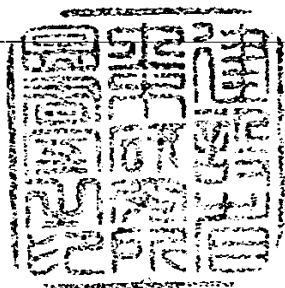


土木研究所報告

第 141 号

○ 1968年十勝沖地震災害調査報告

緒論	永盛峰雄	(1)
第1編 地震	寺島 敦	(3)
第2編 地震災害の概況ならびに震害地域の地質	栗林榮一, 桑原啓三	(25)
第3編 強震観測の記録	小山田欣裕	(39)
第4編 河川堤防および護岸の被害	矢部正宏	(47)
第5編 ダムに及ぼした影響	岩崎敏男	(61)
第6編 道路の被害	佐々木康, 飯島 尚	(67)
第7編 橋梁関係の被害	吉田 巖, 足立義雄	(79)
第8編 津波および河海構造物の被害	富永正照, 星畑国松, 坂本忠彦	(97)



昭和 46 年 6 月

建設省土木研究所

1968年十勝沖地震災害調査報告

(昭和45年11月)

永 盛 峰 雄*

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

(November 1970)

by Mineo Nagamori

緒 論

- 第1編 地 震
- 第2編 地震災害の概況ならびに震害地域の地質
- 第3編 強震観測の記録
- 第4編 河川堤防および護岸の被害
- 第5編 ダムに及ぼした影響
- 第6編 道路の被害
- 第7編 橋梁関係の被害
- 第8編 津波および河海構造物の被害

緒 論

昭和43年5月16日に発生した十勝沖地震は、本震 $M=7.9$ に余震 $M=7.5$ を伴う大規模なものであった。土木研究所においては、直ちに調査班を派遣して各種の震害の第一次調査を行なった。これらの結果については土木技術資料の10巻8号に「1968年十勝沖地震調査速報」としてすでに報告済みである。

上述の速報にも見られるが、震害は道路盛土、河川堤防などの土質構造物ならびに自然斜面などに集中しており、その様相は過去地震災害の場合と共通している。ただ、今回特記すべき条件としては地震発生以前に相当の降雨量があったため、自然斜面、土質構造物、基礎地盤が飽和状態にあったと考えられることである。ゆるい砂質土層も含めて、飽和した軟弱地盤上の盛土、河川堤防および山地自然斜面に災害が多発している一因であろう。土質構造物以外にダム、橋梁等の構造物にも被害が

あったが、軽微であったのは不幸中の幸いであった。人命の損失を未然に防ぎ震害を防止するためには、地震そのものの認識、地盤に関する知識、構造物の挙動、構造物の材料の性質等に関する総合的検討を要する。したがって、震害の総合的調査は今後の耐震設計、防災上重要な意義を有しており、現地の協力を得てわれわれが結果の整理に努め、今後の研究の資料としたゆえんである。

調査内容を報告書の構成の順序に要約すると以下のとおりである。

(1) 地 震

本震のみならず大規模な余震を伴ったことが一つの特徴であり、地震発生以前にかなりの降雨があって、地盤が水で飽和に近い状態にあったことが、土質構造物の被害に関係していると想像される。

(2) 災害と地質

震度の分布、被害の状況は地盤を構成する地質状況に大きく影響されている。また、同一震度でも古い地層(古生層、中生層)は被害が少ない、盛土材料について

* 千歳支所長 工博

は火山灰質土を使用したものに被害が多い。

被害としては、地すべり、がけくずれ、地盤沈下、地割れ、噴砂、盛土斜面の崩壊などが見られる。

(3) 強震観測の記録

主として橋梁関係の SMAC-B₂ 型強震計による本震の観測記録から、地盤の水平最大加速度、橋脚または橋台の頭部における水平最大加速度等が明らかになり、応答倍率の概略値、その土質との関連、地域的加速度の分布、地盤加速度の代表的波形を得た。

(4) 河川堤防および護岸の被害

被害は青森県の太平洋岸に集中しており、軟弱地盤上のものに多い。形としては、局部的沈下、堤軸方向のきれつ等で、護岸については、表面の護岸工のみが滑落したものが多い。堤防材料の土質データが馬淵川を除くとほとんどないが、砂分の少ない火山灰土で粘着性が低く、密度も低いものと思われる。馬淵川については、災害後に土質調査、常時微動測定が行なわれ、被害部、無被害部との関連を検討した。

(5) ダムに及ぼした影響

コンクリートダム、フィルタイプダムを通じて、過去に震害例はかなりあり、その特徴もすでに明らかになっている。今回は、コンクリートダムについては、震央に近い夏坂ダムにかぎり、フィルタイプダムについては、荒沢三号ダム、皆瀬ダムを、さらにコンクリートとアーセ接合部の弱点を心配された四十四田ダムについて調査

した。

その結果、特に被害は認められていない。

(6) 道路の被害

被災箇所が太平洋側の青森県に主として分布しており、河川構造物のそれと符合している。被害の内容が道路盛土に集中している点は過去の震害と全く同じ傾向である。今回の被災箇所調査からは、盛土の材料、盛土基礎地盤としての軟弱地盤、基層の傾斜等の影響について現地試験、持ち帰った試料による室内試験によって資料が得られている。

(7) 橋梁関係の被害

全般的に橋梁の被害は著しくない。上部構造については、主げたの移動とそれによる査部の変状が認められた。下部構造については、上部構造の移動、変化によって査付近のコンクリートのきれつが認められるほか、パイルベント方式橋脚の水平方向の剛性不足による被害が見られる。

(8) 津波および河海構造物の被害

地震の規模に比し、被害は軽微であり、チリ地震津波の被災後に築造された海岸構造物の効果を実証している。なお、津波の第一波の運動方向が地域的に異なることが観測されている。また、河川堤防、海岸堤防とも軟弱地盤地域に築造されたものの被害が目立ち、これらに対する耐震設計の必要性が示唆された。

1968年十勝沖地震災害調査報告

第1編 地 震

寺 島 敦*

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 1.

1968 Tokachi-oki Earthquake

by Tsutomu Terashima

Synopsis:

The main shock ($M=7.9$) and the aftershock ($M=7.5$), occurred in offshore Tokachi on May 16, 1968, caused the violent disaster in eastern Aomori prefecture and southern Hokkaido where earthquake intensity was V (J. M. A. Scale), and tsunami attacked the Pacific coast of Japan (the wave height was more than 2 m).

Disasters were found out in roads, earth dams, and railways constructed on the banking. Landslides occurred remarkably in the area that had violent precipitation just before the shocks. The collapse of reinforced concrete buildings looks like to tell us some defects on the structures from the earthquake engineering point of view.

Offshore Tokachi and Sanriku have shown active seismicity, and an earthquake of $M \geq 7$ occurs statistically once in about 70 years. Moreover, from the recent data, earthquake intensity V (J. M. A. Scale) has been felt once in 30-40 years in the area of eastern Aomori prefecture and southern Hokkaido.

Violent precipitation just before the shocks is thought as secondary cause of the disaster of bankings and landslides. The study of the dynamic behavior of the bankings containing plenty water should be done actively, to reduce the disaster by such secondary cause.

Key words (Tokachi-oki Earthquake(1968), Earthquake Damage, Seismicity in Tokachi-oki and Sanriku-oki, Characteristics of Earthquake Motion)

要 旨

昭和43年5月16日、十勝沖に大規模な地震 ($M=7.9$) および余震 ($M=7.5$) が発生し、死者約50名を含み、家屋、道路、堤防、山地、鉄道等にじんだ被害を与えた。

震度 V の地域は、北海道南部と青森県東部との広い範囲に及び、津波は三陸沿岸で最高2m以上に達した。

これらの地震による被害の特徴は、(1)盛土の被害、(2)斜面地形の被害、(3)鉄筋コンクリート建築物の被害に大別することができる。盛土と斜面地形の被害は地震直前の集中豪雨に見舞われた地域に著しい。水を多量に含んだ土質の動的特性の研究は、今後重要な位置を占めるであろう。コンクリート建築物の被害は、地震工学の見地からならぬ欠陥があるように思われる。

三陸沖および十勝沖は、地震活動の盛んな地域で、歴史的に見ると、70年に1回 $M \geq 7$ の地震が発生し、最近の資料からは、震度 V の地震が30~40年に1回、青森県東部および北海道南部で感じられるように推定される。

キーワード (十勝沖地震、地震災害、十勝沖・三陸沖の地震活動、地震動の性質)

* 構造橋梁部主任研究員 現特

目 次

1. まえがき	(2)	5. 十勝沖・三陸沖の地震活動状況	(16)
2. 地震概況	(2)	6. 1968年十勝沖地震の特徴	(17)
3. 災害状況	(3)	7. 考 察	(20)
4. 地震動の性質	(16)	8. 結 語	(21)

1. まえがき

1968年5月16日9時49分頃、北海道襟裳岬の南東約150kmの海底を震源として $M=7.9$ の大規模な地震が発生した。続いて同日19時39分頃に $M=7.5$ の余震が起こり、この2回の大規模な地震のため、北海道南部および青森県に大きな被害を生じた。以下に地震概況および青森県東部の災害状況について述べる。

2. 地震概況

1968年5月16日9時49分頃、北海道襟裳岬沖(40.7°N, 143.7°E)、深さ約20kmに震源を有する $M=7.9$ (関東地震 $M=7.9$ 、新潟地震 $M=7.3$)の大規模な地震が発生した。気象庁により「1968年十勝沖地震」と命名された。続いて同日19時39分に $M=7.5$ の大規模な余震が発生した。本震および余震の各地の震度は下記のとおりである。

(本震：1968年5月16日9時49分)

震度VI：苫小牧

震度V：浦河、盛岡、広尾、函館、八戸、青森

震度IV：岩見沢、江差、室蘭、小名浜、大船渡、石巻、秋田、釧路、帯広、宮古、寿都、札幌、小樽、俱知安、旭川、福島、白河

震度III：東京、仙台、新潟、山形、千葉、宇都宮、軽井沢、秩父、熊谷、長野、根室、網走、森、留萌

震度II：水戸、輪島、横浜、甲府、諏訪、河口湖、酒田、雄武、紋別、稚内

震度I：静岡、高田、銚子、飯田

(余震：1968年5月16日19時39分)

震度V：浦河、広尾

震度IV：秋田、福島、釧路、俱知安、旭川、函館、苫小牧、盛岡、帯広、大船渡、青森、八戸、森

震度III：札幌、仙台、根室、江差、岩見沢、室蘭、酒田、宮古、深浦、石巻、白河

震度II：東京、宇都宮、水戸、甲府、館山、寿都、長野、大島、新潟、千葉、横浜、秩父

震度I：銚子、輪島、三島、軽井沢、尾鷲、高田、稚内、網代

本震および余震の震度分布をFig. 1およびFig. 2に示す。青森気象台および八戸測候所の本震の地震記録紙からTable 1の資料が読み取られた。

余震発生状況はTable 2およびFig. 3に示したごとく、大規模な余震 $M=7.5$ を含み、16日には最高の56回を記録し(有感地震のみ)、その後は既往の地震による余震のごとく、余震の双曲線公式に当てはまるようである。このうち、23日までに八戸における有感地震回数は109回、青森では45回が数えられた。

津波は八戸港の観測によると、第1波は本震発生30分後に始まり(引き潮)、11時32分には全振幅280cmを越える津波が観測された。その後、19時39分の大規模な余震の影響も加わり、三陸沿岸には2m以上の津波が襲来し、海面の異常は18日午前まで認められ、津波の規模としては昭和27年3月4日の十勝沖地震津波に匹敵すると思われる。

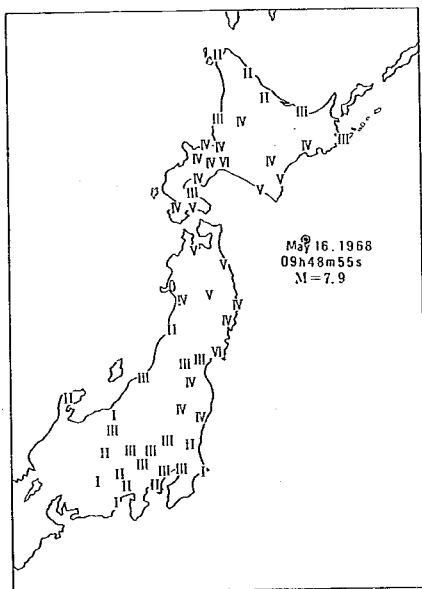


Fig. 1 Intensity distribution of main shock ($M=7.9$).
本震の震度分布図

Table 1 Data from seismograms of 1968 Tokachi-oki earthquake at Aomori meteorological observatory and Hachinohe meteorological station.

青森気象台および八戸測候所の地震記録紙から読み取られた1968年十勝沖地震の資料

Station	Intensity	Time of commencement	Duration of preliminary tremor	Initial motion		Maximum amplitude	Remarks
				Vertical	Horizontal		
Aomori	V	09h49m32.2s	30.1sec	up	W	Obscure	Scale out
Hachinohe	V	09h49m24.3s	16.6sec	up	WSW	Obscure	Movement of the base

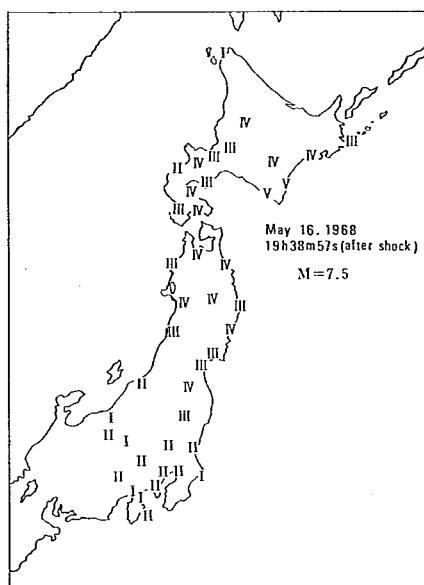


Fig. 2 Intensity distribution of after shock ($M=7.5$)
余震の震度分布図

Table 2 Daily frequency of after shocks
1968年十勝沖地震の余震日別頻度表

	Number of after shocks
May 16	56
17	54
18	15
19	14
20	7
21	9
22	8
23	3

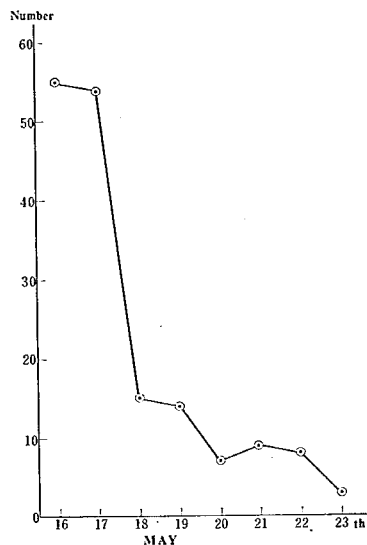


Fig. 3 Daily frequency of after shocks.
余震日別頻度図

3. 災害状況

大規模な余震を伴った今回の地震により、主として青森県東部で土砂や路盤の崩壊が随所に発生した。このほか、家屋倒壊、鉄道不通、通信障害、停電、断水等の被害が続出し、40名を越える死者を出すに至った。青森県東部の被害を特に大ならしめた原因の一つとして、地震発生直前の豪雨による地盤のゆるみをあげることができ

る。この降水と災害との関係については6で述べる。
Table 3は青森県下の被害状況を地区別に示したものである。被害の状況を直感に訴えるため、被害のあった市町村を地図上に示したのがFig.4である。図中、線で示した箇所は顕著な道路被害を生じた場所である。また、海岸上の点は、港湾の被害を示す。Fig.4からも明らかなごとく、被害は主として青森県東部に集中し、西

Table 3 Itemized list of damage at each regional group in Aomori prefecture by 1968 Tokachi-oki earthquake (The list is made up as of May 21, 1968)

1968年十勝沖地震による青森県下の被害表 (1968年5月21日17時現在)

		Aomori	Kanito	Hirosaki	Kuroishi	Namioka	Ōwani	Itayanagi	Goshogawara	Kizukuri	Kanagi	Ajigasawa	Noheji	Mutsu	Ōma	Shichinohe	Misawa	Towada	Konohe	Hachinohe	Sannohe	Total
The loss of man power	The killed	5																4	9	17	6	41
	Missing													1					1	2		4
	The wounded	15											20	8		3	14	64	6	18	19	167
Damage of houses	Razed	5	1										23	84		13	23	149	58	96	6	458
	Partially destroyed	14				2					16	2	91	147		126	138	603	134	438	34	1745
	Washed away																					
	Burnt down	2														1	3	2		3		11
	Half-burnt												1				2			2		5
	Flooded below the floor													60				1		39		100
	Inundated above floor level													110						35		145
	Partially damaged	22	1			7					1	1					735	9163	2979	3047	51	16007
Damage of cultivated field	Non-dwelling	14				1					16		8	34		79	1200	99	25	45		1521
	Rice field										40					40		232		8		320
	Submerged (unit: ha)													470			50			20		540
	field																1			4		5
	Submerged (unit: ha)																			8		8
Damaged part of roads		3				1			2		1		8	20		72	5	100	58	19	86	375
Washed away of bridges		6											5	3		3	1	4		2	1	25
Breach part of banks		3	3											14		1	1			10	1	34
Landslide		2			1								1		1					9	10	24
Damaged part of railways		2	1							1			6	5		14	1			2	2	34
Damaged circuit of communication system																						
Washed away of timber (unit: m)																				200		200
Burnt forestry (unit: ha)																						

Damaged vessels	Sunken										Number of afflicted families	Number of afflicted persons
	Washed away											
	Destroyed											
	Propelled by oars											
											29	1
											145	6

一種であり、大畑線はその副ダムの作用をしたと考えられる。そのために水勢がいくぶん弱められたと推定されるとはいえ、泥流は樹木ともども押し流して、遠景に並み木のように見える立木の所まで被害を及ぼしている。

道路・堤防のほかに、盛土の被害として鉄道線の被害をあげることができる。当時、東北本線を初め、ほとんどすべての軌道は被害を受け、青森県東部は交通不能に陥った。これらの被害は、主として鉄道線の盛土による被害と推察される。Photo 6はその1例である。場所は三戸郡福地村で東北線苦米地―北高岩間で、斜面が完全にすべっていることがわかる。この付近は盛土ののりじりにコンクリートブロックがまいてあるので、盛土のすべりをコンクリートブロックの移動から容易に把握することができる (Photo 7)。鉄道線の盛土の被害の他の例として、大畑線の正津川―川代間をあげることができる。Photo 8はその被害箇所、コンクリートの部分には被害はないが、盛土が流出して線路が浮き上がっているのがわかる。

盛土も一種の斜面ではあるが、次に人工による斜面ではなく、山の斜面のように自然にできた斜面の被害について述べる。Photo 9は青森県三戸郡釧吉地区の釧吉中

学の真山の山くずれを起こした頂の部分で、釧吉中学の被害はこの山くずれが原因していると思われる。Photo 10はPhoto 9の場所で発生した山くずれが泥流となって釧吉中学の校舎まで斜面にはえていた熊笹の葉をむしりとりとって流れた様子を示している。この泥流はPhoto 11のごとく、小屋をつぶして校舎の山側に、押し流してきた樹木といっしょに堆積した。多分、この山くずれの影響と思われるが、山の切り取り面に立っている校舎の底をえぐって土砂がグラウンドに流出した (Photo 12)。この流出した土砂は11名の中学生を生き埋めにし、4名の犠牲者を出した。これらの土砂の流出状況は高さ約10mのがけから水平距離約50mの所まではじき出された感じを与える (Photo 13) にもかかわらず、校舎内部は被害を受けていない (Photo 14)。このほか、五戸町志戸岸および豊間内、シラス地帯の浅水、また八戸市街から約9km 西にある正法寺地区で大規模な山くずれまたは山津波が発生した。Photo 15は五戸町浅水地区のシラスの岡で、岡全体が写真のような地すべりを起こしている。正法寺地区では、頂が平らに切り開かれて1本の樹木もなく、砂質土壌 (シラスと思われる) が露出している。そのため、雨が浸透しやすかったと思われる。ここ



Photo 1 Damage of banking (Metoki area of Route 4).

国道4号篠目時地区の盛土の被害

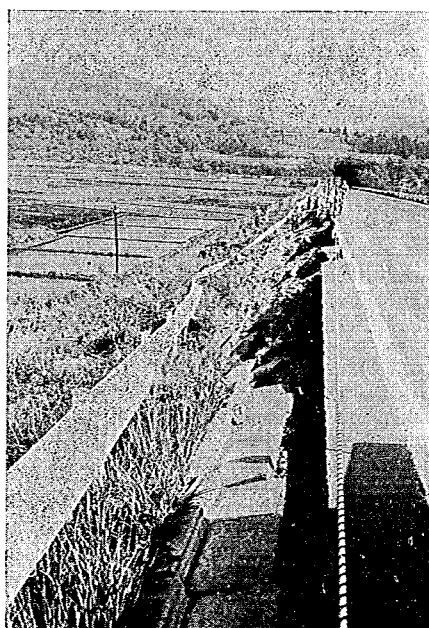


Photo 2 Damage of banking (Metoki area of Route 4).

国道4号篠目時地区の路肩の被害

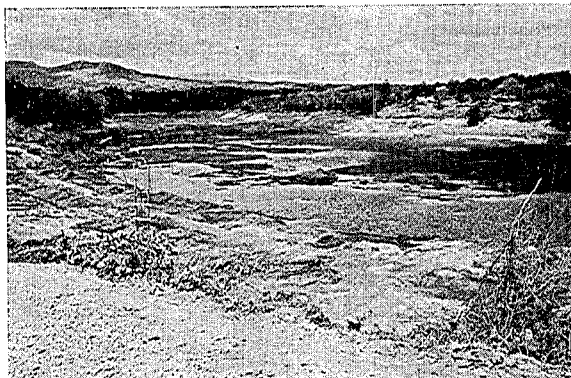


Photo 3 Damage of banking (Hayagake-numa pond in Mutsu city).
The reservoir water was discharged by damage of the banking.
むつ市「早掛沼」(貯水が堤防決壊により流出している状態を示す)



Photo 5 Damage of rice field by damage of the banking of Hayagake-numa pond. The flood by damage of the banking converted the rice field into a temporary lake (near Hayagake-numa pond).
むつ市「早掛沼」の反対側の被害



Photo 4 Damage of banking (Hayagake-numa pond in Mutsu city).
むつ市「早掛沼」(締め切り堤の決壊状況)

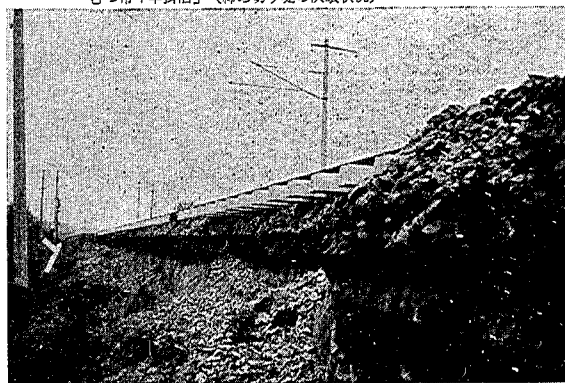


Photo 6 Damage of railway. Near Tomabechi area in Tōhoku line.
鉄道被害、東北本線苗米地付近

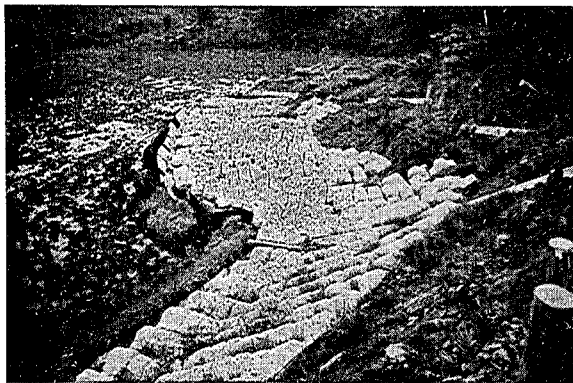


Photo 7 Damage of railway. Near Tomabechi area in Tohoku line.
鉄道被害，東北本線苔米地付近

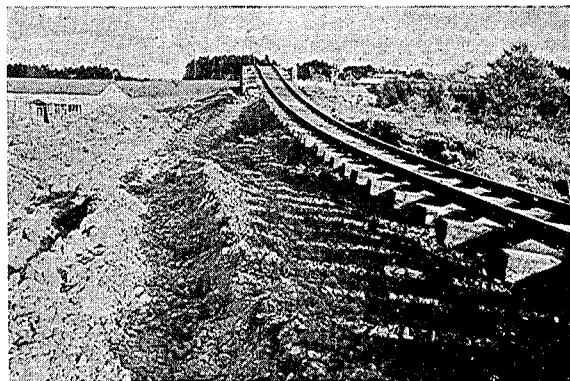


Photo 8 Damage of railway. Near Deto area in Ohata line.
鉄道被害，大畑線出戸付近



Photo 9 Landslip. A hill at the back of Ken'yoshi middle school in Sannohe town.
鯨吉中学（三戸）裏の山くずれ



