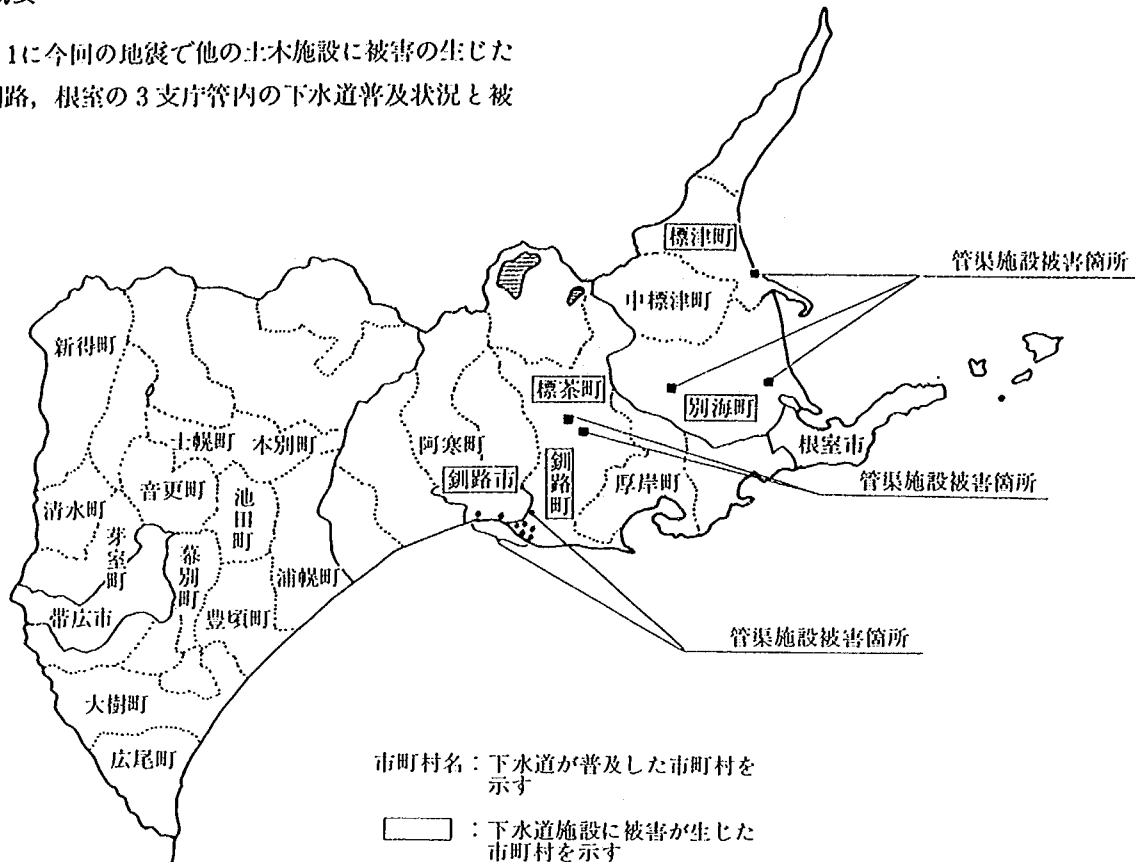


図-5・1 下水道普及状況と被害箇所

被害箇所を示す。この図によると、下水道施設については十勝支庁管内では被害はなく、釧路市以南の1市4町に被害が生じている。その被害の中心は釧路町と釧路市で、他に標茶町、標津町及び別海町となっている。図-5・2、5・3に釧路市及び釧路町の被害箇所図を、表-5・3に今回の地震により受けた下水道管渠施設の被害概要を示す。

3.2 被害の状況

地震後、各市町はビデオにより管内調査を行っているが、釧路市における管渠の被害パターンを以下に示す。図-5・2の釧路市の被害箇所のうち、代表的な箇所として24,76,89,94,95,102番をピックアップして管内調査した結果を表-5・4に示す。ここで、24,76,89,95番は低地で表層には泥炭層が存在する。また、94,102番は台地で表層に火山灰が覆っている。

この表によると、本管及び本管継手部については、管本体の「破損」や「クラック」などより、管継手部の「一部離れ」や「分離」の方が多い。これは管の継

手が構造的な弱点になっているため、この部分で破損しやすいものと考えられる。

また、マンホールと本管との取付部の被害は本管や本管継手の破損に比べて少ない。本管とマンホールでは見かけの比重や形状などが異なり、そのため地震動や液状化による挙動が異なるため、取付部で大きな応力が発生すると考えられる。しかし、本管とマンホールとの取付はモルタル等で覆うなど本管継手より剛なため、取付部が破損する前に本管継手部などが破損する場合が多かったものと推測される。

さらに、表の下段、台地の被害としては、「管口部の破損」や「管の一部離れ」が多く、逆に「管の分離」は少なかった。

次に、上述した管渠被災事例を示す。写真-5・4、5・5、5・6は標茶町の管渠の被災状況を示す。それぞれ本管継手の破損、本管の屈曲、マンホールと本管との取付部の破損状況を示す。また、写真-5・7は、釧路市芦野3丁目の管の破損状況を、写真-5・8は11号幹線の本管クラックによる水の浸入状況を示す。

表・5・3 下水道管渠施設の被害概要

番号	市町村	大字	施設名	被害概要 ^{*1}
24	鋼路市	昭和北	昭和北 2. 3 丁目管渠	切水管 φ200 L=334m
25	"	昭和北	昭和北 1. 2 丁目管渠	切水管 φ200 L=828m
26	"	昭和北	昭和北 1 丁目管渠	切水管 φ200 L=142m
83	"	愛国東	愛国東 1. 2 丁目管渠	切水管 φ200 L=154m
89	"	昭和	昭和管渠	切水管 φ200 L=58m
104	"	興津	興津 4 丁目管渠	切水管 φ200 L=66m
94	"	貝塚	貝塚 2 丁目管渠	切水管 φ250~200 L=42m
15	"	武佐	武佐 3 丁目管渠	切水管 φ250 L=309m
18	"	緑ヶ岡	緑ヶ岡 6 丁目 2 管渠	切水管 φ250 L=254m
20	"	緑ヶ岡	緑ヶ岡 5 丁目管渠	切水管 φ250 L=95m
21	"	米町	米町 4 丁目管渠	切水管 φ250 L=150m
28	"	芦野	芦野 1 丁目管渠	切水管 φ250 L=250m
29	"	芦野	芦野 3 丁目管渠	切水管 φ250 L=465m
74	"	美原	美原 2 丁目 2 管渠	切水管 φ250 L=90m
75	"	美原	美原 2 丁目 4 管渠	切水管 φ250 K=15m
76	"	美原	美原 2 丁目 3 管渠	切水管 φ250 L=65m
77	"	美原	美原 2 丁目 5 管渠	切水管 φ250 L=21m
78	"	美原	美原 2 丁目管渠	切水管 φ250 L=92m
79	"	美原	美原 3 丁目管渠	切水管 φ250 L=129m
81	"	美原	美原 5 丁目管渠	切水管 φ250 L=19m
82	"	芦野	芦野 1. 2 丁目管渠	切水管 φ250 L=550m
84	"	中園町	中園町管渠	切水管 φ250 L=41m
85	"	入江町	入江町管渠	切水管 φ250 L=95m
86	"	新鋼路町	新鋼路町管渠	切水管 φ250 L=35m
87	"	新富士	新富士 4 丁目管渠	切水管 φ250 L=34m
88	"	昭和	昭和 2 管渠	切水管 φ250 L=73m
90	"	貝塚	貝塚 1 丁目管渠	切水管 φ250 L=167m
91	"	貝塚	貝塚 1 丁目 2 管渠	切水管 φ250 L=50m
93	"	緑ヶ岡	緑ヶ岡 2 丁目 2 管渠	切水管 φ250 L=14m
95	"	武佐	武佐 4 丁目 2 管渠	切水管 φ250 L=70m
96	"	武佐	武佐 4 丁目 3 管渠	切水管 φ250 L=376m
97	"	緑ヶ岡	緑ヶ岡 5 丁目 2 管渠	切水管 φ250 L=133m
98	"	武佐	武佐 3 丁目 2 管渠	切水管 φ250 L=34m
99	"	武佐	武佐 3 丁目 3 管渠	切水管 φ250 L=22m
101	"	武佐	武佐 1 丁目 2 管渠	切水管 φ250 L=16m
102	"	春採	春採 7 丁目管渠	切水管 φ250 L=74m
103	"	春採	春採 7 丁目 2 管渠	切水管 φ250 L=30m
105	"	千歳町	千歳町管渠	切水管 φ250 L=27m
106	"	柏木町	柏木町管渠	切水管 φ250 L=21m
27	"	堀川町	堀川 30 号幹線	切水管 φ450~350 L=754m
17	"	緑ヶ岡	緑ヶ岡 6 丁目管渠	切水管 φ250~200 L=153m
16	"	武佐	武佐 4 丁目管渠	雨水管 φ300 L=95m
19	"	緑ヶ岡	緑ヶ岡 6 丁目 3 管渠	雨水管 φ500 L=210m
92	"	緑ヶ岡	緑ヶ岡 2 丁目管渠	雨水管 φ250 L=130m
100	"	武佐	武佐 1 丁目管渠	雨水管 φ900 L=266m
22	"	富士見	富士見 3 丁目管渠	雨水管 φ450 L=269m
80	"	美原	美原 5 丁目 2 管渠	雨水管 φ450 L=20m
30	"	市内	人孔復旧工	雨水管 φ900~450 L=43m
107	"	古川町	古川 11 号幹線	雨水管 φ500 L=81m
11	鋼路町	国興	国興 6 丁目管渠	雨水管 φ900~800 L=110m
31	"	北部、豊美	北部 2 丁目管渠	雨水管 φ200 200箇所
32	"	北部	北部 2 丁目管渠	雨水管 φ200 管渠型1箇所
36	"	国興	国興 4 丁目管渠	切水管 φ200 L=120m
72	"	曙	曙 1 丁目管渠	切水管 φ200 L=1330m
73	"	豊美	豊美 1. 2 丁目管渠	切水管 φ200 L=360m
71	"	国興	国興 1. 2. 4. 5 丁目他管渠	切水管 φ200 L=185m
9	"	光和	光和 1 丁目管渠	切水管 φ250 L=50m
10	"	北見団地	北見団地 3 丁目管渠	切水管 φ250 L=400m
33	"	曙	曙 2. 3. 4 丁目管渠	切水管 φ300~200 L=1450m
34	"	曙	曙 2. 4 丁目管渠	切水管 φ250 L=200m
35	"	若葉	若葉 1. 3. 4 丁目管渠	切水管 φ250 L=200m
37	"	桂木	桂木 2 丁目管渠	切水管 φ250 L=551m
39	"	北見団地	北見団地 7 丁目管渠	切水管 φ250 L=650m
67	"	"	北見団地 1. 2 丁目他管渠	切水管 φ250 L=485m
68	"	光和	光和 1. 5. 6 丁目管渠	切水管 φ250 L=675m
70	"	木場	木場 1. 2 丁目他管渠	切水管 φ250 L=91m
69	"	桂	桂 1. 2. 3. 4 丁目他管渠	切水管 φ250 L=1793m
38	"	木場	木場 1 丁目	切水管 φ250 L=620m
40	横濱町	開運町	開運町管渠	切水管 φ300~250 L=1000m
41	"	桜町	桜町 1 管渠	切水管 φ500~250 L=1070m
50	"	旭町	旭町管渠 2	切水管 φ300 L=150m
64	"	開運町	開運町 2 管渠	切水管 φ200 L=20m
51	"	新川上町	新川上町 1 管渠	切水管 φ200 L=446m
12	"	旭町	旭町管渠 1	切水管 φ200 L=33m
42	"	桜町	桜町 2 管渠	切水管 φ200 L=26m
44	"	桜町	桜町 4 管渠	切水管 φ250~200 L=129m
45	"	桜町	桜町 3 管渠	切水管 φ250~200 L=740m
46	"	桜町	桜町 5 管渠	切水管 φ250 L=42m
47	"	桜町	桜町 6 管渠	切水管 φ250 L=51m
48	"	桜町	桜町 7 管渠	切水管 φ250 L=53m
49	"	富士町	富士町管渠	切水管 φ250 L=94m
85	"	町内	人孔復旧工 2	切水管 φ250 L=40m
43	"	町内	人孔復旧工	切水管 φ250 L=344m
66	"	町内	人孔復旧工	切水管 φ250 L=148m
55	横濱町	弥栄町	弥栄町管渠	5箇所
58	"	緑町	緑町 3 管渠	9箇所
60	"	木町	木町 3 管渠	木幹線型 100箇所
13	"	木町	木町管渠	切水管 φ200 L=293m
14	"	双葉町	双葉町管渠	切水管 φ200 L=40m
52	"	新川上町	新川上町 2 管渠	切水管 φ200 L=185m
54	"	曙町	曙町管渠	切水管 φ250 L=137m
56	"	緑町	緑町 2 管渠	切水管 φ250 L=147m
57	"	緑町	緑町 1 管渠	切水管 φ250 L=123m
59	"	木町	木町 2 管渠	切水管 φ250 L=36m
61	"	川上町	川上町管渠	切水管 φ250 L=70m
53	"	町内	人孔復旧工	切水管 φ250 L=40m
62	別海町	宮崎町	宮崎町管渠	切水管 φ250 L=59m
				2箇所
				L=50m
				L=217m

* 1 被害概要は、被害が報告された延長・箇所数を示しているため、復旧延長・箇所数とは一部異なる。

表-5・4 釧路市の管渠被害調査 (6箇所)

(被害程度)

		A	B	C	合計		A	B	C	備考
		0	0	2	2	2	原型なし	破壊寸前	クラック程度	
本 管	破損	0	0	0	0	2	全円周 管1本以上	半円周 管1本以内	半円周以下 半分以内	管軸直角方向 管軸方向
	クラック	2	1	0	3	4				
	たるみ	58	36	12	106	156	10cm以上	5—10cm	5cm未満	
本 管 継 手	破損				1	0				
	管の一部離れ	2	11	9	22	41	5cm以上	2—5cm	2cm未満	
	管の分離	4	16	0	20	20	5cm以上	2—5cm	2cm未満	
管口部の破損		2	0	0	2	7	全円周	半円周	半円周以下	
		3	2	0	5					

注1) 表中数字は箇所数を表す。

2) A, B, Cは被害程度を表し、その内容を右欄に示す。

3) 上段は低地で24, 76, 89, 95番(延長計500m)を下段は台地で94, 102番(延長計112m)を示す。

24, 76, 89番は低地(湿原、泥炭地)で、76番は泥炭地にプレローディング工法を施工し、盛土構成を行った箇所、89番はプレローディングを行わずに盛土施工した箇所を示す。95番は泥炭の低地で、台地との境界付近に位置する。94番は台地の頂部付近、102番は台地の末端と低地の緩斜面に位置する。

4) 「本管のたるみ」は、管の沈下等によって水が滯水している管の本数。

5) 「管の一部離れ」は管の1方(上下左右のどこか)が開き、他方はついているもの。

6) 「管の分離」は、管同士が完全に離れているもの。

7) 「管口部の破損」はマンホールと本管との取付部の破損。

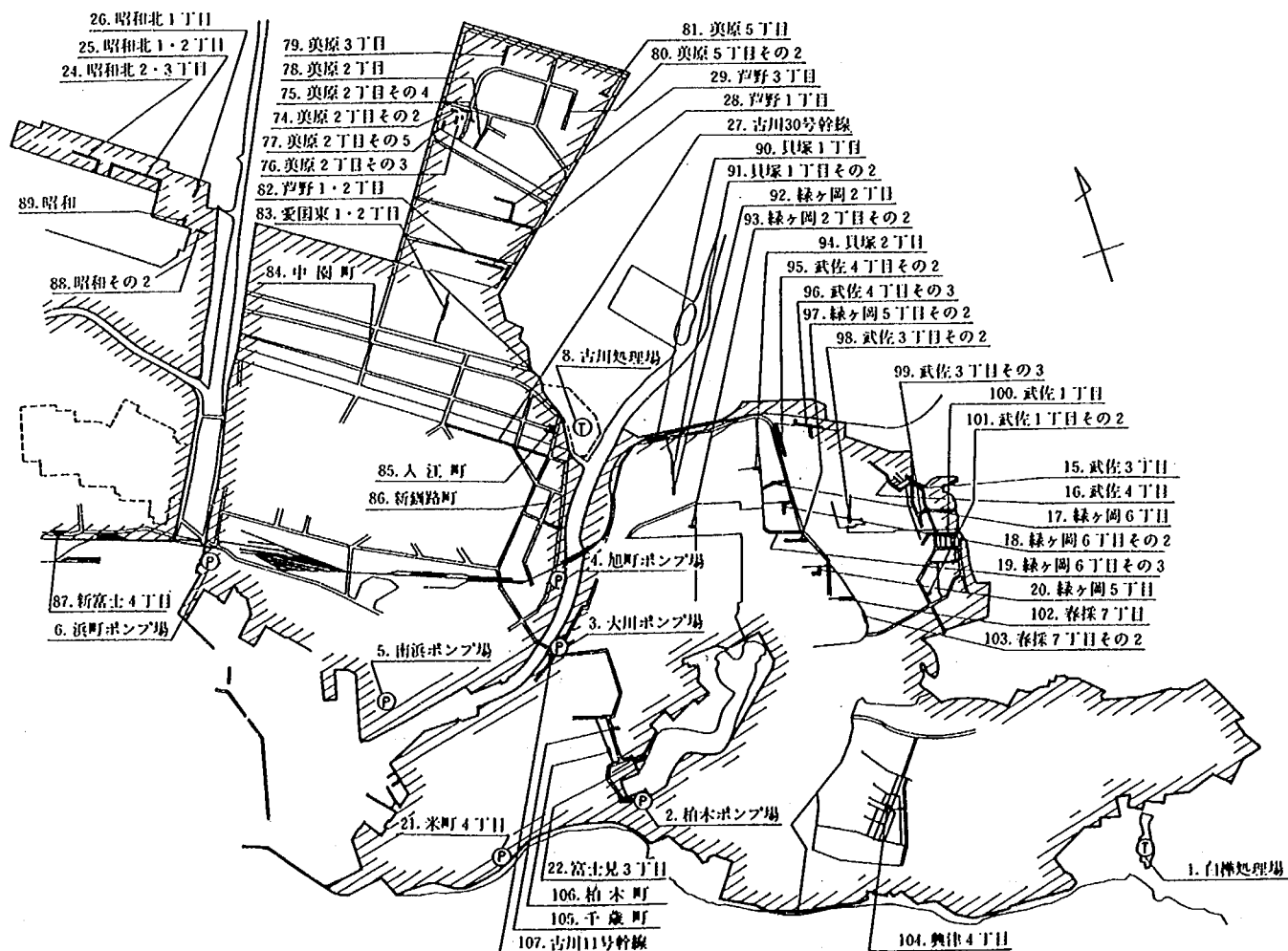


図-5・2 釧路市の被害箇所

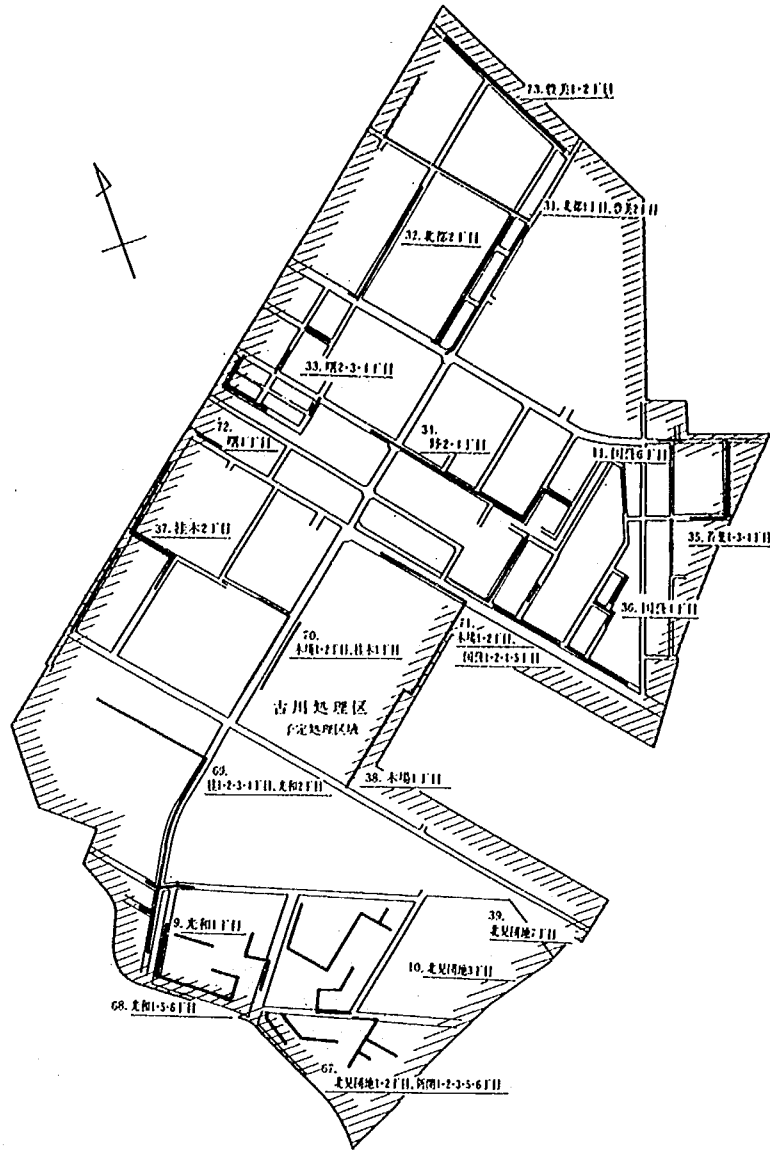


図-5・3 釧路町の被害箇所

釧路市の管内調査例を図-5・4に示す。箇所図-5・2の貝塚1丁目、マンホール間延長44.7m、管種ヒューム管、管径250mm、取付管数22本、マンホールの深さは3.3mと3.5mとなっている。この図によると、本管の鉛直方向のずれが大きい箇所は水平方向のずれも大きい。また管の亀裂は、水平方向の相対的ずれが大きい(水平面における初期管軸方向に対して、地震後の管軸方向の交差角が大きい)管に隣接した管に発生している。



写真-5・4 標茶町の本管継手の破損状況(標茶町提供)

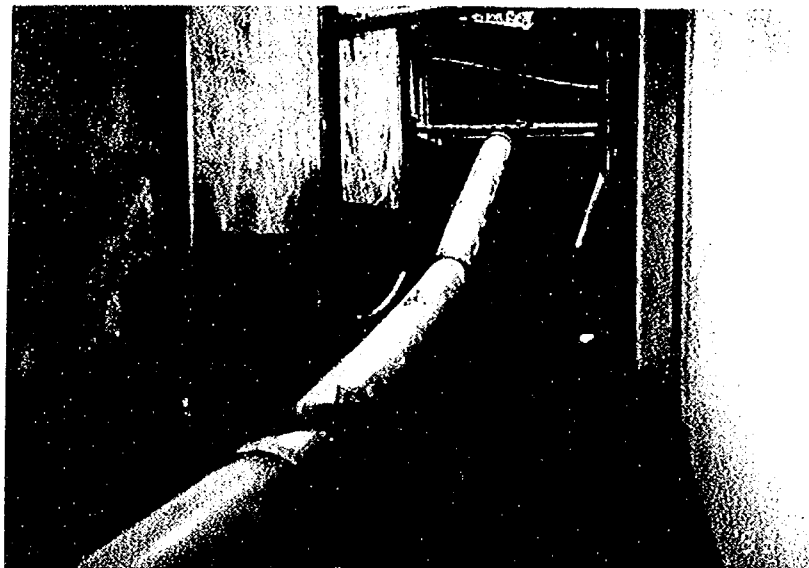


写真-5・5 標茶町の本管の屈曲状況
(標茶町提供)



写真-5・6 標茶町のマンホールと本管との取付部の破損状況
(標茶町提供)

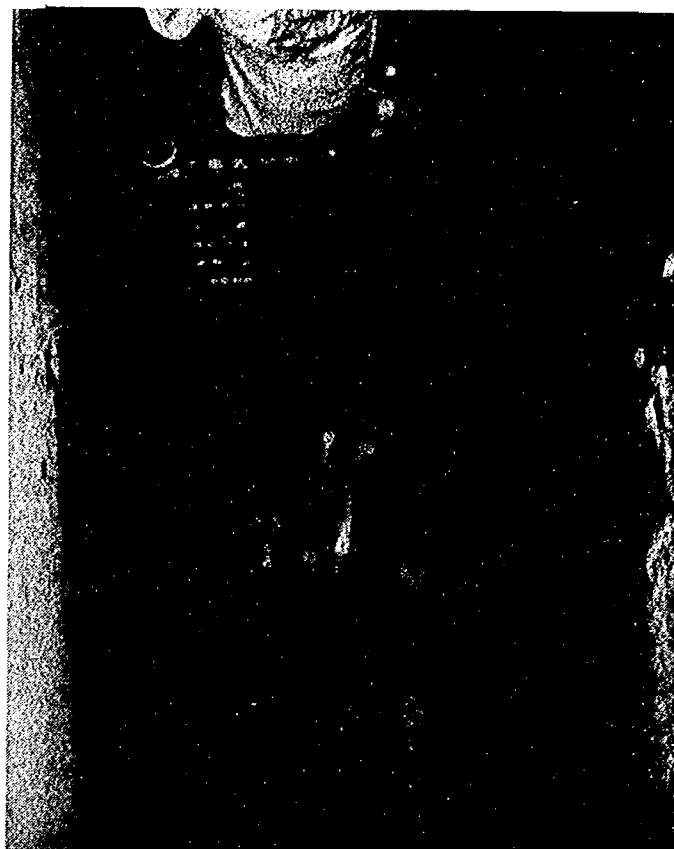


写真-5・7 釧路市の本管の破損状況
(釧路市提供)

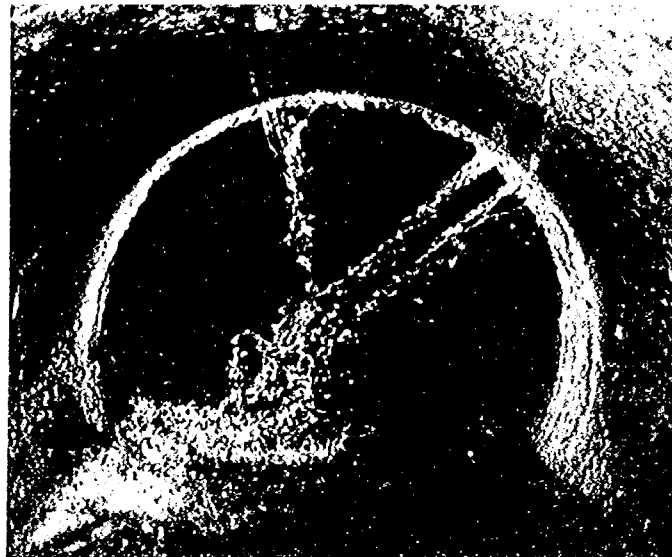


写真-5・8 釧路市の本管クラックによる水の浸入状況
(釧路市提供)

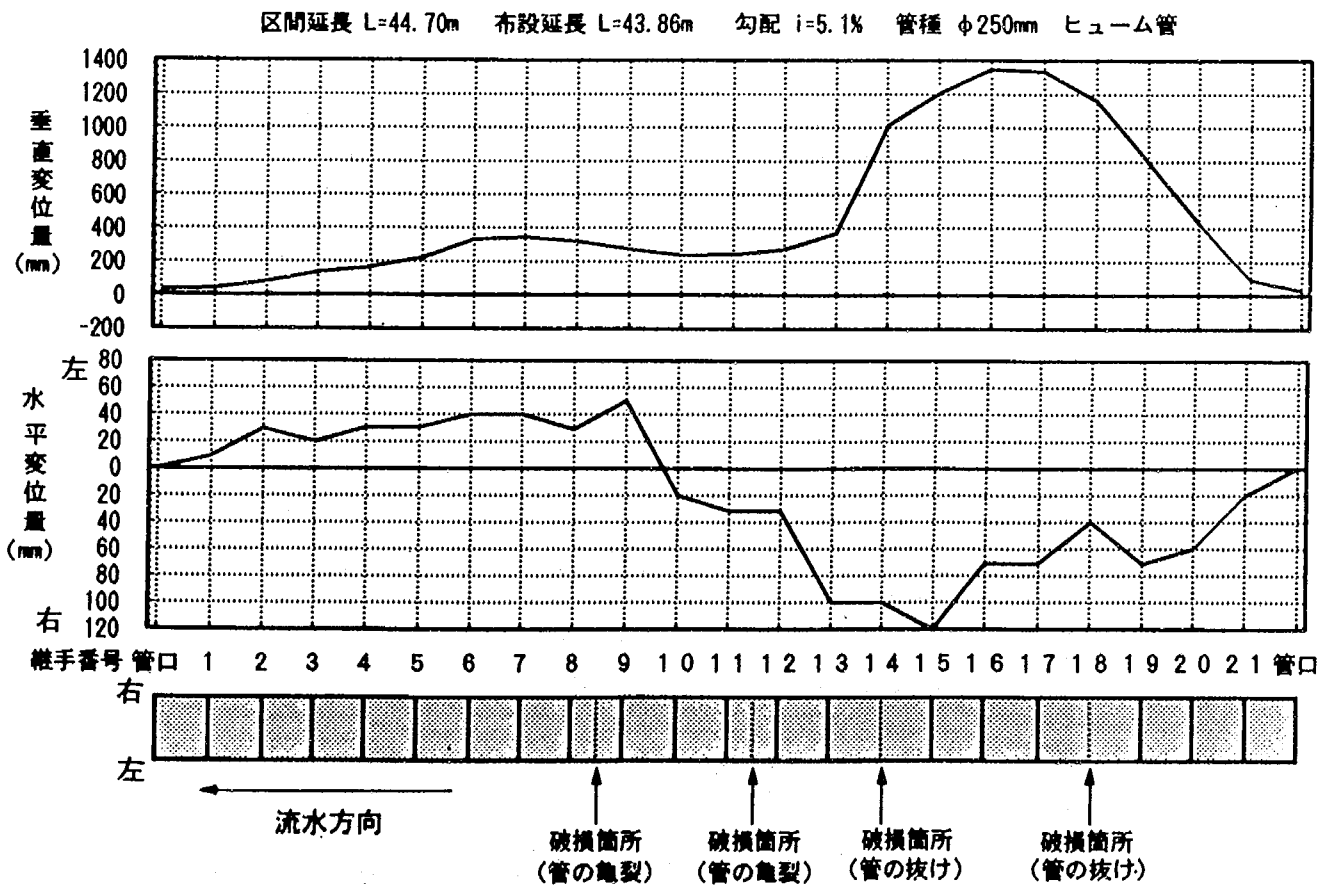


図-5・4 釧路市の管内調査例 (貝塚1丁目)

4. ポンプ場および処理場の被害

4.1 概要

ポンプ場および処理場においては過去の地震被害と比較して軽微であった。特に土木・建築施設については、柱の座屈や梁の剪断ひび割れ、柱梁の接合部の亀裂はほとんど生じていない。また、壁構造のものにもひび割れがほとんど入っていない。

今回土木・建築施設で見られた主な被災内容は

①エクspansioジョイント部（以下 EXJ と略す）における変位による止水板等の破断とこれに伴う漏水

②地盤沈下による場内道路の破損

③地盤沈下が原因と思われる躯体傾斜である。

①については管廊部の EXJ 部で止水効果が失われ浸入水が発生している事例が多く見受けられた。地震があれば各構造物がそれぞれ別の挙動を示すのは当然である。また、今までの止水板は塩化ビニルが主流で緩やかな地盤沈下による変形にはある程度追従するが、今回のような激しい変形や引張りについては対応しきれなかったものと思われる。

②については写真-5・9に見られるような地盤沈下が各処理場で発生している。階段部での段差が発生した例や場内道路部での上下方向の変形や亀裂も見受けられた。特に場内道路は地下構造物との前後で亀裂が多い。処理場内では全体的に構造物とのきわで 10~20cm 沈下し、場内道路中央部ではそれ以上に沈下している。

処理場は多くの地下構造物を設置するため、埋戻し

が生じるのはやむをえない。また、埋戻しに際し十分な転圧を加えても元の地盤と全く同質にはならないと思われる。このため、今回の様な大きな振動を受けたときに空隙が詰まって沈下を生じたものと思われる。

③については釧路市大楽毛処理場のブリエアレーションタンクで発生した。

機械設備については機器本体の被災としては、別海町の西春別処理場でオキシデーションディッチのローターの駆動モーターが調整クリアランス分移動し、補正が必要になったのが主なものである。その他の被害は配管部において発生したが、ほとんどが管本体での破損はなく、鋼管・鋳鉄管では可撓部にて残留変位が生じたといどである。

4.2 ポンプ場

被害を受けたポンプ場は釧路市に集中している。ただし全体として被害は地盤沈下を中心にして軽微であり、運転停止に至ったものはない。以下釧路市のポンプ場の被害状況である。

浜町ポンプ場では建物周辺の一部で地盤沈下が発生した。

柏木ポンプ場では稼働中のポンプ可変速装置が故障停止の状態になり、バックアップが運転された。また入り口階段基礎部分で 40cm の地盤沈下が発生した。

南浜中継ポンプ場では雨水用沈砂掻寄機のチェーンがはずれた。また地盤沈下が建物周辺で生じた。

旭町ポンプ場では発電機棟と沈砂ポンプ棟の間隙が拡大した。

愛国第一ポンプ場では地盤沈下が発生した。



写真-5・9 地盤沈下による処理場内の道路の破損

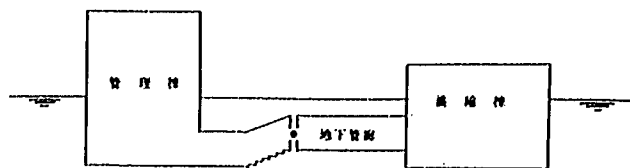
4.3 釧路市白樺処理場

釧路市の白樺処理場において図-5・5, 写真-5・10に見られるように管理棟と濃縮棟を結ぶ管廊部のEXJが上下約120mm, 横40mm変位し, 20ミリ幅の目地が23~40mmに開いた。これに伴い土砂が地下水と共に管廊内に流入した。

白樺処理場の管理棟は支持地盤まで連続地中壁を施工しており一部躯体と兼用している。一方, 濃縮棟に関しては直接基礎であり, 良質土(山砂)で埋め戻しを行っている。変位の原因としては濃縮棟が液状化した地盤からアップリフトを受けて浮上したものと思われる。

4.4 釧路市古川処理場

釧路市の古川処理場においては図-5・6に示す沈砂池



● エキスパンション部破損

図-5・5 釧路市白樺処理場の被災

吐出槽からプリアタン(予備曝気槽)をつなぐ流入水路のEXJが変位により破損し, 中の圧力水(汚水)が噴出した。

電気設備では自家発電機が横ズレを起こしアンカーボルトの偏曲, 排気管防護管の破損を生じたものがおもなものである。

またエア管の破損が図-5・7に示す位置で発生し, $\phi 900\text{mm}$ の送風管が可撓管部で破損し空気漏れが発生

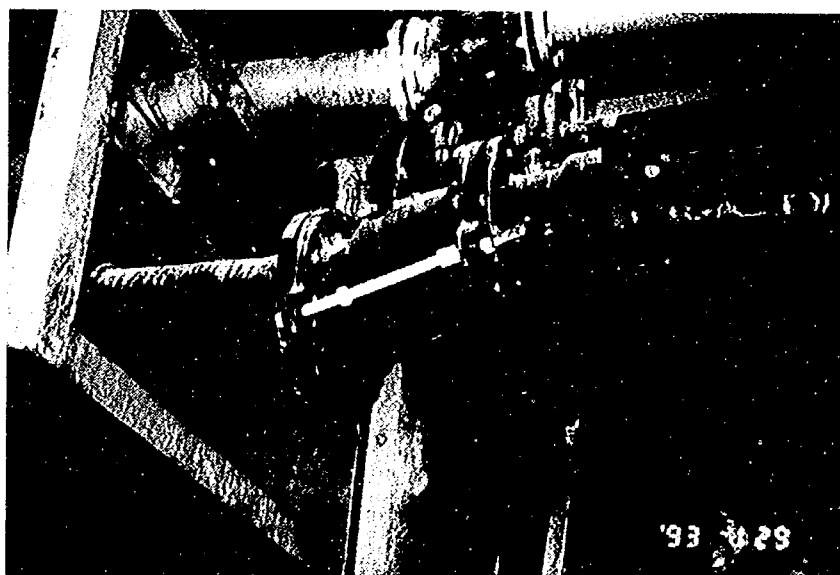
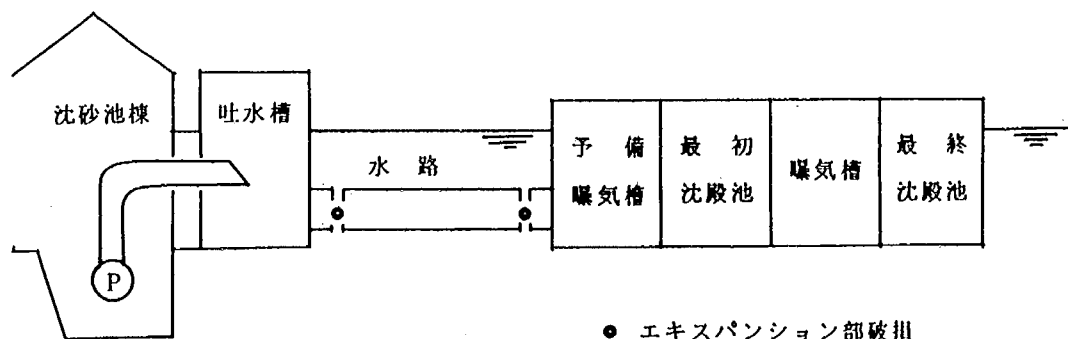


写真-5・10 釧路市の白樺処理場のエキスパンション部の破損



● エキスパンション部破損

図-5・6 釧路市古川処理場の被災

した。このエアータンは土被り1.8m程度の地中埋設管であり、管廊内に取り込む部分において可撓量100mmの可撓管が設置されていたが可撓量以上の変位が生じ破損した。

地中埋設管と管廊の地震時の挙動が違い、特にこの場合は管廊長手方向に対しエアータンが直角に取り付けられており挙動の差異が増幅されたものと思われる。対策としては可撓変位量を大きくとるか、エアータンを管廊に接合する前に管廊と平行に一定距離を布設することが考えられる。

4.5 釧路市大楽毛処理場

釧路市の大楽毛処理場では図-5・8に示す位置でエアレーションタンクのEXJ部に亀裂が生じた。亀裂は二つのエアタンの境に生じており、外部に汚水が漏れるような事態にはいたっていなかった。

また平成3年度施工のプリエアタンが図-5・8に示す位置で外側に傾き既設水処理棟との間に11~17cmの間隙を生じた。大楽毛処理場の構造物は直接基礎で施工されているが、このプリエアタン以外は傾斜等の被害は無い。

このプリエアタンは当初計画にはなく、後から計画され建設されたため、以下の様な施工方法が採用された。

①既設の最初沈殿池が施工され、計画地盤まで埋め戻された。

②埋め戻された土の上にプリエアタンが、直接基礎で施工され、その後再度計画地盤まで埋め戻された。

③流入管がプリエアタンの長手方向に平行に再掘削敷設された。

このため、プリエアタンの外側の地盤が緩い状態であり、今回の地震により変位して躯体が外側に傾斜したものと思われる。

屋外架空配管が写真-5・11に見られるように架台基礎部の地盤沈下により可撓管部で変位を生じた。しかし、管本体や架台の変形は見られなかった。

今回は冬期で地盤が80cm~120cm程凍結しており、屋外架空配管は一枚の板の上で揺すられた状態であったと考えられる。このため、夏期に同様な地震が発生した場合は、今回とは違った挙動を示すものと推定される。

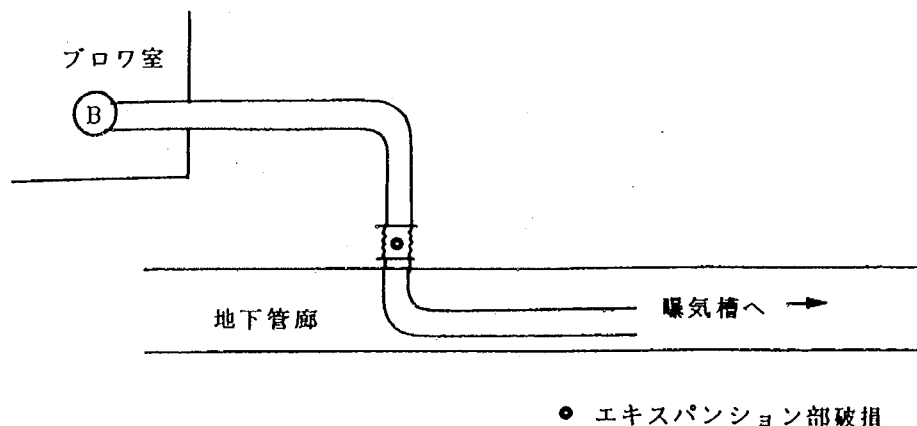


図-5・7 古川処理場のエキスパンション部の破損

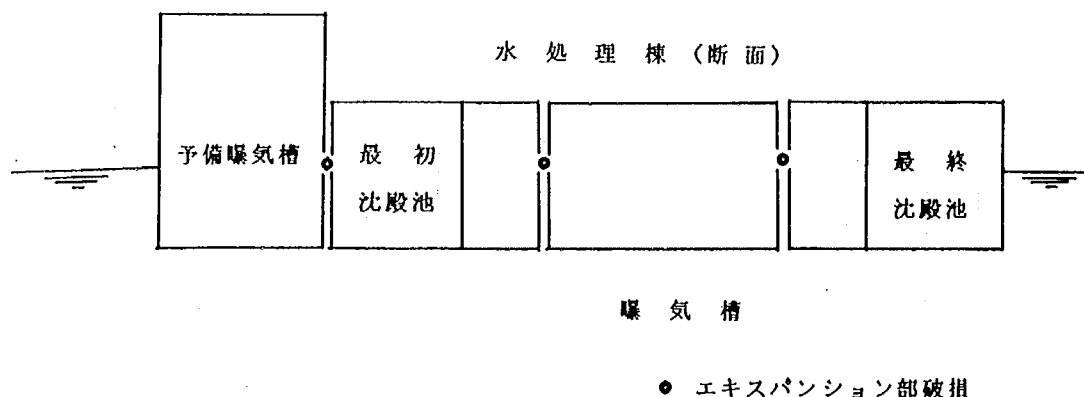


図-5・8 釧路市大楽毛処理場の被災

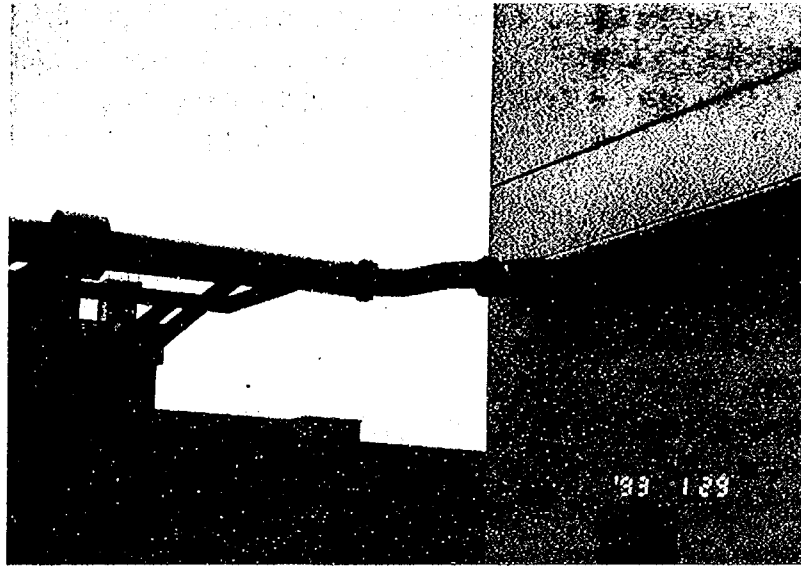


写真-5・11 大楽毛処理場の地盤沈下による屋外架空配管の変形

5. 被害の復旧

釧路市においては管渠の応急復旧箇所が3箇所あった。

釧路市武佐4丁目の道路決壊に伴って雨・汚水管の欠落した箇所については、被災翌日から発電機と水中ポンプにより14日間昼夜運転し、ビニールホースにて被害を受けなかった下流の管渠まで送水し、その後道路の仮復旧にあわせて、仮設パイプを設置し、本復旧を待った。

釧路市芦野3丁目の汚水管の被害では流下能力が著しく阻害されていたため、地震発生翌日から水中ポンプにより送水した。その後、復旧まで長期間になる可能性があり交通障害と維持管理上からバイパス管を埋設し対応した。

古川30号幹線についても流下阻害が生じていたため、地震発生翌日より水中ポンプを入孔内に設置し対応した。その後芦野3丁目と同様に、道路横断部にバイパス管を埋設し、隣接する柳町公園を露出ホースで横断し、公園反対側の道路の汚水管へ送水し本復旧完了まで対応した。

釧路町においては国道44号ニチイ前のマンホール浮上箇所と国道44号横断部において応急復旧が必要であった。

本復旧は3次にわたる災害査定を受けた後、逐次行われた。本復旧は構造物・被害程度に応じて北海道庁より表-5・5に示す基準が各市町に提示され、この基準に従い工法が選択された。

表-5・5 各施設の復旧方法

種 目	被 災 状 況		復 旧 方 法
管 き ょ	破 損		敷設替え
	漏 水		敷設替え
	目地ズレ (横断方向)	管厚の1/2以上のズレ	敷布設替え
		管厚の1/2未満のズレ	Vカットコーキング
	蛇行 (横断方向)		敷設替え(±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	2cm程度以上	開削による設置直し
		2cm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		敷設替え
	突 出		敷設替え

6. 住民生活への障害

下水道施設の被害に伴う住民生活への障害はほとんどなかった。この理由として下記の点が挙げられる。

①処理場・ポンプ場という要になる施設の運転停止がなかったこと。

②管渠被害を受けて滞留した箇所はかなりあったが、汚水の流下がまったく不可能という箇所が極めて限定されていたこと。

③地震後長時間の停電がなかったこと。

④応急復旧が速やかに実施されたこと。

住民からの苦情としては、水洗トイレの水が流れに

くなくなったというものがいくつか寄せられた。苦情があった住民の接続する管渠を調査すると汚水がマンホール内に滞留しており、これにより管渠の被災が発見された。

7. まとめ

下水道施設の被害は処理場では軽微であったが、管渠においては、最も被害の多かった釧路町では被災率が2割近い数字になったほか、被災率としては1%未満であった釧路市でも被災管渠延長は7.5kmにもなった。しかしながらいずれの自治体でも汚水が溢水したり、下水道システムとしての機能を停止するような事態になることはなかった。

今回の地震は1月15日という当地にとっては非常に寒い時期に発生し、地盤の凍結が1m近くありこのために地震の被害が軽減された部分があったと考えられる。

最も被災率の高かった釧路町では、湿原を住宅として開発したところに下水道整備区域があり、軟弱地盤

のため最も大きな被害を出したと考えられる。またこの釧路町では、地盤の液状化によるマンホールの浮上が発生しており、最も目立つ被害を生じた。幹線管渠の液状化対策が今後の課題として浮かび上がってきた。

謝 辞

本被害調査に当たって、北海道庁をはじめ、被害を受けた自治体の担当者の方々に多大な協力を得た。ここに記して厚くお礼を申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 土木研究所第一次調査団：釧路沖地震災害調査速報、土木技術資料、Vol.35 No.4, 1993年4月
- 2) 田中修司：平成5年釧路沖地震下水道被害報告、下水道協会誌 Vol.30 No.354, 1993年4月
- 3) 宮川英二：釧路沖地震と下水道、月刊下水道 Vol.16 No.7, 1993年7月
- 4) 田中修司：平成5年度釧路沖地震と下水道施設、土木施工 Vol.34 No.9, 1993年9月

第6編 河川施設の被害

第 6 編 河川施設の被害

宇多 高明*¹ 松尾 修*²
島津多賀夫*³ 平林 桂*⁴

by Takaaki UDA, Osamu MATSUO
Takao SHIMAZU, and Katsura HIRABAYASHI

細 目 次

1. 河川施設の被害の概要	3
2. 河川堤防	4
2.1 堤防の被害の分布	4
2.2 各河川の被害状況	4
2.2.1 釧路川水系	4
2.2.2 音別川水系	27
2.2.3 和天別川水系	27
2.2.4 十勝川水系	31
2.2.5 標津川水系	41
2.2.6 庶路川水系	41
2.2.7 直別川水系	41
2.3 堤防被害の特徴	41
2.3.1 被害の生じた範囲	41
2.3.2 堤防の被害と地盤の関係	42
2.3.3 過去の地震による被害との比較	42
2.3.4 凍土の影響	43
2.4 堤防の災害復旧工法	43
3. その他の河川構造物	47
4. まとめ	47
参考文献	47

* 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 地震防災部動土質研究室研究員
* 4 河川部河川研究室研究員

1. 河川施設の被害の概要

今回の地震により河川施設にも多くの被害が生じた。特に被害が著しかったのは釧路川水系・十勝川水系の河川であった。本編では釧路川水系および十勝川水系の直轄河川、指定河川および道管理河川の被害状況、分布、特徴、震後の復旧状況について報告する。

大規模な被害が生じた河川は震源地から概ね 100km 以内にあり、主として釧路川水系、十勝川水系、標津川水系の河川であった(図-6・1 参照)。被害を受けた河川を図-6・2 に示す。

被害を受けた河川構造物は堤防、護岸工、根固工、樋門・樋管等であるが、堤防および護岸工の被害が大きな割合を占めている。各構造物の被災形態は概ね以下に述べるとおりである。堤防については縦横断亀裂・はらみ出しと呼ばれるすべり破壊や液状化による基礎地盤の破壊などが見られ、護岸工についてはブロックの前方への倒れ、目地の亀裂・変形などが見られた。根固工については地震動による河心方向へのすべり出しなどが見られ、樋門・樋管については床版や函渠の

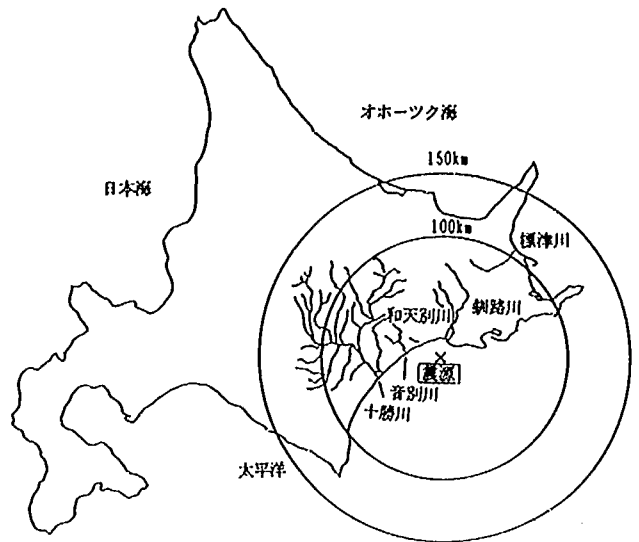


図-6・1 主な被災河川と震源からの距離

亀裂や沈下、継手の開き、胸壁・擁壁の亀裂などが見られた。

各主要河川ごとに見た河川施設の被害の箇所数および延長を表-6・1 に示す。なお、被害の箇所および延

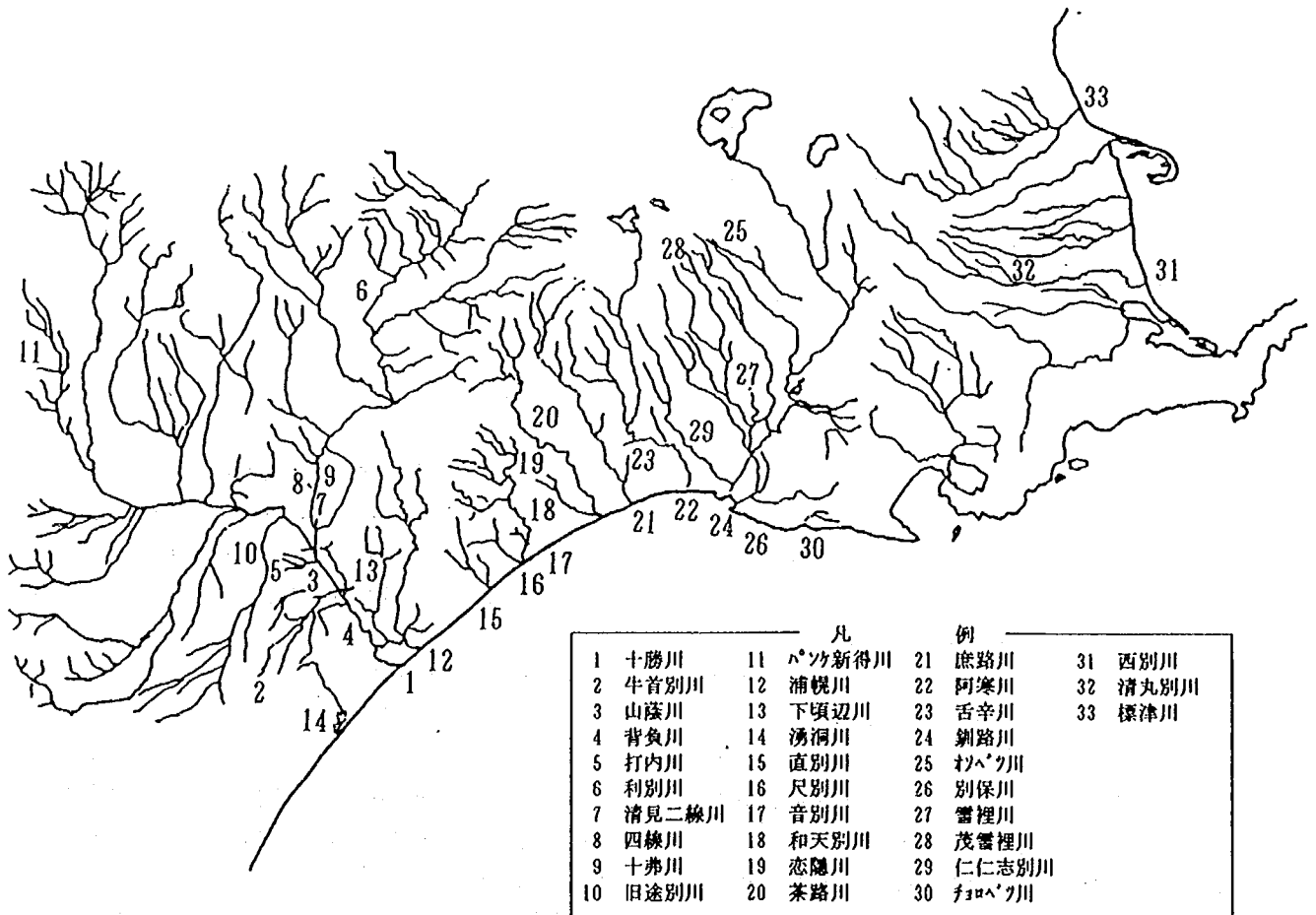


図-6・2 被災を受けた河川

表-6・1 施設の被害総計

水系名	河川名	箇所数	延長(km)
釧路川 (1級)	釧路川	28	10.095
	雪裡川	1	*
十勝川 (1級)	茂雪裡川	2	*
	別保川	1	*
	仁仁志別川	1	*
	オソベツ川	3	0.727
	十勝川	13	7.105
	浦幌川	1	0.284
	下頃辺川	1	0.100
	牛首別川	5	1.600
	田途別川	5	0.120
	清見二線川	1	0.133
	十弗川	1	0.014
	利別川	2	0.183
	四線川	1	0.034
	パンケ新得川	3	0.203
	打内川	2	*
	背負川	1	0.012
	山蔭川	4	0.550
和天別川 (2級)	和天別川	8	1.040
	恋隠川	4	0.140
音別川 (〃)	音別川	2	2.092
尺別川 (〃)	尺別川	1	*
直別川 (〃)	直別川	3	*
茶路川 (〃)	茶路川	1	0.550
茶路川 (〃)	茶路川	3	—
庶路川 (〃)	庶路川	1	1.500
チョロベツ川 (〃)	チョロベツ川	1	—
阿寒川 (〃)	阿寒川	2	—
舌辛川 (〃)	舌辛川	1	*
舌辛川 (〃)	舌辛川	1	*
湧洞川 (〃)	湧洞川	1	0.502
西別川 (〃)	西別川	1	0.015
西別川 (〃)	清丸別川	3	—
標津川 (〃)	標津川	1	3.553

注) ①延長は、築堤・護岸等の被災箇所のみ計上

(—は局所的な構造物の被災のため延長の計上は不可)

②*は確認できず

長はそれぞれ河川の管理者が作成した災害申請資料に基づいているが、微小な災害については災害復旧費によらず維持費等によって処理したものがあつたので、厳密に言えば被災箇所および延長は表-6・1よりも多くなるといえる。特に、樋門・樋管等の構造物の目地のずれや小さなクラック等は修復の必要なしと判断されたり、維持費によって処理されたために本表では計上していないものが多い。また、地震が発生したのが雪深い1月であつたため災害の実態調査結果には多少の見落としがあるものと推定される。実際のところ、雪解け後に発見された被災箇所もあつた。さらには、護

岸工の災害などは災害原因が地震の作用によるものか、あるいは流水の作用によるか判断の難しいものもあつたことを付記しておく。

2. 河川堤防

本章では、今回の地震における河川堤防の被害のうち、災害復旧事業により復旧が行われた被害箇所を対象とする。初めに河川堤防の被害の概況を、続いて各河川別の被害の状況を示し、それに引き続いて今回の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。さらに、堤防の被災箇所において地震後行われた復旧の状況についても報告する。

2.1 堤防の被害の分布

今回の地震により堤防に被害を生じた河川は図-6・2、表-6・1に示すように13水系33河川である。被害を受けた河川水系名を以下に示す。

1級河川 : 釧路川、十勝川

2級河川(指定) : 音別川、和天別川、標津川

その他2級河川 : 直別川、庶路川、チョロベツ川、尺別川、阿寒川、舌辛川、茶路川、湧洞川、西別川

河川堤防の被害箇所の被災内容については表-6・2に示しているが、図-6・1に示すように、ほぼ100km以内で被害が発生している。また、図-6・3には、1級河川の釧路川および十勝川の被害箇所の位置を示した。

2.2 各河川の被害状況

今回の地震による堤防・護岸の被災箇所は104箇所(総延長約30km)であつた。以下に各水系ごとに主要な被害状況を示す。なお、被害状況の説明に際して、被災のパターンについては、表-6・3に示す「建設省土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)」¹⁾のパターン分類を用いたものもあるのでこの表を参照されたい。

2.2.1 釧路川水系²⁾

1) 釧路市街築堤

釧路川の下流部は、水害防止と釧路港への土砂流入防止のため、大正10年から昭和15年にかけて岩保木から頓化海岸に向けて河道を付け替え、幾度かの嵩上げを経て現在に至っている。

釧路市街築堤は、この付け替えた河口から横堤(KP7.7地点)河道の築堤である。このうち堤防が被

表-6・2 (1) 被害箇所ごとの被害内容 (その1、釧路川水系)

箇所 番号	河川名	左右 岸	築堤名	距離標 (km)	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	釧路川	右	釧路市鳥取南 (釧路大橋上流)	KP0.36 ～ KP0.395		35m		○				氾濫平野	直轄区間
2		左	釧路市川端 (釧路大橋上流)	KP0.49 ～KP0.51		20m		○				Ⅱ	
3		左	釧路市街川端 川端地先	KP0.59 ～ KP0.605		15m		○				Ⅱ	
4		右	釧路市鳥取南 十条地先	KP0.62 ～KP0.85		230m		○				Ⅱ	
5		左	釧路市住之江 住之江地先	KP0.70 ～KP0.76		60m		○				Ⅱ	
6		左	釧路市住之江 鳥取橋	KP0.805 ～ KP1.125		320m		○				Ⅱ	
7		左	釧路市街左岸 築堤	KP5.55 ～KP5.75	250m	部分切返し② 1003m 部分切返し⑤ 947m	○				堤内側天端及び堤外側のり面に縦断 クラック(幅50cm,深さ70cm～1m) (Ⅱβ及びⅡ'β)	旧湿地	
8		左	釧路市街左岸 築堤	KP6.10 ～KP6.20	100m		○				堤外側のり肩から堤外側のり面中段 にかけてすべり崩壊 (Ⅱβ)	Ⅱ	
9		左	釧路市街左岸 築堤	KP6.90 ～KP7.50	600m		○				のり面が堤外側へ崩落し、のり肩付 近が30cm程陥没、天端と堤外側のり 面に縦断クラック (Ⅱα及びⅡ'β)	Ⅱ	
10		右	釧路市街左岸 築堤	KP5.55 ～KP5.95	400m	部分切返し⑤ 400m	○				堤外側のり肩付近に縦断クラック (Ⅱβ)	湿地	
11		左	遊水地左岸 築堤	KP7.60 ～KP8.22	620m	部分切返し⑤ 621m	○				堤内側のり肩から堤外側のり面中段 にかけてすべり崩壊 (Ⅱα及びⅡ'β)	旧湿地	
12		左	遊水地左岸 築堤	KP8.41 ～KP8.61	200m	部分切返し⑤ 200m	○				Ⅳα及びⅡ'β	Ⅱ	
13		左	遊水地左岸 築堤	KP8.92 ～KP9.12	200m	部分切返し⑤ 40m 部分切返し⑥ 160m	○				天端に縦断、斜めクラック、のり面 にも縦断クラックが入り、天端が堤 外側へ傾くように陥没 (Ⅲα及びⅡ'β)	Ⅱ	
14		左	遊水地左岸 築堤	KP9.26 ～KP9.50	240m	全面切返し⑥ 240m	○				7と同様 Ⅲα及びⅡ'β	Ⅱ	
15		左	遊水地左岸 築堤	KP9.60～ KP10.53	930m	全面切返し⑥ 400m 部分切返し⑤ 532m	○				7と同様(クラック幅1.5m程度、段 差2m程度) (Ⅲα及びⅡ'β)	Ⅱ	

注) 本復旧の丸数字は表-6.6の復旧工法のA～Fに対応する。(例:①→A)

表-6・2 (2) 被害箇所ごとの被害内容 (その2、釧路川水系)

箇所 番号	河川名	左右 岸	築堤名	距離標 (km)	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			
16	釧路川	左	遊水地左岸 築堤	KP10.7~ KP10.80	100m	部分切返し⑤ 100m	○				Ⅱα及びⅡ'β	旧湿地	直轄区間
17		右	遊水地右岸 築堤	KP8.05 ~KP8.90	850m	部分切返し⑤ 850m	○				天端に縦断クラック(幅20cm、深さ1 m) (Ⅱβ)	湿地	
18		右	遊水地右岸 築堤	KP9.10 ~KP9.40	300m	部分切返し⑤ 300m	○				堤内側のり面と天端に40cmの段差、 堤内側のり尻に幅20cmの縦断クラッ ク (Ⅱα及びⅡ'β)	〃	
19		右	遊水地右岸 築堤	KP10.00 ~ KP10.30	300m	部分切返し⑤ 300m	○				天端と堤外側のり面に縦断クラック (幅20cm、深さ1m) (Ⅰβ及びⅡ'β)	〃	
20		右	遊水地右岸 築堤	KP10.90 ~ KP12.20	1110 m	部分切返し⑤ 501m 全面切返し⑥ 800m	○				天端に幅1m、深さ3m程度のクラック 、堤内側のり肩が陥没 (Ⅱβ)	〃	
21		右	遊水地右岸 築堤	KP12.30 ~ KP13.35	1000 m	部分切返し⑤ 1050m	○				のり面に縦断クラック Ⅱα及びⅡ'γ	〃	
22		右	遊水地右岸 築堤	KP14.90 ~ KP15.70	750m	部分切返し⑤ 802m	○				天端に斜めクラック、両側のり面 に縦断クラック (Ⅱα及びⅡ'γ)	〃	
23		左	五十石築堤	KP39.25 ~ KP39.30	50m	部分切返し⑤ 50m	○				天端及び両側のり面に縦断クラッ ク、堤内側のり肩が陥没 (Ⅲα及びⅡβ)	旧河道	
24		右	標茶町南標茶	KP44.31 ~ KP44.37	— 60m	—		○				〃	
25		左	標茶町Mマシ	KP45.73 ~ KP45.78	— 50m	—		○				氾濫平野	
26		左	磯分内築堤	KP52.23 ~ KP52.38	— 150m	—		○			護岸全体がすべるように崩壊し、一 部河心側へすべり出し	〃	
				KP52.23 ~ KP52.40	— 170m	—		○					
27		左	磯分内築堤	KP56.94 ~ KP57.00	50m	部分切返し② 60m	○				天端に幅5~15cm、深さ30~50cmの縦 断クラック (Ⅱβ)	旧河道	
28		左	磯分内築堤	KP57.73 ~ KP57.76	30m	部分切返し① 30m	○				天端に幅30cm、深さ50cmの縦断クラ ック (Ⅱβ)	氾濫平野	

注) 本復旧の丸数字は表-6.6の復旧工法のA~Fに対応する。(例:①→A)

表-6・2 (3) 被害箇所ごとの被害内容 (その3、釧路川水系)

箇所 番号	河川名	左右 岸	築堤名	距離標 (km)	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			
29	別保川	左	釧路町別保 (河川トンネル上流)							○			積みブロック崩壊		1級河川 (補助)
30	雪裡川		鶴居村中雪裡						○				天端にクラック		1級河川 (補助)
31	茂雪裡川	左	鶴居村中雪裡							○			親水階段状護岸がすべるように崩壊		1級河川 (補助)
32		右	鶴居村中雪裡							○			〃		
33	オンベツ川	左	標茶右岸築堤	KP1.043 ~1.103		60m			○				天端、のり面にクラック	湿地	1級河川 (補助)
34		左	標茶右岸築堤	KP1.185 ~1.759		594m			○				両のり面に縦断クラック。ところどころ横断クラック	湿地	1級河川 (補助)
35		左	標茶右岸築堤	KP1.894 ~1.968		73m			○				のり肩、のり面にクラック	氾濫平野	1級河川 (補助)
36	仁仁志別川		—							○			積みブロック護岸のクラック		1級河川 (補助)

表-6・2 (5) 被害箇所ごとの被害内容 (その5、釧路地方)

箇所 番号	河川名	左右 岸	築堤名	距離標 (km)	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			
15	恋隠川	左	河原 (第一床止上流)	KP1.16~ KP1.23	50m	部分切返し①			○						直轄区間
16		左	河原 (加茂橋下流)	KP1.37~ KP1.48 KP1.38~ KP1.48	50m	部分切返し① 100m 部分切返し① 110m			○						
17		右	恋隠 (平川)	KP3.40~ KP3.42	20m	部分切返し③ 20m			○						
18		右	恋隠 (恋隠橋下流)	KP3.60 ~KP3.62	20m	部分切返し③ 20m			○						
19	茶路川				○	○					○		目地に関き		2級河川
20	庶路川	左	(庶路橋付近)		○	1000m			○				天端に最大5cm幅のクラック、堤外側のり面に40cm段差、鉄道盛土との間にずれ		2級河川
21		右	(河口付近)			500m			○				最大20cm幅の横断クラックの他、縦断クラックが発生		
22	阿寒川		阿寒町新町 (阿寒川橋下流)							○			積みブロック護岸崩壊		2級河川
23	舌辛川		阿寒町上布伏内							○			積みブロック護岸崩壊		2級河川
24	チヨウヘツ川		釧路町昆布森								○		目地に関き、樋管翼壁のおがみ		2級河川

注) 本復旧の丸数字は表-6.6の復旧工法のA~Fに対応する。(例:①→A)

表-6・2 (4) 被害箇所ごとの被害内容 (その4、釧路地方)

箇所 番号	河川名	左右 岸 築堤名	距離標 (km)	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	直別川	左 (直別橋下流)			350m	○				堤内側に最大幅20cm, 深さ1.6mの縦断クラック, 旧河道部の崩壊		2級河川
2		右 (直別橋下流)			200m	○				幅15cm, 深さ50cmのクラックが堤外側のり尻にかけて生ずる		
3		音別町直別原野 (三号沢川合流点)			○	○				築堤及び落差工のクラック		
4	尺別川	音別町尺別原野 (錦橋下流)					○			積みブロック護岸崩壊		2級河川
5	音別川	左 音別市街	KP0.1 ~2.102	2000 m	部分切返し① 990m 部分切返し② 1012m	○				天端5m程度沈下、堤内、堤外両のり面に斜めにクラック(幅5~10cm, 深さ20~30cm) (II-β一部、II'-γ)		噴砂跡あり 直轄区間
6		右 川西 (音別橋右岸上流)	KP0.80 ~0.89	—	90m		○					直轄区間
7	和天別川	右 坂の丘築堤 (吉野樋門上流)	KP1.5 ~1.57 KP1.5 ~1.574	100m	部分切返し② 70m 部分切返し② 74m	○				のり面に縦断及び斜めクラック (II-β及びII'-γ)		堤外側高水数に噴砂あり 直轄区間
8		右 坂の丘築堤 (和天別橋上流)	KP1.83 ~KP2.20	200m	部分切返し② 371m	○				天端及びのり面のり尻にクラック、天端堤内側が300m沈下 (II-α)		堤内側に旧河道と 思われる池あり 直轄区間
9		左 橋西築堤 (藤川樋管上流)	KP2.17 ~2.321	150m	部分切返し③ 151m	○				天端の堤内側が沈下(20cm)、また堤内側に向いて横断クラック、また、堤外側のり面に幅20cm, 深さ40cmのクラック (II-β)		
10		右 坂の丘築堤 (高橋樋管上流)	KP2.83 ~KP2.93	100m	部分切返し② 100m	○				両のり面にクラック(幅10m, 深さ30cm)天端一様に10cm沈下 (II-β及びII'-γ)		
11		右 坂の丘築堤 (下和天別)	KP3.085 ~KP3.20	70m	部分切返し② 115m	○				堤外側天端が沈下(20cm) 段差のクラックが堤外側のり面から高水数へのびる(幅20cm, 深さ1m) (II-β)		
12		右 坂の丘築堤 (佐々木)	KP4.1 ~4.502	400m	部分切返し② 402m	○				天外側天端10cm沈下、段差のクラックは幅20cm, 深さ5cm、堤外側高水数まで延びる (II-β)		
13		右 坂の丘築堤 (山崎橋右岸下流)	KP4.55 ~KP4.59	20m	部分切返し② 40m	○				同上		
14		右 本郷築堤 (起望橋上流)	KP9.62 ~KP9.85	—	230m		○			(II-β及びII'-γ) 護岸だけがすべりに崩壊。すべった部分と残った部分の間(開口)に、連結した鉄筋が見える		

注) 本復旧の丸数字は表-6.6の復旧工法のA~Fに対応する。(例: ①→A)

表-6・2 (6) 被害箇所ごとの被害内容 (その6、十勝川水系)

箇所 番号	河川名	左右 岸	築堤名	距離標 (km)	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	十勝川	左	トトツキ築堤 (豊北地先)	KP7.099 ~7.128		83m	○				天端、堤内側にクラック(天端クラック幅20cm、深さ1m) (Ⅱ-β)	旧湿地	直轄区間
2		左	トトツキ築堤 (豊北地先)	KP8.378 ~8.908		520m	○				天端、堤内側にクラック(天端クラック幅20cm、深さ1m) (Ⅱ-β)	旧湿地	
3		左	幌岡築堤 (幌岡地先)	KP12.339 ~12.614		269m	○				天端、堤内側にクラック(天端クラック幅20cm、深さ1m) (Ⅱ-β)	旧湿地	
4		左	幌岡築堤 (幌岡地先)	KP12.725 ~13.427		679m	○				各所で小規模な亀裂・のり面沈下 (Ⅰ-βおよびⅠ-γ)	旧湿地	
5		左	幌岡築堤 (幌岡地先)	KP14.301 ~14.429		133m	○					旧湿地	
6		左	幌岡築堤 (幌岡地先)	KP14.811 ~15.622		800m	○					旧湿地	
7		左	幌岡築堤 (幌岡地先)	KP16.283 ~16.472		198m	○					旧湿地	
8		左	幌岡築堤 (幌岡地先)	KP16.591 ~16.695		99m	○					旧湿地	
9		左	幌岡築堤 (幌岡地先)	KP16.878 ~18.267		1,893m	○					旧湿地	
10		右	旅来築堤 (安骨地先)	KP13.223 ~13.817		774m	○					旧湿地	
11		右	旅来築堤 (安骨地先)	KP16.144 ~16.185		41m	○				堤内、堤外のり面にクラック。幅50cm、深さ2m (Ⅱ-β)	旧湿地	
12		右	礼作別川築堤 (礼作別地先)	KP24.600 ~24.715		115m	○					旧湿地	
13		右	統内築堤	KP31.774 ~33.261		1,501m	○				1500m内600mは、天端2m近く沈下、堤外側のり面隆起 (Ⅰ-βおよびⅡ-γ)	旧湿地	
14	牛首別川	左	牛首別築堤	KP0.592 ~1.210		625m	○				堤内側に1、堤外側2縦断クラック。最大で幅50cm、深さ1m (Ⅱ-β)	旧湿地	堤内側小段に噴砂跡あり 直轄区間
15		左	牛首別築堤	KP0.646 ~0.826		172m	○				天端、のり面に縦断クラック (Ⅱ-β)	旧湿地	
16		左	牛首別築堤	KP3.529 ~4.232		699m	○				天端30cm沈下、のり面に2条の縦断クラック (Ⅳ-γ)	旧湿地	
17		—	—	—		65m	○				法面クラック	旧湿地	
18	山蔭川	—	—	—		39m	○				天端法面クラック	旧湿地	道管理区間
19		—	—	—		30m	○				前へのたおれ	旧湿地	
20		—	—	—		52m	○				前へのたおれ	旧湿地	
21		—	—	—		206m	○				前へのたおれ	旧湿地	
22		—	—	—		262m	○				前へのたおれ	旧湿地	
23	背負川	—	—	—		12m	○				前へのたおれ	旧湿地	旧湿地

表-6・2 (7) 被害箇所ごとの被害内容 (その7、十勝川水系)

箇所 番号	河川名	左右 岸	築堤名	距離標 (km)	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			
24	打内川		—							○			前へのたおれ、変形 5~10cm		道管理区間
25			—							○			前へのたおれ、変形 10cm		〃
26	利別川	左	— 様舞地先	KP12.325 ~12.330				8m	○					氾濫平野	直轄区間
27		右	— 豊稔橋上流	KP19.820 ~19.945				175m	○					〃	〃
28	清見二線川	左	池田地先(利別 川との合流近く)					133m		○			クラック、すべり		道管理区間
29	四線川		— 池田地先					34m	○				築堤の亀裂		〃
30	十弗川	左	十弗築堤					14m	○				築堤の亀裂、深さ2m、幅3cm		〃
31	旧途別川		—					20m	○				天端法面クラック 幅3cm、深さ0.5m		道管理
32			幕別町					10m	○				天端法面クラック 幅6cm、深さ0.5m		〃
33			—					20m	○				天端法面クラック 幅2cm、深さ0.4m		〃
34			幕別町					50m	○				天端法面クラック 2ヶ所 幅16cm、12cm、深さ0.4m		〃
35			—					20m	○				天端法面クラック 幅4cm、深さ0.5m		〃
36			幕別町										前だおれ		〃
37			(新得町)					61m		○			前だおれ		〃
38	浦幌川		(新得町)					119m		○			前だおれ		〃
39			(新得町)					23m		○			前だおれ		〃
40	下頃辺川	左	浦幌太築堤	KP-0.265 ~0.017				284m	○				堤内側のり面にクラック (I-γ)	湿地	直轄区間
		左	東稲穂築堤	KP7.588 ~7.688				100m	○				天端1m沈下。堤外側にすべるような 崩壊 (IV-β)	〃	〃

表-6・2 (8) 被害箇所ごとの被害内容 (その8、十勝地方)

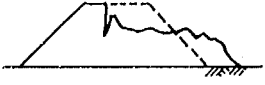
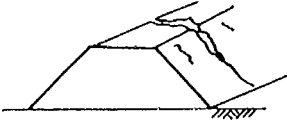
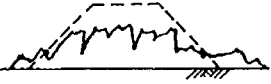
箇所 番号	河川名	左右 岸	築堤名	距離標 (km)	復旧の区分		被災施設の種別				被災の状況・程度	微地形分類	備考
					緊急	本復旧	堤防	護岸	構造物	その他			
1	湧洞川		豊頃町			332m	○				クラック		2級河川
2			〃			50m	○				クラック		
3			〃			120m	○				クラック		

表-6・2 (9) 被害箇所ごとの被害内容 (その9、根室地方)

箇所 番号	河川名	左右 岸	築堤名	距離標 (km)	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	西別川	左	別海町別海 (西別川橋上流)			15m	○				のり面崩壊		2級河川
2	清丸別川		別海町別海 (昭和大橋上流)						○		目地に開き、排水口のクラック、破壊		2級河川
3	標津川	右	標津右岸築堤 (茶志骨樋門下流)	KP1.7 ~KP2.6	900m	部分切返し① 3553m	○				天端に縦断クラック(幅3cm, 深さ25cm程度) (Ⅱ-β)		直轄区間
		右	標津右岸築堤 (大草原橋下流)	KP3.5 ~KP5.2	1700 m								
4			中標津町 中標津			20m		○			低水路護岸の崩壊 積みブロック崩壊		道管理

表-6・3 河川堤防の被災パターン、被害ランク分類¹⁾

(1) 被災パターン分類表

被災パターン	被災模式図	被害形態
I 型		法面の流出，崩壊又は亀裂段差の発生が法肩に限られるもの。
II 型		堤体のすべり崩壊又は縦断亀裂，段差の発生が堤体天端中央部まで及ぶもの。
II' 型		堤体に横断亀裂，段差が発生したもの。
III 型		破壊が基礎地盤に及び盛土形状が原形をとどめないもの。
IV 型		堤体の一様な沈下に伴って，堤体形状をある程度保ちつつ変形したもの。
V 型		構造物背面の堤体盛土が沈下及び亀裂を生じたもの。

(2) 被害ランク分類表

被災パターン	被害ランク	被害ランク分類表
I	β	亀裂幅15cm以上，又は段差量20cm以上
	γ	亀裂幅15cm未満，かつ段差量20cm未満
II	α	亀裂幅30cmをこえ，かつ段差量50cmをこえるもの
	β	亀裂幅30cm以下，又は段差量50cm以下で， γ でないもの
	γ	亀裂幅15cm未満，かつ段差量20cm未満
II'	α	亀裂幅30cmをこえ，かつ段差量50cmをこえるもの
	β	亀裂幅30cm以下，又は段差量50cm以下で， γ でないもの
	γ	亀裂幅15cm未満，かつ段差量20cm未満
III	α	
IV	α	沈下量100cm以上
	β	沈下量50cm以上，100cm未満
	γ	沈下量50cm未満
V	α	沈下量50cm以上
	β	沈下量20cm以上，50cm未満
	γ	沈下量20cm未満