Photo 10 Landslip. A hill at the back of Ken'yoshi middle school in Sannohe town.
剣吉中学（三戸）裏の山くずれ

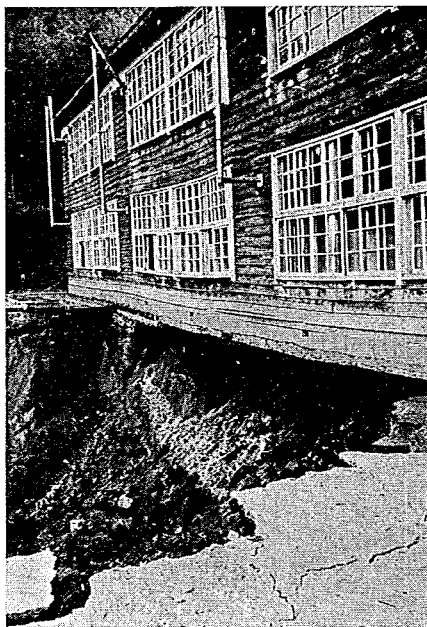


Photo 12 Landslip. The playground of Ken'yoshi middle school in Sannohe town.
剣吉中学（三戸）運動場側のがけくずれ



Photo 11 Landslip. A hill at the back of Ken'yoshi middle school in Sannohe town.
剣吉中学（三戸）裏の山くずれ

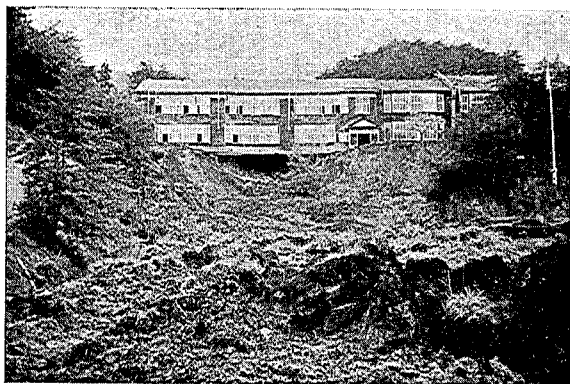


Photo 13 Landslip. The playground of Ken'yoshi middle school in Sannohe town.
 剣吉中学（三戸）運動場側から見たかきくずれ

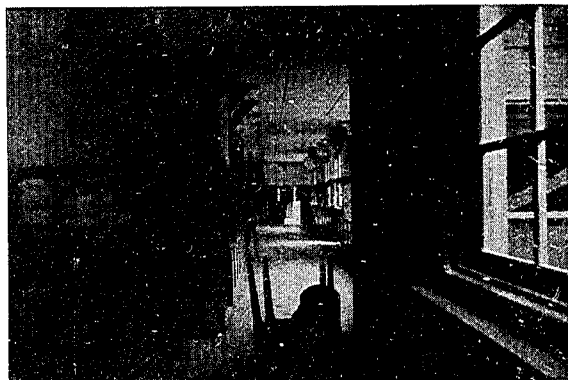


Photo 14 Inside of the school house of Ken'yoshi middle school in Sannohe town.
 剣吉中学（三戸）の校舎内部

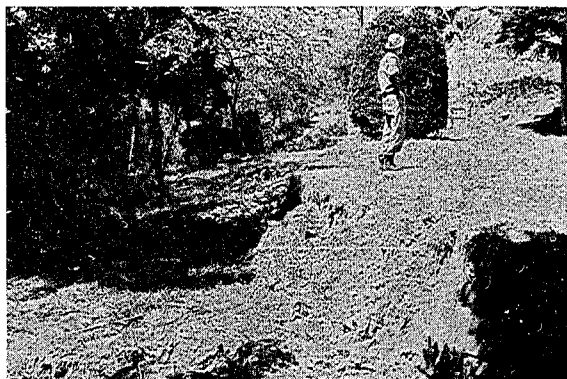


Photo 15 A hill on the eve of the landslide at Asamizu area in Gonohe town.
 五戸町浅水地区にある全山地すべり寸前の丘

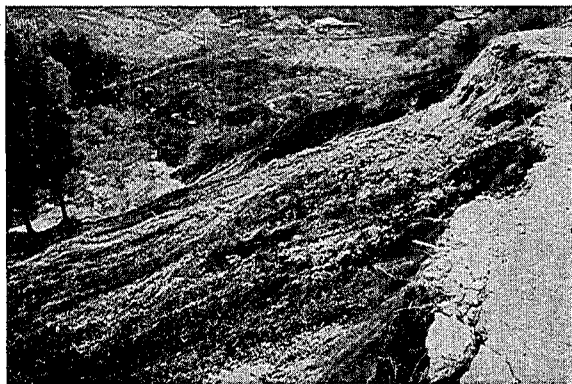


Photo 16 Landslip at Shōbōji area in Hachinohe city.
八戸市正法寺地区の山くずれ



Photo 17 Landslip at Shōbōji area in Hachinohe city.
八戸市正法寺地区の山くずれ



Photo 18 Landslip at Shitogishi area in Gonohe town.
五戸町志戸岸地区の山くずれ

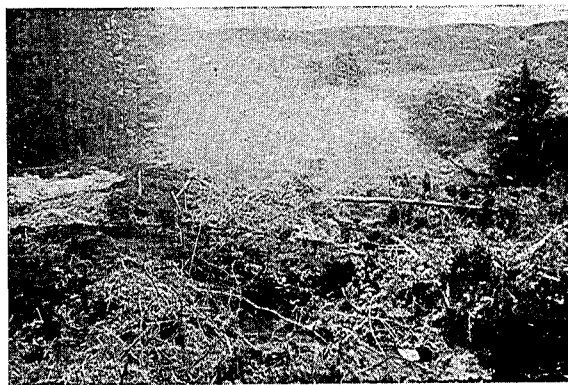


Photo 19 Landslip at Shitogishi area in Gonohe town.
五戸町志戸岸地区の山くずれ



Photo 20 Damage of houses by landslide at Shitogishi area in Gonohe town.
五戸町志戸岸地区の山くずれによる家屋の被害



Photo 21 Damage of reinforced concrete building (Misawa commercial high school in Misawa city). Collapse in the immediate after the earthquake.
三沢商業高校校舎の被害，地震直後に陥没

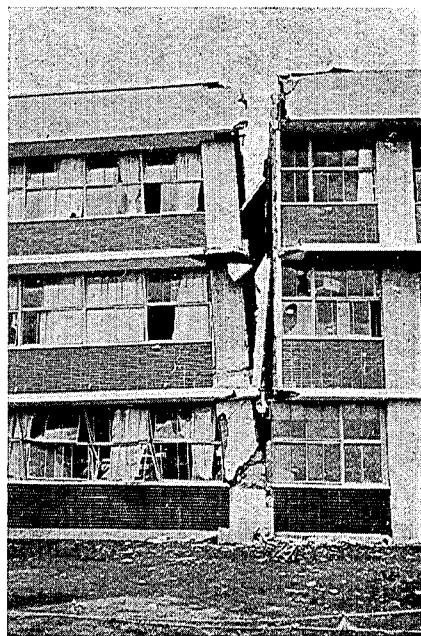


Photo 22 Damage of reinforced concrete building (Misawa commercial high school in Misawa city). Enlarged photo of damaged joining part between old and new school buildings.

三沢商業高校校舎の被害，新旧校舎の接合部



Photo 23 Damage of reinforced concrete building (Misawa commercial high school in Misawa city). Enlarged photo of the part of collapse.
三沢商業高校校舎の被害，座屈した部分

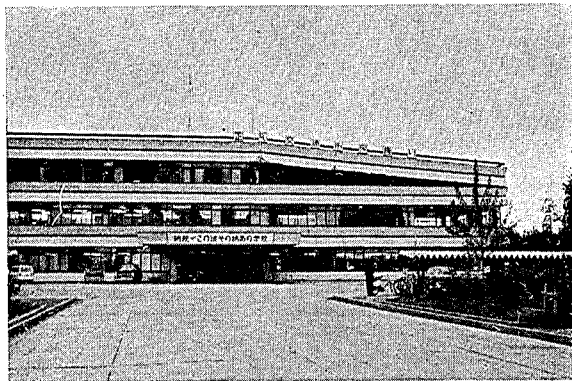


Photo 25 Damage of reinforced concrete building (The government building of Mutsu city).
むつ市役所庁舎の被害

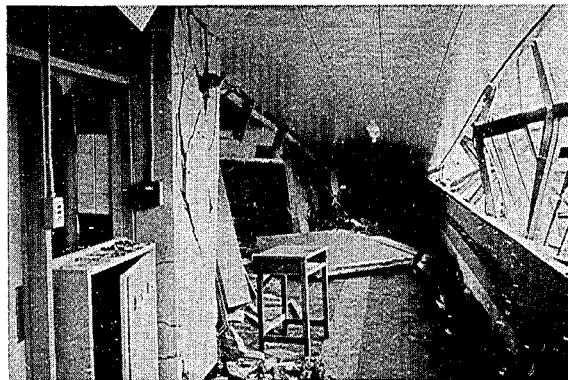


Photo 24 Damage of reinforced concrete building (Misawa commercial high school in Misawa city). Inside of 1st floor of the school building.
三沢商業高校校舎の被害，1階内部

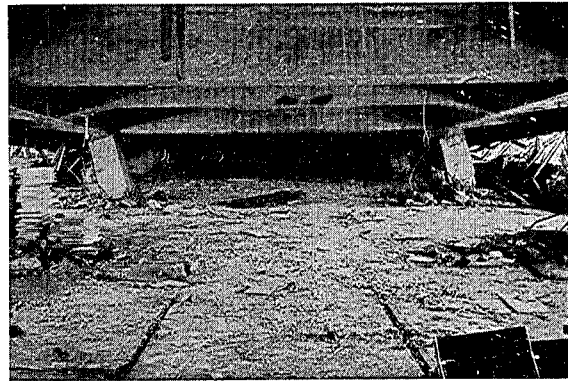


Photo 26 Damage of reinforced concrete building (Inside of 3rd floor of the government building of Mutsu city).
むつ市役所庁舎の被害，3階内部

では5名の犠牲者が出た。Photo 16は正法寺地区の山くずれの頂付近を示し、Photo 17は被害を受けたふもとを見おろしたもので、写真に見える樹木が斜面にあったものである。五戸町志戸岸および豊間内では、鯉吉地区および正法寺地区と同様の山くずれと大規模な山津波が発生した。Photo 18は山津波の上部を示す。Photo 19は下部を見おろしたもので5~6軒が埋没している。Photo 20は同じく志戸岸の他の山くずれにより、その末端部にあった家屋が削り取られているのを示している。この写真から相当な勢いで土砂が流出したと推定される。

今回の地震災害の顕著なものの一つとして、鉄筋コンクリート建築物の被害をあげることができる。函館大学の被害が大きく取りあげられたが、青森県下ではむつ市役所の庁舎と三沢商業高校の校舎をあげることができる。むつ市役所の庁舎は完成後丸5年、三沢商業高校の校舎は昭和43年2月に増築工事が完了したばかりで、両者とも3階と1階の違いはあるが、地震直後に圧壊した。Photo 21は圧壊した三沢商業高校校舎の全景、Photo 22は旧校舎と増築校舎の接合部、Photo 23は1階の圧壊した部分を示し、Photo 24は1階内部である。Photo 25はむつ市役所庁舎の全景で、3階が中央から圧壊しているのを示している。Photo 26は圧壊した3階内部である。

以上に、いくつかの写真例とともに被害の型を説明した。盛土も斜面の1種と考えるならば、踏査範囲内では、小は埋土ののり面、なだらかな斜面の畑、大は数十メートルに及ぶ山の斜面で、各所にすべりを起こしてい

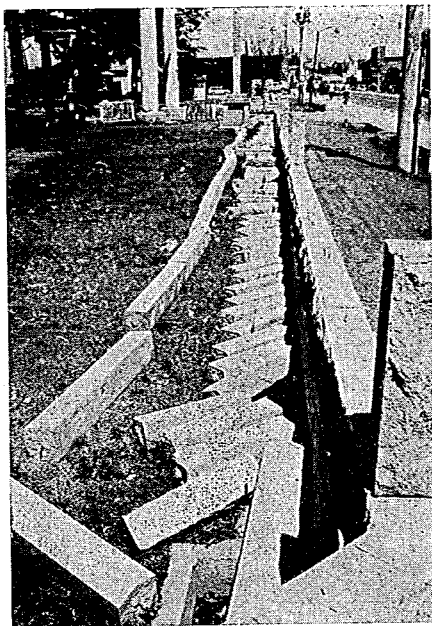


Photo 23 A violent fall of a stone wall of a shrine in Towada city. The direction of the fall is N20°E on the south.

十和田市内の神社の石垣の被害、N20°Eで南側に転倒



Photo 27 A violent fall of a stone lantern on a top of a hill at Asamizu area in Gonohe town. The direction of the fall is N20°W on the south.

五戸町浅水地区の丘の上の灯ろうの転倒、N20°W方向で南側に転倒



Photo 29 A violent fall of tombstones near the mouth of the river Ma-bechi in Hachinohe city. The direction of the fall is scattering, and the percentage of the fall is 60%.
八戸市馬渡川付近の墓石の転倒，方向性なく，転倒率60%

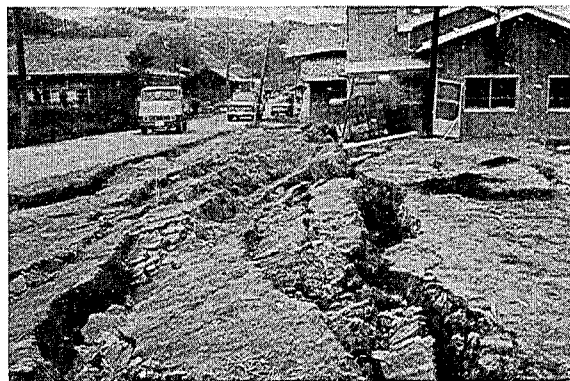


Photo 30 Ground fissure at Toyomanai in Gonohe town.
五戸町豊間内地区の地割れ

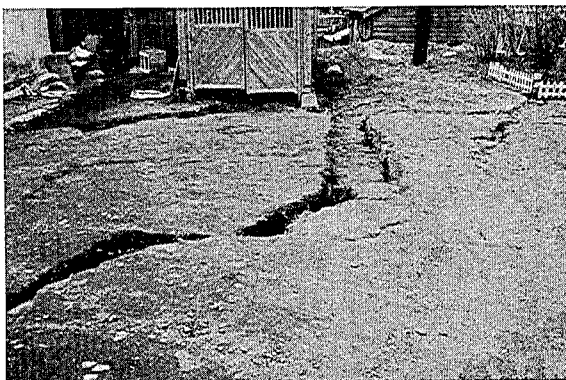


Photo 31 Ground fissure at the station front of Ōminato.
大湊駅前の地割れ

Table 4 Percentage of collapsed houses in Aomori prefecture.

青森県下の家屋倒壊率

Area	Percentage of razed houses to full number of houses	Percentage of damaged houses to full number of houses
Hachinohe	0.23	0.76
Misawa	0.22	0.89
Mutsu	0.94	1.76
Gonohe	1.26	2.71
Sannohe	0.16	0.61
Noheji	1.11	3.30
Towada	1.25	3.79
Aomori	0.0085	0.020

$$\left(\frac{\text{percentage of razed houses to}}{\text{full number of houses}}\right) = \left(\frac{\text{the number of razed houses}}{\text{the full number of houses}}\right) \times 100$$

$$\left(\frac{\text{percentage of damaged houses to}}{\text{full number of houses}}\right) = \frac{\left(\frac{\text{the number of}}{\text{razed houses}}\right) + \left(\frac{\text{the number of houses}}{\text{partially damaged}}\right)}{\text{the full number of houses}} \times 100$$

た。道路・鉄道の盛土は青森県東部のほとんど全域にわたってなんらかの被害を受け、山くずれは五戸町を中心にした付近一帯で発生していた。シラス地帯の五戸町浅水地区は山くずれの原因として地震動の強さと地震直前の降水量に、地質の影響も考慮しなければならぬであろう。また、鉄筋コンクリート建造物の被害は、地震動によるものほかに被害を生じるといふ他の要素が組み合わさっていると思われる。

4. 地震動の性質

地震動の性質および強さは、地震動による物体の移動、被害状況から推定することができる。一般に、墓石・灯ろう等の倒壊方向は地震波動の伝ば方向と密接な関係をもっている。Photo 27 は五戸町浅水地区の地すべりを起こしている山の頂の神社の灯ろうで、倒壊方向はN20°Wで南側に倒れている。この向きは震源とは反対の向きを示す。Photo 28 では十和田市内の神社の石垣がN20°Eで南側に倒れている。この転倒方向は震源と十和田市を結ぶ直線にはほぼ直角方向と推定される。八戸市を流れる馬淵川河口付近にあった墓地 (Photo 29) では、転倒率60%を示したが、転倒の方向性は認められなかった。

地割れから震度を推定することもできるが、五戸町豊間内地区には道路をはさんで山地と水田があり、水田側に埋め立て地がある。この山地では山くずれを起こし、埋め立て地では地すべり状の地割れ (Photo 30) が起こっているが、埋め立て地に発生した地割れのため、この地割れの存在から直ちに震度を推定することはできないが、大湊駅前 (Photo 31) およびその構内には地割れが認められる。気象庁震度階によれば大湊付近は震度VIの

範ちゅうにはいるであろう。

木造家屋の倒壊率を総戸数のわかっている市町村について調べた。その結果がTable 4である。この倒壊率から、青森県東部は震度Vまたはかろうじて震度VIの範ちゅうにはいるが、木造家屋に対する被害はほとんどないといつてよい。これは、この地方の木造家屋の屋根がトタンぶきであることも被害を最小に食い止めた一つの理由であると推察できる。

5. 十勝沖・三陸沖の地震活動状況

理科年表 (昭和43年版) を用いて、十勝沖および三陸沖に発生した地震を整理してTable 5を得た。Table 5中、明治以前のものについては震源が明確ではないので、現在いわれている十勝沖および三陸沖の地域外に発生したものも含まれていると思われる。Table 5からこの約1,000年間にM≥8の地震が4回の地方に発生している。また、M≥7は14回の多きに達している。このことは200年から250年に1回の割合でM≥8の地震が発生し、約70年に1回の割合でM≥7の地震が発生していることになる。

十勝沖地震を最もよく記録できると思われる八戸および浦河測候所における近年の震度分布 (八戸は1936年6月以後、浦河は1930年6月以後) はTable 6で、これを図に示すとFig. 5のごとくなる。Fig. 5およびTable 6だけから上記両測候所ですべて同じ地震を記録しているとはいえないが、この地方の地震活動性からみて、十勝沖および三陸沖の地震をこれらの資料は多分に含んでいると思われる。上述のことが認められるならば、Fig. 5から北海道南部および青森県東部に震度Vを与える十勝沖および三陸沖の地震は、30年または40年に1回の割

Table 5 Past main earthquake in Tokachi-oki and Sanriku-oki areas.

十勝沖・三陸沖の既往地震

Date	Location	M	Remarks
869, Jul. 13	Off Sanriku (143.8°E, 38.5°N)	8.6	Drowned persons: about 1000. Great tsunami (Sanriku coast).
1611, Dec. 2	Off Sanriku (143.8°E, 38.2°N)	8.1	Great tsunami (Sanriku coast). Drowned persons: 4783.
1739, Aug. 16	Southern Mutsu (142.3°E, 40.7°N)	7.1	Many razed houses in Hachinohe and Aomori areas.
1763, Jan. 29	Southeast of Mutsu (142°E, 40.8°N)	7.4	Tsunami (near Hachinohe).
1763, Mar. 11	Near Hachinohe (142°E, 40.7°N)	7.4	Many razed houses in Hachinohe area.
1763, Mar. 15	Near Hachinohe	7.1	Tsunami (Minato village), many drowned persons and horses.
1896, Apr. 15	Off Sanriku (144.2°E, 39.6°N)	7.6	Great tsunami, the hight 25m at Yoshihama area. Washed away houses: 10617. Drowned persons: 27122.
1897, Aug. 5	Off Sanriku (143.7°E, 38.0°N)	7.7	Tsunami hight: 3m.
1901, Aug. 9	Off Hachinohe (141.8°E, 40.3°N)	7.7	Losses: 18 Razed houses: 8 } in Aomori prefecture. After shock at 10th with small tsunami.
1933, Mar. 3	Off Sanriku (144.4°E, 39.15°N)	8.5	Great tsunami, the hight 24m at Ryōri bay. Washed away houses: 4086. The killed: 2986.
1952, Mar. 4	Off Tokachi (144.1°E, 41.8°N)	8.2	Very disastrous with tsunami in Tokachi, Hidaka and Kushiro areas. Razed houses: 815 Houses partially destroyed: 1324 Washed away houses: 91 Houses burnt down: 14 The killed: 28 The wounded: 287 Missings: 5
1960, Mar. 21	Off Sanriku (143.5°E, 39.8°N)	7.5	Slight damage in Iwate, Aomori and Yamagata prefectures. Tsunami hight 81cm at Hachinohe.
1968, May 16	Off Tokachi	7.8	1968 Tokachi-oki earthquake.
1968, May 16	Off Tokachi	7.5	After shock of 1968 Tokachi-oki earthquake.

合で、同じく震度Ⅳを与える地震は約3年に1回の割合で発生することになる。約30年程度の上記資料 (Table 6および Fig. 5) から推定することは危険が伴うが、震度Ⅵの地震は100年から200年に1回の割合で発生することが期待される。

6. 1968年十勝沖地震の特徴

今回の地震は十勝沖地震とはいえ、三陸沖に近く、しかも規模の大きな余震 $M=7.5$ を伴ったことは、前回の1952年の十勝沖地震と異なった現象である。したがって、本震による被害に余震による被害が累積していると考えられるので、被害状況から震度を推定する場合、実際の場合より大きな震度を推定するおそれがあるが、青森県下の踏査結果による被害状況から判断して、青森県

東部はすべて震度Ⅴの範ちゅうにはいる。木造家屋の倒壊率および地変現象とその副因的要素から判断した場合は、かろうじて震度Ⅵの範ちゅうにはいる*。

$M>7.0$ 以上の連続した本・余震で発生した災害の顕著な特徴は前述したごとく、盛土および山地を含む斜面の崩壊、鉄筋コンクリート建造物の圧壊と、それに反して木造家屋の被害が僅少であったことがあげられる。木造家屋の被害が僅少であったことは、この地方が多雪地帯のためか、かわら屋根がなく、トタン屋根がその大部分を占めており、屋根の重量が軽いことと、5.で述べたごとく地震多発地帯に隣接しているため、耐震に対する“生活の知恵”が行きわたっていたからと考えられる。鉄筋コンクリート建造物の被害については、その原因が建築関係の専門家によって追究されるであろう。

* 震度Ⅴ：強震，80～250gal. 壁に割れ目はいり，墓石，石灯ろうが倒れたり，煙突・石垣などが破損する程度の地震
震度Ⅵ：烈震，250～400gal. 家屋の倒壊は30%以下で山崩れが起き，地割れを生じ，多くの人が立っていることができない程度の地震

Table 6 Frequency distribution of earthquake intensity at Hachinohe and Urakawa meteorological stations (Hachinohe's data: from June 1936, Urakawa's data: from June 1930).

八戸・浦河両測候所の震度の頻度分布（八戸測候所は1936年6月以後、浦河測候所は1930年6月以後の資料）

Intensity	Hachinohe July 1936—1966	Urakawa June 1930—1966
I	942	889
II	416	332
III	79	105
IV	9	13
V	1	2
VI	0	0

斜面の崩壊については、今回の地震発生直前の多量の降水がその副因と考えられる。Table 7 および Fig. 6 からわかるごとく、青森県東部は震源に近いように、西部に比較して多量の降水を記録している。青森県東部では3日間に100mm以上、場所によっては200mm以上の降水があった。今回の降水が平常の場合とどの程度の差があるかを比較するため、理科年表（昭和43年版）の資料から青森気象台の降水に関する種々の資料をTable 8に示した。Table 8とTable 7の青森市の項を比較しても、今回の雨量がいかに多かったかがわかる。この地震発生直前

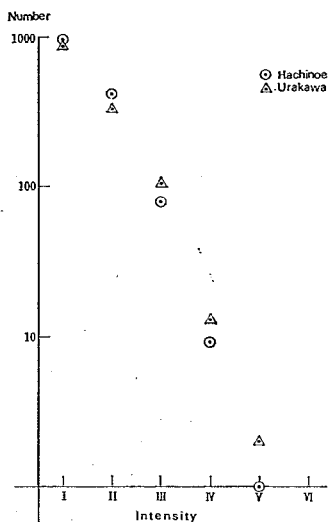


Fig. 5 Frequency distribution of earthquake intensity at Hachinohe and Urakawa meteorological stations (Hachinohe's data: from June 1936, Urakawa's data: from June 1930).

八戸・浦河両測候所の震度の頻度分布図（八戸測候所は1936年6月以後、浦河測候所は1930年6月以後の資料）

Table 7 The precipitation of each block in Aomori prefecture in 3 days just before 1968 Tokachi-oki earthquake (from 09:00 May 12 to 09:00 May 15, 1968).

1968年十勝沖地震発生直前3日間の青森県各地の降水量

（自昭和43年5月12日9時
至昭和43年5月15日9時）

Location	Date	May 12	13	14	15	Total
Ōma		2	51	16		69
Ōhata		6	85	31		122
Tanabu		2	68	43		113
Kawauchi		2	59	21		82
Wakinosawa		1	46	7		54
Odanozawa		5	87	40		132
Yokohama		5	85	62		152
Rookasho		5	86	40	1	132
Noheji		2	79	39	1	121
Tenmabayashi		2	60	54	3	119
Kominato		2	62	23	1	88
Aomori		1	33	87	2	123
Kanita		4	42	36	2	84
Tairadate		2	34	9	1	46
Imabetsu		2	35	20		57
Kotomari		4	13	14		31
Shariki		5	19	19		43
Kanagi		2	24	25	4	55
Goshogawara		1	13	31		45
Ajigasawa			6	21	1	28
Fukaura			17	15		32

Table 7 のつづき

Location	Date	May 12	13	14	15	Total
Onizawa			12	27		39
Higashimeya			15	15		30
Hirosaki			11	25		36
Kuroishi			10	34		44
Ochiai			12	28		40
Ikarigaseki		5	25	10		40
Misawa		1	83	42	6	132
Momoishi		2	80	53	9	144
Hachinohe		2	89	59	13	163
Shichinohe		2	49	97	16	164
Sanbongi		1	56	102	32	191
Kozawaguchi		3	29	113	25	170
Konohe			64	117	30	211
Nakui		2	49	81	18	150
Sannohe		1	26	68	15	110
Tatsuko			16	45	11	72
Yasumiya			21	29		50
Oike			18	5		23
Matsudai			10	39		49
Nishimeya			18			18
Ichinowatashi		1	16	22		38
Namioka			15	53		68
Kizukuri						
Nakasato		2	27	38		67
Nakaoguni		5	37	38		80
Kamikitakozan		7	31	100	16	154
Chibiki			72	53		125
Horanai			46	103		149
Yakeyama			22	73	15	110
Iwayazawa		4	93	64		161
Sunakomata			79	45		124
Sai			38	49		87
Yamatoyama		4	60	150	5	219
Owani			30	18		48
Tomari			90	39		129
Hera			39	103	16	148

Table 8 Data for precipitation at Aomori meteorological observatory (after Rikannenpyo (1968)).

青森地方気象台の降水に関する資料（理科年表昭和43年版による）

Items	Period		Remarks
The minimum precipitation of May	1931—1960	67mm	
Yearly mean of precipitation	1931—1960	1300mm	
The maximum record of precipitation in a day of May	1886—1966	188mm	Aug. 22, 1935
The maximum record of precipitation in a hour of May	1937—1966	58mm	Aug. 13, 1943
The maximum record of precipitation in a 10 min. of May	1937—1966	18mm	Aug. 13, 1943
Days of heavy rain for the past 10years in May (more than 30mm of precipitation)	1951—1960	2days	
Days of heavy rain for the past 10years in May (more than 50mm of precipitation)	1951—1960	0days	
Days of heavy rain for the past 10years in May (more than 100mm of precipitation)	1951—1952	0days	
Normal days of the weather in May	1945—1952		
very clear days		8days	
clear days		5days	
cloudy days		14days	
rainy days		4days	

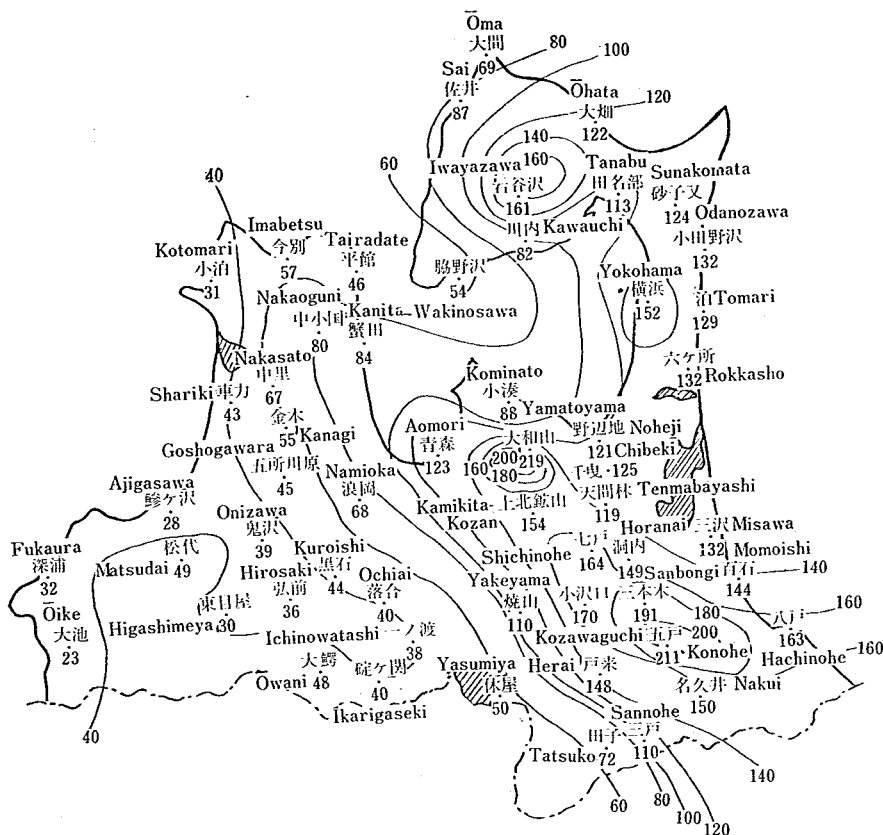


Fig. 6 Distribution of precipitation in Aomori prefecture just before the occurrence of 1968 Tokachi-oki earthquake (from 09:00 May 12 to 09:00 May 15, 1968).

1968年十勝沖地震発生直前3日間の青森県下の雨量分布図（5月12日9時から5月15日9時まで）

の多量の降水量のため、地震前すでに交通障害が各所で発生していた。また Fig. 6 からわかるように、五戸をはじめ被害の大きかった地域は等降水量線の目玉に一致しているようにみえる。このように、地震発生時には青森県東部の地盤は水で飽和状態にあったと推定される。ゆえに、1968年十勝沖地震による被害は直接の震害に加えて上述の降水により、地盤が飽和していたため、この水で飽和された地盤が地震動により破壊されたと考えられる。特に新しい盛土はとその被害は著しく、鉄道の盛土、ゆるい傾斜地から山地崩壊まで、場所によっては泥流となって崩壊している。また、山の頂が人工的に削り取られた場所は降水が浸透しやすいため、特に大規模

な山くずれを誘発したように思える。

7. 考 察

大規模な地震が陸地またはその近辺の海底で発生した場合、その震源地に近い陸地に人類が住んでいるならば、そこに地震災害が発生する。その災害の大きさは自然界に人工の加える度合の多少によって影響されるように思える。その災害の種類は、その度合が多いほどますます多岐にわたるであろう。今回の地震も規模の大きな余震を伴ったとはいえ、既往地震中の最大級の地震ではないにもかかわらず、近代的な道路や鉄筋コンクリート建造物が破壊されている。

前述したごとく、盛土を含むほとんどすべての斜面で例外なくすべりを起こしている。盛土をはじめ山地の場合も自然界に人工の加わった場所ほど、規模の大きい被害が発生している。このことは人工の加わった場所ほど降水が浸透しやすく地盤が水で飽和されて被害を大きくしているように感じられる。この顕著な例としては正法寺地区の山くずれ、目時地区の国道4号線の被害を指摘することができる。このほか、浅水川流域のシラス地帯という地質条件も被害発生の一因として忘れることはできない。

現在、各地で山地が切り開かれ、宅地化されている場所では、多量の降水直後に発生する地震では同様な被害が発生すると想像される。

このような被害を軽減するためには、土質工学、特に今回の地震のように、水分を多量に含有した盛土や斜面の動的挙動についての研究が今後の重要な研究課題の一つとして提起されるべきである。また、鉄筋コンクリート建造物の被害の原因も近い将来、その詳細が判明する

ことが期待される。

地震災害は主として地震動による被害であるが、付加的に、たとえば上記の降水のごとく種々な副因があることを忘れてはならない。これらの副因をできるかぎり地震時に伴わないようにすることも広い意味の耐震工学といえるであろう。

8. 結 語

約1週間にわたり、青森県下を踏査した結果をまとめたものであるが、1週間という短期間の踏査のため、より多くの学術的に大切な被害箇所および現象を調査し残した懸念がある。また、短期間に広範囲な踏査を行なったため、定量的な調査が不十分であったとはいえ、このように短期間に青森県下を踏査できたことは東北地方建設局、特に青森工事事務所および岩手工事事務所の好意によるものである。ここに深く感謝の意を表する次第である。

1968年十勝沖地震災害調査報告

第2編 地震災害の概況ならびに震害地域の地質

栗 林 栄 一*

桑 原 啓 三**

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 2

Amounts of the Earthquake Damage and Geological Feature

by Eiichi Kuribayashi

Keizo Kuwahara

Synopsis:

Amounts of the Earthquake Damage

A total number of the earthquake damage due to the Tokachi-oki Earthquake 1968 was estimated by the government of Japan as shown in Table 1. The severest damage occurred in Aomori prefecture, especially, along the coast line aparted about one hundred and fifty kilometers from the epicentral area located N 40.7° /E 143.7° off the coast of north part of Japanese islands along the west rim of the Pacific Ocean.

There was not so severe damage in Hokkaido almost aparted the same distance from the epicenter, because of the difference of geological conditions and/or soil mechanical properties of surface layers of grounds and of the difference of the amount of rain falls before the shock between both these two districts which would be suggested. A few of damage occurred in Iwate, Miyagi and Akita prefecture.

A total number of death was awfully counted as forty eight, disappears four, injured three hundred twenty-nine and some fatally. About twenty thousand and five hundred lost their houses after the shock.

A total amount of the damage was estimated as about fifty three billion yen. Such serious damage broke out on number of public facilities and private estates as shown in Table 2.

Concerning artificial and natural objects, except buildings, administrated by Ministry of Construction, for example, national highways, provincial roads, river banks, dams, sea coasts and preservative facilities for natural slopes in mountain districts, the damage of these public facilities was reported as follows.

Several routes of the highway system in Aomori prefecture were closed during a full day after the shock, any confusion however was not reported on traffic, because the Tohoku Regional Bureau of Construction Ministry and Prefectural Front Offices had directed simultaneously detours after survey on damaged districts, and residents and tourists cooperated actively in the direction.

On highways, roads and bridges, such number and amount of damage was reported as shown in Table 3. Damage occurred in bridges was not so fatal that traffic flows should be closed. The amount of the damage, however reached about four hundred and twenty million yen. Serious damage occurred in embankments and pavements. The amount of the damage, about two billion yen was recorded.

Meanwhile, an amount of damage in hydraulic facilities defined in Table 4 and land failures is estimated in about two billion and a half yen.

Land failures mostly occurred in Aomori Prefecture because of such heavy rain fall that it had kept three days just before the shock and scored from 100 mm to 200 mm extraordinarily. The loss of human lives mostly

* 構造橋梁部振動研究室長

** 地質化学部地質研究室研究員 (元構造橋梁部基礎研究室研究員)

occurred because of the land failure, extraordinary rain fall and shock.

Geological Feature

Distribution of seismic intensities and damage caused by the Tokachi-oki Earthquake 1968 seems being affected by such geological characteristics as the geology shown in Fig. 1. In such districts as subjected to strong motion and damaged severely even aparted longer distance than others from the epicenter, Recent and/or Pleistocene are exposed, shorter damage in Tertiary and a few of damage in Mesozoic and Paleozoic.

Fig. 2 shows the geological profiles of Hachinohe and the throat of Shimokita peninsula in Aomori Prefecture. The bed rock in the severe damaged area is Neogene tertiary covered with relatively thick Pleistocene and Recent less about fifty meters thick. Where Pleistocene is almost exposed, the surface layer of tuff with pumice and black tuffaceous humus shall be suggested to relate the failure of natural slopes as shown in Photo 1, Photo 2 shows the rupture of quartz-andesite lava in Pleistocene.

Almost all of liquefaction, cracking and settlements occurred in the district where alluvial clays and loose sands sedimented in about forty meters thick and the soil profile and standard penetration value are shown in Fig. 3, Photo 3 and 4 show the liquefied loose sands and the damage of a hut by liquefaction, respectively.

Key words (The Tokachi-oki Earthquake 1968, Disaster, Damage, Geology)

要 旨

十勝沖地震による被害の概況と損害額の推計値を報告するとともに、地質と被害の関係を巨視的に照査した結果を報告している。

キイワード (1968十勝沖地震, 災害, 損害額, 地質)

目 次

1. 被害の概況.....(2)	3. 地形概説.....(5)
〔1〕 被害の総数.....(2)	4. 北海道西南部の地質.....(5)
〔2〕 道路および橋梁の被害の概況.....(3)	5. 青森県の地質.....(6)
〔3〕 河川およびダム等の被害の概況.....(4)	6. 東北その他地区の地質.....(11)
2. 地質概説.....(5)	7. 地質と震害.....(11)

まえがき

1968十勝沖地震では青森県、岩手県、宮城県、北海道などの4道県において、合わせて48名にのぼる死者を出した。これらの犠牲者の方々のご冥福を心からお祈りする。犠牲者を出した原因の多くは自然崖または整地盛土などの崩壊または陥没によるもので、その他の構造物、すなわち道路盛土、鉄道盛土、河川堤防、アースダム、港湾など主として土を材料としている土木構造物の被害も多額なものとなっている。

震度5以上の強震を記録した地域は北海道南岸の一部、青森県のはば全域、秋田県の北東部、岩手県の北部であり、被害が最も多く発生したのは下北半島から野辺地、三沢、十和田をおおって八戸に至る青森県の東部一帯と北海道の渡島半島の南端であった。

地質の面から見ると震度5以上の強震をこうむりながら被害が軽微であった地域、つまり北海道の日高山地の南部、八戸の南にある三陸山塊などは古生層および中生層からなる古い地層からなっている。一方、その他の地域はおおむね新第三紀層、洪積層、沖積層および新第三

紀以降の噴出岩からなる地層からなっている。被害が最も多く発生している地域のうちで青森県東部の小川原湖から八戸にかけての地盤の基盤は第三紀層で、この地方を代表する起伏の穏やかな丘陵地の成因とみられる河川や沼湖における第三紀層への切り込みは数10mに及び、沼湖では40mに達する粘土の堆積がみられ、地上部には最大50mにおよぶ中・古期洪積層があり、表層はいわゆる火山灰で数m以下の堆積からなり、表土は黒ボクといわれている火山噴出物が数10m程度堆積している。馬淵川、奥入瀬川水系の平野部での砂層の堆積は30mを上回らないと考えられる。

1. 被害の概況

〔1〕 被害の総数

中央防災会議の別組織として臨時に設置された1968十勝沖地震非常災害対策本部が取りまとめた発表した昭和43年5月22日現在における東北・北海道地方における被害の総数は Table 1 に示すとおりである。

その概要は、(1)死傷者381名、うち死者48名、うち43名は青森県内でのもの、(2)建物全壊676、全焼13、

Table 1 Numbers of Damage due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

被害件数一覧

as of May 27, 1968

Prefectural district			Aomori	Iwate	Miyagi	Akita	Saitama	Hokkaido	Total
Item									
Human life	Death	head	43	2	1			2	48
	Disappeared	head	4						4
	Injured	head	188	4	1	2	2	132	329
Housing and Building	Destroyed completely	house	657	2				17	676
	Destroyed partially	house	2,900	34	1			49	2,994
	Burnt completely	house	11					2	13
	Burnt partially	house	5						5
	Submerged over floor	house	100	109	1			11	221
	Submerged under floor	house	145	144				19	308
	Damaged partially	house	14,679	82	12			710	15,483
	Non residence damaged	house	1,521	160	7	3		83	1,774
Farm	Rice field	Sediment covered	ha	320	1			56	377
		Submerged	ha	540		32			572
	Others	Sediment covered	ha	5					5
		Submerged	ha	8					8
Road damaged		spot	375	16	2	1		23	417
Bridge damaged		bridge	25						25
Dyke damaged		spot	34	3	2			1	40
Land failure		spot	23	9				6	38
Railway damaged		spot	34	11	1	1		11	58
Communication system damaged		line	354	41	1	2		75	473
Timber washed away		m³	200						200
Ship and Boat	Sunk	ship	4	16	5			5	30
	Disappeared	ship	20	77					97
	Destroyed	ship	51	66	7			2	126
	Small boat destroyed	ship	3	96				6	105
Number of household of calamity			4,061	273	1			140	4,475
Number of calamity			20,451	1,351	6	2		449	22,259

半壊5, 半壊2,994, 浸水, 一部破損など合わせて1万数千棟に及んでおり, その大部分は青森県においてのもの, (3)耕地の流失, 埋没377ha, 冠水572haに及び, (4)各種の施設の損壊は青森県を主に多数に及び, (5)船舶の沈没, 破損等は300余隻におよび, (6)被災した世帯数は4,475世帯で, 多くは青森県においてのもので, 被災者は22,259人に及んでいる。

また, これらの被害のうちで物件, 施設等の被害額はTable 2に示すとおりで, 総額531億円となっており, 部門別にみて被害額の大きなものは, (1)公共土木施設が81億円, (2)農地等が63億円, (3)林地荒廃(防護)施設等が44億円, (4)農作物等が39億円, (5)商工関係79億円, (6)国鉄が134億円, (7)電信電話が20億円など

であった。

Table 1, 2の総数, 金額などにおいては地震の直前に5月14日以来青森県東部に降り続いた雨水による直接的間接的災害が含まれていて, 地震による被害と分離されていない。したがって, 地震そのものによる被害は上述の数値を若干下回るものと考えられる。

〔2〕道路および橋梁の被害の概況

昭和43年6月10日現在における道路・橋梁などに関する被害については建設省1968十勝沖地震対策本部の調べによればTable 3に示すようになっている。その概要は, 全個所数1,138カ所, そのうち地方庁関係1,027, 直轄事業関係111, 金額はそれぞれ19億5千万円, 9億7千万円となっている。

Table 2 Amounts of Damage due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

as of May 30, 1968

(unit: one thousand yen)

施設等被害額 (県報告額)

Item	Amount
Road and River	5, 149, 247
Fishery harbour	763, 835
Port and Harbour	2, 168, 800
School and Facility	1, 665, 415
Farm yard	6, 306, 763
Preservation facility for land slide	4, 369, 550
Nursery for fishery	1, 607, 025
Farm product	3, 946, 786
Industry and Product	7, 870, 000
Communication facility	2, 000, 000
Japan National Railway	13, 400, 000
Housing	—
Others	3, 900, 590
Total	53, 148, 011

被害が計上されている地域は北海道、青森県、岩手県、宮城県、秋田県にまたがり、最も被害額が大きいのは青森県の13億5千万円であり、ついで北海道の5億3千万円が目立っている。これらの金額は査定によって最終的には若干修正されるであろう。

〔3〕 河川およびダム等の被害の概況

昭和43年6月10日現在における河川、ダム、砂防、海岸等の工作物に関する被害については建設省1968十勝沖地震対策本部の調べによれば Table 4 に示すようになっている。その概要は、北海道、青森県、岩手県の地方庁に関するものが372カ所、18億7千万円、そのうち356カ所、15億3千万円が河川関係となっており、また青森県の総数334カ所、15億3千万円が特に目立っている。直轄事業関係では38カ所、5億6千万円となっており、そのうち33カ所、5億1千万円が河川関係となっている。これらの金額は査定によって最終的には若干修正されるであろう。

Table 3 Numbers and Amounts of Damage on Roads and Bridges

As of June 10, 1968

(Unit: one thousand yen)

道路および橋梁の件数および被害額

Item		Road		Bridge		Total	
		spot	amount	spot	amount	spot	amount
Administrative Agency							
Provincial Government	Hokkaido	63	319, 359	30	206, 176	93	525, 535
	Aomori	818	1, 167, 060	64	187, 770	882	1, 354, 830
	Iwate	41	34, 178	3	19, 000	44	53, 178
	Miyagi	—	—	3	5, 100	3	5, 100
	Akita	4	4, 600	1	3, 000	5	7, 600
Governmental subsidy		926	1, 525, 197	101	421, 046	1, 027	1, 946, 243
Government		111	969, 604	—	—	111	969, 604
Total		1, 037	2, 494, 801	101	421, 046	1, 138	2, 915, 847

Table 4 Numbers and Amounts of Damage on Rivers, Dams and Others

As of June 10, 1968

Unit: one thousand yen

河川とダムおよびその他の河川海岸施設の被害件数および被害額

Item		River		Dam		Preservation for land slide		Protection of sea-coast		Total	
		spot	amount	spot	amount	spot	amount	spot	amount	spot	amount
Administrative Agency											
Provincial Government	Hokkaido	22	145, 361	—	—	2	30, 400	8	82, 995	32	258, 756
	Aomori	329	1, 343, 850	—	—	—	—	5	224, 800	334	1, 568, 650
	Iwate	5	36, 180	—	—	—	—	1	1, 900	6	38, 080
Governmental subsidy		356	1, 525, 391	—	—	2	30, 400	14	309, 695	372	1, 865, 486
Government		33	509, 200	2	21, 966	1	7, 000	2	23, 000	38	561, 166
Total		389	2, 034, 591	2	21, 966	3	37, 400	16	332, 695	410	2, 426, 652

2. 地質概説

1968年十勝沖地震によって最も大きい被害をもたらされた地域は苫小牧、広尾、浦河、函館、八戸、盛岡、青森などの震度 VI～V の地域のうち、本州北部の八戸以北、下北半島および北海道南部の函館、室蘭、苫小牧、浦河などの地域であり、八戸以南の北上山地、北海道中央の日高山脈以東の地域は比較的被害は少ない。前者、すなわち被害の大きかった地域の地質は新第三紀層、洪積層、沖積層、新第三紀以降の噴出岩および火山灰などからなり、後者すなわち被害の少なかった地域の地質は古生層、中生層などの古い地層から成っている。

日高山脈、北上山脈は黒色片岩、緑色片岩などを主体とした変成岩類、粘板岩、砂岩などよりなる古生層、および中生層などより成っている。日高山脈西部、渡島半島、青森周辺、および八戸周辺は微～細粒砂岩、安山岩質集塊岩、泥岩などより成る新第三紀層が分布している。小樽より東北中軸を線上に那須火山帯に属する火山群の火山活動による凝灰岩、集塊岩、溶岩などよりなる新第三紀以降の噴出岩が広く分布している。これらの新第三紀層、噴出岩類などをおおっている洪積層は苫小牧、札幌、下北半島を中心に広く分布し、砂層、粘土層、れき層、凝灰岩層などより成っているが岩相変化は著しい。さらに、その上に新第三系、噴出岩類、洪積層をおおって厚さ数メートルの白～褐色の火山灰層が広く分布し、その表層は通称黒ボクとなっている。

海岸沿い、大川川沿いにはれき層、粘土層、砂層などより成る厚さ 0～50m の沖積層が河床、はんらん原などを形成している。

3. 地形概説

北海道中央部には南北に日高山脈が走り、礼内岳、幌尻岳等の 1,800m 級の山々を形成し、その南端は襟裳岬、北は北見山地に連なって宗谷岬に及んでいる。一方、東北地方の北上山地は北は八戸市、南は男鹿半島に及ぶ紡錘形山地で、早池峰山など 1,900m 級の高峯をなしている。そして、その東縁はリアス式海岸として名高い三陸海岸となり、宮古、釜石などの大小の湾入が深く刻み込んでおぼれ谷の沈降地形を作っている。

本州中央部には八甲田山、八幡平、駒ヶ岳などを中心とする背梁山脈が南にのび、その一端は北にのびて下北半島の恵山、朝比奈岳、さらに、北海道にわたり、羊蹄山、恵庭岳、余市岳などの山地を形成している。これらの火山群は昭和新山に代表されるように、第四紀洪積世以降の火山群であり、那須火山帯と呼ばれている。

背梁山脈のさらに西側には日本海に面して岩木山、鳥海山などの火山群があり、これを鳥海火山帯と呼んでい

る。これら山地の周辺部、特に浦河、苫小牧、札幌周辺、あるいは下北半島などでは新第三紀層、洪積層、火山灰層などの地質よりなる低山岳地帯、あるいは起伏のゆるやかな丘陵地帯を形成している。

これらの山地、丘陵に囲まれて北海道では石狩平野、東北地方では三沢を中心とする平野、五所川原を中心とする平野が開けている。そして、それらの平野部および丘陵部には下北半島や馬淵川、奥入瀬川などで見られるように海岸段丘、および河岸段丘が標高 400m より 20m 前後まで 7～8 段に別れて顕著に発達している。さらに、下北半島には小河原湖、鷹巣湖、尾鷲沼などの沼沢が発達し、石狩平野ではウトナイト沼などを中心として広い低湿地帯をなし、泥炭層を形成している。