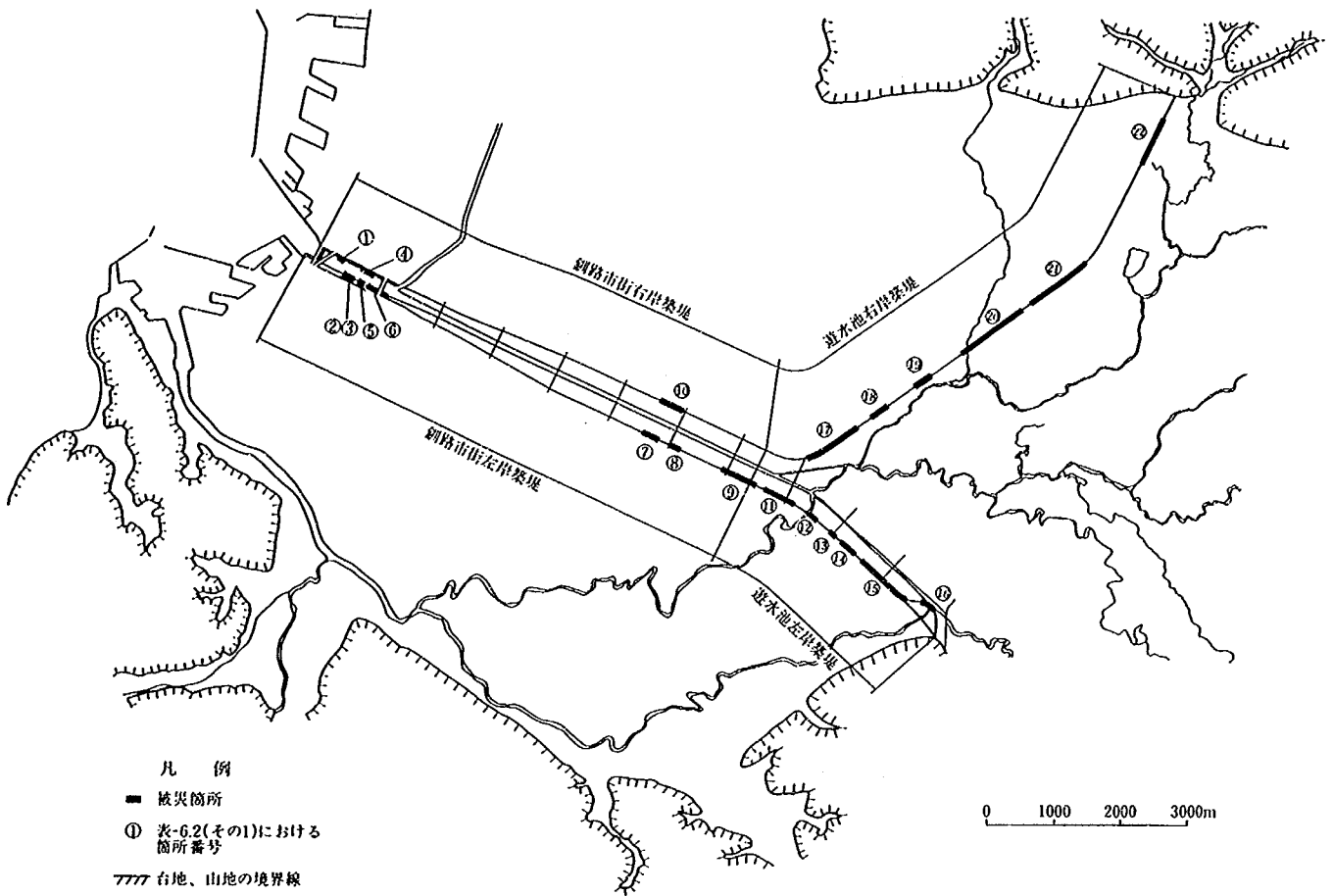


図-6・3 (1) 釧路川被災箇所図(下流部)

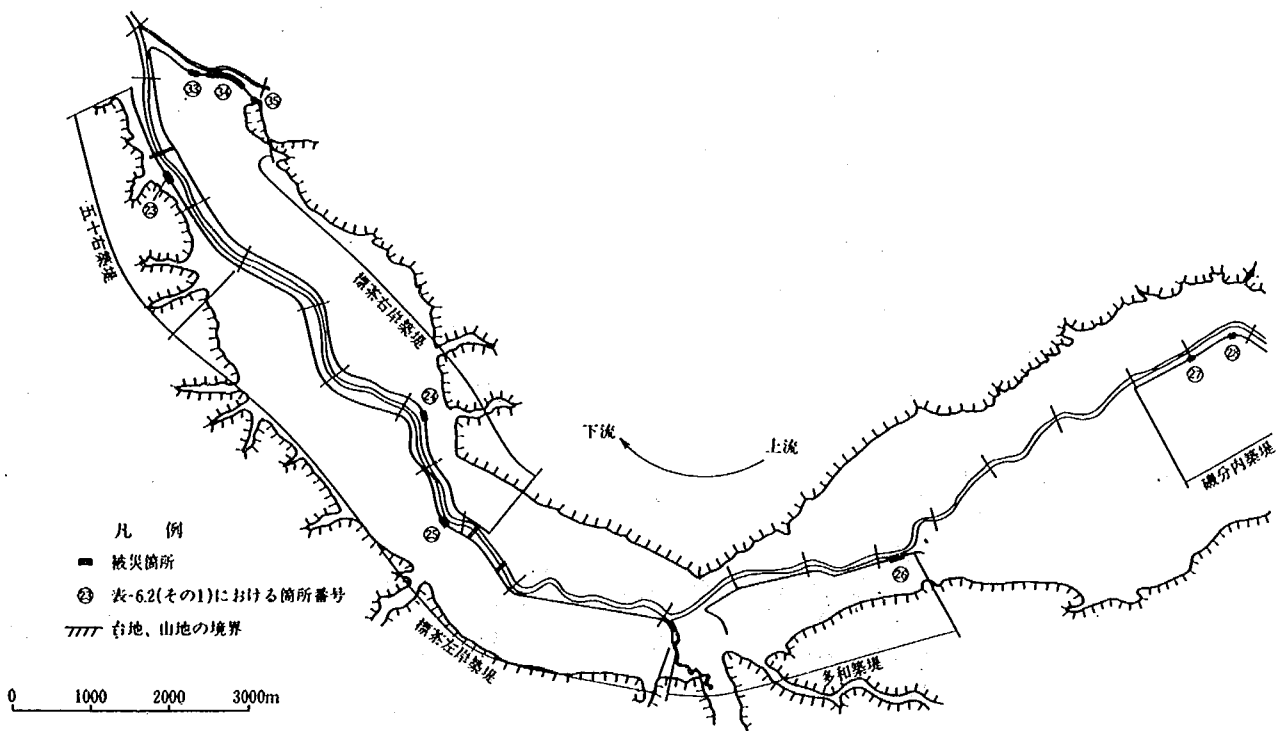


図-6・3 (2) 釧路川被災箇所図(上流部)

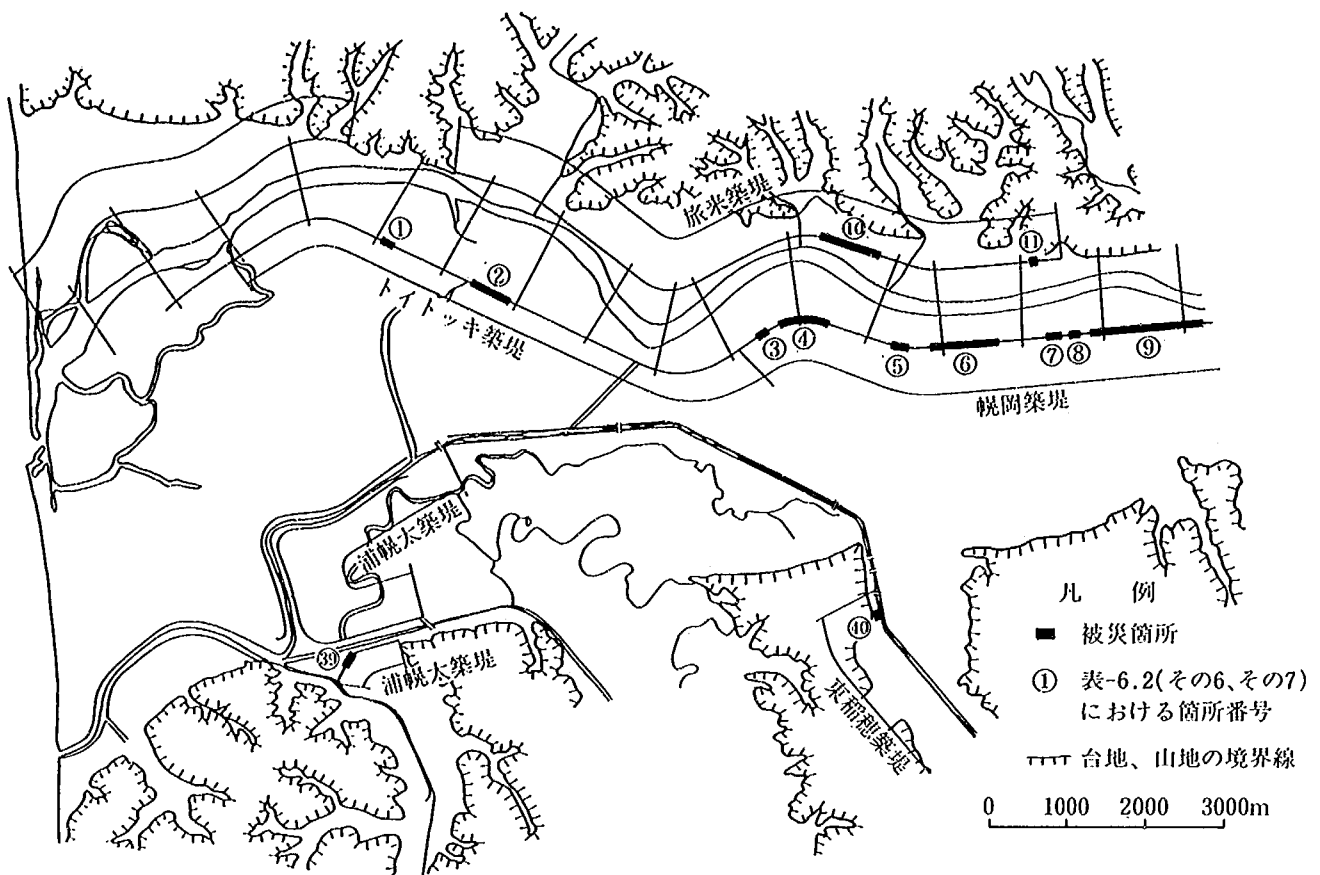


図-6・3 (3) 十勝川被災箇所図 (十勝川下流部、浦幌川、下項辺川)

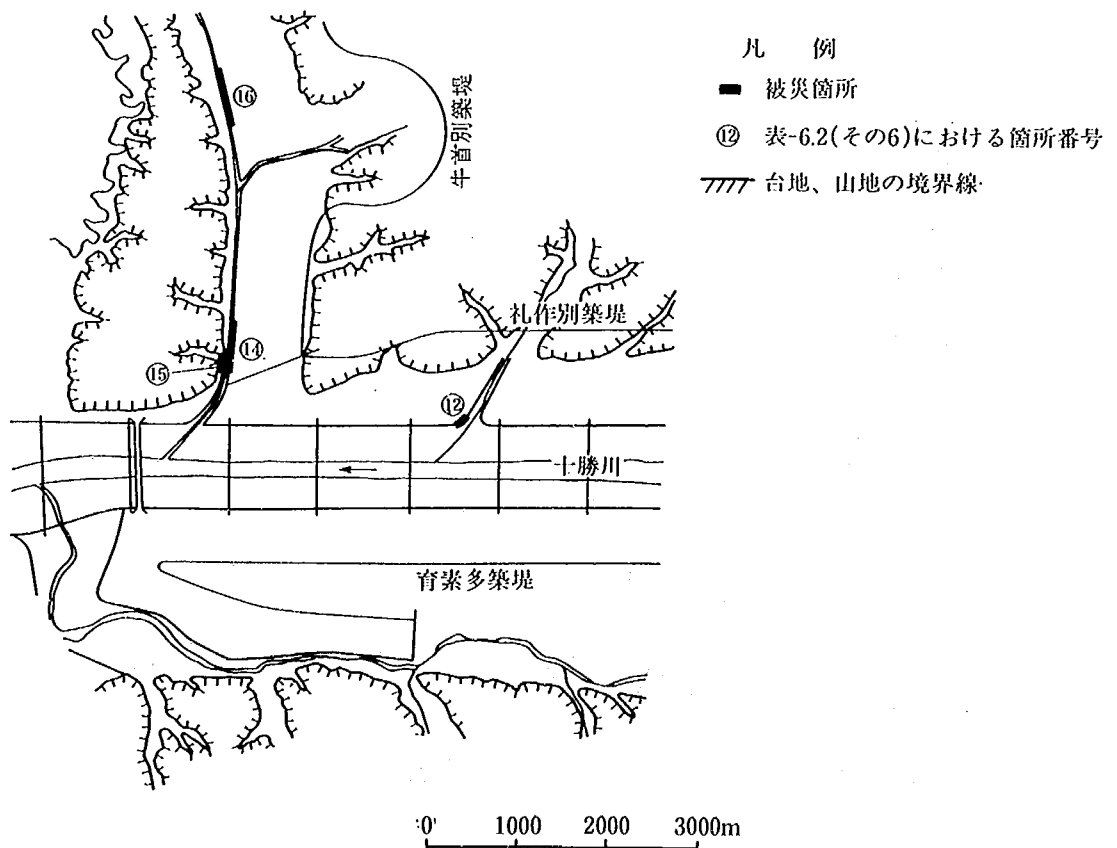


図-6・3 (4) 十勝川被災箇所図 (牛首別、礼作別築堤)

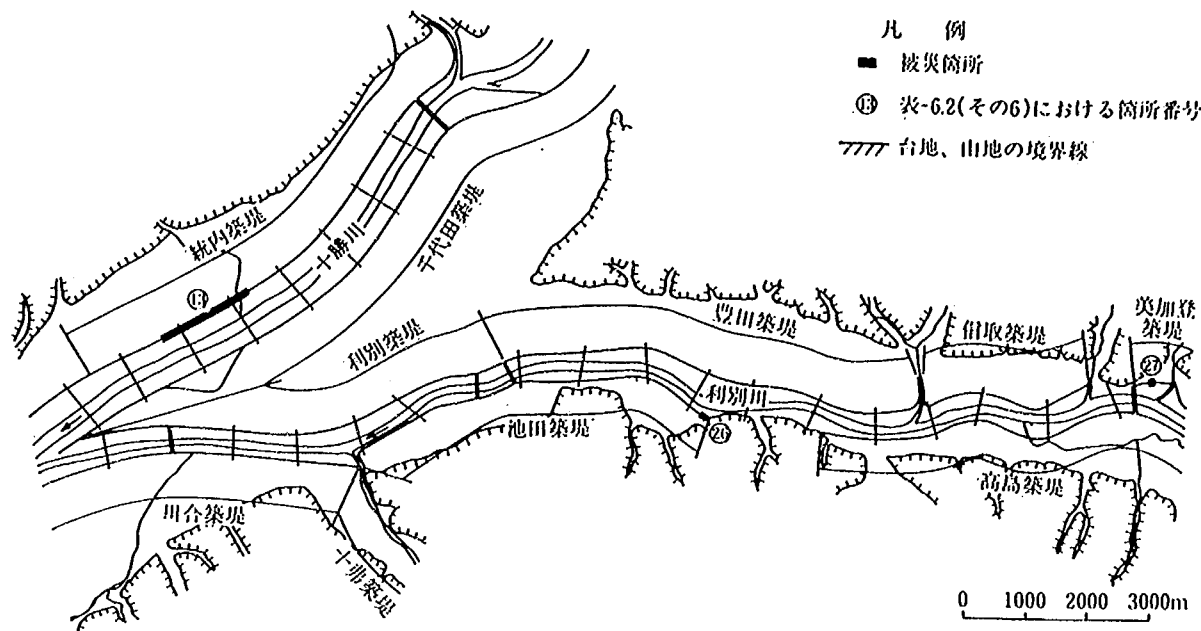


図-6・3 (5) 十勝川被災箇所図(統内, 池田, 美加登築堤)

災したのは4箇所、延長1.3kmであり、KP5.0から上流側が被災した。この区間の被災は、図-6・4、写真-6・1に示すように、II型の被災が主で天端は最大で30cmほど沈下し、縦断クラックが主にみられた。被災原因としては横堤下流左岸で堤内および堤外ののり尻下部で写真-6・2に示すような噴砂跡がみられたことから液状化によるものと考えられる。

また、鳥取橋下流の左右岸(KP0.36~1.125)で低水護岸が6箇所被災した。この護岸は、図-6・5、写真-6・3に見られるように2段になっており、上部の護岸のり留工を境に下部の護岸が川側へ滑るように破壊しており、被災した部分の上部は陥没し、のり尻部ははらみ出している。なお、護岸が被災を受けた箇所の築堤本体や高水敷には変形は見あたらなかった。

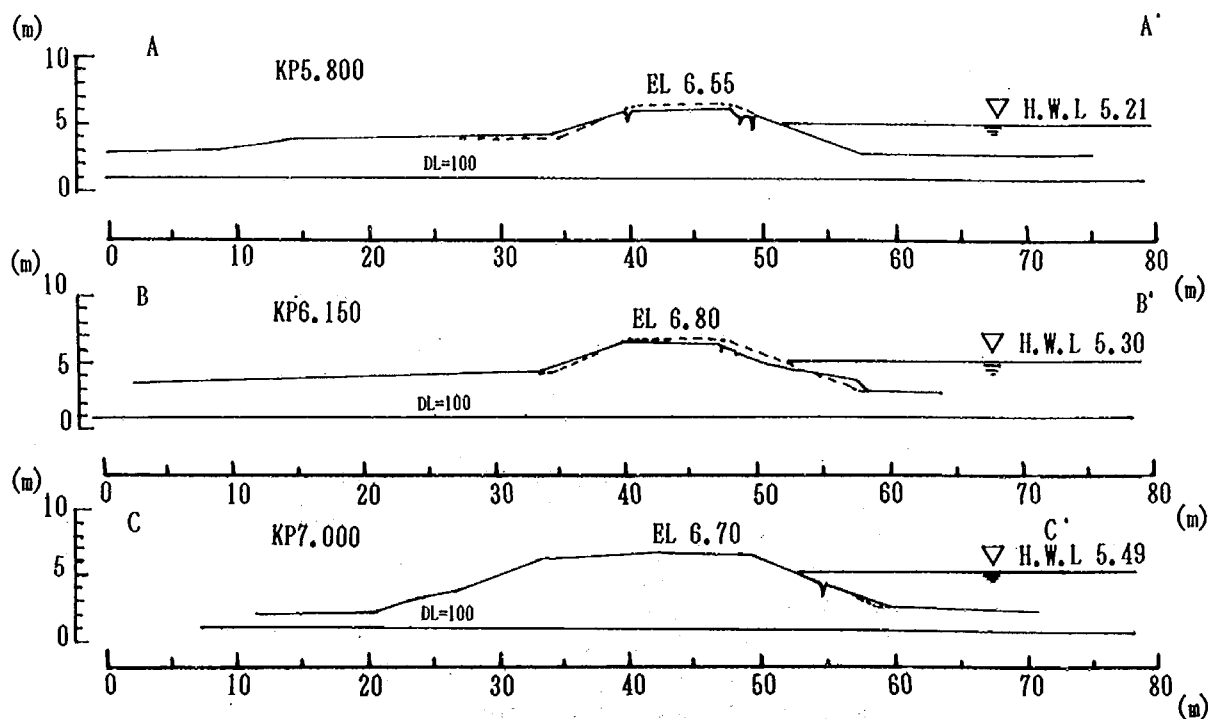


図-6・4 釧路市街左岸築堤被災地点横断面図

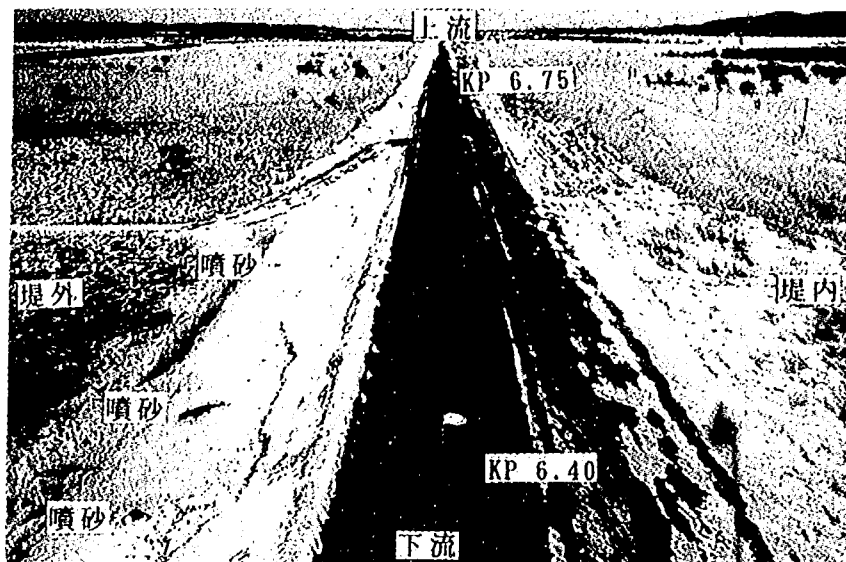


写真-6・1 釧路市街左岸築堤被災写真 (KP 6.40~6.75)

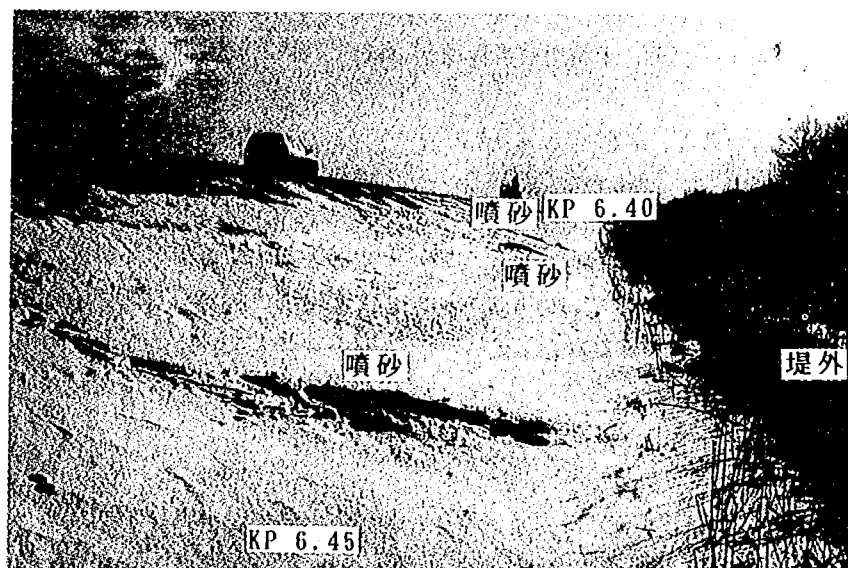


写真-6・2 釧路市街左岸築堤の噴砂跡



写真-6・3 鳥取橋下流護岸被災状況

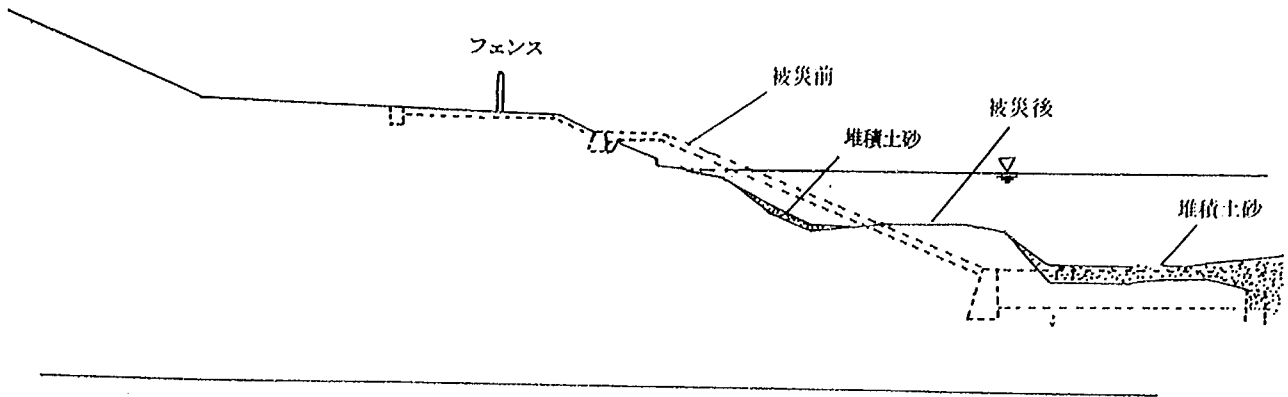


図-6・5 鳥取橋下流護岸被災状況

2) 遊水池左岸築堤

遊水池左岸築堤は横堤 (KP7.7) から岩保木山に取付く延長 3.8km の堤防である。この築堤の被害は表-6・2 のように 6 箇所、延長 2.29km であり、釧路川水系の築堤の中では築堤延長に対する被災延長の比が最も大きい築堤である。

この中で被災延長の最も長い KP9.60~10.53 の被災状況を図-6・6、写真-6・4 に示す。このように堤防はいくつかの縦断クラックが発生、天端は最大で 2 m 近く沈下した。また、堤内側に比べ堤外側の沈下が大きく、堤外側へ滑るような変形をしている。また、KP9.26~9.50 の被災状況を図-6・7 および写真-6・5 に示すが、堤外側のり尻において堤体内の土砂が堤外地に流出した。

北海道開発局では、被災規模の大きい KP9.85 において、これらの堤防の破壊機構を明らかにするため、堤防開削調査をはじめ種々の地質調査、土質試験を行っており、次のような知見を得ている²⁾。

- ①開削断面 (図-6・8、写真-6・6) の土層変化は推定した築堤履歴 (図-6・9³⁾) を反映している。
- ②開削断面から天端付近には縦割れ亀裂が無数にみられ、天端から堤体下部まで連続した幾条もの亀裂が生じていること、天端が垂直方向に陥没沈下したことが観察される。また、のり肩部に発達した亀裂の下部には下方から上昇してきたと思われる淡灰色の砂が認められた。
- ③堤外側のり面付近は堤体内部の土砂が凍結した堤外側のり面表層の土塊をのせるような形でり尻にせり出している様子が観察された。また、のり尻部分に基礎地盤の破壊の痕跡や噴砂跡は認められなかった。

④堤内側のり面付近は築堤時の転圧層が成層状態でみられ土層の乱れが小さいこと、天端や堤外側に比べ細粒分の多い砂質土で築堤されていることが観察された。

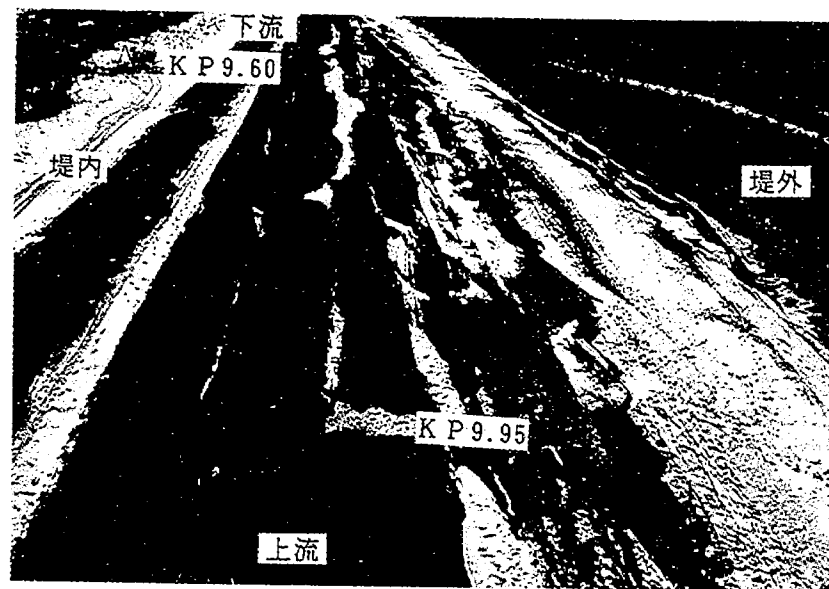
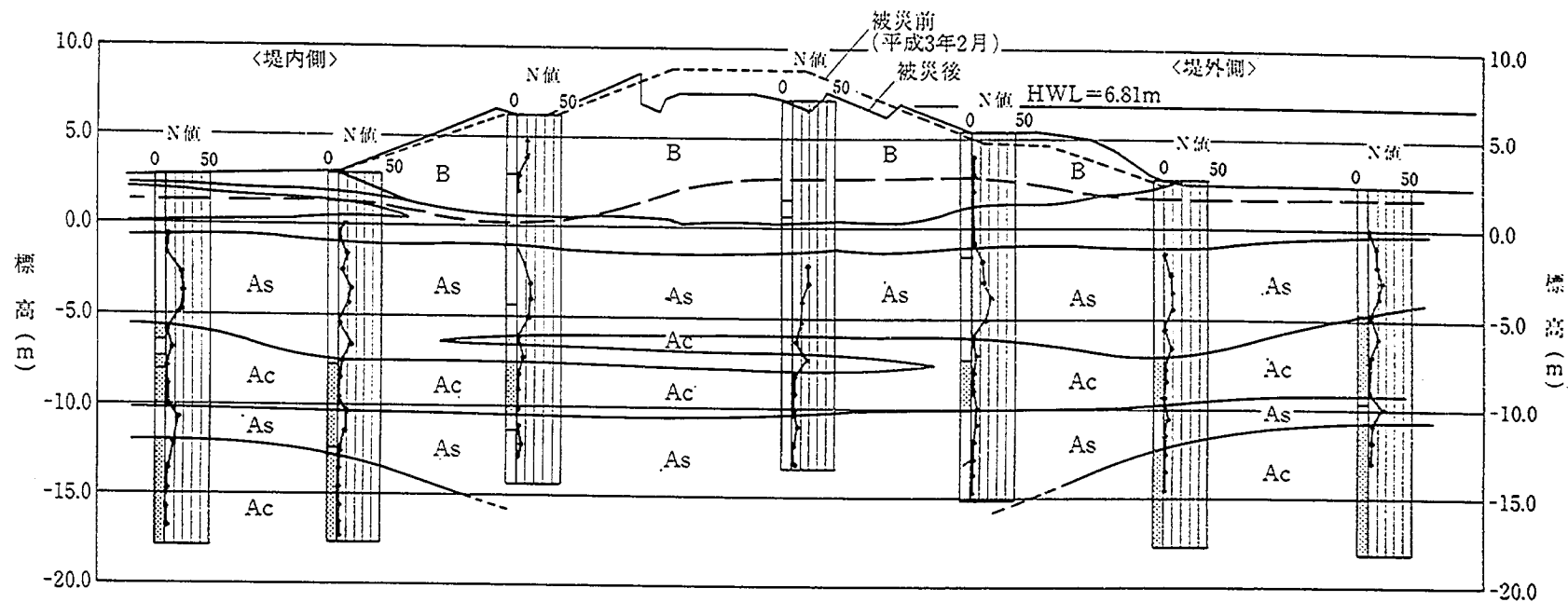
⑤湿原であり地下水位が高く、また軟弱地盤のため圧密沈下のため築堤材料が地下水位以下 2.5m までは没していたことが確認された。

⑥築堤材料は全体的には砂質土で、築堤履歴が新しい堤内側の方が細粒分を多く含む。

⑦以上のことから堤防の破壊機構は、天端から堤外側の地下水位以下の築堤材料が液状化し、それにとともに堤体が堤外側に滑るように破壊、液状化した堤体土はのり尻表層の凍土層を押し破り、堤外地に流出したと推測される (図-6・10)。

このような破壊機構は先述した堤防の破壊形態をよく説明しているといえる。ただし、泥炭層自体も軟弱であり、かつその下部の砂層も緩い砂層であることから、これらの影響の有無についても検討の余地がある。

この築堤では、以上述べた 2 箇所の他に 4 箇所が被災を受けている。KP8.92~9.12 については、先に述べた 2 箇所と同様の被害を生じ、他の 3 箇所では、堤外側に滑るように崩壊し天端の沈下、縦断クラックがみられた。



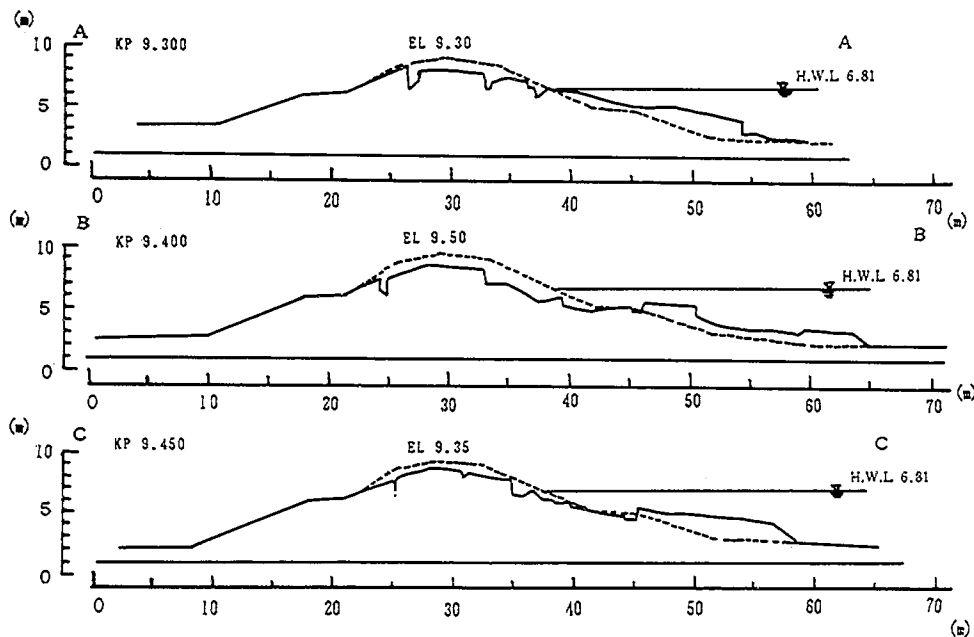
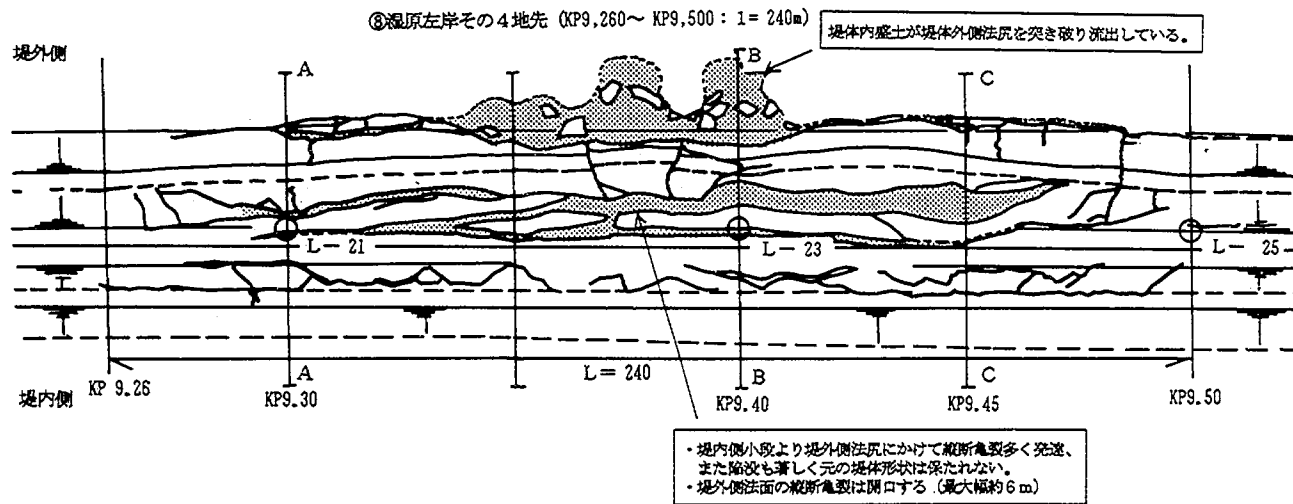


図-6・7 釧路川遊水池築堤被災状況 (KP 9.26~9.50)

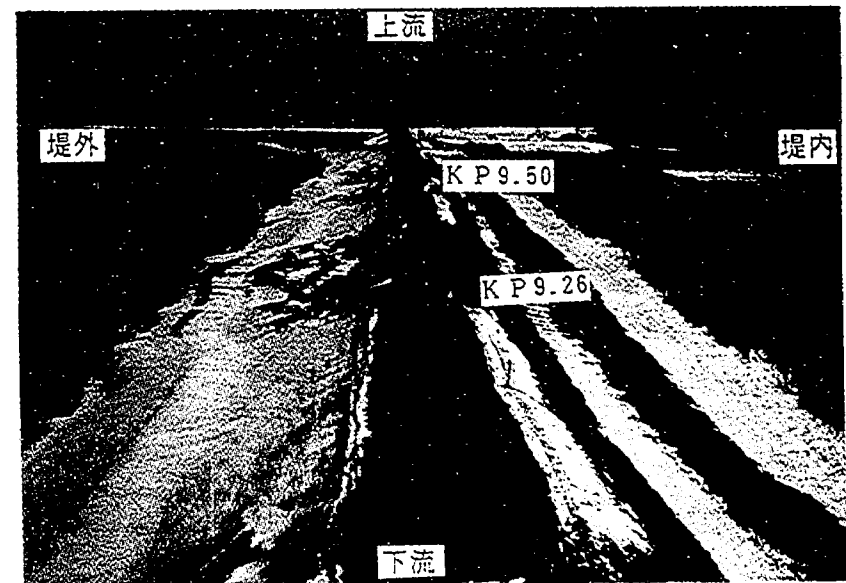
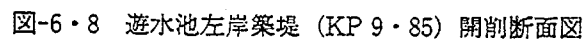


写真-6・5 遊水池左岸築堤被災状況 (KP 9.26~9.50)



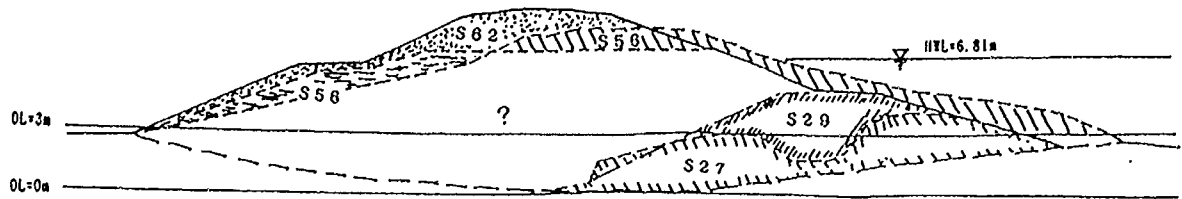


図-6・9 釧路川左岸 KP 9・85 における築堤の履歴

堤防の崩壊機構の概念図<左岸 KP 9400 - 9850 をモデルとして>

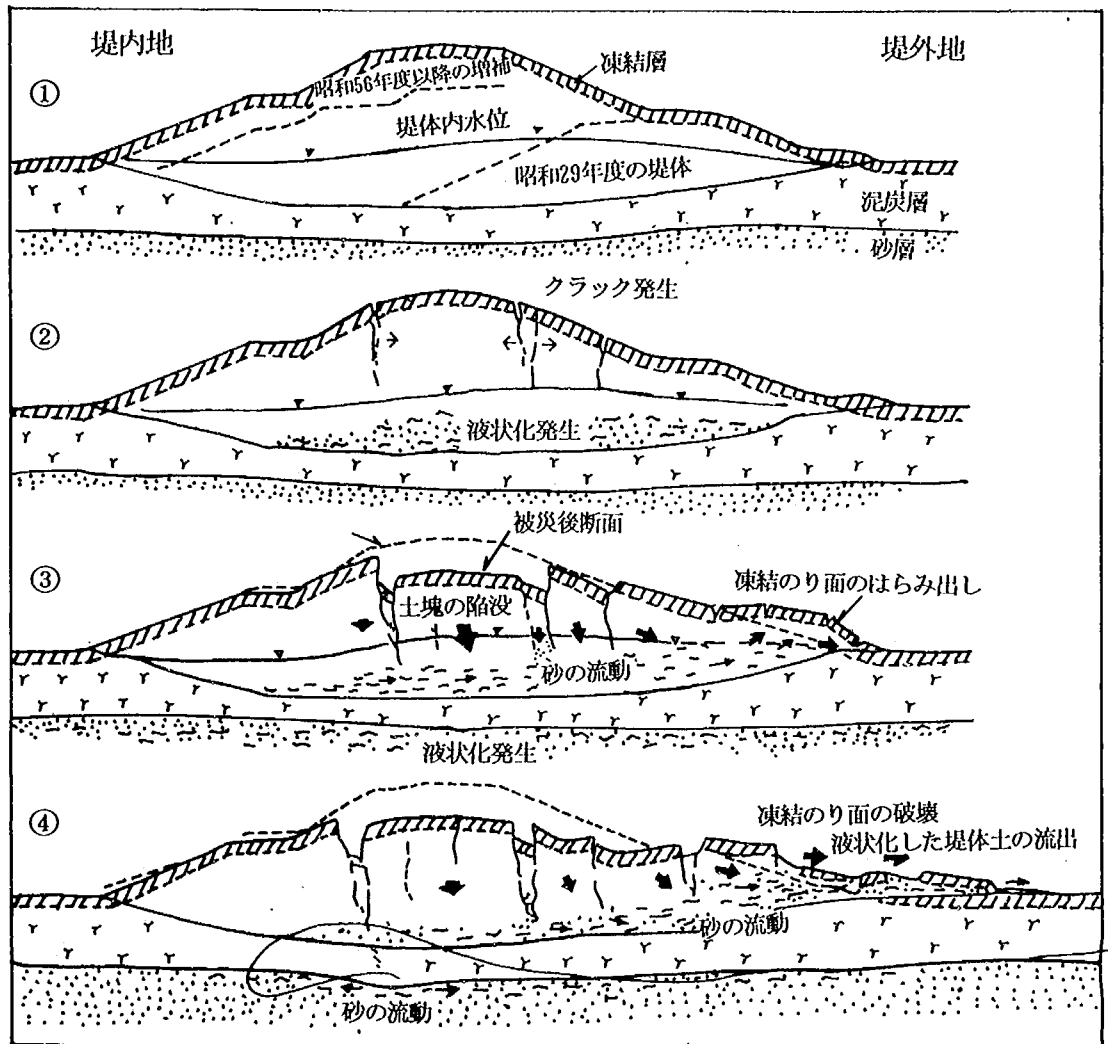


図-6・10 堤防の破壊機構

3) 遊水池右岸築堤

遊水池右岸築堤は横堤 (KP7.7) から温根内の丘陵部に取りつく延長 8.8kmの堤防であり、昭和初期は国道としても使われていた。この築堤は全てが釧路湿原内の支川幌呂川右岸に沿って築堤されている。被害は表-6・2のように6箇所、延長 4.3kmである。

被災はII型が主で、両側に滑るような崩壊をしている。この中で被災の大きかった KP11.00~12.10 では、

天端に幅 1 m、深さ 3 mの縦断クラックが発生、堤内側のり面が陥没した (図-6・11、写真-6・7)。

北海道開発局では遊水池左岸築堤と同様に KP11.65 において開削調査を行っている²⁾。開削断面を図-6・12、写真-6・8に示す。遊水池左岸築堤同様この堤防も堤外側に古い築堤があり、図-6・13に示すようにこの古い築堤材料が液状化したと考えると破壊形態を説明できる。遊水池左岸、右岸両築堤の開削調査では、

古い築堤が存在する堤外側で被災の引き金となる液状化が生じたと考えられ、この原因として、築堤材料が液状化しやすい粒度分布であった、当時の堤体の締固め等の施工技術が現在の土工技術より劣っており、堤体の締固めが不十分であった等があげられる。このことは、堤防の耐震判定を行う際には堤防の築堤履歴についても把握しておくことも必要であることを示唆している。

また、この被災箇所の近傍の無被災箇所の横断面図

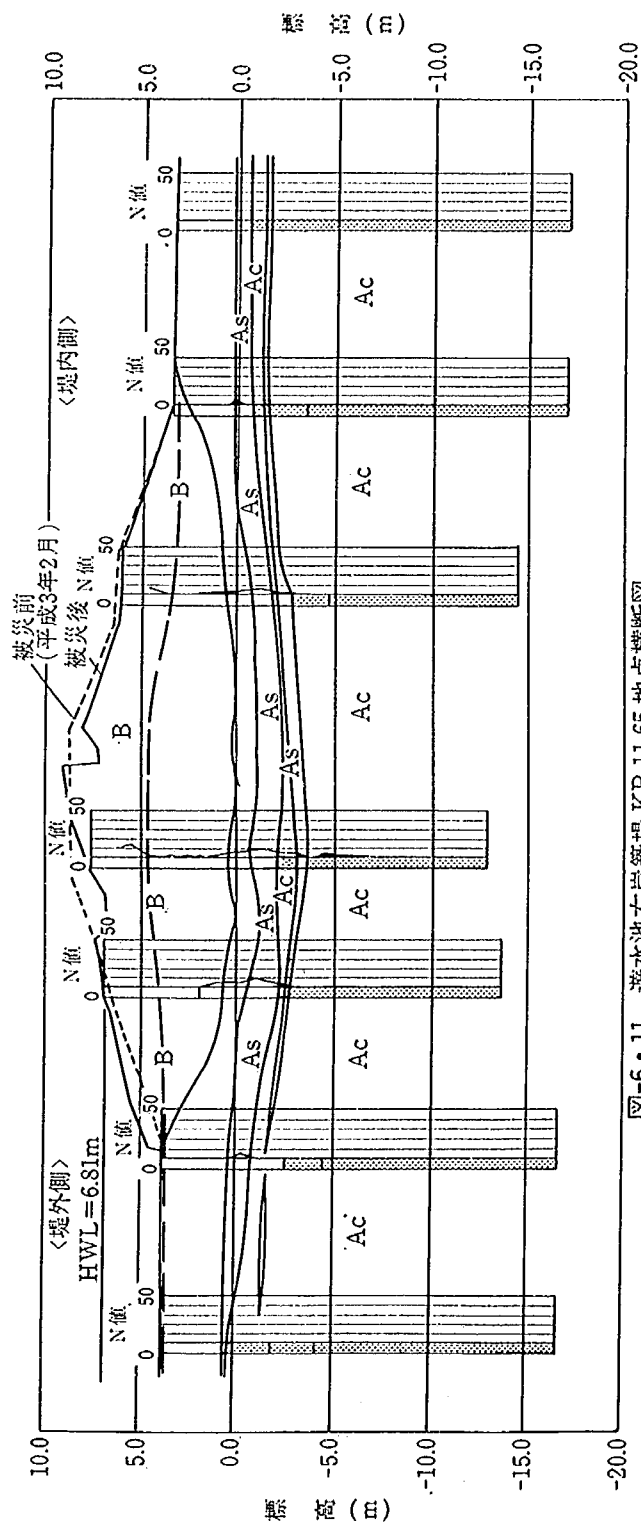


図-6・11 遊水池右岸築堤 KP 11.65 地点横断面図

を図-6・14に示す。この図と図-6・11を比較すると、無被災のものの方が被災を受けたものに比べ泥炭層が薄いことがわかる。このことは、無被災のものの方が泥炭層が薄いため、圧密沈下が小さく堤体材料が地下水位以下に没した部分が小さいために無被災であったとも考えられる。

この築堤におけるこの他の被災地点の被災パターンは天端沈下量の大小の差はあるものの上述した被災パターンと同様なものであった。



写真-6・7 遊水池右岸築堤被災状況 (KP 11.65～11.80)

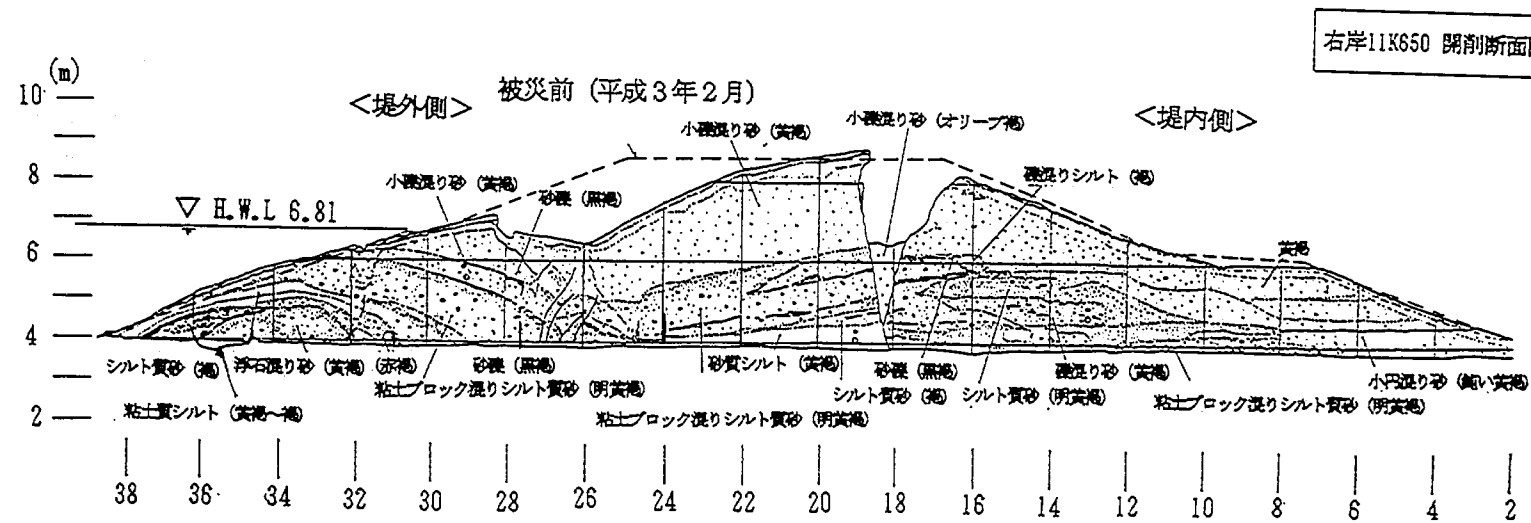


圖-6·12 遊水池右岸築堤 KP 11.65 堤防開削断面

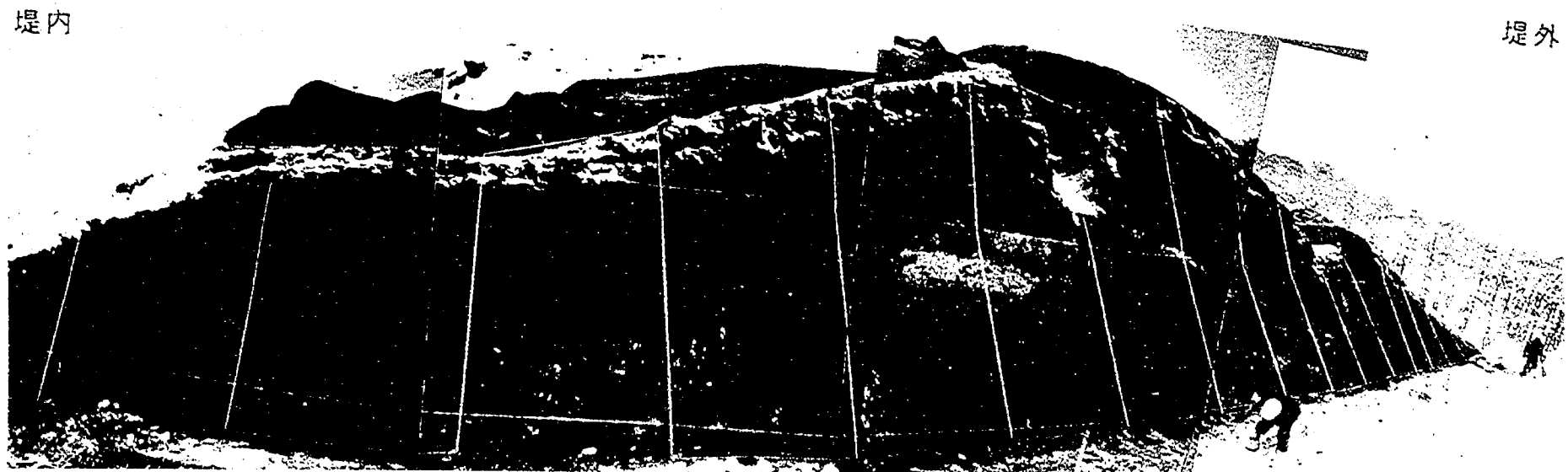


写真-6・8 遊水池右岸築堤 KP 11.65 開削断面

堤防の崩壊機構の概念図<右岸 KP 11650 をモデルとして>

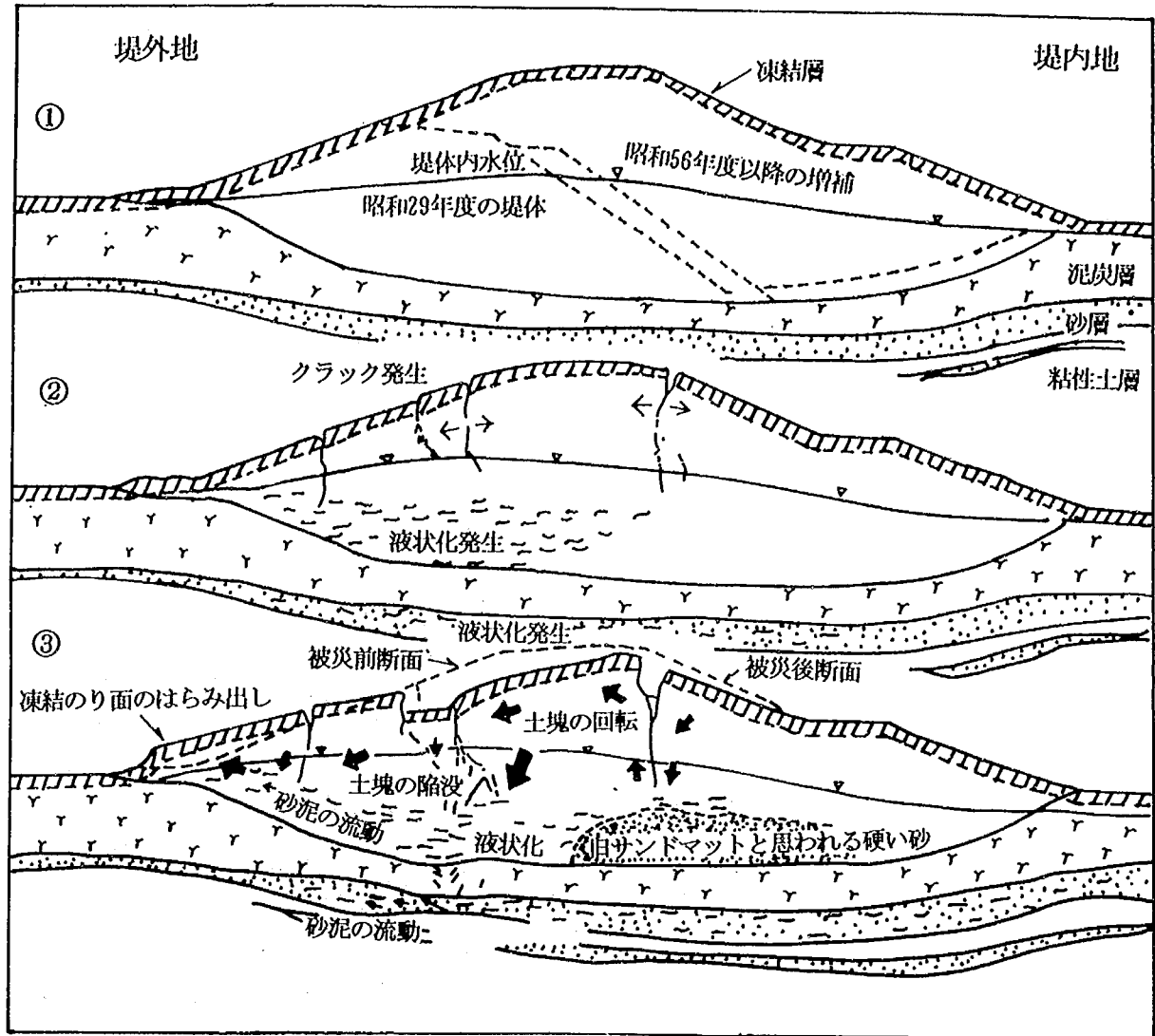


図-6・13 堤防の破壊機構 (遊水池右岸築堤 KP 11.65 地点)

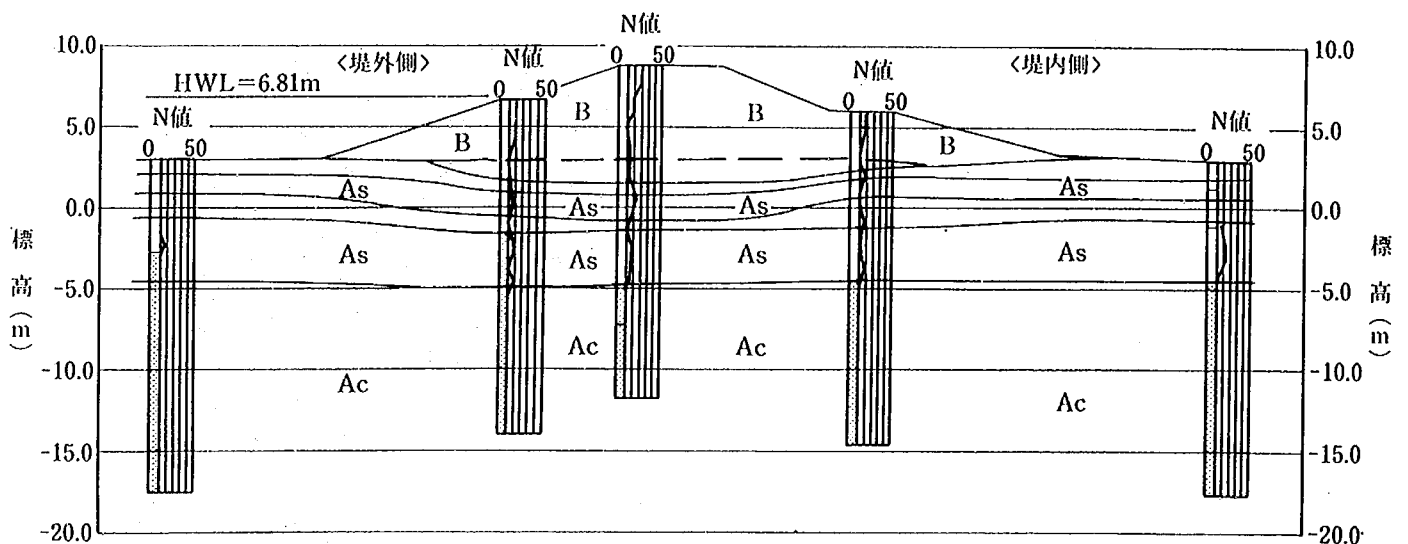


図-6・14 遊水池右岸築堤の無被災箇所の横断面図 (KP 10.60 地点)

4) 標津右岸築堤

支川オソベツ川はKP37.2で釧路川と合流しているが、この合流地点付近での釧路川右岸とオソベツ川左岸の逆流堤部分が標津右岸築堤である。今回の被災箇所はそのオソベツ川左岸逆流堤部分KP1.0付近(KPはオソベツ川のキロポスト)の3箇所と南標茶地先(古屋樋門)の1箇所、計4箇所であった。この中で南標茶地先の被災は樋門の取付護岸の被災で、のり覆工の亀裂、沈下、隆起が延長60mにわたりみられた。

その他オソベツ川沿いの3箇所の被災はいずれも築堤の被災で、地震直後は積雪等のため発見できておらず、融雪後に新たに確認された。KP1.165~1.759の区間における横断面図を図-6・15に示す。この図が示すように天端およびのり面に縦断亀裂(最大幅50cm, 最大深さ1m)が発生し、またそれらの縦断クラックを結ぶように一部に横断亀裂が見られた。また、のり面の亀裂の一部に噴砂跡が見られ、図-6・15が示すようにこの築堤が遊水地左岸築堤と同様に厚い泥炭層上に築堤されていることから、遊水地左岸築堤と同様の破壊が生じたと考えることができる。

5) 五十石築堤

五十石築堤はKP35.1~41.0の左岸の築堤で、今回の地震による被災は1箇所(KP39.25~39.30)、延長

50mであった。被害の状況は写真-6・9、図-6・16に示すように天端中央、両側ののり面に縦断クラックが発生し、堤内側ののり肩が40cm程度沈下した。

6) 標茶左岸築堤

標茶左岸築堤は釧路川左岸KP41.0~49.2の築堤で、今回の地震による被災は1箇所、富士樋門の取付護岸の被災で、延長は50mにわたり、のり覆工の亀裂、沈下、隆起がみられた。

7) 多和築堤

多和築堤は釧路川左岸被害の状況はKP52.23~52.40は護岸の被害であり、写真-6・10に示すように延長170mにわたって護岸全体が滑るように崩壊し、場所によってはブロックがバラバラになって大きく河心側に張り出ている部分もある。

8) 磯分内築堤

磯分内築堤はKP52.5~58.2の左岸の築堤で、今回の地震による被災は2箇所、延長80mであった。KP56.94~57.00とKP57.73~57.76の2箇所は築堤の被害で天端に縦断クラック(最大幅30cm, 深さ50cm)が発生し、被災パターンはII型であった。

9) 雪裡川

雪裡川は釧路川の支川で、鶴居村の中央を流れ釧路

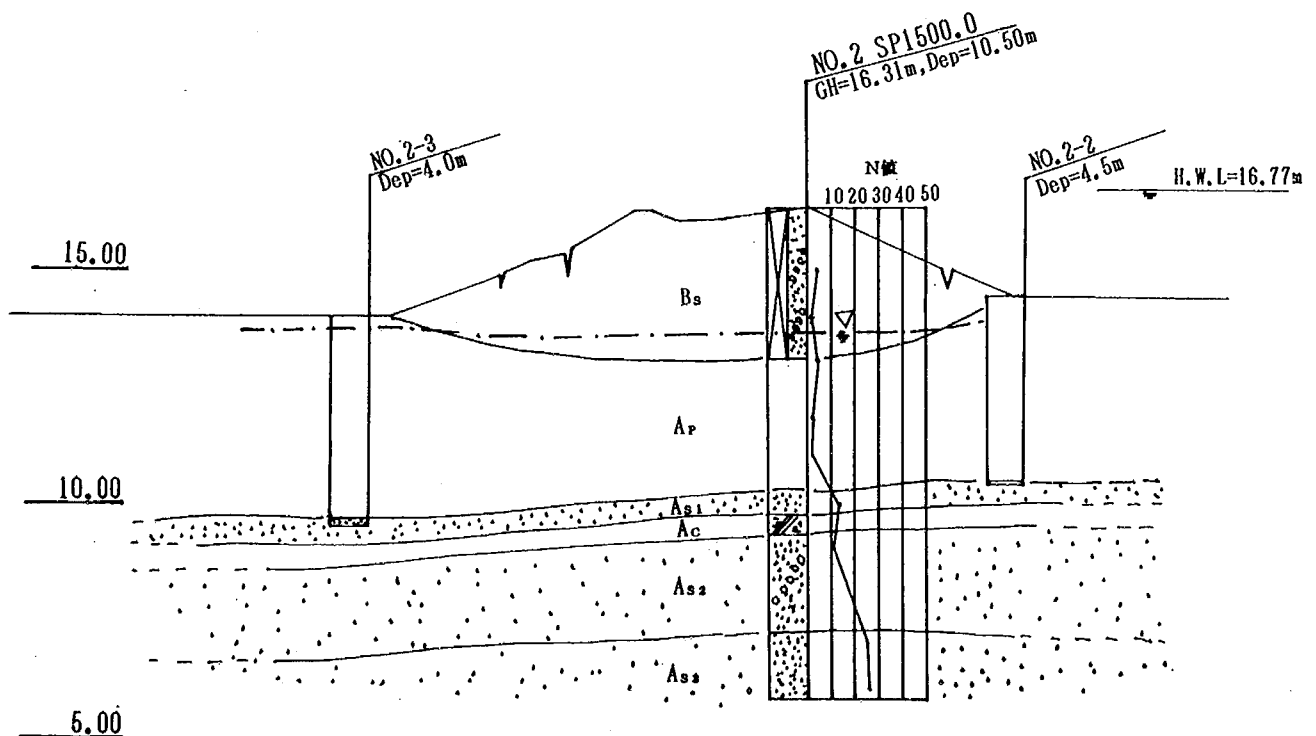


図-6・15 標津右岸築堤被災箇所横断面図



写真-6・9 五十石築堤被災状況（下流側より望む）

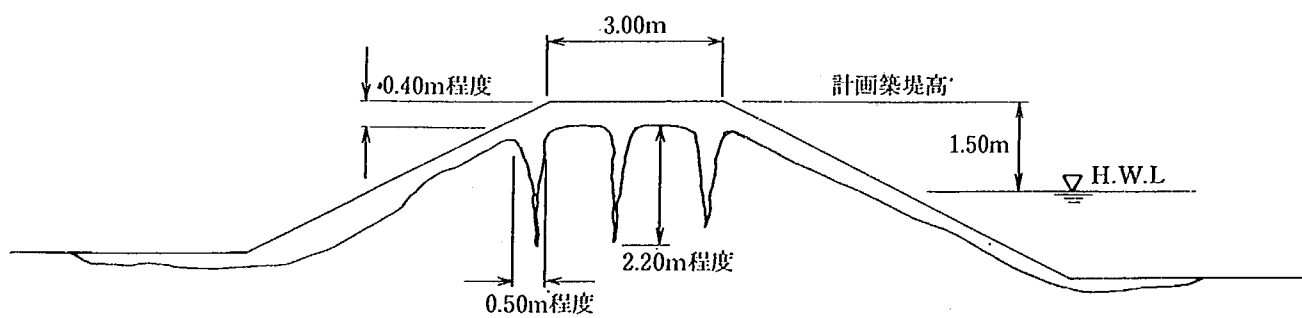


図-6・16 五十石築堤被災断面図

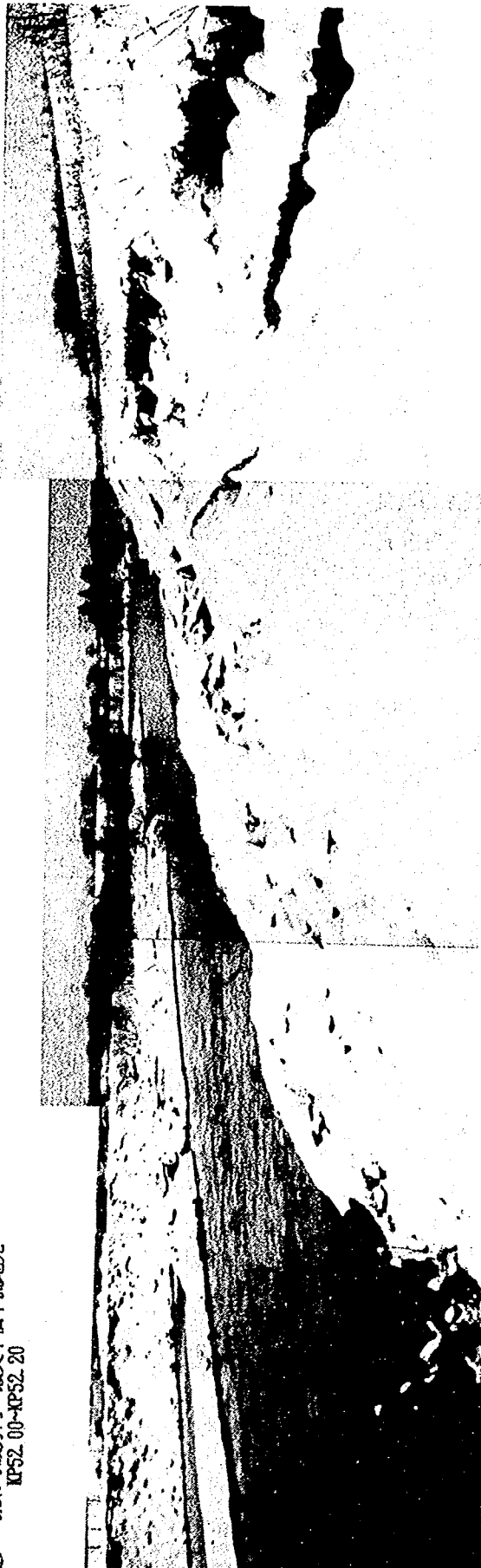


写真-6・10 多和築堤の護岸の被災

⑬ 標茶町磯分内 潮文平橋下流地先
KP52.00-KP52.20

湿原の中で釧路川に合流している河川である。今回の地震による被害は、鶴居村中雪裡、茂雪裡川合流部付近右岸において1箇所、延長20mの築堤の被災で、天端の沈下およびクラックが生じた。また連結ブロック護岸も被災した。

10) 茂雪裡川

茂雪裡川は雪裡川の支川で鶴居村中心部北側で雪裡川に合流している。被災地点には村営のタンチョウセンター等があり、親水護岸(階段状護岸)が左右岸それぞれ3箇所計6箇所(1箇所の延長、30m程度)設けられているが、全ての箇所で階段状護岸が滑るように破壊している(写真-6・11)。階段護岸と階段護岸の間には通常の連結ブロック護岸が設けられているが、連結ブロック護岸には全く被害がなく、また被災地点直近のタンチョウ橋にも被害はないことから、階段状親水護岸の構造的なものが被災の原因と考えられる。

2. 2. 2 音別川水系

今回の地震では、左岸 KP0.10~2.10(音別町音別、音別市街地先)において築堤が2kmにわたり被災し、また右岸 KP0.80~0.89(音別橋上流、川西地先)において護岸が90mにわたって被害が生じた。

前者の築堤の被害は図-6・17、写真-6・12に示すように、天端が5cm程度、一様に沈下堤外・堤内両のり面に幅10cm、深さ30~50cm程度のクラックがのり面に斜めに2条程度生じ、クラックが天端に達するところで天端に横断クラックが生じている。またのり尻にもクラックを生じた。写真-6・13に示すように堤外側の高水敷で噴砂が見られ、被災の原因として堤防下地盤の液状化が考えられる。

2. 2. 3 和天別川水系

今回の地震では、支川の恋隠川も含め12箇所、延長1,330mが被災を受けた。右岸 KP9.62~9.77(白糠町川向起望橋上流地先)の1箇所が護岸の被災で、その他はすべて築堤の被災であった。築堤の被災はほとんどII型で天端から堤外側あるいは堤内側に天端中央付近から滑るような崩壊であった。崩壊にともない縦断クラックおよび天端からのり先への斜め・横断クラックがみられた。中でも被災の大きかった坂の丘築堤和天別橋上流地先では、写真-6・14に示すように最大幅50cm深さ1.3mのクラックが天端中央に発生し、堤内側に30cm程度沈下した。

また、支川恋隠川の沈下が小さい箇所では横断クラックが目立っている(写真-6・15)。



写真-6・11 茂雪裡川親水護岸の被災

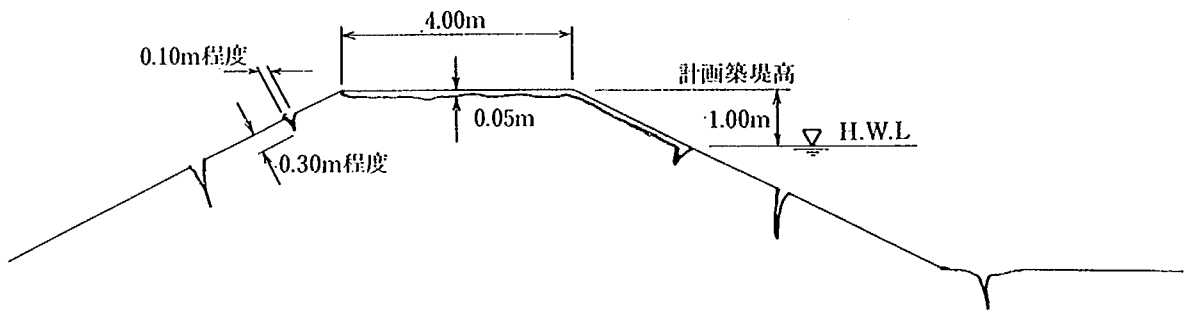


図-6・17 音別川被災断面図



写真-6・12 音別川被災写真



写真-6・13 音別川噴砂跡



写真-6・14 和天別川の被災状況

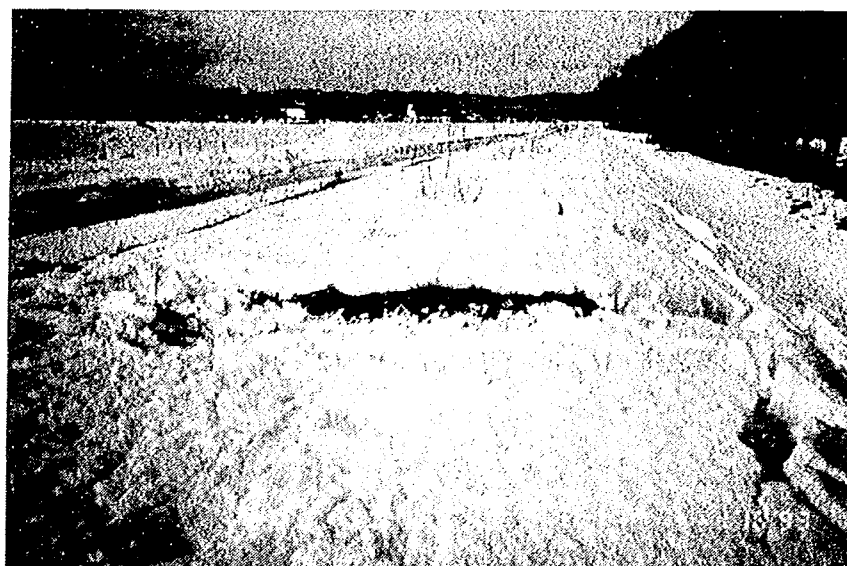


写真-6・15 天端の横断クラック

和天別川の下流部は湿地帯の上に築堤されており、また、吉野樋門上流地先では噴砂跡（写真-6・16）がみられたことから、築堤の被災の原因として液状化が考えられる。

右岸 KP9.62～9.77（白楯町川向起望橋上流地先）の護岸の崩壊は連結ブロック護岸の崩壊で、護岸自体が下に滑り落ちるような崩壊であり、残った部分と滑った部分の間に隙間（20cm程度）が生じ、連結用の鉄筋が見える（写真-6・17、図-6・18）。

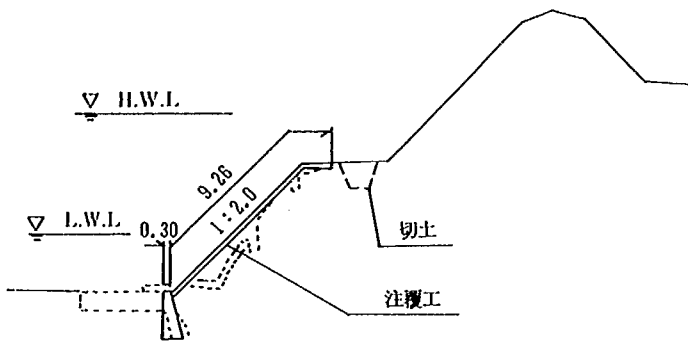


図-6・18 和天別川右岸 KP 9.62～9.77 の護岸被害



写真-6・16 和天別川における噴砂跡



写真-6・17 和天別川右岸 KP 9.62～9.77 の護岸被害

2. 2. 4 十勝川水系²⁾

1) 旅来築堤

旅来築堤は十勝川下流部の右岸の築堤で、後述する幌岡築堤、トイトッキ築堤の対岸にあたる。被災は1箇所、延長600m (KP13.2~13.8) で、図-6・19に見られるように天端の堤内側よりに幅50cm、深さ2mのクラックが生じ、また堤外側のり肩にも幅10cm、深さ30cmのクラックが生じた。

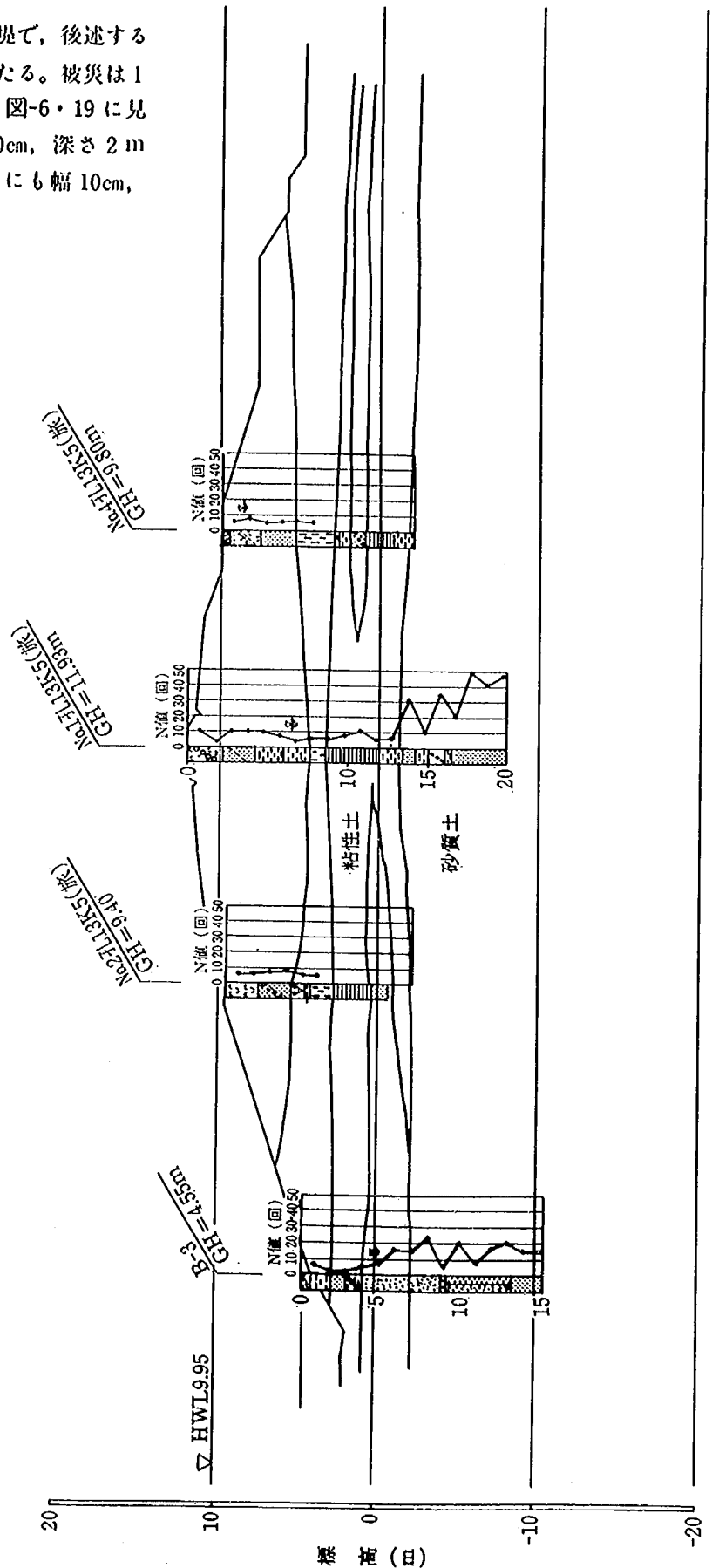


図-6・19 十勝川旅来築堤 KP 13.5 地点横断面

2) トイトッキ築堤

今回の地震では1箇所、延長500m (KP8.4~8.9)の被災であった。被災の状況は、図-6・20に見られるように堤内側のり面にクラック(幅20cm, 深さ1m)が生じクラックより上のり面が沈下したような変形をしている。そのためクラックの部分では20cm程度の段差が生じた。また、堤外側のり肩近くの天端にクラック(幅20cm, 深さ1m)のクラックが生じた。

3) 幌岡築堤

十勝川下流左岸の築堤で、7箇所、延長7.4kmが被災した。被災の状況は堤内側のり肩やのり面、のり尻に幅50cm, 深さ1m程度の縦断クラックが生じ、天端が若干沈下した。代表的な地点の被災状況を図-6・21, 写真-6・18に示す。また、横断クラックも被災規模の比較的大きい箇所では見られた。また KP16.95で噴砂がみられた。

4) 礼作別築堤

礼作別築堤における今回の地震の被災は、礼作別川と十勝川との合流部下流側 (KP24.6~24.72) の延長120mであった。被災は図-6・22に示すように堤外側のり尻に縦断クラックが生じ、そのクラックから堤内

側に向けて天端をクラックが横断していた。

5) 統内築堤

十勝川と利別川の合流地点より上流の十勝川の右岸築堤で、1箇所、延長1,501mの被災であった。この築堤の被災規模は、十勝川の堤防の被災としては一番大きいものといえることができ、釧路川遊水池左岸築堤のKP9.60~10.53と同様、天端の沈下は最大2m近い。形状は写真-6・19, 図-6・23に示すように堤内側のり肩から、堤外側に向かって滑るような破壊形状で、堤外側のり面が隆起している。ただし、堤外側の地盤は、変状はほとんどないようであった。

被災の原因として、噴砂跡が数箇所確認されており液状化が一因と考えることができる。

6) 浦幌川

浦幌太築堤は浦幌川と浦幌十勝川との合流地点から愛牛樋門までの浦幌十勝川の左岸と浦幌川の合流地点から上流の大臣管理区間の両岸の築堤である。今回の被災は1箇所延長150m (KP-0.4~-0.25)で、図-6・24に見られるように堤内側のり面にクラックが生じた。