4. 北海道西南部の地質

北海道中央部の日高山脈中軸部は日高変成帯と呼ばれ、緑色片岩を主とする神居古潭結晶片岩類が北北西—南南東方向に長く連なっている。この変成帯を中心として粘板岩、砂岩などを主とする非変成古生層である日高累層が分布している。また、古生層は渡島半島の突端部にも小地域に分布している。そして神居古潭結晶片岩分布域周囲には塩基性岩の貫入が見られる。

日高累層のさらに西側に標高 1,000m 内外を中心として、蝦夷層群と呼ばれる白亜紀層が北北西—南南東に延びている。蝦夷層群の下部は塊状の頁岩、シルト岩より成り、上部はれき岩、塊状砂岩、シルト岩などよりなる一連整合の地層である。

夕張を中心とした夕張炭田には古第三系が分布している。古第三系は暗灰色頁岩、暗青灰色の砂岩を主体とし、炭層を挟在する。

さらに、日高山脈の最西端部および渡島半島には白亜紀層と不整合または断層関係で新第三紀層が分布している。日高地方の新第三紀層は標高 300～400m までの比較的低い低山岳地帯を形成している。新第三紀層は静内層*と呼ばれ、暗灰色硬質頁岩、暗灰～帯緑暗灰色の凝灰質砂岩、泥岩より成り、ほぼ北西—南東方向の軸を持つ褶曲、断層に支配されている。渡島半島の新第三紀層は、いわゆるグリーンタフ地域の第三系で、下部は緑色の凝灰質岩より成り、上部は砂岩、黒色頁岩などより成っている。

石狩平野をなす第四系は新第三系、火山岩等を不整合におおって分布し、段丘の発達が著しい。また、苫小牧周辺では泥炭層の著しい発達が見られる。

室蘭と積丹半島を結ぶ線上には有珠山、昭和新山、恵庭岳、羊蹄山、ニセコアンヌプリ、雷電山、積丹岳など多くの火山があり、その一連は渡島半島の恵山、駒ヶ

* 調査者によって命名が違うがここでは静内層と呼ぶ

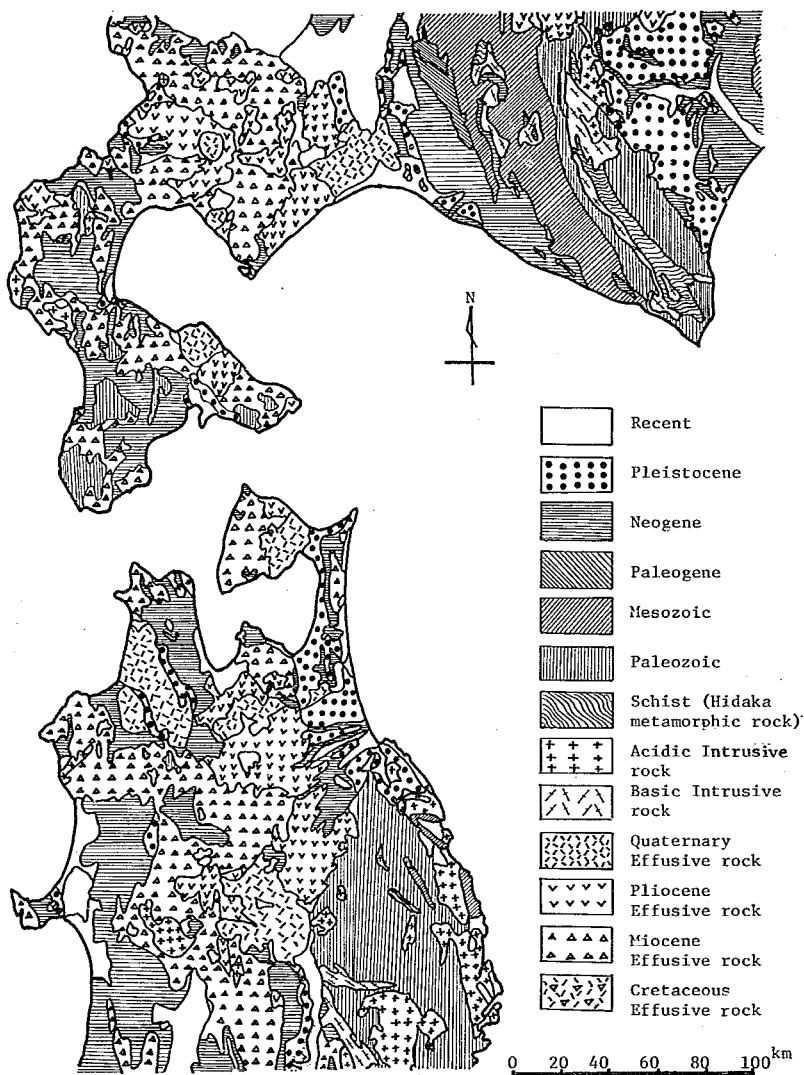


Fig. 1 Geological map of damaged area.
被災地域の地質図

岳をもなしている。これらの火山活動によって噴出した溶岩、集塊岩、火山岩、火山灰等が広く付近一帯をおおっている。

5. 青森県の地質

下北半島尻屋崎付近には小地域に尻屋層と呼ばれる時代末詳*の粘板岩、砂岩、チャート、石灰岩から成る地

* 従来、古生層とされていたが、最近石灰岩中からサンゴ等の化石を産出し、それらの化石がジュラ紀～白亜紀を示すことから、尻屋層の一部または全部は中生層ではないかと考えられている。

Table 5 Stratigraphic succession of Damaged Area.
被災地域の層序表

District				Tohoku		South-West Hokkaido		
Geological Age				Formation	Igneous Activity	Formation	Igneous Activity	
Neozoic	Quaternary		Recent	Alluvial deposit	Loam	Alluvial deposit	Loam, Andesite & Basalt	
			Pleistocene	Kamikita group		Flood plane deposit Marine terrace deposit		
	Tertiary	Neogene	Pliocene Miocene	Chikagawa group Shimokita group		Shizunai formation	Andesite Rhyolite	
		Paleogene	Oligcene Palaeocene	Noda group		Azamizawa formation Noge formation		
Mesozoic	Cretaceous			Kuji group Otanabe, Akegawa formation	Rhyolitic & Andesitic tuff Rhyolitic tuff Granite			
	Jura Trias							
Paleozoic	Permian~Carboniferous			Kitakami group				Hidaka group
	Devon~Silurian							Hidaka metamorphic rock
Pre-Cambria								

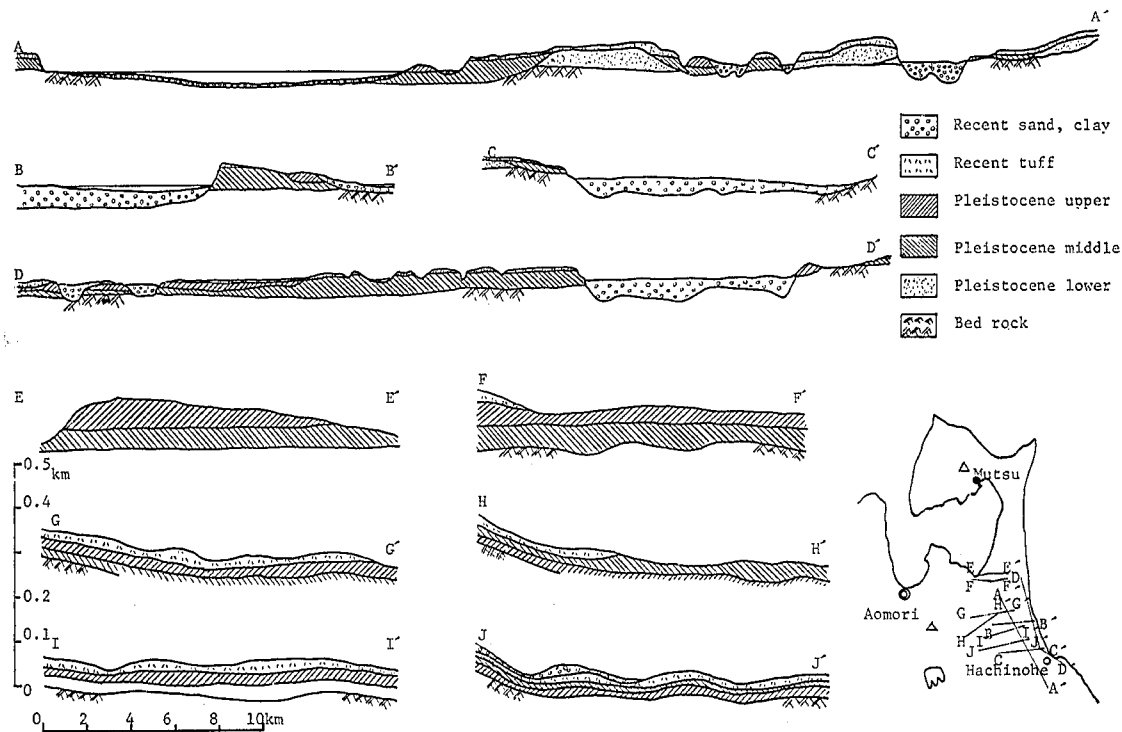


Fig. 2 Geological profile of the east coast of Aomori prefecture.
青森県東部下北の地質断面図

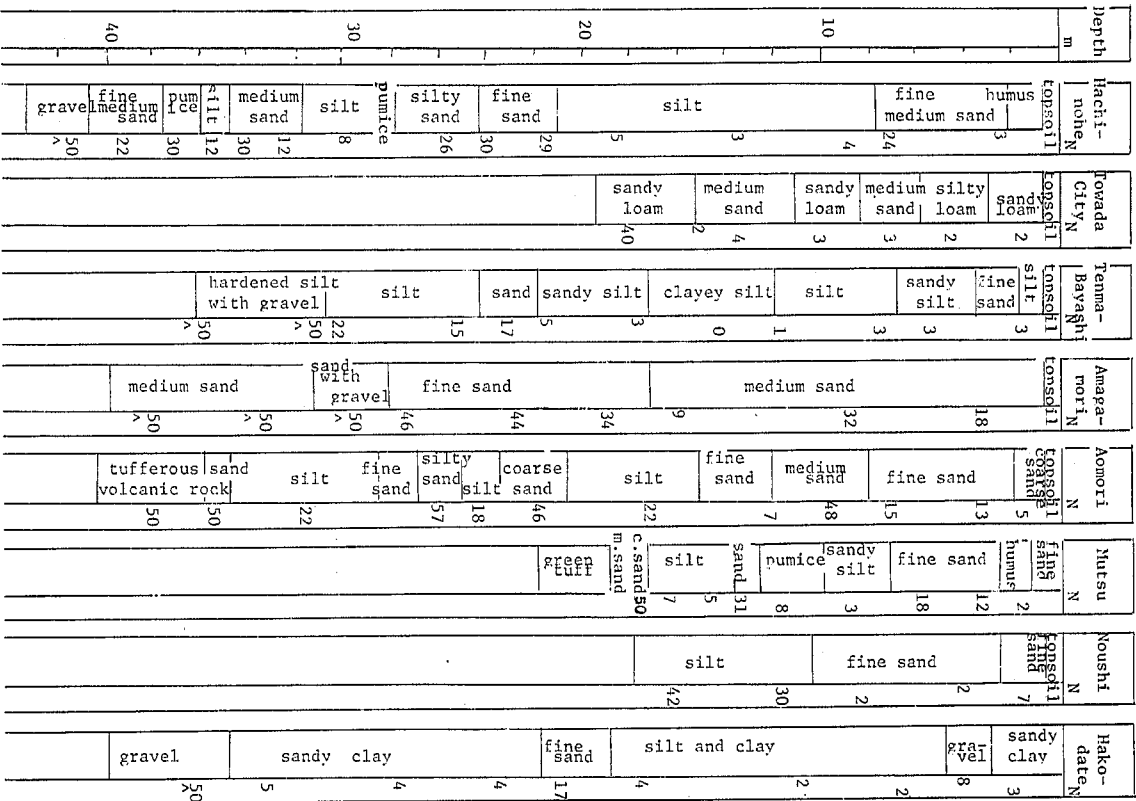


Fig. 3 Soil profile of damaged districts

被災地域の土質状況図

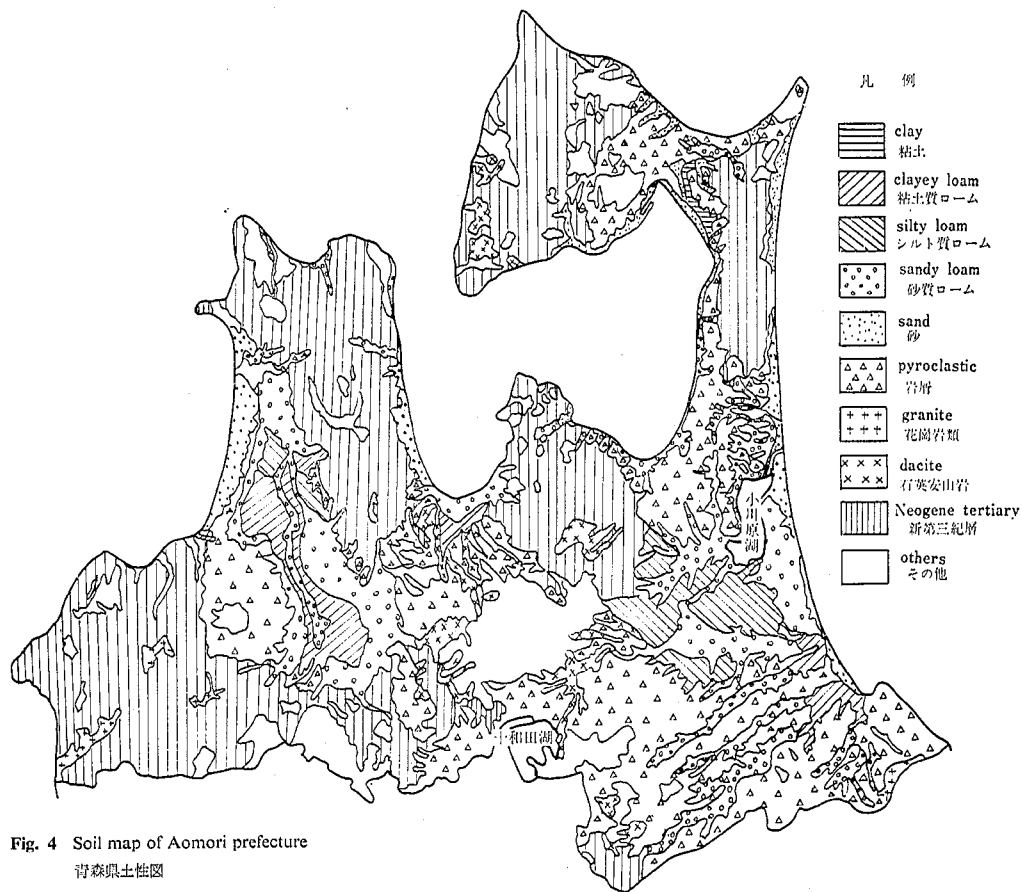


Fig. 4 Soil map of Aomori prefecture

青森県土柱図

層が分布している。

下北半島の脊梁部、八戸周辺、津軽半島の脊梁部には新第三紀層が広く分布して低山岳地帯ないし丘陵部をなしている。下北半島、八戸周辺の新第三紀層は下部は下北層群、上部は近川層群と呼ばれ、主として海成の泥質堆積物、砂層、軽石質凝灰岩などより成り、火山噴出物を多量に含み、また一部には亜炭層を挟在する。下北半島では全層厚1,000m以上と考えられ、下位より葉研層（緑色凝灰岩、凝灰質角れき岩、砂岩）、蒲野沢層（れき質頁岩）、泊層（安山岩質集塊岩）、猿ヶ森層（れき岩）、砂子又層（浮石質岩、凝灰岩、凝灰質砂岩、頁岩）、浜田層（暗緑色軟質砂岩）よりなっている。

一方、津軽半島の新第三紀層は東北日本内帯より、西南北海道にわたって広く分布するいわゆる「グリーンタフ」地域の新第三紀層の一般的傾向を示している。すなわち、下部は変質した緑色の凝灰岩、凝灰質岩よりなり、上部黒色頁岩、砂岩頁岩互層などより成る300～700mの厚層で、最上部に海緑石砂岩がある。

下北半島、八戸周辺には洪積層が低地全般にわたって同地域の山岳地帯を囲んできわめて発達し、上北層群*と呼ばれている。上北層群はほぼ水平に分布しているが、その堆積環境を反映して水平的、垂直的に岩相変化は著しく、また層厚変化、基盤岩の高さも変化が著しい。本層は主として砂層、れき層、凝灰岩層、浮石質凝灰岩層、粘土層、泥層などより成っていて、所によってはこの層の最上部に100mの厚さを有する淡灰色無層理の凝灰岩があり、この凝灰岩は十和田湖付近までのびている。

Fig. 2 に本層の地質断面図を示す。上北層群は丘陵地帯を形成し、また典型的な段丘地形をなしていることが多い。

青森市周辺、八戸市周辺には砂層、泥層から成る沖積層が発達している。各地でのボーリングによる土質柱状図をFig. 3に示す。なお、図中④等はN値を示している。

青森地方の脊梁をなす地帯には八甲田山、八幡平、駒ヶ岳などの火山活動による溶岩、碎屑岩、褐色凝灰岩などが広く分布している。溶岩、碎屑岩は中部山岳地帯の急峻地形をなしているが、凝灰岩は遠く十和田、八戸周辺の洪積層をおおっている。凝灰岩（火山灰層）は下部は数メートル～十数メートルの褐色火山灰層ないしはその風化物よりなり、浮石を多量に含んでいるが、上部は数十センチ～数メートルの薄い通称黒ボク（黒色腐食土）が認められる。八戸・十和田地方の鉄道ぞいの山腹崩壊を始めとして、山腹崩壊のほとんどは噴出岩類および洪積層上部の凝灰岩層の中で起こっているようである。

* 野辺地層、田名部層などとも呼ばれるが、ここでは上北層群と呼ぶ。

る。

Fig. 4 に青森県土性図を示す。この図は表層土の分類を示したものであるが、この図と地質図を対比することによって、岩石の風化状態、河川等による浸食の状態などを読み取ることができる。

6. 東北その他地区の地質

東北地方東部の北上山地にはシルリア紀～二疊紀の北上層群と総称される非変成古生層が広く分布している。北上層群の研究史は古く、またこの古生層中には岩手県大船渡市付近で確認されている日本最古のゴットランド系（シルリア系）の地層があり、これを日領市統と呼んでいる。古生層は主として粘板岩、緑色凝灰岩、チャート、石灰岩、砂岩およびれき岩などより成り、著しく褶曲し、弱い変成作用をうけている。

古生層の上に北上山地では登米層群、志津川層群、宮古層群と呼ばれ、主として粘板岩、砂岩よりなる三疊～白亜系がある。

日本海側に細長く帯状に分布する新第三紀層は男鹿半島では男鹿島層群、大館周辺では仏者沢層群と呼ばれ、青森県地方に分布する新第三紀層と同じく「グリーンタフ」地域の新第三紀層であり、その性状は青森県の新第三紀層と大差ない。

また、東北脊梁部に広く分布する溶岩、集塊岩、凝灰岩などはいわゆる那須火山帯および鳥海火山帯の火山群の火山活動によって噴出したものである。

7. 地質と震害

1968年十勝沖地震により、各地で地すべり、山くずれ、鉄道、道路などの斜面の崩壊、アースダムの決壊、地盤沈下、噴砂、地割れなどの災害が起こった。これらの災害の中で、地すべり、山くずれ、斜面の崩壊などは地震発生以前数日間にもわたる150mmを上回る集中豪雨の影響もきわめて大きかった。

十勝沖地震によって最も大きな震度を示したのは苫小牧で、その震度はVIであった。苫小牧周辺は低湿地帯を形成し、場所によっては約20mの厚い軟弱層が堆積しているが、一般に5～10mと比較的薄く、基盤岩である新第三紀層が軟弱層下に広く分布している。苫小牧周辺では地盤沈下、噴砂、地割れなどの現象が見られている。

震度Vを示す地域は広尾、浦河、函館、八戸、青森、盛岡などの地域である。広尾、浦河は震央からの距離は苫小牧より近いが、苫小牧が震度VIを示し、広尾、浦河が震度Vを示したのは地盤条件が大きく左右しているものと考えられる。すなわち、苫小牧は沖積軟弱層が比較的厚く、基盤岩が深いのに対して、広尾、浦河は古生層、中

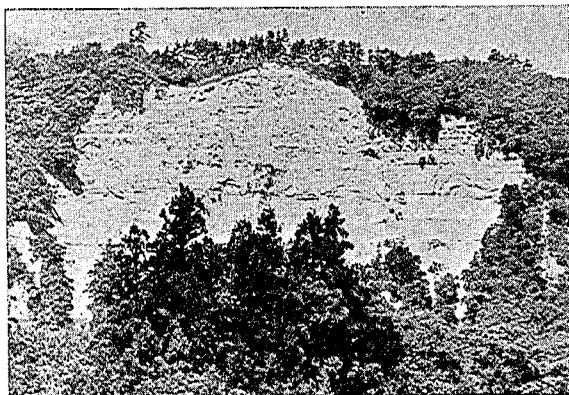


Photo 1 Pale grey tuff layer of top part of Pleistocene Kitakami group
洪積層最上部淡灰色凝灰岩層

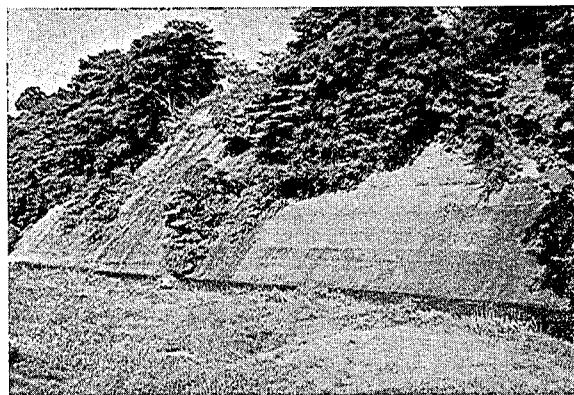


Photo 3 Brown tuff layer
褐色火山灰層

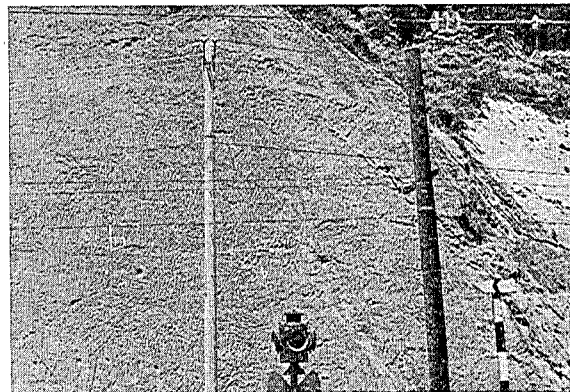


Photo 2 Tuffaceous sand of top part of Pleistocene Kitakami group
洪積層最上部凝灰質砂岩層



Photo 4 Quartz-andesitic lava and its failure
石英安山岩質溶岩とその崩壊

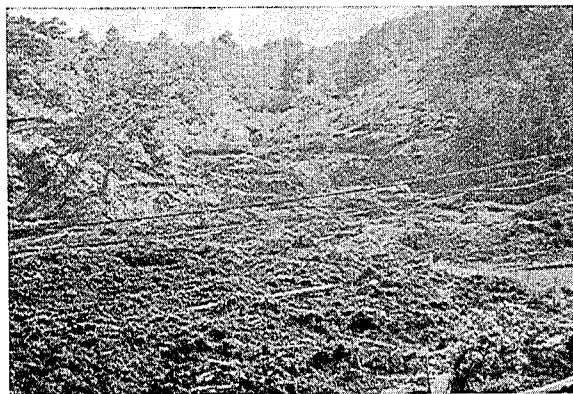


Photo 5 Failure of the slope of brown tuff
褐色火山灰層からなる斜面の崩壊



Photo 6 Top part of failure of the slope.
褐色火山灰層からなる斜面の崩壊（頂部）

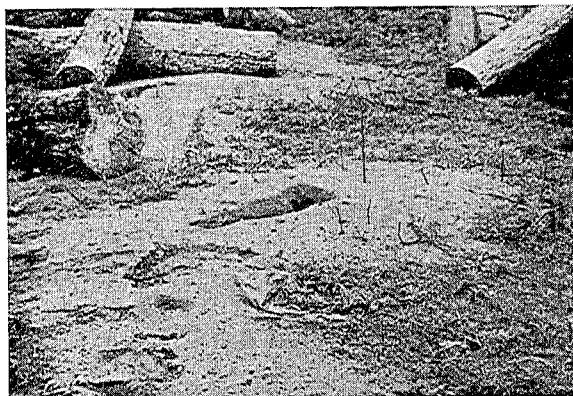


Photo 7 Crater of liquefied sands
噴砂口

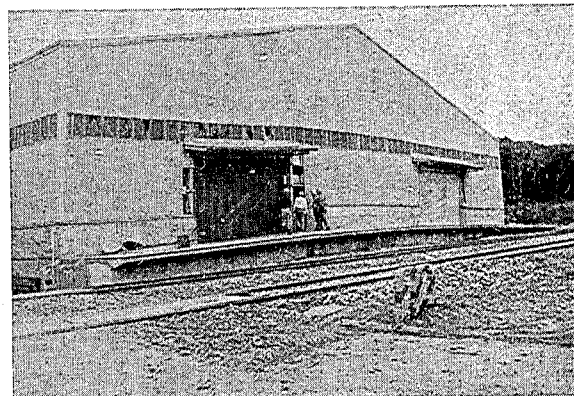


Photo 8 Damage of liquefied sands
噴砂による被害

生層などの古い地層が基盤をなし、その上に洪積層が分布して沖積層の厚さがきわめて薄いためと考えられる。したがって浦河、広尾周辺の被害は洪積段丘のがけくずれが多く、ほかに地盤沈下が見られる。同様に盛岡でも基盤岩である古生層が浅い所に分布しているために大きな被害は生じていない。

震度Ⅴの地域の中でも被害の最も大きいのは青森県東部の八戸周辺および下北半島と北海道南部函館地方である。八戸以北下北半島には沖積層、洪積層が厚く堆積し、特に下北半島のつけ根、小川原湖付近では厚さ50mに達している。基盤岩は新第三紀層が大部分であるが、八戸南部から三陸山塊にかけては古生層、中生層も基盤岩をなしている。この震度Ⅴの地域の被害は主として地すべり、がけくずれ、地盤沈下、地割れ、噴砂、盛土斜面の崩壊などであるが、被害の分布は第四紀層が分布する地域に限られていて、特に沖積層、火山灰層が分布する地域に被害は集中している。

地すべり、がけくずれは主として八戸、五戸、十和田を中心にして起こり、それらはすべて第四紀の5~10数メートルの厚さを持つ灰白色浮石質火山灰層と黄褐色浮石混じり火山灰層または火山岩層から成るルーズな地層が堆積している丘陵地で生じている。これらの崩壊は台地の縁辺部でその大部分が起こっているが、南部鉄道沿いの崩壊地に見られるように丘陵地の沢部でも多数発生している。

噴砂は八戸、浜代など青森県東部太平洋岸に集中し、他にむつ、函館、苫小牧などに見られる。地盤沈下は上記地域のはかに下北半島西岸、青森、室蘭などでも見ることができ。噴砂、地盤沈下を生じた地域ではこのように沖積層が20~50mときわめて深く、また表層はFig. 3のごとく N 値<10と比較的ルーズな地層から成っている。土質柱状図の「八戸」は八戸市の丘陵地のボーリング柱状図で、八戸市の丘陵地は火山灰より成っているが、八戸市の低地ではボーリングの結果では表層近くに厚さ10mの細~中粒砂層があり、その下は厚い軟弱なシルト層より成っている。青森市では表層に厚い砂層があり、その下にシルト層があり、25m付近に粗砂ないしれき層が分布している。函館では表層に薄いれき層があり、その下に厚い軟弱な粘土層があり、その下に砂層が厚く分布している。しかし函館市では丘陵地に近いこともあって沖積地盤の変化は激しい。

鉄道、道路などの盛土崩壊の著しい地域は降雨量が大きかったことにもよるが、崩壊個所の大部分が火山灰

層、洪積層、沖積層上の盛土区間で起こり、かつ火山岩層、火山灰などを盛土の主材料に用いていることも被害地域の特色である。

震度Ⅳを示す地域は小樽、札幌、室蘭、江差、福島、石巻および釜石などである。これら震度Ⅳを示す地域で小樽、江差および釜石などはほとんど被害は見られない。これらの地域は噴出岩、新第三紀層、古生層などの比較的固い良好な岩盤上にあり、沖積層は薄く、ごく表層にしか存在しない。これに反して、札幌、室蘭などは地盤沈下、地割れ、がけくずれなどの被害が見られる。室蘭、札幌などは比較的厚い沖積層におおわれている。がけくずれは札幌周辺で見られるが、この地域の地質は洪積世の火山灰の厚い層より成るところで発生している。

震度Ⅲを示す地域はさらに広がり、東京、山形、新潟、秩父、宇都宮、千葉、仙台、旭川、根室、軽井沢などである。仙台は本来石巻、福島などが震度Ⅳを示すことから震度Ⅳの地域であると考えられるのに対し、震度Ⅲを示すのは観測点の地質的背景によるものと考えられる。

参考文献

1. 半沢正四郎「日本地方地質誌 東北地方」朝倉書店
2. 今井巧「5万分の1地質図説明書 近川」地質調査所
3. 上村不二雄、斎藤正次「5万分の1地質図説明書 大畑」地質調査所
4. 上村不二雄「5万分の1地質図説明書、大間、佐井」地質調査所
5. 上村不二雄、対馬坤六「5万分の1地質図説明書 小泊」地質調査所
6. 山口昇一「5万分の1地質図説明書、鶴川」地質調査所
7. 山口昇一「5万分の1地質図説明書、門別」地質調査所
8. 山口昇一、佐藤博之「5万分の1地質図説明書、春立」地質調査所
9. 大西弘「青森県東部洪積統の堆積学的研究」地質学雑誌 Vol. 68, No. 805, 1962.10
10. 財団法人資源総合開発研究所「八戸三沢地区地盤調査報告書」

1968年十勝沖地震災害調査報告

第3編 強震観測の記録

小山田 欣 裕*

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 3

Strong Motion Earthquake Records

by Yoshihiro Oyamada

Synopsis:

During the main shock of the Tokachi-oki Earthquake 1968 occurred at 9:49 a.m. on May 16, 1968, using the SMAC accelerographs by which observation records are administrated, collected and published by the Public Works Research Institute, sixty eight horizontal components of accelerations were recorded. These SMAC accelerographs were mostly settled in such structures as the highway bridges and the grounds near those bridges.

But the main shock were recorded by 40 SMAC-B2 accelerographs in 21 stations of 118 accelerographs.

Three component accelerations in the horizontal and vertical directions can be recorded simultaneously on the stylus paper with the time indication by the SMAC-B2 accelerographs, the characteristics of which pendulum are (1) 16 times in the geometrical magnification, (2) 12.5 gal/mm in the sensitivity on the stylus paper, (3) 0.14 sec in the natural period, (4) 500 gal in the maximum acceleration which can be recorded, and (5) have the critical damping with the pneumatic break and where the mechanical starter (100 gal in the sensitivity) and the electric one (5 gal in the sensitivity) are used together. And the time which can be recorded at one shock are three minutes by using the inside sources of electric power.

Figure 1. shows the observation network of strong motion earthquakes for highway bridges, tunnels, dams and embankments.

Through the results of observations of the strong motion earthquakes in the main shock recorded with the SMAC-B2 accelerographs mainly in the highway bridges and the grounds nearby those bridges, the following facts can be reported.

Figures 2. to 5. show the representative ground accelerations during the main shock which were recorded at the ground surface near the Chiyoda Bridge, the Shinishikari-Ohashi Bridge, the Otanoshige Bridge and the Horoman Bridge in Hokkaido prefecture.

Figure 6. shows the results of standard penetration tests at the construction site of the Shinishikari-Ohashi Bridge.

Table 1. shows the maximum ground accelerations in the horizontal direction compared with the seismic intensity scale in JMA.

Table 2. shows (1) the maximum horizontal accelerations at the top of substructure of the bridges and on the ground, and (2) the ratio of the maximum horizontal response accelerations at the top of substructures of the bridges to the horizontal ground accelerations near those bridges, including the type of superstructures and substructures and natures of the soil.

The following facts can be obtained from the above mentioned data.

* 構造橋梁振動研究室研究員

- (1) The ratios of the structural response accelerations to the ground accelerations are less than or equal to 2.0 in the 90% of the total numbers of the data, and the 50% of the total numbers of the data in the range 0.5 to 1.5
- (2) Considering those ratios from the natures of the soil, it seems to be that those ratios are higher in clayey and silty soil, and less than or equal to 1.0 in sandy soil.
- (3) In the longitudinal direction of bridges, in general, many data are in the range less than or equal to 1.0 in those ratios, and therefore it seems that the superstructures restrict the free vibration of the substructures.
- (4) It is remarkable that the maximum horizontal acceleration at the ground mainly composed of fine and medium sand layers near the Shinishikari-Ohashi Bridge showed 181 gals, while the epicentral distance is even 300 km or more.

Key words (Observation of Strong Earthquake Motion, Strong Motion Accelerograph, Seismogram)

要 旨

建設省、北海道開発局ならびに各都道府県における主として橋梁関係の SMAC-B2 型強震計による本震での観測記録に加え、運輸省所管の港湾関係の記録も含めて観測結果を要約し、

- 1) 地盤の水平最大加速度
- 2) 橋脚または橋台の頂部における水平最大加速度
- 3) 地盤の水平最大加速度に対する橋脚または橋台の頂部における水平最大加速度の比
- 4) 地盤の水平最大加速度ならびに気象庁震度の分布表
- 5) 地盤における代表的加速度波形

を示し、特徴のある事例を指摘したものである。

キーワード (強震観測, 強震計, 地震記録)

目 次

- | | |
|------------------|-----------------|
| 1. 観測の概要.....(2) | 2. 観測結果.....(2) |
|------------------|-----------------|

1. 観測の概要

昭和45年1月現在、土木研究所が観測記録を管理または収集し、その結果を公刊している SMAC 型強震計の設置台数は、土木研究所自体が所有しているもの7地点14台を含め、67地点130台であるが、1968年十勝沖地震の本震当時の設置台数は58地点118台であった。そのうち強震を記録したのは、21地点40台の SMAC-B2 型強震計であり、これは互いに直交する水平2方向の加速度ならびに鉛直方向の加速度あわせて3成分を同時にスタイラス紙上にペン先で引っかけて記録するもので、振り子の特性は、幾何倍率16倍、感度 12.5gal/mm (記録紙上)、固有周期 0.14sec、空気制動方式 (臨界減衰) で最大 500 gal まで記録可能、起動器は機械的 (感度100gal)・電気的 (感度5gal) を併用しており、電源内蔵で1回の記録時間は3分間である¹⁾。

また、本報告においては、運輸省港湾技術研究所が中心になり、SMAC-B2 型強震計による港湾地域の地盤での記録を収集整理した結果をも参考にして観測結果を

要約した²⁾。

2. 観測結果

すでに図示された本震・余震の震度分布に加え、ここでは建設省・北海道開発局ならびに各都道府県における主として橋梁関係の SMAC-B2 型強震計による本震の観測記録を中心に、運輸省所管の港湾関係の観測結果をも参考にして要約報告する。

まず、建設省所管の強震計の配置図を Fig. 1 に、地震が記録された地点 (主として関東以東) における地盤の水平加速度の最大値を、気象庁発表の震度と対応させて示したのが Table 1 である。

このうち特に、橋梁の橋脚または橋台の頂部ならびにその近傍の地盤における水平動記録の最大値、地盤上の水平最大加速度に対する構造物上の水平最大加速度の比 (応答倍率) を、上下部構造の形式・地質と合わせて示したのが Table 2 である。

また、本震における千代田橋、新石狩大橋、大湊毛橋、幌満橋の地盤での加速度波形を Fig. 2～5 に示す。

as of March 1969
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

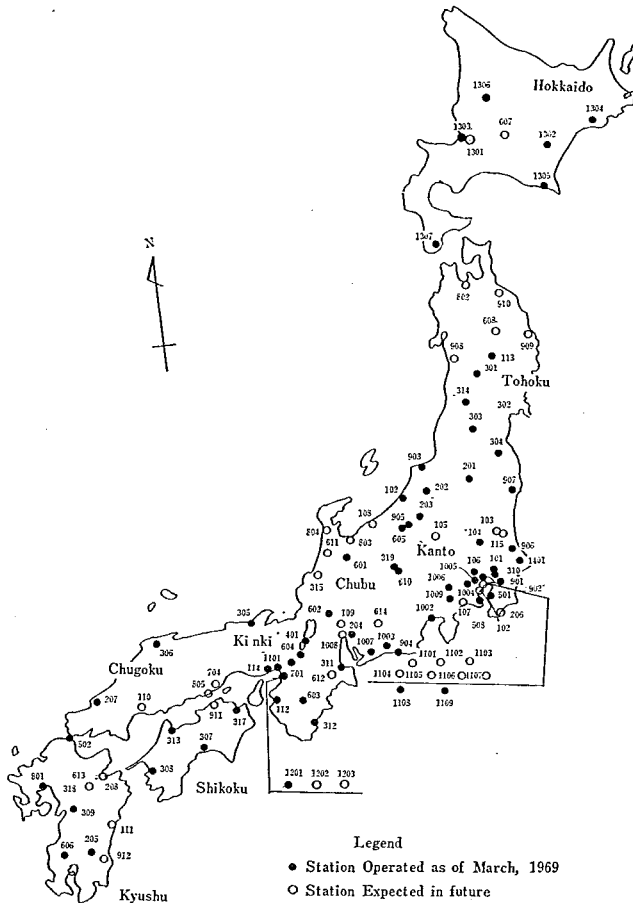


Fig. 1 The observation network for the SMAC accelerographs.
SMAC型強震計の観測網

参考のため、新石狩大橋近傍地盤での標準貫入試験の結果をFig.6に示す。

これらの図表から

(1) 応答倍率は、資料全体の約9割が2.0以下であり、半数以上が0.5と1.5の間にはいつている。地盤の種類でみると、粘土・シルト質系統で倍率が高く、砂質土系統では倍率が1.0以下のものが多いようである。

(2) 主としてシルト質細中砂層からなる地盤の震央距離が300kmを越える新石狩大橋の近傍の地盤で、加速度記録が181galを記録したことが注目される。

(3) 概して、橋軸方向で倍率1.0以下のものが多いが、上部構造による拘束がきいていることが考えられる。

Table 1 Maximum horizontal ground accelerations and JMA seismic intensity in the main shock
地盤の水平最大加速度と気象庁震度

No.	Classification number	Station (Name of structure)	Location	Maximum horizontal accelerations	JMA Seismic intensity	Note
1	104	Shintonegawa Br.	Saitama	15 gals	III	PWRI
2	106	Soka Br.	Saitama	15	III	
3	112	Kinokawa Br.	Wakayama	5	I	
4	301	Yuhei Br.	Akita	25	IV	
5	302	Kaihoku Br.	Miyagi	13	III	
6	303	Kahoku Br.	Yamagata	20	III	
7	304	Date Br.	Hukushima	6	IV	
8	310	Hirai-Hashi Br.	Tokyo	13	III	
9	501	Tokyo Bay (Futtsu Cape)	Chiba	8	III	
10	503	Tokyo Bay (Kannonsaki)	Kanagawa	5	II	
11	901	Chiba Branch, Public Works Research Institute	Chiba	15	III	
12	902	Nishiarai Br.	Tokyo	18	III	
13	903	Showa-Hashi Br.	Niigata	10	III	
14	905	Ochiai Br.	Nagano	8	III	
15	906	Kashima Branch, Public Works Research Institute	Chiba	5	III	
16	907	Hirai-Hashi Br.	Hukushima	25	IV	PHRI
17	1301	Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau	Hokkaido	38	IV	
18	1302	Chiyoda Br.	Hokkaido	45	IV	
19	1303	Shinishikari-Hashi Br.	Hokkaido	181	IV	
20	1304	Otanoshige Br.	Hokkaido	47	IV	
21	1305	Horoman Br.	Hokkaido	78	V	
22	S	Muroran	Hokkaido	209	IV	
23	S	Aomori	Aomori	213	V	
24	S	Miyako	Iwate	118	IV	
25	S	Akita	Akita	33	IV	
26	S	Sakata	Yamagata	27	III	
27	S	Kashima	Chiba	16	III	
28	S	Shinagawa	Tokyo	9	III	
29	S	Keihin-Kozizimushyo	Kanagawa	15	II	
30	S	Niigata	Niigata	15	III	
31	S	Hachinohe	Aomori	235	V	
32	S	Kushiro	Hokkaido	36	IV	
33	S	Otaru	Hokkaido	17	IV	
34	S	Onahama	Hukushima	9	IV	
35	S	Keihin-Yamashitahuto Transformer Station	Kanagawa	6	II	

Remarks; PWRI and PHRI show that the strong motion earthquake records were collected and published by the Public Works Research Institute, Ministry of Construction or the Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport. Br. and Pre. show bridge and prefecture.

Table 2 Observed maximum horizontal accelerations of the bridges in the main shock

本震における橋梁の水平最大加速度

No.	Classification number	Name of bridges	Length of bridges	Type of superstructures	Type of substructures	Nature of soil	Numbers of accelerographs			Location	Longitudinal accelerations			Transverse accelerations		
							G	A	P		G	S	β	G	S	β
1	104	Shin-tonegawa	654 m	continuous box gd., plate gd.	pile, caisson	sandy clay, medium sand	1		1	Saitama prefecture	15	20	1.33	13	10	0.769
2	106	Soka	176	continuous plate gd.	footing	clayey soil	1		1	Saitama	10	10	1.0	15	18	1.2
3	112	Kinokawa-Ohashi	747	continuous box gd., plate gd.	pile, well	silt, silty sand	1		1	Wakayama	5	—	—	5	—	—
4	301	Yuhci	456	Warren tr., composite gd.	well	gravel	1		1	Akita	23	9.5	0.413	25	12.5	0.5
5	302	Kaihoku	285	continuous box gd.	footing, pile, caisson	soft rock, silt	1		1	Miyagi	8	30	3.75	13	25	1.92
6	303	Kahoku	441	composite gd.	pile, well	gravel	1		1	Yamagata	18	—	—	20	—	—
7	304	Date	288	continuous Warren tr.	well	gravel	1		1	Hukushima	6	35	5.83	6	30	5.0
8	310	Hirai-Ohashi	622	composite gd., Gerber grill box gd.	pile, well	sandy silt	1		2	Tokyo	13	20	1.54	13	13	1.0
9	902	Nishiarai	445	composite gd., Gerber gd.	pile, caisson	sandy soil	1		2	Tokyo	18	13	0.722	13	5	0.385
10	903	Showa-Ohashi	306	plate gd., composite gd.	pile	sandy soil	1		1	Niigata	8	10	1.25	10	13	1.3
11	905	Ochiai	948	Gerber gd., plate gd.	pile, well	silt, silty sand	2		1	Nagano	8	13	1.62	5	10	2.0
12	907	Taira-Ohashi	141	plate gd.	footing, pile	Kanto Loam, coarse and fine sand	1	1		Hukushima	23	8	0.348	25	15	0.6
13	1302	Chiyoda	706	reinforced concrete gd., Warren tr.	well	gravel, silty volcanic ash	1	1	1	Hokkaido	44.5	43.8	0.984	31.5	36.3	1.15
14	1303	Shin-ishikari-Ohashi	917	composite gd., Langer gd.	pile, well	fine and medium silty sand	1			Hokkaido	181	—	—	175	—	—
15	1304	Otano-shige	220	composite grill gd.	pile	coarse and fine sand	1		1	Hokkaido	47	44	0.936	33	45	1.36
16	1305	Horoman	140	prestressed gd.	well	gravel, rock	1		1	Hokkaido	77.5	72.5	0.935	52	90	1.73

Remarks; G, A, P, S, β , gd. and tr. show ground, abutment, pier, structure, ratio, girder and truss.

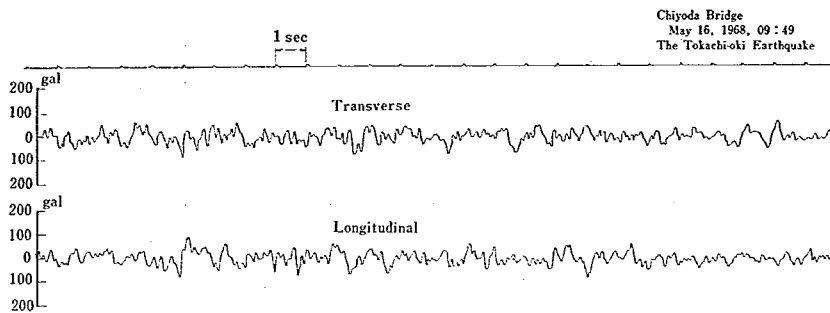


Fig. 2 The observed horizontal ground accelerations near the Chiyoda Bridge.

千代田橋強震記録

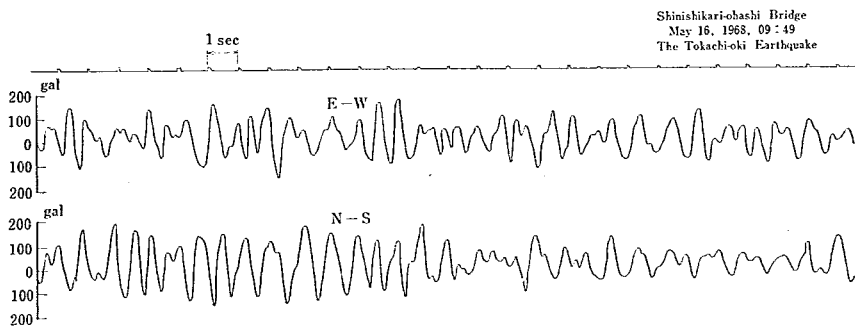


Fig. 3 The observed horizontal ground accelerations near the Shimishikari-Ohashi Bridge.

新石狩大橋強震記録

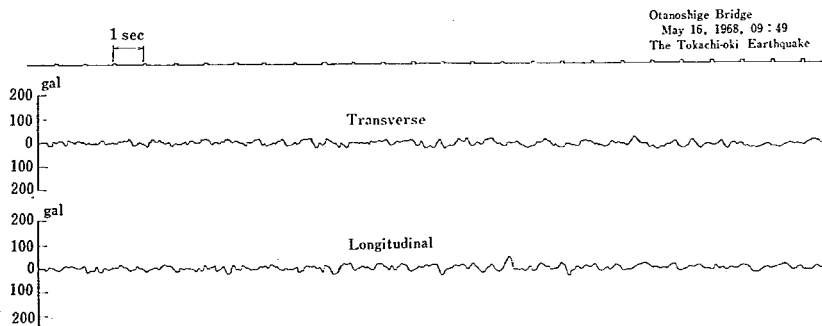


Fig. 4 The observed horizontal ground accelerations near the Otanoshige Bridge.

大湊毛橋強震記録

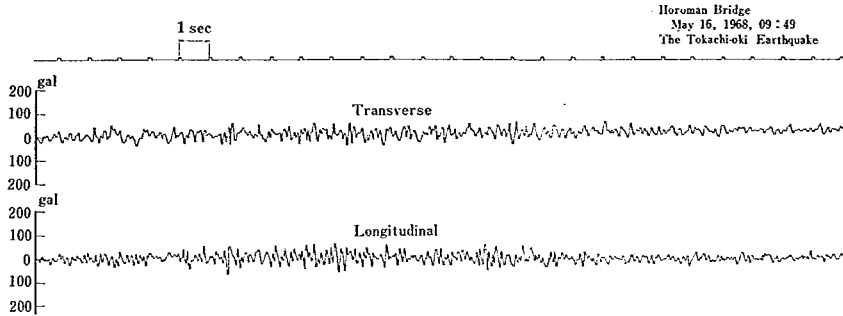


Fig. 5 The observed horizontal ground accelerations in the Horoman Bridge.

新潟橋梁震害記録

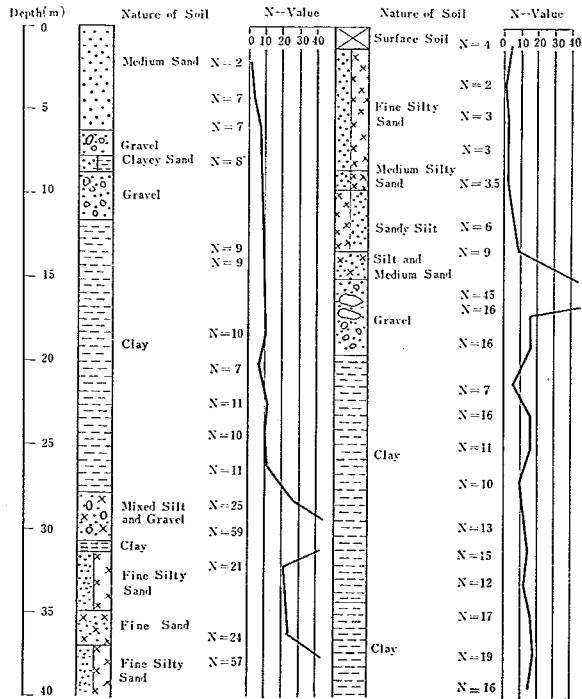


Fig. 6 The result of standard penetration tests at the Shinishikari-Ohashi Bridge

標準貫入試験結果

1968年十勝沖地震災害調査報告

第4編 河川堤防および護岸の被害

矢 部 正 宏*

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 4

Damage on Dikes and Revetments

by Masahiro Yabe

Synopsis:

Failures of dikes and revetments of the rivers were mostly observed in the east part of Aomori Prefecture, and general trend will be summarized as follows.