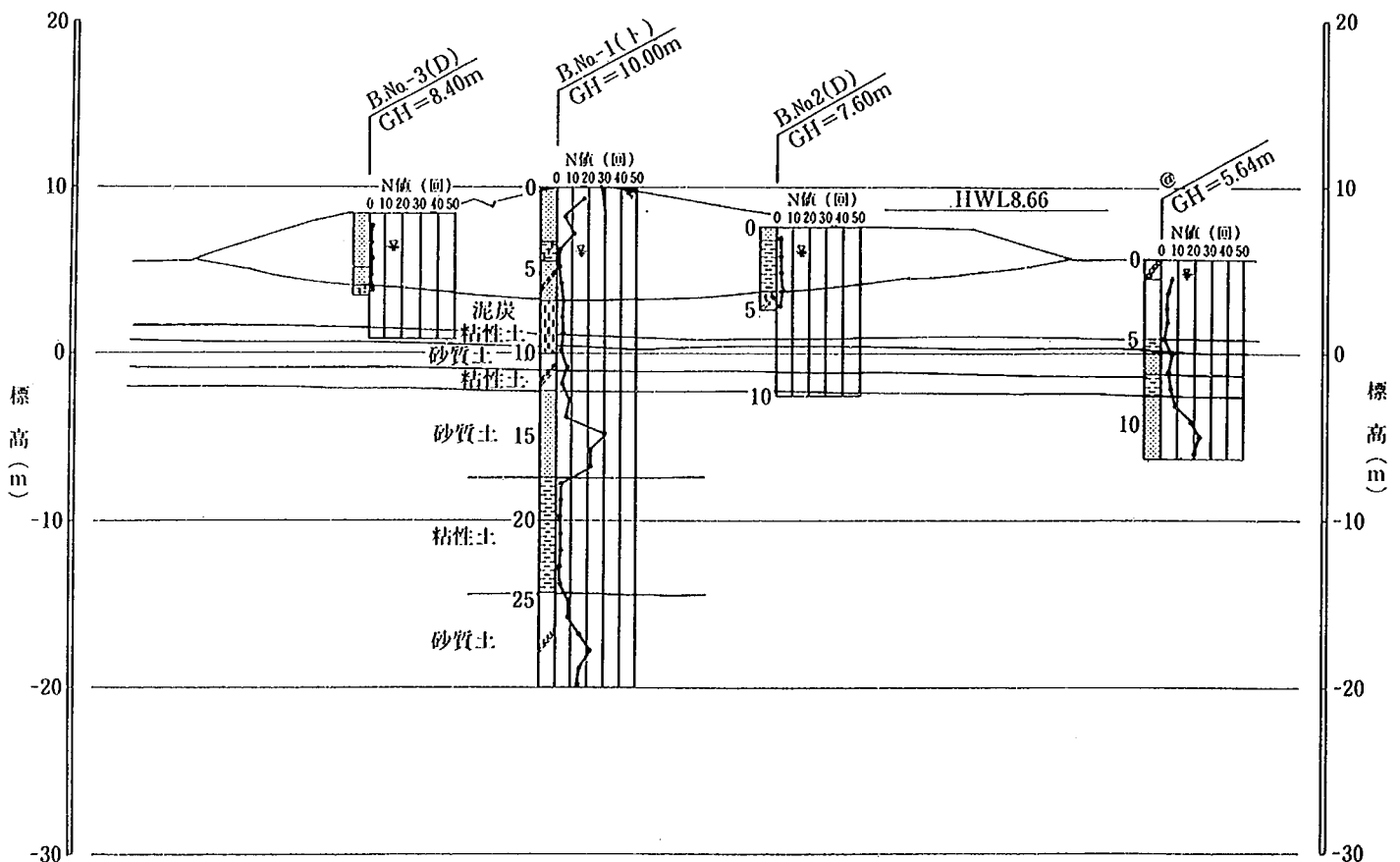


図-6・20 十勝川トイトッキ築堤 KP 8.5 地点横断面図

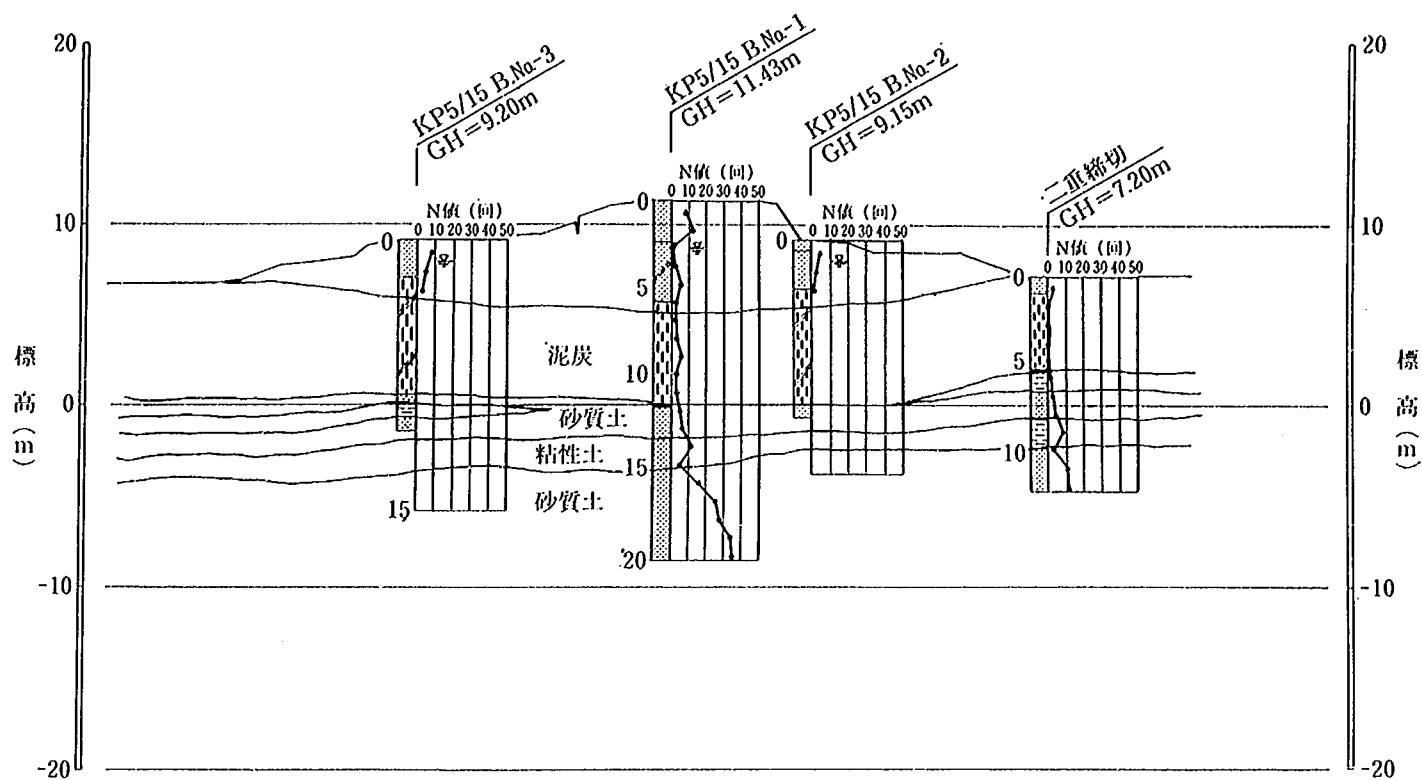


図-6・21 十勝川幌岡築堤 KP 15.5 地点横断面図



写真-6・18 幌岡築堤の被災状況

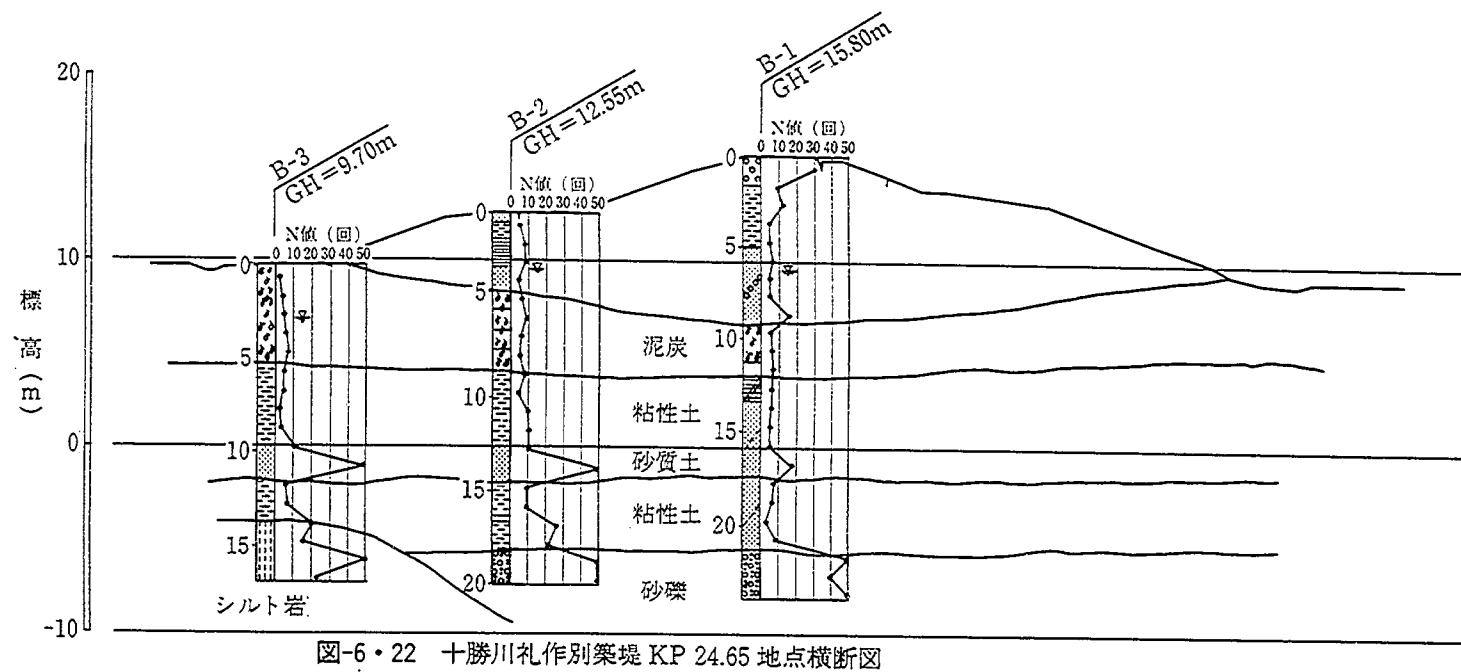


写真-6・19 統内築堤の被災状況

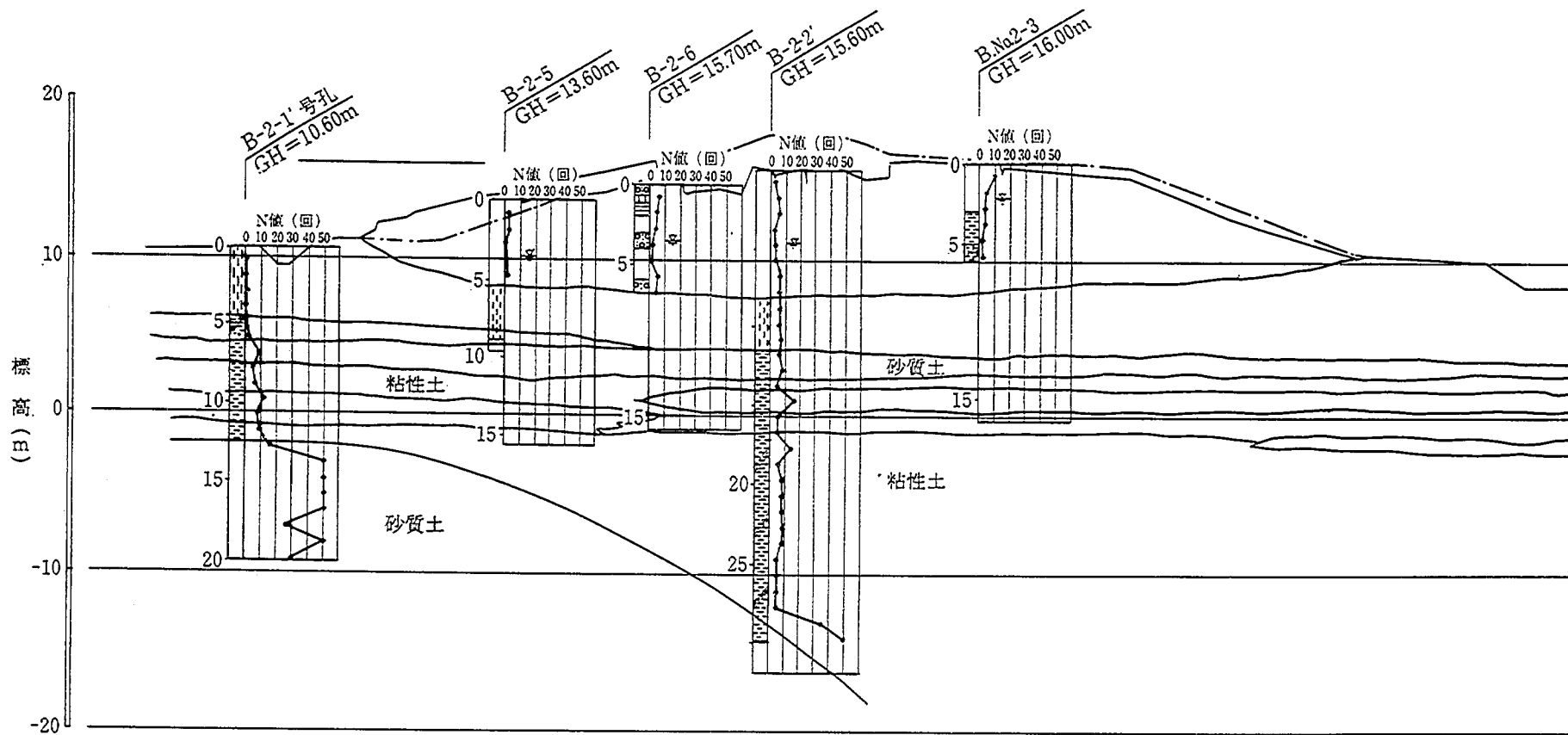


図-6・23 十勝川統内築堤 KP 32.7 地点横断面図

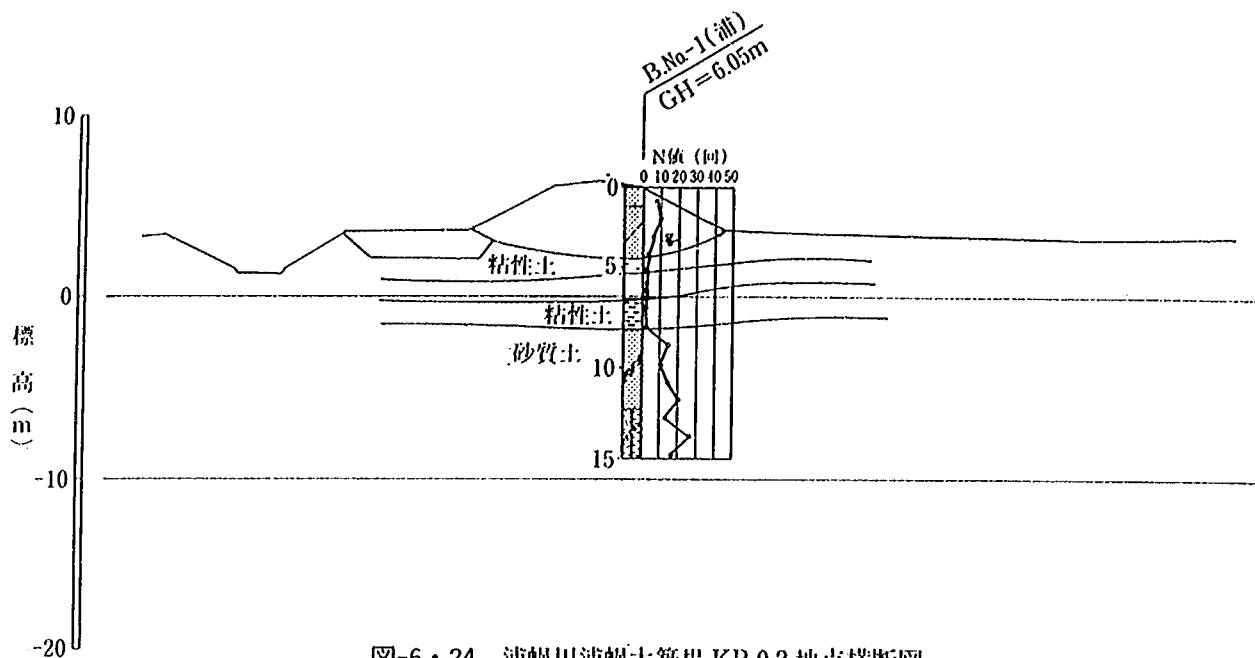


図-6・24 浦幌川浦幌太築堤 KP 0.2 地点横断面図

7) 下頃辺川東稲穂築堤

今回被災した東稲穂築堤は下頃辺川左岸の築堤である。被災箇所は KP7.6~7.7 の間の延長 50m の 1 箇所。図-6・25、写真-6・20 に見られるように堤内側に滑るように崩壊している。天端は最大で 1m 程度沈下

し、崩壊に伴う縦断クラックが堤内側のり肩（クラック幅 20cm、深さ 50cm）と天端、堤外側のり面にみられた。天端のクラックは図-6・25 を見ると空洞が生じていることからすべり崩壊したためのテンションクラックといえる。



写真-6・20 下頃辺川の被災状況

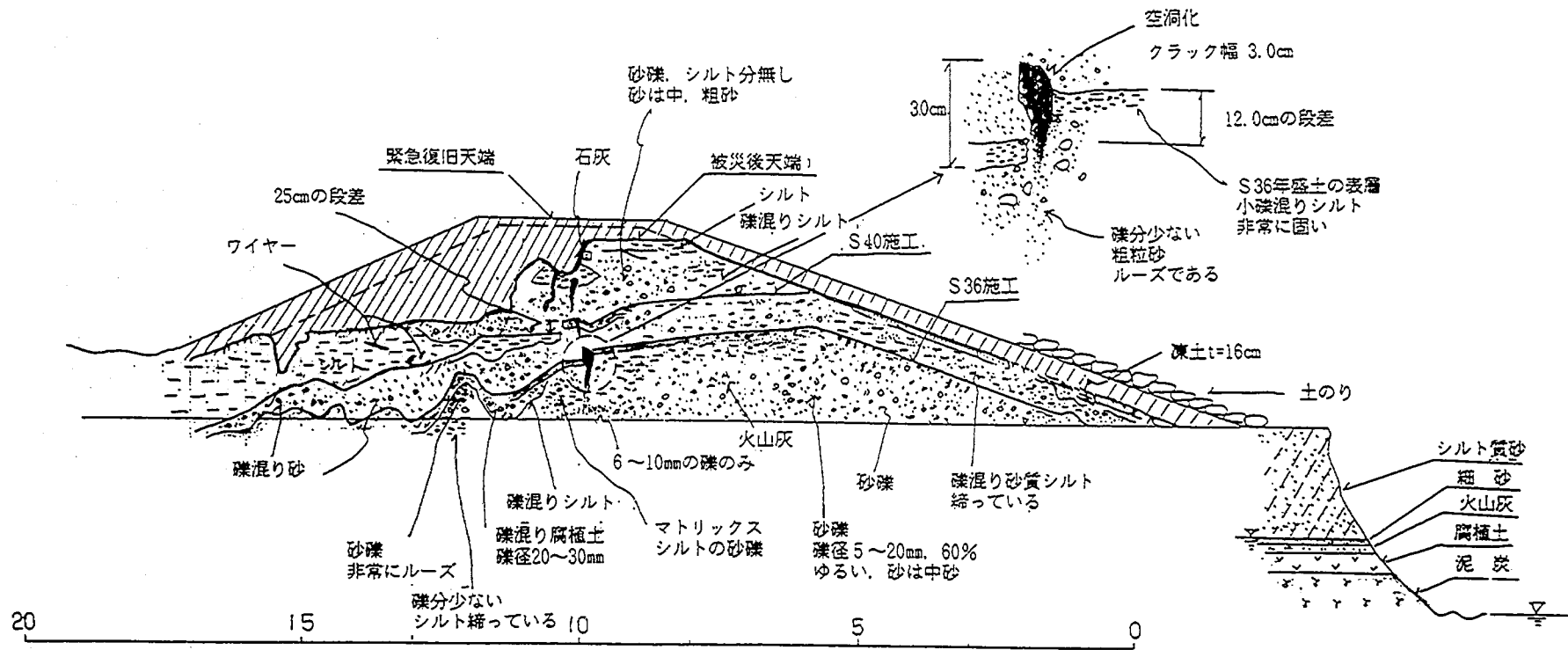


図-6・25 下頃辺川東稲穂築堤開削断面図

8) 牛首別川

牛首別築堤の被災は3箇所、延長1,670mで、すべて築堤の被災である。なお2箇所は、KP0.6付近の左右岸の被災であり、他の1箇所はKP3.6~4.2の右岸の被災であった。

KP0.6付近の左岸の被災状況は図-6・26、写真-6・21に見られるように延長620m(KP0.6~1.3)で、天端の沈下は小さいものの、幅50cm、深さ1m程度の縦断クラックが堤外側のり面中央に、幅20cm、深さ1m程度の縦断クラックがのり肩に、また幅20cm、深さ50cm程度の縦断クラックが堤外側のり面中央に見られた。KP0.6付近の右岸の被災状況は図-6・27、写真-6・22に見られるように延長170m(KP0.6~0.8)で、左岸と同様に天端の沈下は小さく、深さ50cmの

縦断クラックが堤内側のり面に、幅20cm、深さ1.2m程度の縦断クラックがのり肩に見られた。また堤内側にはのり面に道路がのり面のクラックは天端と道路の合流部に向かって生じていた。この2つの箇所の被災原因としては、左岸堤内側小段で噴砂跡があったことから、液状化の可能性があると考えられる。

KP3.6~4.2の右岸の被災は図-6・28に見られるように、延長680mで盛土全体が沈下し、天端で30cm沈下した。また、縦断クラックは堤内側のり肩(幅10cm、深さ50cm)とのり面(幅30cm、深さ1m)にみられた。

また、道管理区間においても被災があり、堤防には牛首別築堤と同様にのり面および天端にクラック(最大で幅15cm、深さ1m)が発生した。

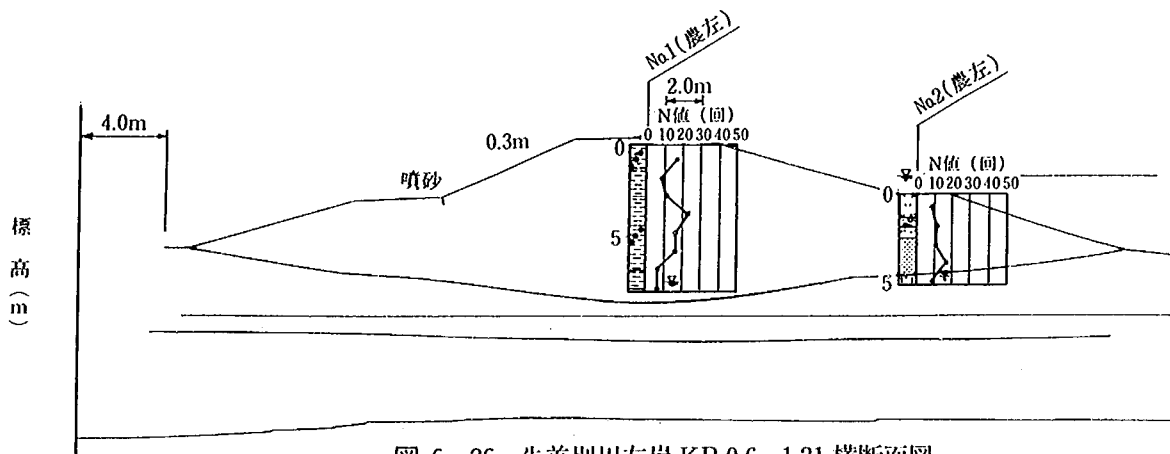


図-6・26 牛首別川左岸 KP 0.6~1.21 横断面図



写真-6・21 牛首別川左岸 KP 0.6~1.3 堤外側のり面の被災状況

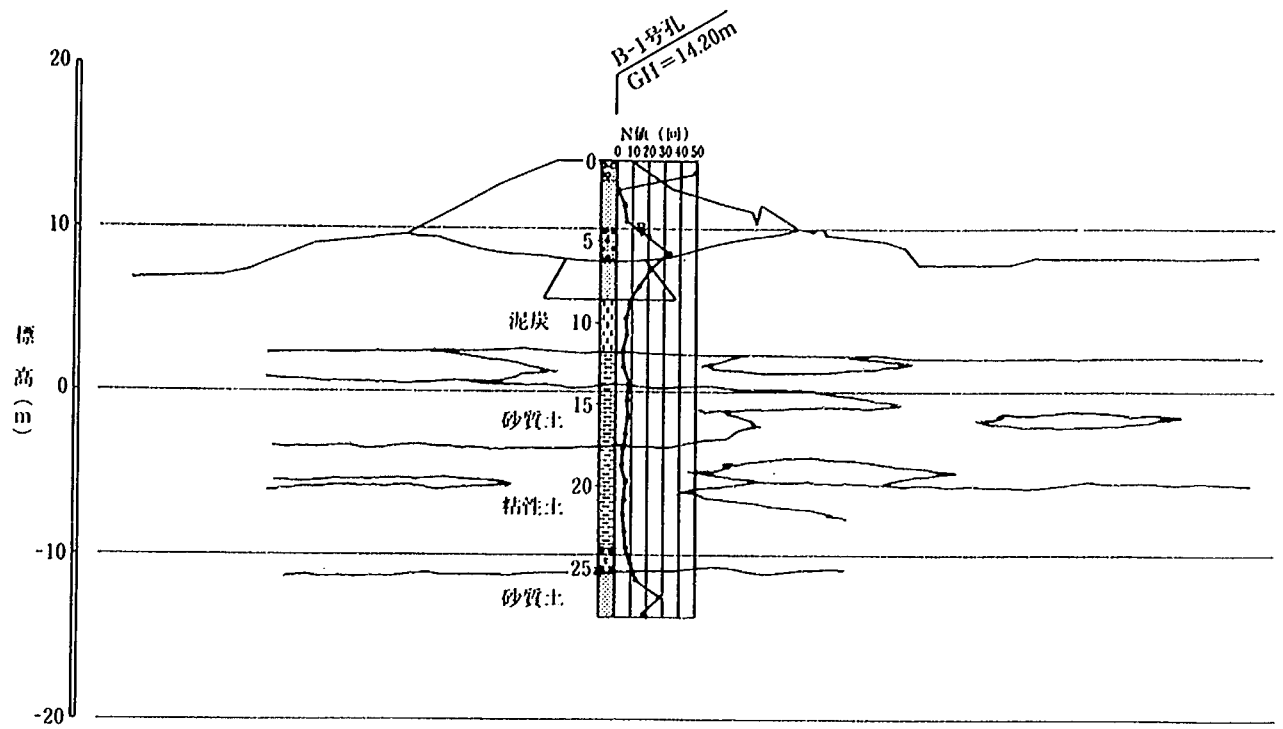


図-6・27 牛首別川右岸 KP 0.8 地点横断面図



写真-6・22 牛首別川右岸 KP 0.6～0.8 堤内の側のり面被災写真

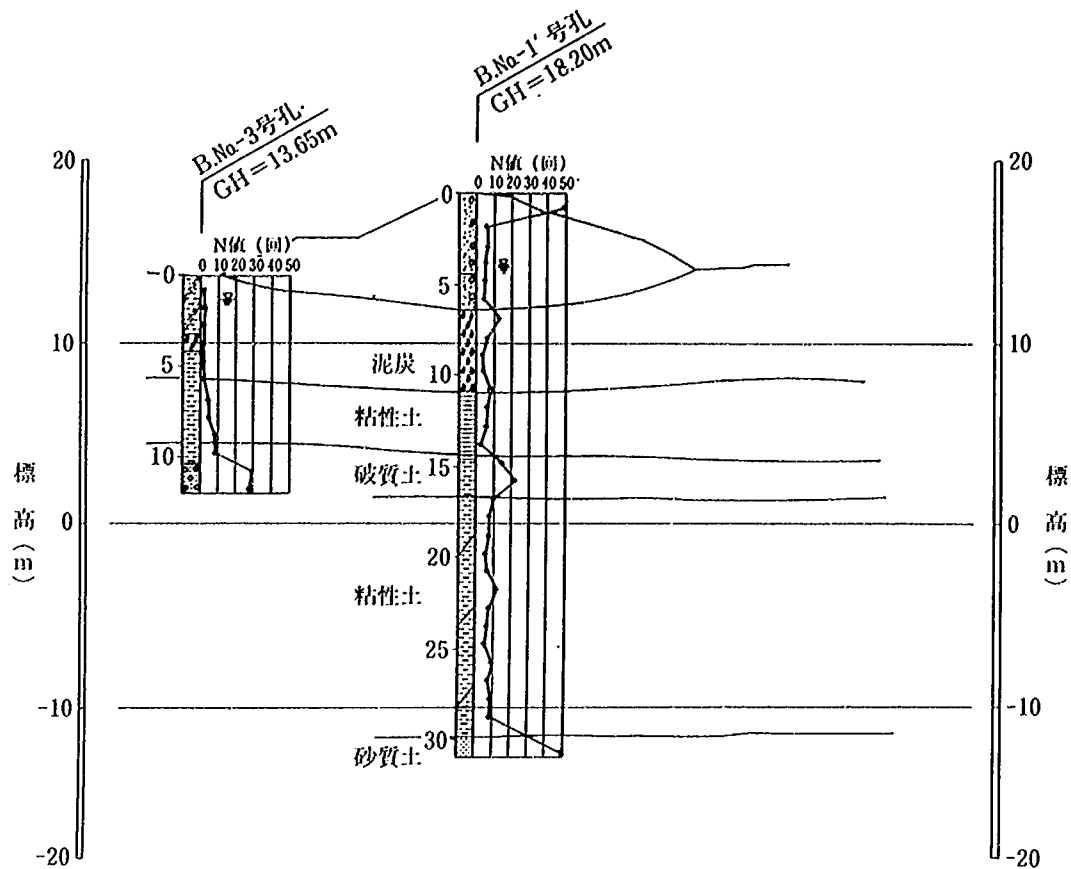


図-6・28 牛首別川左岸 KP 4.2 地点横断面図

9) 利別川

利別川は KP28 付近で十勝川と合流する支川である。今回の被災は池田築堤で 1 箇所 (KP12.325~12.330, 延長 8 m), 美加登築堤で 1 箇所 (KP31.774~33.261, 延長 175m), 計 2 箇所の被災があった。池田築堤の被災は、横断クラックによるもので、堤内側小段から

天端を横切り堤外側に向かってクラックが発生していた。一方、美加登築堤の被災は、ペンケ川との合流部美加登橋下流右岸の曲率の大きい箇所の被災で、図-6・29に見られるように両のり肩、のり面にクラックが発生した。

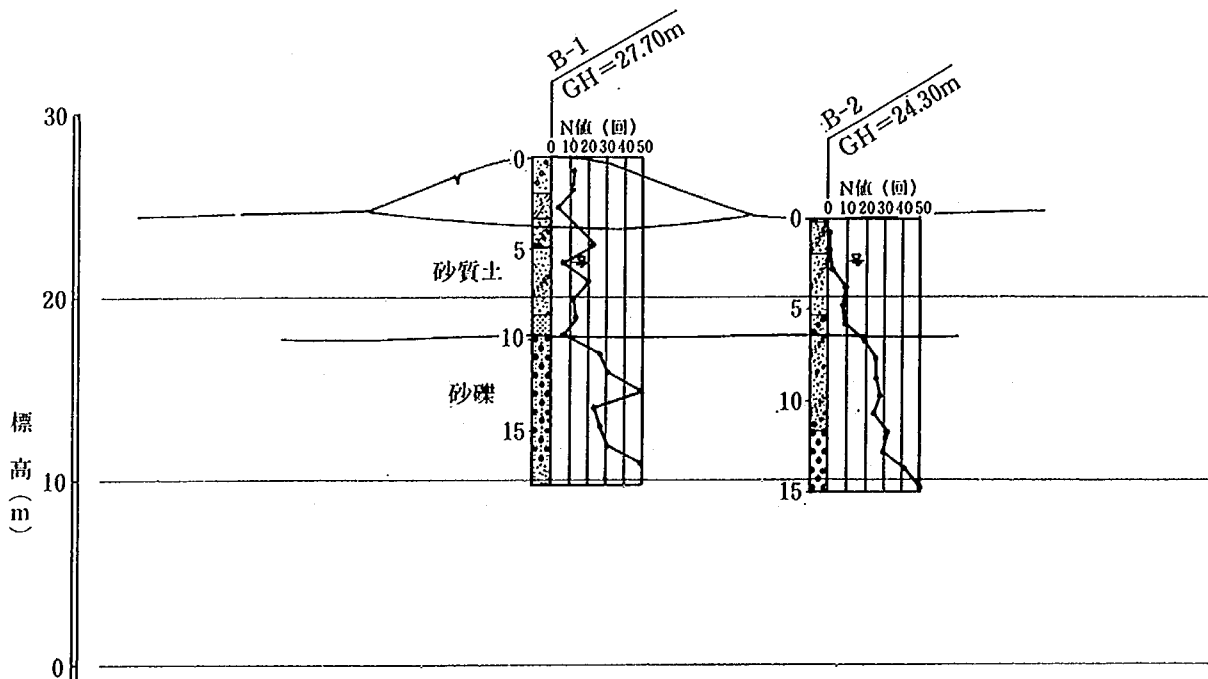


図-6・29 利別川美加登地先 KP 19.9 地点横断面図

2. 2. 5 標津川水系

今回の地震の被害は、築堤では直轄区間で標津右岸築堤 KP1.7~2.6 と KP3.5~5.2 の2箇所延長2.6km、道管理区間で延長20mの被災があった。築堤被災の状況は直轄区間の2箇所では延長が異なることを除いて状況は同じで、天端に縦断クラック(幅3cm, 深さ25cm)が発生した。

2. 2. 6 庶路川水系

今回の地震では、河口からJR根室本線鉄道橋までの間で2箇所、延長1,500m、築堤の被災があった。築堤の被災の状況は、左岸では天端に最大で幅5cm(深さ不明)の縦断クラックが生じ、天端が沈下、のり面についても最大40cmの段差が生じた崩壊があった。さらに鉄道盛土との間にずれが生じた。また、右岸では最大幅20cmの横断クラックが生じ、縦断クラックも生じた。

直近の庶路橋下では噴砂がみられ、被災の原因として地盤の液状化が考えられる。

2. 2. 7 直別川水系

直別橋下流において左右岸に延長550mの被災があった。被災の状況は、左岸については堤内側のり肩からのり面に最大幅20cm深さ1.6mのクラックが発

生し、右岸については縦断クラックが生じ、堤外のり面からのり肩にかけてのクラック(幅10~15cm, 深さ40~50cm)が生じた。

旧河道上に現在の堤防があり、旧河道上に近い箇所が被災していること、噴砂跡が確認されていることから、被災の原因は地盤の液状化によると考えられる。

また、三号沢川合流点付近において築堤および落着工にクラックが生じた。

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-6・1に示したようにおおむね100kmの範囲に発生したことがわかる。そこで、次に堤防の被害率と震央距離とはどのような関係があるかを調べてみる。

表-6・4は、直轄河川において震央距離10kmごとに、表-6・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

表-6・4 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)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90以上	計
釧路川	被災延長(km)	0.0	0.68	7.95	0.0	0.777	0.43	0.08	0.0	0.0	0.0	9.917
	堤防延長(km)	0.0	8	19.3	0.0	11.3	14.65	15.5	0.0	0.0	0.0	68.75
	被害率(%)	0.0	8.5	41.2	0.0	6.9	2.9	0.5	0.0	0.0	0.0	14.4
十勝川	被災延長(km)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.284	5.589	3.295	0.0	0.0	9.168
	堤防延長(km)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18.248	58.994	120.981	40.536	197.868	436.627
	被害率(%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	9.5	2.7	0.0	0.0	2.1
計	被災延長(km)	0.0	0.68	7.95	0.0	0.777	0.714	5.669	3.295	0.0	0.0	19.085
	堤防延長(km)	0.0	8	19.3	0.0	11.3	33.198	74.494	120.981	40.536	197.868	505.377
	被害率(%)	0.0	8.5	41.2	0.0	6.9	2.2	7.6	2.7	0.0	0.0	3.8

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。なお、これらの堤防の震央距離は概ね100km以内である。

したものが図-6・30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。この図より、被害率は大きくな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80km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、各々の地震において堤防の被害の発生し始める最大加速度を、震央距離と最大加速度の関係をを用いることによって、大まかに推定できよう。ただし、

既往の地震に比べ同じ震央距離において今回の地震では被害率が小さくなっているが、このことは地盤条件の違い等が要因と思われる。

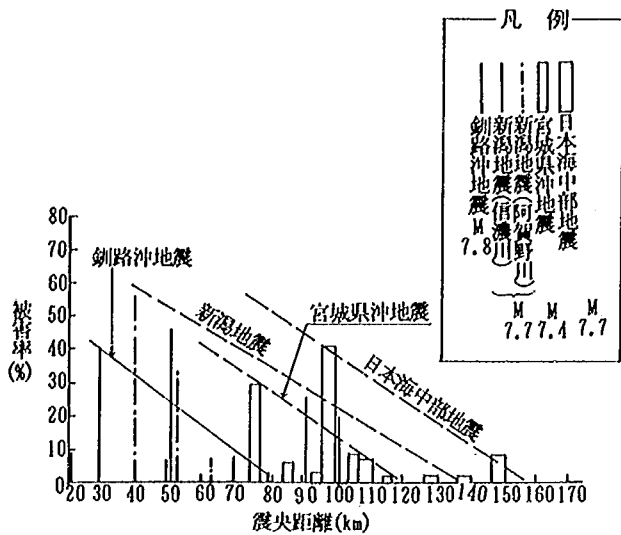


図-6・30 震央距離と堤防の被害率の関係

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-6・5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「治水地形分類図⁶⁾」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、ここでやっている分析に大きな差は及ばさないと考えられる。

図-6・31は表-6・5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における

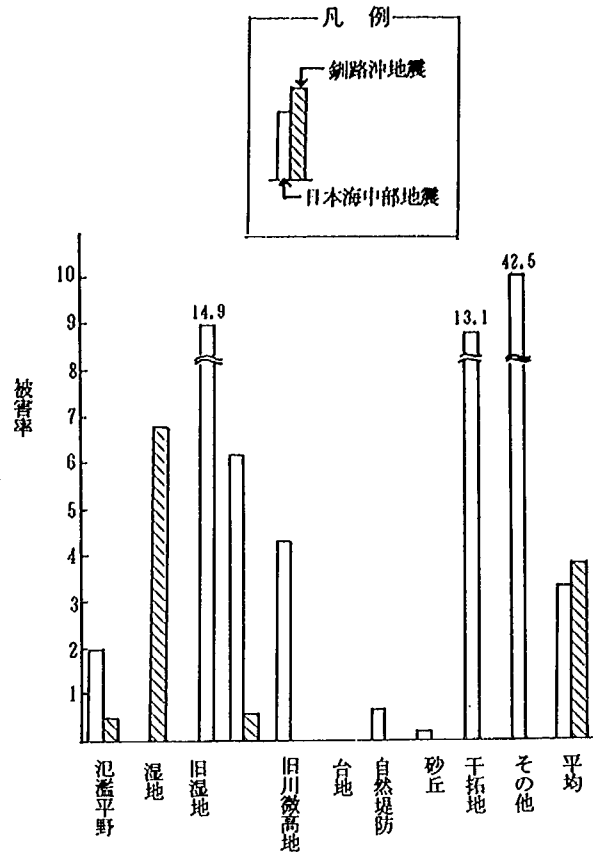


図-6・31 基礎地盤種別と堤防の被害率

同様の整理の結果も示している⁵⁾。この図から今回の地震では旧湿地、湿地に築堤された堤防が被災を受けたことが多く、日本海中部地震で被災を受けた干拓地、旧河道、旧川微高地といったところの被災は少ない。この違いは、地盤の成り立ちが日本海中部地震で被災を受けた所と異なるためと考えられるが、いずれにしても軟弱な地盤上にある堤防の被災しやすいことは明らかである。

表-6・5 基礎地盤別の堤防の被害

水系	微地形分類	氾濫平野	湿地	旧湿地	旧河道	旧川微高地	台地	自然堤防	砂丘	その他	計
釧路川	被害延長(km)	1.08	1.127	7.30	0.41	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.917
	堤防延長(km)	25.00	18.75	12.75	12.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.25	68.75
	被害率(%)	4.3	6.0	57.3	3.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.4
十勝川	被害延長(km)	0.183	0.653	8.332	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.168
	堤防延長(km)	237.646	8.8	92.496	54.495	29.337	0.25	0.225	0.5	12.878	436.627
	被害率(%)	0.1	7.4	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1
計	被害延長(km)	1.263	1.78	15.632	0.41	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.085
	堤防延長(km)	262.646	26.15	105.246	66.495	29.337	0.25	0.225	0.5	13.128	505.377
	被害率(%)	0.5	6.8	14.9	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8

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。なお、これらの堤防の震央距離は概ね100km以内である。

2. 3. 3 過去の地震による被害との比較

1) 釧路川

釧路川の堤防は1952年(昭和27年)十勝沖地震の際にも大きな被害を受けたが、その被害は図-6・32⁷⁾

に示すとおり今回の地震による被害に比べて範囲は広い。これは、地震動の違い、盛土が築造されてからの年数(地盤の圧密時間等)、この間堤防が何度か嵩上げされていること等が理由と考えることができるが定

かではない。

また、図-6・33に1952年十勝沖地震の際の天端の沈下量と今回の天端の沈下量を比較したものを示すが、この図から1952年十勝沖地震の際の天端の沈下量が大きいところが、今回の地震による沈下量の大きいところとはほぼ一致していることがわかる。このことは軟弱層上の堤防では過去に震災を受けた箇所は、再度被害を受ける可能性があることを示している。

2) 十勝川

1952年(昭和27年)十勝沖地震の際に、十勝川の堤防も被災を受けているが、このときの被災箇所は利別川と本川との合流地点より上流側での被災のみであった⁹⁾。これは昭和27年当時は下流部の築堤がまだ行われていなかったことによる。また、その上流部についてみれば1952年十勝沖地震で被災した地点と今回被災の大きかった地点とは必ずしも一致していない。この理由として、改修が進み断面が大きくなったこと、築堤後の経過年数により地盤の圧密沈下が進んだこと等が考えられる。特に1952年に被災した千代田鉄橋下流200mでは5割堤が施工されており今回は被災はなく、他方そこに近い3割堤(標準的な断面)の統内築堤は今回最大の被災を受けたことから類推すれば、地盤の違いはあるものの、堤防断面の違いによって被災の程度が異なることが少なからずあるのではないかと考えられる。

2.3.4 凍土の影響

今回の地震は厳冬期に発生したため、堤防の表面は凍土であった。このことは被災形態に何らかの影響を与えたと考えられるが、どのような影響を与えたかについては明確ではない。しかし、ここでは北海道開発局が行った調査のデータをもとに破壊形態に及ぼした影響について述べる。

北海道開発局が行った凍結深の調査では、被災地点の測定では釧路川堤防で40~60cm、十勝川堤防では40~80cmであった。また、「道路土工-排水工指針」に示される凍結深の推定法⁹⁾によっても、釧路川堤防では40~60cmであった。

一方、この凍土の強度は、掘削にあたってはブレーカーが必要な固さであったとされており、地震時と同等の温度で凍結させた試料で一軸圧縮試験を行った結果、圧縮強度は67~75kgf/cm²、引張強度は1~2kgf/cm²と岩石と同等とはいえないものの、かなりの強度を持っていることが明らかとなっている。

これらのことは、堤防に固い鎧をつけたような状況

となっていたことを示しており、凍土があったために堤防の変形が抑制されている面と、一度破壊すると塊状となっているためかえって亀裂を大きくさせたという面の相反する両面が考えられる。どちらが堤防の被災に与える影響が大きかったかは今後検討が必要である。

なお、被災地点において融雪期に新たに亀裂を発生させた箇所が見られたが、これは地震時に凍土と未凍土の間に空洞が生じたためと考えることができる。

2.4 堤防の災害復旧工法

堤防の震後の復旧は、雪解けによる出水に備えた緊急復旧と本復旧からなる。災害箇所の大半は緊急復旧と本復旧を実施しているが、地点によっては緊急復旧だけのもの、あるいは本復旧だけのものもある。

今回の復旧では、表-6・6⁹⁾に見られるように被災状況を6種のパターンに分類し、それに応じて復旧方法を適用している。この方法により現場では速やかな対応が行われた。

緊急復旧は、堤防の亀裂に対しては土砂の充填をし、被災前の堤防高まで仮盛土した。さらにビニールシート張り、土嚢積みを行い、堤防のり面を被覆し流水や雨水による侵食作用に備えた。本復旧は、亀裂およびはらみ出しが生じた箇所に対しては主として部分切り返しと接続ブロックの設置が行われた。また、基礎地盤の破壊による被災に対しては基盤処理、全面切り返し、接続ブロックの設置等行われた。なお、基盤処理にはサンドコンパクションパイル工法が総延長2.2km(釧路川1.6km、十勝川0.6km)にわたって用いられた。

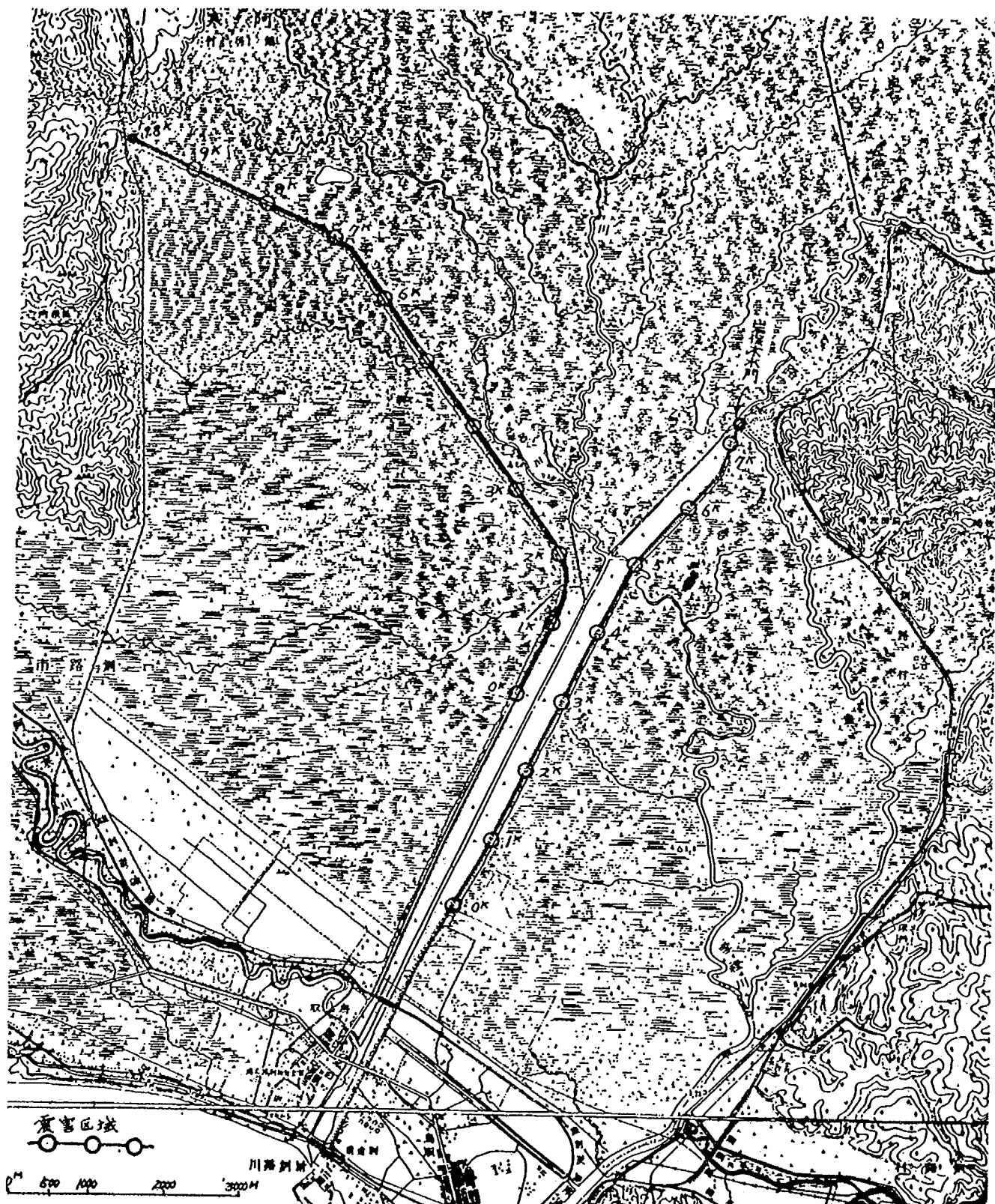


図-6・32 1952年十勝沖地震での釧路川の被災⁷⁾

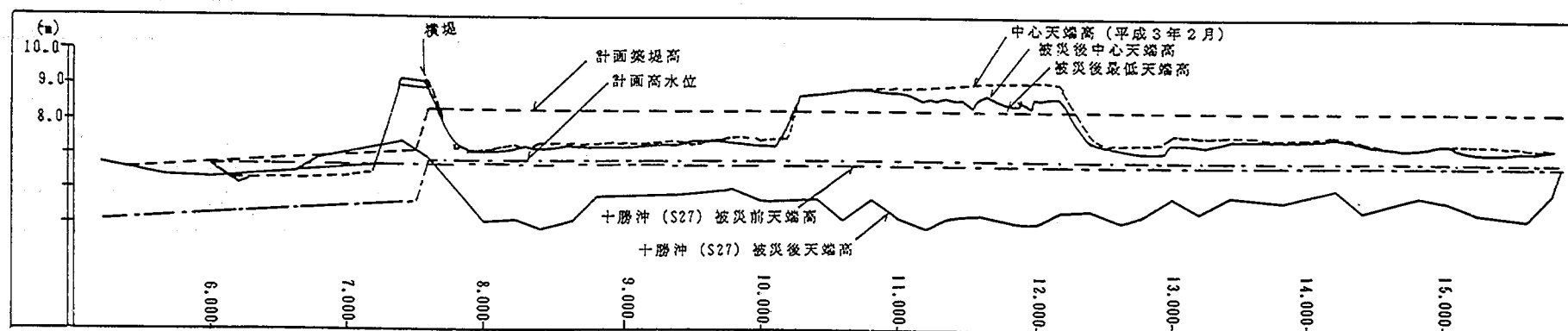
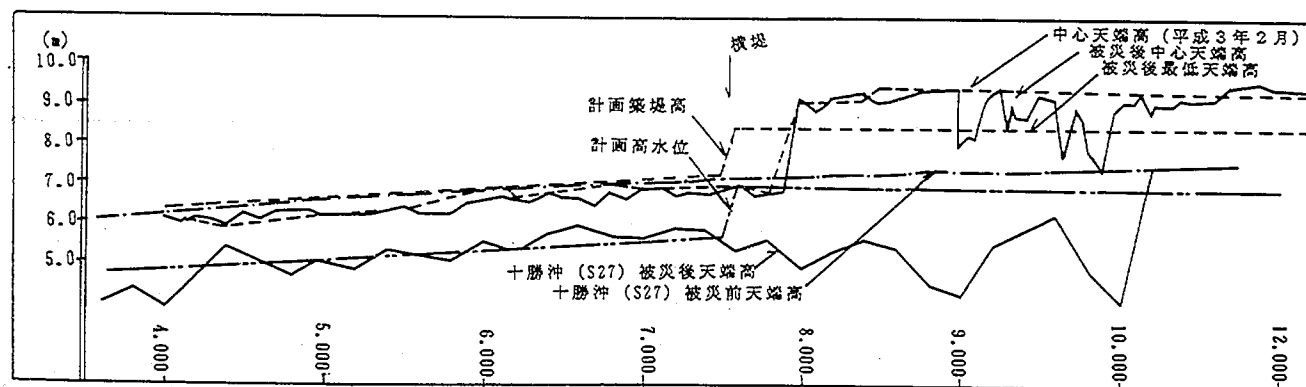
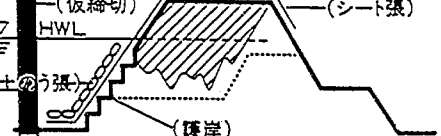
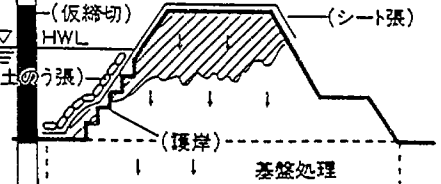


図-6・33 今回の地震と1952年十勝沖地震との天端沈下量の比較²⁾

表-6・6 実施された復旧工法

A. 縦断亀裂 (HWLに達しないもの)  応急復旧: 切り返し転圧盛土	D. 横断亀裂 (HWLに達するもの)  応急復旧: 土砂充填、シート張り 土のう張り等 本復旧: 部分切返し (土砂)、 護岸 (連節ブロック)
B. 縦断亀裂 (HWLに達するもの)  応急復旧: 土砂充填、シート張り 土のう張り等 本復旧: 部分切返し (土砂)、 護岸 (連節ブロック)	E. すべり崩壊 (はらみ出し)  応急復旧: 土砂充填、シート張り 土のう張り等 本復旧: 部分切返し (土砂)、 護岸 (連節ブロック)
C. 横断亀裂 (HWLに達しないもの)  応急復旧: 切り返し転圧盛土	F. 沈下 (基礎地盤)  応急復旧: 盛土、シート張り 土のう張り等 本復旧: 全面切返し (土砂)、 護岸 (連節ブロック) 基礎処理

3. その他の河川構造物

今回の地震における堤防・護岸以外の構造物の被害は、樋門・樋管の函体の目地に若干の開きがあった等、比較的軽微であり、機能を損なうほどの大きな被災は生じなかった。

4. まとめ

今回の地震における河川構造物の被災のほとんどは河川堤防であり、被災を受けた堤防は湿地または旧湿地上に築堤されたものであった。特に大規模な被災があった釧路川および十勝川では、堤防は軟弱な泥炭層の上に築堤されており、地下水位が高く、圧密沈下によって地下水位以下に没した築堤材料が液状化したことが被災の一因であったと考えられる。このことは堤防の地震被害の発生機構として新たな知見を得ることとなった。

また、泥炭層の全くない、もしくは泥炭層が薄い箇所での堤防の被災については、大部分が過去の地震と同様に地盤の液状化によって被災したと考えられる。

堤防・護岸以外の構造物では、機能を損な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、被災形態をパターン分け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。この地震の後、出水期に発生した「北海道南西沖地震」においてもこの経験が生かされ迅速な対応が行われた。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。

今後、今回の地震により得られた知見を、河川構造物の耐震判定および耐震対策の検討の基礎資料としていく予定である。

最後に、本編をまとめるにあたって、北海道開発局、同釧路開発建設部、同帯広開発建設部、北海道釧路土木現業所、帯広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：土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)，1986.3.
- 2) 北海道開発局：釧路沖地震災害実態調査研究会委員会資料(内部資料)
- 3) 北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第100号，pp.13～32.1993.9.
- 4) 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，p.22.1985.3.
- 5) 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，p.23.1985.3.
- 6) 建設省国土地理院：治水地形分類図(未公開)
- 7) 十勝沖地震調査委員会：1952年3月4日十勝沖地震調査報告，pp.750～768.1954.9.
- 8) 十勝沖地震調査委員会：1952年3月4日十勝沖地震調査報告，pp.376～398.1954.9.
- 9) 日本道路公団：道路土工—排水工指針，pp.164～165.1987.6.

第7編 ダムの変状

第7編 ダムの変状

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 鹿ノ子ダム	4
2. 2 十勝ダム	7
2. 3 高見ダム	8
2. 4 豊平峽ダム	11
3. ダムの変状	11
3. 1 鹿ノ子ダム	13
3. 2 十勝ダム	13
3. 3 様似ダム	14
3. 4 高見ダム	15
3. 5 新冠ダム	16
3. 6 門別ダム	17
3. 7 滝ダム	19
3. 8 四和ダム	21
3. 9 又木戸ダム	21
3. 10 三ノ倉ダム	22
3. 11 雪谷川ダム	23
3. 12 千貫石ダム	24
4. ま と め	25
謝 辞	25
参考文献	25

*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

*3 ダム部フィルダム研究室研究員

1. 概要

今回の地震は、釧路の沖合10数kmを震央とするものであった。震央から50km以内には、堤高15m以上のダムは1つもなく、100km以内にも利水ダムが数個存在するだけである。そのため、地震により堤体表面上に変状が生じたダムは門別ダムのみであり、他のダムに関しては全般に表面上の変状はなかった。

2. ダムで観測された地震動

ダム堤体およびダムサイトで加速度記録が観測されたダムは、北海道で15ダム、東北地方で26ダムである。これらのダムの位置を図-7・1に示す。このうち、加速度時刻歴が記録され、それをデジタル化処理したダムは、北海道で9ダム、東北地方で11ダムである。

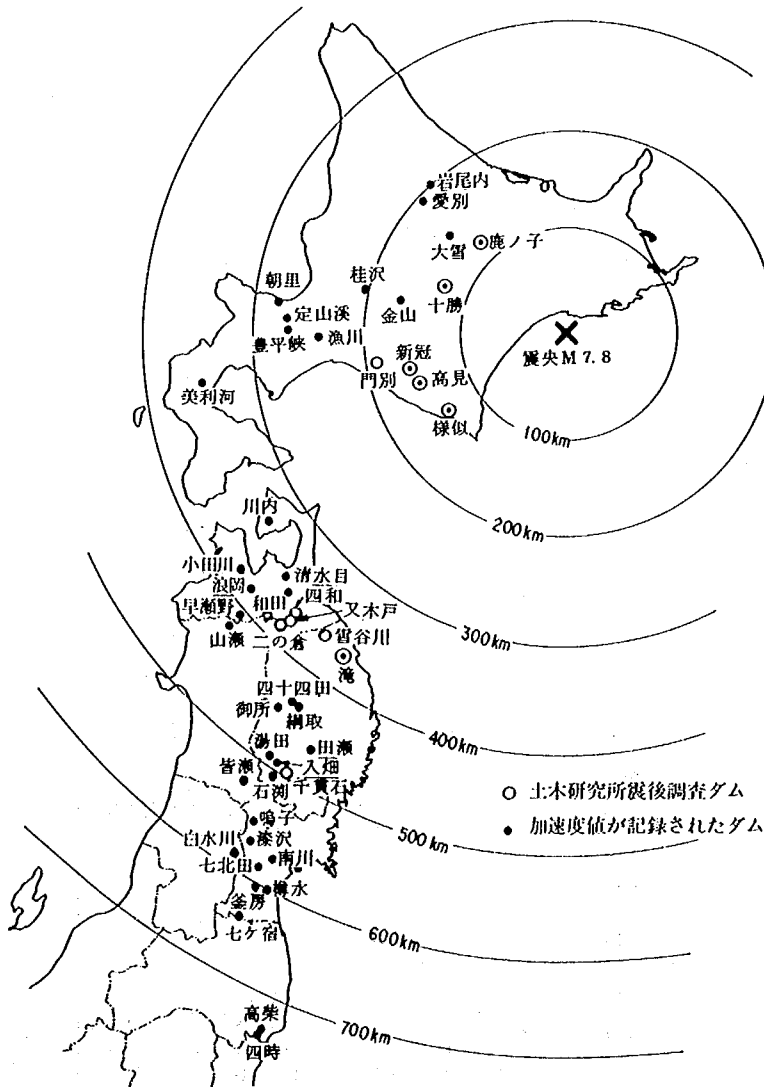


図-7・1 加速度記録の観測されたダム及び土木研究所調査ダムの位置

各方向成分毎の最大加速度、および卓越周波数を表-7・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°51′, 東経144°23′)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0.4HzのParzenウィンドウで平滑化し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-7・2に示す。ここに、ダムサイト岩盤とはダム基礎岩盤、あるいは兩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、岡本・田村による岩盤における最大加速度の距離減衰推定式¹⁾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280km以内の地震記録に基づいた経験式であるが、今回の地震記録は震央距離300kmを境として300kmより近くのダムでは推定式より小さい値、300km以遠のダムでは大きい値をとる傾向にある。図-7・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ある。

図-7・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、つまり応答倍率の関係である。この図より応答倍率は

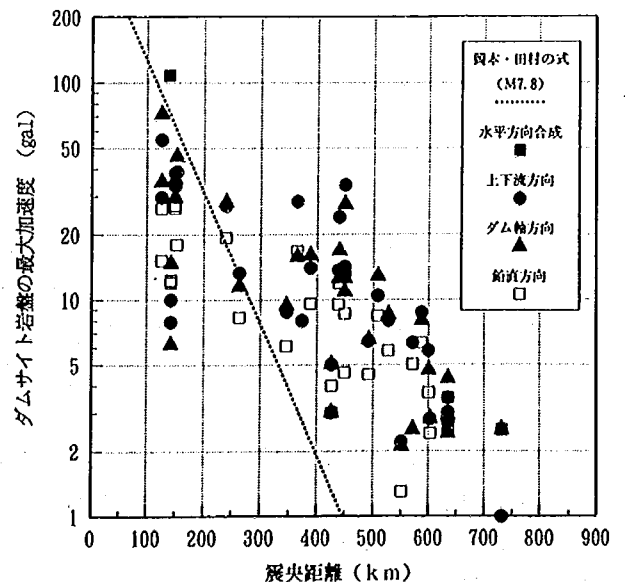


図-7・2 ダムサイト岩盤における最大加速度距離減衰

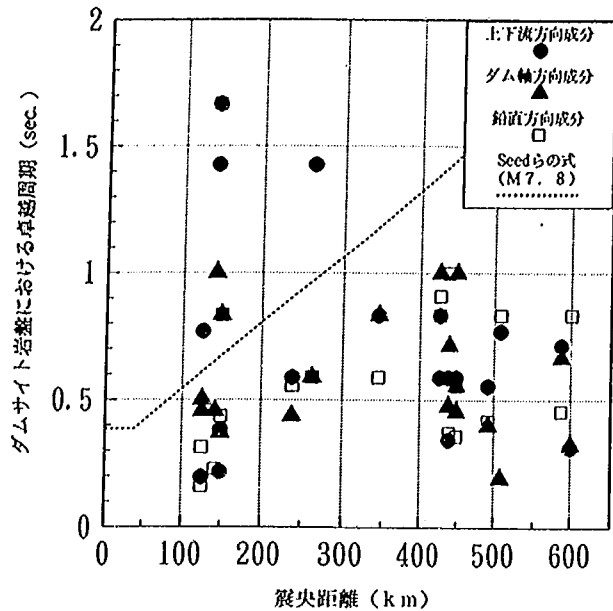


図-7・3 ダムサイト岩盤における卓越周期と震央距離の関係

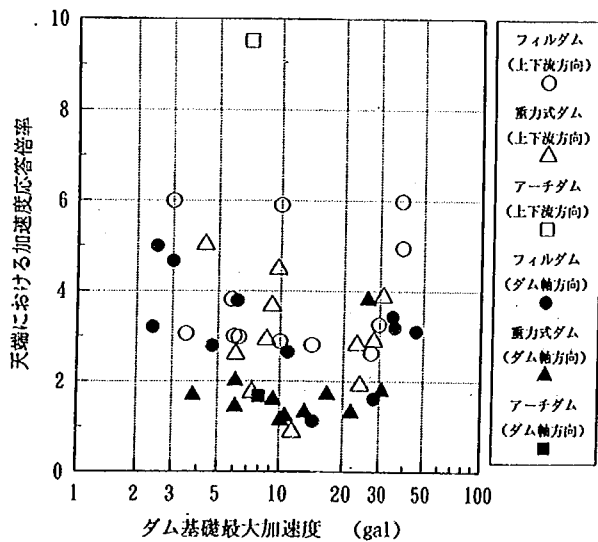


図-7・4 ダム基礎最大加速度と天端における加速度応答倍率
フィルダムでは2～6であり、重力式コンクリートダムでは1～5である。また、上下流方向の応答倍率はダム軸方向のものよりも大きい傾向がある。アーチダムは1ダムしかないが、上下流方向では10倍程度の大きな応答倍率となっている。このほか、滝ダムの上下流方向成分においては応答倍率が17と重力式コンクリートダムとしては非常に大きな値となった。滝ダムではこれまでに観測された加速度記録についても基盤に対する天端の加速度応答倍率が大きかった。これは天端の地震計設置位置がクレストゲート2門に挟まれた、高さ10m程度の柱状構造部の頂上部であることから、堤体の他の天端部とは異なった地震応答を示すためと考えられる。

ダムの天端において観測された最大加速度が60galを超えたダムのうち、代表的な4ダムにおける加速度記録の解析結果を以下に述べる。

2.1 鹿ノ子ダム

鹿ノ子ダムは、堤高55.5mの重力式コンクリートダムである。震央から116kmの距離に位置している。地震計は、堤体低標高部(A1)、堤体中標高部(A2)、および天端(A3)の計3か所に設置されており、その位置を図-7・5、7・6の標準断面図およびダム下流面図に示す。ダム基礎岩盤は新第三紀、鮮新世の輝石安山岩質である。最大加速度は上下流方向にA1で23.1gal、A3で64.9gal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では2Hz以下の低周波数域であり、A3ではダム軸方向を除き、6Hz付近の周波数域である。図-7・7に上下流方向成分のA1とA3のフーリエスペクトル比、つまり周波数応答関数を示す。この図より、固有周波数は6.4Hzであり、岡本の重力式ダムの固有周波数推定式³⁾による値8.2Hzより小さめの値であった。

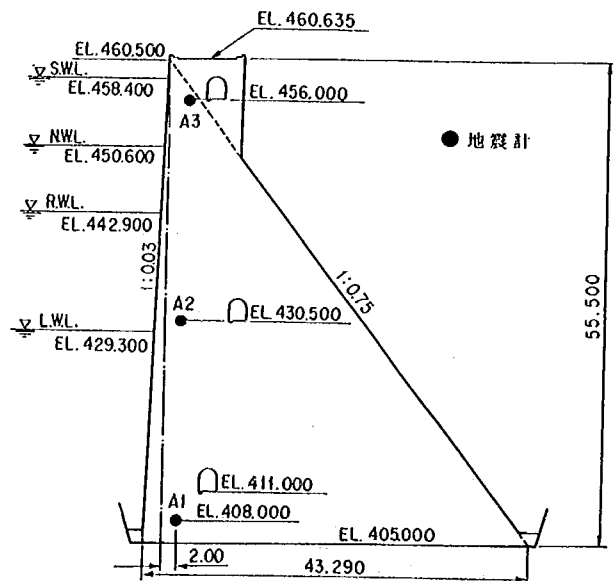


図-7・5 標準断面図(鹿ノ子ダム) 単位:(m)

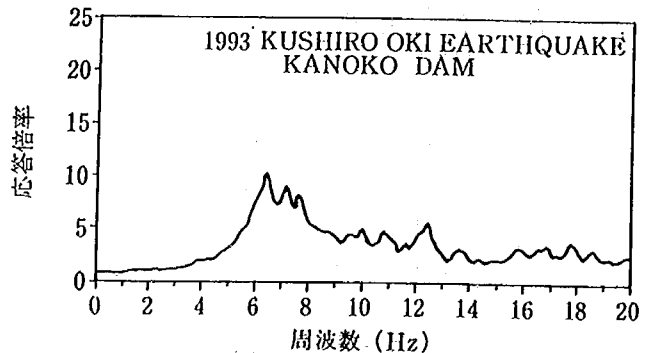


図-7・7 周波数応答関数(鹿ノ子ダム [上下流方向])

表-7・1 ダムで観測された加速度記録(その1)

事業者	ダム名	形式 *1)	目的 *2)	堤高 (m)	震央 距離 (km)	地震計設置位置	地震計 機種	記録 形式 *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	鹿ノ子	G	FNAW	55.5	116	堤体下部	A1	PTK-130	AT	23.1	23.1	21.8	18.1	1.5	0.7	1.7	
						堤体中部	A2			29.9	29.9	20.3	21.8	1.5	0.7	6.0	
						堤体上部	A3			64.9	64.9	28.4	25.8	5.9	0.7	6.0	
	十勝	R	FP	84.3	125	監査廊	A1	PTK-300 PTK-130	AT	34.9	29.7	34.9	15.2	1.3	2.0	3.2	
						コア内	A2			89.5	62.6	89.5	38.6	1.9	2.0	3.9	
						天端	A3			120.0	96.8	120.0	62.0	2.0	2.0	3.8	
	大岩	R	FNAWP	86.5	142	左岸地山	A4	PTK-130	AP	71.6	54.6	71.6	26.4	5.1	2.2	6.2	
						監査廊	A1			12.0	10.0	6.2	12.0	0.6	2.2	4.4	
						下流法面	A2			42.6	42.6	26.8	27.0	2.1	3.5	5.9	
	金山	HG	FAWP	57.3	161	天端	A3	DAS-400		59.1	59.1	23.5	25.1	2.1	2.2	4.4	
						左岸監査廊	A4			14.7	7.9	14.7	12.3	0.7	1.0	0.6	
						右岸監査廊(洪水吐)	A5			13.7	10.8	13.7	12.9	0.6	2.1	2.2	
岩尾内	G	FAWIP	58.0	195	管理所		SM-10	AT	4	4	3	4					
桂沢	G	FAWP	63.6	206	管理所				22	14	22						
漁川	R	FNW	45.5	239	監査廊	A1	PTK-300 PTK-130	AP	28.2	27.2	28.2	19.4	1.7	2.3	1.8		
					下流法面	A2			84.2	68.8	84.2	39.4	1.7	4.4	2.7		
					コア内	A3			51.6	51.6	48.1	34.4	1.7	2.4	1.7		
定山溪	G	FWP	117.5	263	天端	A4	SDA-204	DT	71.4	71.4	45.7	29.3	1.7	2.3	4.5		
					基盤埋設	A1			9.7	9.7	6.1	7.8	0.5	0.4	0.5		
					中段監査廊	A2			16.7	16.7	10.0	10.7	3.3	1.5	3.2		
豊平峡	A	FWP	102.5	263	天端	A3	SDA-204	DT	43.5	43.5	12.2	13.9	3.3	1.6	3.2		
					左岸監査廊	A4			12.7	8.4	12.7	6.4	0.8	1.4	1.6		
					右岸地山	A5			13.3	13.3	11.5	8.3	0.7	1.7	1.7		
美利河	GF	FNAP	40.0	345	下段監査廊	A1	SDA-204	DI	7.9	7.1	7.9	7.2	0.4	0.4	0.5		
					中段監査廊	A2			25.1	25.1	12.0	8.9	3.1	0.4	0.5		
					天端	A3			67.6	67.6	13.1	9.9	3.1	3.3	0.5		
北海道土木部	様似	G	F	44.0	138	監査廊	A1	SDA-204	DI	11.5	11.5	10.1	3.5	1.4	1.4	1.7	
						コア内	A2			11.3	10.0	11.3	3.3	1.4	1.2	1.7	
						天端	A3			9.4	8.8	9.4	6.1	1.2	1.2	1.7	
	高見	R	FP	120.0	149	14BL基礎岩盤	A3	SDA-112									
						天端	A1			139							
						左岸地山	A2			108							
	愛別	G	FNWI	39.0	187	監査廊	A1	SDA-204	DI	38.5	38.5	35.9	27.2	2.6	1.2	2.3	
						コア内	A2			78.8	78.8	78.3	63.2	1.9	2.1	3.9	
						天端	A3			230.6	230.6	114.7	57.3	1.9	2.4	3.6	
	朝里	G	FNW	73.9	273	下流左岸法尻	A4	SDA-204	DI	33.6	33.6	29.6	26.5	4.6	2.7	1.2	
						監査廊	A1			8							
						天端	A2			9.3	8.6	9.3	7.2	0.5	1.3	1.5	
新冠	R	P	102.8	152	下流左岸法尻	A4	SDA-204	DI	25.0	25.0	14.7	8.9	7.1	1.4	1.4		
					監査廊	A1											
					天端	A2											
北海道電力	新冠	R	P	102.8	152	基盤埋設	A1	PTK-130	AT	46	39	46	18				
						コア内	A2			116	73	116					
						下流法面中間	A3			141	141	141					
	新冠	R	P	102.8	152	天端	A4	PTK-300		193	193	143	35				
						洪水吐付近天端	A5			97	65	97					
						洪水吐天端	A6			91	91	76					
	東北地方 建設局	四十四田	GF	FP	50.0	438	コンクリート中央天端 (6BL)	A1	PK-130	DT	45.6	45.6	28.1	14.5	7.6	13.9	8.5
							コンクリート接合部天端 (18BL)	A2			23.2	20.6	23.2	8.8	8.6	2.0	1.0
							左岸アース監査廊 (岩盤)	A3			13.7	13.7	12.5	9.5	1.7	2.1	1.0
							右岸アース天端	A4			42.0	42.0	25.6	29.9	3.7	2.6	6.6

*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

*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、
E:工業用水道用水、P:発電

*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:アナログ形式ビジュグラフ

表-7・1 ダムで観測された加速度記録 (その2)

事業者	ダム名	形式 *1	目的 *2	堤高 (m)	観測 距離 (km)	地震計設置位置	地震計 機種	記録 形式 *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)	
東北地方 建設局	御所	GF	FNWP	52.5	449	フィル監査廊	A1	PK-300	AT	14.2	14.2	10.9	4.6	1.7	1.0	2.8
						コア内	A2	PTK-130		38.5	38.5	23.6	13.1	2.3	2.3	5.2
						フィル下流法面	A3			30.9	30.9	24.9	10.3	2.3	2.2	2.8
						フィル中央天端	A4			39.8	39.8	28.8	12.8	2.3	2.2	5.2
						フィル接合部天端	A5			17.0	17.0	15.6		1.7	1.0	
						コンクリート監査廊	A6	PK-300		10.6	7.4	10.6	5.3	1.7	1.0	2.8
						コンクリート接合部天端	A7	PTK-300		13.0	12.8	13.0	5.5	1.8	1.8	2.8
						右岸監査廊(地山)	A8	PK-300		13.2	13.2	12.5	8.6	1.7	1.8	1.8
						左岸地山(埋設)	A9	PTK-130		33.8	33.8	27.5	13.0	1.7	2.2	1.8
	田瀬	G	FNP	81.5	467	監査廊	A1	PTK-300	AP	31.1	31.1	30.9	11.8	5.3	9.8	5.2
						天端	A2			120.5	120.5	55.1	34.8	5.4	9.3	9.9
	湯田	GA	FNP	89.5	492	天端	A1	PK-130	DI	45.6	45.6	11.2	8.5	3.7	4.6	3.8
						左岸グラウトトンネル	A2			6.5	6.4	6.5	4.5	1.8	2.5	2.4
	石瀧	R	FNP	53.0	508	天端	A1	PTK-300	DI	24.0	24.0	20.1	17.6	3.2	3.8	1.6
						右岸下流法面地山	A2			12.8	10.4	12.8	8.4	1.3	5.2	1.2
	鳴子	A	FNP	94.5	551	天端	A1	PTK-130	DT	21.2	21.2	11.1				
						左岸地山	A2			2.2	2.2	2.1	1.3			
	釜房	G	FNWP	45.5	603	天端	S1	SM-10	AT	7.0	7.0	4.4	2.1			
						リムトンネル	S2			2.8	2.8	2.8	2.4			
	七ヶ宿	R	FNAWI	90.0	635	監査廊	A1	SDA-203	DT	3.5	3.5	2.4	3.5	1.4	1.1	1.8
						コア内	A2			5.2	5.2	5.1	3.5	1.4	1.8	1.8
						天端	A3			10.7	10.7	7.7	5.2	2.4	1.8	1.8
						右岸リムトンネル	A4			4.3	3.0	4.3	2.6	0.9	1.0	1.0
						左岸リムトンネル	A5			3.5	2.7	2.9	2.5	1.4	1.0	0.9
青森県土木部	川内	G	FN	55.0	337	監査廊	A1	SD-240	DI	13.2	9.1	13.2	7.4	1.1	1.4	1.1
岩手県土木部	滝	G	FNP	70.0	373	基盤埋設	A1	SDA-204	AP	8	8					
						天端	A2			136	136					
	綱取	G	FNW	59.0	439	基盤埋設	A1	PTK-300	AP	24.0	24.0	16.8	11.9	2.9	1.4	2.7
						天端	A2			45.8	45.8	28.5	13.5	7.3	10.5	7.3
宮城県土木部	入畑	G	FNWI	80.0	494	監査廊	A1	SDA-203	DT	6.5	6.1	6.1	6.5	0.8	0.8	0.9
						天端	A2			15.8	15.8	8.7	7.1	0.8	0.8	0.9
	漆沢	R	FNWIP	80.0	571	監査廊	S1	SMAC-Q	AF	6.3	6.3	2.5	5.0			
						天端	S2			18.8	18.8	12.5	16.3			
秋田県土木部	南川	G	FNW	46.0	576	水位計室	S2	SM-10A	AT	11	11	11	6			
						天端	S2									
	七北田	R	FNW	74.0	587	監査廊	S1	SM-10	AT	8.7	8.7	8.0	6.3	1.4	1.5	2.2
						天端	S2			29.2	29.2	15.3	9.6	1.8	1.6	2.2
樽水	R	FW	43.0	600	監査廊	A1	SM-12	DI	5.8	5.8	4.7	3.7	3.2	3.1	1.2	
福島県土木部	山瀬	R	FNWIP	62.0	426	監査廊	A1	SDA-240	DI	22.2	22.2	13.1	7.9	3.2	3.9	4.8
						法面	A2			3.0	3	3	3	1.2	1.0	1.2
						天端	A3			10.0	9	10	5	2.4	2.4	6.0
						トンネル	A4			18.0	18	14	7	2.4	2.4	4.8
						泥流部	A5			5.0	5	5	4	1.7	1.0	1.1
	皆瀬	R	FNAP	66.5	527	天端	S1	SM-10A	AT	13.0	13	9	6	2.1	3.2	1.2
						左岸横坑基礎コンク	S2			14.2	10.0	14.2	7.0			
						リート				8.5	8.0	8.5	5.8			
						ボーリング孔内 237m 深	S3			7.0	6.0	7.0	5.5			
						ボーリング孔内 88m 深	S5			8.0	8.0	7.0	5.0			
高柴	G	FI	59.5	726	監査廊	A1	SDA-240	DI	7.0	7.0	6.5	5.5				
					天端	A2			4.3	4.3	3.8	2.8	2.5	1.1	2.5	
	四時	R	FWI	83.5	731	基盤埋設	A1	PTK-130	AP	21.6	21.6	6.4	8.5	8.3	8.3	8.3
						天端	A3			2.5	1.0	2.5	2.5			
山形県土木部	白水川	G	FNA	54.5	590	下段監査廊		SM-10B	AT	6.0	6.0	0	0			
	小田川	R	A	31.0	386	天端	A1	SDA-240	DI	7	7	6	5			
	浪岡	R	A	52.4	388	堤体底部埋設	A1	PTK-130	AP	59	59	29	32			
						コア内	A2			16.8	16.8		15.2			
						天端	A3	PTK-300		22.0	22.0	20.0	22.0			
	左岸地山(中標高 下流法面)	A4	PTK-130		45.0	2.0	16.0	14.0								
早瀬野	R	A	56.0	415	基盤埋設	A1	PTK-130	AP	16.0	14.0	16.0	9.6				
天端	A2	PTK-300		6	6											
青森県農林部	清水目	G	F	33.5	355	監査廊	A1	SDA-240	DI	18	18					
和田	R	F	44.0	364	天端	A2			28	28	26	24				
					天端	A1	SDA-203	DI	99	81	99	60				
						右岸地山	A1	SDA-112		85.7	85.7	70.2	45.4			
							A2			28.4	28.4	15.8	16.7			

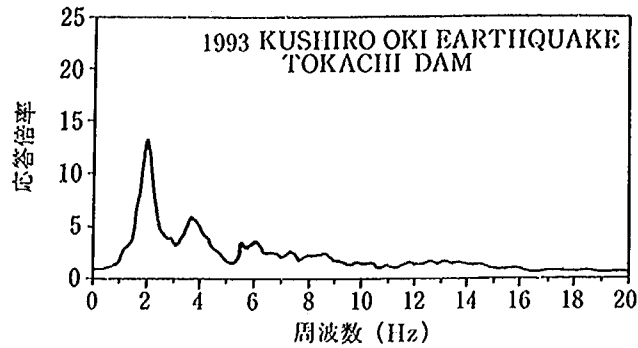


図-7・10 周波数応答関数 (十勝ダム [上下流方向])