- 1) The dikes on soft foundation, especially built on flood-plain deposits in consequence of river improvement work, failed more seriously.
- 2) The failure modes are the local settlement and general collapse of the embankment due to differential settlement with the longitudinal cracks on the crest. Slide failures were rarely seen.
- 3) There is no evidence of failure or heaving of the foundation.
- 4) Revetments slipped down along the slope without severe failure of the rear embankment.
- 5) A few sand boilings were found near the toe of the dike.
- 6) The higher and the recently constructed dikes were extensively damaged.
- 7) Most of damaged dikes are made of sandy volcanic ash, which is rather loose and has low shearing resistance.
- 8) Heavy rainfall immediately before the earthquake would have caused the failure of the dikes.

Although it is easily supposed that failure is closely related to soil conditions, no further discussion can be developed, because soil data are not available for the damaged rivers.

The River Mabechi the most important river in this district, also suffered from the earthquake, although the damage is rather slighter in comparison with any other rivers.

After the earthquake, soil investigations were conducted at both damaged and undamaged area. Subsoil consists of such three layers as the upper cohesive soil, sand and the lower cohesive soil. However, the soil stratification is so erratic that the presence and the thickness of the each layer vary from place to place. Owing to complexity of the foundation and limited numbers of soil survey, it is difficult to find correlation between earthquake damage and soil type or sounding results.

Followings may be pointed out concerning the physical properties of the soils of the River Mabechi.

- 1) Dike materials of undamaged area contain finer particles more in amount.
- 2) Some sand specimens of damaged area have the gradation ($D_{10}=0.2\text{mm}$, $D_{30}=0.05\text{mm}$, $U_c=3.5$) similar to that of Niigata sand which was subjected to liquefaction. In general, however, sands of the River Mabechi are coarse sands with or without gravels.
- 3) The upper cohesive soil of damaged area contains more silt fraction.

On the dike crest and the ground surface at landside, micro tremor measurements were carried out by the Civil Engineering Department of Tohoku University, and the results indicate that, in the damaged area, the dominant period of micro tremor at the dike crests is not greater than that of ground surfaces.

Key words (Tokachi-oki Earthquake (1968), River Embankment)

* 国東地方建設局 相武国造工事事務所 調査課長, 前機械施工部土質研究室 研究員

要 旨

河川堤防および護岸の被害は青森県の太平洋岸に集中しているがその被害の共通的な様相と推定される原因について概略を述べ、被災後に土質調査と常時微動測定が行なわれた馬淵川について、地盤の土層構成、原位試験結果と物理的力学的性質および堤体土の性質を被害箇所と無被害箇所に分けて示し、常時微動の卓越周期と震害の関係にも言及する。

キーワード (十勝沖地震, 河川堤防)

目 次

1. 概 説.....(2)	[2] 土質調査の結果.....(6)
2. 馬 淵 川.....(5)	[3] 常時微動の測定結果.....(12)
〔1〕 被害概況.....(5)	3. 結 論.....(13)

1. 概 説

河川堤防および護岸の被害は青森県の太平洋側の河川に集中的に見られた。被害のあった河川をあげると、

馬淵川水系 馬淵川, 浅水川, 如來堂川
 新井田川水系 新井田川, 松館川
 相坂川(奥入瀬川)水系 相坂川, 藤島川, 後藤川
 高瀬川水系 赤川, 坪川, 中野川, 七戸川, 砂土呂川

大畑川
 田名部川

野内川
 五戸川

でその位置を Fig. 1 に、被害状況を Photo 1 に示す。樋管、樋門等の河川構造物は数が少ないこともあって被害は報告されていない。

被害の特徴としては次のようなことがあげられる。

(1) 河川改修の結果、旧河川敷上に築堤された堤防をはじめとして軟弱地盤上の堤防に被害が多い。

(2) 破壊の形態は局部的な沈下と、堤軸方向にきれつがはいって両側へ開いたようなものが多く、道路盛土の破壊にみられるような盛土片側がほぼ完全な形で残り

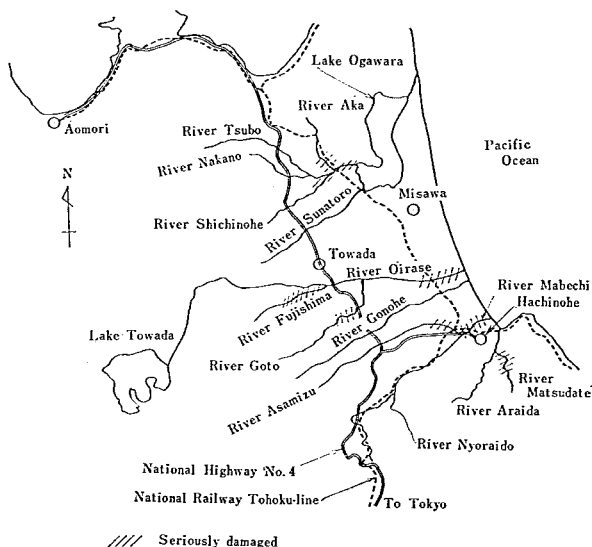


Fig. 1 Rivers of which dikes and revetments failed
 被害のあった河川



Photo 1(1) River Shichinohe
七戸川



Photo 1(2) River Shichinohe
七戸川



Photo 1(3) River Tsubo
坪川



Photo 1(4) River Asamizu
浅水川



Photo 1(5) River Mabechi (Left bank 0.5 km)
馬渕川 (左岸 0.5km)



Photo 1(6) River Mabechi (Left bank 7.8 km)
馬渕川 (左岸 7.8km)

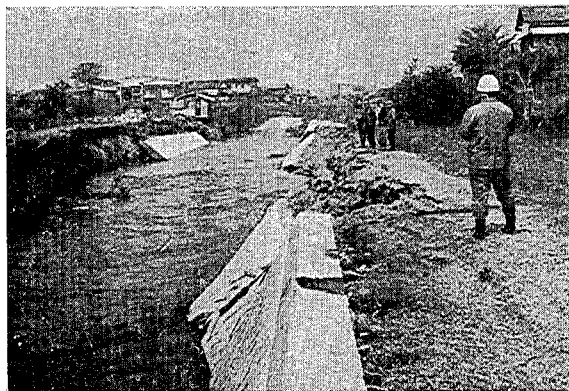


Photo 1(7) River Asamizu
浅水川

あと半分がすべり落ちた例はあまり認められない。軽微なものはのり肩にきれつがはいっただけのものもある。

(3) のり先付近の基礎地盤のふくれあがりは認められない。これは(2)とあわせて考えると通常の円形すべり面に沿った破壊ではないことを意味するものと考えられる。

(4) のり先付近の地盤での砂の噴出は観察されてはいるがあまり多くはない。基礎地盤の浅い部分に砂層のある箇所が少なかったか、砂層があっても流動化を起こしにくい粒度分布と締め固まりかたであったのであろう。

(5) 盛土高の大きいもの、築堤後の経過年数の少ないものほど被害が大きい。

(6) 護岸の破壊は堤防全体が上記のような形態で破壊したというよりは、のり肩から護岸工のみがすべり落ちたものが多い。これは自然堤に護岸を張ったものあるいは低水護岸が多く堤防の高さが低いため背後の盛土には大きな破壊はなかったが、のり面は通常の堤防より急なこう配のものが多く、しかもある程度の重量の護岸がのっていたためと思われる。この地方の護岸は連結ブロックが多いが(馬淵川、坪川、赤川、中野川、新井田川、相坂川)平張りブロック(坪川)やコンクリートのり枠(相坂川)の破壊もみられる。

(7) 破壊した堤防の堤体土はこの地方特有の砂分の

少なく粘着性の少ない火山灰土が多く密度はあまり大きくなかったと思われる。また、河道を掘削した土で築堤したと思われるような堤防もあり、この場合はせん断抵抗の大きくない粘性土で締め固めも十分ではなかったであろう。

このように堤防の破壊は基礎地盤および堤体の土質条件と密接な関連があることが予想されたが、被害河川の大部分について土質に関するデータは全く定量的な考察は困難である。しかし、被災河川のうちただ一つの直轄河川である馬淵川について災害後ではあるが土質調査と常時微動測定が行なわれたので、以下にその結果を述べることにする^{2), 3)}。

2. 馬 淵 川

〔1〕被害概況

馬淵川は河口より約10kmが直轄区間となっているが被害はFig. 2に示すように約8kmの地点(尻内橋のやや上流)から河口の間に見られ、特に0~1.8kmの区間(新大橋付近から下流)の被害が大きい。4kmの地点(大橋)より上流は自然堤のままであるが0~4kmの区間の左右岸の堤防は完成しており、Fig. 3のような断面で高水敷からの堤防高は4~5m程度である。この部分の堤防は昭和12年6月着工、昭和31年7月完成という記録が残っていることから経過年数は場所によってかなり異なるものと考えられるが、詳細な記録はない。低水

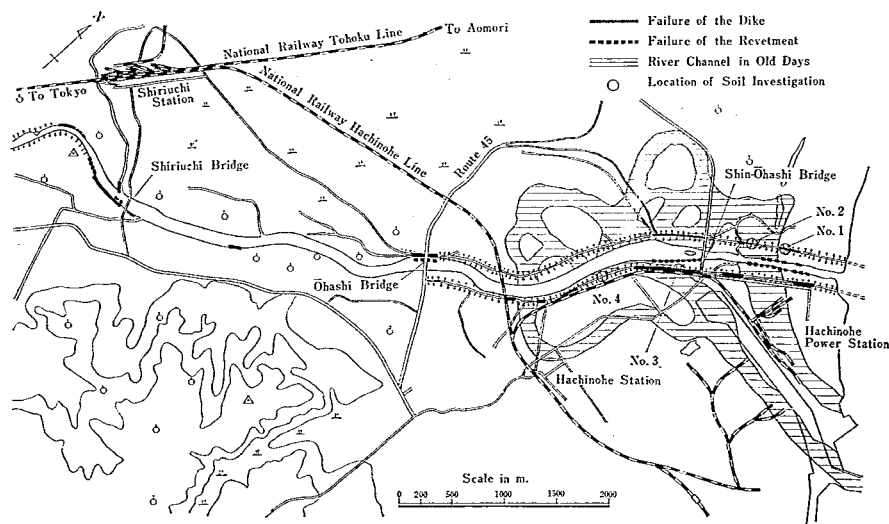


Fig. 2 Plan of River Mabechi

馬淵川下流平面図

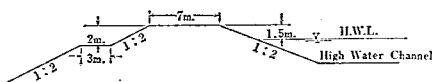


Fig. 3 Cross-section of the dike of River Mabechi

馬淵川河口付近の堤防断面

路はのりこう配 1 : 3、高さ 2m ののり面を持ち、低水護岸が施工されている部分は左右兩岸あわせて約 4.2km である（新大橋から下流は兩岸とも護岸工がある）。そのほか、自然堤の部分にもかなりの長さの護岸が施工されている。

堤防の被害箇所は 10 箇所で総延長 2,045m、護岸の被害箇所は 11 箇所総延長 2,719m であるが、堤防の最も大きい被害は右岸 1.2~1.8km（新大橋のすぐ上流）の約 600m で、ほかに左岸 0.6~0.8km、右岸 2.8km 付近も破壊の程度が大きかった。破壊部 1 箇所の長さは堤防、護岸ともに 100~200m 程度のものが多い。

河口付近は河道のつけかえが行なわれ、その旧河道はほぼ Fig. 2 に斜線で示すようなものであったといわれている。この旧河道の位置はあまり正確なものではないが、0~4km の区間の堤防はほとんど旧河道上に築堤されたと考えられ軟弱層の堆積する旧河川敷上に作られた堤防と護岸の被害が大きいことがいえるであろう。

馬淵川の堤防は被害のあった他の河川の堤防にくらべて大きい断面を持っているが、全般的にみて破壊の程度は他の河川の堤防より軽い。すなわち、他の河川では堤体の原形をとどめないほど破壊されているものがあるのに馬淵川では一応堤防そのものの形は残っており、河口付近では地震後の津波が堤防天端近くまで来たにもかかわらず漏水はなかった（ただし、堤防沈下のため左岸 200m 付近でわずかに越波があった）。

被害の軽微なものはのり肩から 1m 程度離れた箇所に堤軸方向にクラックがはいっただけで沈下はほとんど認められず、のり面にも変化はない（大橋付近より上流はこのように軽微な被害である）。大きく破壊したものは天端に幅 20~50cm のクラックが数条はいって堤防全体が 50cm 程度沈下するとともにクラックの部分で 20~30cm の段違いを生じ、おもて・うら阿のり面にも数列の平行なクラックが認められる。左岸 0.6~0.8km の区間の堤防のり先の石積みがいくぶん外側へはらみ出していたが、この地点を含めてのり先付近の原地盤のふくれあがりはない。右岸 1.2~1.8km の部分の堤防裏のりに平行にあった線路はかなり蛇行していた。

基礎地盤の砂の噴出は河口にごく近いところと左岸 0.9km 付近でわずかに認められたが、あとで述べる土質調査結果からわかるように基礎地盤の表面近くは必ずしも砂ではなく軟弱な粘性土の箇所もかなりあること、ま

た表層の砂層もゆるいものではなく ($N \approx 15$) 粒度分布も流動化しにくい粗粒まじりのものであったことが砂の噴出の少なかった理由であろう。

〔2〕 土質調査の結果

（1） 土層の概略

他の被災河川と同様に、馬淵川についても土質に関するデータは皆無であったが、地震後の 1968 年 8~11 月に被害のあった箇所と無被害箇所のそれぞれ 2 箇所ずつの地点でボーリングとサウンディングおよび乱さない試料のサンプリングと土質試験を行なった。調査地点は Fig. 2 に示すように左右兩岸から被害箇所と無被害箇所それぞれ 1 点ずつを選び、それぞれの地点で Fig. 4 に示すように 9 点のサウンディング（川表および川裏の原地盤と堤防小段で 3 点ずつ）と 1 点のボーリングおよびサンプリング（堤防小段）を行ない、一連の物理試験のほかに乱さない試料については一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、圧密試験等を実施した。堤体材料についても物理試験と突き固め試験を行なった。

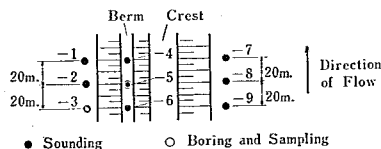


Fig. 4 Plan of soil investigation site—River Mabechi

土質調査地点の詳細（馬淵川）

土質柱状図、標準貫入試験の結果 (N 値)、自然含水比を Fig. 5 に示す。これによれば、基礎地盤は地表から上部粘性土、砂、下部粘性土の順の層になっているが、上部粘性土層のない箇所もあり（この調査地点では No. 2, 3）、それぞれの層も均一でなく粒度分布の異なる土が、薄い層をなして複雑に堆積している。この地帯は旧河床に当たるので、このような複雑な地盤構成は当然のことと予想され、Fig. 5 の柱状図はいくぶん単純化して示している。Fig. 6 にスウェーデン式およびオランダ式コーンによるサウンディング結果を示す。各サウンディング地点（川表および川裏の原地盤と堤防小段）の標高（地盤高）が不明のため土層断面図を作ることができないので、Fig. 6 のように同一標高地点のもの 3 点ずつをまとめた。

（2） サウンディングの結果

標準貫入試験の N 値、オランダ式コーン貫入試験のコーン指数 q_c のどちらも全般的に左岸 (No. 1, 2) の方が右岸 (No. 3, 4) より大きい値を示している。砂層の厚さも左岸の方が厚く比較的締まっていれば混入していることもあってスウェーデン式、オランダ式のサウ

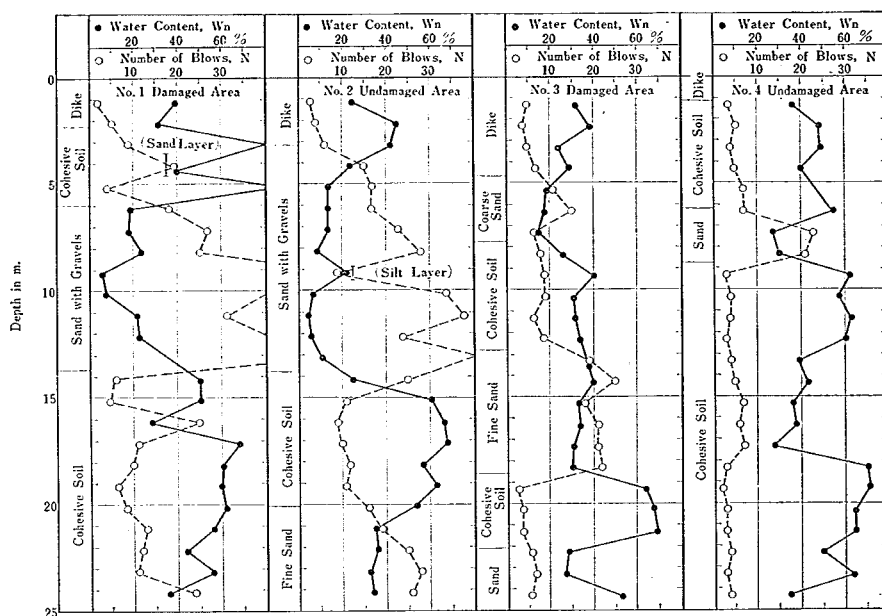


Fig. 5 Soil profiles natural water content and results of standard penetration test—River Mabechi
土質柱状図，標準貫入試験結果，自然含水比（馬場川）

ンディングはこの層以下には実施できなかった。その下にある粘性土についても左岸側の方が右岸側より N 値が大きい。

被害部と無被害部の N 値を比較すると左岸のNo. 1とNo. 2の場合は地表近くではNo. 1（被害部）がやや小さく、その下の砂層および粘性土層ではNo. 1の方がやや大きい。右岸のNo. 3とNo. 4では地表近くではNo.

3（被害部）がやや大きく、その下の層では逆にNo. 3の方が少し小さい。土層構成がそれぞれのボーリング地点で異なるため N 値のみで地盤の比較はできないので、このデータだけから N 値と堤防被害の関係を見出すことは困難である。No. 2の砂層は N 値が15以上あるが、ゆるい砂地盤を改良するパイプフローテーション工法の一応の目標値は $N=15$ 程度で、また新潟地震でも $N=15$

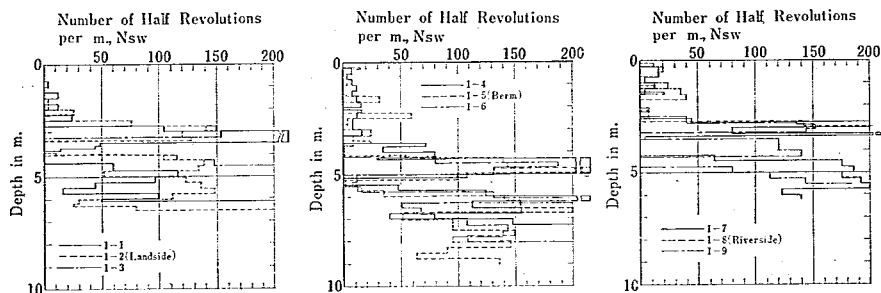


Fig. 6(1) Results of Swedish sounding test (No. 1 damaged area)—River Mabechi
サウンディングの結果（馬場川被害箇所 No. 1）

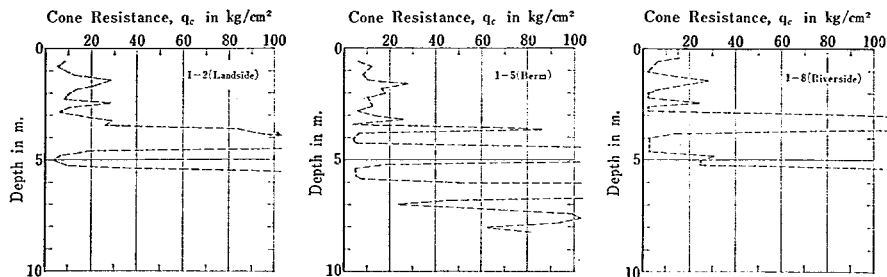


Fig. 6(2) Results of Dutch cone penetration test (No. 1 damaged area)—River Mabechi
 オランダ式コーン貫入試験結果 (馬渕川被害箇所 No. 1)

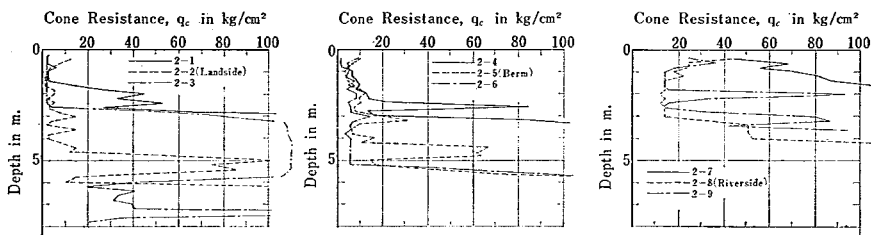


Fig. 6(3) Results of Dutch cone penetration test (No. 2 undamaged area)—River Mabechi
 オランダ式コーン貫入試験結果 (馬渕川無被害箇所 No. 2)

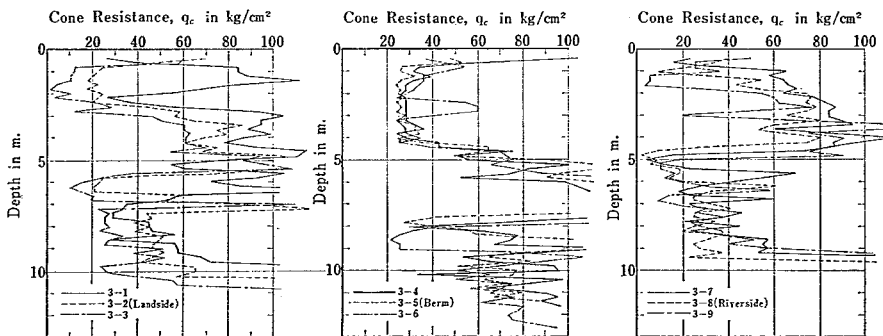


Fig. 6(4) Results of Dutch cone penetration test (No. 3 damaged area)—River Mabechi
 オランダ式コーン貫入試験結果 (馬渕川被害箇所 No. 3)

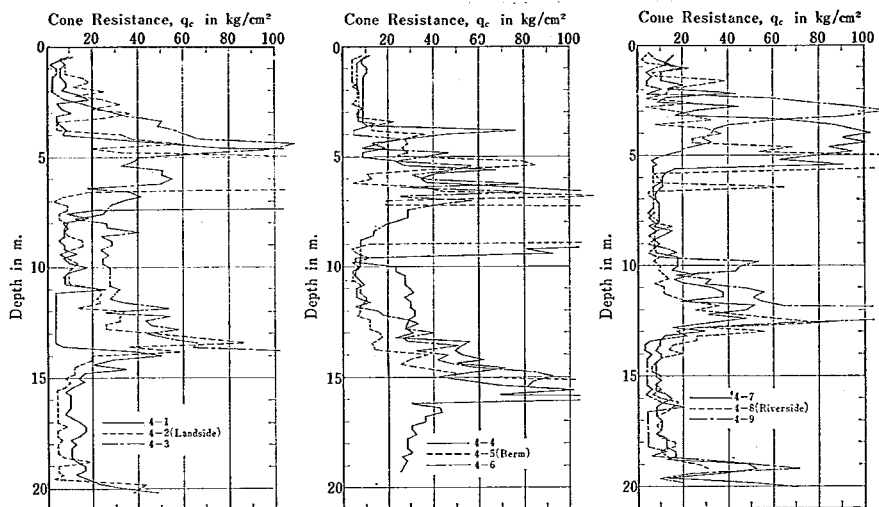


Fig. 6(5) Results of Dutch cone penetration test (No. 4 undamaged area)—River Mabechi.

オランダ式コーン貫入試験結果 (馬淵川無被害箇所 No. 4)

ぐらいまでに改良された砂地盤上の石油タンク等に被害のないことが報告されている⁹⁾。ただし、このNo. 2のN値は地震後測定されたものであるからそれ以前におけるN値はわからないわけであるが、もし地震によってゆるい砂層が締め固められて $N=15$ 以上になったとすれば地表の堤防になんらかの影響が現われると思われるので、以前からこの程度の締めやかたであったと考えてよいであろう。

オランダ式コーン貫入試験の結果の比較では、No. 1とNo. 2の場合にはNo. 1での測定結果が少ないため、はっきりした傾向はわからない。そして、No. 3とNo. 4では被害部No. 3の方が全般的に q_c が大きい。堤体について被害部3-4～3-6の q_c が無被害部4-4～4-6より大きいのは復旧作業として転圧が行なわれたためとも考えられる。

結局、地盤の土層構成が複雑でれき混じりの砂と粘性土が層状になっていてその位置が場所により異なるので、サウンディングの結果であるN値と q_c と堤防の破壊の関係は明白にできなかった。

(3) 土の物理的性質

堤体土および地盤の土の粒度曲線を被害のあった箇所と被害のなかった箇所にかけてFig. 7に示す。前述のように、いずれも複雑な堆積状況で、同一土層内の粒度分布も多様なので、多くの試験結果の阿極端をとった粒度分布曲線を書いた範囲で示すこととした。これからい

ることは、堤体上については無被害箇所のものは被害箇所のものに比較して細粒分が多いこと、被害箇所の地盤の砂層のうち最も細粒の砂は液状化しやすいといわれている粒度分布の範囲内にあり、流動化が問題になった新潟地方の砂に類似した粒度分布 (平均径 $D_{50}=0.2\text{mm}$, 有効径 $D_{10}=0.05\text{mm}$, 均等係数 $U_c=3.5$) を持っていることである。しかし、砂層の中で一般にこのような細砂はわずかで、大部分は粗砂あるいはれきまじりの粗砂であった。上部粘性土層では被害箇所の方が無被害箇所にくらべてシルト分が多い (1.5～2倍ある。Fig. 7 (2) 参照)。下部粘性土層については、被害部と無被害部で粒度分布のちがいは特に認められない。

Fig. 8は堤体土と基礎地盤の土の塑性図上の位置であるがアッター・バルク限界の諸数値と被害の有無については特に関係があるとはいえない。それぞれの土の統一分類法による土質名はTable 1のようになっている。

なお、この地方は大体火山灰におおわれているといわれており、その土は九州地方のシラスに類似のものとされているが、シラスは砂質的な外観で液性限界、塑性限界の求められない非塑性の土であるのに対して、この堤体土は色が褐色でLL、PLが求められることから一応火山灰ではないと思われる。被害のあった他の河川堤防の多くがシラス状の火山灰土あるいは河道の掘削土のようにせん断抵抗のあまりない土で作られていたのに比較して馬淵川の堤体土があとで述べる力学的性質も考慮す

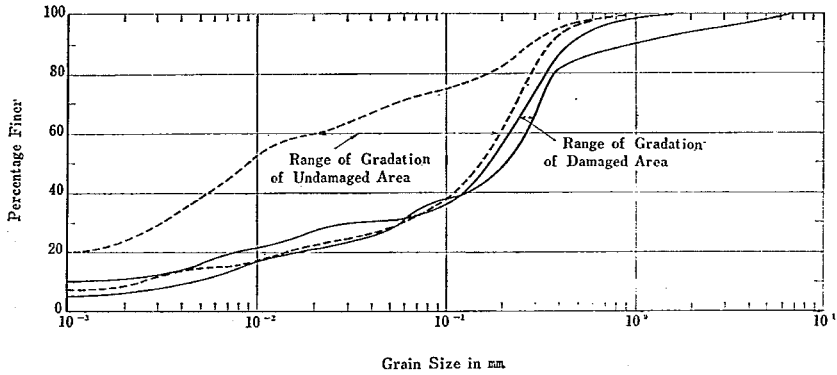


Fig. 7(1) Gradation of the dike material—River Mabechi
堤体土の粒度分布 (馬渕川)

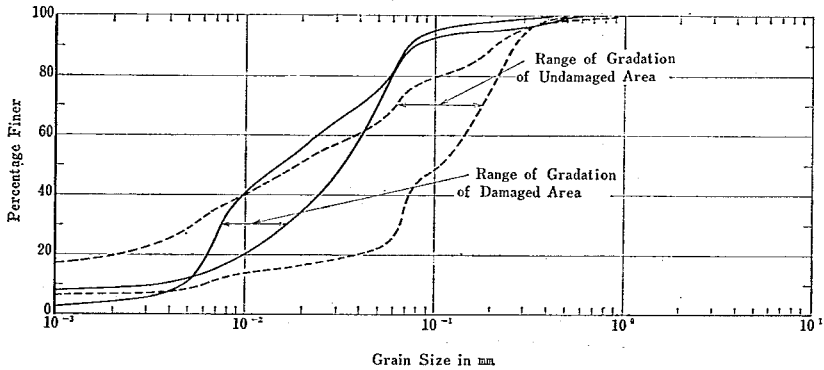


Fig. 7(2) Gradation of the upper cohesive soil layer of the foundation—River Mabechi
基礎地盤上部粘性土層の粒度分布 (馬渕川)

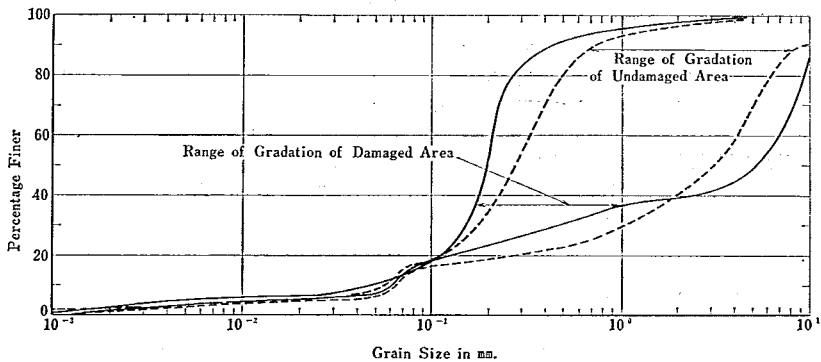


Fig. 7(3) Gradation of the sand layer of the foundation—River Mabechi
基礎地盤砂層の粒度分布 (馬渕川)

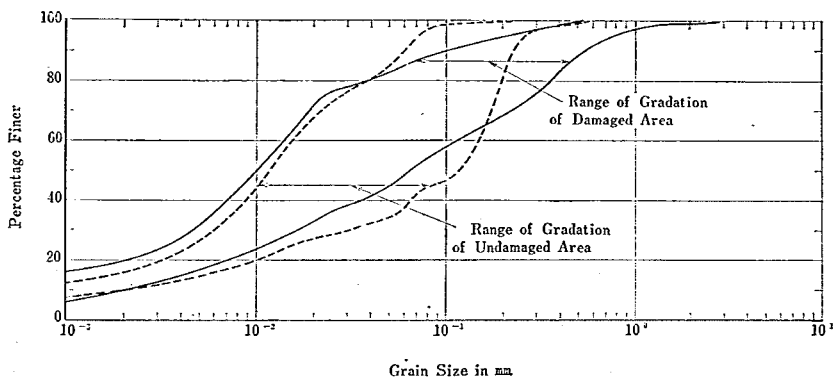


Fig. 7(4) Gradation of the lower cohesive soil layer of the foundation—River Mabechi.
基礎地盤下部粘性土層の粒度分布（馬渡川）

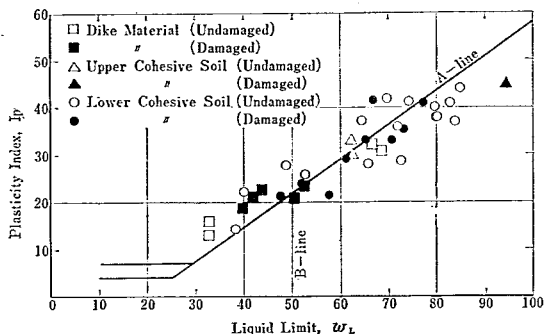


Fig. 8 Atterberg limits of the soils—River Mabechi
土の塑性図（馬渡川）

Table 1 Soil group symbol by unified soil classification system—River Mabechi

統一分類による土質名（馬渡川）

	Damaged area	Undamaged area
Dike material	SC	SC, CL, MH
Upper cohesive soil	MH	SC, CH
Sand	SM, GM	SM
Lower cohesive soil	MH, CH	MH, SC

ると比較的良質であったため被害がいくぶんでも軽くなったことも考えられる。

(4) 土の力学的性質

堤体土の乱さない供試体による湿潤密度と強度定数、突き固め試験の結果を Table 2 に示す。被害個所の堤防は、被災後復旧工事が行なわれたと思われるので強度定数をそのまま無被害個所と比較することはあまり意味の

あることではなく、またこの被害個所の強度定数が信頼できるとしても、このデータだけでは被害個所と無被害個所の堤体強度に差があるとはいえないであろう。ただ、被害個所の堤体土の方が最適含水比がやや低く、最大乾燥密度が大きいことは粒度分布のところで述べたように被害個所の堤体土の方が細粒分が少ないことを意味する。特に No. 4 の堤体土の自然含水比が高いのは細粒

Table 2 Data on the dike material—River Mabechi
堤体土の力学的性質（馬渡川）

		Damaged area				Undamaged area			
		No. 1		No. 3		No. 2		No. 4	
Natural water content	$w_n(\%)$	36.9	33.3	21.8	28.9	32.1	20.2	52.7	47.3
Bulk density	$\gamma_t(\text{g/cm}^3)$	1.56	1.93	1.69	1.42	1.88	1.69	1.67	1.74
Unconfined compressive strength	$q_u(\text{kg/cm}^2)$	0.245	—	—	—	0.624	—	—	—
Cohesion	$c(\text{kg/cm}^2)$	0.22	—	0.12*	0.24*	0.32	0.13*	0.26	0.25
Angle of shearing resistance	$\phi(\text{deg.})$	21.0	—	31.5*	22.8*	29.0	30.0*	22.5	24.0
Optimum moisture content	$w_{opt}(\%)$	21.2		22.4		23.0		31.6	
Maximum dry density	$\gamma_{dmax}(\text{g/cm}^3)$	1.65		1.54		1.62		1.32	

c and ϕ were determined by consolidated—undrained triaxial test, except those asterisked, which were obtained by unconsolidated—undrained direct shear test.

分が多いためであろう。

Table 3は基礎地盤上部粘性土層の力学的性質をまとめたものであるがデータが少ないので、被害との関連を明らかにすることはできない。

地震の直前まで3日間にわたって163mmの降雨があり、特に5月14日には115mmの雨が記録されていることから、堤体は浸透水によって含水量が高くなって有効応力が減少し、せん断抵抗が小さくなり崩壊しやすくなっていたことも破壊の一つの原因と考えられるであろう。

〔3〕 常時微動の測定結果

すでに述べたように、地震前の土質データは全くなく

地盤は非常に複雑であるのに対して、その後実施した土質調査の数も限られていて地盤の全貌を明らかにできなかったので被害と土質条件の関係を明確に見出すにいたらなかった。そこで、震害と土質の関連性を見出す別の試みとして堤体および基礎地盤表面での常時微動の観測が実施された。測定点数は河口からはば200mおきに左右岸あわせて101点で直轄区間終点のやや上流まですべてを包含している。同一個所の堤頂と川裏の原地盤の2点で堤防に直角方向の常時微動を測定してその卓越周期を求めた結果を被害箇所と無被害箇所を区別してFig. 9に示す。この結果からいえることは、被害のあった個所では堤頂における常時微動の卓越周期が地盤表面のそれ

Table 3 Data on upper layer cohesive soil of the foundation—River Mabechi
基礎地盤上部粘性土層の力学的性質（馬渡川）

(Undisturbed sample)		Damaged area		Undamaged area	
		No. 1		No. 4	
Natural water content	$w_n(\%)$	33.4		47.5	41.0
Bulk density	$\gamma_t(\text{g/cm}^3)$	1.82		1.68	1.64
Unconfined compressive strength	$q_u(\text{kg/cm}^2)$	0.717		0.952	1.67
Cohesion	$c(\text{kg/cm}^2)$	0.2		0.45	0.62
Angle of shearing resistance	$\phi(\text{deg.})$	28.2		19.0	19.0
Preconsolidation pressure	$p_0(\text{kg/cm}^2)$	3.0		2.2	1.9
Coefficient of compressibility	C_e	0.324		0.364	0.292
Coefficient of consolidation	$C_v(\text{cm}^2/\text{sec})$	$1.1 \times 10^{-2} \sim 1.7 \times 10^{-2}$		$2.6 \times 10^{-3} \sim 5.3 \times 10^{-3}$	$4.9 \times 10^{-3} \sim 1.7 \times 10^{-2}$
Coefficient of permeability	$k(\text{cm/sec})$	$1.0 \times 10^{-7} \sim 2.6 \times 10^{-6}$		$3.2 \times 10^{-3} \sim 5.3 \times 10^{-7}$	$6.0 \times 10^{-5} \sim 1.1 \times 10^{-6}$

c and ϕ were determined by consolidated-undrained triaxial test.

に等しいかあるいは小さいということで、常時微動を測定することにより、あらかじめ被害箇所を予想することがある程度可能であろう。

そして、左岸と右岸の結果を比較すると全般的に右岸の方が卓越周期が長く、柱状図およびサウンディング結果から見ると右岸の方が軟弱の程度が大きい（たとえ

ば、左岸 No. 1, 2 には中程度あるいはかなり締まった砂層があるが、右岸 No. 3, 4 にはあまり締まった砂層はなく、粘性土層も左岸にくらべて N 値が小さい) ので、卓越周期の長いものの性質が良くない軟弱地盤であるという推定もできるようである。

3. 結 論

河川堤防および護岸の破壊について要約すると次のようなことがいえる。

- (1) 軟弱地盤上の堤防、護岸に被害が多い。
 - (2) 堤体土はシラスのような砂質状の火山灰土あるいは旧河道の掘削土のように比較的ルーズで水を吸いやすく、せん断抵抗の小さいものであったため破壊しやすかった。
 - (3) 地震前のかなりの量の降雨が堤体のせん断抵抗を低下させて、破壊の一つの原因となったと考えられる。
 - (4) 堤防の破壊の形態は全体の陥没といってよく、片側にすべり落ちたいわゆる円弧すべりはあまりみられないが、護岸の破壊はブロック等がすべり落ちた形態が多い。
 - (5) 基礎地盤の破壊、ヒービング等はなく、砂の噴出もわずかであった。
 - (6) 堤頂における常時微動の卓越周期が地盤表面のそれより小さい個所に被害が起きている。
- 土質に関するデータと常時微動の測定結果は建設省東北地建青森工事事務所より提供していただいた。ここに謝意を表する。

参 考 文 献

1. 青森県土木部「十勝沖地震記録 公共土木施設および建物」1969年2月
2. 建設省青森工事事務所、東建地質調査株式会社「馬淵川震災箇所地盤調査報告書」1968年11月
3. 建設省青森工事事務所、東北大学土木工学科「馬淵川堤防の常時微動測定報告書」1968年12月
4. 全国科学技術団体総連合編「新潟地震防災研究総合報告」1965年1月、山海堂

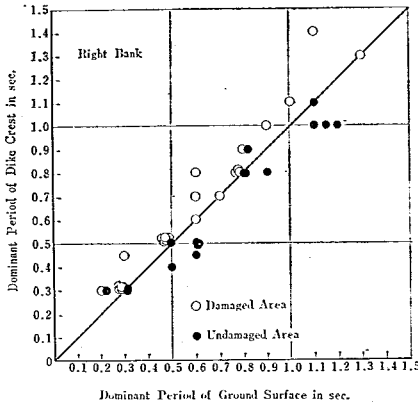


Fig. 9(1) Results of micro tremor measurements at River Mabechi
常時微動測定結果 (馬淵川)

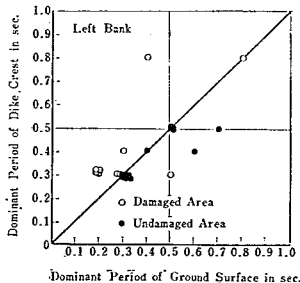


Fig. 9(2) Results of micro tremor measurements at River Mabechi
常時微動測定結果 (馬淵川)

1968年十勝沖地震災害調査報告

第5編 ダムに及ぼした影響

岩 崎 敏 男*

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 5

Influences on Dams

by Toshio Iwasaki

Synopsis:

After the shock of the Tokachi-oki Earthquake 1968, six dams located in the adjacent area of the strong motion district were surveyed in Tohoku region. Slight damage was observed in three dams of the six.

In this report the damage is compared with a typical pattern of the damage experienced during past earthquakes.

Key words (The Tokachi-oki Earthquake 1968, Dam, Damage)

要 旨

十勝沖地震の強震地域に近い6つのダムを被震直後に調査し、3つのダムにおいて軽微な変状が生じていることを見出した。

これらの変状を、既往の地震時におけるダムの変状と照合して、ここに報告している。

キーワード (1968十勝沖地震, ダム, 被害)

目 次

- | | |
|-----------------------------|-----------------------|
| 1. 地震によって誘起されるダムの変状……………(1) | 3. ダムにおける地震観測……………(3) |
| 2. 十勝沖地震による変状……………(2) | |

まえがき

十勝沖地震によって各種のダムに生じた変状について現地調査の結果を報告する。

1. 地震によって誘起されるダムの変状

ダムに関する調査はFig. 1に概略位置を示す6つのダムについて実施した。このうち皆瀬ダムに関しては秋田県土木部河川課で聴取し、ほかは現地調査を行なった。6つのダムの概略諸元および今回の地震に起因する変状をTable 1にとりまとめる。

ここで、ダムに関する既往の震害例からその特徴を簡単に整理してみた。コンクリートダムについては震害例は非常に少なく、わずかに二、三の重力ダムおよびアー

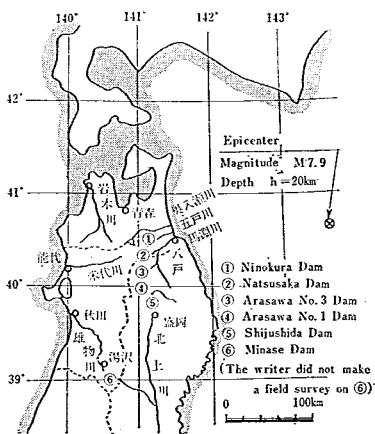
チダムにおいて、施工継目部および越流水門の橋脚部に亀裂が発生した程度である。しかし、漏水量が増加した例はかなりある。このため今回の地震に際しても、震央に最も近いコンクリートダムである夏坂ダムに限って調査した。

一方、フィルタイプダムの震害例は過去に相当数あり(土研彙報第27号参照)、被害の様相を軽微なものから甚大なものへと順次分類してみると、①堤軸方向の縦亀裂、②沈下、③漏水量の変化、④のり面のはらみ出し・すべり出し・崩壊、⑤堤体の部分的移動、⑥堤軸直角方向の横亀裂、⑦堤体の流動、⑧堤体のせん断(全体的滑動)、⑨基礎地盤の破壊あるいは移動、⑩断層の発生に起因するもの、の10項目が考えられる。ここにおいて、番号の大きいものは一般に大被害につながり、それ以前の項目の被害を含むことが多い。堤体は欠陥に至らしめ

* 構造橋梁部振動研究室 主任研究員

Table 1 Results of
ダム変状調

Dam	River	Type	Properties of dam				
			Height (m)	Length (m)	Slope		Water level
					Up-stream	Down-stream	
① Ninokura	Gonoe	Earth	37.0 (5.0 in May of 1968)	121.0	1 : 2	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	None
② Natsusaka	Kumahara (Mabechi)	Concrete gravity	27.5	141.0	1 : 0.08	1 : 0.8	Nearly full
③ Arasawa No. 3	Appi Shirasawa (Mabechi)	Earth	22.0	155.0	1 : 2.5 ~ 1 : 3.0	1 : 2.0 ~ 1 : 2.3	None
④ Arasawa No. 1	Appi (Mabechi)	Rock	38.0 (15.0 at left 3.0 at right in May of 1968)	157.7	1 : 1.3	1 : 1.3	None
⑤ Shijushida	Kitagami	composite { concrete Earth	55.8 24.5	480.0	1 : 0.06 1 : 1.5	1 : 0.8 1 : 2	Nearly full
⑥ Minase	Minase (Omono)	Rock	65.0	220.0	1 : 1.3	1 : 1.4	Nearly full

Fig. 1 Location of dams surveyed.
調査したダム地点

るのは通常⑦以下である。しかし、⑥以前でも地震後の貯水の浸入によって欠壊する場合がある。また、①～⑧は堤体自身の被害、⑨および⑩は基礎地盤の破壊といえるが、いずれも基礎地盤の良否、堤体への浸透水の有無が被害に大きく影響している模様である。

過去の地震によって、アースダムでは上記10項目のすべてが、またロックフィルダムでは①～⑤の被害が報告されている。

2. 十勝沖地震による変状

さて今回の十勝沖地震によつては、Table 1に示されるごとく、荒沢三号ダム (Photo 1, 2) および皆瀬ダムの2種のフィルタイプダムにおいて、上記の①～⑤に関して非常に軽微な変状が現われている程度で特に被害といえるものは生じていない。

夏坂ダムでは施工継ぎ目、越流水門の橋脚部、漏水量に何らかの変化は現われていない。また、荒沢三号ダムから南西約4kmの地点に建設中の荒沢一号ダム現場で

survey on dams
査結果

Foundation	Year of completion	Administration	Damage	Remark (Epicentral distance)
Tuff, Sandstons Shale, Mudstone	1970 (expected)	Aomori Pref.	None	Under construction (220 km)
Green tuff	1966	Aomori Pref.	None (wave (10cm) in reservoir)	(220 km)
Liparite, Tuff	1960	Iwate Pref.	Hair cracks on down-stream surface (Width 1cm, Length 20m) small swelling of down-stream surface	(240 km)
Tuff	1960 (expected)	Iwate Pref.	None	Under construction (240 km)
Green Tuff	1968	Ministry of Construction	Slight settlement in earth bank	Earthquake Record (240 km)
(upper) River deposit and volcanic ejecta (bedrock) Mudstone	1963	Akita Pref. (constructed by Ministry of Construc- tion)	Slight movement of rocks at the top (less than 1 cm) Falling of surface rocks near the top (about 10 rocks)	Seismograph installed (350 km)

は、Photo 3 にみられるように高さ15m、自然こう配37°～38°のロック堤体の自由斜面があったが、斜面崩壊は全く発生していない。

一方、四十四田ダム (Photo 4) ではコンクリートとアースの接合部が弱点となることが懸念されたが、特に観察しうる変状は発生していない。

今回の地震においては上記のごとく、ダムに関して実施したわれわれの調査の範囲では特筆すべき被害はなかった。しかし、前章までに述べられたごとく、アースダムに類似する構造物の被害は青森県を中心に多く発生した。すなわち、陸奥地方の農業用の土堰堤および多数の道路、鉄道盛土に⑦ないし⑧の被害が、馬淵川の堤防に①ないし②の被害が、また秋田県八郎潟の干拓堤防に③の被害がみられた。

フィルタイプの構造物に関する上記の10項目の被害がそれぞれ発生するに必要な条件および被害程度を定量的に求めていくことが今後の重要課題といえよう。

3. ダムにおける地震観測

四十四田ダムには東北地建四十四田ダム工事事務所によって地震観測装置が設置されており、今回の本震時における堤体各部の振動加速度が観測された。地震記録から読みとった各測点での最大加速度および周期の概略値を Table 2 に示す。この表には参考のために盛岡気象台で観測された最大変位と周期を並記した。加速度はダムの基礎岩盤内で約30gal (堤軸方向)、コンクリート堤体の天端付近で30～33gal (堤軸方向)、65～70gal (堤軸直角方向)、アース堤体天端付近で約40gal (堤軸方向)、93gal (堤軸直角方向) であった。

一方、秋田県の皆瀬ダムにも、地震計が設置されており、今回の地震記録が得られた模様である。

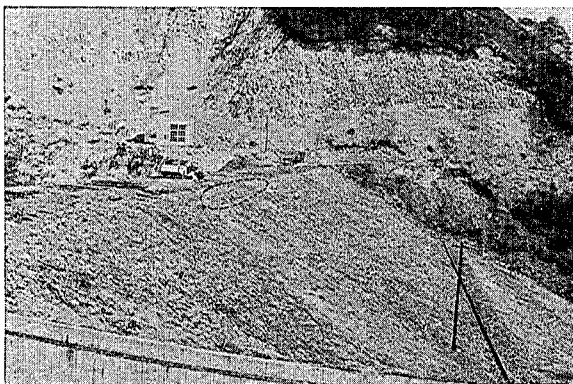


Photo 1 Arasawa No. 3 Earth Dam—from the down-stream

岩手県荒沢三号アースダムの下流面堤頂付近（点線で囲んだ部分に軽微な亀裂が生じ、表面の一部が相対的に浮き上がった「昭和43年5月18日撮影」）

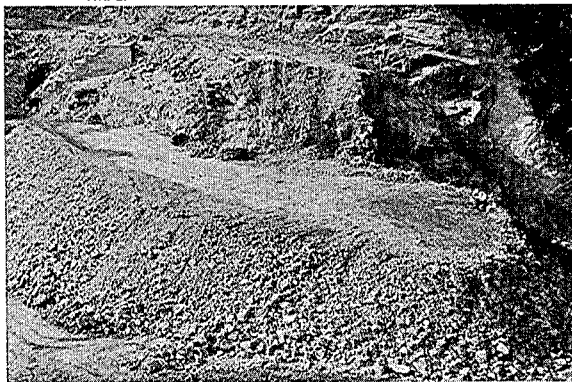


Photo 3 Arasawa No. 1 rock-fill Dam

岩手県荒沢一号のロックフィルダムの建設現場（自然こう配 37°～38°、高さ15mの盛土斜面で崩壊を生じなかった「昭和43年5月18日撮影」）



Photo 2 Arasawa No. 3 Earth Dam

荒沢三号アースダム（Photo1の点線で囲った部分に示すのり肩付近に生じた亀裂とロックの浮き出し「昭和43年5月18日撮影」）

Table 2 Earthquake records at Shijushida Dam* (Triggered at 9:49 a. m. May 16, 1968)

—Maximum accelerations (gal) and periods (sec)—

四十四田ダムにおける地震観測結果(最大加速度)(43年5月16日・9時49分頃発生),()内は周期

Direction Location	Dam axis (X) N 84° W	Transverse (Y) N 6° E	Vertical (Z)	Remarks
Bedrock at left bank of river, 1 BL (A)	30.2gal (0.43sec)	—	—	EL. 147.5m (the elevation of the top of dam is EL. 174.0m)
Concrete portion 6 BL (B)	30.3gal	70.7gal (0.13sec)	—	EL. 172.00
Concrete portion 18 BL (C)	33.2gal	64.9gal (0.10sec)	19.2gal (0.22sec)	EL. 170.75
Earth portion (D)	39.8gal	93.1gal (0.19sec)	—	EL. 172.30
Bedrock at right bank of river (E)	not installed yet			EL. 161.40
Direction Location	E-W	N-S	Vertical	Remarks
Morioka Meteorologi- cal Observatory**	20.5mm (4.8sec)	22.4mm (4.3sec)	24.5mm (5.3sec)	Single Amplitudes by Strong Motion Seismograph

* From the record obtained at Shijushida Dam Construction Office

** From the record obtained at Morioka Meteorological Observatory

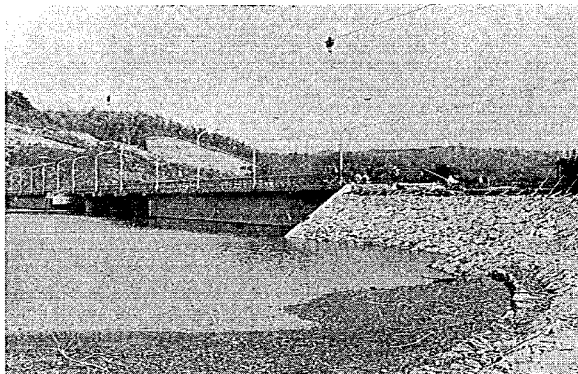


Photo 4 Shijushida Dam

地震計による地震動の記録が得られた四十四田ダム(コンクリート・ア
ースの複合ダム「昭和43年5月18日撮影」)

1968年十勝沖地震災害調査報告

第6編 道路の被害

佐々木 康*
飯島 尚**

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 6

Damage to Highway Embankments and Pavements

by Yasushi Sasaki

Takashi Iijima

Synopsis:

Failures of road embankments and pavements took place mostly in the eastern part of Aomori prefecture. Most of the damage took place at a number of spots along three routes in this region, national highway route 4, route 45 and route 104, which are located in the eastern part of this prefecture.