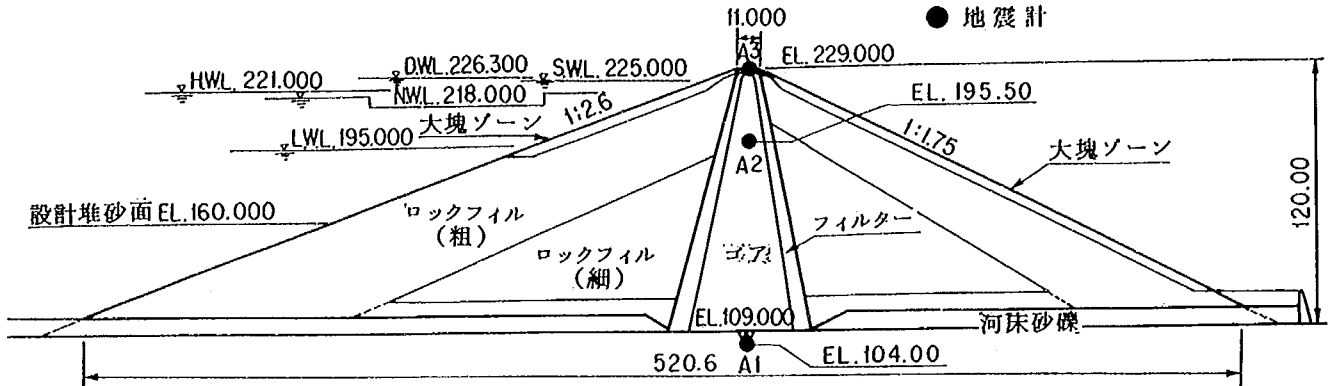


図-7.11 標準断面図 (高見ダム) 単位: (m)

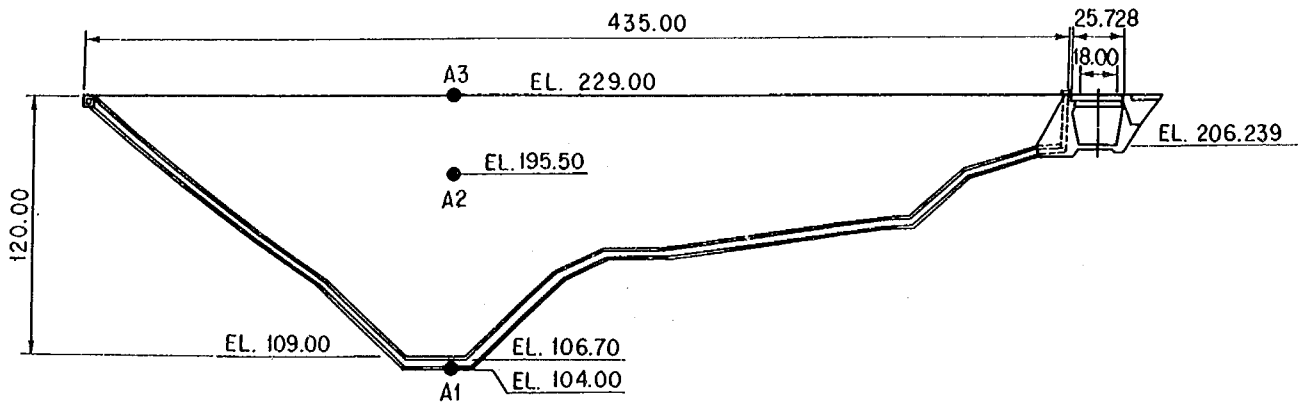


図-7.12 縦断面図 (高見ダム) 単位: (m)

2.3 高見ダム

高見ダムは、堤高120mのロックフィルダムである。震央から149kmの距離に位置している。地震計は、監査廊 (A1)、コア内 (A2)、天端 (A3)、下流左岸の法尻 (A4) の計4か所に設置されている。その位置を図-7・11、7・12の標準断面図および縦断面図に示す。ダム基礎岩盤は、日高層群岩清水層の輝緑凝灰岩類および輝緑片岩、チャートより成る。最大加速度は上下流方向にA1で38.5gal, A3で230.6galを記録した。A1とA3における加速度時刻歴を図-7・13に、加速度のパワースペクトルを図-7・14に示す。A3におけるパワースペクトルは、5 Hz以上の高周波数成分はほ

とんどなく、鋭いピークをもった形である。図-7・15に上下流方向の周波数応答関数を示す。この図より、固有周波数は1.9Hzであり、岡本の推定式³⁾による固有周波数1.7Hzに近い。

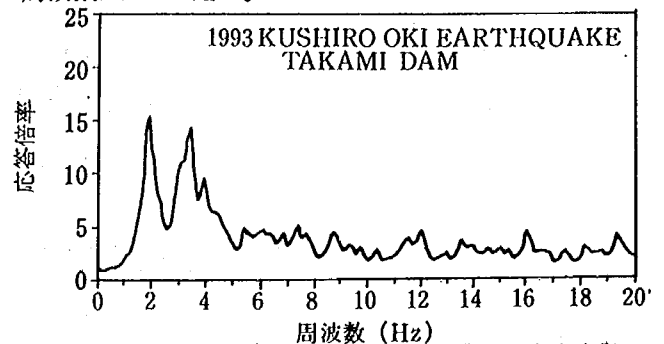


図-7.15 周波数応答関数 (高見ダム [上下流方向])

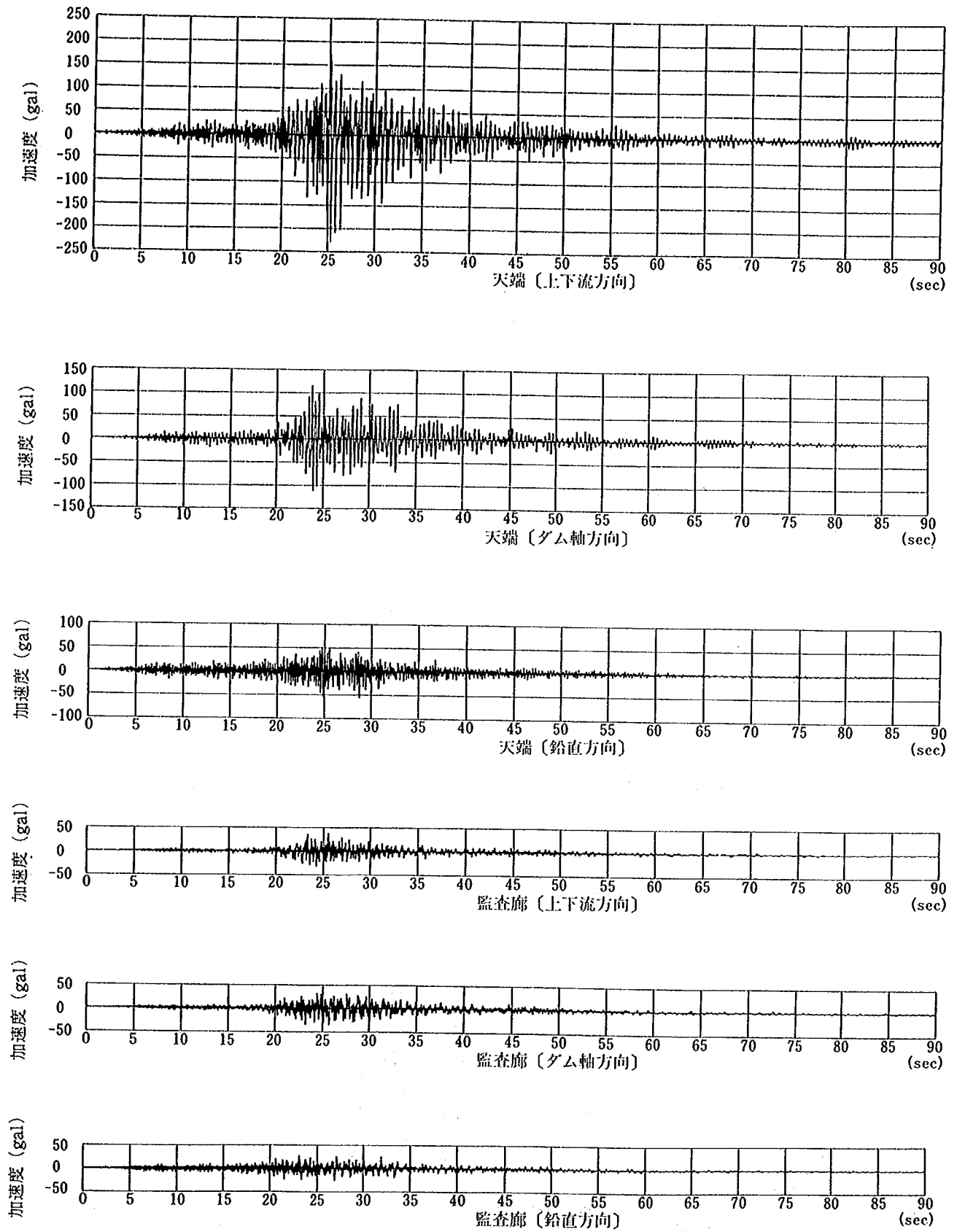


図-7・13 加速度時刻歴図 (高見ダム)

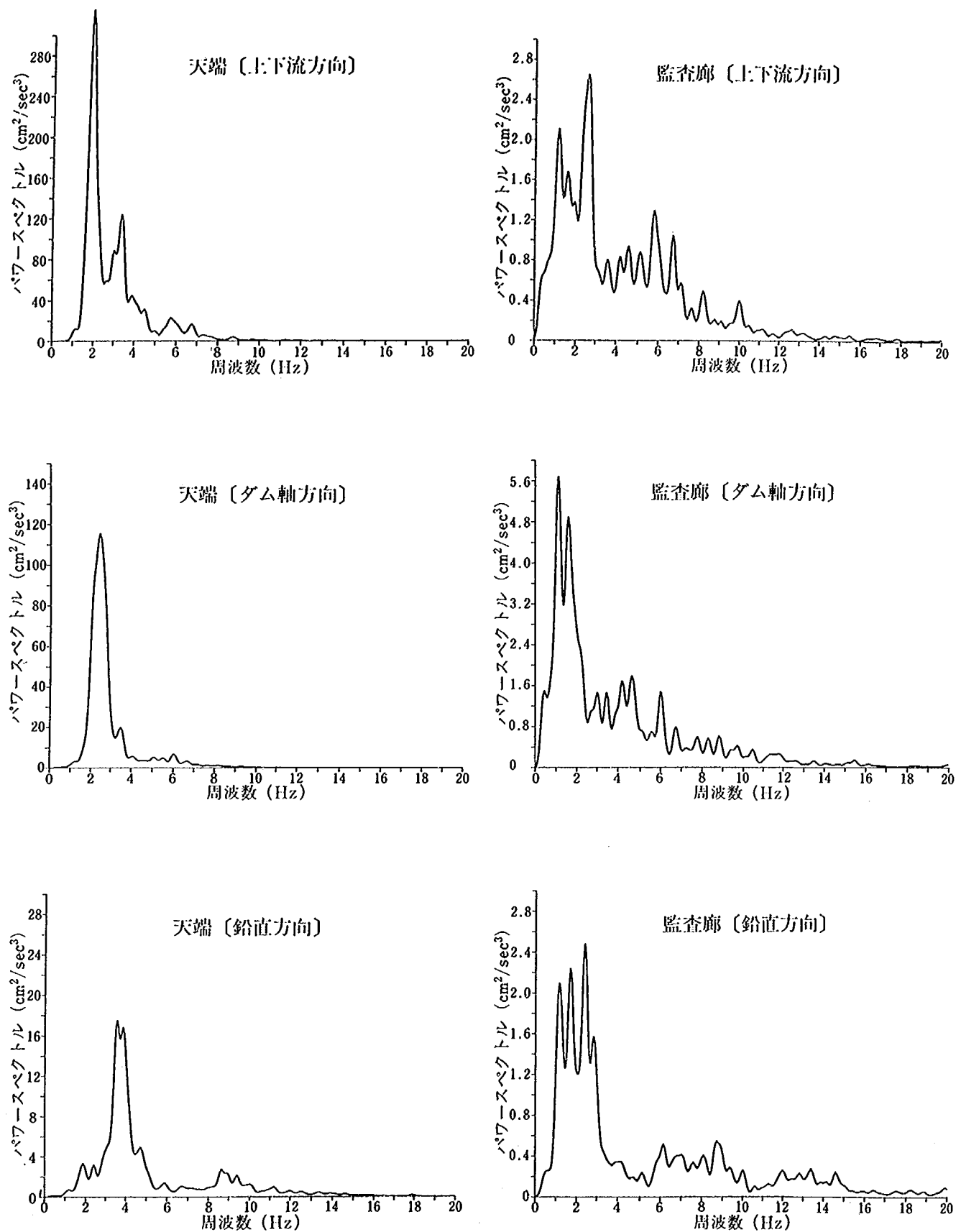


図-7・14 加速度記録のパワースペクトル (高見ダム)

2.4 豊平峡ダム

豊平峡ダムは堤高102.5mのアーチダムである。震央から263km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-7・16、7・17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ある。最大加速度は上下流方向にA1で7.1gal、A3で67.6galを記録した。A1における加速度のパワースペクトルは、1Hz以下の低周波数域にピークをもつが、A3においては3Hz前後においてピークをもっている。図-7・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、固有周波数は3.4Hzであり、岡本のアーチダムの固有周波数推定式³⁾による値3.3Hzとほぼ一致した。また、固有周波数における応答倍率は、40.7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。

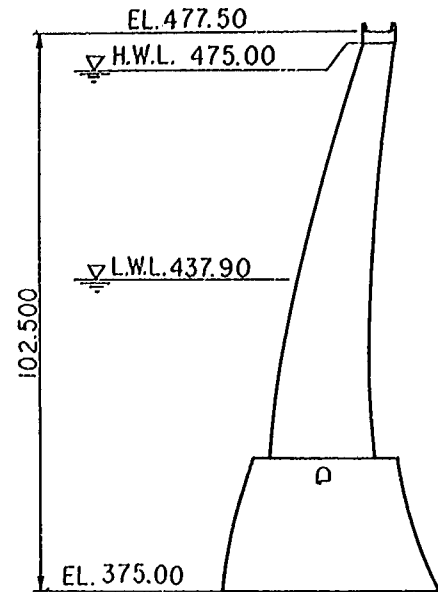


図-7・16 標準断面図 (豊平峡ダム) 単位: (m)

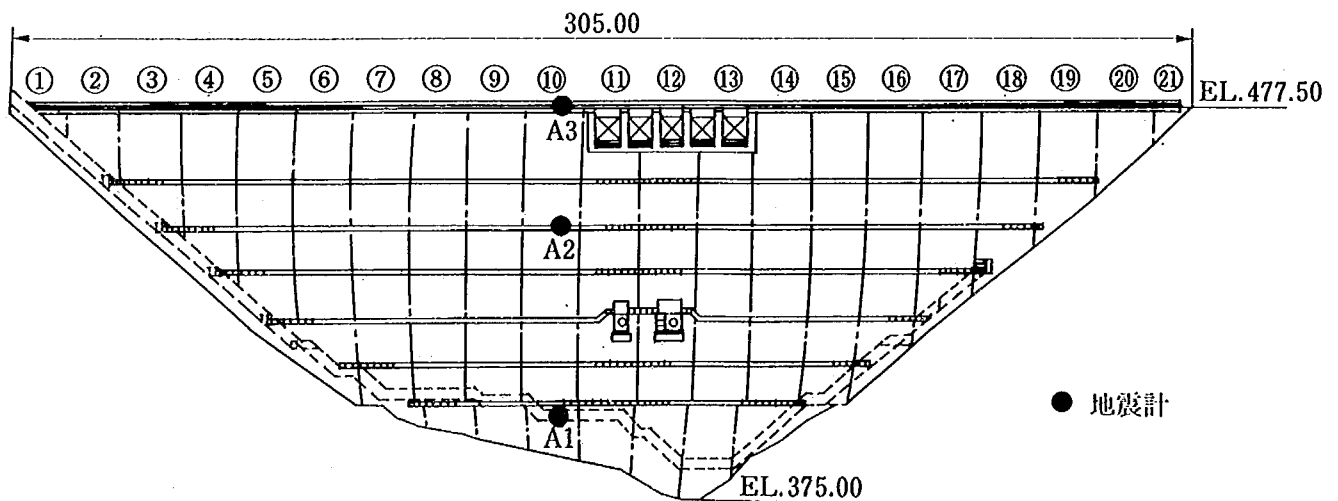


図-7・17 ダム下流面図 (豊平峡ダム) 単位: (m)

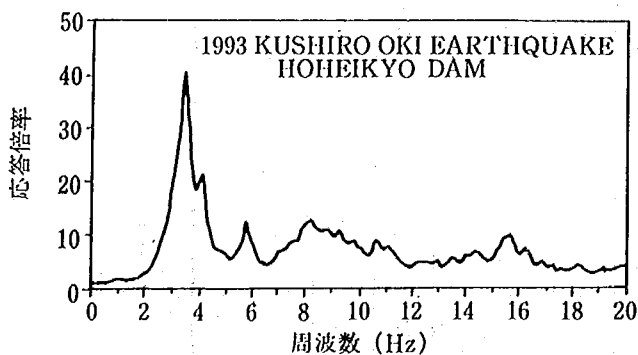


図-7・18 周波数応答関数 (豊平峡ダム [上下流方向])

3. ダムの変状

今回の地震による変状調査を行ったダムは、気象庁発表による震度V以上を記録した地域に位置するもの、および東北地方建設局、北海道開発局、北海道から調査依頼のあったものであり、その位置図を図-7・1に示す。調査ダムの諸元を表-7・2に示す。地震発生直後に臨時点検が実施されたが厳冬期であるため、ダム堤体および周辺の地山は積雪しており、詳細な目視調査は不可能であった。雪解け後に、管理者により再度点検が実施された。その結果、門別ダム(北海道門別

表-7・2 調査ダムの諸元

	ダム名	水系名	河川名	県名	所在地	震央距離 (km)	型式	目的 (*)	堤高 (m)	堤頂長 (m)	堤体積 (千 m^3)	流域面積 (km^2)	湛水面積 (ha)	総貯水量 (千 m^3)	有効貯水量 (千 m^3)	ダム事業者名	着手 年度	竣工 年度
1	鹿ノ子ダム	常呂川	常呂川	北海道	常呂郡置戸町字常元	125	重力式コンクリートダム	FNW	55.5	222	204	124	210	39,800	35,800	北海道開発局・建設部	1972	1983
2	十勝ダム	十勝川	十勝川	北海道	上川郡新得町字富村牛	125	中央コア型ロックフィルダム	FP	84.3	443	3715	592	420	112,000	88,000	北海道開発局・建設部	1970	1984
3	新冠ダム	新冠川	新冠川	北海道	新冠郡新冠町石清水	152	中央コア型ロックフィルダム	P	102.8	326	3071	192.9	435	6,665	4,340	北海道電力㈱	1958	1963
4	高見ダム	静内川	静内川	北海道	静内郡静内町字高見	149	中央コア型ロックフィルダム	FP	120	435	5120	283.4	675	229,000	149,000	北海道	1974	1983
5	様似ダム	様似川	様似川	北海道	様似郡様似町字新書	138	重力式コンクリートダム	F	44	140	76	54.9	40	6,200	4,000	北海道	1968	1974
6	門別ダム	門別川	門別川	北海道	沙流郡門別町字広富 198	180	均一型アースフィルダム	A	20.8	117	68.1	1.45	4.2	256	234	北海道		1971
7	滝ダム	久慈川	長内川	岩手県	久慈市小久慈町1地割	373	重力式コンクリートダム	FNP	70	187	220	152.6	34	7,600	6,000	岩手県	1969	1982
8	二ノ倉ダム	五戸川	五戸川	青森県	三戸郡新郷村大字戸来字雨池	385	アスファルト表面遮水壁型 フィルダム	F	37	112.9	174	21.4	20	2,810	2,390	青森県		1970
9	又木戸ダム	五戸川	三川目川	青森県	三戸郡新郷村大字戸来	381	ゾーン型アースフィルダム	F	34.6	179.6	298	14.5	13	1,236	996	青森県	1968	1988
10	四和ダム	相坂川	後藤川	青森県	十和田市大字上指久保	377	ゾーン型アースフィルダム	F	22.8	121.2	91	22.9	11	826	814	青森県		1960
11	雪谷川ダム	新井田川	雪谷川	岩手県	九戸郡軽米町小軽米	371	重力式コンクリートダム	FA	28.4	103.6	24	70.9	26	2,662	2,092	岩手県	1967	1976
12	千貫石ダム	北上川	宿内川	岩手県	胆沢郡金ヶ崎西根字鷹巣	545	中央コア型アースフィルダム	A	30.7	247.5	245			5,168	5,168	岩手県		1940

*) ダムの使用目的は次の略字

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

土地改良区管理の利水ダム)において堤体上流法面保護工の張ブロックのめくれ上り、および左岸地山法面の連結ブロックの波打ち変状が生じたことが確認された。他のダムにおいては、亀裂やはらみ出し等の被害はなく、また漏水量もダムの安全管理に影響を及ぼすような変化はなかった。以下に、各調査ダムについて地震による変状を述べる。

3.1 鹿ノ子ダム

鹿ノ子ダムは、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。標準断面図およびダム下流断面図をそれぞれ図-7・5、7・6に示す。震央からは116kmに位置している。天端で上下流方向に最大加速度約65galを記録したが、亀裂などの堤体表面に変状はなかった。

地震発生前後での漏水量の経時変化を図-7・19に示す。鹿ノ子ダムでは漏水量を1時間毎に自動計測している。図-7・19では、午前9時から翌午前8時までの24時間の平均値を示している。地震前後で、1.9l/minから3.8l/minへと増加したが、ほぼ2か月後には、貯水位の低下に伴う分もあるが地震前の量に回復した。

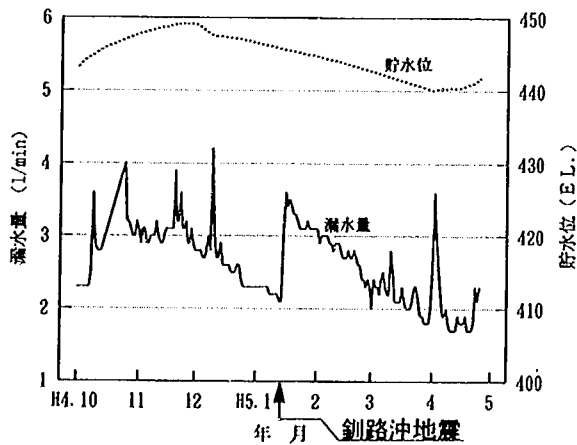


図-7・19 漏水量の経時変化(鹿ノ子ダム)

3.2 十勝ダム

十勝ダムは、北海道開発局建設部の管理する中央コア型ロックフィルダムである。標準断面図および縦断面図をそれぞれ図-7・8、7・9に示す。震央からは125kmに位置している。天端でダム軸方向に最大加速度120galを記録したが、堤体の表面に変状はなかった。

十勝ダムでは、漏水量の観測は図-7・20に示すように、堤体を5つに分割し、それぞれの漏水量を観測している。測定は1時間毎に自動計測される。24時間平均した漏水量の地震前後での経時変化を図-7・21に示す。堤体全漏水量は、地震前後で110l/minから170l/minに増加した。特に、堤体の谷部の漏水を集水しているC、Dルートで増加量が多い。しかし、ほぼ半月後には貯水位の低下に伴う分もあるが地震前の量に回復した。

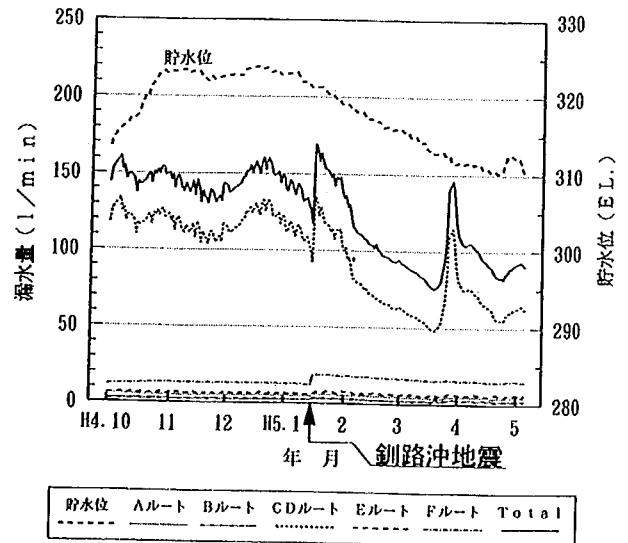


図-7・21 漏水量の経時変化(十勝ダム)

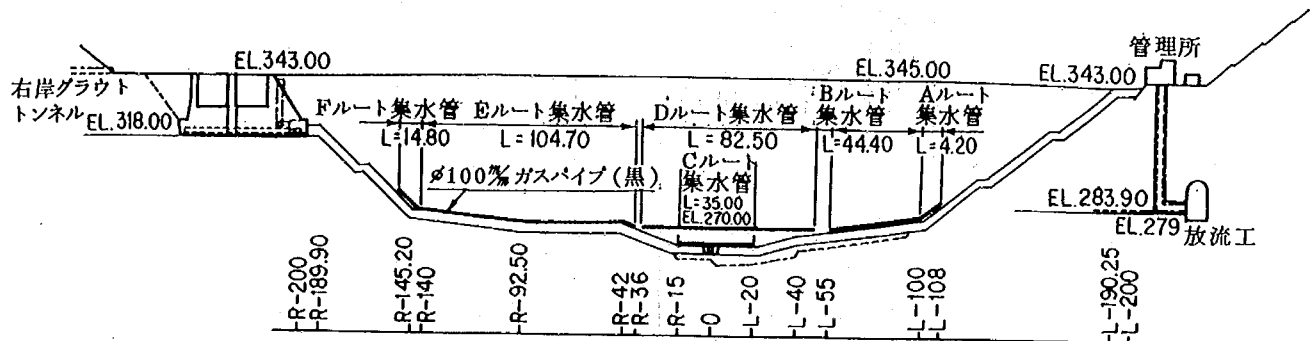


図-7・20 漏水量観測設備配置図(十勝ダム) 単位:(m)

3.3 様似ダム

様似ダムは、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。非越流部標準断面図および、ダム下流面図をそれぞれ図-7・22、7・23に示す。震央からは138kmに位置している。地震計は、左岸地山(A2)と天端(A1)に最大加速度表示計が設置され、水平2成分の最大合成加速度が記録される。最大合成加速度は、左岸地山で108gal、天端で139galを記録した。地震後の点検の際、堤体上流面にヘアークラックが確認された。過去に補修されたヘアークラックが存在することから、この新たに確認されたヘアークラックは補修後に生じたものであるが、クラックの劣化状態か

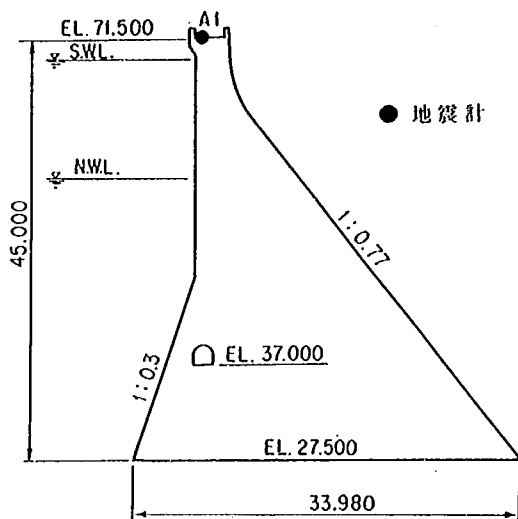


図-7・22 非越流部標準断面図 (様似ダム)
単位: (m)

らすると今回の地震によるものであるかは断定できない。また、監査廊内の継目の補修コンクリートが、地震により一部分剥離した。

漏水については、No.5ブロックおよびNo.7ブロックのドレーン孔からの漏水が地震直後、米の研ぎ汁のように白濁したが、数日後には元の状態に戻った。漏水量の観測は、ドレーン孔からの排水を管理者が定期的に実測しているが、地震発生後は観測の頻度を多くした。漏水量の経時変化を図-7・24に示す。堤体ブロック漏水量は、地震約1か月前の12月25日の測定値7.0 l/min から9.1 l/minに増加したが、その後8.5 l/min程で一定になった。

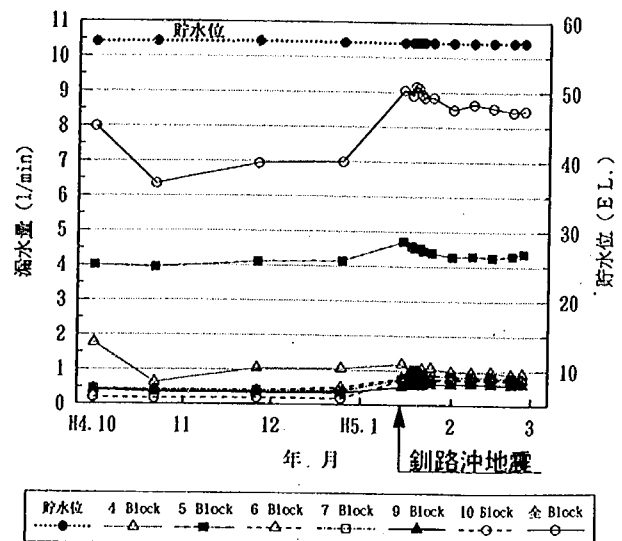


図-7・24 漏水量の経時変化 (様似ダム)

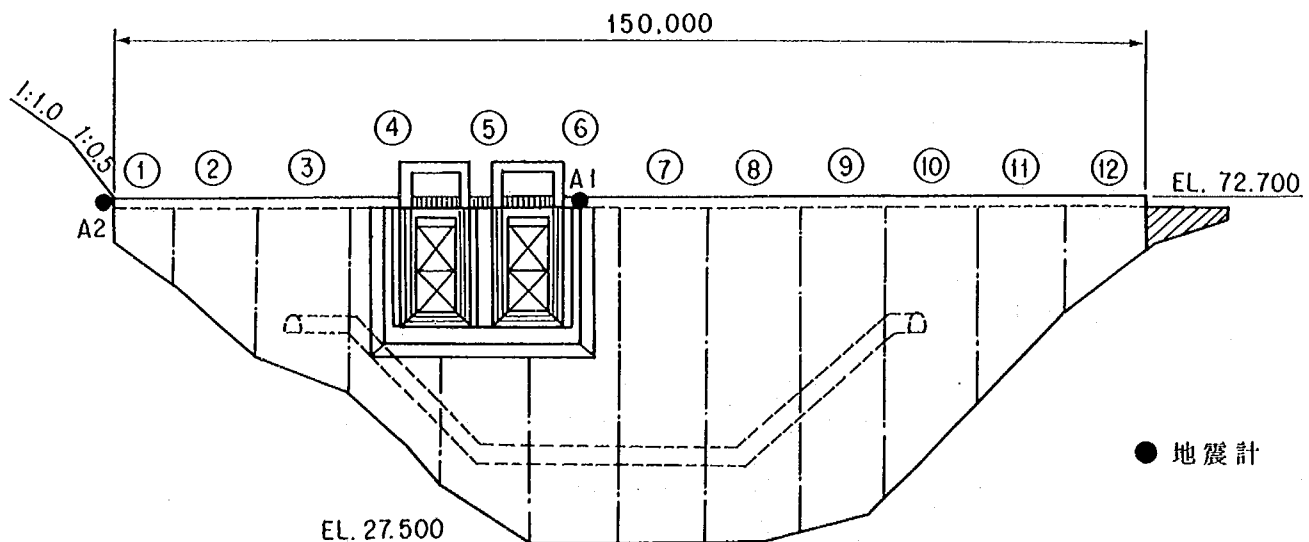


図-7・23 ダム下流面図 (様似ダム) 単位: (m)

3.4 高見ダム

高見ダムは、北海道土木部の管理する中央コア型ロックフィルダムである。標準断面図および縦断面図をそれぞれ図-7・11、7・12に示す。震央からは149kmに位置している。地震発生時の貯水位はEL.220.56m(高水位はEL.221.00m)であったが、地震時に水位が10cm程度変動した。高見ダムには、層別沈下計が4台設置されているが、そのうち図-7・25に示す標準断面のコアゾーン(C-1)と、右岸台地断面のコアゾーン(C-2)およびロックゾーン(C-4)の3台が計測可能な状態である。3台の層別沈下計による層別沈下量の経時変化をそれぞれ図-7・26、7・27、7・28に示す。C-2およびC-4では、クロスアーム素子の沈下量は地震の1か月半前(1992年12月2日)

の計測時より変化なし、あるいは1cm程度沈下した。C-1では、いずれの素子も1cm程度上昇した。これは、この期間に貯水位の変動がほとんどなかったことを考えると、地震によるものと考えられる。クラック等の堤体表面の変状はなかった。

漏水量の観測は、図-7・25に示すように、堤体を5ブロック(S-1～S-5)に分割し、それぞれ集水した漏水を監査廊内に下流からドレーンパイプを引き込み、毎日自動計測している。漏水量の経時変化を図-7・29に示す。地震前後で堤体全漏水量(S-1～S-5の合計量)は、306 l/minから312.3 l/minに微量増加した。また、下流排水設備からの排水の濁度は図-7・30に示すように、地震前後で0.8ppmから1.7ppmに増加したが、半月程度で元に回復した。

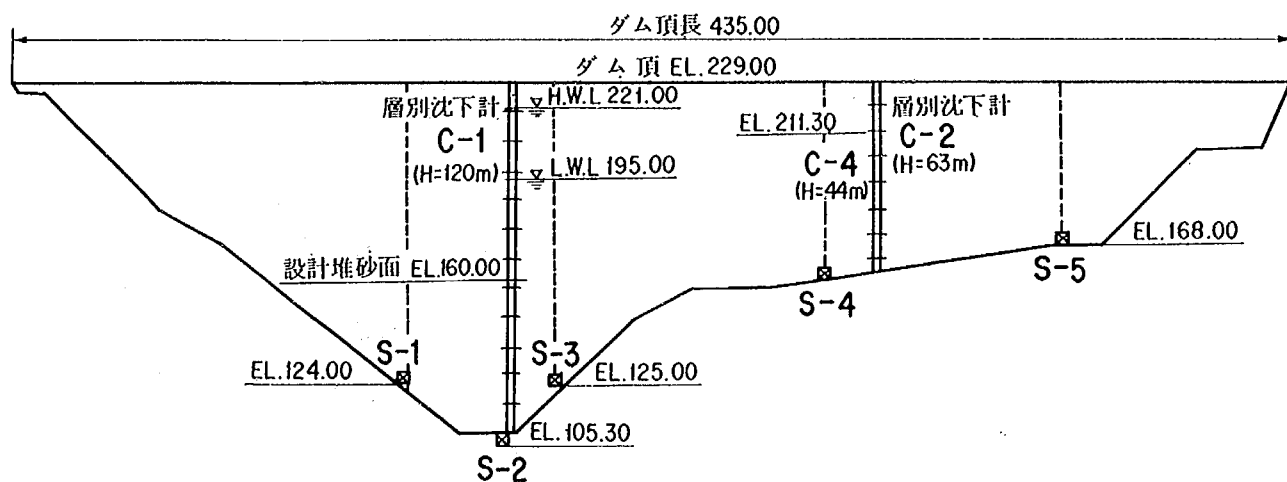


図-7・25 観測設備配置図(高見ダム) 単位:(m)

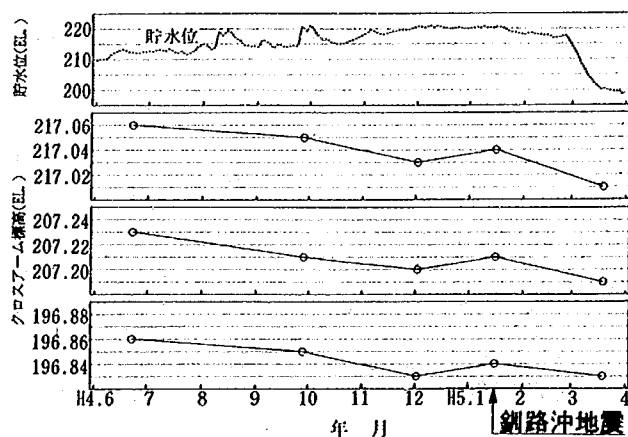


図-7・26 層別沈下量経時変化(高見ダム)
(標準断面コア[C-1])

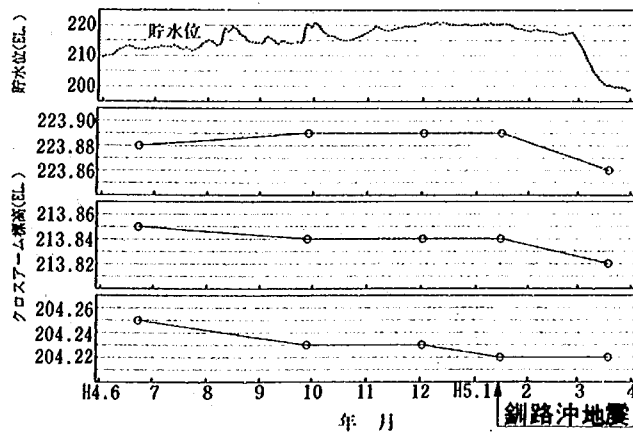


図-7・27 層別沈下量経時変化(高見ダム)
(右岸台地部断面コア[C-2])

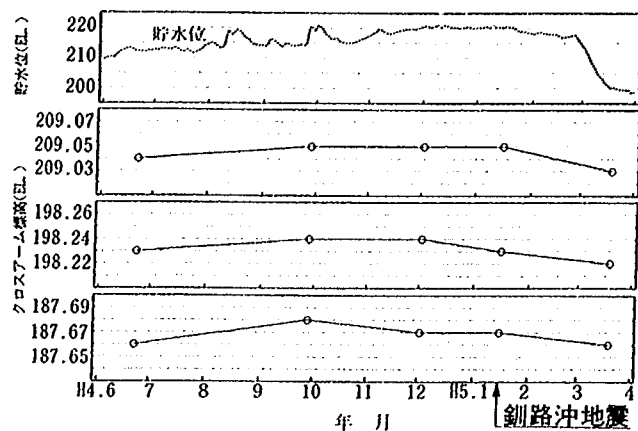


図-7・28 層別沈下量経時変化 (高見ダム)
(右岸台地部断面ロック [C-4])

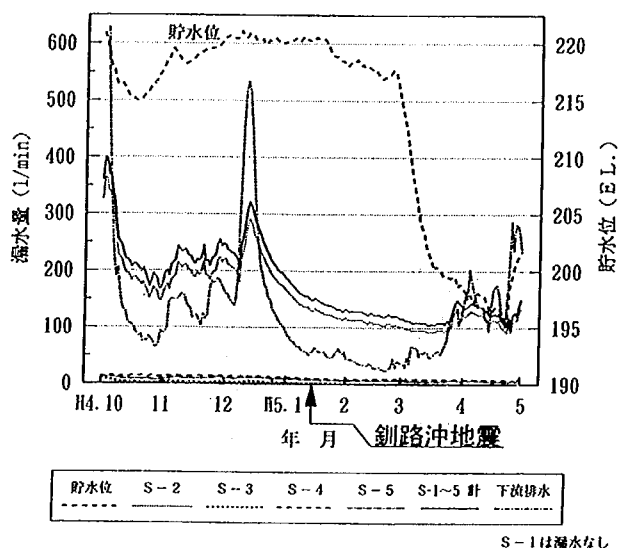


図-7・29 漏水量の経時変化 (高見ダム)

3.5 新冠ダム

新冠ダムは、北海道電力(株)の管理する中央コア型ロックフィルダムである。標準断面図および縦断面図をそれぞれ図-7・31、7・32に示す。震央からは15

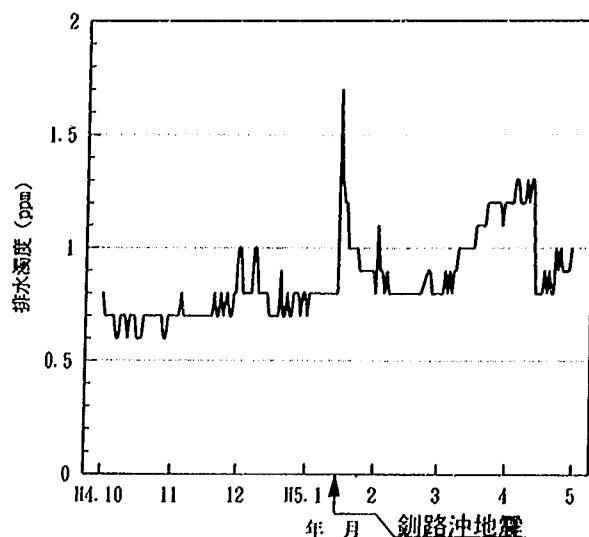


図-7・30 下流排水の濁度の経時変化 (高見ダム)

2kmに位置している。地震計は、基礎岩盤 (A1)、堤体中央の天端 (A4)、コア内部 (A2)、下流法面 (A3)、洪水吐付近の堤体天端 (A5)、および洪水吐天端 (A6) に計6台設置されている。最大加速度は基礎岩盤でダム軸方向に46gal、堤体中央の天端で上下流方向に193galを記録した。地震発生時の貯水位はEL.375.80m (高水位はEL.390.00m) であり、水位計の記録では地震による水位変動は2cm (±1cm) 程度であった。堤体の変位は、地震発生の3か月前の計測値と比較して、鉛直変位はほとんど変化しないが、水平方向では5mm変位している地点があった。地震に起因するものであるかは明確でなく、また変位量としても大したものではないので、特に問題ではない。その他、堤体表面に変状はなかった。

地震直後、監査廊内のドレーン孔からの浸透流水に濁りが生じ、濁度が2ppm程度から53ppmに増加したが、1時間後には2.1ppmに回復した。これは、側溝に沈殿していた泥土が地震により攪拌され、それが計

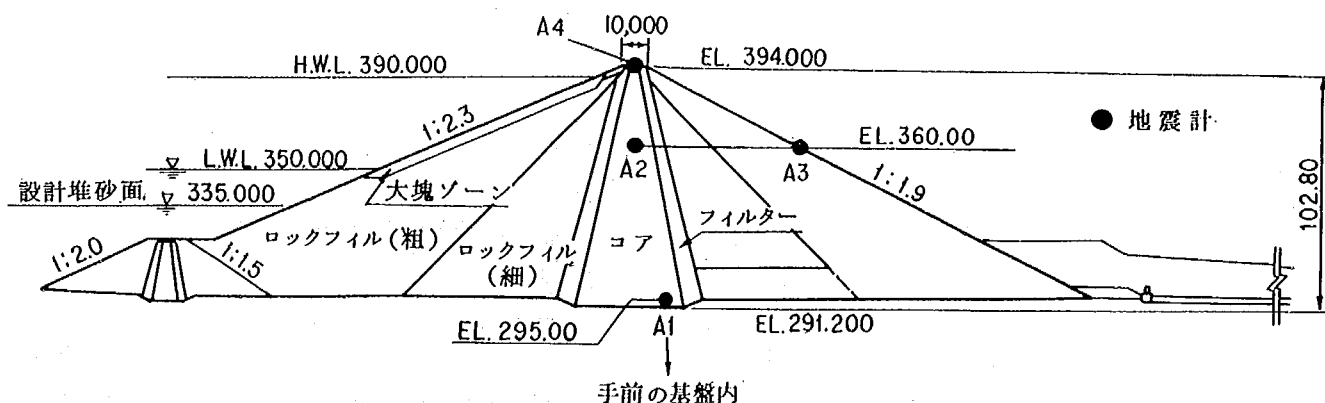


図-7・31 標準断面図 (新冠ダム) 単位: (m)

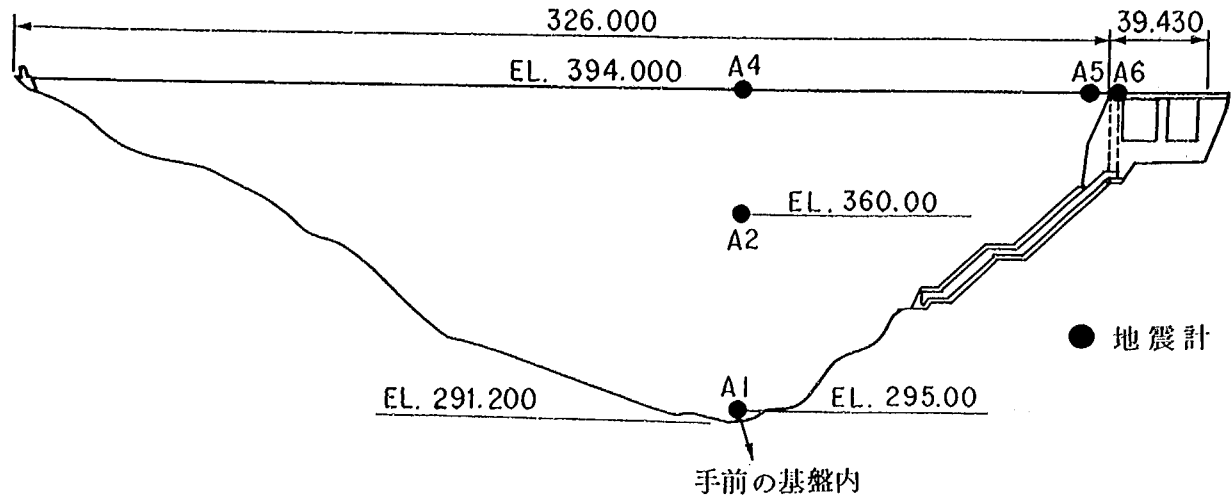


図-7・32 縦断面図(新冠ダム) 単位:(m)

測されたためと判断される。普段より降雨の際には濁度が上昇する傾向にある。また、監査廊内のドレーン孔からの浸透流量は、図-7・33に示すように、地震前後で 0.30 l/min から 0.21 l/min に減少し、その後一定量となっている。

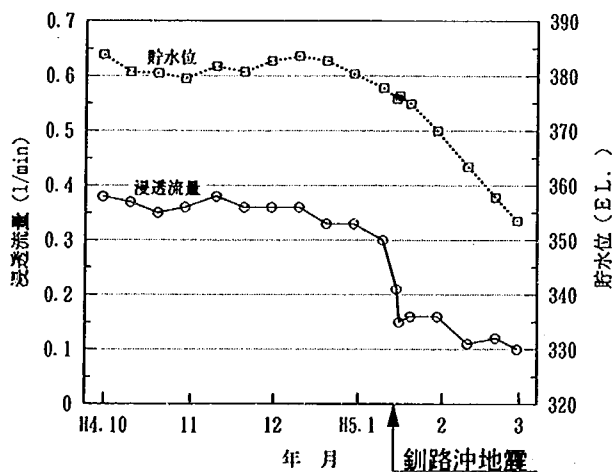


図-7・33 浸透流量の経時変化(新冠ダム)

3.6 門別ダム

門別ダムは、門別土地改良区の管理する均一型アースフィルダムである。平面図および標準断面図をそれぞれ図-7・34, 7・35に示す。堤体上流法面には、波浪対策の保護工としてコンクリートの張ブロックが施工されている。ダムサイトの地質は新第3紀鮮新世の滝川層群荷葉層の泥岩を主として、細粒砂岩およびシルト岩を挟んでいる。堤体材料は、堤体基礎掘削材および左岸下流地山の風化泥岩の土砂を使用している。震央からは180kmの距離に位置している。

地震発生後、被害調査を行ったが、貯水を開始して

いた貯水池水面は厚く結氷しており、被害の全容は把握できない状況であった。2月の時点で、堤体ドレーンからの漏水はないことを確認した。融雪直後の4月に貯水の落水を完了させ、再調査を実施した。その結果、堤体上流法面、左岸地山および右岸洪水吐の盛土法面において以下のような変状が確認された。

(1) 堤体の変状

上流法面勾配が、1:2.5から1:2.0に変化する位置(標高EL.87.50m、なお地震時の貯水位はEL.89.0m)の直下で、保護工の張ブロックがダム軸全長にわたって10cm程度重なり合いめくれ上がった(写真-7・1)。理由としては、今回の地震により上位1/3標高の盛土が圧密沈下し、張ブロックに斜面方向の圧縮力が作用して、座屈したのではないかと考えられる。変状を示した張ブロックをはがして土質堤体表面を調査したところ何ら変状はなかった。上流法面保護工張ブロックは、災害査定を受け全面復旧する予定である。

また、天端の上流法肩のコンクリートブロックが上流方向に若干動いており、傾斜ブロックとの継目が若干開いているが、これは地震によるものであるかどうかは判断できない。

(2) 左岸地山の変状

左岸地山上流部の斜樋をはさんだ斜面において、コンクリート型枠内の張ブロックが変形し波打ってしまった(写真-7・2)。張ブロックは、ブロック内を通した鉄線で連結されているだけでブロック間の接着はされていない。災害査定を受け、ボーリング調査結果に基づき、表層に分布する強風化泥岩層はすべて掘削除去し地山切直しを行い、法面は水浸部を吹付けコンクリートによる被覆とし、上部を植生被覆により復旧する計画である。



写真-7・1 堤体上流法面保護工の張ブロックのめくれ上がり (門別ダム)



写真-7・2 左岸地山上流部法面の張ブロックの波打ち変状 (門別ダム)

3.7 滝ダム

滝ダムは、岩手県土木部の管理する重力式コンクリートダムである。非越流部標準断面図および縦断面図をそれぞれ図-7・36, 7・37に示す。ダム基礎岩盤はチャートや砂岩、粘板岩が互層をなし、全体にホルンフェルス化している。震央からは373kmに位置している。地震計は、基礎岩盤(A1)と天端(A2)に設置されて

いる。加速度時刻歴は地震途中で用紙切れとなり、記録することはできなかった。最大加速度表示計で、最大加速度は監査廊で8gal、天端で136galを記録した。堤体の表面変状はなかった。

漏水量観測は1時間毎に自動計測され、図-7・38に24時間平均した漏水量の経時変化を示す。地震前後数日において25l/min程度とほとんど変化はなかった。

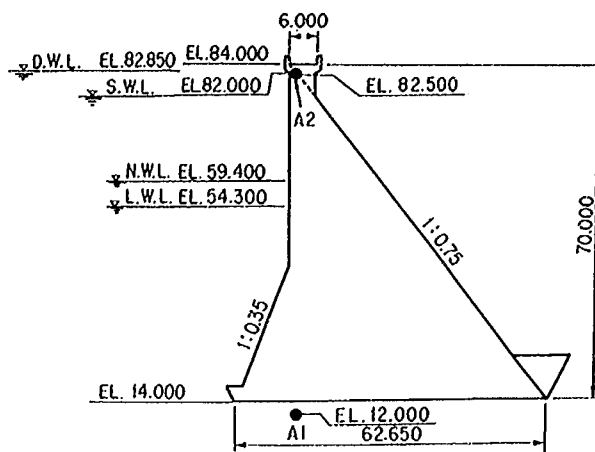


図-7・36 非越流部断面図 (堰ダム) 単位: (m)

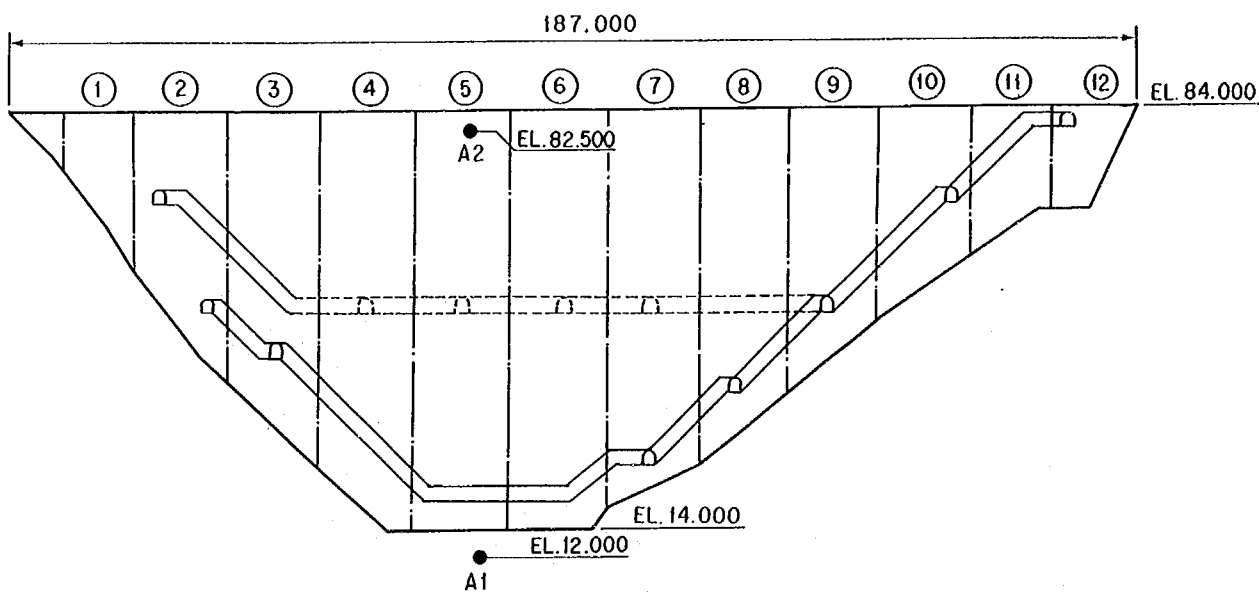


図-7・37 縦断面図 (堰ダム) 単位: (m)

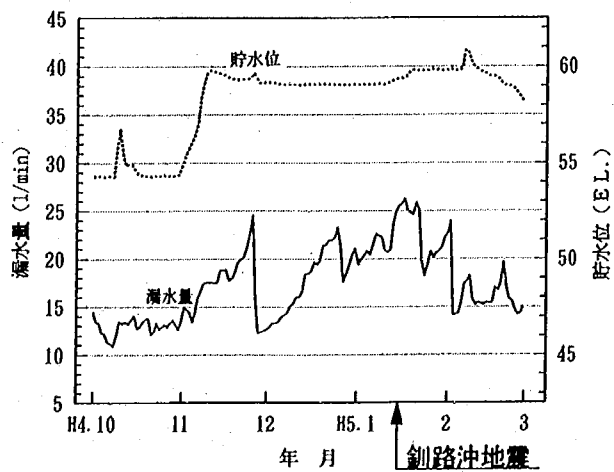


図-7・38 漏水量の経時変化 (堰ダム)

3.8 四和ダム

四和ダムは、青森県農林部の管理するゾーン型アースフィルダムである。標準断面図を図-7・39に示す。

震央からは377kmに位置している。当ダムには、地震計、漏水量観測計器等の観測設備はない。堤体の表面に変状はなかった。

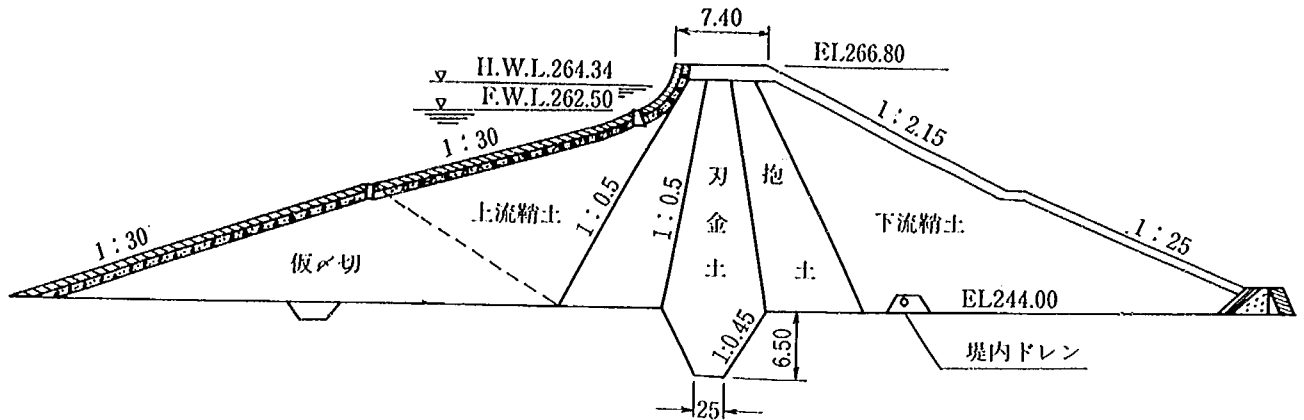


図-7・39 標準断面図 (四和ダム) 単位: (m)

3.9 又木戸ダム

又木戸ダムは、青森県農林部の管理するゾーン型アースフィルダムである。標準断面図を図-7・40に示す。震央からは381kmの距離に位置している。当ダムには、地震計は設置されていない。堤体の表面に変状はなかった。

漏水は図-7・41に示すように、堤体に設けられた

インターセプターから5本の水平ドレーンにより集水し、下流法尻部でそれぞれ流量を毎日測定している。また余水吐からの漏水量もドレーンにより集水し測定している。図-7・42に漏水量の経時変化を示す。ただし、堤体右岸側の観測ピット No.4,5 は漏水がない。地震の前後で、堤体および余水吐からの漏水量はほとんど変化はなかった。

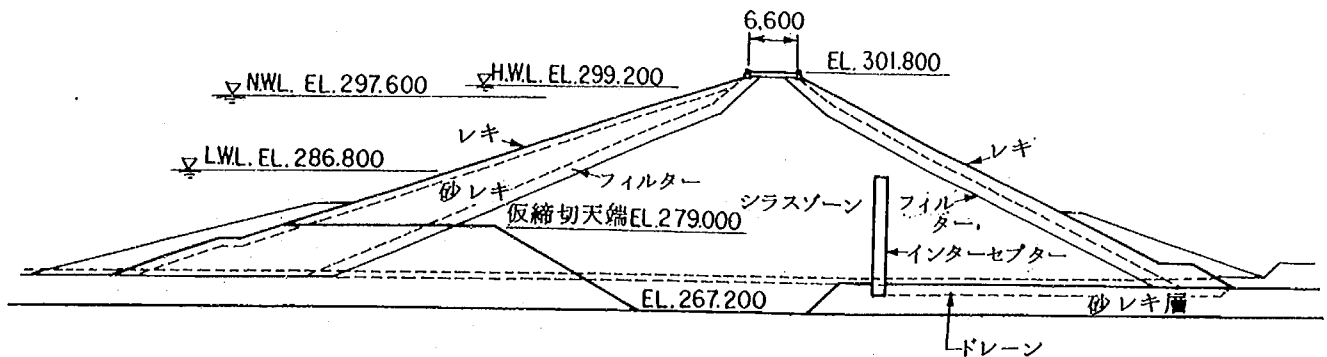


図-7・40 標準断面図 (又木戸ダム) 単位: (m)

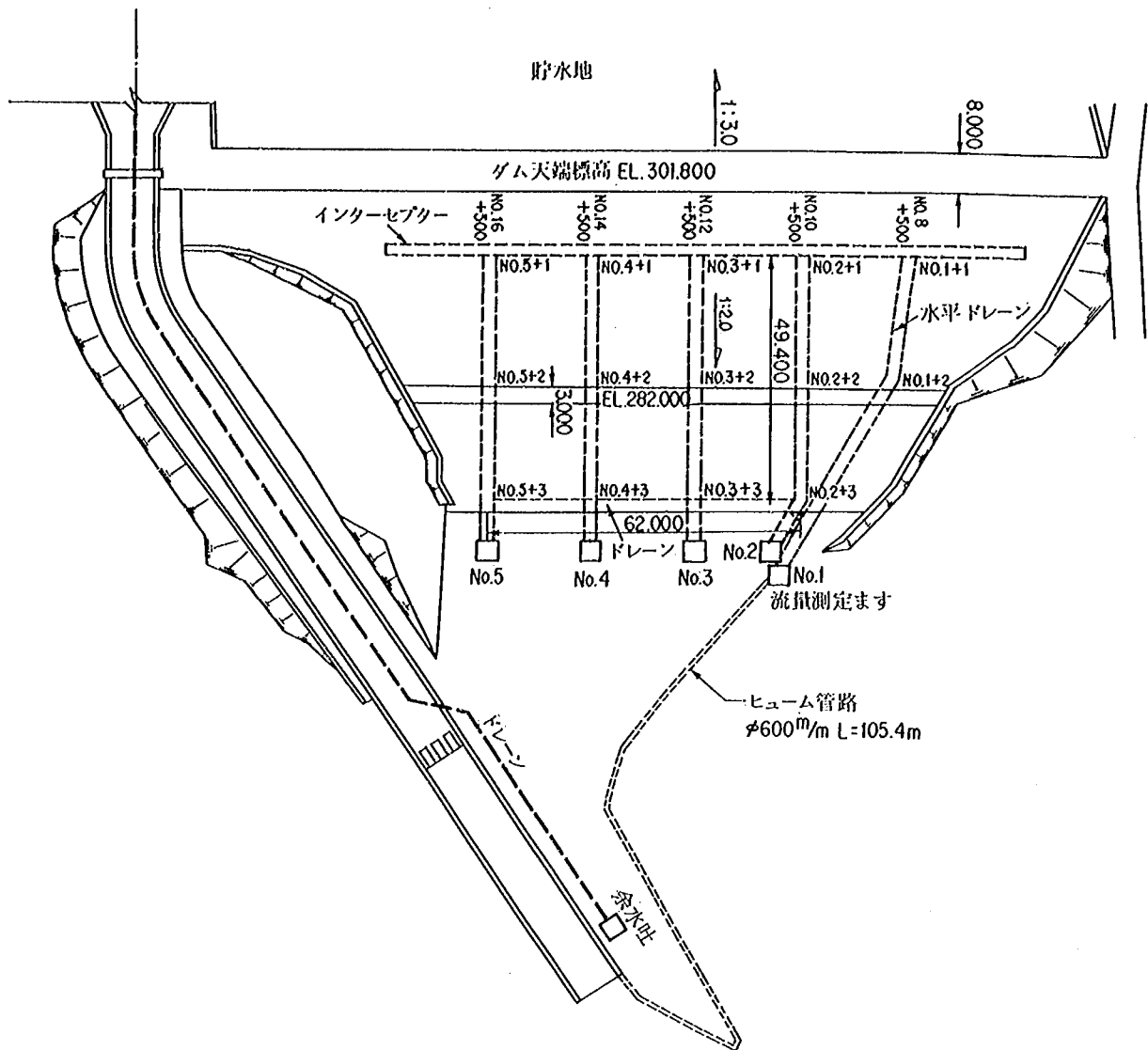


図-7・41 漏水量観測設備配置図 (又木戸ダム) 単位: (m)

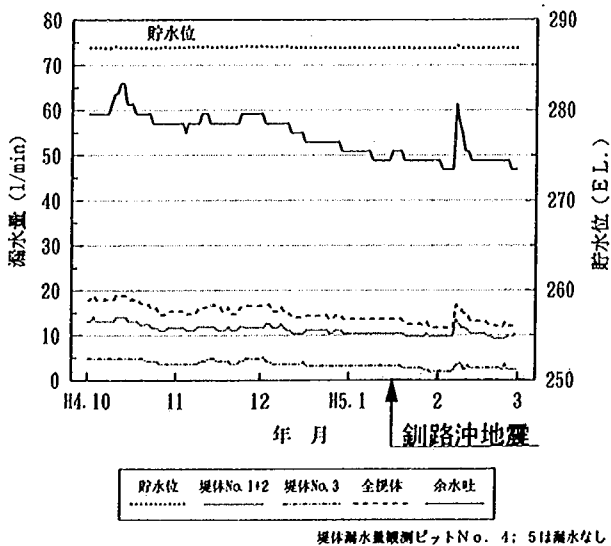


図-7・42 漏水量の経時変化 (又木戸ダム)

3. 10 ニノ倉ダム

ニノ倉ダムは、青森県農林部の管理するアスファルト表面遮水壁型アースフィルダムである。標準断面図を図-7・43に示す。震央からは385kmの距離に位置している。当ダムには、地震計は設置されていない。堤体の表面に変状はなかった。

漏水は、堤体上流法尻に設置された監査廊に集水した漏水の流量を毎日測定している。漏水量の経時変化を図-7・44に示す。地震前後で0.9~1.2 l/min程度と、ほとんど変化はなかった。

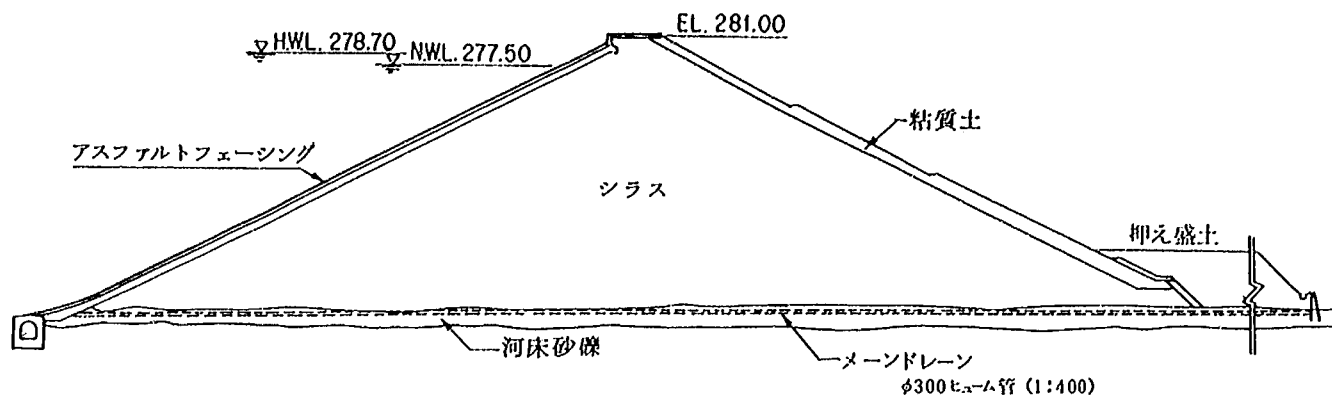


図-7・43 標準断面図(二ノ倉ダム) 単位:(m)

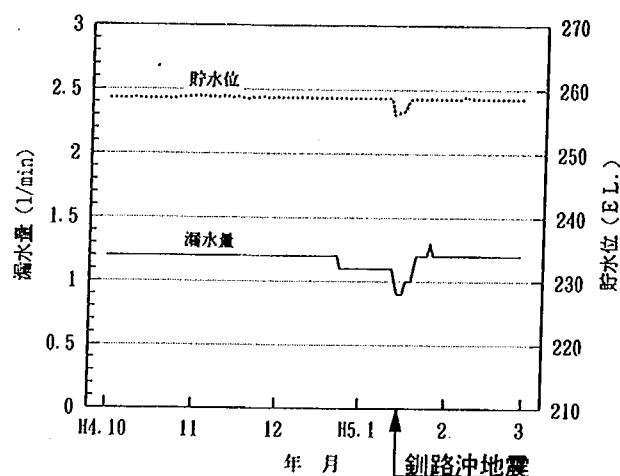


図-7・44 漏水量の経時変化(二ノ倉ダム)

3.11 雪谷川ダム

雪谷川ダムは、岩手県農政部の管理する重力式コンクリートダムである。ダム下流面図を図-7・45に示す。震央からの距離は371kmである。当ダムには、地震計は設置されていない。堤体の表面に変状はなかった。

漏水量は、各継目毎に継目漏水量を、また、監査廊内のドレーン孔からの基礎漏水量を各ブロック毎に定期的に実測している。継目漏水量は、常時、微量であり地震後も変化なかった。基礎漏水量も図-7・46に示すように地震前後でほとんど変化なかった。

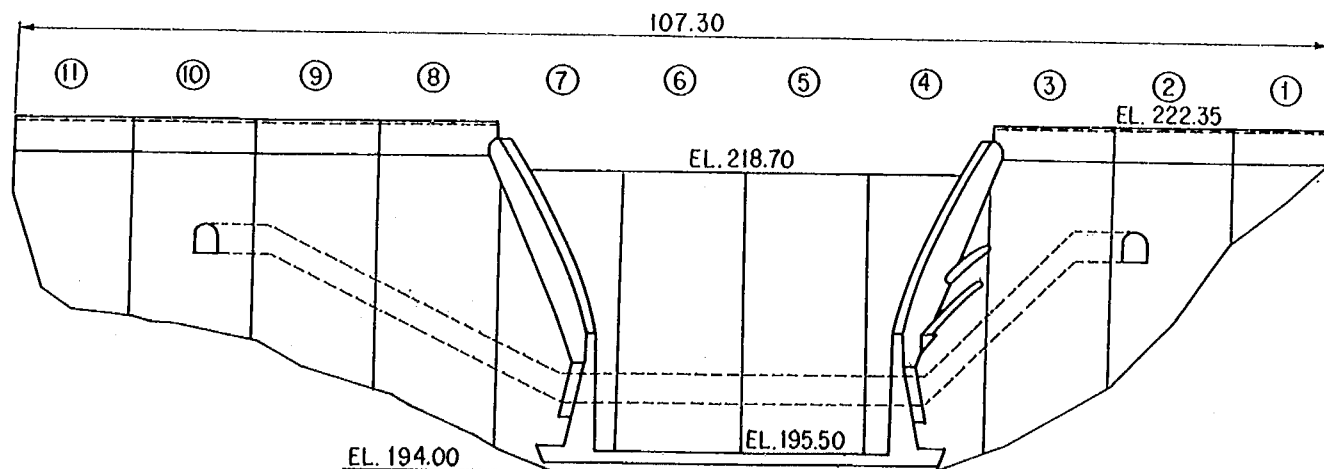


図-7・45 ダム下流面図(雪谷川ダム) 単位:(m)

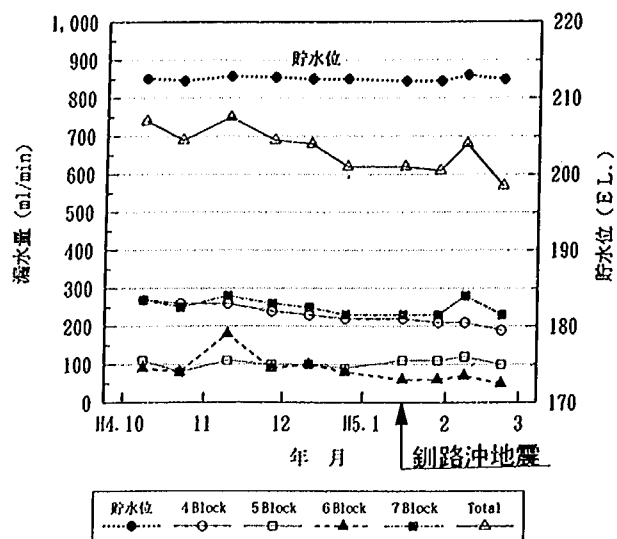


図-7・46 基礎漏水量の経時変化 (雪谷川ダム)

3. 12 千貫石ダム

千貫石ダムは、千貫石土地改良区の管理する中央コア型アースフィルダムである。標準断面図および縦断面図をそれぞれ図-7・47、7・48に示す。震央からは545kmの距離に位置する。当ダムには、地震計、漏水量観測計器等の観測設備はない。地震後の臨時点検の際、余水吐越流部（横越流方式）から水のにじみ出しが確認された。そのため、貯水位（地震発生時水位 E.L.199.00m）を緊急に下げた。地震発生3日後に、貯水位が越流部内の止水板（幅20cmの塩化ビニール製）の埋設されている標高（E.L.198.929m）より下がった時点でにじみ出しの量が減り、地震発生10日後の1月25日（貯水位 E.L.198.40m）には、にじみ出しは完全になくなった。今回の地震との関係は必ずしも明確ではないが、越流部の継目（11m間隔）が最大7～8mm程度開いており、止水板の埋設されている位置よりも上位標高である越流部頂部付近の継目を通して水がにじみ出したものと思われる。堤体、あるいは余水吐の安定性に影響を及ぼす変状ではない。その他に堤体の表面変状はなかった。

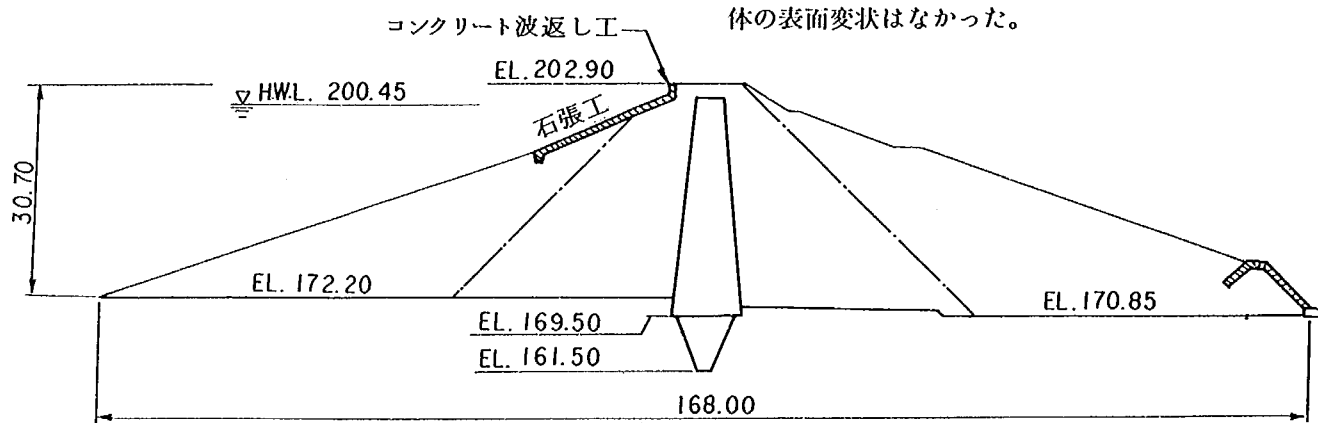


図-7・47 標準断面図 (千貫石ダム) 単位：(m)

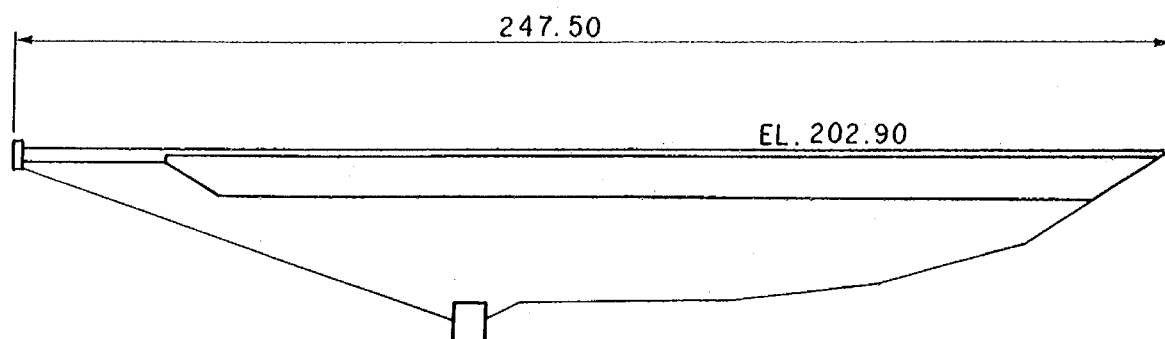


図-7・48 縦断面図 (千貫石ダム) 単位：(m)

4. まとめ

今回の地震により、ダム の 堤体表面上に変状を生じたダムは、門別ダムだけであった。門別ダムでは、堤体上流法面保護工のコンクリート張ブロックが一部めくれ上がったが、堤体の安定性に影響を及ぼすことはなく軽微な変状であった。フィルダムにおいて、コンクリートブロック等の堤体と剛性の異なるものを堤体表面に張った場合、これらの張りものは、地震時に堤体の変形に追従できずに、張りものに変状が生じる場合がある。

地震後に漏水量が増加したダム(鹿ノ子ダム、十勝ダム、様似ダム)や、漏水に濁りを生じたダム(様似ダム、高見ダム、新冠ダム)があったが、数時間から数か月で地震前の状態に回復した。

以上のように、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であることが確認された。

本文で記述しきれなかった事項は土木研究所資料にて報告する予定である。

謝 辞

現地調査、あるいはダム観測資料の提供等で、東北地方建設局、北海道開発局、北海道、青森県、岩手県、秋田県、宮城県、および各ダム事務所の方々には、並々ならぬ御協力を賜り、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, EERC 68-5, U.C. Berkeley, 1968.
- 3) 岡本舜三：耐震工学, オーム社, pp.329~416, 1971.9.

第8編 斜面の被害

第 8 編 斜面の被害

中村 良光*¹

蒲原 潤一*²

by Yoshimitsu NAKAMURA

and

Junichi KANBARA

細 目 次

1. 概 要	3
2. 代表的被災地	4
2. 1 緑ヶ岡 6 丁目	4
2. 2 材木町 2	6
2. 3 緑ヶ岡 5 丁目	6
3. 地震時斜面の液状化についての考察	9
4. まとめ	10
謝辞	10
参考文献	10

*1 前砂防部急傾斜地崩壊研究室長（現 建設大学校 研修企画官）

*2 砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員

1. 概要

釧路沖地震による斜面の被害は、斜面の崩壊、亀裂、はらみ出しなどである。被害の大きかった斜面災害は道路・河川を除けばほとんどが釧路市東部の台地部外縁で発生しており、特に釧路市東部の緑ヶ岡地区、材木町地区では斜面崩壊が発生し、家屋が全壊するなどの甚大な被害が発生している。その他の地域における自然斜面の変動については田近ら³⁾によって報告されている。これによれば、岩石崩落は釧路-厚岸地域などの海岸に沿った白亜系や古第三系の分布する地域に発生し、地すべりは白糠丘陵の新第三系や古第三系、表層崩壊は第四紀堆積物が覆う段丘・台地の縁で発生しているとされている。ここでは、人家に被害を与えた斜面崩壊の事例を中心に報告する。

斜面災害が多発した釧路市の地形は、旧釧路川を境にして西側の釧路平原と、東側の台地部に分けられる。地質は、堅硬な砂岩、泥岩を主体とする白亜系、第三系の根室層群、浦幌層群を基盤としている。釧路市東

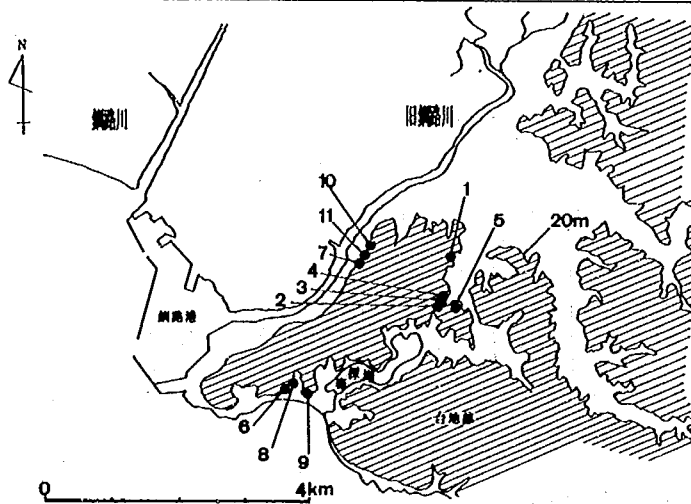
部に分布する釧路段丘は、釧路層群または大楽毛層の上を晩期洪積世の扇斜路軽石流堆積物が覆って形成されているものとされ、台地地形を呈している。釧路層群または大楽毛層は未固結な砂を主体としている。扇斜路軽石流堆積物は白色の軽石質火山灰で多量の軽石を含む。最上部は著しく風化して黄褐色を呈する²⁾。

人家の被害が激甚であった事例は、斜面の滑動によって家屋が地盤ごと移動したり、流出した崩土によって倒壊したものである。崩壊形態は土塊の滑動による地すべり的なものも多く、調査範囲では崩落型は見られない。平成5年1月29日現在の斜面の被災箇所は亀裂の発生のみのももの等も含めて11か所(家屋の全壊7, 半壊7, 一部破壊1)である(表-8・1)。

図-8・1に今回の地震で発生した斜面被災箇所の分布を示す(図-8・1中の番号は表-8・1の番号に対応している)。斜面崩壊による被災箇所は釧路市東部の台地周縁部に集中している。若松³⁾は、台地周辺の現在の地形図と宅地造成以前の地形図とから宅地造成地の分布図を作成し、これと地震による斜面及びライフ

表-8・1 崩壊地の被災概況

番号	箇所名	被災状況	番号	箇所名	被災状況
1	釧路市緑ヶ岡6丁目	盛土斜面が崩壊 全壊家屋4戸、半壊家屋2戸、一部破壊1戸	6	釧路市弥生町	斜面上部にクラック発生と擁壁の頭部が変位している
2	釧路市緑ヶ岡5丁目	全壊家屋1戸、半壊家屋2戸、一部破壊2戸 地すべりにより、屋上でクラック発生 斜面下部の積みブロックが一部破壊	7	釧路市材木町2	斜面崩壊、半壊家屋1戸、一部破壊1戸
3	釧路市緑ヶ岡5丁目	全壊家屋1戸、半壊家屋1戸、一部破壊4戸 地すべりにより、屋上でクラック及び陥没が発生 擁壁工の頭部変位、排水工の破壊、階段工側壁の破壊	8	釧路市宮本町2丁目	斜面頭部にクラック及び沈下が発生一部破壊1戸
4	釧路市緑ヶ岡5丁目	全壊家屋1戸、半壊家屋1戸 屋上でクラックが発生し、のり面にもはらみがある	9	釧路市柏木町	斜面頭部にクラック及び沈下が発生し、一部頭部の排水工に変位が生じている
5	釧路市緑ヶ岡5丁目	崖上にクラックが発生し、クラックの幅も拡がるなど 斜面にも変位を示している	10	釧路市材木町5	指定当時から宅地造成で施工した斜面及び積みブロックがあり斜面と積みブロックの天端にクラックが発生
			11	釧路市材木町1	擁壁工の頭部が変位している



釧路沖地震による被災地(宅地)の分布

図-8・1 釧路沖地震による被災地(宅造地)の分布

ラインの被害分布とを比較している。比較結果によれば、斜面の被害の多くが台地周縁に発達した開析谷を宅地造成のために盛土した地域に発生しており、今回の地震による宅地造成地の斜面崩壊の多くはこうした地質構造が崩壊の素因となったものと考えられる。釧路市の実施したボーリング調査によると、後述の緑ヶ岡、材木町地区の崩壊斜面は砂質の火山灰からなる盛土及び自然斜面であるうえ、地下水位の高いことも認められており、当該地区の斜面崩壊もこうした地質構造が素因となったものと考えられる。以下、崩壊土砂の流出が顕著であった緑ヶ岡6丁目及び材木町の2つの事例と斜面滑動により滑落崖を生じた緑ヶ岡5丁目の事例を中心に斜面崩壊の概要を報告する。

2. 代表的被災地

2.1 緑ヶ岡6丁目

テレビ等でたびたび報道されていた被災箇所である。

台地縁辺部の盛土により造成された斜面で崩壊が発生している(写真-8・1, 8・2)。崩壊斜面の平面図を図-8・2に示し、図中A測線における縦断面図を図-8・3に示す。台地上では、崩壊により家屋一棟が崖下に崩落し、隣接していた家屋も一部が崩落したり、基礎が露出したりしている。台地下では崩壊土砂により、家屋2棟が全壊した。斜面は、高さ約11m、勾配 $30^{\circ} \sim 38^{\circ}$ で、南向きである。台地上は宅地として、斜面下の低地部は道路及び宅地として利用されていた。斜面は、草本類及び樹木に覆われており、人工構造物はみられない。地質は、滑落崖では、未固結の黄土色細粒火山灰質土で盛土である。台地上近傍で釧路市が平成2年2月に行ったボーリング結果(図-8・4)によると、表層から5.2m深までN値4以下の火山灰質土(盛土)となっている。崩壊は、高さ11m、幅70mにわたって発生している。法肩部は、奥行き5~12mほどが崩壊しており、滑落崖は比高約4mで、勾配 $70^{\circ} \sim$ 垂直となっている。すべり面は円弧状の状態を呈していると考えられる。崩壊土量は約7,000 m^3 で崩土

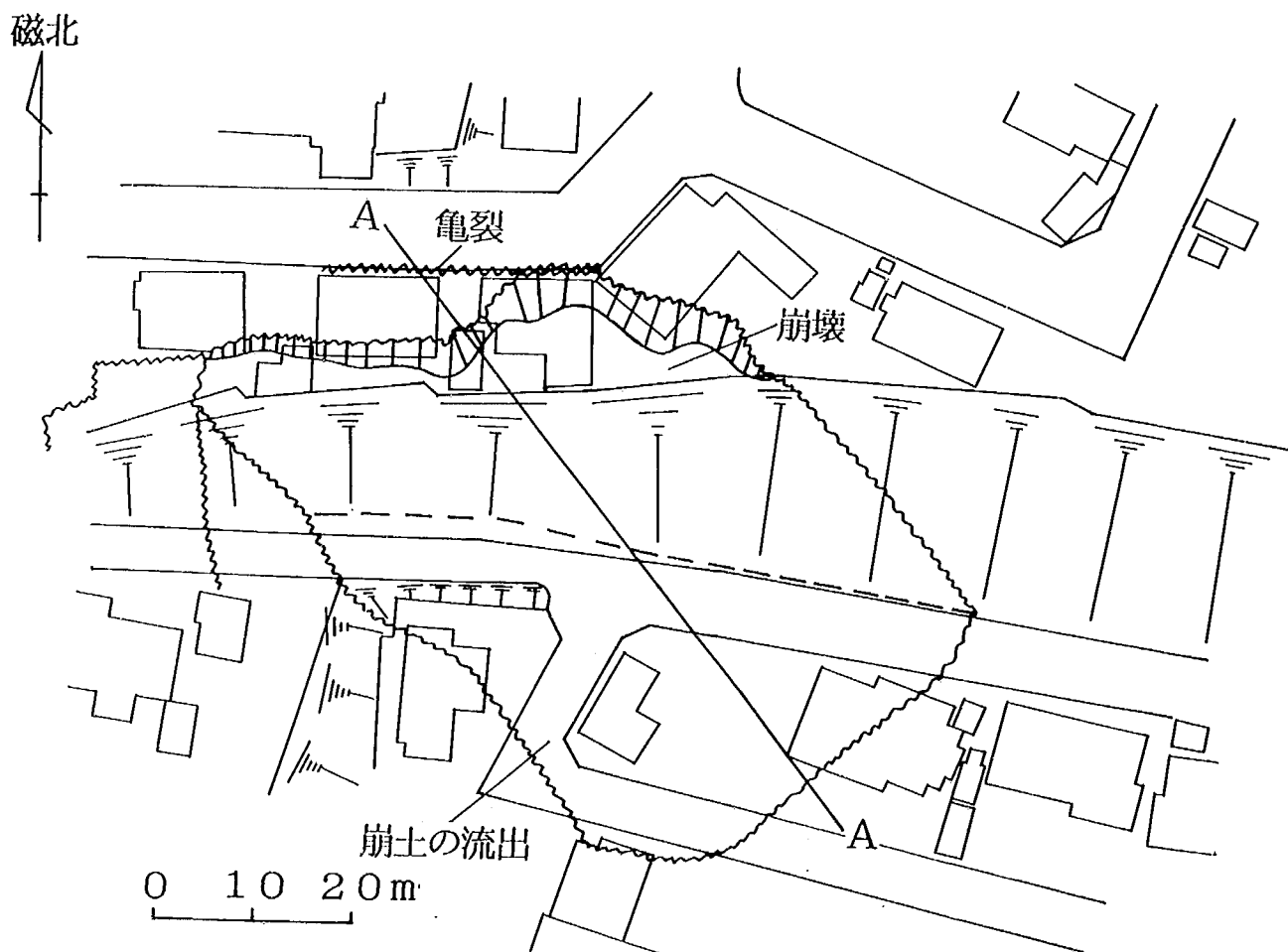


図-8・2 緑ヶ岡6丁目の被災状況(平面図)

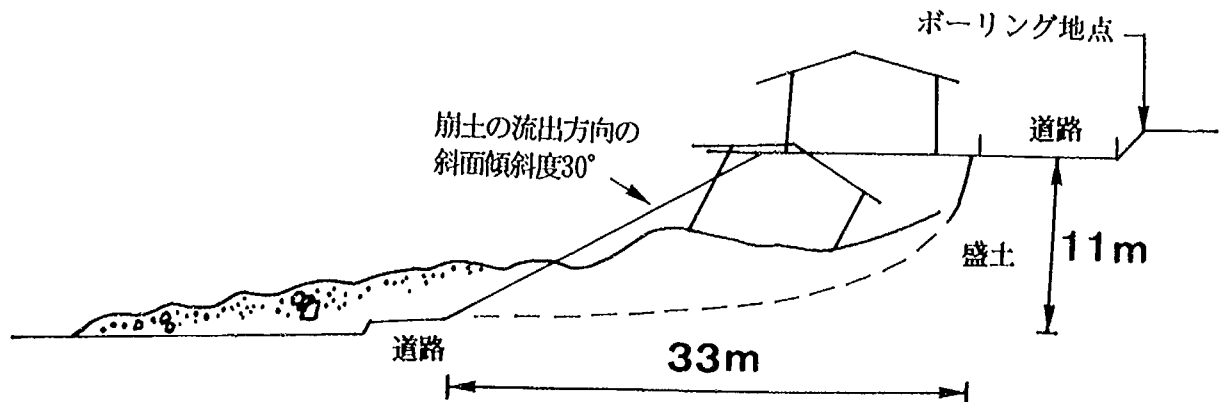


図-8・3 緑ヶ岡6丁目の被災状況（縦断面図）



写真-8・1 緑ヶ岡6丁目の被災状況（株式会社シン技術コンサル提供）



写真-8・2 緑ヶ岡6丁目の被災状況（写真右側の家屋は滑落崖上部から崩落したもの）

は斜面傾斜方向とはやや斜交して南東方向に流出しており、斜面末端から最大で水平に約40mまで到達している。堆積末端から崩壊頂部を見通した角度は11°

であった。家屋の被害は、台地上で全壊2戸（うち1戸は家屋崩落）、半壊2戸、斜面下で全壊2戸、一部破損1戸の他、作業小屋が全壊した。

図表第8巻第1号第9丁目

調査日: 21. 1. 2. 日
調査時間: 午前8時30分～午後2時

土質柱状図

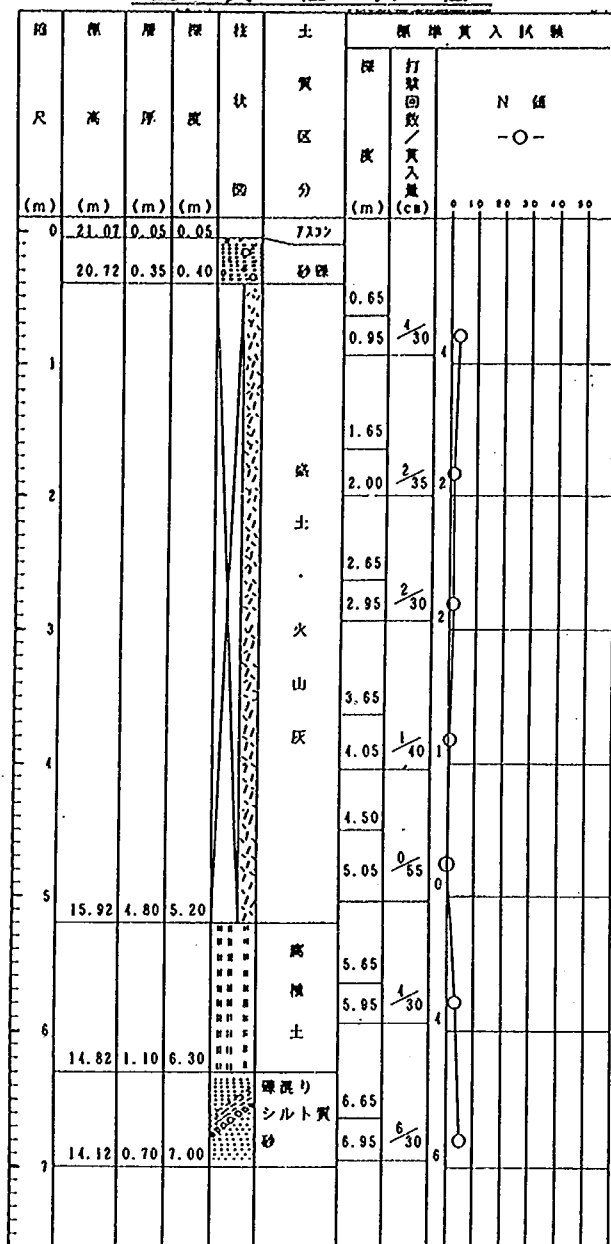


図-8・4 緑ヶ岡6丁目ボーリング柱状図

2.2 材木町2

当該箇所では、土塊が円弧状に滑動した形跡が認められ、崩壊土砂は階段状地形を呈して堆積している。(写真-8・3) 斜面地形の概要は、高さ8.2m、傾斜度35°で台地周縁部に位置する。崩壊斜面の平面図を図-8・5に示し、図中B測線における縦断面図を図-8・6に示す。崩土は、斜面下端のコンクリート擁壁を倒壊させた後、約5mにわたって道路上に流出し、家屋の一部を破損して停止した。堆積末端から崩壊頭部を見通した角度は18°である。崩壊幅は約20m、崩壊土量

は約700m³であった。また、当該箇所近傍において平成2年に実施されていたボーリング調査結果(図-8・7)より、斜面の地質は上位から表土(10~30cm厚)、軽石を含む砂質火山灰層からなる。地震被害調査時には、表層30~40cmは凍結し、下層と分離していた。現地での聞き取りによると、地震発生時に停電し外は見えなかったがゴソゴソと音がした程度で大きな音はしなかったとのことである。また、土塊は窓ガラスに接しているがガラスは割れていなかった。崩壊土塊は水を含みドロドロで長靴でも歩けないほどで、しばらくの間は板を敷いて通っていたとのことであった。

2.3 緑ヶ岡5丁目

当該斜面は円弧状とみられるすべり面上で土塊が滑動し、斜面下部ではコンクリート擁壁のはらみ出し、上部平坦面では、のり肩部から奥行き5mの所に段差1.5mの滑落崖が生じている。(写真-8・4)。斜面地形の概要は、高さ8m、傾斜度32°で台地周縁部に位置する。崩壊斜面の平面図を図-8・8に示し、図中C測線における縦断面図を図-8・9に示す。土塊の滑動に伴って斜面上部の家屋の一部には亀裂、破壊、傾きが生じ、中でも被害の甚大な家屋は基礎が露出して全壊している。また、斜面下部の家屋の一部は地面の変状によって傾きが生じている(図中では傾きを誇張している)。斜面の地質は粗~細粒火山灰であり、調査当時は凍結が著しく固結度は不明である。

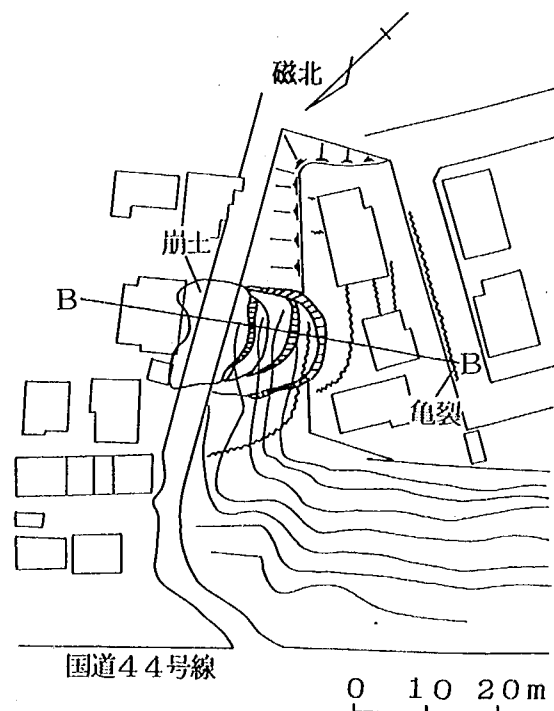


図-8・5 材木町2の被災状況(平面図)

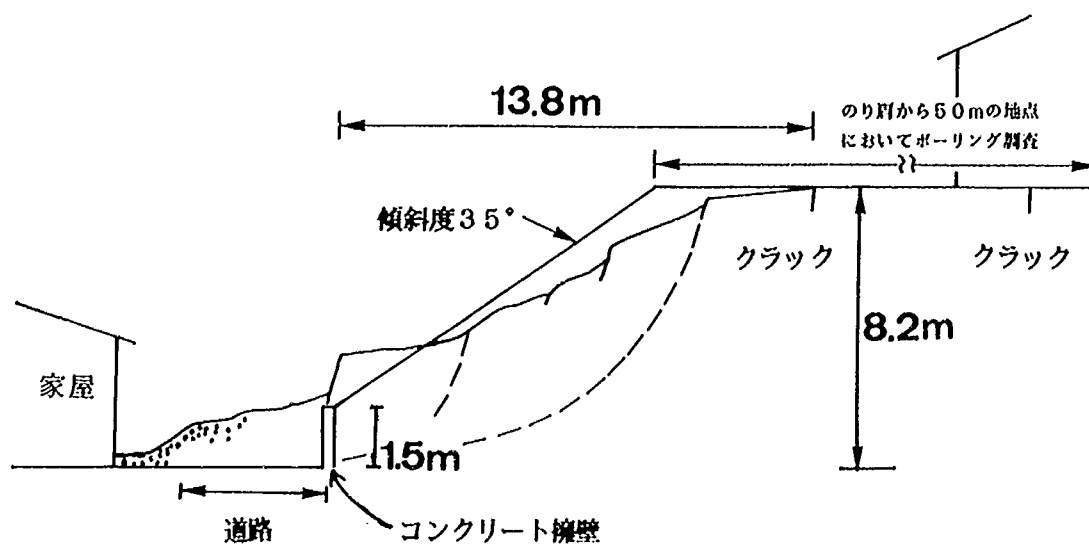


図-8・6 材木町2被災状況(縦断面図)



写真-8・3 材木町2の被災状況



写真-8・4 緑ヶ岡5丁目における擁壁のはらみだし(手前)中央奥の家屋には亀裂が発生

調査場所：材木町 図面番号：24-82-2
 調査年度：昭和34年 調査月：9月 調査日：21日

土質柱状図

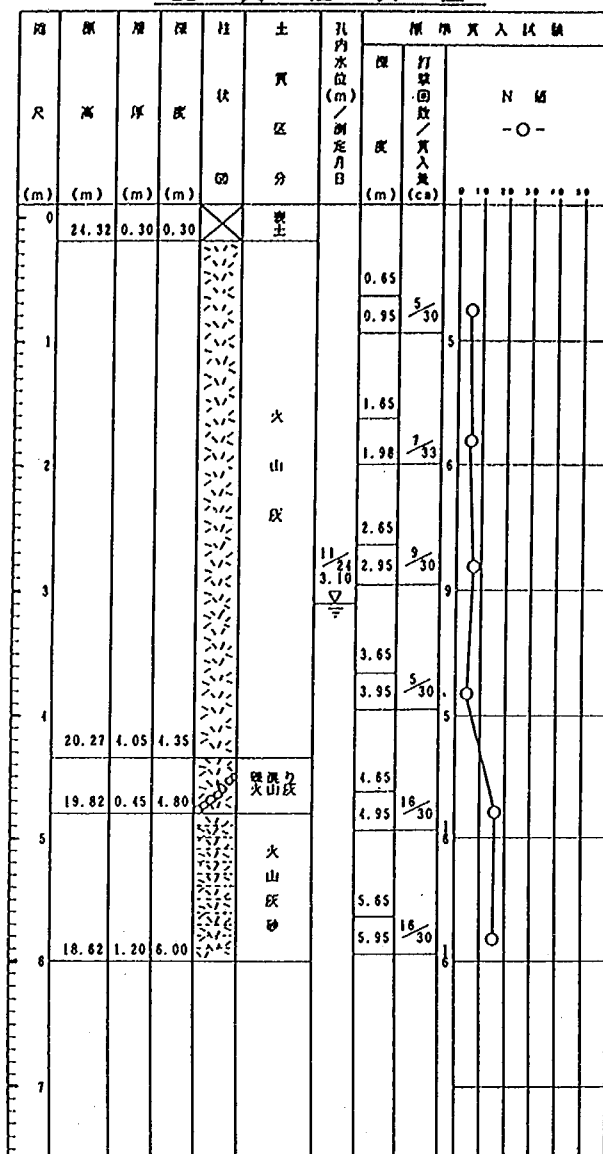


図-8・7 材木町2ボーリング柱状図

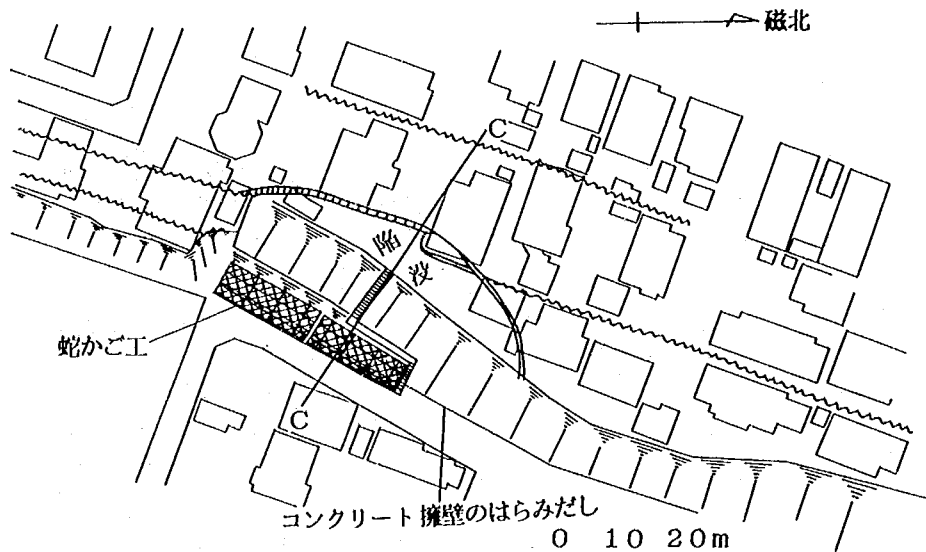


図-8・8 緑ヶ岡5丁目の被災状況(平面図)

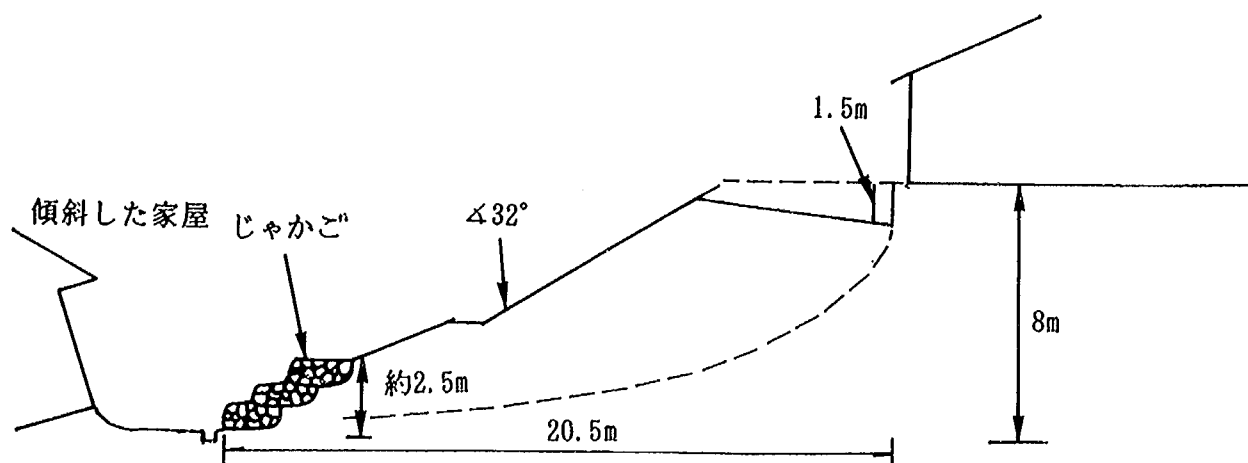


図-8・9 緑ヶ岡5丁目の被災状況(縦断面図)

3. 地震時斜面の液状化についての考察

地震によって斜面崩壊が発生する場合、その発生機構には傾斜地盤の液状化が影響していることを考える必要がある。特に、今回の地震によって斜面崩壊が発生した緑ヶ丘6丁目、材木町2では被災斜面から湧水が認められること、崩壊以前に得られた周辺地域のボーリング調査結果から地下水位が高いことが認められており、これらの状況から被災斜面が地震によって液状化した可能性がある。また、道路橋示方書・同解説⁹⁾によれば地下水位面が10m以内にある沖積層で、かつ現地地盤面から20m以内の範囲における平均粒径 D_{50} が0.02mm以上、2.0mm以下である飽和砂質土層は、地震時に液状化の可能性を判定する必要があるとされている。筆者らは緑ヶ岡6丁目、材木町2の崩壊滑落崖において斜面土層をサンプリングし粒度分析を実施し、 D_{50} は0.16~0.17mmの範囲にあることが判明した。サンプリングした土層は、緑ヶ岡6丁目⁶⁾が図-8・10における盛土・火山灰、材木町2が火山灰である。これらの崩壊斜面が同示方書による判定手法を適用すると判断し被災斜面の液状化判定を実施した。

図-8・10は、緑ヶ岡6丁目、材木町2の崩壊斜面について粒度分析の結果と釧路市が実施したボーリングの結果とから液状化に対する抵抗率を深さごとに算出したものである。なお、緑ヶ丘6丁目の地下水位は台地面でのボーリング結果および湧水状況から3.0m~7.0mの範囲と推定し、材木町の地下水位は観測された孔内水位から3.1mとして計算した。表層土以外の土層の粒度特性はサンプリングした土層を粒度分析した結果から算出している。設計水平震度 K_s は、下式⁵⁾から推定できるとされているので震央距離(20km)

とマグニチュード(7.8)とから0.39とした。

$$K_s = (18.4 \times 10^{0.300M} \times \Delta^{-0.800}) / g$$

ただし、 M ：マグニチュード

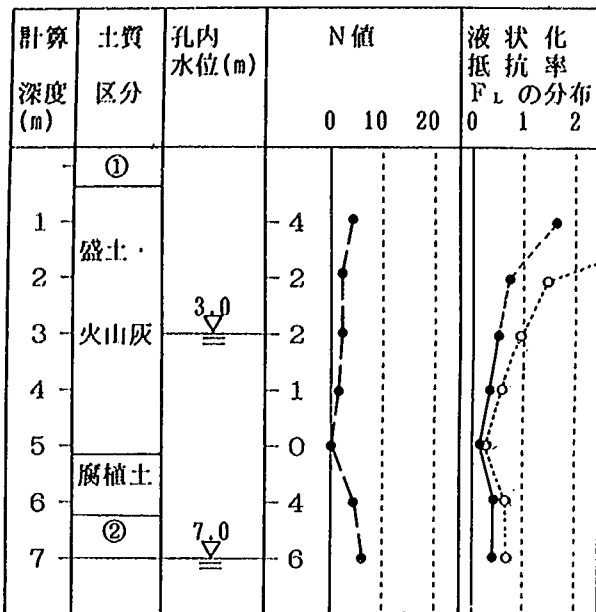
Δ ：震央距離(km)

g ：重力加速度(980gal)

このように緑ヶ岡6丁目および材木町では液状化抵抗率が計算深度によっては1.0を下回り、地盤が液状化し易い状態にあることを示している。従って、今回の地震によって斜面崩壊が発生した緑ヶ岡6丁目、材木町2については斜面崩壊の発生に斜面土層の液状化が影響した可能性が指摘できる。

地震によって発生した崩壊による崩土の到達距離は降雨による崩壊に比較して統計的に小さいことが報告されている⁹⁾(1968年2月えびの地震)。しかしながら、今回の地震による斜面の崩壊事例では緑ヶ岡6丁目崩土の到達距離 L と崩壊の高さ H との比が2倍以上となり崩土の流走距離が大きい。また、材木町の崩壊現場では聞き取り調査によって崩土がドロドロの状態⁷⁾で堆積したことが明らかになっている。先に検討したように、仮に今回の地震によって崩壊発生時に斜面が液状化したとすれば、こうした崩壊発生後の崩壊土塊の流動化に対しても斜面の液状化が影響したことが考えられる。しかし、崩壊土塊の流動化に関しては崩壊土塊自体による非排水条件下での载荷によって土塊内に急激に過剰間隙水圧が発生し、その結果、土塊が流動化する機構について検討されている⁷⁾。今回の崩壊土塊の流動化に対して地震動による斜面の液状化がどの程度影響したかについては、それらの知見も加えて詳細に検討される必要がある。

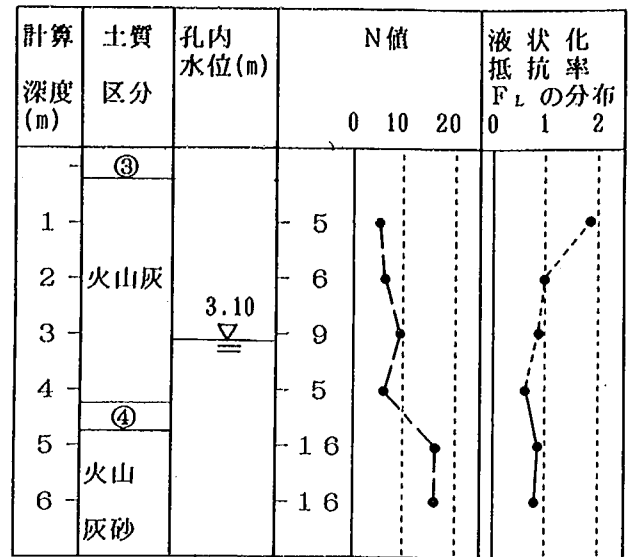
緑ヶ丘6丁目



* 緑ヶ丘6丁目では坑内水位を3.0mと推定した場合(●)と7.0mと推定した場合(○)とについて計算した。

* 通常は地下水位以下を対象としてF_Lを算出するが図には地下水位以上についてもF_Lを算出している。

材木町2



- ①-砂礫
②-礫混り・シルト 砂
③-表土
④-礫混り火山灰

被災斜面の液状化判定

図-8・10 被災斜面の液状化判定 (緑ヶ丘6丁目, 材木町2)

4. まとめ

今回の地震による斜面崩壊の主な特徴は、発生箇所が釧路市東部の台地周縁部に集中したこと、崩壊形態としては地すべり的なものが多く、崩落型の発生が見られなかったこと、また、崩土の到達距離の大きなものが認められたこと、すなわち、崩土の滑動・流動現象が認められたことである。崩壊の発生および崩土の流動に対する地盤の液状化の影響については、地山土質と崩壊形態との関係を調査することによって今後も検討を進めていく必要がある。

謝 辞

最後に、資料提供と現地調査にご協力を頂いた北海道釧路土木現業書、釧路市及び(株)シン技術コンサルタントの方々に感謝いたします。

参考文献

- 1) 田近淳他：1993年釧路沖地震にともなう斜面災害，第32回地すべり学会研究発表講演集，pp.9～12，1993
- 2) 北海道地震災害研究グループ：北海道に於ける特異地盤に対する地震緊急対策に関する研究，第2編 昭和41年度研究報告書，pp.5～8，1968
- 3) 若松加寿江：1993年釧路沖地震における宅地造成斜面の地盤変状と被害，第22回地震工学研究発表会講演概要集，pp.403～406，1993
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），pp.38～45，1990
- 5) 建設省土木研究所：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究，土木研究所資料，第1729号，pp.33～34，1981
- 6) 反町雄二：地震による斜面崩壊の実態，土木技術資料 vol.20, no.12, pp.69～71，1978
- 7) 佐々恭二：御岳土石流など不飽和土石流の流動機構について，京都大学防災研究所年報第29号B-1，pp.315～329，1986

第9編 道路の被害

第9編 道路の被害

古賀 泰之*¹

大塚 久哲*²

二宮 嘉朗*³

古関 潤一*⁴

by Dr. Yasuyuki KOGA

Dr. Hisanori OTSUKA

Yoshio NINOMIYA

and

Junichi KOSEKI

細 目 次

1. 被害の概要と分類	3
2. 地形状況毎の被害状況	6
2. 1 切土／盛土の境界部または沢部における盛土の大崩壊	6
2. 2 切土／盛土の境界部または沢部における盛土の 縦断亀裂・沈下	15
2. 3 路肩の崩壊	17
2. 4 カルバートの被害	18
3. 大規模崩壊の原因に関する考察	18
4. 復旧工法	19
4. 1 応急復旧	19
4. 2 本復旧	19
5. 地震後の交通規制と管理状況	20
6. まとめ	20
謝 辞	20
参考文献	20
付図	21

* 1 企画部地下開発研究官，工博

* 2 地震防災部振動研究室長，工博

* 3 地震防災部振動研究室主任研究員

* 4 地震防災部動土質研究室研究員

1. 被害の概要と分類

北海道開発局釧路開発建設部、帯広開発建設部の管理する国道及び北海道釧路土木現業所、帯広土木現業所の管理する道道における道路関係施設の被災概要及び交通規制状況をそれぞれ表-9・1、9・2に、被災箇所及び交通規制箇所の位置を図-9・1、9・2に示す。なお、この図表に示す被災箇所は国道が1箇所当り250万円以上の復旧費を要するもの、道道は1,000万円以上のもののみを挙げている。道路橋の被災は第10編を参照されたい。これらの図によると、国道・道道とも被災箇所は釧路川周辺と十勝川周辺に多い。

道路の主な被害は、盛土部における路面の陥没、沈下、縦断亀裂及び路肩の崩壊によるもので、切土のり面や自然斜面の崩壊による被害は報告されていない。道路盛土の被害は、地形状況により以下のように分類される。また、この他にカルバートの被害も発生している。

a. 切土／盛土の境界部または沢部における盛土の大崩壊

国道44号糸魚沢(片切片盛～片盛)

国道272号東阿歴内(片切片盛～片盛)

国道391号鳥通(片盛)

国道38号馬主米(両盛)

道道塘路厚岸線標茶町阿歴内(両盛)

b. 切土／盛土の境界部または沢部における盛土の縦断亀裂・沈下

国道44号深山(両盛)

国道391号線五十石橋周辺(片切片盛～両盛)

道道阿寒標茶線鶴居村光橋周辺(片切片盛)ほか

c. 路肩の崩壊

道道釧路鶴居弟子屈線鶴居村温根内(両盛)

道道阿寒標茶線鶴居村鶴厚内橋周辺(両盛)ほか多数

表-9・1 国道被災内容及び交通規制状況一覧表

番号	建設部	路線	被災箇所名	被災内容	被災延長	交通規制状況 (L=規制延長)
1	釧路	38号	音別町尺別登坂	路面陥没、盛土崩壊	147 m	1/19 11:00 まで 全止または片通 L=18.3km
2	釧路	38号	音別町音別	路面陥没、盛土崩壊	128 m	
3	釧路	38号	白糠町馬主米	路面陥没、盛土崩壊	100 m	3/1 10:00 まで 全止または片通 L=0.23km
4	釧路	44号	釧路町深山	路肩、盛土崩壊	50 m	規制なし
5	釧路	44号	厚岸町糸魚沢 (大別～浜中町茶内)	路面陥没、盛土崩壊	110 m	3/4 10:00 まで 全止または片通 L=19.0km
6	釧路	243号	弟子屈町札友内	路肩崩壊	110 m	1/17 17:00 まで 片通 L=0.5km
7	釧路	272号	標茶町東阿歴内 (～北片無去)	路面陥没、盛土崩壊	80 m	3/9 10:00 まで 全止または片通 L=5.6km
8	釧路	272号	標茶町中茶安別 (～別海町拓新)	路面陥没、盛土崩壊	50 m	1/17 17:00 まで 全止または片通 L=26.0km
9	釧路	391号	釧路町鳥通	路面陥没、盛土崩壊	45 m	2/10 15:00 まで 全止または片通 L=0.05km
10	釧路	391号	標茶町芽沼	路面陥没、盛土崩壊	110 m	規制なし
11	釧路	391号	標茶町五十石 (～南標茶)	路面陥没、盛土崩壊	155 m	1/17 17:00 まで 全止または片通 L=2.0km
12	釧路	38号	音別町直別	路面陥没	166 m	1/16 4:30 まで 全止または片通 L=29.8km
13	帯広	336号	豊頃町湧洞	路面陥没、盛土崩壊	60 m	1/21 9:00 まで 片通 L=7.0km
14	帯広	336号	豊頃町長節その1	路面陥没	180 m	
15	帯広	336号	豊頃町長節その2	路面陥没	195 m	
16	帯広	38号	豊頃町野野牛	路面陥没	40 m	規制なし

※全止：全面交通止。片通：片側交互通行

被災箇所は、1箇所250万円以上の箇所を示す。

被災箇所名下段()内は、交通規制箇所を示す。

交通規制状況で「全止または片通」は、当初全面交通止めてあったものが、片側交互通行となったことを示す。

表-9・2 道道被災内容及び交通規制状況一覧表

番号	現業所	被災箇所名	被災内容	被災延長	交通規制状況 (L=規制延長)
1	銅路	泉川西春別線別海町	路面陥没・盛土崩壊	100m	1/16 10:00まで 全面交通止 L=1.8km
2	銅路	上風連中西別線別海町	路面陥没・盛土崩壊	425m	3/30 12:00まで 全面交通止 L=6.0km
3	銅路	阿寒標茶線標茶町	路面陥没・盛土崩壊	814m	8/31 10:00まで 全止または片通 L=12.0km
4	銅路	阿寒標茶線鶴居村	路面陥没・盛土崩壊 横断管果破損	356m	2/12 9:00まで 全止または片通 L=13.3km
5	銅路	阿寒標茶線阿寒町	路面陥没・盛土崩壊	114m	1/16 11:30まで 全面交通止 L=11.2km
6	帯広	帯広浦幌線池田町	路面陥没・盛土崩壊	114m	1/16 14:30まで 全面交通止 L=3.0km
7	帯広	池田(停)高島線池田町	路面陥没	226m	4/1 17:00まで 全止または片通 L=9.0km
8	銅路	塘路厚岸線標茶町	路面陥没・盛土崩壊	1,536m	7/12 10:00まで 全止または片通 L=16.5km
9	銅路	銅路鶴居弟子屈線銅路市	路面陥没・盛土崩壊	161m	1/17 14:30まで 全止または片通 L=14.8km
10	銅路	大成西春別線別海町	路面陥没・盛土崩壊 横断管果破損	339m	9/1 15:00まで 全面交通止 L=2.4km
11	銅路	別海厚岸線浜中町	路面陥没・盛土崩壊	126m	1/16 21:00まで 片側交互通行 L=0.05km
12	銅路	厚岸線標茶町	路面陥没・盛土崩壊	509m	7/12 10:00まで 全止または片通 L=0.2km
13	帯広	帯広浦幌線豊頃町	路面陥没・盛土崩壊	124m	7/1 10:00まで 片側交互通行 L=0.05km
14	帯広	旅来豊頃停車場線豊頃町	路面陥没・盛土崩壊	80m	4/1 17:00まで 片側交互通行 L=0.07km
15	銅路	幌呂原野鶴居線鶴居村	路面陥没・盛土崩壊 擁壁破損	102m	2/15 10:00まで 片側交互通行 L=0.05km
16	帯広	大津長節線豊頃町	路面陥没・盛土崩壊	509m	7/1 10:00まで 片側交互通行 L=0.05km
17	帯広	音別浦幌線浦幌町	法面崩壊	35m	7/1 10:00まで 全止または片通 L=7.2km
18	銅路	徹別原野銅路線阿寒町	路面陥没・盛土崩壊 横断管果破損	107m	2/26 9:00まで 片側交互通行 L=0.06km
19	銅路	クチョロ原野塘路線標茶町	路面陥没・盛土崩壊	630m	7/12 10:00まで 片側交互通行 L=7.3km
20	銅路	オソツベツ原野線茶(停)線標茶町	路面陥没・盛土崩壊	91m	5/下まで 片側交互通行 L=0.1km
21	銅路	塘路厚岸線標茶町	路面陥没・盛土崩壊	140m	7/12 10:00まで 全止または片通 L=2.0km
22	銅路	徹別原野銅路線阿寒町	路面陥没・盛土崩壊	51m	6/11 10:00まで 片側交互通行 L=0.1km
23	銅路	幌呂原野鶴居線鶴居村	路面陥没・盛土崩壊	157m	8/31 10:00まで 片側交互通行 L=0.1km
24	銅路	塘路厚岸線厚岸町	路面陥没・盛土崩壊	233m	8/5 10:00まで 片側交互通行 L=0.1km
25	銅路	銅路鶴居弟子屈線鶴居村	路面陥没・盛土崩壊	109m	規制なし
26	銅路	上風連大別線別海町	路面陥没・管渠破損	52m	"
27	銅路	上鷹路底路(停)線白糠町	路面陥没・管渠破損	78m	"
28	銅路	阿寒標茶線阿寒町	路面陥没・盛土崩壊	247m	"
29	銅路	徹別原野銅路線銅路市	路面陥没	289m	"
30	銅路	西春別春別(停)線別海町	路面陥没・管渠破損	27m	"
31	銅路	阿寒標茶線標茶町	路面陥没・盛土崩壊	268m	"
32	銅路	厚岸線標茶町	路面陥没・盛土崩壊	50m	"
33	銅路	銅路鶴居弟子屈線標茶町	路面陥没・盛土崩壊	201m	"
34	帯広	帯広浦幌線池田町	路面陥没・盛土崩壊	286m	"
35	帯広	帯広浦幌線豊頃町	路面陥没	1,022m	"
36	帯広	湧洞豊頃(停)線豊頃町	路面陥没	444m	"
37	帯広	豊似広尾線広尾町	法面崩壊・擁壁破損 路面陥没	145m	"
38	帯広	湧洞豊頃(停)線豊頃町	路面陥没・盛土崩壊	735m	"
39	帯広	湧洞線豊頃町	路面陥没	1,041m	"
40	帯広	直別共栄浦幌町	路面陥没	571m	"
41	帯広	直別共栄線浦幌町	路面陥没・盛土崩壊	1,171m	"

※全止：全面交通止、片通：片側交互通行

被災箇所は、1箇所1,000万円以上の箇所を示す。

交通規制状況で「全止または片通」は、当初全面交通止であったものが、片側交互通行となったことを示す。

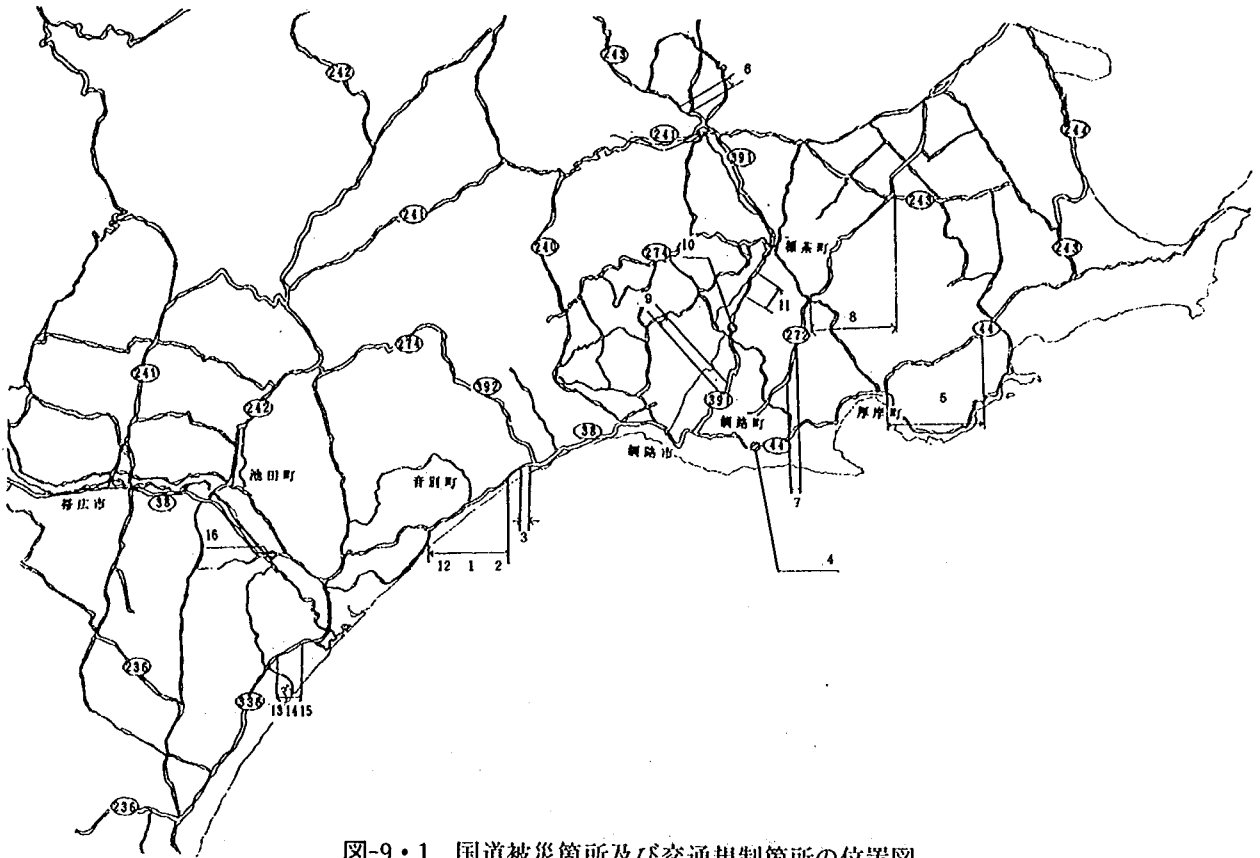


図-9・1 国道被災箇所及び交通規制箇所の位置図

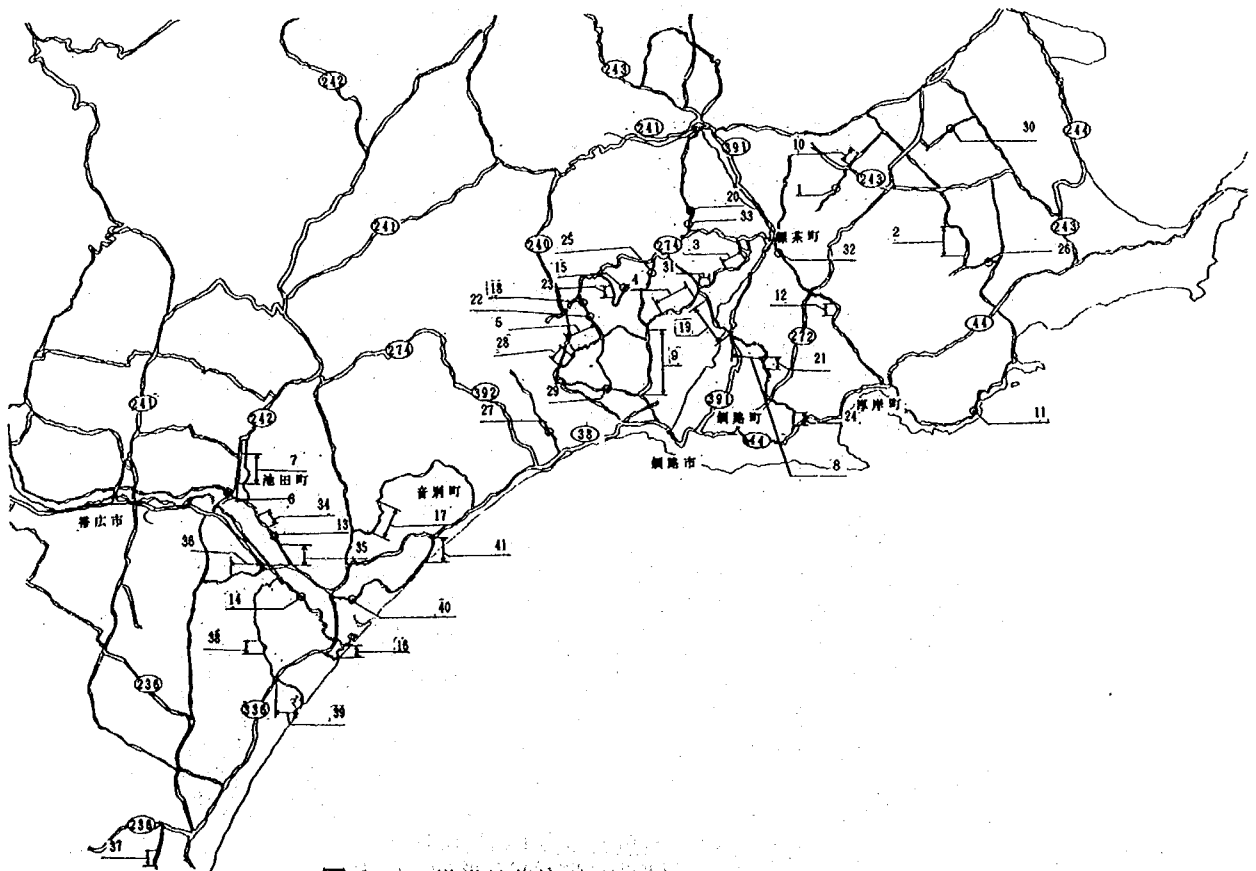


図-9・2 道道被災箇所及び交通規制箇所の位置図

2. 地形状況毎の被害状況

2.1 切土／盛土の境界部または沢部における盛土の大崩壊

上述の分類に従い、箇所別に被害状況の詳細を見れば次の通りである。

2.1.1 国道44号厚岸町糸魚沢（60.9km地点、片切片盛～片盛）

被災状況を写真-9・1、9・2に、被災箇所の平面図を図-9・3に示す。当地点では、被災直後に自動車4台落下する事故が発生した。

崩壊前の横断面に基づいて、路面と地山の交点または山側ののり尻と谷側ののり尻を結ぶ線が水平面となす角として算定した地山の平均勾配は片切片盛土部で25°程度、片盛土部で最大18°程度で、のり尻から路面までの高さは10m程度である。被災箇所は旧道の上にさらに盛土する形で昭和42年度に改良工事が行われた箇所であり、釧路側を両切土に隣接し、約3%の縦断勾配で下ってくる途中の片切片盛土及び片盛土が崩壊して、長さ50m程度にわたって路面全体が陥没した。崩壊土は湿地帯上の樹木の間まで到達し、その範囲はのり尻から40m程度の遠方まで及んだ。

崩壊土の先端付近には、含水比が高く極めて軟弱な



写真-9・1 国道44号糸魚沢における被災状況の航空写真
(北海道開発局釧路開発建設部による)

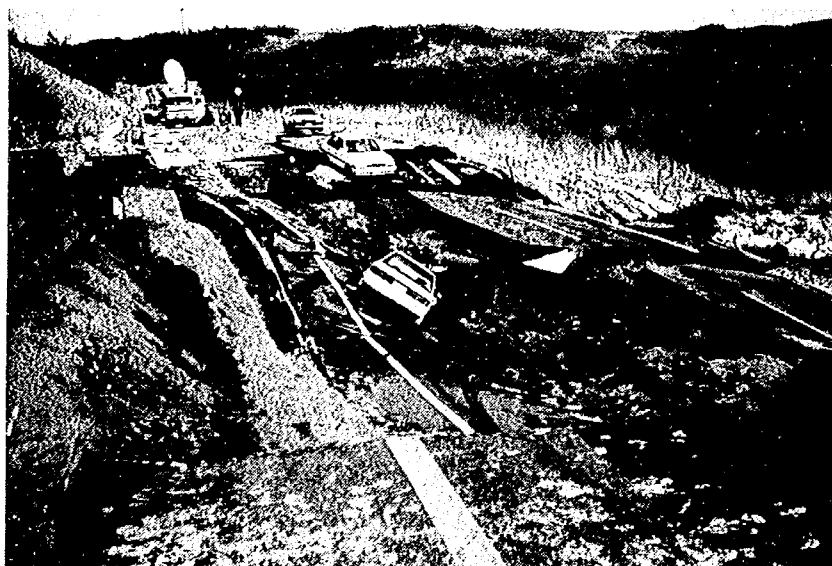


写真-9・2 糸魚沢の盛土の崩壊状況
(北海道開発局釧路開発建設部による)

面がブロック状に分断されて最大40m程度流された。崩壊土は反対側の自然斜面まで到達し、道路と平行して流れていた川を閉塞した。被災直後に自動車が1台落下する事故が発生した。

片切片盛土部では切土側の路肩の下に切り立った崩壊面が現れており、地山と思われる成層構造の地層が露出していた。これよりも50cm程度道路中心線側の位置で深さ1m程度に埋設されていたNTT等の塩ビ製パイプ3本と排水用と思われる有孔パイプ1本(いずれも直径10cm程度)が崩壊により切断されていた。これらの位置関係から、崩壊面は切土と盛土の境界面とほぼ一致しているものと考えられる。また、被災13日後の1月28日の調査時点では切断箇所の下側の地盤から水が流れ出していた。崩壊の程度は沢を埋め

た片盛土部が最も激しく、沢の奥にも亀裂が生じており、亀裂の内部には地下水と思われる水たまりが観察された。

崩壊後の調査に基づく、片盛土部分での地盤断面図を図-9・6に示す。崩壊土のN値は1～6程度で、崩壊土の中のかかなり高い位置に地下水位がある。盛土の下地山はN値が概ね20以上のかかなり密な火山灰質砂層である。盛土材は礫分37%、砂分57%、シルト分2%及び粘土分4%の火山灰混じり砂で、不飽和部分の自然含水比は55%であった。

2.1.3 国道391号釧路町鳥通(14.7km地点、片盛)

崩壊状況を写真-9・4に、被災箇所周辺の平面図を図-9・7に示す。前後を両切土ではさまれた沢地形上の片盛土ののり面全体が路面の一部とともに崩れ落ち、

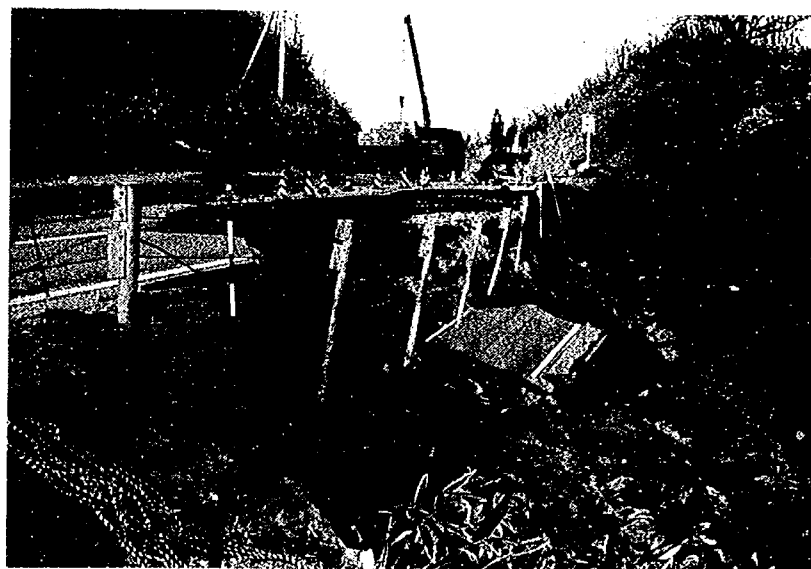


写真-9・4 国道391号鳥通の盛土の崩壊状況
(北海道開発局釧路開発建設部による)

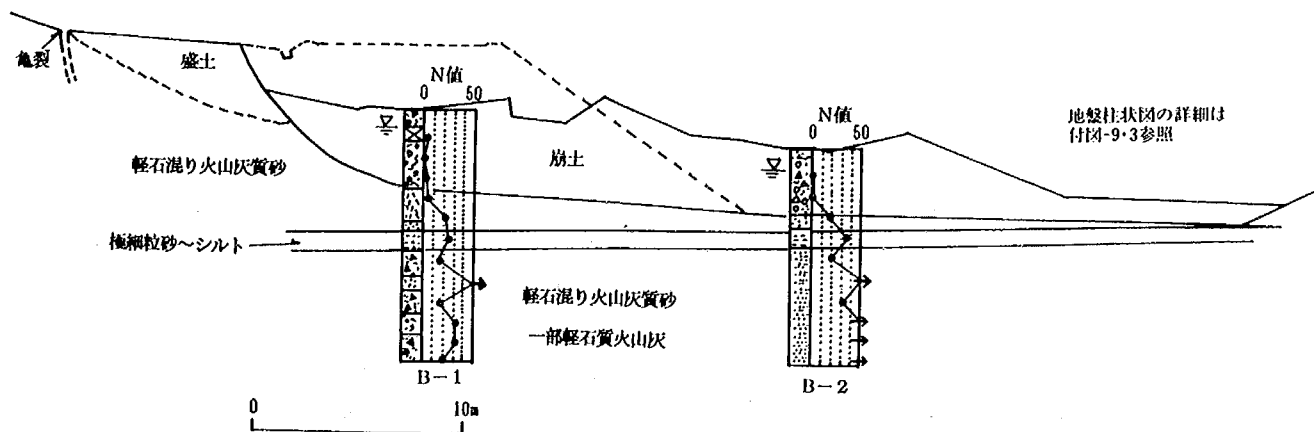


図-9・6 被災箇所における地盤断面図(国道272号東阿歴内)

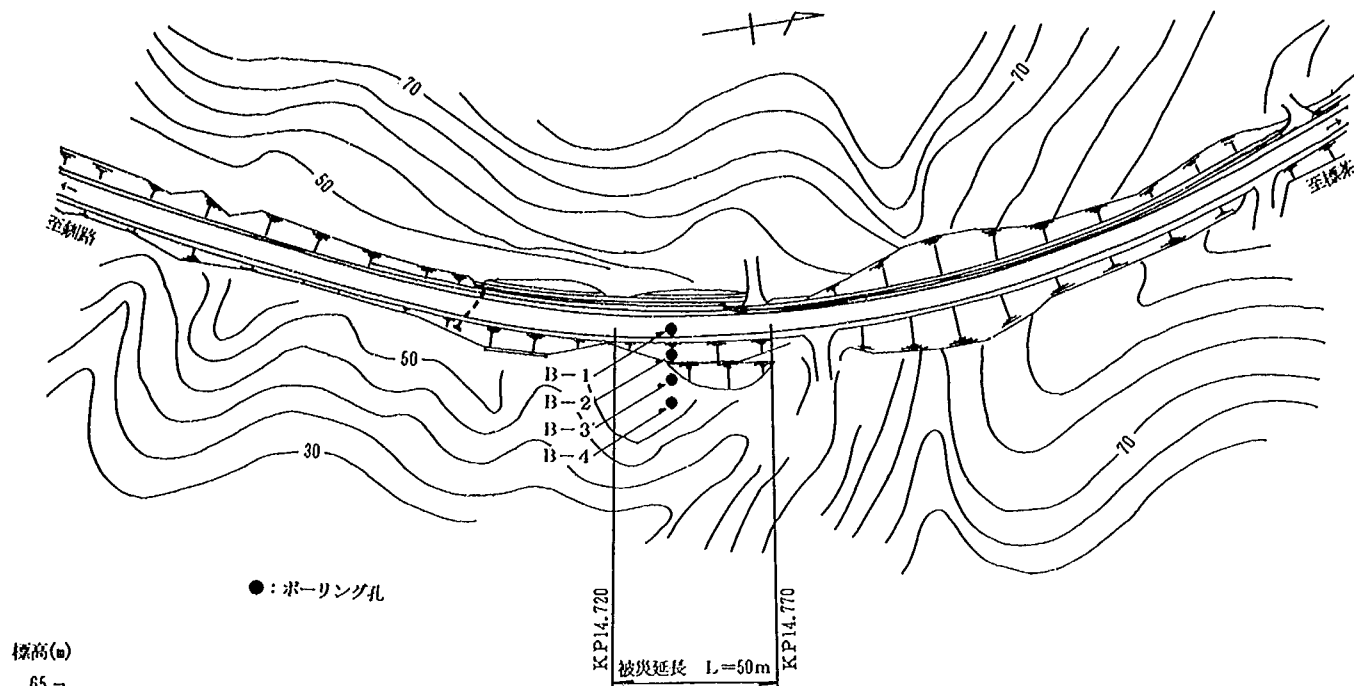


図-9・7 国道391号鳥通の被災箇所周辺の平面図

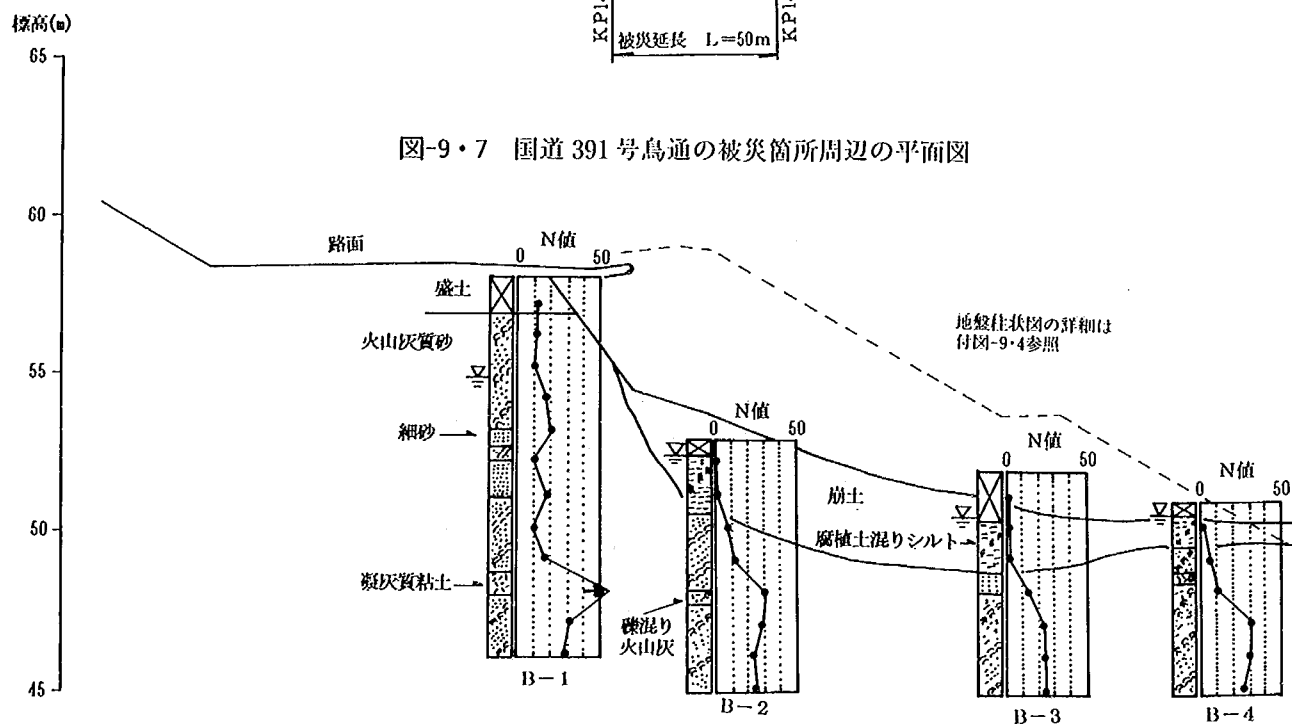


図-9・8 被災箇所における地盤断面図 (国道391号鳥通)

崩壊土が沢に沿って樹木を巻き込みながら100m以上流れ出た。路面もブロック状に寸断されて数10m流された。路面直下の崩壊面はほぼ鉛直に切り立っており、上部は細粒分の少ない砂で、下部は粘性土と砂質土の互層である。崩壊前の地山の平均勾配は $15^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 程度のり尻から路面までの高さは10m程度である。

崩壊後の調査に基づく地盤断面図を図-9・8に示す。崩壊土はN値が0～2と極めて低く、大部分は道路施工時の盛土材料で、地山の崩壊土砂を一部含んでいる。

また、崩壊土の下部の地下水位はかなり高い位置にあり、盛土の下地山はN値が10程度の未固結の火山灰質砂で、深くなるほど固結度が高まりN値は30以上である。盛土材と考えられる崩壊土は礫分2%、砂分62%、シルト分32%及び粘土分4%のシルト質砂で、自然含水比は61%であった。

2.1.4 国道38号白糠町馬主米 (263.3km地点、両盛)

被災状況を写真-9・5、9・6に、被災箇所周辺の平面図を図-9・9に示す。のり尻から路面までの高さは

山側と谷側でそれぞれ、最大10mおよび15m程度である。沢を埋める両盛土の谷側が崩壊してのり面がすべり落ち、谷側に増設されていた登坂車線が陥没した。山側は路肩に亀裂が生じ、のり面が沈下した。山側からの排水のためにパイプカルバートが盛土を横断して

おり、山側の谷口には異常は見られなかったが、谷側の吐口は崩壊部分にあったために完全に破壊された。

崩壊後の調査に基づく地盤断面図を図-9・10に示す。



写真-9・5 国道38号馬主米における被災状況の航空写真
(北海道開発局釧路開発建設部による)

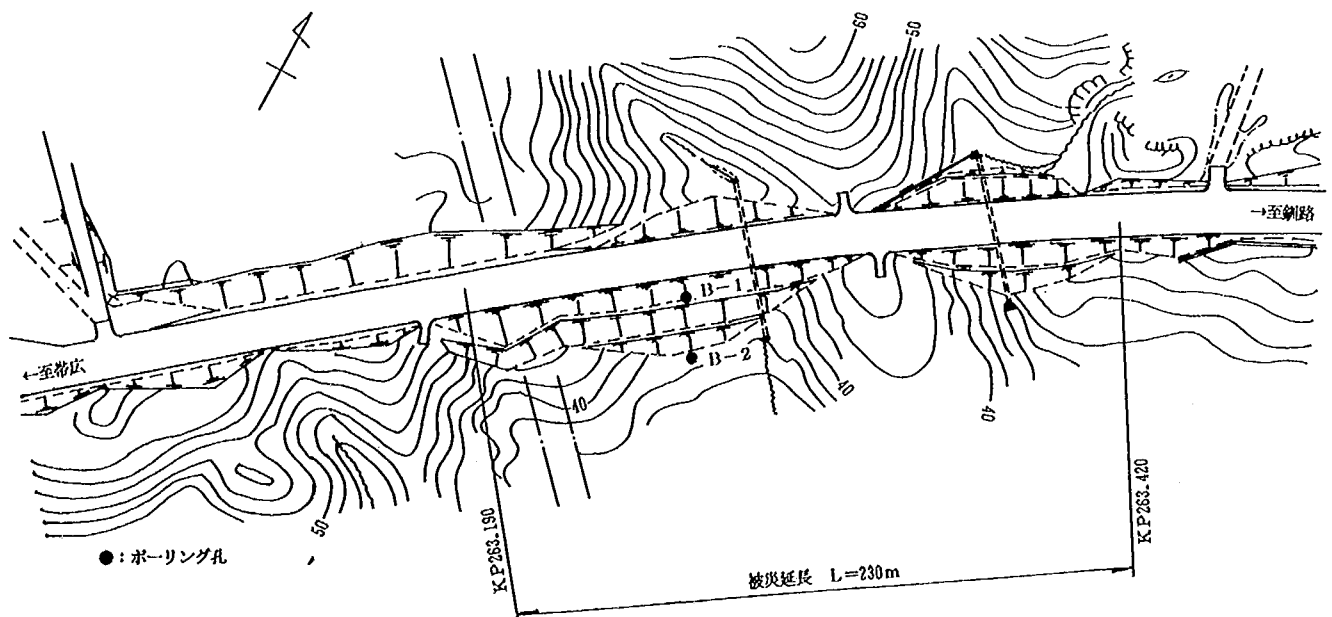


図-9・9 国道38号馬主米の被災箇所の平面図

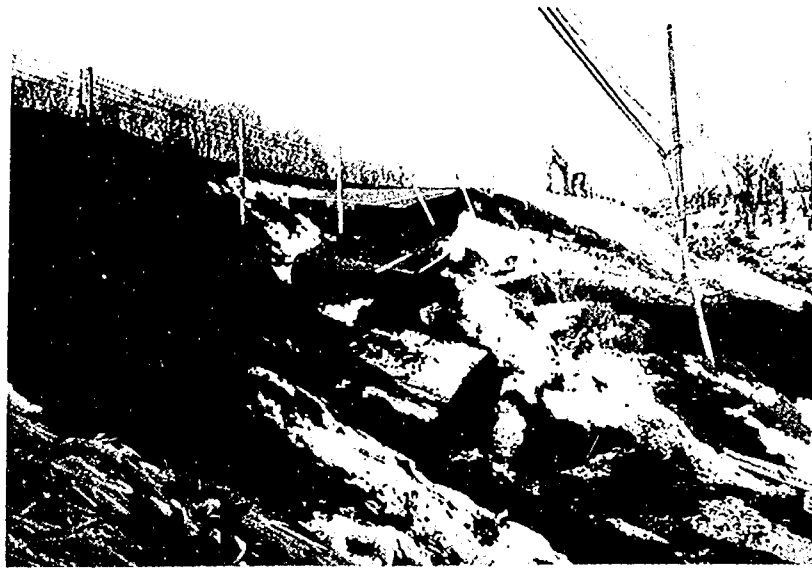
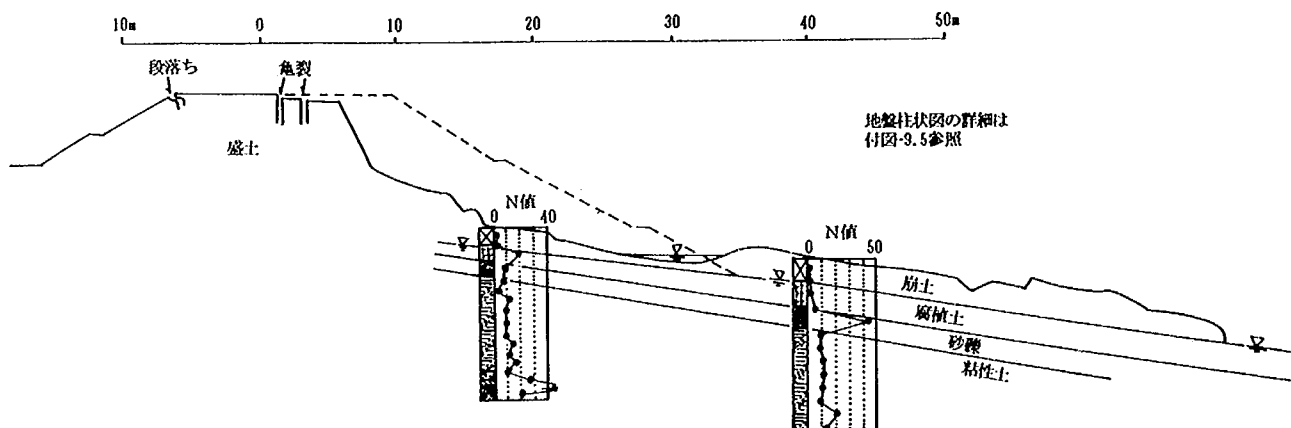


写真-9・6 馬主米の盛土の崩壊状況

図-9・10 被災箇所における地盤断面図
(国道38号馬主米)

2.1.5 道道塘路厚岸線標茶町阿歴内地区(両盛)

路面の崩壊状況を写真-9・7, 9・8に, 被災箇所の平面図を図-9・11に, 崩壊部分の横断面図を被災後のボーリング結果とあわせて図-9・12に示す。地山は約 10° の勾配で傾斜している。湿地帯上の高さ10m程度の両盛土区間のなかで, 両切土との境界付近の片側の路面及びのり面が円弧すべり状に崩壊した。一方, 山側ののり面は無被害で, 崩壊区間に隣接する両盛土部分にも被害は生じなかった。

崩壊面は路面直下ではほぼ鉛直に切り立っており,

崩壊した路面は最大8m程度落下していた。崩壊したのり面は, ブロック状のまま20m程度移動し, このため電柱が1本大きく流されて倒壊した。また, 崩壊土の一部は湿地帯上の樹木のなかまで達していた。

周辺土取り場からの運搬土は, 土質試験によれば礫分9%, 砂分79%, シルト分10%及び粘土分2%の砂質土であり, これが盛土材としてこの区間に使用されていたものと考えられる。運搬土の自然含水比は28.5%で, 締固め試験による最適含水比29.1%とはほぼ一致していた。



写真-9・7 道道塘路厚岸線標茶町阿歴内における被災状況の航空写真
(北海道開発局釧路開発建設部による)

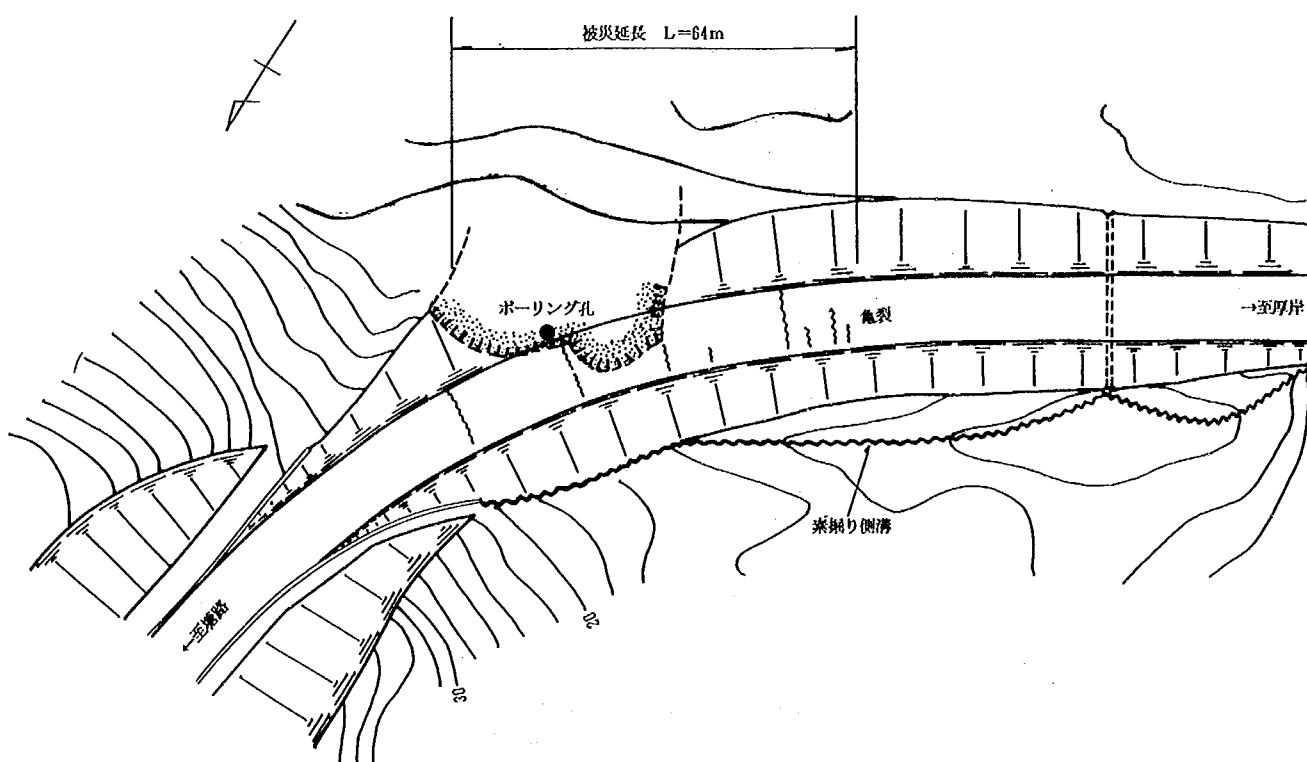
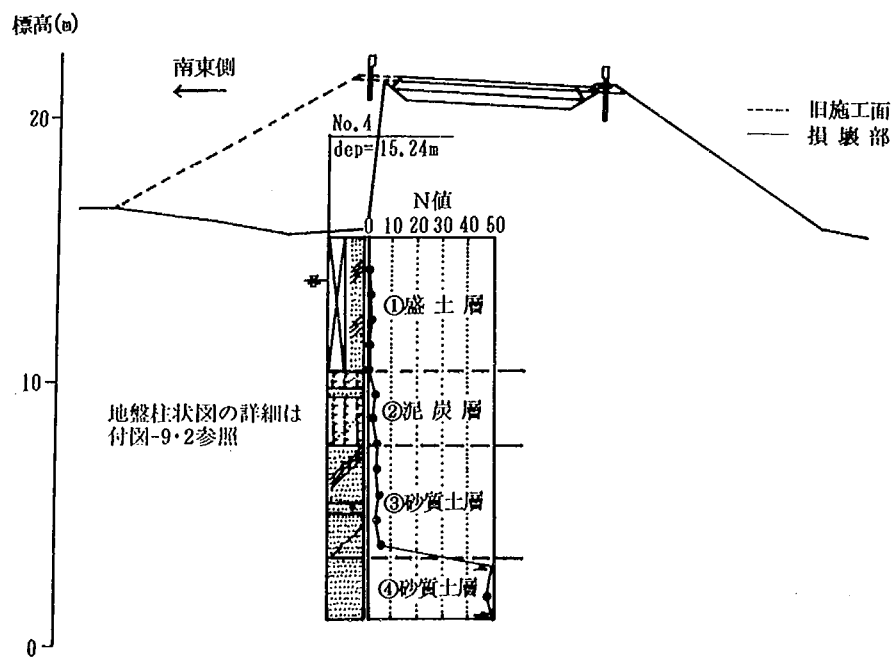


図-9・11 道道塘路厚岸線標茶町阿歴内の被災箇所の平面図



写真-9・8 阿歴内の盛土の崩壊状況

図-9・12 被災箇所の横断面図
(道道塘路厚岸線標茶町阿歴内)

2.2 切土／盛土の境界部または沢部における盛土の縦断亀裂・沈下

2.2.1 国道44号釧路町深山(17.1km地点、両盛)

被災状況を写真-9・9に示す。傾斜方向の異なる2つの沢を埋める両盛土となっており、それぞれ山側ののり尻から路面までの高さは2m程度、谷側ののり尻

から路面までの高さは最大20m程度であった。釧路側の沢を埋める盛土では路面に連続した縦断亀裂が生じてその端部が谷側の路肩まで続いており、亀裂の内側のセンターラインが谷側に10cm程度ずれた。写真に示した厚岸側では釧路側と同様な縦断亀裂のほかに路肩の沈下が生じた。また、これらの区間の路面全体が不同沈下して上下に波打っていた。



写真-9・9 国道44号深山の厚岸側の盛土の状況

2.2.2 国道391号標茶町五十石橋周辺(片切片盛～両盛)

五十石橋の釧路側にある湿地帯上の高さ5m程度の両盛土と片切片盛土ののり面が崩壊した。崩壊状況を

写真-9・10、9・11に示す。特に、両盛土と片切片盛土の境界部分では、切土側の路肩付近まで亀裂が進行しており、盛土ののり面の崩壊状況としても最も激しかった。



写真-9・10 国道391号五十石橋周辺の盛土の被災状況の航空写真(北海道開発局釧路開発建設部による)

のり面の崩壊長さは、写真に示した南側が 60m 程度、北側が 30m 程度で、いずれも路肩に亀裂が生じてのり面がずり落ちるタイプの崩壊であった。路肩の亀裂の深さは最大 2 m 程度にも及び、上記の境界部分からはのり面を斜めに横切る連続した亀裂がのり尻付近まで生じた。

のり尻付近の湿地帯上には樹木及び電柱があり、崩壊土はこれらを一部傾けるような形ではらみ出していた。南側の崩壊部ののり尻部分には水路があった。また、北側の崩壊部ではのり肩のマンホールが崩壊土と一緒に移動した。



写真-9・11 五十石橋周辺の盛土のり面の崩壊状況

2.2.3 道道阿寒標茶線鶴居村光橋周辺（片切片盛）

光橋の釧路側の谷側に向かって凹状にカーブした縦断勾配のある高さ 10m 程度の片切片盛土区間の路面と盛土のり面に、円弧状に連続した幅 7 cm 程度の亀裂

が生じた。亀裂の状況を写真-9・12 に示す。

被災区間は丘陵地から光橋へ向かって下る坂の途中にあり、のり尻部には蛇かご工が施され、その下を幅 1.5m 程度の川がのり尻に沿って流れていた。



写真-9・12 道道阿寒標茶線鶴居村光橋周辺の盛土上の路面に生じた亀裂の状況

2.3 路肩の崩壊

2.3.1 道道釧路鶴居弟子屈線鶴居村温根内地区(両盛)

被災直後ののり面の状況を写真-9・13に示す。湿地帯上の両盛土で、釧路側には両切土区間が接しており、そこから4%程度の縦断勾配でカーブしながら下ってくる高さ2~4m程度の盛土のカーブ外側ののり面が長さ30m程度、内側ののり面が長さ60m程度被災した。路肩に亀裂が生じ、のり面がずり落ちるように沈下して最大1m程度の段差が生じた。崩壊したのり

面が側方にはらみ出したため、カーブ外側ののり尻付近の立木が傾いた。カーブ外側ののり尻から20m程度離れた湿地帯上には、幅30cm程度の小川が流れている。路面上では、中央に幅5cm、長さ30m程度の縦断クラックと、これをささむ横断クラックが生じた。

被災箇所から弟子屈方面に約300m程度離れた両盛土区間で平成3年12月に実施した地質調査結果によれば、盛土部分のN値は1~2程度と非常にゆるく、その下にN値2程度、層厚1.5m程度の有機質土層があり、孔内水位は盛土底面から0.5m下にあった。

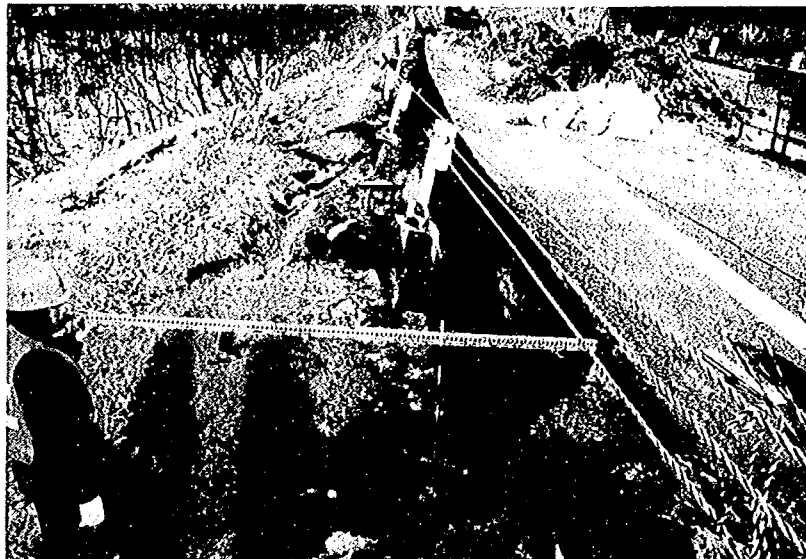


写真-9・13 道道釧路鶴居弟子屈線鶴居村温根内の盛土のり面の崩壊状況
(釧路土木現業所による)

2.3.2 道道阿寒標茶線鶴居村鶴厚内橋周辺(両盛) 鶴厚内橋の釧路側にある平坦な湿地帯上の直線区間

で、高さ2m程度の両盛土の北側のり面が、長さ60m程度にわたって崩壊した。崩壊状況を写真-9・14



写真-9・14 道道阿寒標茶線鶴居村鶴厚内橋周辺の両盛土のり面の崩壊状況

に示す。2.3.1と同様に、路肩に亀裂が生じてのり面がずり落ちるタイプの崩壊で、最大50cm程度の段差が生じた。のり尻付近の湿地帯土には側溝と電柱及び鉄条網があり、崩壊土が達していたがこれらの被害はなかった。

路肩の亀裂は道路の中心線方向に傾斜して1m程度の深さまで生じ、細かい亀裂がさらに深部まで進行していた。

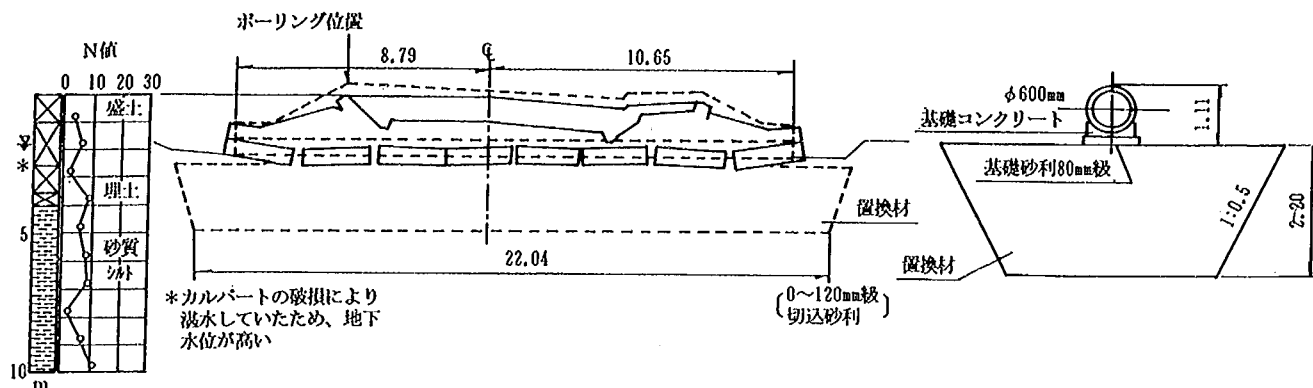


図-9・13 国道336号豊頃町長節のカルバート (No.1) の横断面図

3. 大規模崩壊の原因に関する考察

糸魚沢の場合、切土に隣接した片切片盛及び片盛の盛土であり、最大約40°の地山にある。のり先地盤は湿原部の軟弱地盤に接しているが、地震後の地盤調査の結果によれば、盛土自身は比較的大きな支持力が期待できる崖錐堆積物上にあったものと見られる。当該盛土は最高で約10mの高さがあるにもかかわらず、築造後、特に沈下・補修に苦慮したわけではなかったことが、これと対応している。また、付近には低湿地上に盛られた区間もあるが、被害は生じなかった。したがって、低湿地であることは今回の被害の直接的原因ではなかったものと考えられる。

さらに、このような無被害の盛土にも、被災した盛土と同程度の地震動が作用したと推定されることから、地震動の大きさ自体も今回の被害の直接的な原因ではなかったものと考えられる。

糸魚沢の盛土材料は火山性の砂質土で、2.1.1で述べたように細粒分はあまり含まれておらず、また、崩壊部の盛土のN値は0～6程度でそれほど締まった状態にはなかった。崩壊地内の盛土下部からは湧水が出ており、地震後の土質調査によれば盛土内に地下水位が存在していた。さらに、崩壊盛土の移動量は大きく、遠方まで緩やかな勾配で崩壊土が到達しているこ

2.4 カルバートの被害

国道336号豊頃町長節では、ほぼ平坦な湿地帯土の高さ2m程度の両盛土が沈下して、計4箇所のカルバートにパイプずれなどの被害が生じた。カルバートの被災状況を被災後のボーリング結果とあわせて図-9・13に示す。

とから、崩壊時には盛土材にかなりの流動性があったものと判断される。したがって、常時の排水不良のために含水比の高まっていた盛土材が、地震動により流動性を帯びたことが盛土崩壊の原因であると推定される。

詳細な比較は困難であるが、同様の盛土の流動的被害が1968年十勝沖地震時に国道4号青森県三戸郡三戸町目時工区で生じている（この場合には、沢部であったことと、前日までの降雨が高含水比の原因と考えられた）²⁾。

一般に、切土／盛土の境界部または沢部にある盛土では、地山または谷からの浸透水によって盛土内の含水比（特に盛土下部）が高まることもあり、糸魚沢以外の地点についても上記と同様な現象が崩壊原因となった可能性が高い。東阿蘇内では、片切片盛部にはさまれた片盛土部の崩壊が最も激しかったが、この部分は小さな沢地形の上に盛土されていた。また、鳥通及び馬主米は、沢地形の上に盛られた盛土であり、この場合には地震動の局地的な増幅が生じていた可能性もある。これらの崩壊箇所での地震後の土質調査によれば、糸魚沢と同様に、いずれも盛土内に地下水位が存在していた。

4. 復旧工法

4.1 応急復旧

盛土の大崩壊が生じた箇所のうち鳥通では、陥没箇所と反対側に切土工を行って幅員を確保するとともに、崩壊したのり尻部に土留め矢板を打設して崩壊の進行を防止した。また、馬主米では、陥没箇所と反対側に盛土工を行って幅員を確保した。糸魚沢、東阿歴内及び阿歴内では崩壊箇所の前後を通行止めとして迂回路に交通を切り替えたため、応急復旧は行われなかった。

路面の沈下、縦断亀裂が生じた箇所では、砂利等を用いた沈下部の補修と亀裂のアスファルトパッチングが行われた。五十石橋周辺の盛土のり面の崩壊状況を示した写真-9・11では、沈下した路面の一部が砂利により既に補修されている。

路肩の崩壊が生じた箇所では、応急復旧は特に行われなかった。

4.2 本復旧

盛土の大崩壊が生じた箇所では、本復旧として、地山部分のある深さまでを碎石で置き換え、その上の盛土を盛土補強ネット(ジオグリッド)を用いて補強することが行われた。東阿歴内における復旧標準断面を図-9・14に、復旧後ののり面の状況を写真-9・15に示す。3.で推定した崩壊原因に対し、碎石によるドレーン層を設けて盛土内への地下水の浸透を防ぎ、さらにジオテキスタイルを採用することにより、従来ののり勾配を保ったままの盛土自体の十分な安定性を確保した。また、写真-9・15の例では、のり尻に側溝が設けられ、のり面の一部がふとんかご工により補強された。

路面の沈下、縦断亀裂が生じた箇所では、大規模崩壊箇所と同様な補強盛土工、または排水層・ふとんかご工のみの設置などが、被害の程度に応じて行われた。

路肩の崩壊が生じた箇所では、ふとんかご工を斜面上にかぶせるように設置することによるのり面の補強などが行われた。

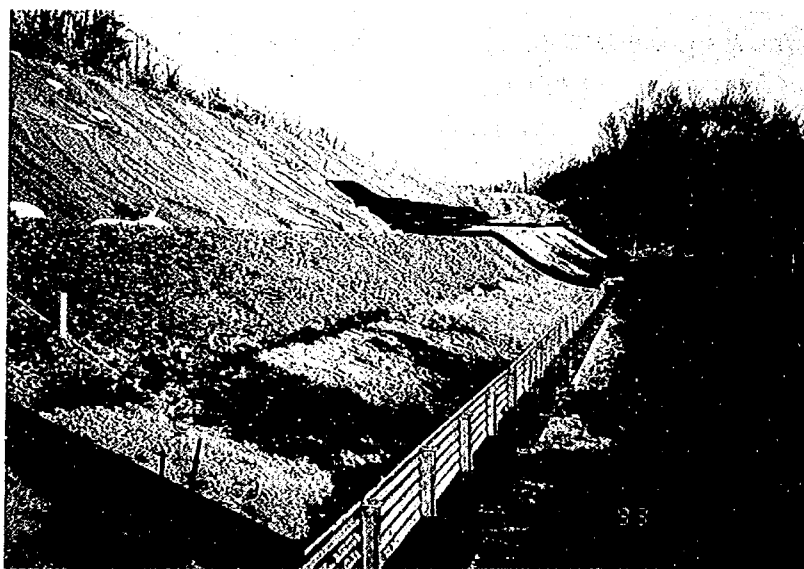


写真-9・15 東阿歴内の本復旧後ののり面の状況

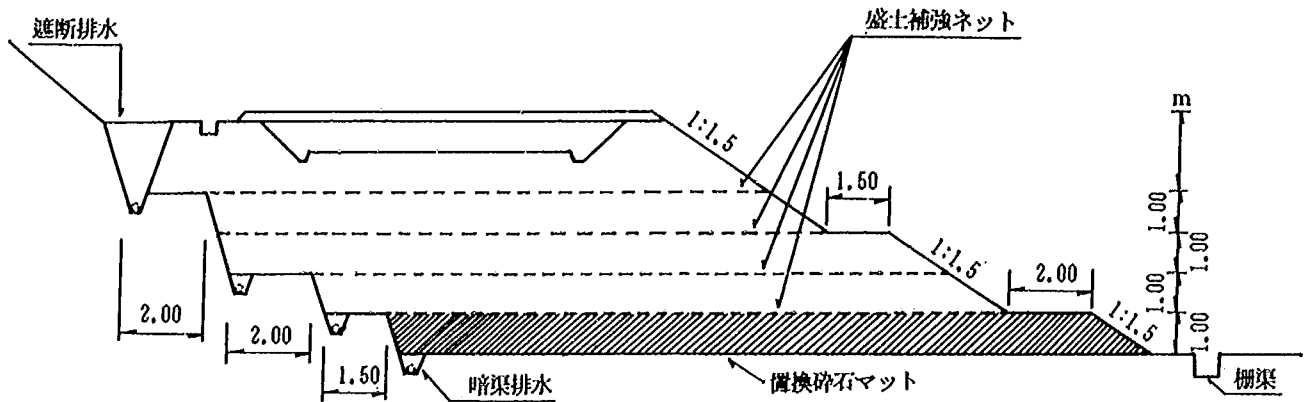


図-9・14 国道 272 号東阿歴内の本復旧断面

5. 地震後の交通規制と管理状況

道路橋を含む道路施設の被害に伴う交通規制は、国道で 8 路線 14 箇所、道道で 34 路線 51 箇所において行われた。国道と道道の交通規制状況一覧表を表-9・1, 9・2 に、交通規制箇所の位置図を図-9・1, 9・2 に示す。ただし、これらの図表には道路橋の被害による交通規制箇所は含まれていない。

これらの表によると、国道については多くが 1 週間以内に解除されている。残ったものは規制解除に 1, 2 箇月を要しているが、4 年度内には解除を終えた。道道については、平成 4 年 5 月 18 日以降、全面通行止めを解除できなかった箇所は、西春別線別海町 1 箇所のみであった。ここは、軟弱な沢部で置換、ボックスカルバート設置、盛土を施工するため、融雪（5 月中旬）後でないと工事を始められず、また軟弱な沢部で施工も難しく、規制解除が遅れたものである。

交通信号については、地震によって 20 時 6 分頃より停電のため一部、釧路市においては約 20 分、釧路町では約 2 時間、停電のため信号が作動しなかった。このため、釧路町では警察が出動し、交通整理を行った。しかし、両市町では信号の停止による混乱は特になかった。なお、国道 44 号釧路市川上 6 丁目釧路市消防署第 7 区防災センターの集合煙突が崩壊し、その破片が信号柱にぶつかったため一部破損したが、信号機の作動には異常はなかった。

6. まとめ

今回の道路の被災箇所はそのほとんどが盛土箇所である。被害の形態は大規模な崩壊から、路肩部の縦亀

裂程度までと大きく差異がある。このような差異は勿論、盛土の規模や地形、地震動の大きさによるところが大きいと考えられるが、本文で考察したように地下水位の高さが被害程度を大きく左右した可能性も高い。被災後のボーリングデータによれば、大規模な崩壊を起こしたいずれの盛土部も N 値は非常に小さく、地下水位は盛土内に存在していた。このような状態の盛土材が地震動により流動性を帯びたことが、大規模な崩壊の直接的な原因となったと推定された。したがって、排水機能を的確に付与することは、地震のみならず災害に強い道路を作る上で極めて重要であると言える。

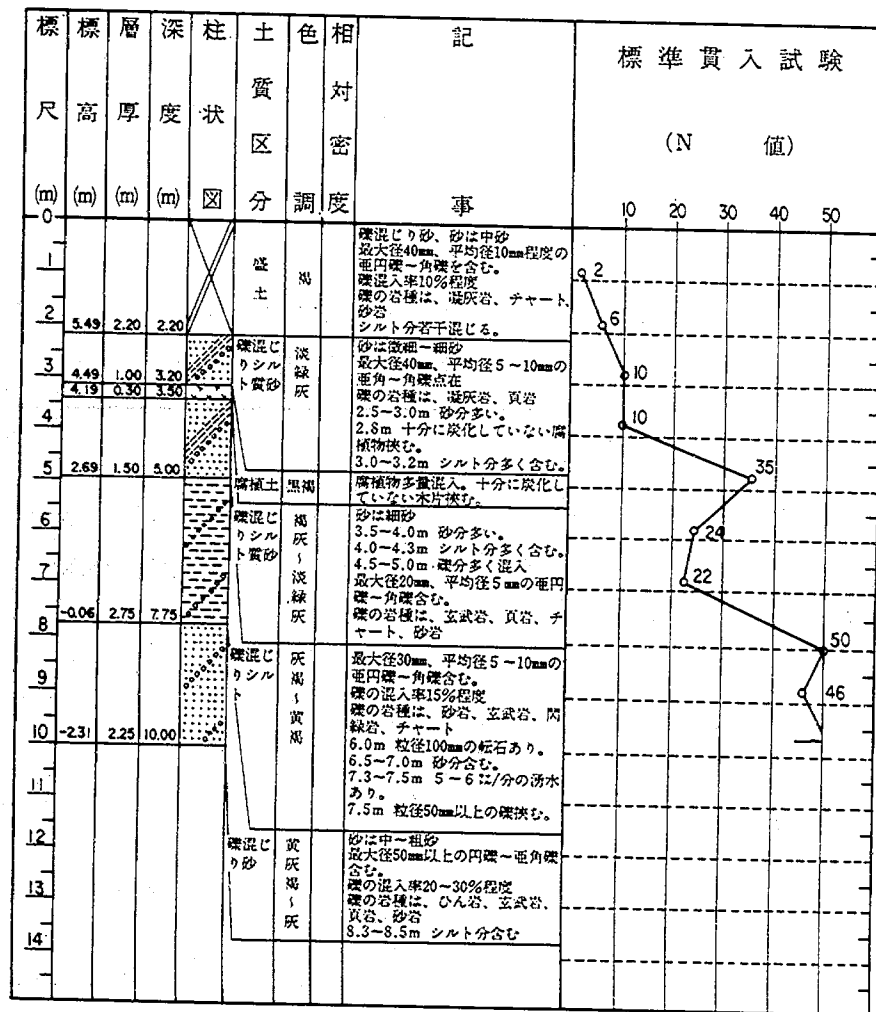
本報告が、今後建設される盛土構造の道路や盛土部を有する既存の道路に対して、的確な震害予防措置をとるための一助となれば幸いである。なお、盛土の大規模崩壊のメカニズムとその予測手法に関しては、今後も検討を継続する予定である。

謝 辞

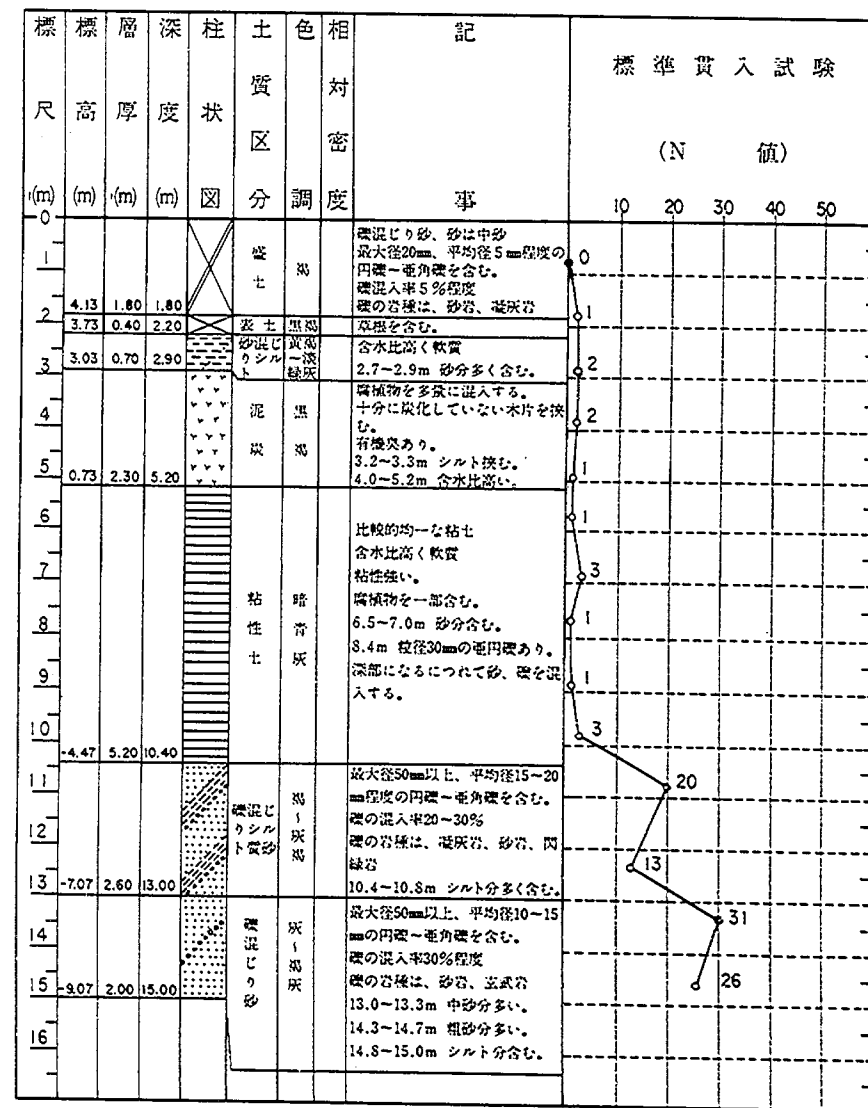
北海道開発局釧路開発建設部、帯広開発建設部、開発土木研究所及び北海道釧路土木現業所、帯広土木現業所には、現地調査に際しての御協力と災害資料、地質調査・土質試験結果等のデータの御提供を頂いた。ここに厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 土木研究所第一次調査団「平成 5 年釧路沖地震災害調査速報」, 土木技術資料, Vol.35, No.4, pp. 60-71, 1993.
- 2) 建設省土木研究所「1968 年十勝沖地震災害調査報告」, 土木研究所報告, 第 141 号, pp.67-77, 1971.

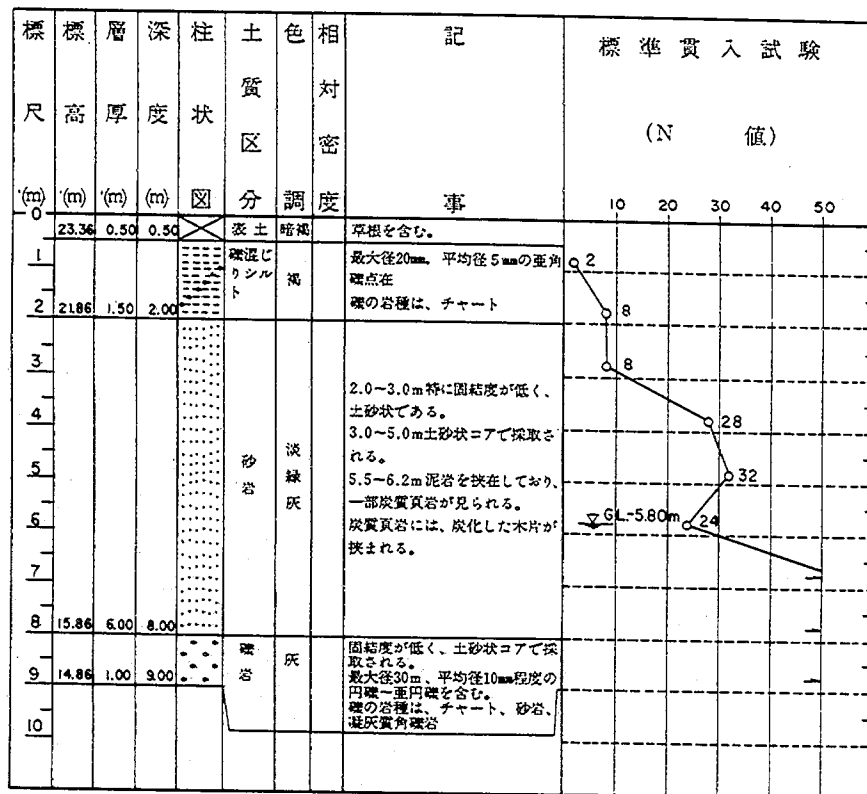


(1) B-1 (位置は図-9・3参照)



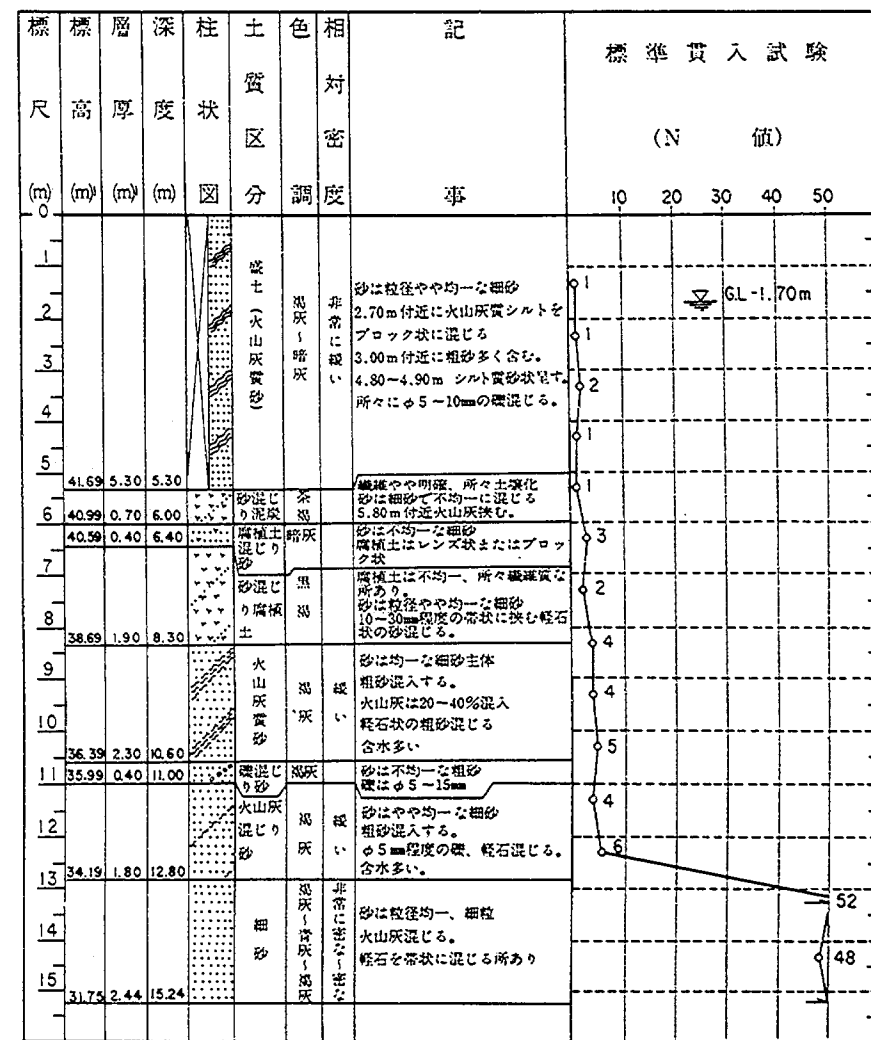
(2) B-2 (位置は図-9・3参照)

付図-9・1 国道44号糸魚沢における地盤柱状図(その1)



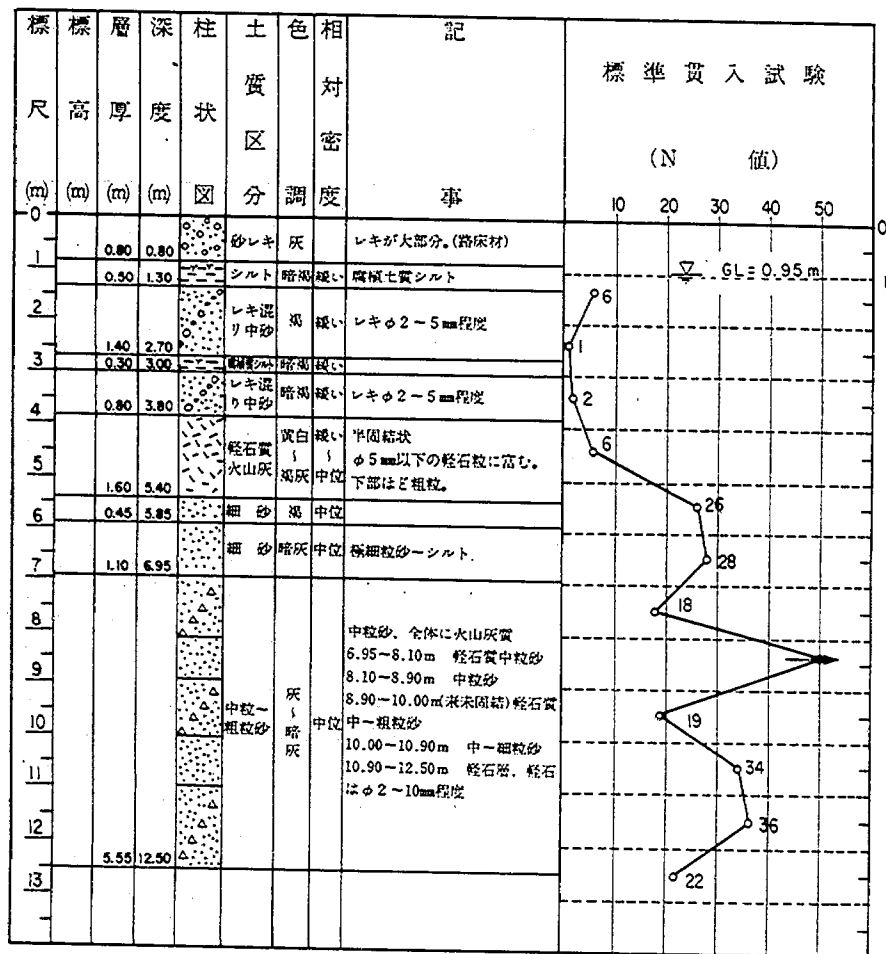
(3) B-3 (位置は図-9・3 参照)

付図-9・1 国道44号糸魚沢における地盤柱状図 (その2)

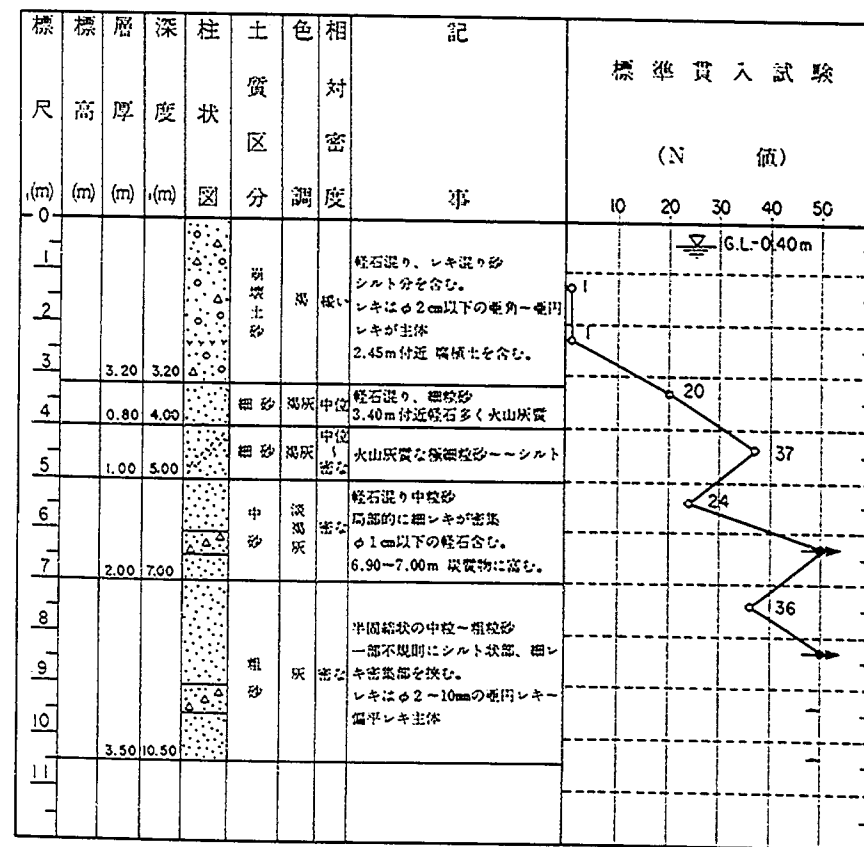


付図-9・2 道道塘路厚岸線阿歴内における地盤柱状図

(位置は図-9・11 参照)

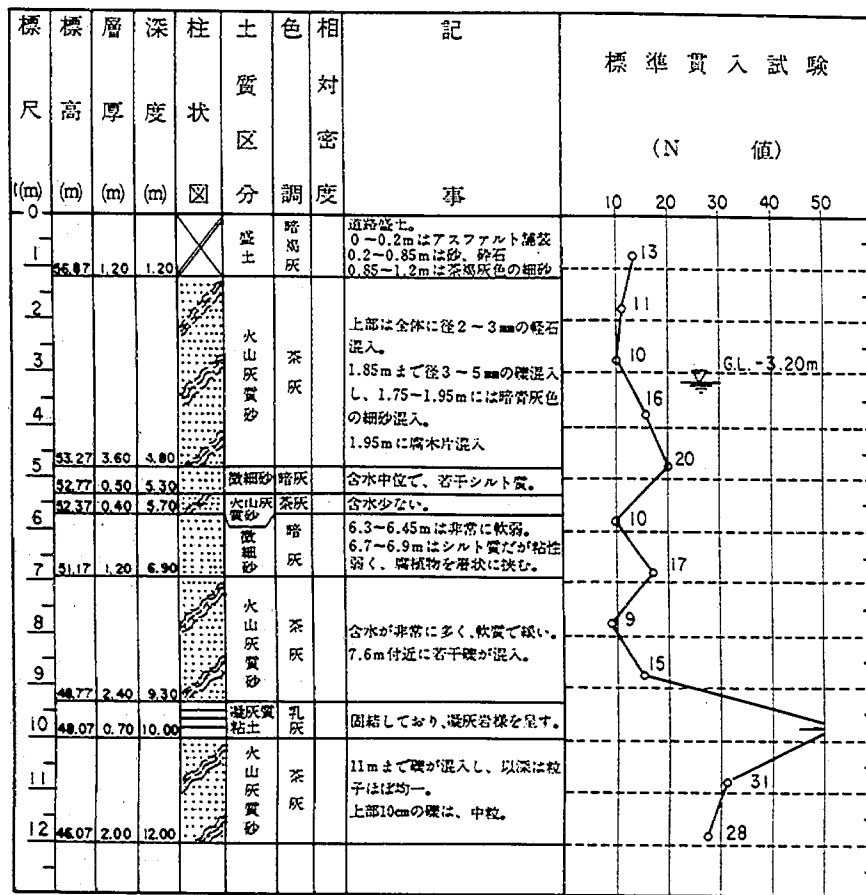


(1) B-1 (位置は図-9・5参照)



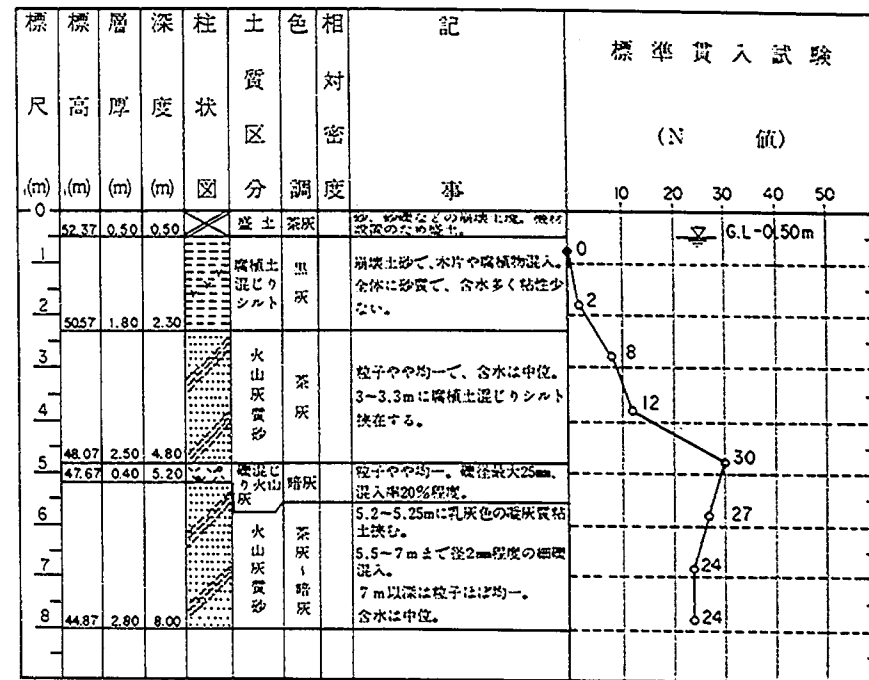
(2) B-2 (位置は図-9・5参照)

付図-9・3 国道 272 号東阿歴内における地盤柱状図

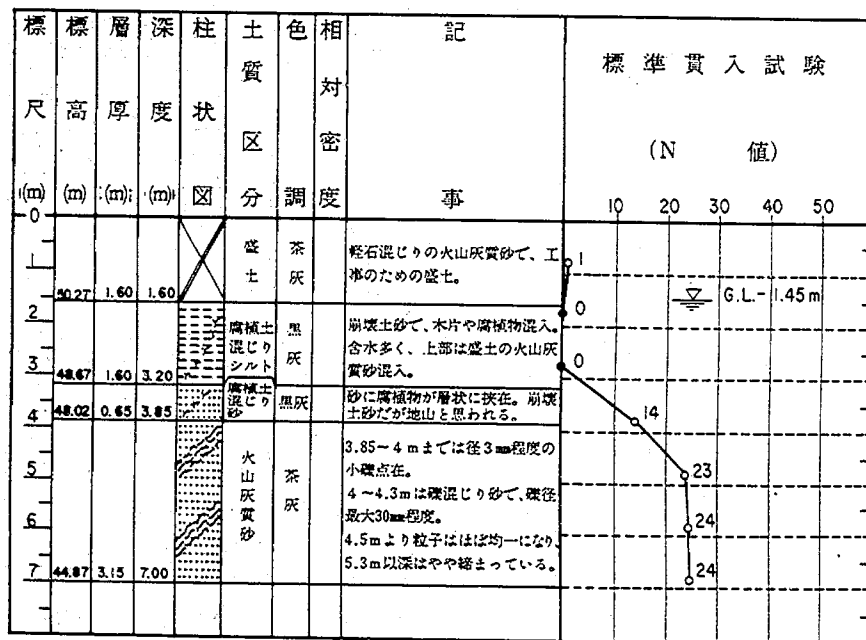


(1) B-1 (位置は図-9・7参照)

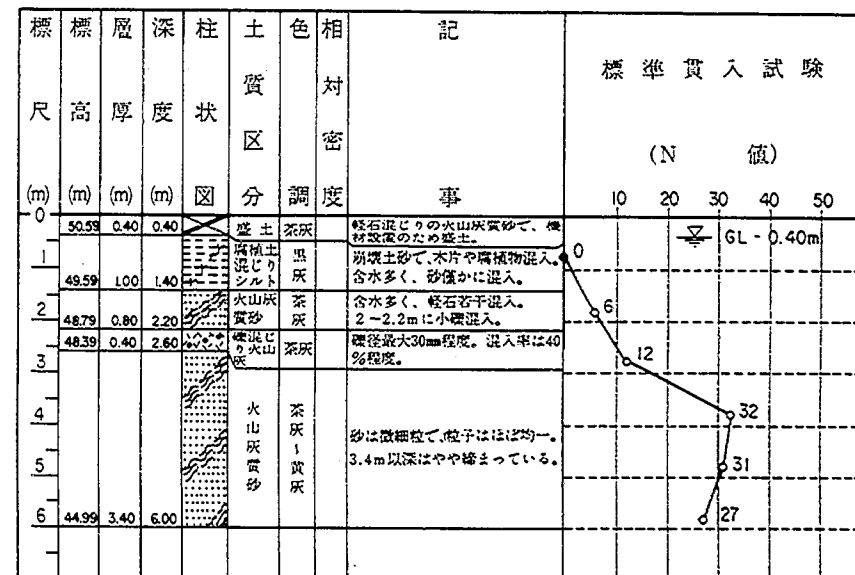
付図-9・4 国道391号鳥通における地盤柱状図 (その1)



(2) B-2 (位置は図-9・7参照)

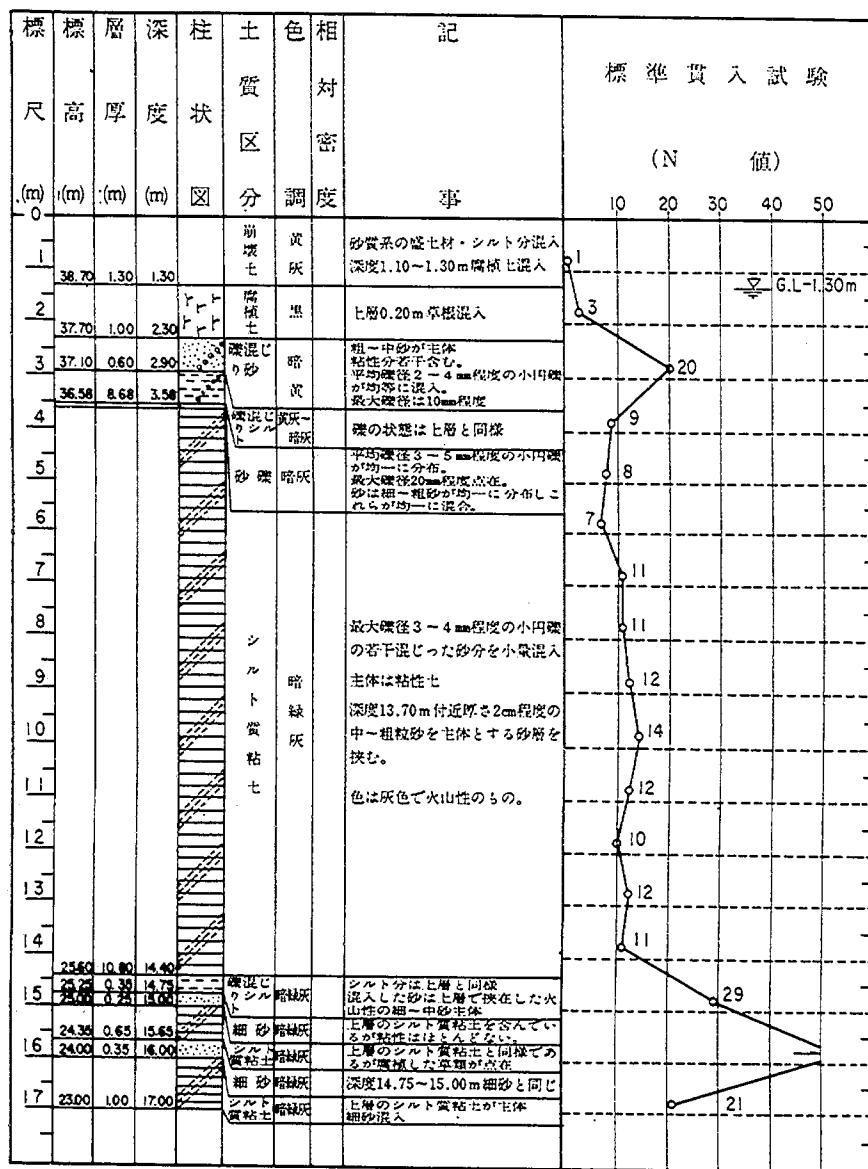


(3) B-3 (位置は図-9・7 参照)

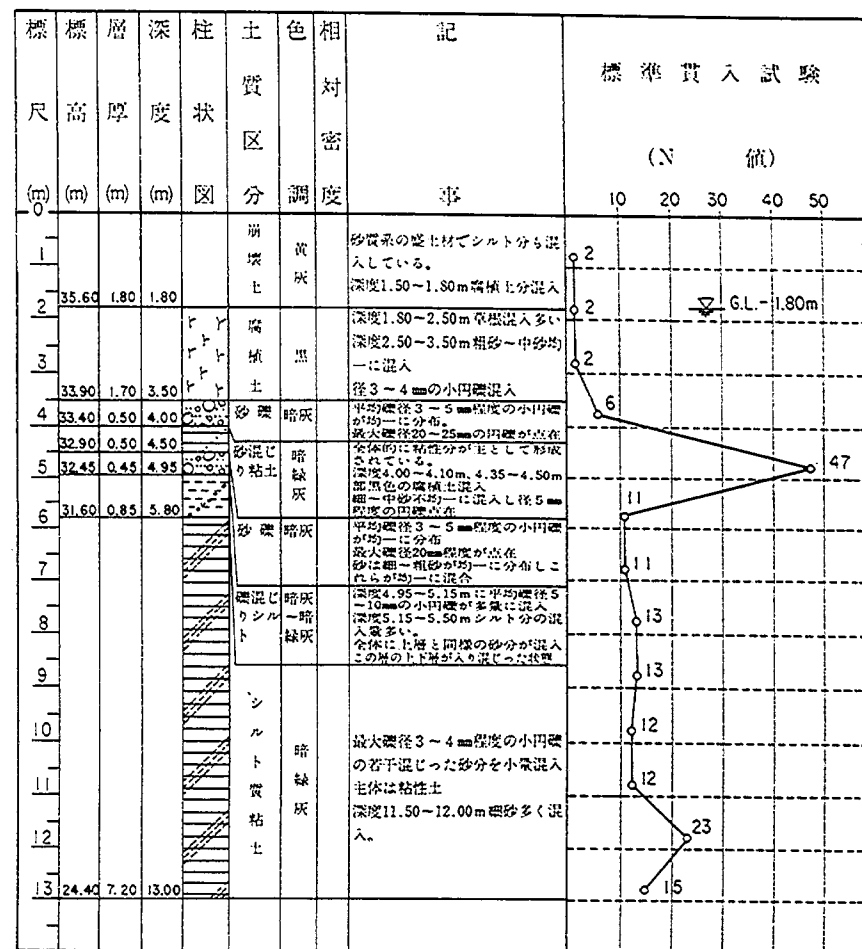


(4) B-4 (位置は図-9・7 参照)

付図-9・4 国道391号鳥通における地盤柱状図(その2)



(1) B-1 (位置は図-9・9参照)



(2) B-2 (位置は図-9・9参照)

付図-9・5 国道38号馬主来における地盤柱状図

第10編 道路橋の被害

第 10 編 道路橋の被害

川島 一彦^{*1} 運上 茂樹^{*2} 杉田 秀樹^{*3}
星隈 順一^{*3} 福井 次郎^{*4} 山本 悟司^{*5}

by Dr. Kazuhiko KAWASHIMA, Shigeki UNJOH, Hideki SUGITA,
Jun-ichi HOSHIKUMA, Jiro FUKUI, and Satoshi YMAMOTO

細 目 次

1. 被害の概要・・・・・・・・・・・・・・・・	3
2. 代表的な道路橋の被害・・・・・・・・	3
2. 1 直別橋・・・・・・・・	3
2. 2 池田大橋・・・・・・・・	3
2. 3 旭跨線橋・・・・・・・・	11
2. 4 鶴厚内橋・・・・・・・・	12
2. 5 依田橋・・・・・・・・	13
2. 6 松之恵橋・・・・・・・・	19
2. 7 新多和橋・・・・・・・・	22
2. 8 初音橋・・・・・・・・	24
2. 9 その他の橋梁・・・・・・・・	28
3. 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の被害の解析・・・・・・・・	31
3. 1 概要・・・・・・・・	31
3. 2 鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定手法・・・・・・・・	31
3. 3 主鉄筋段落し部の耐震性解析結果・・・・・・・・	32
4. まとめ・・・・・・・・	33
謝辞・・・・・・・・	34
参考文献・・・・・・・・	34

* 1 地震防災部耐震研究室長、工博
* 2 地震防災部耐震研究室主任研究員
* 3 地震防災部耐震研究室研究員
* 4 構造橋梁部基礎研究室主任研究員
* 5 構造橋梁部橋梁研究室研究員

1. 被害の概要

今回の釧路沖地震では、道路橋は北海道南東部地域を中心に被害を被った。各道路管理機関の調査、報告によると、軽微な被害のものも含めると被害橋数は、合計63橋となる。内訳は、北海道開発局釧路開発建設部の管内で24橋、同帯広開発建設部の管内で3橋、北海道釧路土木現業所の管内で8橋、同帯広土木現業所の管内で26橋、同網走土木現業所の管内で1橋、および日本道路公団の管内で1橋である。

図-10・1は被災橋の位置図を、表-10・1は被害橋の一覧を示したものである。上部構造については、本体に被害を受けたものが8橋、桁間連結装置に被害を受けたものが1橋、伸縮継手に被害を受けたものが5橋である。一方、下部構造については、橋台橋脚本体に被害を受けたものが18橋、支承周辺部(沓本体、沓座、沓座モルタルを含む)に被害を受けたものが50橋、取り付け盛土や周辺地盤に変状が生じたものが16橋である。中でも沓座モルタルに被害を受けたものが34橋と最も多く、昭和53年宮城県沖地震等の既往の地震による被害と同じ特徴を示しているといえよう。

下部構造の最も特徴的な被害形態としては、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の損傷が挙げられる。主鉄筋段落し部の被害がクローズアップされたのは、昭和57年の浦河沖地震で静内橋が落橋寸前の被害を受けた時であり¹²⁾、今回の地震では落橋に至るような大被害はなかったものの合計6橋で同種の被害が生じた。

土木研究所では、これらの被害橋のうち比較的大きな被害、変状を生じた道路橋(表-10・1中に※印で示す)について被害調査を行った。ここでは、これらの中で特徴的な被害が生じた道路橋について以下に示すとともに、今回の地震の特徴的な被害であった鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の被害原因の解析結果について示す。

2. 代表的な道路橋の被害

2.1 直別橋

国道38号に位置する直別橋は、図-10・2に示すように橋長42mの単径間単純鋼鈑桁橋で、昭和41年に架設された橋梁である。橋台は橋軸方向に平行なウィングを有する逆T型橋台、基礎は長さ17.5m~21m、φ0.508mの鋼管杭を有する杭基礎である。地盤条件としては、杭の支持層は深さ約19mに位置するN値40以上の

砂質頁岩であり、これ以浅はN値10程度のシルト質粘土層および微細砂層の互層となっている。なお、本橋の上流側には、橋台を共有して昭和55年に歩道橋が添架されている。

地震により、橋台の背面地盤が沈下するとともに、橋台前面の護岸が河心方向に移動した。可動支承側の橋台では、写真-10・1に示すように支承の沓座モルタルの損傷および移動制限装置のストッパーの損傷が生じた。また、橋面上では鋼製のフィンガー型の伸縮装置が接触し、その遊間がなくなるとともに、橋台側の伸縮装置がパラペットの背面側への傾斜に伴って上向きに変形した。一方、固定支承側では、写真-10・2に示すように、支承の沓座モルタルの損傷およびアンカーボルトの変形が生じており、可動側と同様に橋面上の伸縮装置が接触していた。両橋台の胸壁部には、伸縮装置の接触に伴って生じたと考えられるひびわれが見られた。

これらの被害は、写真-10・3に示すように橋台周辺の地盤が河心方向にすべり、橋台に移動および傾斜が生じたためであり、傾斜の向きは両橋台で異なっている。一方の橋台は裏込め土の土圧によって橋台上部が桁側に倒れるように傾斜したのに対して、もう一方の橋台は河心方向に足元をすくわれるように移動した結果、橋台上部が裏込め土側に倒れるように傾斜した。

このような被害は、過去の地震でもよく生じており、被害としては必ずしも大規模なものではないが、現交通を確保しながらの復旧が困難である。復旧方法としては、桁端を少し切るか、橋台パラペットを作りかえる必要があるが、一般には橋台パラペットを打ち換えることになり、道路交通に及ぼす影響が大きい。この被害は比較的良好に生じるタイプのものであり、今後被害を受けにくく復旧の容易な構造を考えていく必要がある。

直別橋では、地震直後通行止めを行い、取り付け盛土の修復およびベントによる桁の仮り受けを行った後に、20tfの重量規制を行いながら通行を解除した。

2.2 池田大橋

道道帯広浦幌線の池田大橋は、図-10・3および写真-10・4に示すように、中央部の2径間が単純ワーレントラス(70m+70m)、側径間部の3径間および5径間が単純鋼鈑桁(33.2m×8)からなる橋長412mの橋梁で、昭和36年に完成した。下部構造は、橋台が逆T型橋台、橋脚が小判型壁式橋脚である。基礎は、両橋台が直接基礎、橋台直近のP1橋脚およびP9橋脚が杭基礎、その他の橋脚はケーソン基礎である。また、

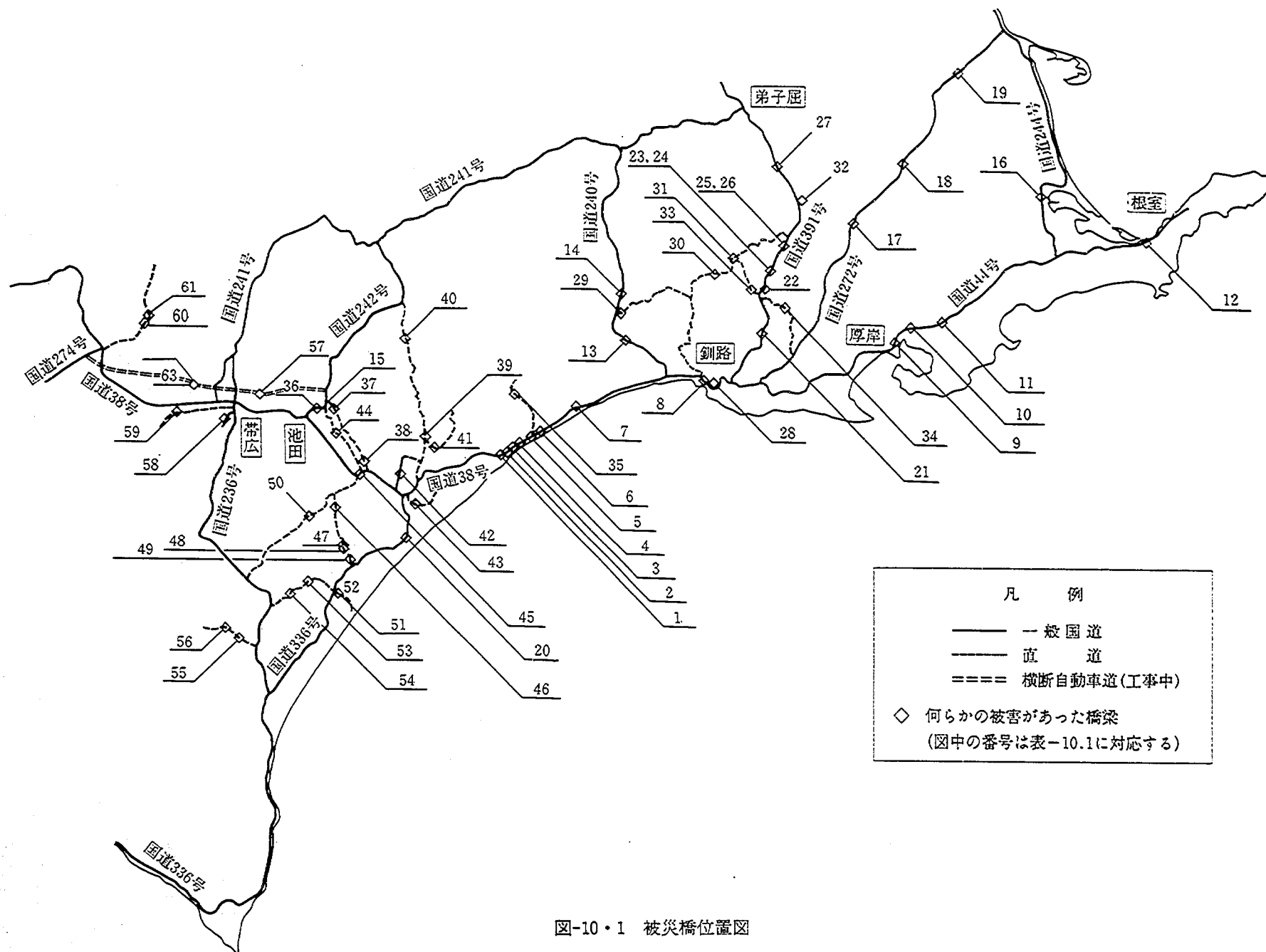


図-10・1 被災橋位置図

表-10・1 (1) 釧路沖地震による道路橋の被害

	橋 梁 名	路 線	橋長 (m)	管 理 者	橋 梁 形 式	被 害 の 種 類													備 考
						上 部 構 造 の 損 傷	桁 間 連 結 装 置 の 損 傷	伸 縮 継 手 の 損 傷	橋 脚 本 体 の 損 傷	橋 台 本 体 の 損 傷	沓 本 体 の 損 傷	橋 座 の 損 傷	沓 座 モ ル タル の 損 傷	ス ト ッ パ ー の 損 傷	ア ン カ ー ボ ルト 損 傷	取 付 盛 土 の 陥 没	地 割 れ ・ 噴 砂 跡	そ の 他	
※	1 直 別 橋	一般国道 38 号	42	帯広開発建設部	1 径間単純鋼鈑桁					○	○		○	○	○	○	○		全止(1/16)－ 20T(1/18)－解除(6/4)
	2 平 和 橋	"	13	釧路開発建設部	単純合成鈑桁	○			○										
	3 木 無 別 橋	"	13	"	単純非合成鈑桁				○										
	4 尺 別 橋	"	40	"	2 径間単純合成鈑桁						○		○		○				
	5 音 別 橋	"	167	"	ゲルバー鈑桁						○								
	6 風 速 別 橋	"	30	"	単純合成鈑桁							○	○	○	○				
	7 和 天 別 橋	"	66	"	3 径間単純合成鈑桁									○					
	8 釧 路 大 橋	"	287	"	4 径間連続鈑桁						○								
	9 尾 幌 橋	一般国道 44 号	60	"	単純曲線鋼箱桁						○		○						
	10 別 寒 辺 牛 橋	"	31	"	単純合成鈑桁	○		○											
	11 糸 魚 沢 橋	"	14	"	単純鋼鈑桁			○											
※	12 旧温根沼大橋	"	97	"	単純トラス								○						
	13 迂 遠 別 橋	一般国道 240 号	36	"	2 径間単純合成鈑桁										○				
※	14 松 之 恵 橋	"	157	"	5 径間単純 PC 桁	○			○				○		○				全止(1/16)－ 片交(2/7)－解除(3/25)
	15 利 別 跨 線 橋	一般国道 242 号	152	帯広開発建設部	3 径間連続鋼合成桁			○								○			
	16 万 年 橋	一般国道 244 号	99	釧路開発建設部	3 径間連続鈑桁						○	○	○		○				
	17 西フッポシ橋	一般国道 272 号	22	"	単純合成鈑桁					○			○		○				
	18 西 春 別 橋	"	60	"	3 径間単純非合成鈑桁			○				○							
	19 網 橋	"	12	"	単純非合成鈑桁						○				○				
※	20 十 勝 河 口 橋	一般国道 336 号	928	帯広開発建設部	12 径間 PC 箱桁								○	○					
	21 連 古 武 橋	一般国道 391 号	16	釧路開発建設部	単純合成鈑桁						○		○						
	22 冷 泉 橋	"	150	"	5 径間単純鈑桁						○			○					
	23 塘 見 橋	"	19	"	単純合成桁						○								
	24 白 尾 鳥 橋	"	19	"	単純合成鈑桁					○	○				○				
※	25 五 十 石 橋	"	249	"	7 径間単純 PC 桁	○			○	○	○		○	○					
※	26 五 十 石 跨 線 橋	"	15	"	単純鋼鈑桁								○						
	27 磯 分 内 跨 線 橋	"	40	"	単純合成鈑桁								○						

表-10・1 (2) 釧路沖地震による道路橋の被害

	橋 梁 名	路 線	橋長 (m)	管 理 者	橋 梁 形 式	被 害 の 種 類												備 考
						上 部 構 造 の 損 傷	桁 間 連 結 装 置 の 損 傷	伸 縮 継 手 の 損 傷	橋 脚 本 体 の 損 傷	橋 台 本 体 の 損 傷	橋 座 本 体 の 損 傷	橋 座 モ ル タル の 損 傷	ス ト ッ パ ー の 損 傷	ア ン カ ー ボ ルト 損 傷	取 付 盛 土 の 陥 没	地 割 れ ・ 噴 砂 跡	そ の 他	
※	28	旭 跨 線 橋	主要道道 釧路鶴居弟子屈線	215	釧路土木現業所	多径間単純鋼鈑桁							○				○	
※	29	阿 寒 川 橋	一般道道阿寒標茶線	127	〃	4径間単純 PC 桁				○								
※	30	鶴 厚 内 橋	〃	42	〃	2径間単純鋼鈑桁										○	○	片交(1/16)
※	31	光 橋	〃	42	〃	2径間単純鋼鈑桁						○		○		○	○	片交(1/16)→4T(1/28) →解除(6/11)
※	32	新 多 和 橋	一般道道中標津標茶線	60.3	〃	3径間単純鋼鈑桁				○			○				○	全止(1/16)→解除(4/12)
	33	二 本 松 橋	一般道道 タチヨロ原野塘路線	56	〃	2径間単純鋼鈑桁							○		○			大型(1/30)→解除(6/11)
※	34	バ ル マ イ 橋	一般道道塘路厚岸線	14	〃	1径間単純鋼鈑桁							○			○	○	全止(1/15)→ 片交(1/25)
※	35	初 音 橋	一般道道 本流音別停車場線	172	〃	6径間単純鋼鈑桁		○		○			○					4T(1/17)→片交(1/22) →解除(7/12)
	36	千代田跨線橋	主要道道帯広浦幌線	23	帯広土木現業所	2径間単純トラス (中央径間)	○											
※	37	池 田 大 橋	〃	412	〃	2径間単純トラス (中央径間)						○		○	○			全止(1/16)→7T(1/26) →解除(7/26)
	38	荻 橋	〃	17	〃								○				○	
	39	常 室 大 橋	一般道道本別浦幌線	95	〃								○					
	40	川 流 布 橋	〃	61	〃								○					
	41	豊 年 橋	一般道道音別浦幌線	60	〃								○			○		
	42	八 線 橋	一般道道幾千代吉野線	27	〃								○			○		
	43	統 太 橋	一般道道直別共栄線	167	〃						○					○		7T(1/25)→解除(7/22)
	44	川 合 大 橋	一般道道利別牛首別線	432	〃	2径間単純トラス (中央径間)						○						8T(1/16)→解除(1/20)
	45	茂 岩 橋	一般道道旅来豊頃線	946	〃				○		○		○	○	○			7T(2/8)→解除(3/12)
	46	泥 川 橋	一般道道湧洞豊頃線	79	〃		○						○			○		7T(2/8)→解除(3/12)
	47	中 湧 洞 大 橋	〃	36	〃								○	○		○		7T(2/8)→解除(3/12)

表-10・1 (3) 釧路沖地震による道路橋の被害

	橋 梁 名	路 線	橋長 (m)	管 理 者	橋 梁 形 式	被 害 の 種 類												備 考
						上 部 構 造 の 損 傷	桁 間 連 結 装 置 の 損 傷	伸 縮 継 手 の 損 傷	橋 脚 本 体 の 損 傷	橋 台 本 体 の 損 傷	橋 座 の 損 傷	橋 座 モ ル タル の 損 傷	ス ト ッ パ ー の 損 傷	ア ン カ ー ボ ルト 損 傷	取 付 盛 土 の 陥 没	地 割 れ ・ 噴 砂 跡	そ の 他	
48	中 沢 通 橋	一般道道湧洞壺頃線	41	帯広土木現業所		○				○		○		○	○		○	7T(1/22)→解除(9/10)
49	駅 通 橋	"	56	"									○		○			7T(2/8)→解除(3/12)
50	大 川 橋	一般道道尾田壺頃線	55	"		○				○	○	○		○				7T(1/25)→解除(3/12)
* 51	依 田 橋	一般道道ホロカヤントー	70	"	3 径間単純鋼板桁				○			○	○					全止(1/22)→解除(5/18)
52	生 花 新 橋	"	68	"							○							5T(2/5)→解除(4/1)
53	桜 橋	一般道道生花大樹線	20	"						○	○							
54	春 駒 橋	"	45	"						○								
55	パ ン ケ 橋	一般道道幸徳大樹線	42	"							○							
56	尾 田 橋	"	98	"							○	○						4T(1/25)→解除(4/1)
57	栄 橋	一般道道 長流杖内ホ野線	108	"								○		○				
58	緑 ケ 丘 橋	一般道道八千代帯広線	25	"				○										
59	大 成 橋	一般道道 芽室東4条帯広線	182	"								○						
60	荻 橋	一般道道清水鹿追線	40	"											○			
61	紅 葉 橋	"	148	"					○									
62	治 水 橋	一般道道 住吉女満別停車場線	291	網走土木現業所	9 径間単純鋼板桁						○							全止(1/16)→解除(4/1)
63	北 明 橋	北海道横断自動車道	303	日本道路公団	11 径間連続中空床版橋					○								
合 計						8	1	5	10	9	21	5	34	12	13	14	6	2

(注) 全止：全面通行止め
 片交：片側交互通行
 ○T：○重量規制
 大型：大型車通行止め
 解除：通行規制解除
 ※：土木研究所で調査した橋

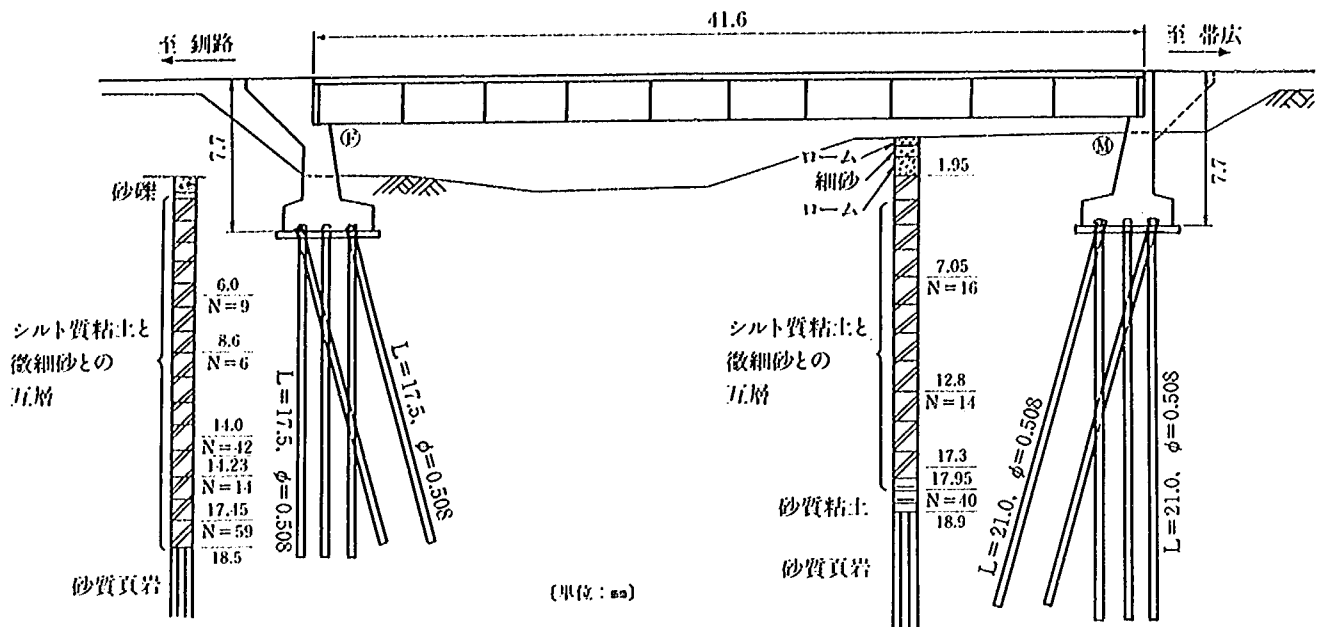


図-10・2 直別橋一般図

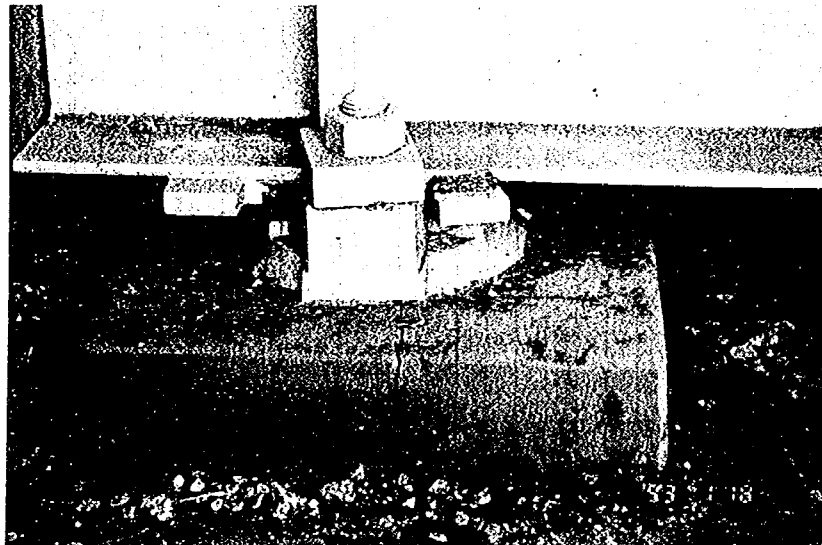


写真-10・1 可動支承の移動制限装置のストッパーの損傷 (直別橋)

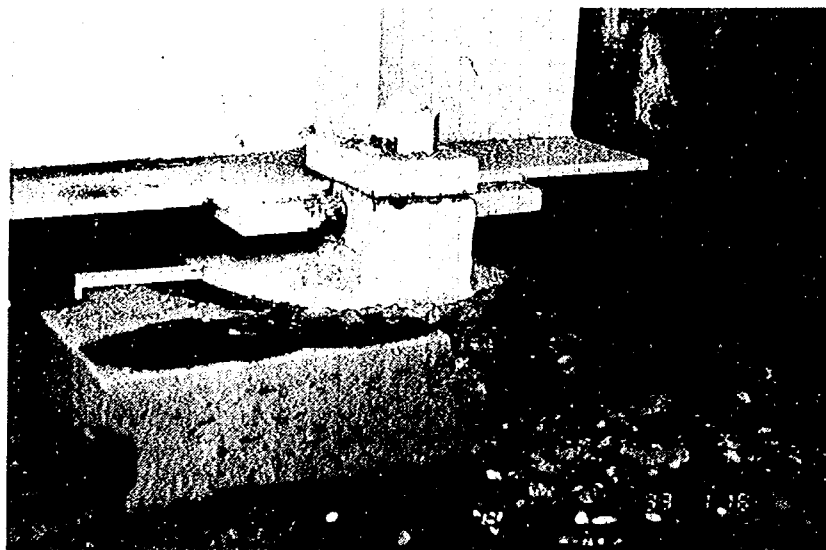


写真-10・2 固定支承の沓座モルタルの損傷 (直別橋)

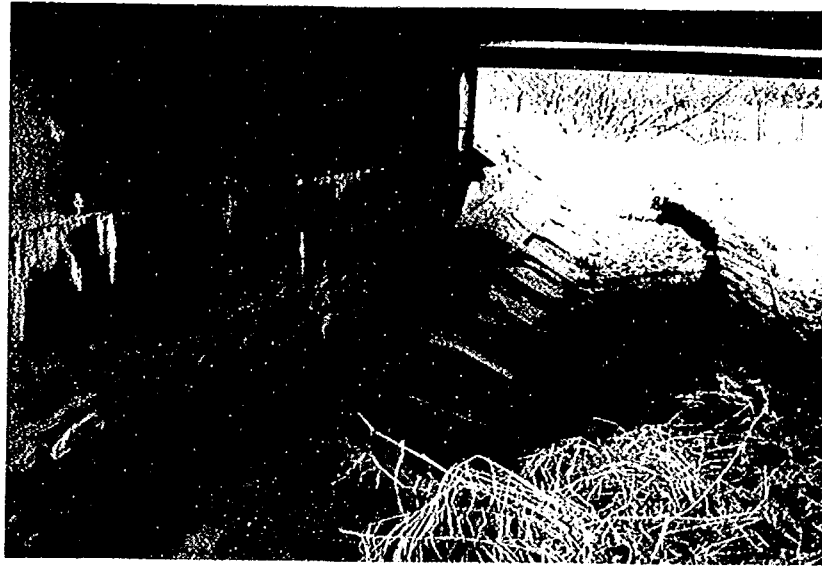


写真-10・3 橋台周辺の地盤のすべり（直別橋）

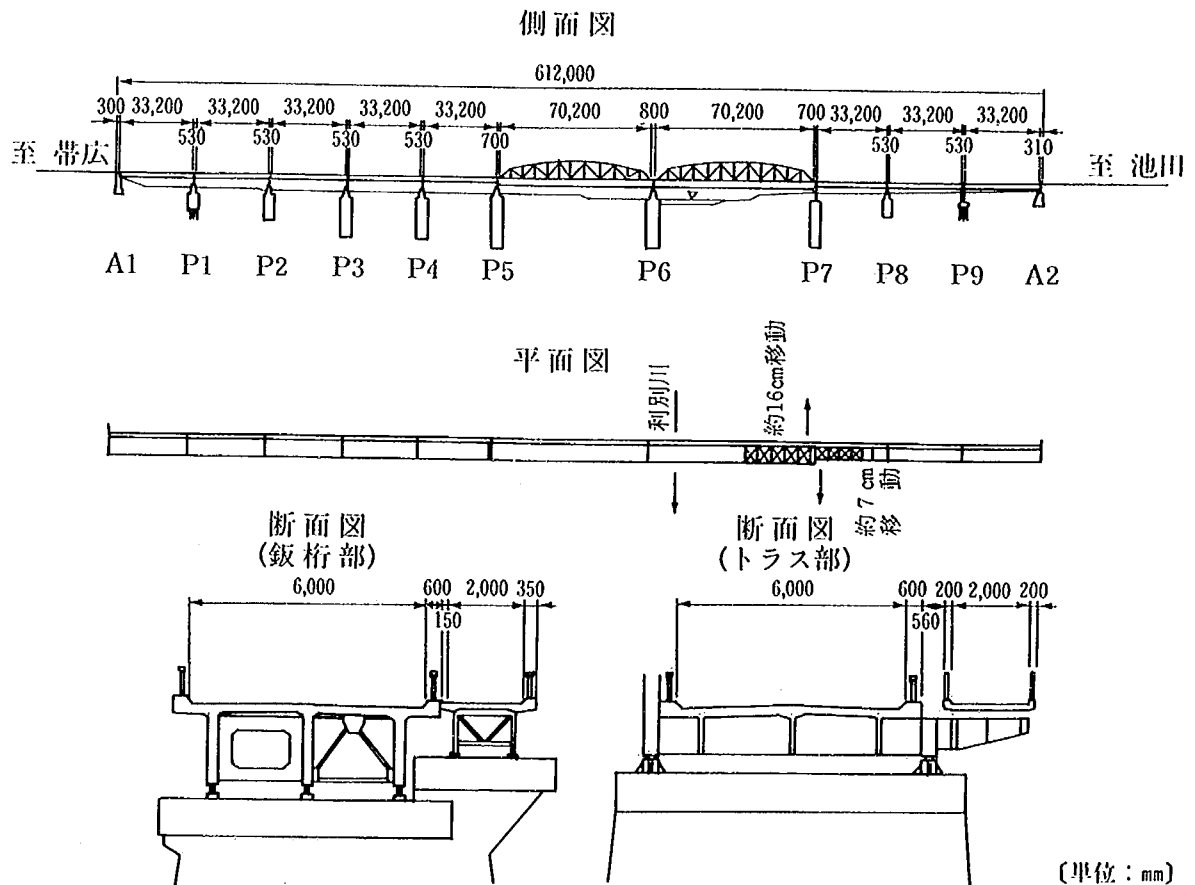


図-10・3 池田大橋一般図

下部構造を共有して上流側に歩道橋が昭和44年に添架されている。

本橋で最も顕著な損傷は、池田町側の単純鋸桁と単純トラスを支持するP7橋脚上で生じ、トラス用の固定ピン支承が写真-10・5に示すように破断した。地震

力によってピンが全長にわたってせん断破壊したものであり、これによって、支持されていたトラス部が橋軸直角方向に約16cm移動した。昭和53年の宮城県沖地震では、橋軸直角方向の地震力によって中央の切り欠き部でピンが2つに破断した例があるが¹³⁾、ピンが

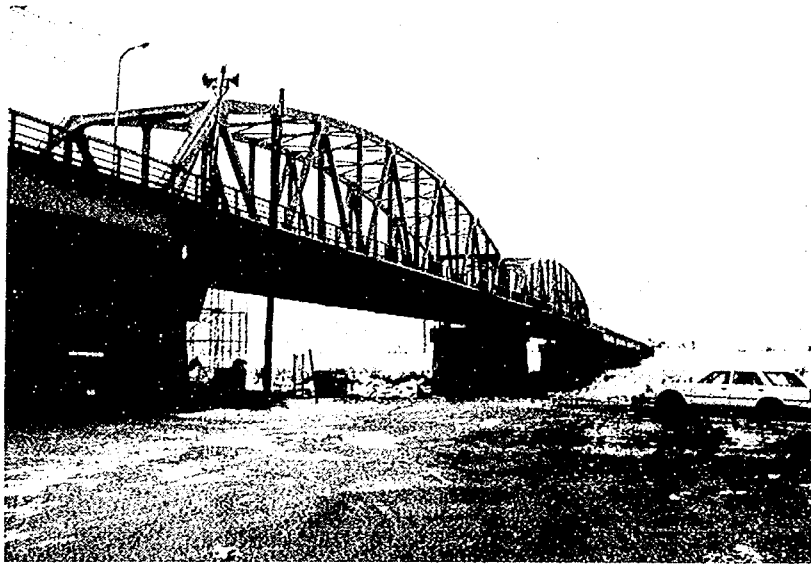


写真-10・4 池田大橋

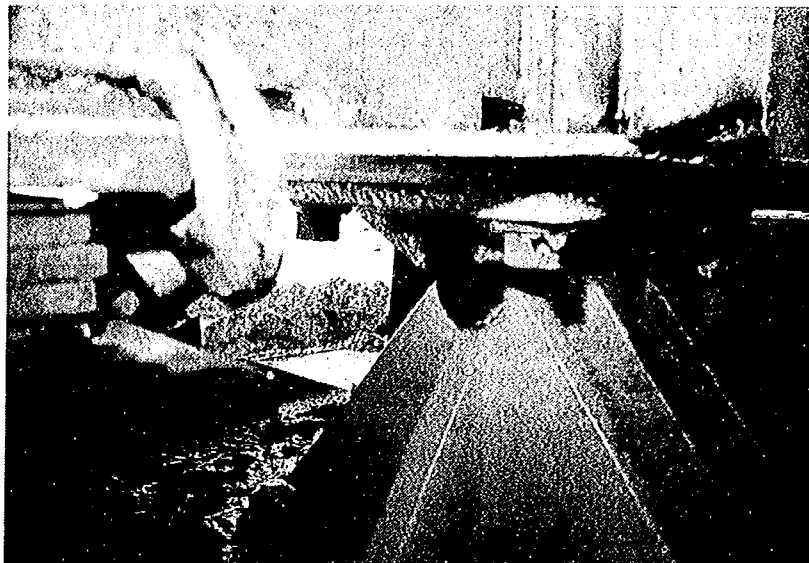


写真-10・5 ピン支承の損傷（池田大橋 P7 橋脚上）

水平面内で半月状にせん断された例は珍しい。

一方、同じ橋脚上の単純鉸桁の可動部では、ロッカー支承が設けられていたが、写真-10・6に示すように横移動防止用の固定ボルトが破断してサイドプレートが脱落し、トラスとは逆方向に約7 cm 移動した。さらに、他の鉸桁や歩道橋の支承や沓座モルタルにも損傷が見られた。

本橋では、地震後全面通行止めとなったが、移動した桁を元の位置にもどし、チェーンブロックで仮止めするとともに、橋桁をベントおよび橋脚上に設置した仮受け台で支えた後、7tの重量規制を行いながら交通を開放した。最終的には、破損したトラスのピン支承を交換するとともに、損傷が生じたその他の支承の補修交換が行われた。

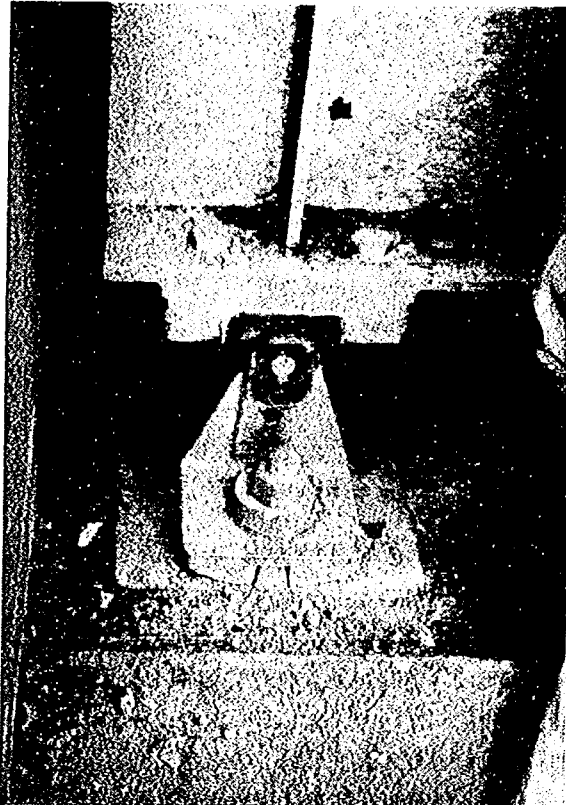


写真-10・6 ロッカー支承の固定ボルトの破断
(池田大橋 P7 橋脚上)

2.3 旭跨線橋

本跨線橋は、JR 釧路駅の東側で、線路とこれに平行する道路をオーバーパスする一般道道釧路鶴居弟子屈線の橋梁で、昭和40年に架設されたものである。

本橋は、図-10・4に示すように線路をオーバーパスする中央部分と、この両側でY字型に分岐する部分からなり、全体が π 型に近い変則的な平面形状をしている。上部構造は鋼単純合成桁(10連)、下部構造は橋台が逆T型橋台、橋脚がラーメン橋脚であり、Y字型分岐部のラーメン橋脚は、4本の柱が3方向に向いた梁により連結された変則的な形状をしている。本橋には、歩道が中央部分のみに設置されており、Y字型分岐部の橋脚から階段で地上に接続している。

地震により、橋台部で桁が橋台側に移動し、ストッパーが少し回転したほか、橋台部前面地盤に小さな地割れがみられたが、いずれも軽微な被害であった。ただし、歩道部では、写真-10・7に示すように階段と橋脚の接続部で橋座コンクリートが全て破損しており、一部ではアンカーボルトが露出した。

本橋の被害自体は軽微であったが、歩道部分が必ずしも橋梁本体とは同一の振動をせずに、地震時に相対的な変形が生じ、支承部分が損傷した点が特徴といえよう。

補修は、アンカーボルトの周囲にアンカー鉄筋を設置し、コンクリートを打設して現状通り復旧した。

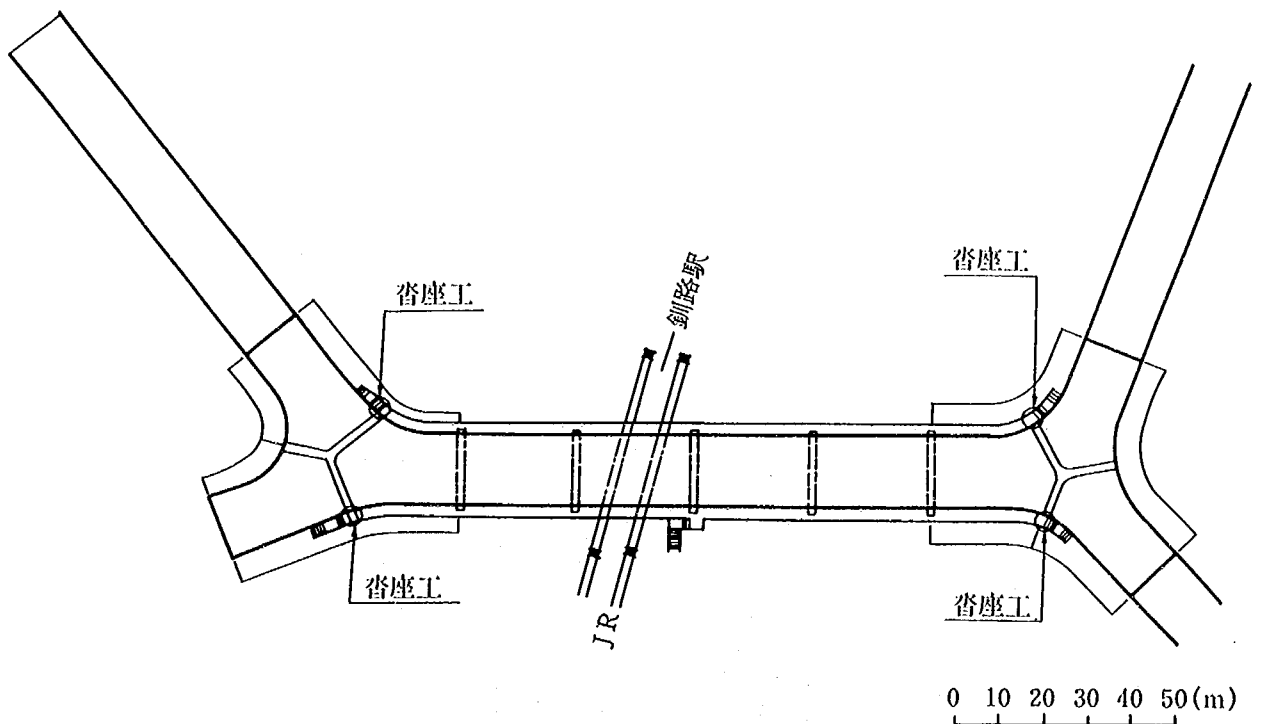


図-10・4 旭跨線橋一般図

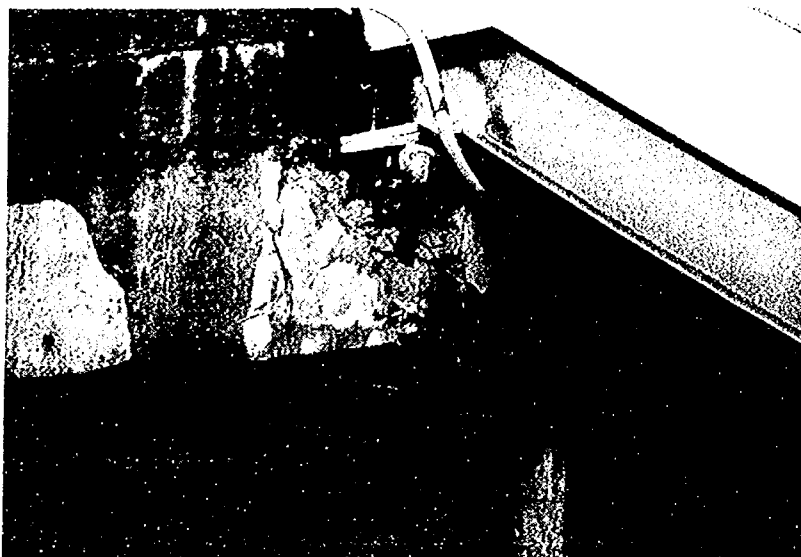


写真-10・7 支承の損傷（旭跨線橋）

2. 4 鶴厚内橋

鶴厚内橋は、釧路川の支川であるツルアツナイ川に架かる一般道道阿寒標茶線の橋梁で、昭和54年に架設されたものである。上部構造は2径間単純鋼鈹桁(20.3m+20.3m)、下部構造は橋台が逆T型橋台、橋脚は小判型壁式橋脚、基礎はいずれも直接基礎である。

本橋は、橋梁本体には被害が生じなかったが、阿寒側橋台では、写真-10・8に示すように橋台背面側の長さ約4mに渡る地盤が深さ約1.5m沈下し、舗装路盤が道路全幅にわたり地盤とともに陥没した。標茶側橋台では、路盤は阿寒側のように完全には陥没しなかったが、路面がV字形に陥没した。

橋台前面地盤には写真-10・9に示すように噴砂の跡

がいくつか見られるとともに、橋台縦壁と前面地盤の間に約30cmの隙間が見られた。これは、地震時に橋台前面地盤が液状化により河心方向に移動し、これと同時に背面地盤が沈下したものと考えられる。なお、橋台本体には顕著な被害は認められなかった。今回調査した橋梁では、光橋、パルマイ橋に本橋と同様の被害が生じた。

地震後、本橋を含む前後区間13kmが通行止めとなった。直ちに、沈下した橋台背面地盤の埋め戻しが行われ、1月16日15時に片側通行規制により交通が再開された。その後、橋台背面および路肩法面に対し路盤工、舗装工による補修およびフトン工による補強が行われ、復旧を完了した。

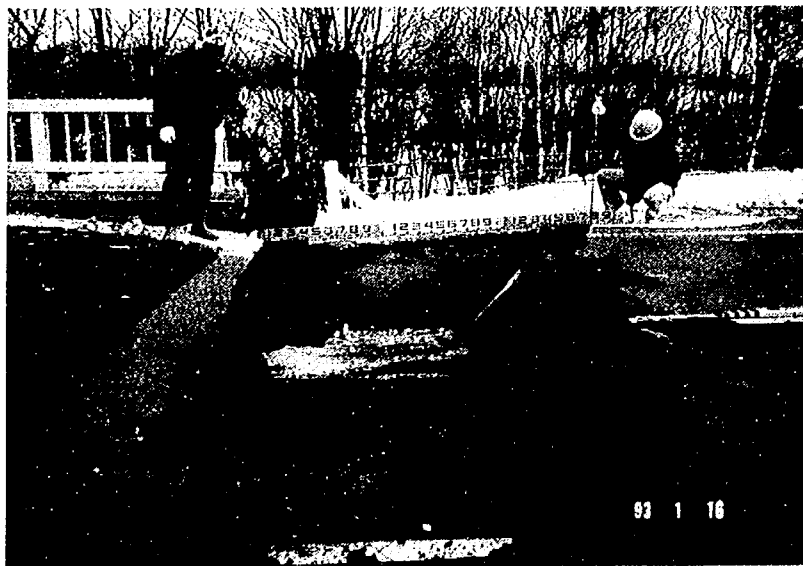


写真-10・8 橋台背面路盤の陥没（鶴厚内橋）

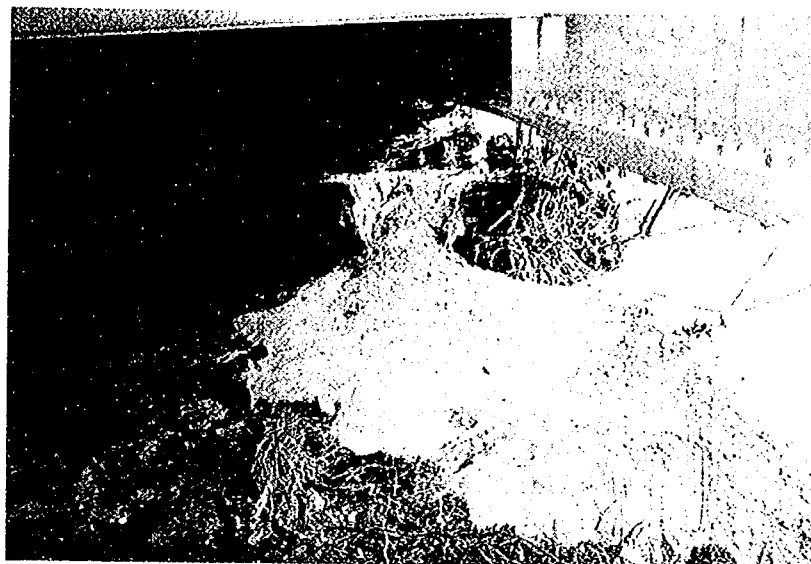


写真-10・9 橋周辺の噴砂跡 (鶴厚内橋)

2. 5 依田橋

今回の地震で最も被害が大きかったのは、道道ホロカヤントー線の依田橋である。依田橋は、昭和43年に架設された2等橋で、図-10・5および写真-10・10に示すように橋長70m、幅員5mの3径間単純活荷重合成桁である。橋台はRC逆T型、橋脚は躯体部分の高さが3.6mで直径1.4mの円形断面を有するRC張り出し式である。基礎は、橋台橋脚いずれも鋼管杭を有する杭基礎である。杭先端部はN値30以上のシルト層または砂礫層に支持されており、それより浅は粘土またはシルト層を中心とした土質構成となっている。

図-10・6は、橋脚の配筋図を示したものであり、橋脚基部には主鉄筋としてD19が36本配筋されているが、フーチング上面から30cmの位置で2/3に、さらに、1.1mの位置で1/3に段落しされている。

P2橋脚では、2段目の段落し位置で、写真-10・11、10・12に示すようにかぶりコンクリートが大きく剝離し、主鉄筋が面外方向に座屈してはみ出した。さらに、写真-10・13に示すように段落しされた後の12本の主鉄筋のうちの6本が破断した。

このような被害を防止するためには、定着長を長く(段落し位置を高く)すればよい。昭和55年の道路橋示方書に規定されている定着長があれば段落し部ではこのような被害は生じなかったと考えられる。しかし、昭和55年以前の示方書にしたがって設計された橋脚のうち、コンクリート断面が小さい橋脚ではこのタイプの被害が顕著に生じるものがある。

一方、P1橋脚では、段落し部が土中に埋まっていたため地盤を掘り返したところ、写真-10・14に示す

ように水平および斜めのひびわれと同時に、かぶりコンクリートの剝離が見つかった。

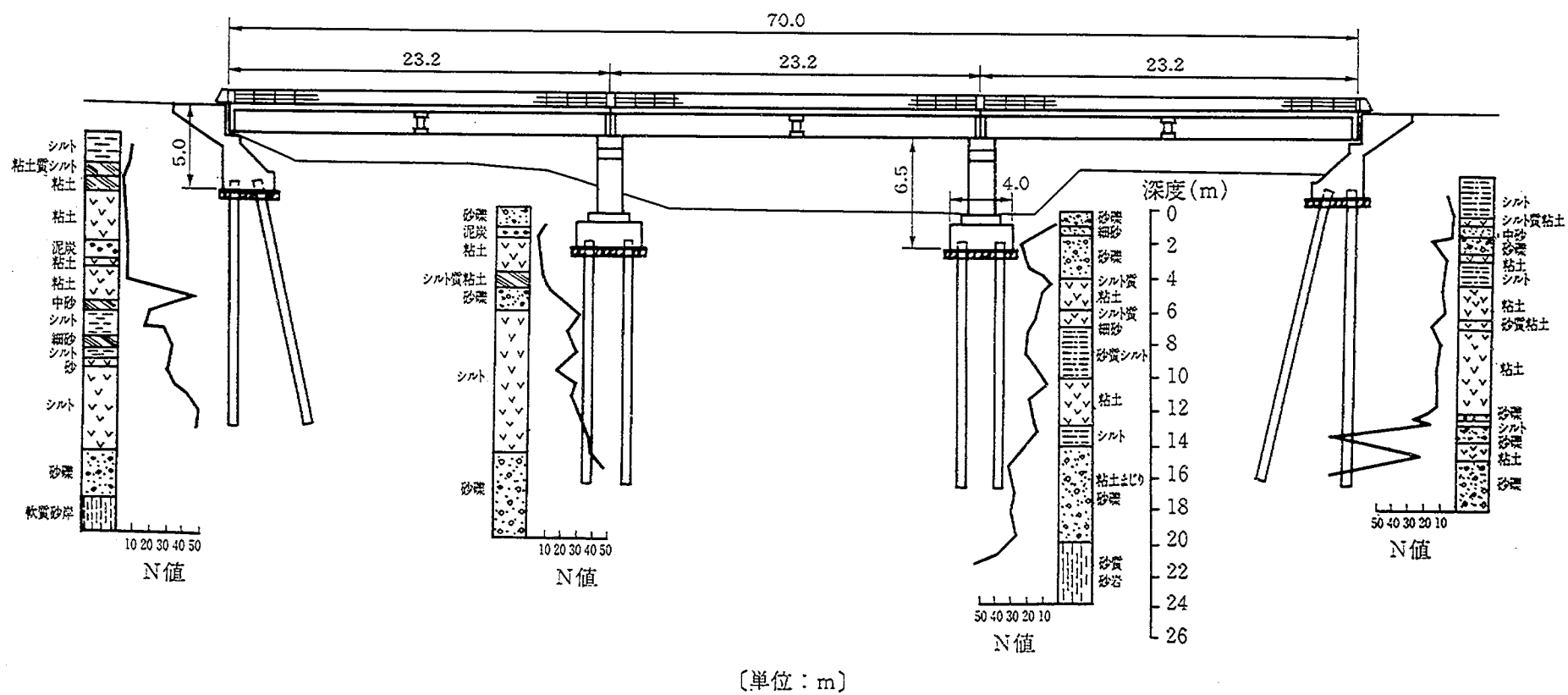
道路震災対策便覧(震災復旧編)では、橋脚の残存耐力と変形性能に基づいて段落し部の損傷度の簡易判定法を示している⁹⁾。これによれば、P1およびP2の損傷は、地震後通行止めを必要とする「大被害」に該当する。橋脚の動的水平耐力は、最大水平耐力を超えて低下する領域に入っており、降伏耐力を大きく下回っている。

依田橋の被害で重要な点は、写真-10・15からわかるように、今回の地震でコンクリートが剝離した箇所では、表面から主鉄筋程度の深さまでコンクリートが変色していた。これは、クラックに沿って水が浸入していたためであり、過去の地震でクラックがすでに生じていたことを示している。

依田橋は、昭和57年の浦河沖地震の震央から約90kmに位置しており、断定はできないが、この際に段落し部に被害を生じたのではないかと考えられる。ただし、橋脚に作用した振動は今回の地震の方がはるかに大きかったため、地震前に多少の損傷を受けていたことが今回の地震による被害を大きくしたとは考えられない。

依田橋では、地震後全面通行止めの措置がとられ、復旧工事が行われた。復旧方法としては、損傷した橋脚部分を撤去し、新設する工法が採用された。図-10・7は、新設された橋脚を示したものである。橋脚の寸法諸元は同一であるが、主鉄筋の段落し位置は現行の道路橋示方書に従い、2.5mの位置に引き上げられた。完成状況を写真-10・16に示す。

同種の被害は、後述する一般国道240号の松之恵橋、一般道道中標津標茶線の新多和橋、および一般道道本



流音別停車場線の初音橋において生じた。さらに、橋脚にわずかに水平ひびわれが生じた程度であったが、

一般国道391号の五十石橋および一般道道阿寒標茶線の阿寒川橋において生じた。

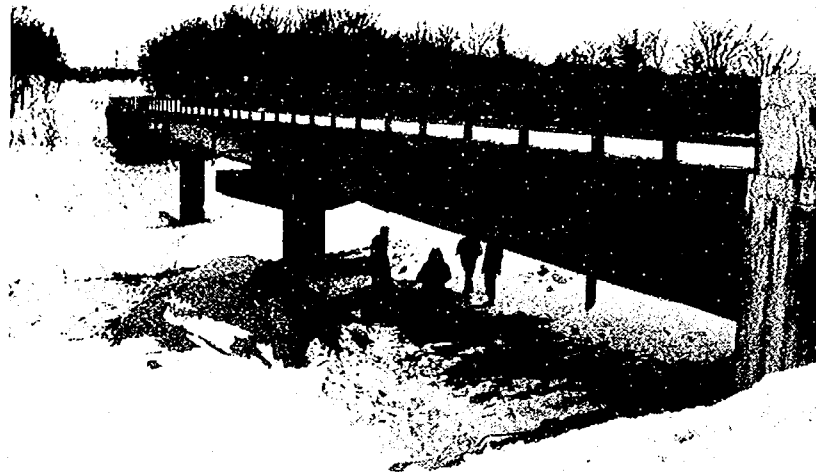


写真-10・10 依田橋

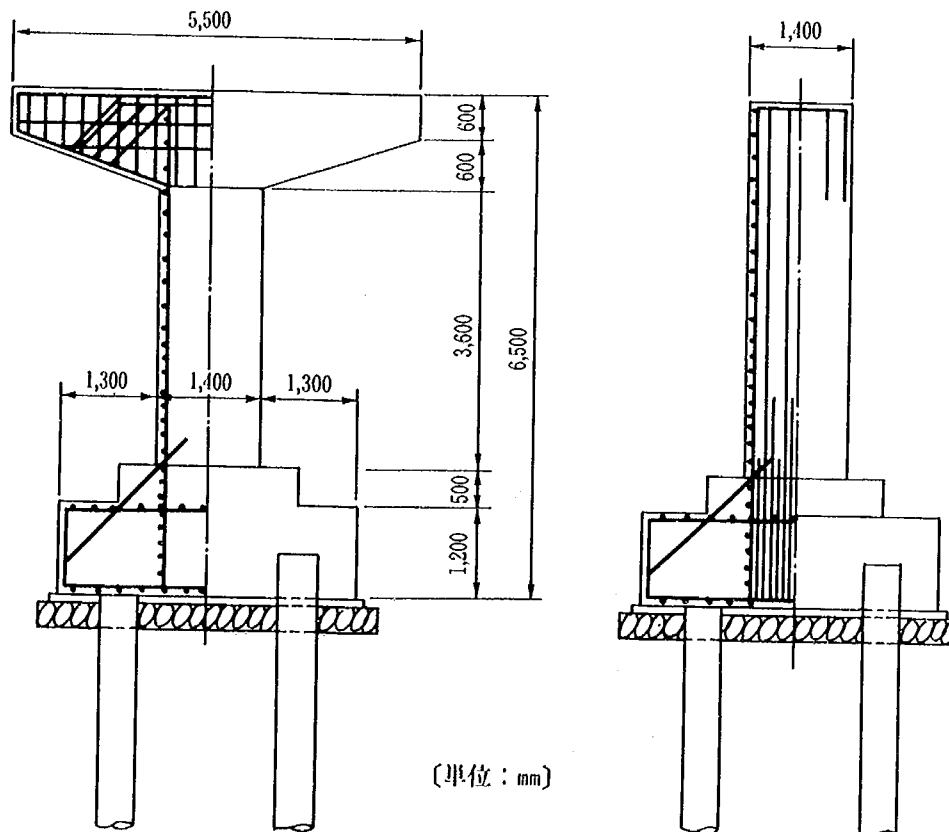


図-10・6 依田橋の橋脚の配筋図



写真-10・11 P2 橋脚の損傷 (依田橋)



写真-10・13 主鉄筋の破断 (依田橋 P2 橋脚)



写真-10・12 被害部分のクローズアップ (依田橋)



写真-10・14 P1橋脚の損傷(依田橋)



写真-10・15 釧路沖地震以前に生じていたクラック(依田橋)

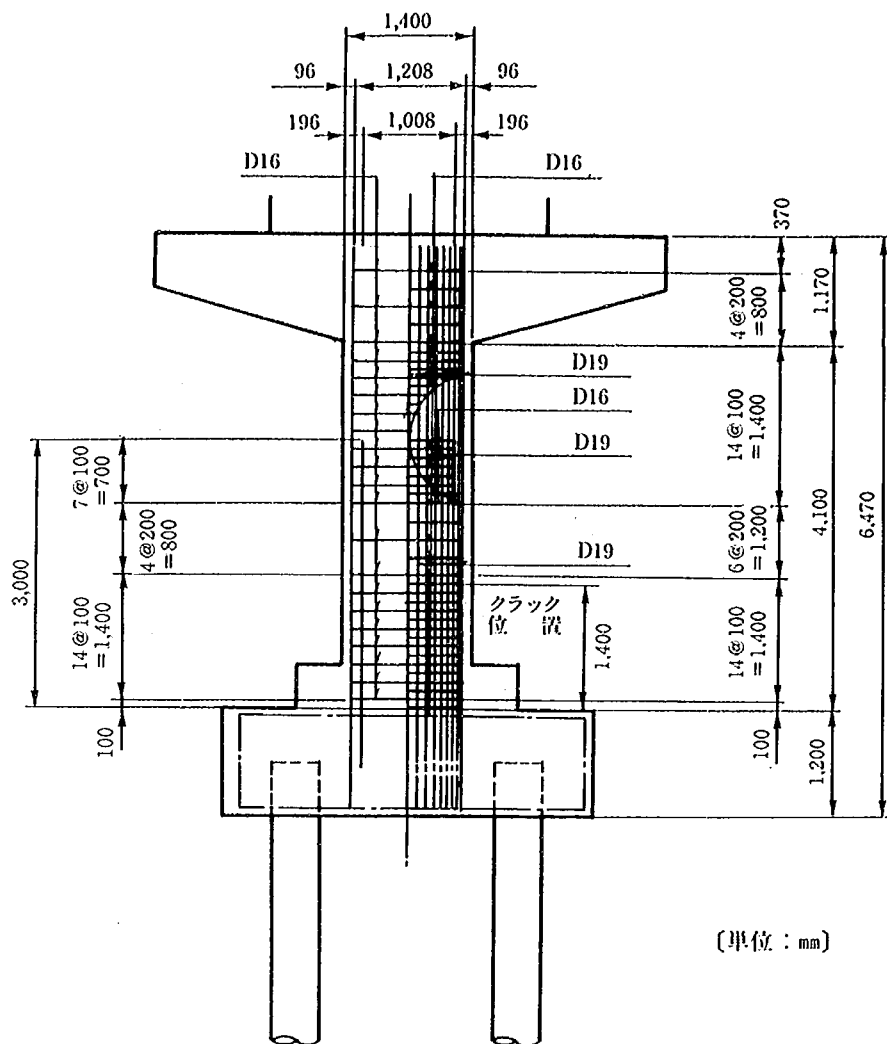


図-10・7 依田橋の新設橋脚の配筋図

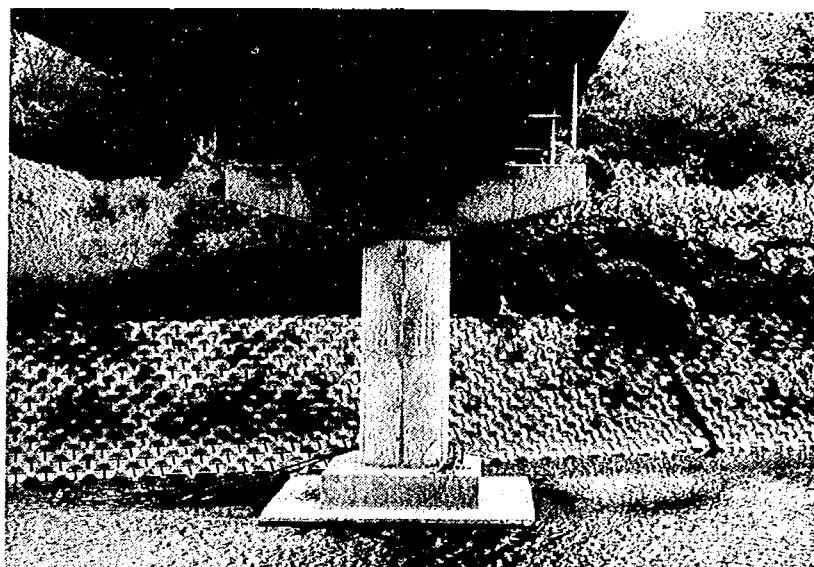


写真-10・16 復旧状況 (依田橋)

2.6 松之恵橋

一般国道240号の松之恵橋は、写真-10・17に示すように、橋長157mの5径間単純PC桁橋で、昭和38年度に完成した一等橋である。橋台はRC逆T式、橋脚は直径2.5mの円形断面を有するRC張出し式であり、基礎は、橋台橋脚いずれもケーソン基礎である。地盤条件は、図-10・8に示すように砂礫層、凝灰岩、砂層からなり、比較的N値の大きい良好な地盤である。

今回の地震により、4基の橋脚全ての中間高さに水平～斜めクラックが生じた(図-10・9参照)。最も被

害が著しいP3橋脚では、写真-10・18に示すように被りコンクリートが剥落し、主鉄筋や帯鉄筋が露出した。主鉄筋は破断には至らなかったが、写真-10・19に示すように面外方向にはらみ出しており、道路震災対策便覧による「中被害」と判定される。

図-10・10は、橋脚の配筋図を示したものであり、橋脚基部で1.5段配筋されていた主鉄筋の内側部分がケーソン天端から6.75mの位置で段落しされている。なお、段落しされているのは内側鉄筋であるため、損傷面からは直接段落しは見えない。

復旧工法としては、鉄筋コンクリート巻立て工法が



写真-10・17 松之恵橋

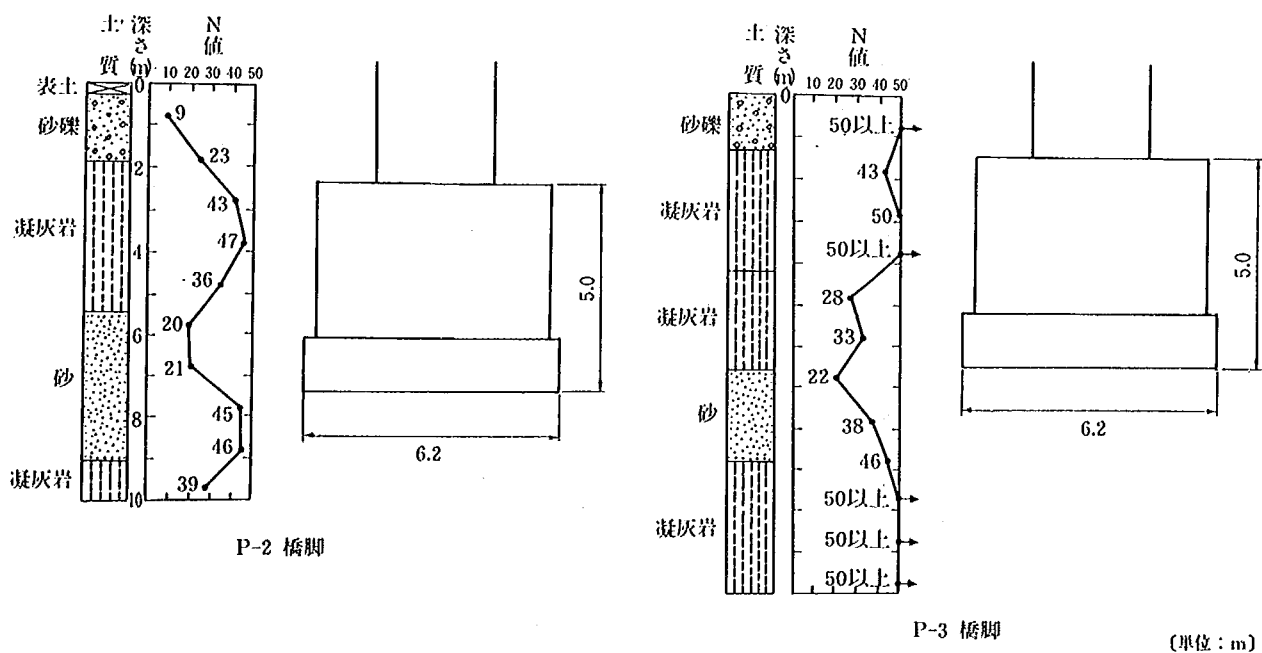


図-10・8 松之恵橋の地盤条件

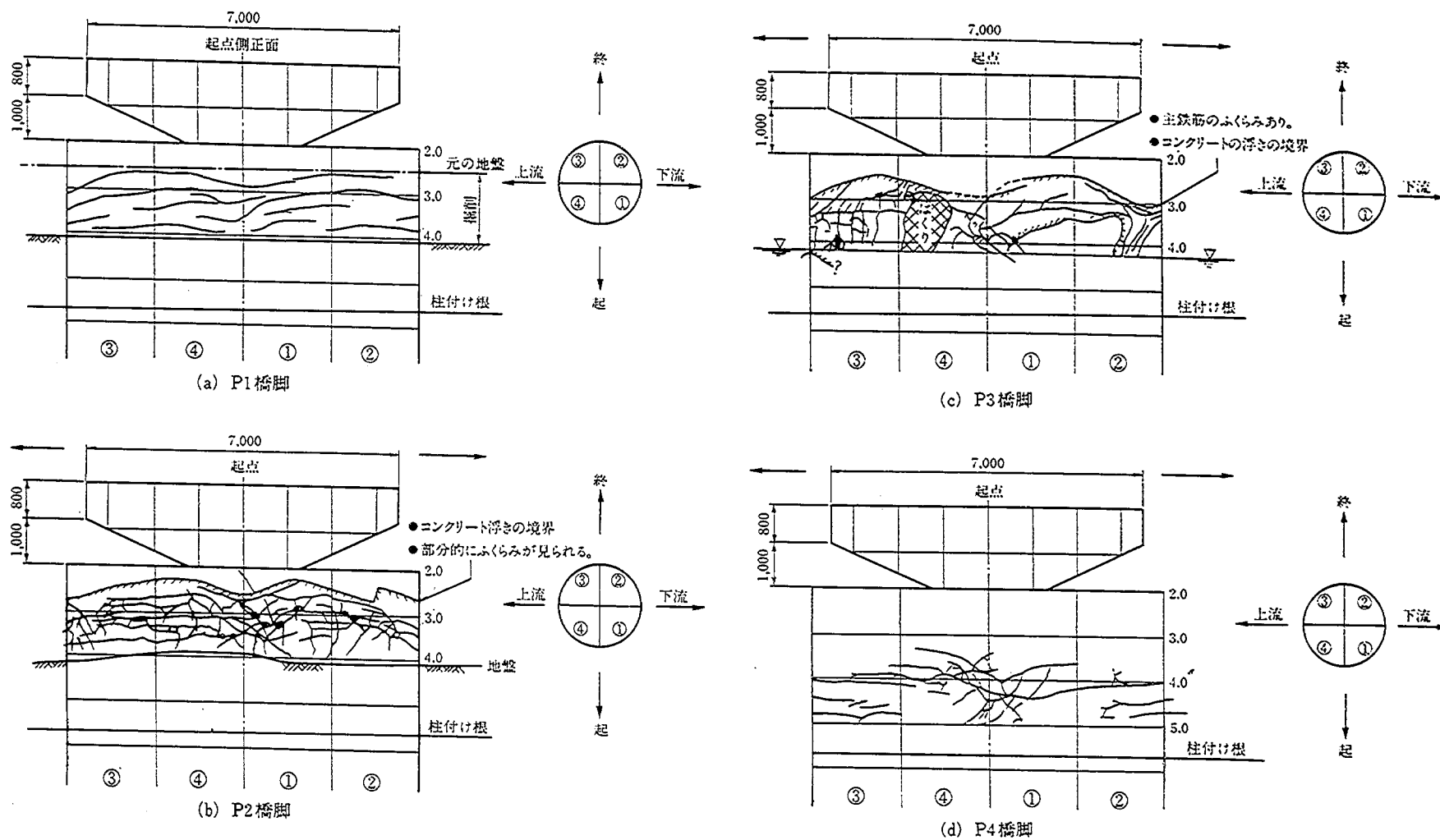


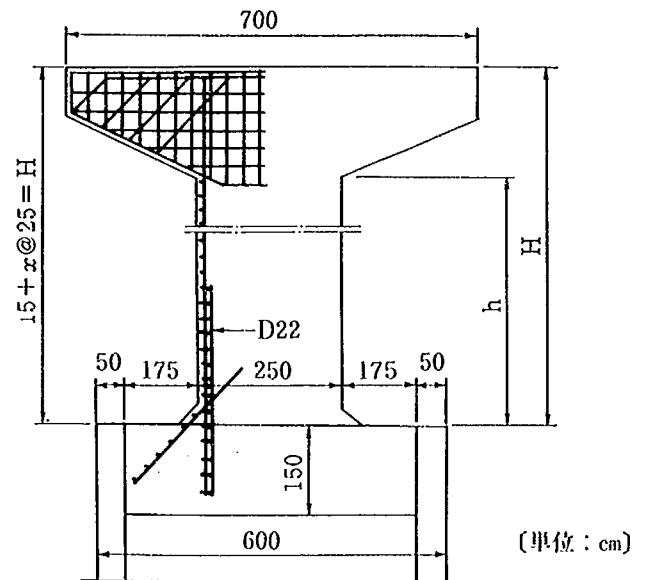
図-10・9 松之恵橋の橋脚の損傷図



写真-10・18 P3橋脚のコンクリートの剥離 (松之恵橋)



写真-10・19 主鉄筋の面外方向へのはらみ出し (松之恵橋)



[単位: cm]

橋 脚	H (m)	h (m)
P 1	5.43	3.63
P 2	5.60	3.80
P 3	5.77	3.97
P 4	5.93	4.13

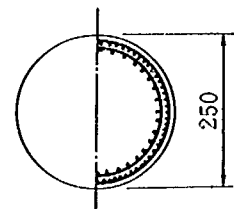


図-10・10 松之恵橋の橋脚の配筋図

採用され、河積阻害率を考慮し、現橋脚の上下流方向に幅を大きくした小判型の断面形状にした。補修設計では、大きく被災した橋脚では、新設部分のみで地震

力を受け持つものとして設計された。完成状況を写真-10・20に示す。



写真-10・20 復旧完成 (松之恵橋)

2.7 新多和橋

新多和橋は、図-10・11 に示すように主要道道中標津標茶線に架かる3径間単純鋼鈹桁橋で、昭和49年度に完成した。橋台はRC逆T式、橋脚はRC小判型で

ある。基礎はいずれも直接基礎である。地盤条件は、砂質層であるが、基礎はN値50程度の砂質層に支持されている。上部構造は約60度の斜橋となっている。

地震により被害が生じたのは、2基の橋脚および支承周辺である。2基の橋脚は、図-10・12に示すよう

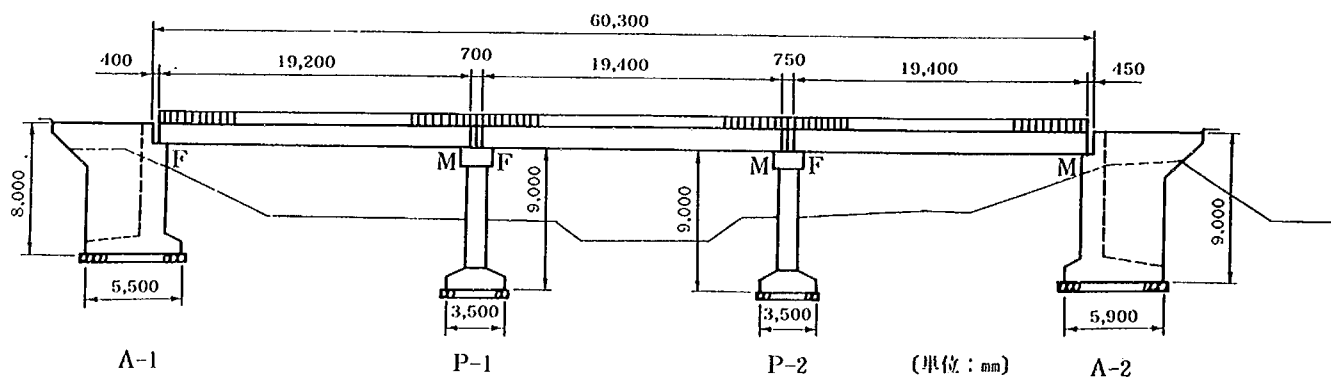


図-10・11 新多和橋一般図

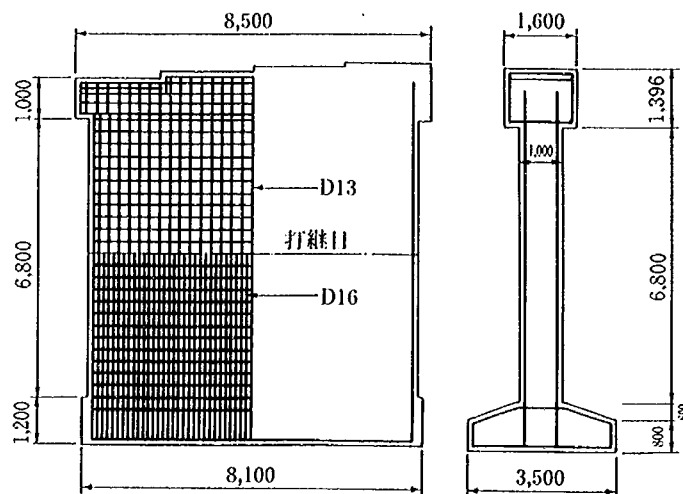


図-10・12 新多和橋橋脚の配筋図

に橋脚基部から5.7mの位置で主鉄筋の段落しが行われており、また、この位置が施工時のコンクリートの打継目となっていた。この打継目が写真-10・21に示すように最大7mm程度の目開きが生じ、両橋脚が流心側にわずかに折れ曲がったような状態となった。両橋脚では、流心側の地盤がすべり、橋脚との間に30cm～

40cm程度の隙間が生じた。

橋台では、支承部に残留変位が残るとともに、沓座モルタルに損傷が生じた。

本橋では、地震後全面通行止めの措置がとられた。補修方法としては、図-10・13に示すように現橋脚を厚さ20cmのRC構造で巻立てる工法が採用された。

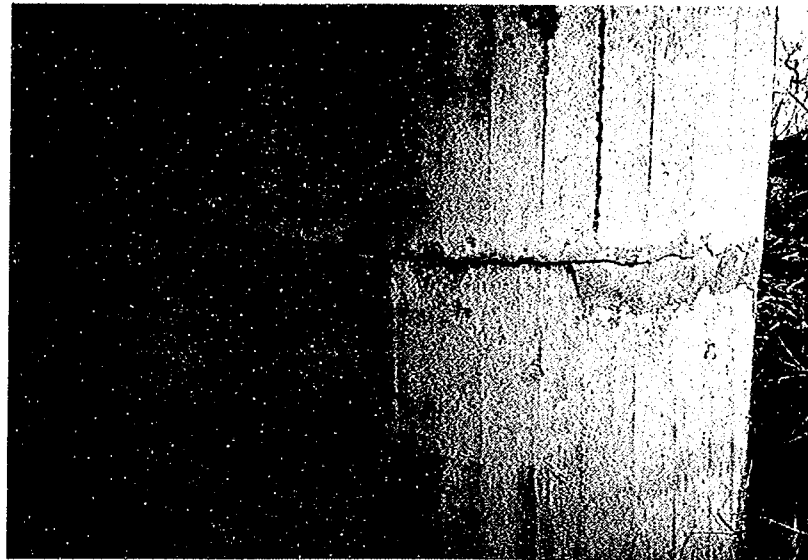


写真-10・21 橋脚のひびわれ (新多和橋)

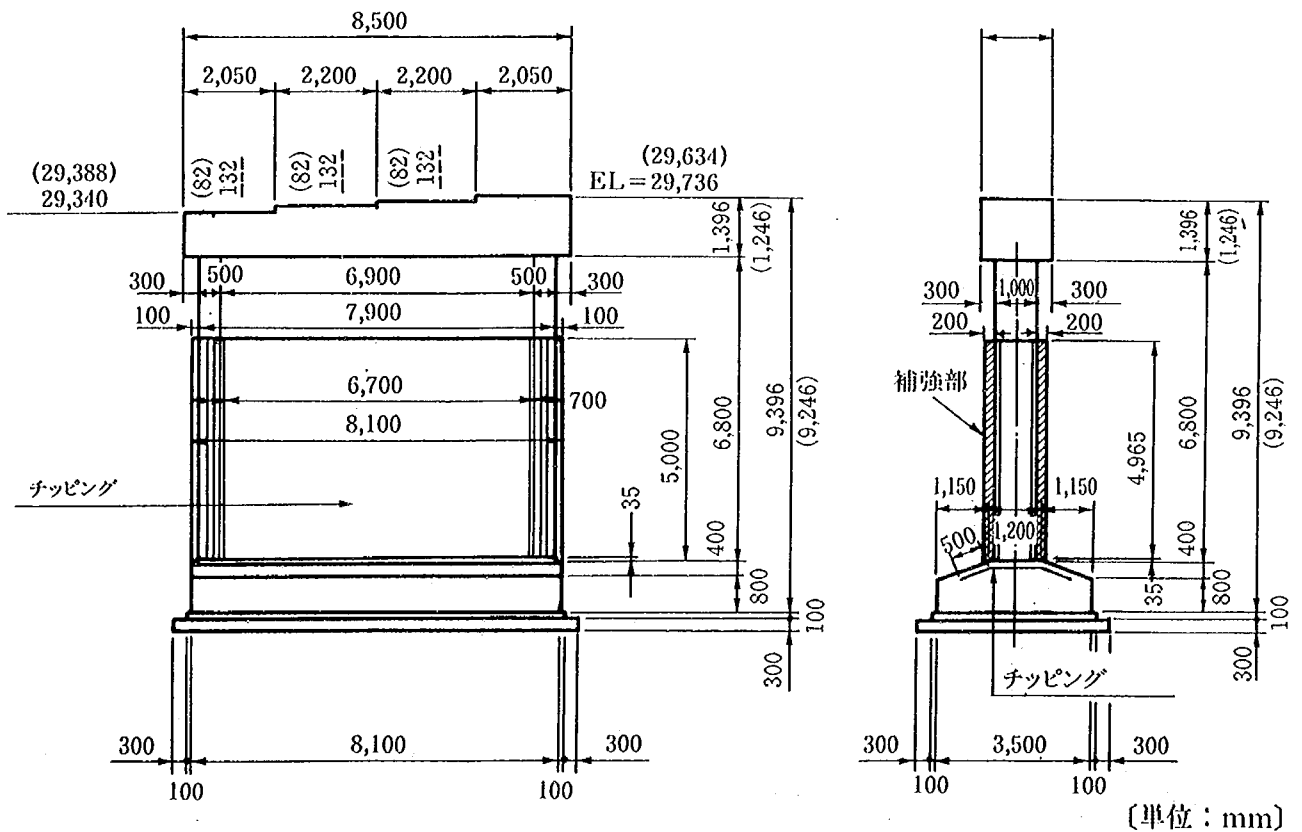


図-10・13 新多和橋橋脚の補強図

2. 8 初音橋

初音橋は、写真-10・22に示すように、橋長172mの6径間単純鋼鈑桁橋で、昭和44年度完成の一等橋である。橋台はRC逆T式、橋脚は直径1.8mの円形断面を有するRC張り出し式である。基礎は、鋼管杭基礎

である。

5基の橋脚は、図-10・14に示すようにフーチング天端から2.3mの位置で主鉄筋が段落しされており、いずれもこの位置で躯体を1周する水平クラックが生じた。最も損傷の大きかったP4橋脚では、写真-10・23に示すように斜めクラックも生じており、曲げ破

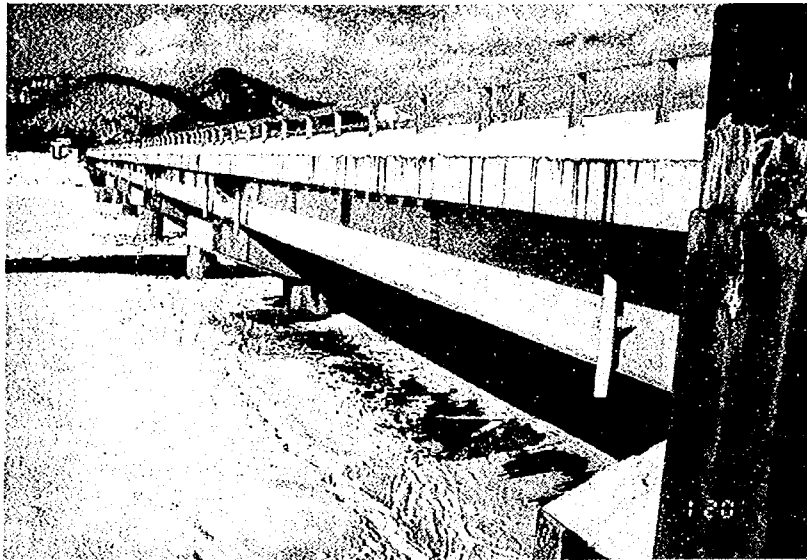


写真-10・22 初音橋

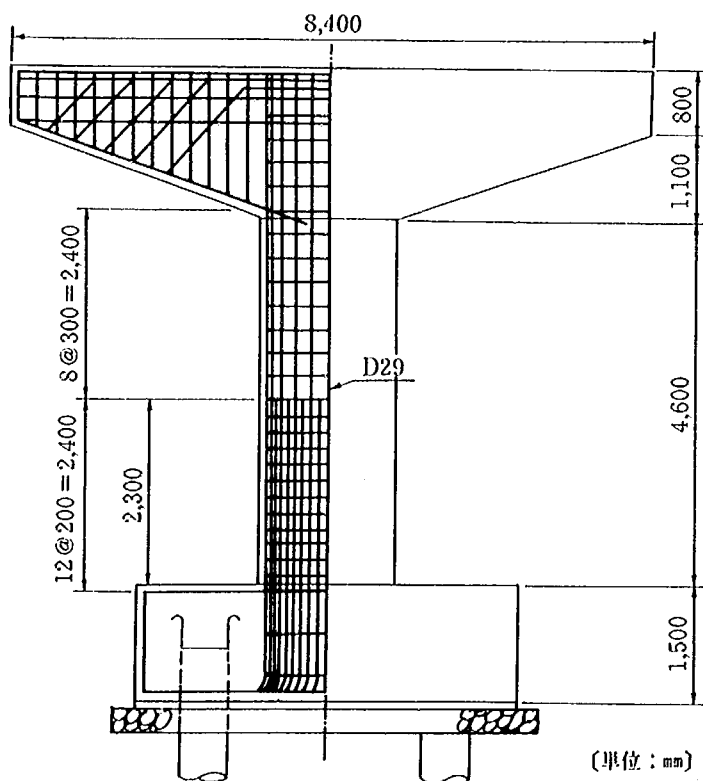


図-10・14 初音橋橋脚の配筋図

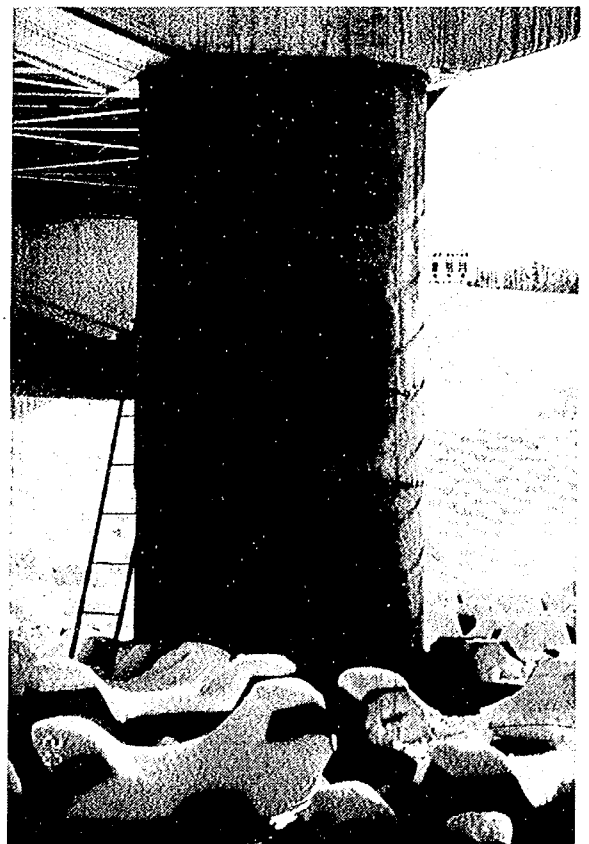


写真-10・23 P4橋脚の斜めひびわれ（初音橋）

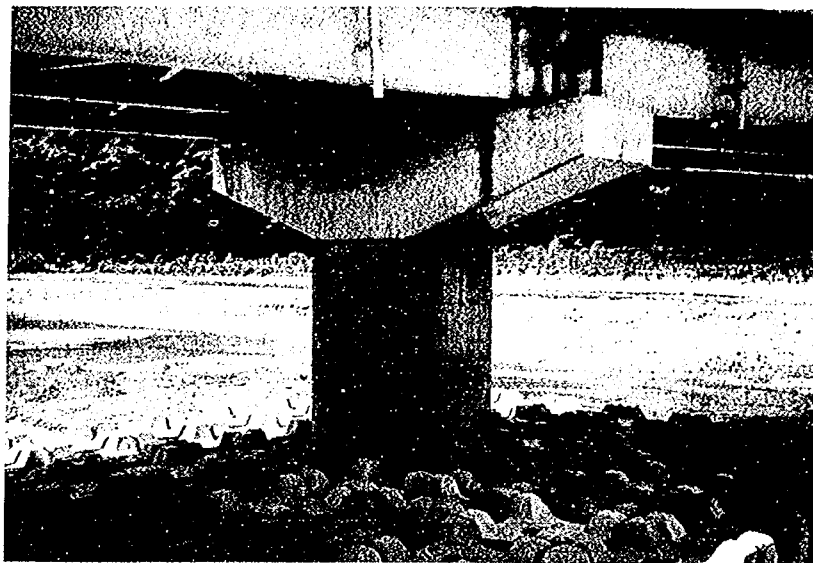


写真-10・24 P4 橋脚の補修完成 (初音橋)

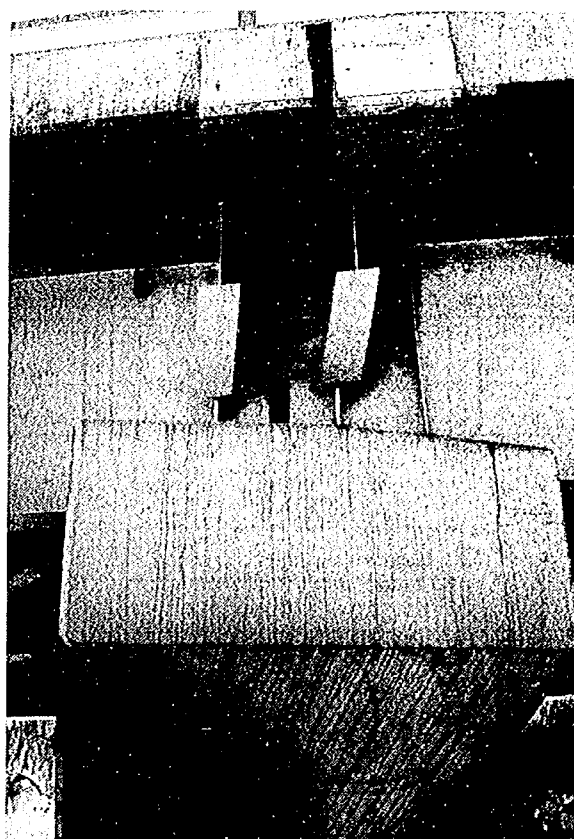


写真-10・25 桁間連結装置の損傷 (初音橋)

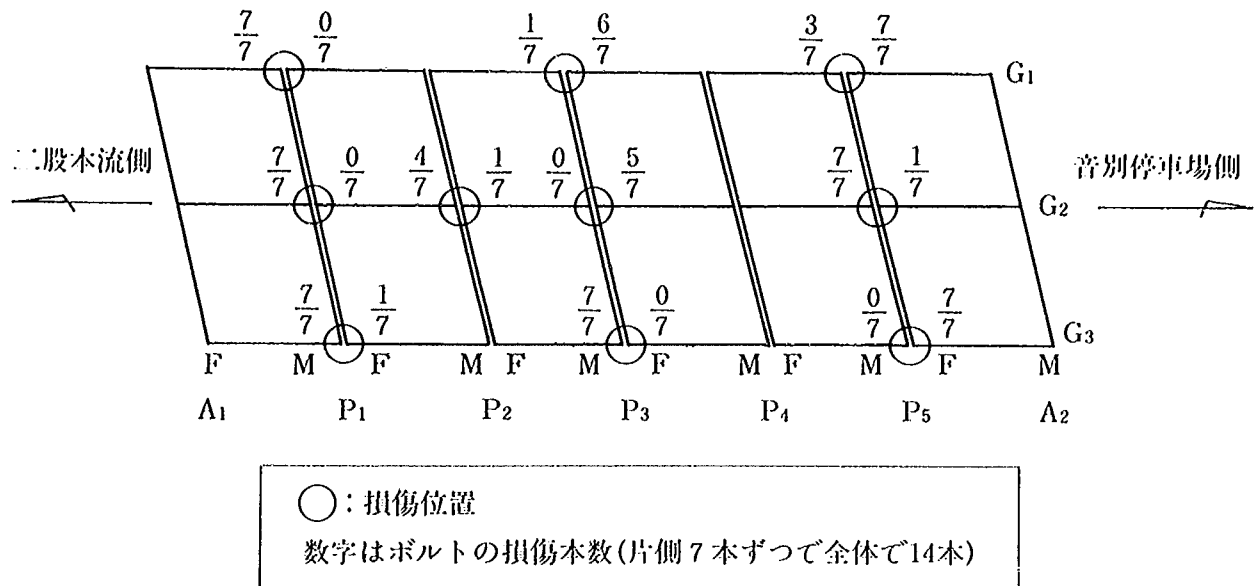


図-10・16 初音橋の桁間連結装置の損傷が生じた位置

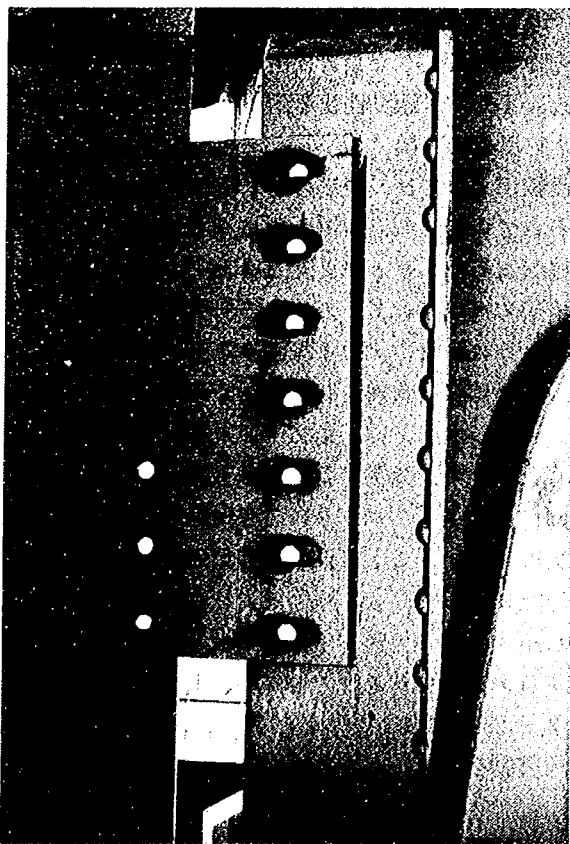


写真-10・26 14本のうち10本のボルトが破断した桁間連結装置(初音橋)

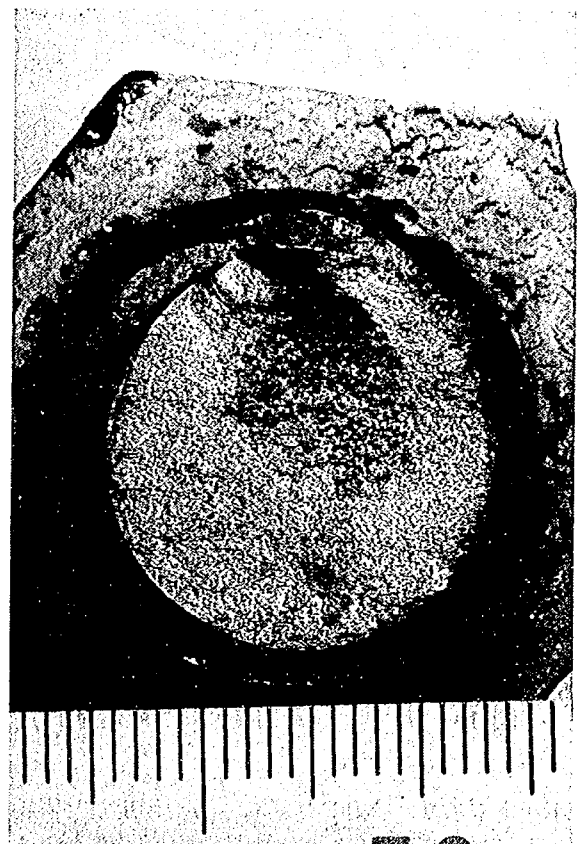


写真-10・27 ボルトの破断面(初音橋)

写真-10・27は、ボルトの破断面を示したものであり、これを2000倍に拡大した顕微鏡写真を示すと写真-10・28のようになる。これによれば、破断面は延性破断面の特徴と推定される性状を示しており、破断の起点は図-10・17に示すB側ねじ谷部で、ここから一方

向にせん断力を受けたために生じた破断と考えられる。したがって、地震時に隣接する桁間に相対変位が生じ、桁間連結装置が作動した結果、一度にせん断破壊したものと考えられる。なお、損傷を受けた桁間連結装置の中には、破断したボルトの他に大きくせん断変形し

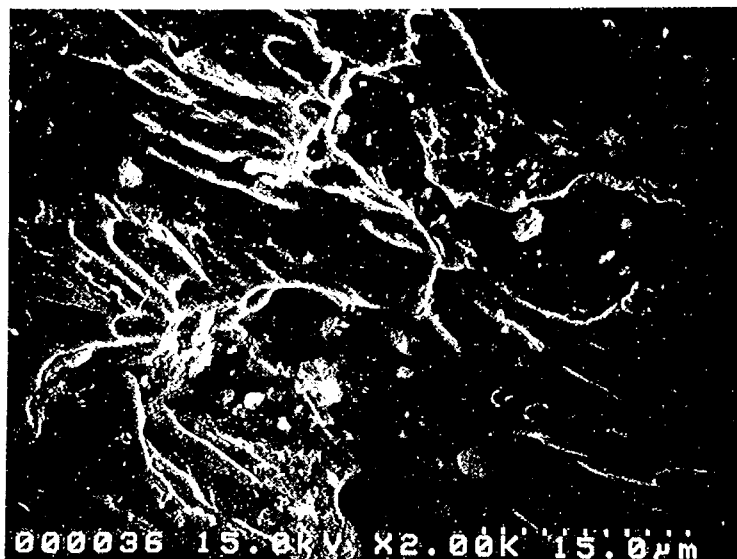


写真-10・28 ボルトの破断面の拡大写真（初音橋，図-10・17のB位置）

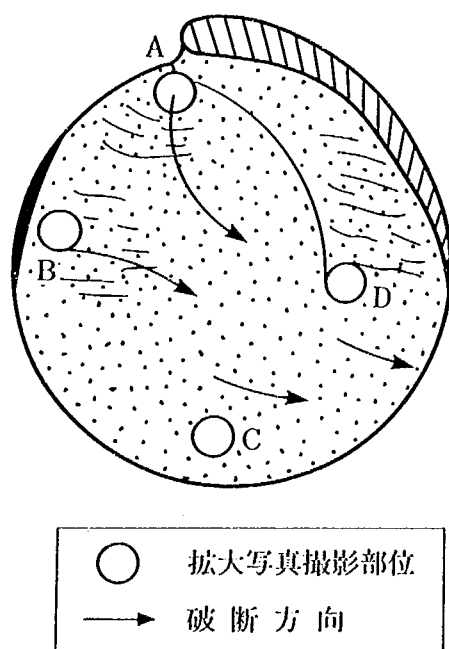


図-10・17 ボルトの破断方向（初音橋）

たボルトもあり，これには繰返し力が作用した形跡も認められる。

落橋防止装置は，橋の主要部材に思わぬ破壊が生じた場合等にも落橋等致命的な崩壊を防止するというフェールセーフ機能を与えるものであり，今回程度の地震でその機能が失われたことは問題である。今後，被害原因について十分検討する必要がある。

2.9 その他の橋梁

その他特に大きな被害は生じていないが，特徴的な被害，または，振動性状を示した橋梁について示す。

（1）温根沼大橋

温根沼大橋では，現橋のすぐ横で新橋の架設工事が行われていた。新温根沼大橋は全長456mで，4径間連続鋼鈑桁橋3連と中央支間140mのニールセン・ローゼ桁から構成されている。このうち，写真-10・29に示すように鉏路市側の4径間連続橋が先に完成しており，この部分は免震設計になっている⁹⁾。

免震支承としては，鉛プラグ入り積層ゴム支承が用いられている。免震方向は橋軸方向であり，橋軸直角方向にはサイドブロックにより拘束されている。

免震橋ということで振動特性が注目されたが，今回の地震によって，全く損傷は生じていない。写真-10・30に示すように免震支承の上鋼板とサイドブロックがこすれあった痕があり，地震時に上部構造が橋軸方向に2～2.5cm振動したことを示している。かなり大きな地震動を受けたわりには，小さい相対変位といえる。

（2）十勝河口橋

一般国道336号の十勝河口橋は，橋長928mの12径間PC箱桁橋（3径間連続×4）であり，平成4年7月に完成した橋梁である（写真-10・31参照）。中央径間はセンターヒンジを有するディビダーク形式である。下部構造は，橋台が逆T型橋台，橋脚が円形断面のT型RC橋脚（中央径間）および小判型壁式橋脚（側径間），基礎は鋼管矢板基礎（中央径間）および杭基礎

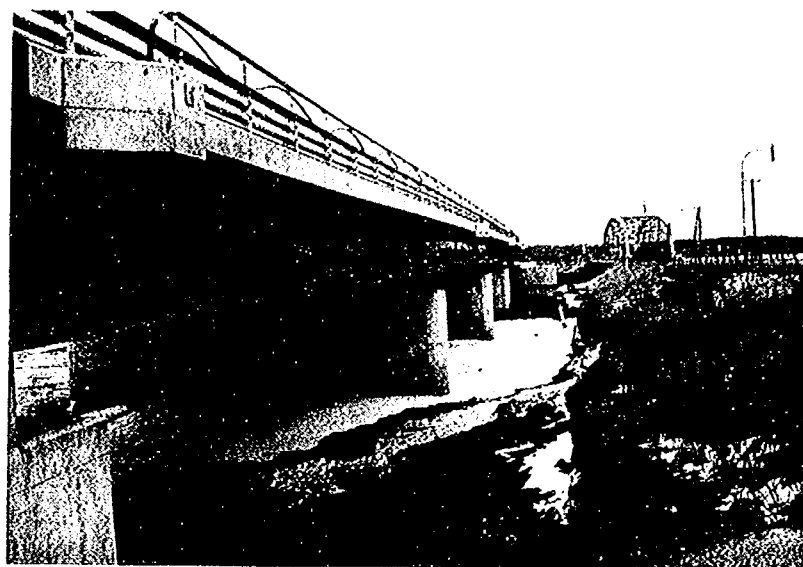


写真-10・29 温根沼大橋 (免震橋)

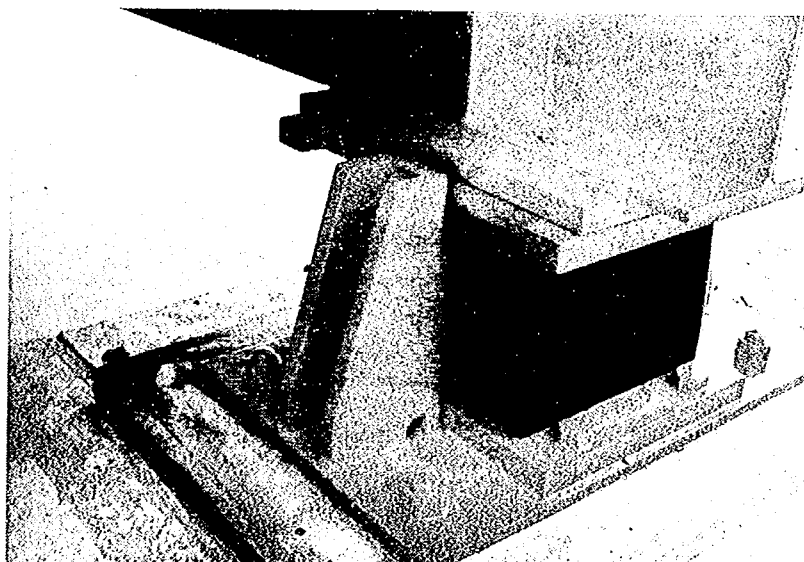


写真-10・30 免震支承と橋軸方向への移動を示す塗装のこすれ痕 (温根沼大橋)



写真-10・31 十勝河口橋

(側径間)である。

地震により橋梁本体には損傷は生じなかったが、支承部に損傷が見られた。写真-10・32は、橋台上の支承部のストッパーが破損した状況を示したものである。ストッパーの損傷は橋台上以外にも、全11基の橋脚のうちP8およびP11を除く9基の橋脚上で見られた。

設計で想定していた地震力よりもかなり大きな振動が発生したとはいえ、完成直後の大規模な橋梁において、ストッパーに損傷が生じたことに注意しなければならない。

(3) 北明橋⁹⁾

北明橋は、写真-10・33に示すように北海道横断自

動車道の清水IC～池田IC間に位置し、橋長303mの11径間連続中空床版橋である。標準支間は、27.5m、橋脚高さは、24～27mである。

本橋では、ゴム支承を用いた地震力の多脚分散方式が採用されている。ゴム支承の採用により固有周期の長周期化が図られており、約1.5秒に設定されている。

地震発生は供用開始以前の段階であり、主桁はクリープ、乾燥収縮完了前の段階で、ジョイント遊間は70mmであった。地震により橋桁に遊間量を越える変位が生じ、写真-10・34に示すように伸縮ジョイントが衝突し、橋台パラペットに損傷が生じた。

設計遊間量は、温度変化のみを考慮しており、地震荷重は考慮していない。日本道路公団では、北明橋の

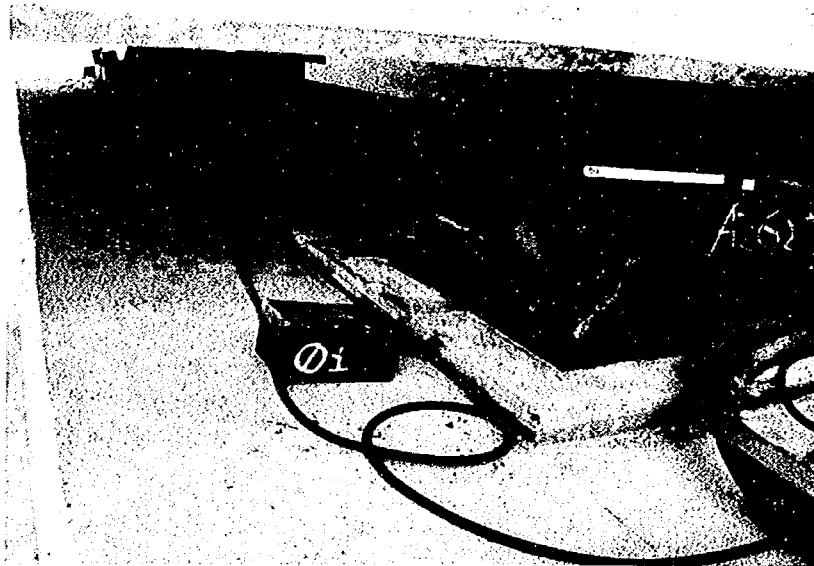


写真-10・32 支承ストッパーの損傷 (十勝河口橋)

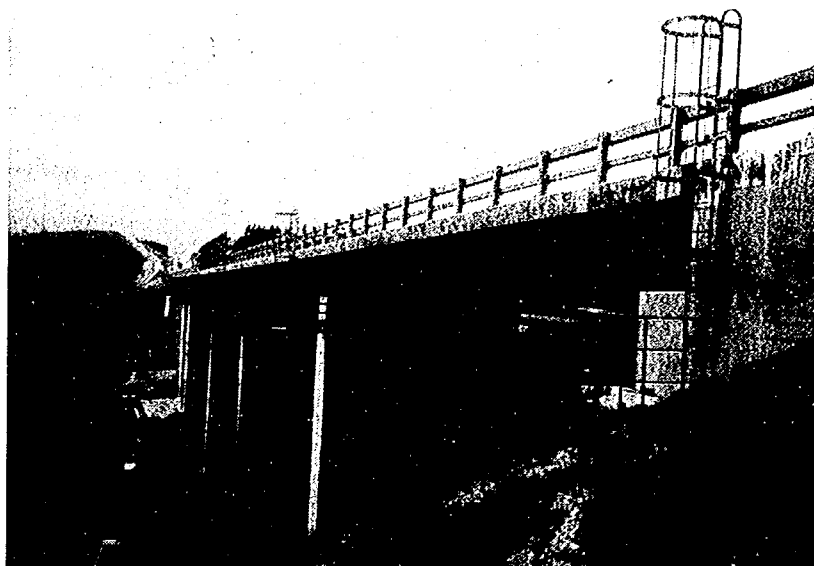


写真-10・33 北明橋

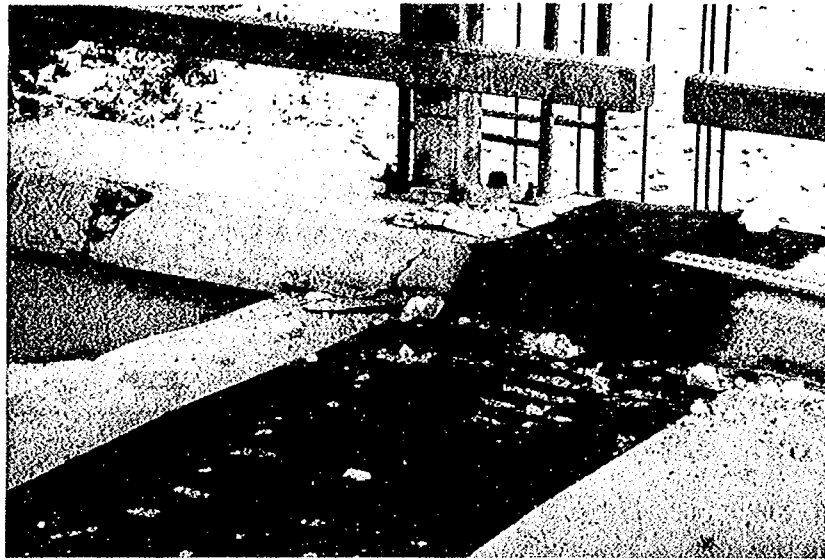


写真-10・34 橋台パラペットの損傷 (北明橋、日本道路公団提供)

シミュレーション解析を行っており、これによれば、釧路気象台の強震記録波形(最大加速度922gal)を入力地震動とした場合には、橋桁と橋台または橋脚間に最大で約15cmの相対変位が生じたことになる。

3. 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の被害の解析

3.1 概要

今回の地震で、道路橋の被害の中で最も重要な点は、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し位置において損傷が生じたことである。この種の被害は、昭和57年の浦河沖地震による静内橋の被害形態と同じであり、その原因は、段落し鉄筋の定着長が十分でなかったために生じたものである。段落し部における損傷は、曲げによる損傷から脆性的なせん断破壊に移行しやすく、落橋等の致命的な被害に至る可能性もある。

段落し鉄筋の定着長に関しては、昭和55年の道路橋示方書において改訂されたが、それ以前の基準で設計された鉄筋コンクリート橋脚に対しては、段落し部における耐震性が低いものを適切に抽出し、補強を行っていく必要がある。土木研究所では、模型実験による検討結果をもとに、主鉄筋段落し部に対する耐震性判定手法を提案している。

ここでは、釧路沖地震による被害地域の鉄筋コンクリート橋脚に対して主鉄筋段落し部の耐震性を解析し、耐震性判定方法の適用性について検討した。

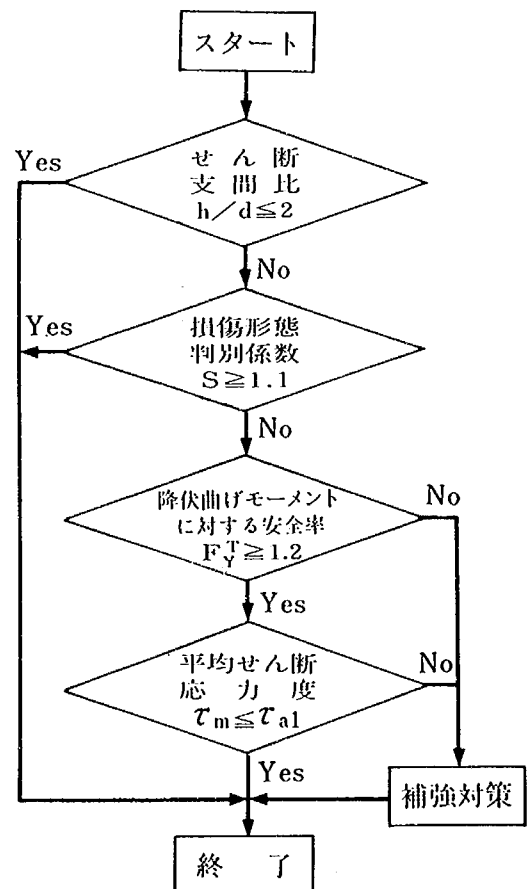


図-10・18 主鉄筋段落し部の耐震性判定フロー

3.2 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定手法

図-10・18は、主鉄筋段落し部の耐震性判定フローを示したものである。本判定法は、損傷形態判別係数

表-10・2 段落し部の耐震性判定法

(a) 損傷形態判別係数による 損傷モードの判定		(b) 降伏曲げモーメントに対する 安全率による損傷度の判定	
損傷形態判別係数	損傷モード	降伏曲げモーメントに 対する安全率 F_y^T	設計地震力を超える程度 の地震力が作用した場合に 段落し部に生じる損傷度
$S < 1.1$	段落し部で破壊が先行	$F_y^T < 1.2$	主鉄筋の著しい座屈及び破断
$S \geq 1.1$	基部で破壊が先行	$F_y^T \geq 1.2$	斜めひびわれの発生 かぶりコンクリートの剥離 主鉄筋の軽微な座屈

と段落し部での降伏曲げモーメントに対する安全率との組み合わせにより耐震性を判定する手法である。ここで、降伏曲げに対する安全率とは、設計地震力が作用した場合に橋脚に生じる曲げモーメント M と、橋脚が保有している降伏曲げモーメント M_y の比として、段落し部および基部についてそれぞれ式(1)、(2)で定義される。

$$F_y^T = M_y^T / M^T \quad (1)$$

$$F_y^B = M_y^B / M^B \quad (2)$$

また、損傷形態判別係数 S は、橋脚基部と段落し部のいずれで先に損傷が生じるかを示す指標であり、段落し部と橋脚基部の安全率 F_y^T 、 F_y^B の比として式(3)で定義される。

$$S = F_y^T / F_y^B \quad (3)$$

段落し部における損傷の可能性およびその程度は、これまでの土木研究所で行った模型載荷実験結果に基づき、表-10・2のように判定される。

なお、曲げに対して安全であった場合には、さらにせん断に対する照査を行う。せん断に対する照査は、平均せん断応力度を算出して行う。

3.3 主鉄筋段落し部の耐震性解析結果

1) 解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚

解析対象とした橋梁の選定基準は、①今回の地震で被害を受けた橋梁、②震源に近い地域の橋梁、③設計条件や配筋図が明確にわかっている橋梁とし、表-10・3に示す8橋を解析対象とした。なお、設計水平震度は、設計当時の値を用いた。

2) 解析結果

図-10・19は、損傷形態判別係数 S と段落し位置での曲げ降伏に対する安全率 F_y^T の関係を示したもので

ある。この図において、解析結果のプロットが左下にあるほど、段落し部の耐震性が劣っていることを意味し、図中の点線部が耐震補強が必要と判定される範囲である。

解析結果から判断すると、最も耐震性が劣ると考えられる橋梁は依田橋であり、 S が 0.60、 F_y^T が 0.74 で、いずれも判定基準の値を大きく下回っている。これは、今回の地震の中でも依田橋が最も被害が大きかったという事実をよく表しているといえる。

阿寒川橋も同様に安全率が低く、かなり大きな損傷を生じると判定されるが、実際には水平ひびわれ程度の軽微な被害であった。これは、阿寒川橋では橋脚躯体の他に、A2橋台およびP1橋脚上のストッパー付近で横桁が損傷を受けており、その結果橋脚に作用した地震力が小さくなったためと考えられる。

初音橋、新多和橋、五十石橋でも、段落し部の耐震補強が必要と判定された。新多和橋と五十石橋は比較的近い位置にあるが、被害の程度は新多和橋の方が大きかった。これは、両橋で S の値はほぼ等しいが、 F_y^T を比較すると新多和橋の方が小さいためと考えられる。

松之恵橋は、解析の結果、基部および段落し部ともに曲げ降伏に対する安全率が2.0程度となり、非常に断面に余裕を持たせた設計であることがわかった。そ

表-10・3 解析対象とした橋梁

断面形状	円形断面		小判形断面	
	被害あり	被害なし	被害あり	被害なし
橋梁名	松之恵橋 五十石橋 初音橋 依田橋 阿寒川橋	釧勝橋	新多和橋	高台橋

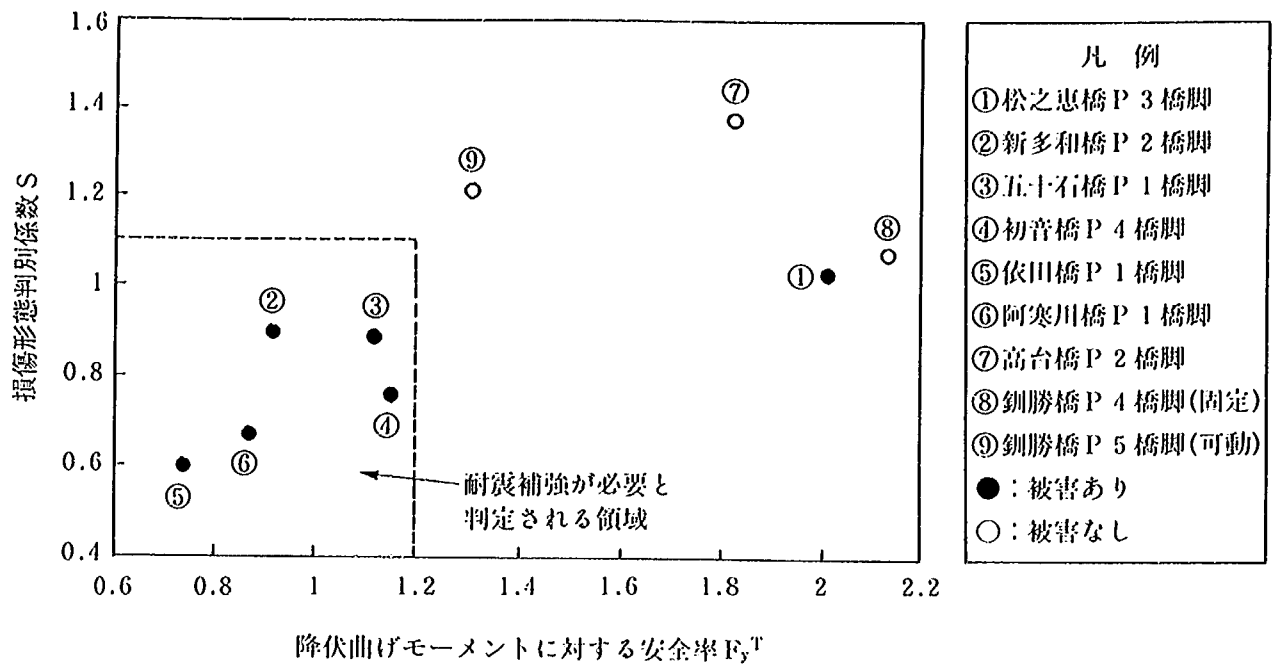


図-10・19 解析結果

れにもかかわらず、今回の地震により「中被害」が生じた原因はよくわからない。橋脚に設計水平震度の3倍程度に相当する大きな地震力が局所的に作用したのではないかと考えられるが、これについては今後よく検討する必要がある。

一方、今回の地震で被害が生じなかった高台橋と釧勝橋は、解析の結果、耐震補強を要しないと判定された。釧勝橋P 4 橋脚は、3径間連続橋の固定支承を有する橋脚であり、断面が橋軸方向で支配的に設計されるため、橋軸直角方向の安全率は2.13と高くなっている。しかし、損傷形態判別係数は1.07となり、新しい基準で設計した場合でも、破壊モードに対する判定基準を下回ることもある。こうした場合、非常に大きな地震力が橋脚に作用すれば、段落し部にも何らかの損傷を受ける可能性があると考えられるが、相対的に安全率が高いためその損傷程度は大きくはならないと推定される。

3) 耐震判定法の適用性の検討

本解析結果から判断して、主鉄筋段落し部の耐震性は、損傷形態判別係数 S と段落し位置での曲げ降伏に対する安全率 F_y^T の組み合わせにより、精度よく判定できるといえる。しかし、松之恵橋については、計算上十分な安全率を有した断面であり、この原因についてはよく検討する必要がある。

4. まとめ

今回の釧路沖地震による道路橋の被害の特徴の中で重要な点をまとめると以下になる。

1) 支承本体の損傷、沓座モルタルの損傷等従来から多く見られた支承周辺の被害は、今回の地震で最も多く見られた。

2) 今回の被害の中で最も重要な点は、主鉄筋の段落し位置において、橋脚躯体に曲げ破壊からせん断破壊に至る損傷が生じたことである。最も被害の著しい依田橋では、主鉄筋の破壊まで生じている。主鉄筋段落し部に損傷を生じたのは、いずれも昭和55年の道路橋示方書以前の基準に準拠しコンクリート断面を絞った円形断面橋脚である。コンクリート断面を絞った場合には、橋脚が変形しやすく、また、曲げひび割れからせん断破壊に移行しやすい。主鉄筋の段落し部の損傷は、昭和57年の浦河沖地震の際の静内橋でみられた被害と同じ形態であり、橋脚基部の曲げ破壊と異なり、ねばりの無い破壊となりやすいので、十分な注意が必要である。

3) 初音橋では落橋防止装置として設けられていた桁間連結装置のボルトが破断した。落橋防止装置は落橋という最悪の事態を防ぐために設けるものであり、今後損傷原因を検討する必要がある。

4) 直別橋に見られたように、橋台パラペットに生じる被害は、構造的には必ずしも大きな被害ではないが、現交通を確保しながらの復旧は困難である。今後、被

害を受けにくく復旧も容易な構造を考えていく必要がある。

謝 辞

地震直後の現地調査およびその後の資料提供等に関し、北海道開発局釧路開発建設局、同帯広開発建設局、同開発土木研究所、北海道釧路土木現業所、同帯広土木現業所の全面的な協力をいただいた。ここに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 建設省道路局，建設省土木研究所，北海道開発局：静内橋震災害調査報告書，1982年12月
- 2) 浅沼秀弥：静内橋地震災害調査，土木技術資料，Vol.25, No.11，1983年11月
- 3) 建設省土木研究所：1978年宮城県沖地震災害調査報告，土木研究所報告第159号，1983年3月
- 4) 日本道路協会：道路震災対策便覧－震災復旧編－，1988年2月
- 5) 池田兵十郎，松本直樹，福田耕一：温根沼大橋の設計計画，橋梁と基礎，Vol.90, No.5，1990年5月
- 6) 杉山勝広，河村幸夫：釧路沖地震による地震力多脚分散橋梁（北明橋）の被災状況，第22回地震工学研究発表会，1993年7月
- 7) 川島一彦，運上茂樹，飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法，第45回建設省技術研究会報告（平成3年度），1991年10月

第11編 釧路沖地震が地域に与えた影響

第 1 1 編 釧路沖地震が地域に与えた影響

川島 一彦^{*1}

杉田 秀樹^{*2}

中島 燈^{*2}

by Dr. Kazuhiko KAWASIMA

Hideki SUGITA

and

Tomoru NAKAJIMA

細 目 次

1. 概 要	3
2. ライフライン施設の被害が地域に与えた影響	3
2. 1 水道施設の被害	3
2. 2 ガス施設の被害	3
2. 3 電力施設の被害	4
2. 4 電話施設の被害	5
2. 5 まとめ	5
3. 釧路沖地震による震災波及構造の解析	6
3. 1 概要	6
3. 2 地震により生じた機能損傷	6
3. 3 災害事象相互の因果関係	7
3. 4 震災波及構造	8
3. 5 災害波及に影響を及ぼした災害事象	10
3. 6 まとめ	10
4. 地震時の車両走行特性に関する検討	10
4. 1 概要	10
4. 2 車両振動状況に関するアンケート調査	10
4. 3 地震時の車両位置及び走行状態	11
4. 4 運転者の地震に対する認識度	11
4. 5 地震時の運転状況	13
4. 6 車両の振動方向	14
4. 7 路面の振動方向	15
4. 8 地震に関する情報の入手方法	15
4. 9 地震発生時の道路や道路周辺の状況	16
4. 10 まとめ	17
謝 辞	17
参考文献	18

*1 地震防災部耐震研究室長, 工博

*2 地震防災部耐震研究室研究員

1. 概要

本編では、釧路沖地震が地域に与えた影響として、ライフライン施設の被害の影響、都市の機能損傷の波及構造、地震時の車両走行という観点から調査した結果を示す。

ライフライン施設の被害は、釧路市を中心に発生したが、被害の程度はマグニチュード7.8という地震規模から見ると比較的限定されたものであった。ここでは、水道施設・ガス施設・電力施設・電話施設の主要な被害と、被害が地域社会に与えた影響について述べる。

次に、釧路沖地震が釧路地域の都市機能にどのような影響を与えたかを、新聞情報から抽出した災害事象をもとに波及モデルを作成し、震災波及プロセスを分析した結果を示す。

釧路沖地震が車両走行に与えた影響については、地震時の車両振動特性及び運転者の反応がどのようなものであったかを、釧路地域のタクシー及びトラック運転手に対するアンケート調査により分析した結果を示す。

2. ライフライン施設の被害が地域に与えた影響

2.1 水道施設の被害

水道施設の被害が最も大きかったのは、釧路湿原の北に位置する標茶町である。ここでは、約3,500戸ある水道戸数のうち、一般用上水道が1,930戸、農業用水道が330戸において断水し、住民生活や酪農に大きな影響を与えた。

これらのほとんどは、管路の被害によるものであるが、一部はポンプ場の被害によるものもある。管路の被害は石綿セメント管に多く、被害形態としては管路の抜け出し及び折損で、継手部に被害が集中した。

農業用水道の復旧に時間がかかったため、復旧は、図-11・1に示すように地震発生から13日後の1月28日となった。この間の給水活動は、隣接した市町村及び自衛隊の応援によって合計8台の給水車より行われた。

2.2 ガス施設の被害

ガス施設の被害は、釧路ガス(株)管内で大きく、約9,400戸が供給停止に至った。特に被害が大きかった

のは、釧路市の緑ヶ岡、武佐地区であり、住民からの通報により地震発生から1時間30分後に約9,300戸でガスの供給を停止した。

ガス施設の被害は、ほとんどが導管に生じており、傾斜地の上下端部や地盤条件の変化部に集中している。ガス管の被害状況を表-11・1に示す。これによると、ほとんどの被害は接合部で発生している。特に機械接合部では抜け出し、ネジ接合部では折損が多く発生している。ちなみに、復旧作業は、釧路ガス(株)の職員130名に加えて、日本ガス協会から767名の応援を得て行われた。復旧の進捗状況は図-11・2に示す通りである。写真-11・1に示すように、降雪や凍結等の厳しい条件下の復旧となったために作業は難航し、地域住民に大きな影響を与えた。2月6日には全ての復旧が完了した。釧路ガスでは、ガスが使えない家庭に対しては、無料で携帯ガスコンロを貸し出すなどの対

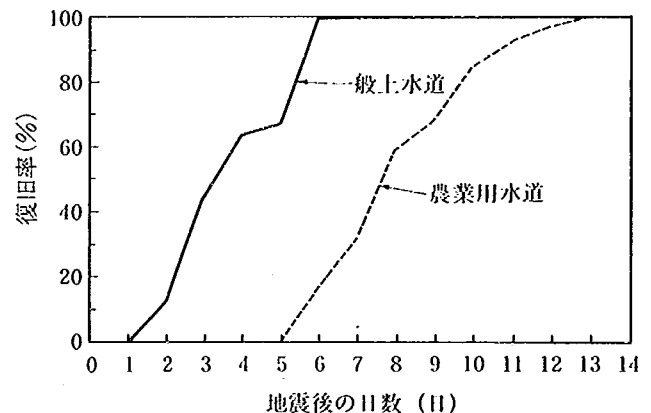


図-11・1 標茶町における上水道施設の復旧状況
(標茶町役場の資料による)

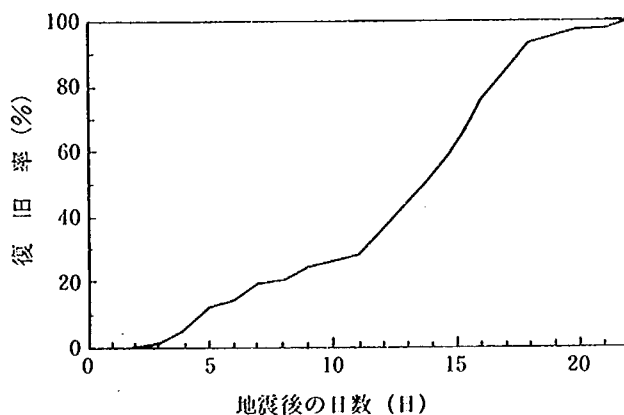
表-11・1 ガス管の被害状況 (箇所)
(釧路ガス(株)の資料による)

被害状況 導管区分	機械接合部 ¹⁾		ネジ接合部			その他 ²⁾	計
	抜け出し	ゆるみ	折損	亀裂	ゆるみ		
中 圧 管	2	1					3
低 本 管	11	3	2			1	17
圧 支 管	24		79	5	2	3	113
管 計	35	3	81	5	2	4	130
供 給 者	19		49	4		1	73
合 計	56	4	130	9	2	5	206
内 灯 外	25		68			4	97
灯 内			11			3	14
管 合 計	25		79			7	111

注) 1) 機械接合部とは、受け口と差し口のすきまに三角形断面のゴム輪を入れそれを押し輪により押し込む構造であり、抜け出し防止機構を有していない。
2) その他とは、曲げ用接続管の座屈及びガスメーターの損傷を示す。



写真-11・1 ガス施設の復旧作業状況（釧路市緑ヶ丘）

図-11・2 ガス施設の復旧状況
(釧路ガス㈱の資料による)

応を行った。

また、釧路市の大楽毛地区などでは、建物への引き込み管の破損によるガス漏れで、38人が一酸化炭素中毒となり、そのうち1人が死亡している。

2.3 電力施設の被害

電力施設は、道東地域を中心に火力発電所・変電所・配電線路などで901百万円の被害が生じた。電力供給は、変電所設備の損壊に伴う約36,000戸の停電と、配電線フューダ停止による約21,000戸を合わせた約57,000戸で支障が生じた。被害の概要及び停電の復旧状況を表-11・2、図-11・3に示す。停電は、地震発生から24時間で全て復旧している。

北海道電力(株)釧路支店管内での配電線路の被害を表-11・3に示す。電柱の倒壊及び折損は、緑ヶ岡地

表-11・2 電力施設の被害概要（北海道電力㈱の資料による）

設 備	復旧費用(百万円)	被 害 の 内 容
水力発電所	0	
火力発電所	198	燃料タンクほか 2 発電所
原子力発電所	0	
送電線路及び特高配電線路	1	特高配電線路の損傷 2 回線
変 電 所	197	変圧器、蓄電池ほか 11 変電所
低圧又は高圧配電線路	428	支持物の折損、傾斜、倒壊 217 本 変圧器の落下、傾斜 8,122 台
通 信 設 備	13	電力線搬送線の損傷 7 箇所
そ の 他	64	建築設備損傷 4 箇所
合 計	901	

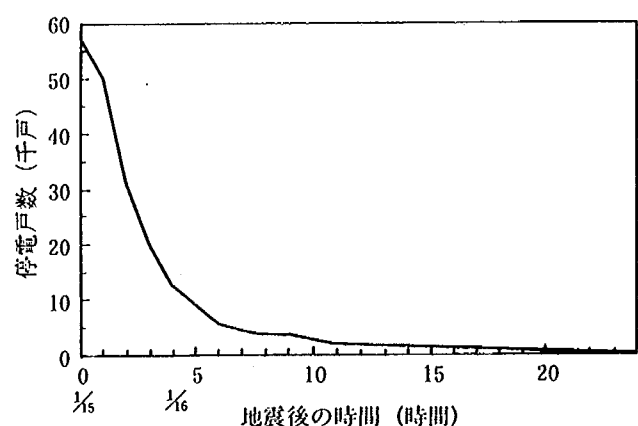


図-11・3 停電の復旧状況（北海道電力㈱の資料による）

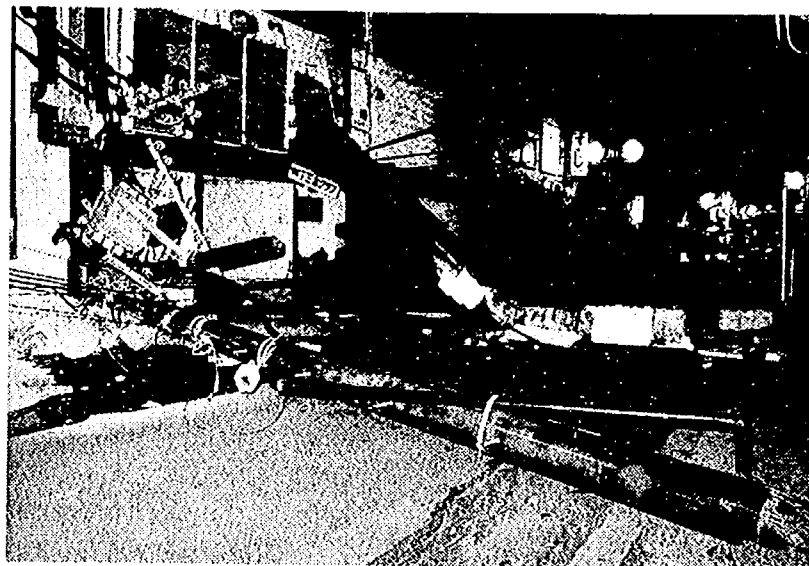


写真-11・2 煙突の倒壊に伴う電柱の折損
(釧路市栄町)

区で多く発生している。これらの多くは、盛土地盤の崩壊に伴ったものである。また、写真-11・2に示すように、栄町では倒壊した建物の煙突が電線に倒れかかったため電柱が折損して道路をふさいだ。

変圧器の傾斜は昭和地区を中心に多数発生しており、音別地区では変圧器を電柱に支持するための鉄線がゆるみ、変圧器が落下する被害が発生している。

表-11・3 電力施設の被害概要(北海道電力㈱の資料による)

施設の種類	被害状況	被害数
電 柱	傾 斜	190 基
	倒 壊	6 基
	折 損	12 基
変 圧 器	落 下	2 基
	傾 斜	7,903 基
電 線	損 傷	111 カ所
管 路	損 傷	2 ケ所

2.4 電話施設の被害

釧路市及び帯広市を中心とする道東地域では、地震発生直後から回線の輻輳状態が続いた。これに対してNTT(株)では、公共機関の電話回線を確保するために、一般用電話回線の使用規制を行った。

電話施設の物的被害は、NTT 釧路支店管内を中心に発生した。被害の内容を表-11・4に示す。

電話回線に支障をきたした被害としては、国道391号線の道路下に埋設したケーブルが、道路盛土の崩壊により切断された事例がある。また、国道38号線の道路盛土部では、埋設したマンホールが流され、管路の離脱に伴い光ケーブルが切断された。これらの被害は、回線を迂回ルートへ切り替えることにより対処されたが、通信サービスの耐震性に大きな課題を残した。

表-11・4 電話施設の被害概要(NTT㈱釧路支店の資料による)

施設の種類	被害状況	被害数
マンホール	浮き上がり	7 箇所
	本体損傷	77 箇所
	ダクト損傷	12 箇所
管路	継手離脱	37 箇所
	移動	6 箇所
	ソケットの損傷	4 箇所
電柱	折損	5 箇所
	傾斜	多数

2.5 まとめ

水道施設の被害による断水は、釧路市の約260戸、釧路町の約1000戸、標茶町の約2300戸で生じている。

復旧作業は1月28日まですべて完了した。この間の上水の供給は、隣接した市町村及び自衛隊の応援により行われた。

ガス施設の被害は、釧路市の緑ヶ岡、武佐地区を中心に発生し、ほとんどが管路の被害であった。漏出事故を防ぐため各家庭の閉栓を一軒一軒確認し、また地盤が凍結しているため復旧作業は難航した。このため、釧路ガス(株)では、全国から応援を得て復旧作業にあたった。

釧路管内で約37,000戸、帯広管内で約19,000戸が停電となり、徹夜の復旧作業により1月16日に全面復旧した。配電線路の被害は、ほとんどが釧路管内で発生している。

電話施設は、道東地域を中心に電話がかかりにくい状態が続いたが、通話規制を行って対処し、1月16日の午後にはほぼ平常な状態に戻った。

3. 釧路沖地震による震災波及構造の解析

3.1 概要

第2章で述べたように釧路市を中心とする地域では、ライフライン施設の機能障害が生じ、住民生活や社会活動等に大きな影響を及ぼした。

ここでは、釧路市を中心とする被災状況をもとに、都市の基盤施設の物的被害が都市機能に影響を及ぼすまでの震災波及プロセスを、新聞情報に基づいて分析した結果を示す。

3.2 地震により生じた機能損傷

釧路市を中心として発生した災害事象を、釧路新聞、北海道新聞、朝日新聞、毎日新聞、読売新聞の5紙の記事から抽出した。記事の収集に用いた新聞は、1月16日から2月4日までの朝刊及び夕刊である。収集した記事の総数は620件にのぼったが、これらの中から表-11・5に示す135件の災害の発生やその原因、結果に関する記述(以下、災害事象と呼ぶ)を得た。

表-11・5 釧路市を中心として生じた災害事象

№	災害事象	№	災害事象	№	災害事象	№	災害事象
1	地震が発生	35	墓標が倒壊	69	下水管が詰まる	103	行政機関に問い合わせ殺到
2	災害対策本部が発足	36	人が死亡	70	火の元を止める	104	トイレが使用不能
3	水道管が損傷	37	道路が全面通行止めになる	71	ストーブの対震装置が作動せず	105	自動車が転落
4	水道管から漏水発生	38	道路が片側通行になる	72	携帯ガスコンロが売れる	106	臨時宿泊場が設置
5	停電が発生	39	窓ガラスが破損	73	照明器具が売れる	107	文化財が破損
6	怪我をする	40	新聞配達が遅延	74	携帯ガスコンロが不足	108	商店に行列ができる
7	パニックが発生	41	給水車が出動	75	照明器具が不足	109	弁当屋に行列ができる
8	家庭用品が損壊	42	JRが不通になる	76	インスタント食品が不足	110	催し物が中止・延期・縮小
9	散乱物を片づける	43	バスによる乗客の代替輸送	77	商品を安価に提供	111	住民が疲労困憊
10	火災が発生	44	JRのダイヤが乱れる	78	閉店時間を繰上げ	112	食器類が売れる
11	電柱が倒壊	45	地滑りが発生	79	夜間営業のコンビニに殺到	113	石油ストーブが売れる
12	電話回線が幅狭	46	液状化が発生	80	住宅が傾斜	114	公判が延期
13	戸外に飛び出す	47	マンホールが浮上	81	建設工事の着工が延期	115	乳牛の餌が不足
14	断水が発生	48	金融相談窓口が設置	82	マスコミから情報収集	116	酪農家の不安が増大
15	商品が落下	49	商品の出し惜しみを防止	83	牛の乳量が減少	117	給水車に殺到
16	玄関の戸が開かない	50	商品価格のつり上げを防止	84	鶏の卵量が減少	118	引っ越しが増加
17	ビルの壁が落下	51	商店が営業停止	85	川が閉塞	119	避難者の生活が制約
18	道路に落下物が散乱	52	文教・レジャー施設が休館	86	噴砂が発生	120	傷物商品を安価に提供
19	ビルの天井が落下	53	学校が臨時休校	87	貯蔵タンクが損傷	121	老人用緊急通報システムがマヒ
20	怪我人が病院に殺到	54	義援金・物資が集まる	88	応急措置を実施	122	大地震のデマが発生
21	消防車が出動	55	貨物積み卸しの障害発生	89	無線機で連絡	123	間借り授業が行われる
22	住宅が全壊	56	線路が損傷	90	電話回線が規制	124	補修剤が売れる
23	住宅が部分的に損壊	57	ホテル・旅館が満員	91	電話ケーブルが破損	125	火災報知器が鳴る
24	宅地に亀裂が発生	58	保険相談窓口が設置	92	学校に被害が発生	126	融資の相談を行う
25	ガス漏れが発生	59	保険会社に事故報告が殺到	93	報道機関の機材が破損	127	銭湯が混雑
26	道路が陥没	60	アスファルトが流出	94	消防署が損壊	128	石油ストーブが転倒
27	道路に亀裂が発生	61	料理が苦勞	95	ガスの供給を停止	129	ガスコンロが落下
28	橋梁に亀裂が発生	62	風呂が使用不能	96	薬品が落下	130	餌が不漁
29	港湾施設が損壊	63	文教・レジャー施設の予約解消	97	救急車がフル稼働	131	物資輸送に支障発生
30	水産加工施設が損壊	64	ガス中毒が発生	98	ストーブの対震装置が作動	132	通学に支障発生
31	文教・レジャー施設が損壊	65	水揚げ作業の障害発生	99	試験会場が変更	133	食堂に支障発生
32	酪農施設が損壊	66	航空便が増発	100	無線機が故障	134	美容院に支障発生
33	下水処理施設が損壊	67	不眠不休になる	101	無線機が使用不能	135	トラックによる物資の代行輸送
34	上水道施設が損壊	68	インスタント食品が売れる	102	情報の入手が遅延		

3.3 災害事象相互の因果関係

135件の災害事象が互いにどのような因果関係を持っているかを、災害事象を要素とする135×135のマトリックスを作成し、各事象ごとにその関連の有無を一対比較によって判定した。比較する事象間に因果関係があるかどうかの判定をどのように行うかが重要であるが、これについては、新聞記事の中に因果関係が記されているかどうかを判定基準とした。新聞の中にはっきりとした因果関係の記述がない場合には、現地調査に参加した判定者の合意により判定した。

135件の災害事象について、それぞれ当該事象が原因となって引き起こした災害事象の件数を比較した結果を図-11・4に示す。これによれば、「水道施設の被害」や「ガス施設の被害」の件数が多く、地震により生じた災害事象を多くする原因となっていることがわかる。これは、これらの施設の復旧が他のライフライン施設に比べて長期間にわたったことが原因と考えられる。

ライフライン施設以外では、「家庭用品が壊れる」

震災波及の原因である
当該事象

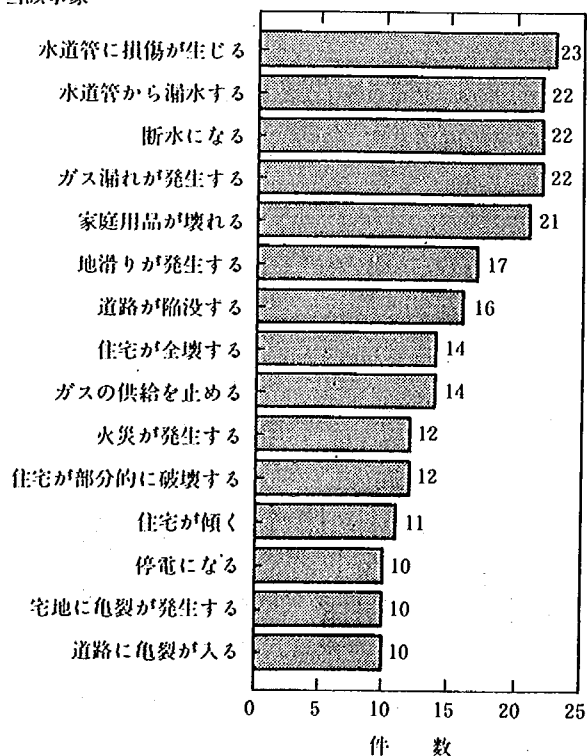


図-11・4 当該事象が原因となって引き起こした災害事象の件数

という被害は、これによって引き起こした災害事象が多い。今回の地震では建物本体の被害は少なかったが、建物内でタンス、食器、照明器具等の破損が生じた。照明器具の落下によって死亡者が出たことからわかるように、住民の身に直接ふりかかる災害であるため、住民の精神面にも大きな影響を及ぼした。

また、結果として当該事象を生じさせるもととなった災害事象の件数を比較した結果を図-11・5に示す。例えば、「住民が疲労困憊する」という災害事象があるとすれば、これを生じさせる原因の災害事象が何件あるかを示したものである。これによれば、それを生じさせた災害事象の数が最も多いのは「住民が疲労困憊する」であり、次いで「応急措置を行う」、「行政機関への問い合わせ」、「商店に行列ができる」の順になっている。都市の機能は、生活機能、社会機能（生産、金融、商業等）、公共機能（医療、教育、行政等）に大別できるが、上述した中では「応急措置を行う」を除けば、全て住民生活に関連した災害事象である。したがって、釧路沖地震は生活機能に大きな影響を及ぼした地震ということが出来る。

震災波及の結果である
当該事象

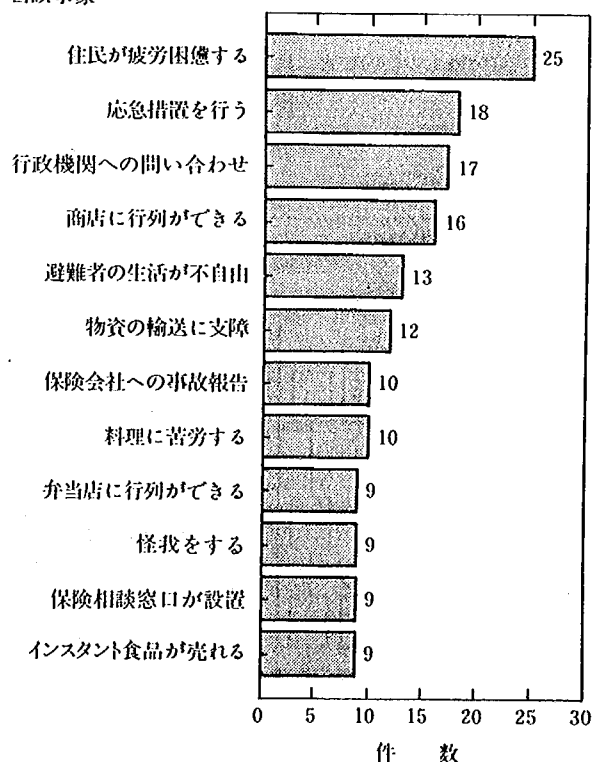


図-11・5 当該事象を生じさせた災害事象の件数

3.4 震災波及構造

3.3で判定した災害事象相互の因果関係をもとに、震災が波及するプロセスを上方から下方に階層的に表現でき、また、最も下層に位置する災害事象を震災波及の最下層要因として同定することができるISM (Interpretive Structural Modeling) 法⁹⁾を用いて図-11・6に示す震災波及モデルを作成した。震災波及モデルは11階層から構成されるが、災害事象相互の関連が複雑であるため、ここでは、土木構造物の震災復

↑震災波及の第2段階

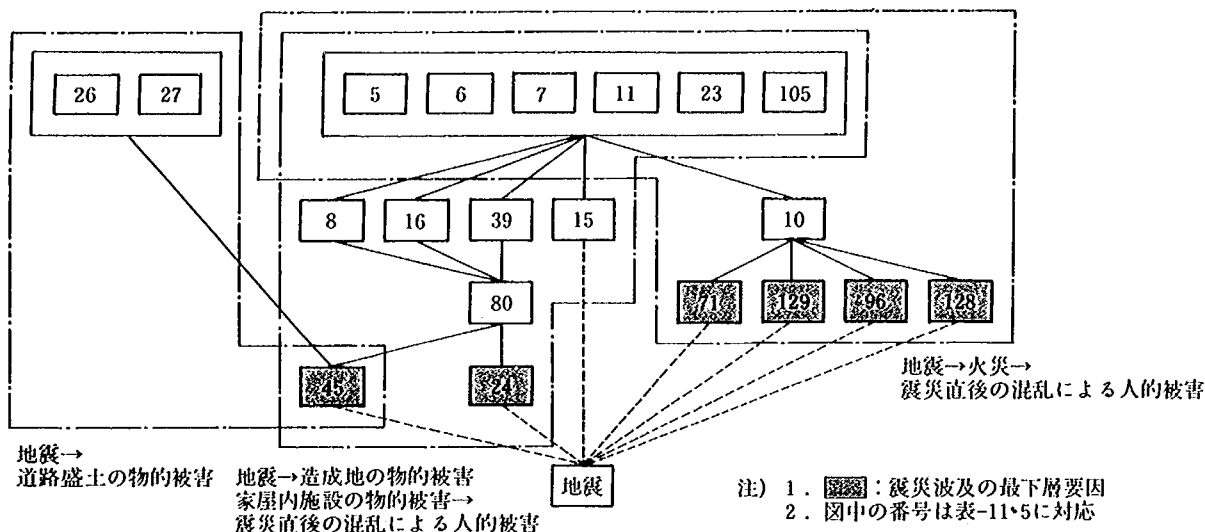
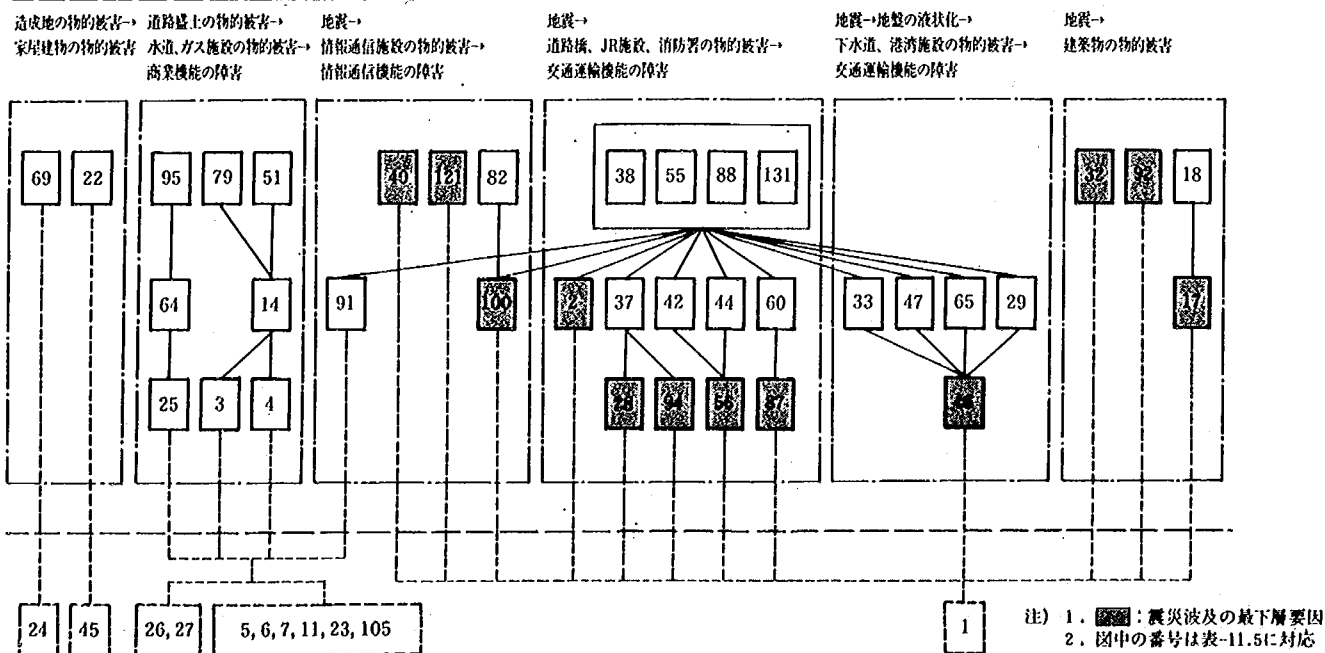


図-11・6 (1) 震災波及モデルの第1段階

↑震災波及の第3段階



↓震災波及の第1段階

図-11・6 (2) 震災波及モデルの第2段階

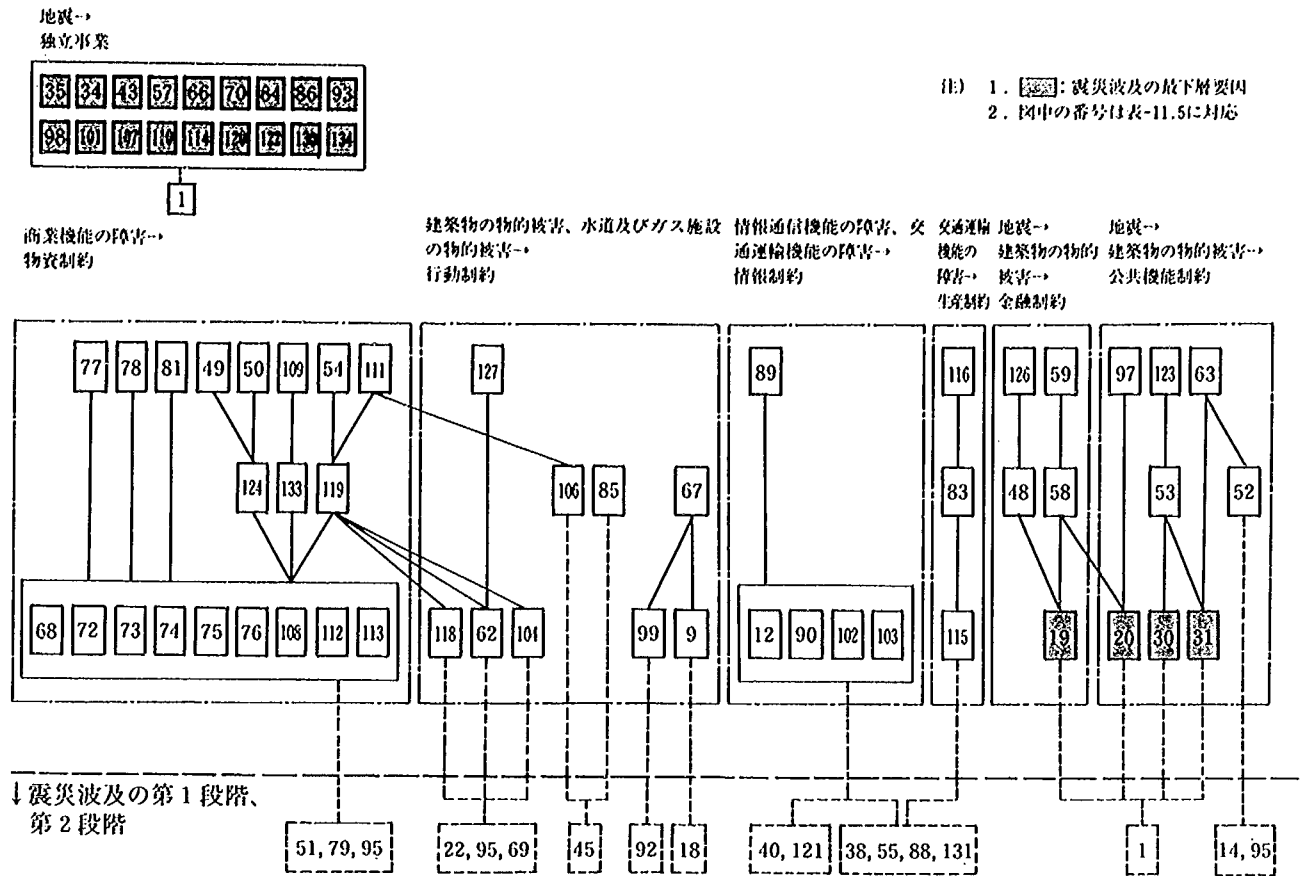


図-11・6 (3) 震災波及モデルの第3段階

被害が生じた。震災の波及プロセスは、①「地滑りが発生」から「道路が陥没」、「道路に亀裂が発生」といった道路盛土の物的被害に至るプロセス、②「地滑りが発生」、「宅地に亀裂が発生」といった宅地の物的被害から、「家庭用品が損壊」、「窓ガラスが破損」等屋内施設の物的被害を経て、「怪我をする」、「パニックが発生」等の人的な被害に至るプロセス、及び、③「薬品が落下」、「石油ストーブが転倒」から、火災の発生を経て、「怪我をする」、「パニックが発生」等の人的な被害に至るプロセスの3種類に分類できる。

(2)震災波及の第2段階では、都市を構成する基盤施設の物的被害が波及して、基盤施設の基本的な機能に障害をもたらした。震災の波及プロセスは、①道路盛土の物的被害に起因する「水道管が損傷」、「ガス漏れが発生」等水道・ガス施設の物的被害が波及して、「商店が営業停止」、「夜間営業のコンビニに殺到」等商業機能の障害に至るプロセス、②「無線機が故障」、「電話ケーブルが破損」等情報通信施設の物的被害が波及して、「マスコミから情報収集」等情報通信機能の障害に至るプロセス、③道路橋、JR施設及び消防署の物的被害が波及して、「道路が片側通行になる」、「JRが不通になる」等交通運輸機能の障害に至るプロセス、

④地盤の液状化に起因して下水道処理施設及び港湾施設の物的被害が生じ、「貨物積み卸しの障害」等交通運輸機能の障害に至るプロセスの4種類に分類できる。

(3)震災波及の第3段階では、基盤施設の機能障害がさらに波及して、都市の基本機能である生活機能（物資、行動、情報）、社会機能（生産、金融）及び公共機能に制約が生じた。震災の波及プロセスは、①商業機能の障害が波及して、「弁当屋に行列ができる」、「商品の出し惜しみを防止」等物資制約に至るプロセス、②建築物の物的被害及び水道・ガス施設の物的被害が波及して、「風呂が使用不能」、「引っ越しが増加」等行動制約に至るプロセス、③情報通信機能及び交通運輸機能の障害が波及して、「情報の入手が遅延」、「無線機で連絡」等情報制約に至るプロセス、④交通運輸機能の障害が波及して、「牛の乳量が減少」等生産制約に至るプロセス、⑤建築物の物的被害が波及して、「金融相談窓口が設置」等金融制約に至るプロセス、⑥建築物の物的被害が波及して、「学校が臨時休校」、「文教・レジャー施設が休館」等公共機能制約に至るプロセスの6種類に分類できる。

3.5 災害波及に影響を及ぼした災害事象

震災波及の発端は、震災波及モデルの最下層にある24件の災害事象と考えることができる。24件の災害事象が原因となって引き起こした災害事象の件数を比較した結果を図-11・7に示す。これによれば、引き起こした災害事象が最も多いのは「地滑りが発生」及び「宅地に亀裂が発生」であり、これらの災害事象は盛土等の物的被害を引き起こし、水道施設及びガス施設といったライフライン施設の物的被害の原因となった。

これらに続いて災害事象が多いのは、「石油ストーブの転倒」、「薬品の落下」、「ガスコンロの落下」であり、火災に関わる災害事象である。なお、釧路市は過去30年間に震度IV以上の地震を7回も経験しており、住民に防災意識が浸透していた。このことが、冬の夕食直後であるにも拘らず火災は9件と少なかった、大きな原因と考えられる。

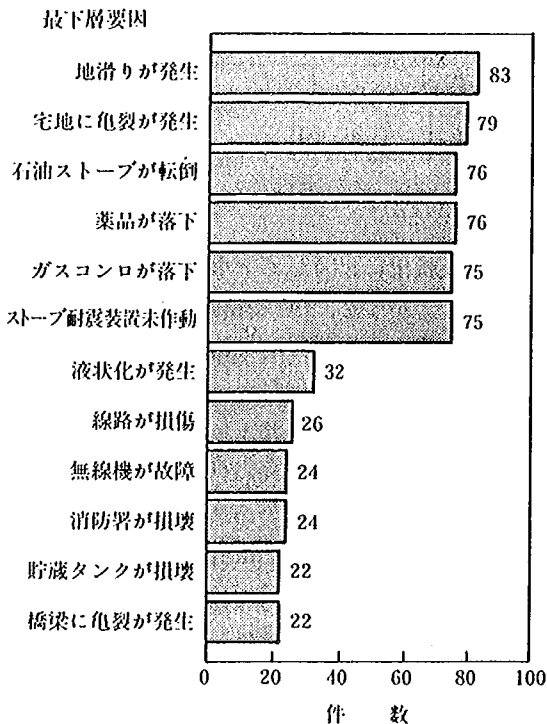


図-11・7 最下層要因が原因となって引き起こした災害事象の件数

3.6 まとめ

釧路地域での震災波及プロセスを明らかにすることにより、盛土等の被害が水道施設及びガス施設といったライフライン施設の被害をもたらし、地域社会に大きな影響を与えたことがわかった。これは、これらのライフライン施設の被害が長期間にわたるものであり、地域住民の精神面に大きな影響を及ぼしたためである。

ここに示した解析は波及構造に関する一次解析であり、今後、さらにきめ細かく都市域の震災軽減に寄与する要因について分析していく予定である。

4. 地震時の車両走行特性に関する検討

4.1 概要

地震が発生した場合に、車両がどのような振動をし、運転者はどのように反応するかは、都市部の道路震災対策を考える上で重要な検討課題である。このような観点から、釧路市を中心とする震度VIの地域における車両運転者に対して行ったアンケート調査をもとに、地震時の車両振動特性及び運転者の反応について検討した結果を示す。

4.2 車両振動状況に関するアンケート調査

アンケート調査は、釧路市にある釧根地区ハイヤー協会とトラック協会に依頼し、無記名で回答を依頼した。タクシーやトラックの運転手であるから、調査対象はプロの運転手ということになる。調査は、地震発生から12日後の1月27日と、約5カ月半経過した7月1日の2回実施した。アンケートは、いずれも約1カ月後に回収している。回収率は1回目の調査が63%で、2回目の調査が73%であった。

アンケート項目は、1回目の調査では13項目から構成されている。主要な調査項目は、①地震発生時の車両位置及び走行状態、運転者の性別、年齢、運転歴、②運転者はすぐに地震と気付いたか、また、何から地震と判断したか、③地震時の運転状況、④車両の卓越振動方向、⑤路面の振動状況などである。2回目の調査は、1回目の調査を補完するために行ったもので、一部は1回目の調査と重複している。1回目の調査にない主要なアンケート項目は、①過去に経験した地震、②地震に関する情報の入手方法、地震後に必要とした情報、③地震時に道路周辺から受けた恐怖感などである。

なお、1回目のアンケート調査項目は、過去に昭和58年日本海中部地震⁷⁾及び昭和62年千葉県東方沖地震⁸⁾の調査に用いたものと同じである。詳細な比較は、今後、別途報告予定であるが、以下に示す調査結果は、おおむね過去2回の調査によく似た結果となっている。

4.3 地震時の車両位置及び走行状態

1回目の調査では63件の回答があった。このうち、地震発生当時走行していた車両は39件、停車中の車両が24件であった。これらの車両は、図-11・8に示すように釧路市を中心とする地域に分布している。ただし、図-11・8に示す地域以外にも、日勝峠、根室市にも各1台ずつ車両が分布している。地震時に橋梁区間にいた車両は6台あり、そのうち5台が走行中であった。

運転者は男性57人、女性6人であり、年齢は20歳代4人、30歳代14人、40歳代25人、50歳代17人、60歳代3人となっている。運転者の平均年齢は44.4歳

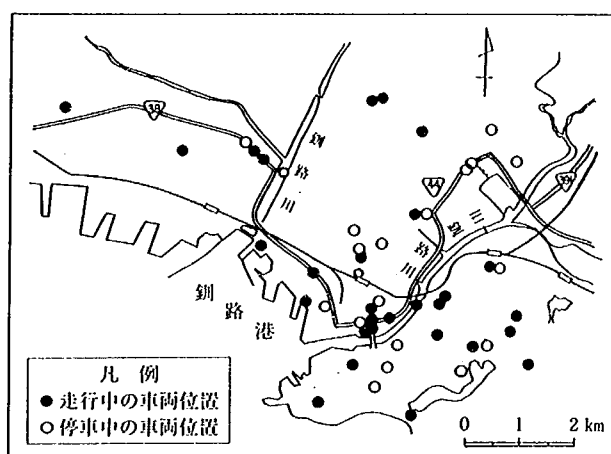


図-11・8 調査対象車両の分布位置(釧路地域)

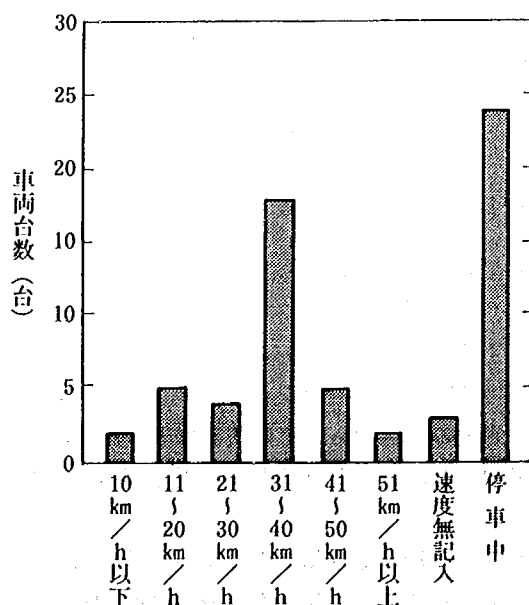


図-11・9 地震発生当時の走行速度

(標準偏差8.3年)である。

車種としては、普通乗用車が58台(93%)、大型車が3台(5%)、軽自動車が1台(1%)、その他が1台(1%)となっている。

地震発生当時の走行速度は図-11・9に示す通りであり、走行中の車両では31~40km/hが一番多く全体の46%を占めている。

4.4 運転者の地震に対する認識度

63人の運転者から得られたアンケート調査をクロス集計した結果が表-11・6である。これによれば、運転者の62%(39人)が地震の発生にすぐに気がついている。残りの28%(24人)は、すぐには気がつかなかったが、地震が起きたことは知っており、地震が起きたことを全く知らなかったという運転者はいなかった。

地震発生に対する認識度を示すと、図-11・10のようになる。これによれば、地震時に停車中であった運転者の約80%はすぐに地震に気がついているが、地震時に走行中の運転者は約50%しか地震に気がついていない。したがって、停車中に比べて走行中には運転者は地震の発生を認識しづらいことがわかる。

次に、地震の発生に対する認識度が車種によってどのように異なるのかを見てみる。地震だとすぐに気がついた運転者の割合は、普通乗用車が61%、大型車が67%であるのに対し、すぐには地震だと気づかなかった運転者の割合は、普通乗用車が39%、大型車が33%と、車種により大きな違いは認められない。

一方、すぐに地震と気がついた39名の運転者が、何故地震であるとわかったか(複数回答あり)を分類す

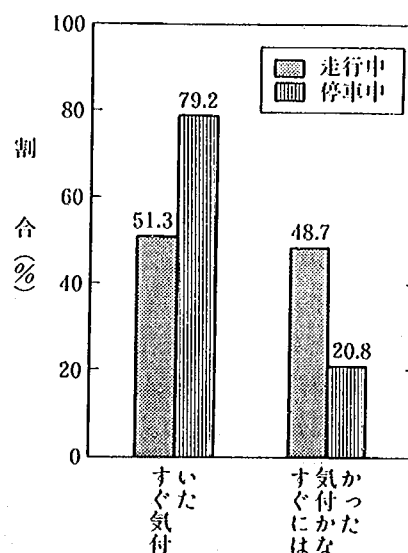


図-11・10 地震発生に対する認識度

表-11・6 地震発生当時の車両に対する調査結果のクロス集計

		地震に気付いたか		地震時の運転状況				車両の卓越振動方向				路面の状況				車種			
		気付いた	気付かなかった	平常通り	多少ハンドルを取られた	危険を感じて停車した	その他及び無記入	上下方向	横方向	上下・横	わからない	上下に波打つように見えた	左右に蛇行するように見えた	特にゆれては見えなかった	その他及び無記入	軽自動車	普通乗用車	大型車	その他
地震に気付いたか	気付いた	39	—	0	1	19	0	4	25	8	2	10	17	6	6	0	36	2	1
	すぐには気付かなかった	—	24	0	3	16	0	2	16	6	0	2	6	10	6	1	22	1	0
	地震が起きたことを知らなかった	—	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
地震時の運転状況	平常通り	—	—	0	—	—	—	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	多少ハンドルを取られた	—	—	—	4	—	—	0	5	0	0	0	1	4	0	0	3	1	0
	危険を感じて停車した	—	—	—	—	35	—	3	23	11	0	7	16	8	6	0	33	2	0
	その他及び無記入	—	—	—	—	—	0	3	13	3	2	5	6	4	6	0	0	0	0
車両の卓越振動方向	上下方向	—	—	—	—	—	—	6	—	—	—	1	3	2	0	0	6	0	0
	横方向	—	—	—	—	—	—	—	41	—	—	4	17	12	8	1	37	3	0
	上下・横方向	—	—	—	—	—	—	—	—	14	—	7	3	1	3	0	14	0	0
	わからない	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2	0	0	1	1	0	1	0	1
路面の状況	上下に波打つように見えた	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	12	—	—	—	0	12	0	0
	左右に蛇行するように見えた	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	23	—	—	0	21	2	0
	特にゆれては見えなかった	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	16	—	1	14	1	0
	その他及び無記入	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	12	0	11	0	1
車種	軽自動車	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	0	—	—
	普通乗用車	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	58	—	—
	大型車	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3	—
	その他	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1

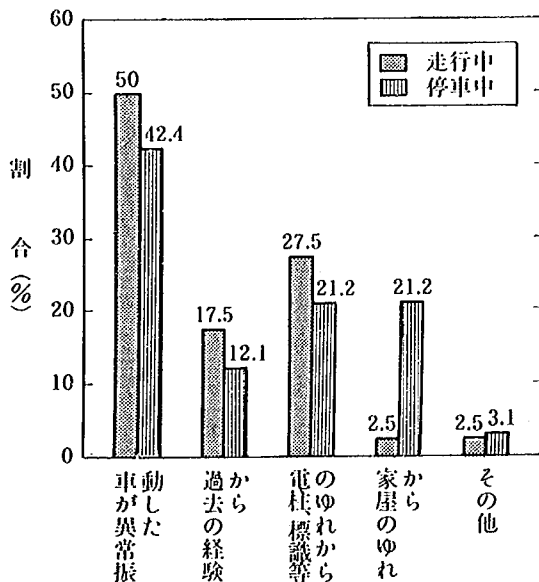


図-11・11 走行中に地震の発生に気付いた理由

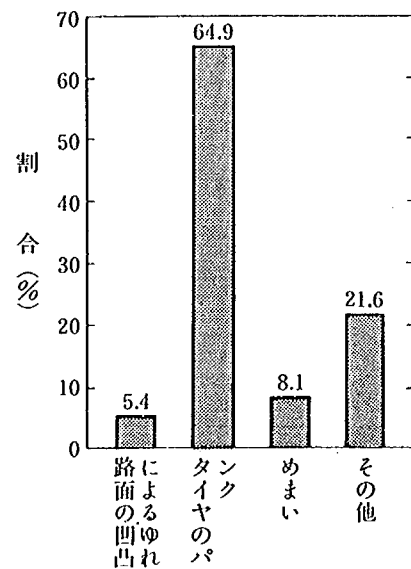


図-11・12 地震によるゆれを何と錯覚したか

ると図-11・11のようになる。これによれば、車両が停車中か走行中かに拘らず全回答数の50%近くが車の異常振動を挙げており、これに続いて電柱・標識等のゆれを挙げている。したがって、自らの車両の振動の他に、周辺の道路付属物の振動を見ることによって地震と気付いた運転者がかなりいることがわかる。車両が走行中か停車中かによる違いはあまり顕著には表れていない。家屋のゆれから地震と気付いた走行中の運転者はほとんどいないが、停車中では20%程度の運転者が気付いている。これは、走行中の運転者は標識等の道路付属物に注意を払っているが、家屋までは

意識していないためと考えられる。なお、過去の経験からすぐ地震だと気づいたと答えた運転者も全回答数の12~18%あるが、これは、この地方では昭和43年の十勝沖地震を経験したためであろう。こうした運転者は、過去の経験から、車の異常振動、電柱、標識等の振動を総合的にキャッチして地震と判断したと考えられる。

次に、すぐ地震とは気付かなかった運転者が、最初は地震ではなくて何と思ったか(複数回答あり)を分類すると図-11・12のようになる。これによれば、タイヤがパンクしたと思った運転者が多く、全回答数の

65%を占めている。これは後述するように、地震時の車両の振動方向として進行方向に直角方向の振動を卓越して感じるために、パンクと錯覚したと考えられる。

4.5 地震時の運転状況

地震時の運転はどのような状況だったかを示すと図-11・13のようになり、39名の運転者のうちの35名(全体の90%)が危険を感じて停車したと答えている。また、多少ハンドルを取られたと回答した運転者(4名)を加えると、走行中の運転者の全てが地震により運転に障害を感じていることになる。

それでは、まわりの車両の状況はどうであったかを示すと図-11・14のようになる。これによれば、まわりの車両が停車していなかったという運転者は1名だけで、まわりに車両がなかった14名を除けば、まわりの車両はほとんど停車していることがわかる。

なお、危険を感じて停車した運転者の車種別割合は、表-11・6に示すように普通乗用車では36名中33名(92%)であるのに対して、大型車では3名中2名(67%)である。大型車のデータが少ないので信頼性については今後さらに調査を要するが、車両の車軸間隔、サスペンション、路面から運転席までの高さ等の違いが関係している可能性もある。

また、危険を感じて停車したと答えた運転者35名に対して、その理由を示したのが図-11・15である。これによれば、左右にハンドルを取られたためという

回答が全体の74%と圧倒的に多くなっている。これは前述したように、運転中すぐには地震と気付かなかった運転者の半数以上がタイヤのパンクと錯覚したと答えている事実や、後述する車両の卓越振動方向として、走行方向に直角方向を挙げていることと関連している。

なお、左右にハンドルをとられると車両は蛇行運動をすることになるが、これは、あくまでも路面に対する相対的な動きであることに注意しなければならない⁹⁾。すなわち、地震時には路面が振動するが、これに対して車両は慣性力により、従来走ってきた方向の延長線上を直進(地球の中心等のように、地震時に動かないと見なし得る、いわゆる、絶対座標系に対して

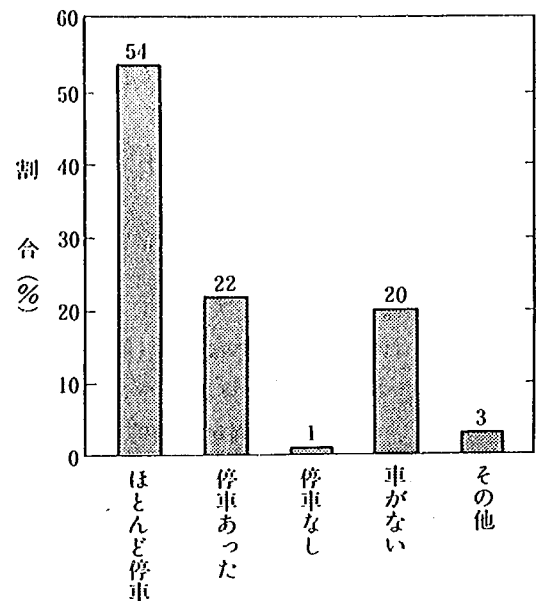


図-11・14 地震時におけるまわりの車両の行動

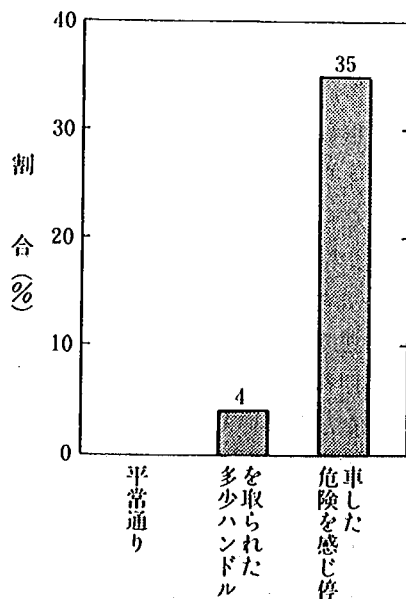


図-11・13 地震時の運転状況

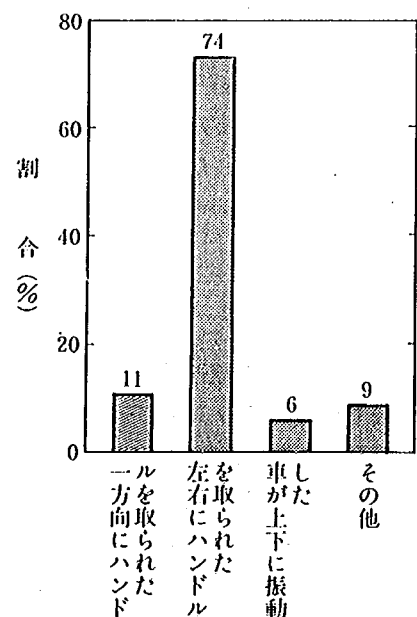


図-11・15 危険を感じて停車した理由

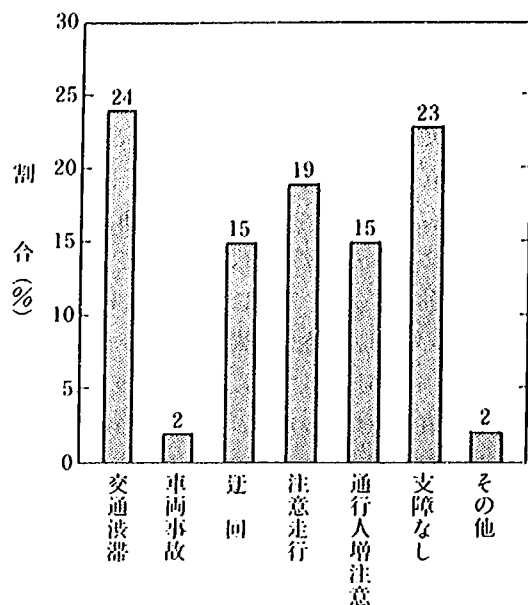


図-11・16 地震発生から1時間の間で生じた交通支障

直進)しようとする結果、路面に対して相対的な運動をし、このためハンドルをとられることになる。したがって、走行時に地震に遭遇した場合には、ハンドルをとられることにより車両自体は直進(絶対座標系に対して直進)できる訳であり、無理にハンドルを固定しようすると、かえって車両が路面の振動につれて進行方向と直角方向に舵行することになり、危険になる可能性が高いと言える。これは、軌道により走行方向が固定されている鉄道とは大きく異なる点である⁷⁸⁾⁹⁾。

地震発生から1時間の間に運転に際して生じた障害を示すと、図-11・16のようになる。道路の障害に行きあたって迂回や注意して通行した運転者が21名(全体の34%)と多く、道路の被害が大きな交通障害になったことがわかる。また、歩行者が路上に増えたために走行に支障をきたした運転者が9名(15%)いる。これは、地震後における都市内の交通障害を考える上で重要な点である。

4.6 車両の振動方向

地震発生時に車両の卓越振動方向がどの方向であったかを示すと図-11・17のようになる。これによれば、横方向(進行方向に直角方向)と答えた運転者は、停車中、走行中に拘らず6割以上いる。反対に、上下方向と答えた運転者はわずかしかない。上下・横の両方と回答した運転者の割合は、車両が走行中の場合には28%と停車中の13%に比べ大きく上がっている。これは、停車中には地震が水平動よりも上下動の振幅の方

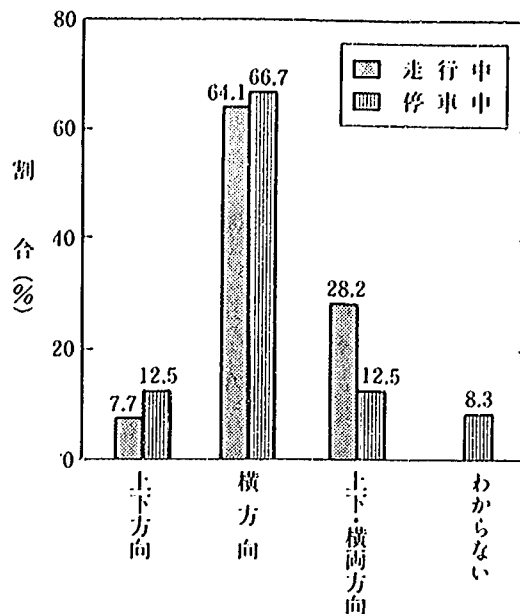


図-11・17 車の卓越振動方向

が1/3程度小さい¹⁰⁾という地震動の特性によるのに対して、走行中には地震動の他に車両の振動が影響しているためと考えられる。

一般に真つすぐに走行している車両では、路面の段差等により、車両には常に上下方向の振動が生じている。例えば、路面の段差等により車両が振動をし、運転者の腰がシートから離れ、宙に浮いた状態になることがあるが、これは上向きに1g以上の加速度が生じたことを意味する。したがって、走行中に車両に生じる上下方向加速度は、地震動による上下方向加速度に比較して必ずしも小さくない。このような車両の振動が地震動の振動に加わった場合には、運転者は地震による振動を実際の地震による振動よりも大きく評価することになる。このような点が、走行中の運転者が感じる車両の振動方向として、上下と横の両方向を挙げる原因と考えられる。

ここで、運転者の感じた車両の振動方向が走行速度とどのような関係にあるかを示した結果が、図-11・18である。ただし、ここでは、走行中の車両39台のうち、走行速度について記述のない3件、及び振動方向について回答の無い2件を差し引いた34件に対する調査結果を示している。これによれば、車両の振動が横方向と感じた運転者の割合は、走行速度が速くなるに従って小さくなる。逆に、車両の振動が上下・横方向と感じた運転者の割合は、走行速度が速くなるに従って大きくなっている。したがって、運転者は車両の走行速度が増すほど、横方向の振動に加え上下方向の振動も卓越すると感じやすくなる。このことは、

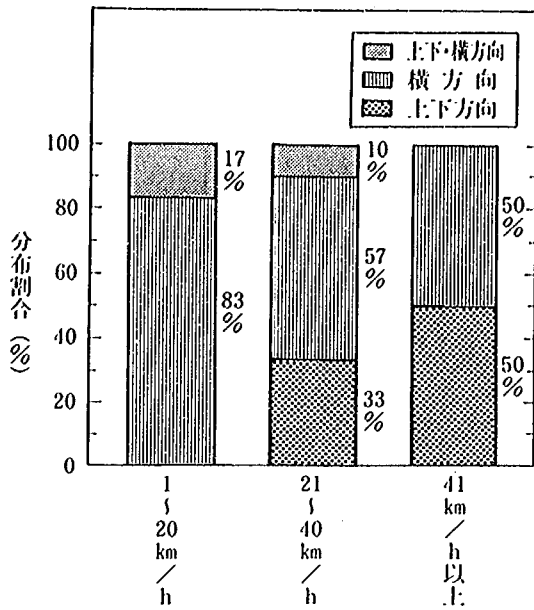


図-11・18 車両の卓越振動方向と走行速度の関係

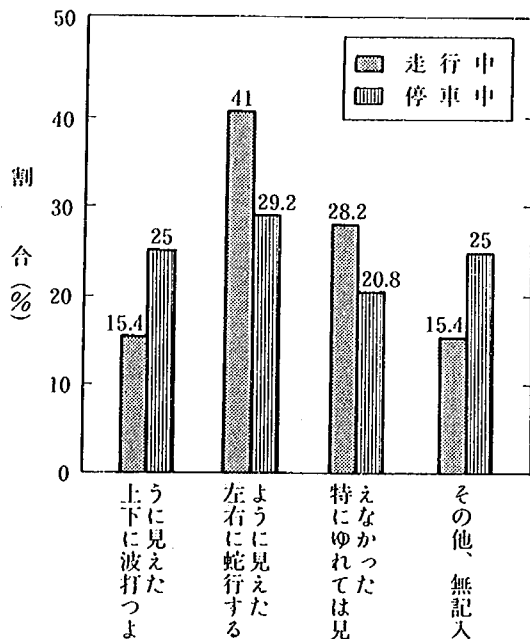


図-11・19 路面の振動状況

前述したように走行速度が速くなる程、路面の凹凸、段差等による上下方向振動が増加することから説明できる。

4.7 路面の振動方向

運転者(63名)が、地震時に路面がどのように振動して見えたとかを分類すると図-11・19のようになる。これによれば、走行中の場合には、路面が左右に蛇行しているように見えるという回答が41%で最も多く、特に路面が揺れているようには見えなかったという回答(28%)がこれに続いている。路面が左右に蛇行して

いるように見えたと回答が多いことは、前述した図-11・15及び図-11・17の結果と一致する。

一方、停車中の場合には、走行中と同様に路面が左右に蛇行しているように見えたと回答が最も多いが、上下に波打つように見えたと(25%)、路面が揺れているようには見えなかった(21%)という回答もかなりある。これは、図-11・17の車両の卓越振動方向として横方向が最も多いという結果とは必ずしも一致しておらず、運転者個人の認識の違いによってばらつきが出たと考えられる。

なお、表-11・6に示したクロス集計によれば、地震時に路面が左右に蛇行するよう見えたと回答した23名のうち17名(74%)が、車両の卓越振動方向として横方向を挙げているのに対して、地震時に路面が上下に波打つよう見えたと回答した12名の中で、車両の卓越振動方向として上下方向を挙げたのは、わずか1名(8%)しかないことが興味深い。

4.8 地震に関する情報の入手方法

運転者が地震に関する情報を初めて聞いた場所、及び何から情報を入手したかを図-11・20、図-11・21に示す。情報の入手場所としては、車中が最も多く53名(全体の73%)おり、これらのほとんどが車載ラジオから情報を入手している。家に帰ってから情報を得た運転者は、テレビやラジオから入手している。

地震が発生した時に一番欲しかった情報としては図-11・22に示すように、津波に関する情報が最も多く、32名(全体の47%)である。これは、釧路市が海に面しており、過去の地震経験から住民の津波に対する警戒心が強いためである。

ここに、以前に大きな地震を経験したことがあるかという質問によると、全体の55%が経験があると回答している。表-11・7は、運転者が過去に経験した地震を発生年月から推定して示したものである。ただし、地震を経験したと回答している年月に地震が発生していない場合もある。この場合には、地震を経験したと回答した時期から前後2年の間に地震が発生している場合にはその地震を、これに該当しない場合には、「その他及び無記入」と判断した。表-11・7によれば、この地方の運転者には、津波を伴った昭和27年及び昭和43年の十勝沖地震に対する記憶が大きく残っていることがわかる。

次に、地震発生から一日経った段階で一番欲しかった情報は何かを示すと、図-11・23のようになる。これによれば、被害状況に関する情報が23人(全体の36%)

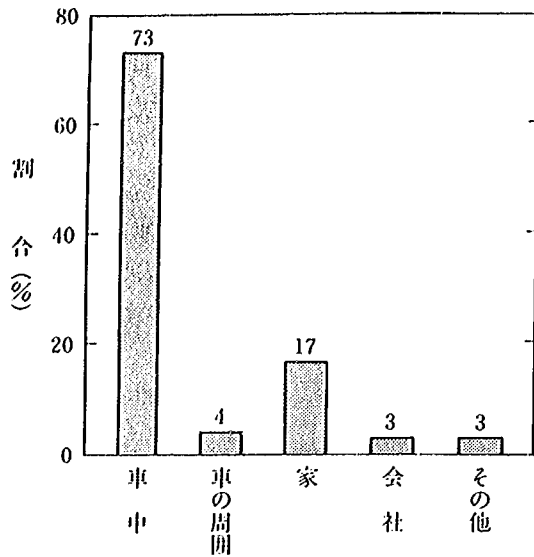


図-11・20 地震情報の入手場所

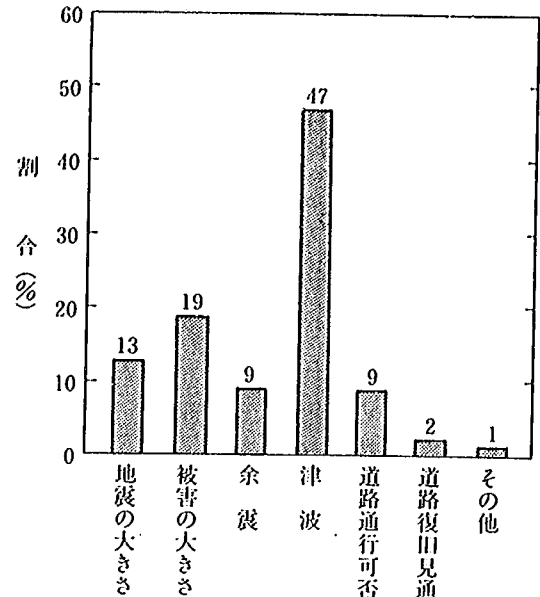


図-11・22 地震時の一番欲しかった情報

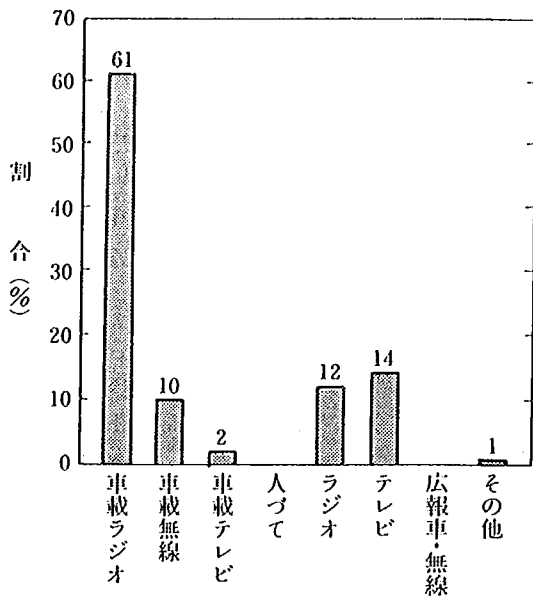


図-11・21 地震情報の入手機器

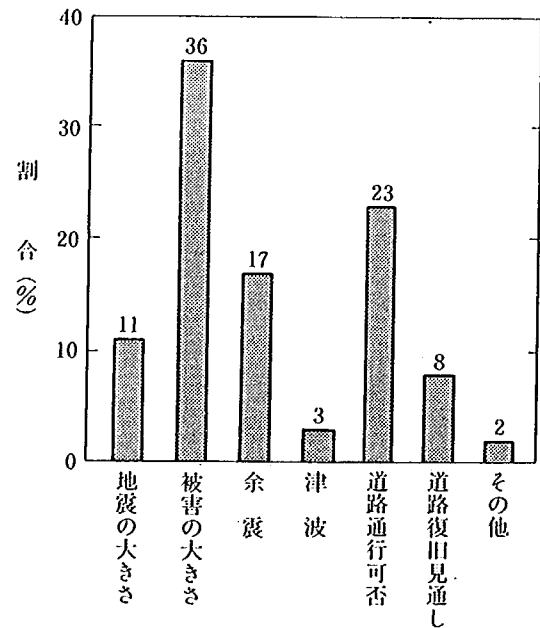


図-11・23 1日後に一番欲しかった情報

表-11・7 運転者が過去に経験した地震及び津波

地震名	発生年月	津波の発生	件数
十勝沖地震	昭和27年3月4日	3m前後	11
十勝沖地震	昭和43年5月16日	3m前後	16
根室半島沖地震	昭和48年6月17日	小津波	1
浦河沖地震	昭和57年3月21日	小津波	1
その他及び不明			10
合計			39

と最も多く、道路の通行可否に関する情報が15人(同23%)、余震に関する情報が11人(同17%)となっている。これは、図-11・22に示した地震発生直後に必要とした情報と大きく変化しており、震災直後からの時間経過につれて運転者に必要とされる情報の内容が変わっていくことを示している。

4.9 地震発生時の道路や道路周辺の状況

道路や道路周辺の施設が、倒壊や落下するのではないかという恐怖感を抱いたかという質問に対しては、

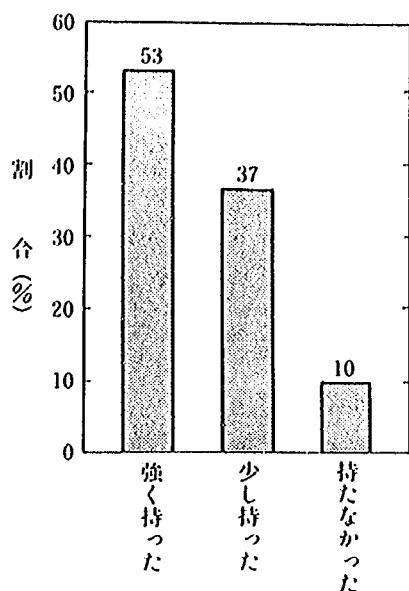


図-11・24 周囲からの倒壊・落下による恐怖感

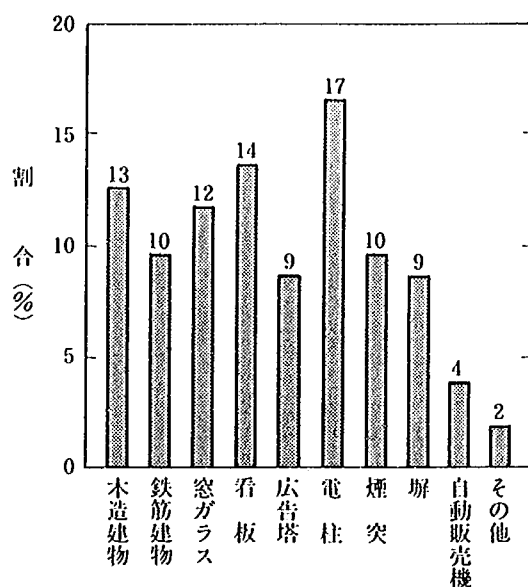


図-11・25 倒壊・落下の恐怖を感じた施設

図-11・24のように回答している。恐怖感を強く抱いた運転者は39人(全体の53%)、少し抱いた運転者は27人(同37%)おり、両者を合わせると全体の90%の運転者が倒壊や落下に対する恐怖感を持ったことがわかる。

それでは、どのような施設に対して倒壊や落下等の恐怖感を抱いたかを示すと、図-11・25の通りである。これによれば、道路側近にある電柱(全体の17%)に対する不安が最も多いが、看板、木造建物、窓ガラス等に対しても、かなりの運転者が恐怖感を抱いている。運転者は、道路周辺のほとんどの施設に対して倒壊・落下の恐れを感じているとみることができる。

4. 10 まとめ

走行中に地震が生じた場合に、車両運転者はどのような振動を感じ、また、反応するかを知るためにアンケート調査を実施した。この調査結果をまとめると以下ようになる。

1)地震発生時に走行中の半分の運転者は、すぐ地震と気付いている。地震と気付いた原因としては、車の異常振動が最も多く、以下、道路付属物、過去の経験、家屋の揺れとなっている。また、残り半分の運転者は、すぐに地震とは気付かず、当初はタイヤのパンクと錯覚している。

2)地震発生時に走行中であった運転者の約90%が危険を感じて停車し、まわりの車両もほとんどが停車している。危険を感じた理由としては、左右にハンドルを取られたとの回答が最も多い。地震発生から1時間の間での交通障害としては道路の被害によるものが多いが、歩行者が路上に増えたために走行に支障をきたした運転者も15%いる。

3)車両の卓越振動方向としては、走行中か停車中かに拘らず約65%の運転者が横方向(進行方向に直角方向)と回答している。なお、走行速度が速い程、上下・横の両方向の振動が卓越していたと回答した運転者の割合が大きくなる。

4)車載ラジオから地震に関する情報を入手した運転者が最も多く、一番欲しかった情報としては津波に関する情報が挙げられている。これが地震後一日経過すると、被害の大きさや道路の通行可否、余震に関する情報へと変化している。

5)90%の運転者が、道路や道路周辺施設の倒壊や落下に対する恐怖感を抱いている。また、恐怖を感じた施設としては、電柱、看板、木造建物、窓ガラス等のあらゆる占有物件、沿道施設が挙げられている。

謝 辞

ライフライン施設の被害調査に関しては、北海道開発局、北海道庁、釧路ガス(株)、北海道電力(株)、NTT(株)の皆様、また、地震に関する新聞情報の収集に際しては、北海道釧路土木現業所の皆様、地震時の車両走行に関するアンケート調査の実施に際しては、釧路地区ハイヤー協会、トラック協会をはじめとする多く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) 土木研究所第一次調査団：平成 5 年釧路沖地震災害調査速報，土木技術資料，Vol.35 No.4，1993 年 4 月
- 2) 川島一彦，運土茂樹，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.27 No.6，1993 年 6 月
- 3) 川島一彦，杉田秀樹，中島燈：平成 5 年釧路沖地震が地域社会に与えた影響，地震工学研究発表会講演概要，第 22 回，1993 年 7 月
- 4) 樁木義一，河村和彦：参加型システムズ・アプローチ，日刊工業新聞社，1981 年 12 月
- 5) 建設省：土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)，土木研究所彙報，Vol.45，昭和 61 年 12 月
- 6) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編），昭和 63 年 2 月
- 7) 川島一彦，加納尚史：車両走行に及ぼす地震の影響－昭和 58 年日本海中部地震の場合－，土木技術資料，No.30-1，1988 年 1 月
- 8) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史：車両走行に及ぼす地震の影響－昭和 62 年 12 月の千葉県東方沖地震の場合－，土木技術資料，No.31-8，1989 年 8 月
- 9) 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史：Effect of Earthquake on Driving of Vehicles Based Questionnaire Survey，土木学会論文集，Vol.6, No.2, pp.235～242，1989 年 10 月
- 10) 川島一彦，相沢興，高橋和之：Attenuation of Peak Ground Motion and Absolute Acceleration Response Spectra of Vertical Earthquake Ground Motion，土木学会論文集，Vol.2, No.2, pp.169～176，1985 年 10 月

あ と が き

あ と が き

1993年1月15日に発生した釧路沖地震では、釧路地方が湿地帯、泥炭地、火山灰質土が広範に分布している地形・地質的特質を有するため、道路盛土、河川堤防、造成斜面などの土構造と、上下水道・ガス施設などの地下埋設物に被害が多く集中した。釧路地方は地震に襲われることが多く、住民の防災意識が高いこともあって火災の発生件数は少なかったが、上記の公共土木施設の被害は住民の生活や地域の経済活動に多大の影響を及ぼすこととなった。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ておくことは、今後の地震防災対策の推進を図る上で極めて重要なことであると考え、ここに土木研究所が実施した調査成果を土木研究所報告として取りまとめた。

地震発生後約10ヶ月を経過した今日、現地では河川堤防・下水管渠等の復旧工事がなお継続中であり、土木研究所でも一部の詳細調査を継続中ではあるが、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、建設省東北地方建設局、北海道庁、青森県、岩手県、秋田県、宮城県、山形県等の関係各位に深甚の謝意を表する次第である。

1993年11月
研究調整官 飯島 尚

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

Vol. 193, January 1994

CONTENTS

Report on the Disaster Caused by the Kushiro-oki Earthquake of 1993

Takashi IIJIMA	Tomoya IWASHITA
Hisanori OTSUKA	Yoshimitsu NAKAMURA
Seitaro YOSHIMI	Junichi KANBARA
Yutaka IIDA	Yasuyuki KOGA
Shuji ANAN	Junichi KOSEKI
Osamu MATSUO	Kazuhiko KAWASHIMA
Yoshio NINOMIYA	Jiro FUKUI
Shuji TANAKA	Shigeki UNJOH
Takaaki UDA	Hideki SUGITA
Takao SHIMAZU	Satoshi YAMAMOTO
Katsura HIRABAYASHI	Junichi HOSHIKUMA
Akira NAKAMURA	Tomoru NAKAJIMA
Nario YASUDA	