There was a special feature of the damage on road facilities caused by the earthquake: most of the damage was the slip failures of embankments and following failures of pavement while there were few other types of damage to road facilities. This feature has been pointed out over and over in many investigation of past other earthquakes, and is considered to have brought out again the weakness of the road embankments against earthquakes.

The damage observed is classified into four types: (1) settlement of shoulders and partial failure of embankment slopes, (2) slope failure of embankments, (3) depression at top of road embankments, and (4) settlement of approaches to bridges.

The total number of damage was 109 sections and the number of closed sections were 14, although these closed sections were repaired temporarily in one or two days after the earthquake. Almost all the road damage were the slip failures of embankments which had been constructed on weak and soft foundations near the mouths of valleys. And these embankments had been constructed mainly of a sort of volcanic ash deposit, which was classified as sandy loam.

The main reason of the failure is considered to be in the weakness of the embankment material against the water and the liquefaction of the material caused by the seismic motion. The material does not seem good for road embankment because the particles are crushed to smaller particles by compaction, and the change in density due to compaction is relatively small. The natural density of remaining embankments was only about 75 per cent of the maximum density, while the natural water content was within 10 per cent higher than the optimum water content.

The triaxial and unconfined compression test result on undisturbed samples shows that the strength of the material is easily affected by the saturation degree. Considering that the area, where the damaged roads were located, was nearly the same as the area where much rainfall had been observed, the decrease in strength of embankment materials by rain is considered to have had an important effect on the damage.

The fact that almost all the damaged embankments were founded on soft ground also indicated that the amplifying effect of ground motion by the soft foundation had a great importance to the damage. It should

* 機械施工部土質研究室 研究員

** 道路部舗装研究室 研究員

Table 1 Main places of damaged road

被害箇所(道路)のおもなものと

Route number	Place name	General feature
National highway Route 4	Sannohe Town, Metoki	Slope failure of embankment
	Sannohe district, Asamizu	do.
	Towada City, Ipponmatsu	do.
	Towada City, Denpoji	do.
	Towada City, Miyukibashi	Settlement of road near the abutment
	Towada City, Chaya	Slope failure of embankment
	Shichinohe By-Pass	do.
	Tenmabayashi Village, Tsubo-hashi	do.
	Tohoku Town, Chibiki	do.
	Noheji By-Pass	do.
	Hiranai Town, Numanodate	do.
National highway Route 45	Hachinohe Town, Odasaka	Slope failure of embankment
	Hachinohe Town, Hebihashi	do.
	Hachinohe Town, Jieitai	do.
	Hachinohe Town, Shiribiki	do.
	Shiroishi Town, Takayashiki	do.
	Shirouchi Bridge	Settlement of piers of bridge
National highway Route 101	Goshogawara City	Slope failure of embankment
National highway Route 104	Hukuchi Village, Kenyoshi	Slope failure of embankment
	Hukuchi Village, Kitataka-aiwa	do.
	Shichinohe City, Kushibiki	do.
Provincial road Aomori-Towada	Towada Town, Oirase	Falling of cliff
Provincial road Misawa-Towada	Misawa City, Hamamisawa	Horizontal Movement of embankment
Provincial road Mutsu-Oma	Mutsu City, Dedo Bridge	Settlement of road near the abutment
	Mutsu City, Sekine	Cracking at road center
Provincial road Mutsu-Noheji	Mutsu City, Ohmurodaira	Slope failure of embankment
	Kamikitagun, Yokohama	Depression at road center
	Kamikitagun, Mikonuma	do.
	Hayagake-numa, Kendo	Drift away of dike
Provincial road Hachinohe	Gonohe Town, Toyomanai	Cracking at road center
Provincial road Hachinohe-Noheji	Misawa City, Hanazono	Cracking at road center
	Misawa City, Komasaawa	Drift away of road
	Misawa City	Slope failure of embankment

盛土で、切土区間にはほとんどなかった。特に著しい特長は山と山の中に沢がある開析谷に作られた盛土部で原地盤は主として田畑、沼沢地あるいは草地などに被害が集中していることである。

また、これらの被害をそれぞれの特徴により分類すると、およそ次の4つに分類される。もちろん、この型に

分類できないもの、あるいは2～3つの型を兼ね備えたものなどがあるが、それらは道路の線型や地理的条件が複雑に組み合わさって特異な様相を示したものと考えられ、基本的には次の4つに分類できるものと思われる。

(1) 路肩沈下および一部の面崩壊

これは道路の盛土部分の路肩のみが沈下するものであ

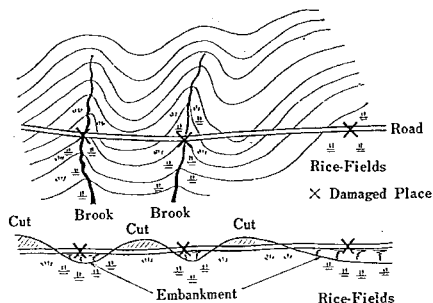


Fig. 2 A general figure of plane and section at the damaged place.

被害地点の平面および縦断面図

り、一部はのり面が崩壊したために路肩、および側溝が沈下、崩壊したものである (Fig. 3, Photo 1, 2, 3)。

(2) のり面崩壊および盛土本体の崩壊

これは (1) の型の被害をさらに大きくしたものと考えられ、のり面には明らかにすべり面が認められるものである (Fig. 4, Photo 4, 5, 6)。

この崩壊の特長は

- イ 3～5m以上の高盛土。
- ロ 周囲が沢、田んぼ、沼沢地など。
- ハ 切土、盛土の接続部より盛土部分にかけて多く発生している。
- ニ 崩壊した土砂は予想外に遠くまで流れている。特

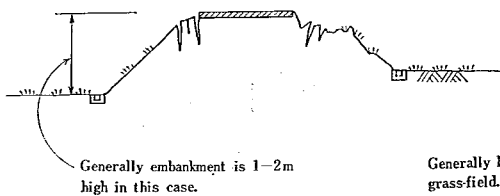


Fig. 3 A general figure of damaged place type 1.

タイプ1型の被害

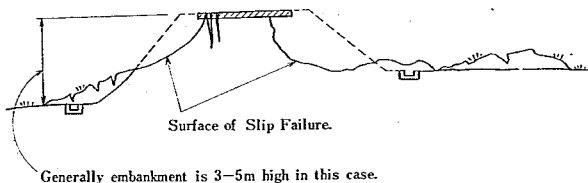


Fig. 4 A general figure of damaged place type 2.

タイプ2型の被害

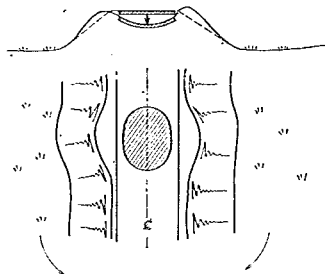


Fig. 5 A general figure of damaged place type 3.

タイプ3型の被害

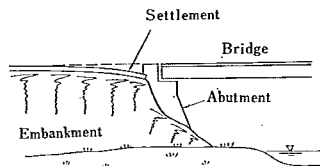


Fig. 6 A general figure of damaged place type 4.

タイプ4型の被害

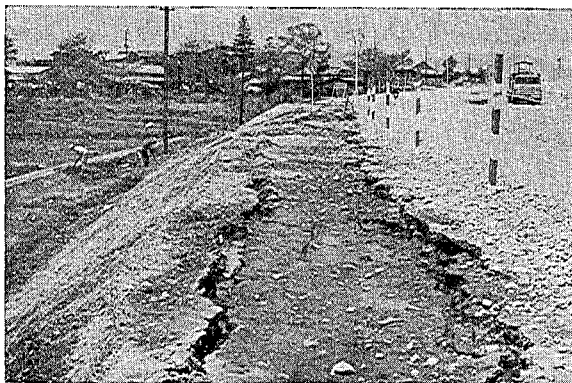


Photo 1 Settlement of shoulder at Morioka-Bypass, National Highway Route 4.

国道4号盛岡バイパスにおける路肩沈下



Photo 2 Failure of shoulder near Takayashiki, Shiroishi town, National Highway Route 45.

国道45号線白石町高畠敷付近の路肩崩壊

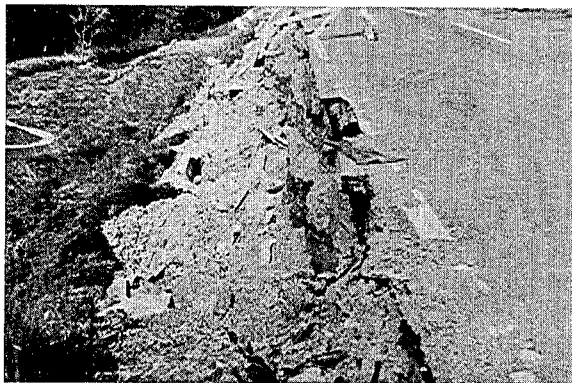


Photo 3 Failure of shoulder near Towada city, National Highway Route 4.

国道4号線十和田市付近の路肩崩壊



Photo 4 Slope failure of embankment at Kitataikaiwa, Fukuji village, National Highway Route 104.

国道104号線福地村北高岩、鋪設版・盛土路体の崩壊



Photo 5 Slope failure of embankment at Asamizu, National Highway Route 4.

国道4号線浅水地区、盛土部のり面のすべり崩壊

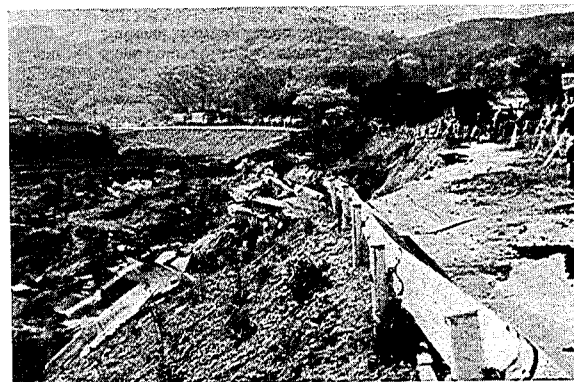


Photo 6 Slope failure of embankment at Metoki, Sannohe town, National Highway Route 4.

国道4号線三戸町目時、盛土路体のすべり崩壊

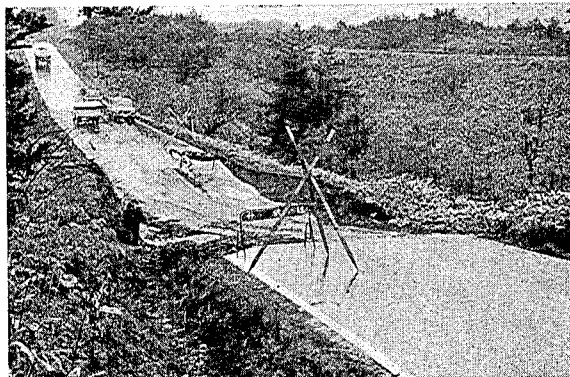


Photo 7 Depression at top of embankment near Yokohama, Provincial Road Mutsu-Noheji Line.

地方道むつ——野辺地線横浜付近盛土部中央の陥没

に田んぼの部分ではなはだしい。

(3) 道路中央部の陥没

この崩壊は(1)、(2)に比較して少なかったが(2～3カ所)明らかに(1)、(2)とは異なった原因によるものと思われる。この特長はFig.5に示すように道路中央が陥没したものである。被害は野辺地町一むつ市間の道路に見られたもので、数mの盛土区間で、まわりは沼沢地に限られている。また、(1)、(2)の被害箇所の場合、のり面崩壊という型で分類されるのに反して(3)の場合はのり面崩壊がほとんど認められずに路肩部分およびのり面は図のようにふくれ上がり外方におし出された形で崩壊していることである(Fig.5, Photo 7)。

(4) 橋梁等構造物の取り付け部分(いわゆる裏込め)の沈下

橋台などの構造物と盛土あるいは切土との境界に生じる沈下で、最大30cmも沈下した箇所があった(Fig.6)。

3. 被害の原因の考察

今回の地震による道路の被害は盛土の崩壊に基づくものが大部分を占め、橋梁等の構造物の損傷による道路の機能の一時的停止は従来と比べてはなはだ少なかったことが特徴としてあげられる。今回の地震による道路盛土の被害の分布と破壊の形態を見てみると、各被災箇所に通じた次のような特性を指摘することができる。

- (1) 盛土材料は火山灰質系の砂質ロームがほとんどであった。
- (2) 破壊した盛土のほとんどが軟弱地盤上に造られたものであった。
- (3) これらの軟弱地盤の多くは地形的には沢、谷の入口にあたる場所であった。
- (4) 破壊前日までかなりの量の降雨があった。
- (5) 破壊箇所のほとんどは震央から半径200kmの円内にあり、震度階5程度の地震動を受けた場所であった。

た。

(6) 盛土の破壊の形態は大部分が盛土の半断面あるいは路肩部分のみがすべり破壊を起こしたもので、道路中央部の陥没が観測されたのは2～3例にすぎなかった。

これらの諸点から、今回被災した箇所の盛土は降雨の影響を受けやすい盛土で、安定性の低いものであったことが破壊の規模を大きくする原因になっていたと考えられる。

以下にこのような破壊をもたらした要因について推察してみる。

〔1〕盛土材料の特性

Fig.1に示したおもな被災箇所全域にわたる詳細な土質調査は実施していないが、被災約1週間後に東北地建で管内の国道の被災箇所23地点で土質試料の採取と簡単な土質試験を実施している。また、国道の受けた被害の中でもっとも大きい被害であった4号線、三戸郡日時の被災地区についてはさらに詳しい土質調査を実施している。

盛土材料は地域によって異なっているが、黒褐色または茶褐色の火山灰系の土で、その土粒子比重はFig.7に示したように一般に軽く、おおむね2.4～2.6と見ること

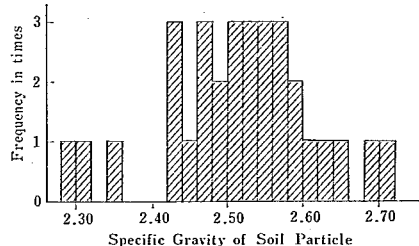


Fig. 7 Specific gravity of soil particle of embankment material.
盛土材料の比重

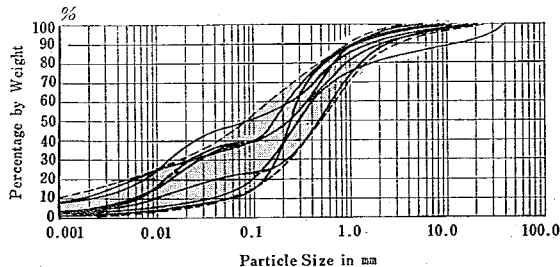


Fig. 8 Gradation of embankment material.
盛土材料の粒度分布

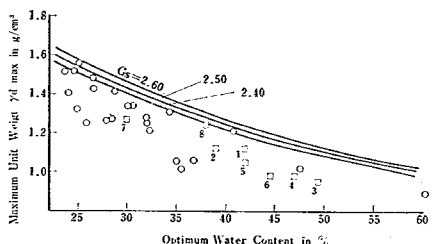


Fig. 9 Maximum unit weight versus optimum water content.

最適含水比と最大乾燥密度との関係

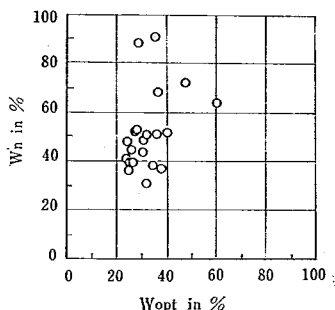


Fig. 10 Natural water content versus optimum water content of embankment material.

自然含水比と最適含水比の関係

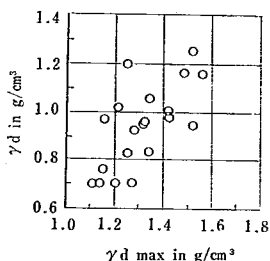


Fig. 11 Natural unit weight versus maximum unit weight of embankment material.

自然状態の乾燥密度と最大乾燥密度との関係

ができる。また、粒度組成は Fig. 8 に示したような分布をなしている。三角座標による分類では砂質ロームに属し、統一分類によれば SM に属する土と見ることができる。

これらの盛土材料の締め固め特性を表示するために

Fig. 9 に、各採取試料について行なった締め固め試験結果の最大乾燥密度と最適含水比を示した。同図中には土粒子比重を 2.4, 2.5, 2.6 と仮定した時の 3 本の零空隙曲線を合わせて示してある。また、Fig. 10 および Fig. 11 は、それぞれ自然状態の含水比および乾燥密度を、最適含水比および最大乾燥密度に対して示したものである。

一般に、これらの材料は締め固めても土粒子が締め固めによって破壊され密度の変化が少なく、盛土材料としてあまり適当なものとはいえない。また、自然含水比は最適含水比より 10% 程度高く比較的良好な範囲にあるのに対して、自然状態の密度は最大乾燥密度の 75% 程度しかない。なお、被災後 4 カ月たったあとの自然状態の盛土材料の飽和度は、目時における崩壊しない斜面または崩壊個所の残留斜面で 55~85% 程度であった。

このような特性を有する土が含水量の変化に伴って、どのようにその力学的性質を変えるか調べるために、目時地区から採取した不攪乱試料を用いて次のような実験を行なった。すなわち、採取した不攪乱試料の供試体を 2 時間および 2 日間水浸させることによってその含水量を変化させたあと、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を行なった。このような含水量変化のための操作による供試体内の含水量分布は、供試体の上部、中部、下部で 1~4% の含水比の差しかないことからほぼ一様であったと見ることができる。

Fig. 12 にはこのようにして得られた一軸圧縮強度 q_u および三軸試験から得られた C を飽和度に対して示したものである。

採取試料のうち自然状態でのみ辛うじて成形できる程度にもろく、含水量の増大によって不安定となって成形不能のものについては、自然状態の値だけを記入してある。

これらの図に示されるように一軸圧縮強度 q_u および

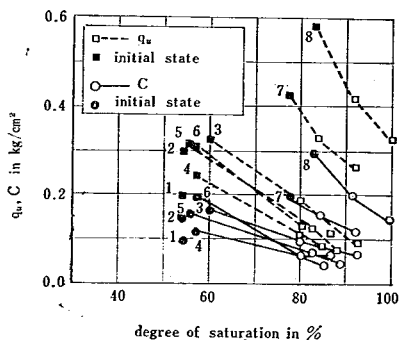


Fig. 12 Strength and saturation.

飽和度と強度

粘着力 C は含水量の増加に伴って急速に減少することがわかる。ただし、密度の大きい No. 7, 8 の試料は図に明らかに示されるように、飽和度が100%近くても密度の小さいほかの試料の低い飽和度の時の強度に近い値を有していることは注目値する。

すなわち、降雨あるいは浸透水による盛土材料の強度低下は避けられないことであるが、十分に締め固めを行なっておくことが盛土の安定性低下を避ける助けとなると考えられる。

降雨量の多い地域と被害の著しい地域が一致することから、このような含水量変化に伴う力学的性質の変化が盛土の破壊に大きく寄与していたと考えてよいであろう。

また、盛土材料の動的性質については、今後の研究に待たなければならない点が多いが、一説によると火山灰質土は相対密度が100%でも流動化を生じるということである¹⁾。地震時に土が液状化する様子を実験室で再現し、液状化に及ぼす種々の要因について実験ならびに考察を行なったのは Seed らであるが²⁾、彼は液状化を生じる土の粒度分布に関する明確な規定は与えていない。Seed らは均等係数の小さい飽和した砂を用いて繰り返し三軸試験を実施し、液状化に及ぼす拘束圧、相対密度および繰り返し荷重の大きさの影響を明らかにした。

Fig. 8 に示したような盛土材料の粒度曲線は、一般に液状化を生じやすい中砂に比較すると傾いているが、前述したように盛土の自然状態の締め固め度は最大乾燥密度の75%程度であったこと、降雨による飽和度の増大を考えると地震によって液状化を生じやすい状態にあったと考えることができる。

このことは、また盛土の崩壊の形態が一般の軟弱地盤上の盛土の基底破壊と異なり、崩壊部はほとんど盛土部分のみに限定され、崩壊土砂が遠くまで流出していることから首肯されるのである。

〔2〕 基盤の土層構成

破壊はすべて軟弱層と考えられる基盤上の盛土に限って生じていることは前述したとおりであるが、盛土材料と同様、すべての破壊箇所における盛土の下の地盤調査を行なっているわけではない。

Fig. 12~15 にスウェーデン式サウンディングによる破壊箇所の地盤調査結果を示した。また、Fig. 16~18 は目時地区における調査結果を示したものである。

これらの調査結果によれば、被災箇所の軟弱層の厚さはほぼ5~8m程度と考えられるが、多くは軟弱層といっても砂層と粘土またはシルトとの互層になっている。サウンディング結果から推定した軟弱層の強度は一軸圧縮強度に換算して2~5t/m²程度と考えられるが、2t/m²程度の弱い層はごく薄く、一般にこれらの盛土を充

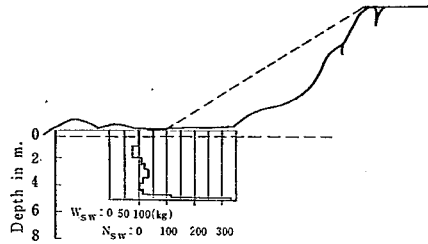


Fig. 13 Damaged section of Route 4, Dempoogi, Towada City.
45号線十和田市伝法寺における破壊断面

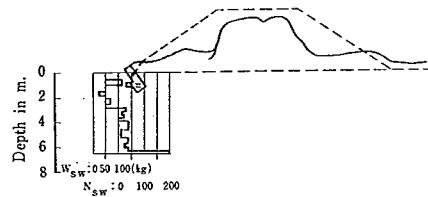


Fig. 14 Damaged section of Route 4, Shichinohe.
45号線七戸における破壊断面

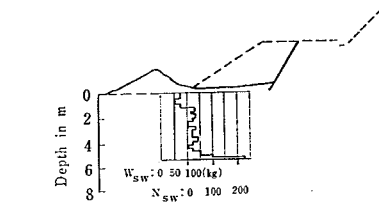


Fig. 15 Damaged section of Route 45, Kitataikaiwa, Hachinohe City.
45号線八戸市北高岩における破壊断面

分支持できるものであったと考えられる。

代表的な被災箇所の一つである目時地区では、Fig. 16 の平面図に示すように数多くのサウンディング、ボーリングを行なってその地盤構成を明らかにしようとした。破壊箇所のほぼ中央部に当たる e-e' および f-f' における地盤横断面を示したのが Fig. 17 および Fig. 18 である。

これらの調査結果から推定される土層構成の特徴のうちでまず目につくのは、比較的堅い基層の深さが道路路土の両側で異なっているということで、換言すれば傾斜した基層の上に広がった軟弱層の上に盛土が築造されているということである。このことは、サウンディング結果の得られる前に周辺の地形的特徴からも容易に推定さ

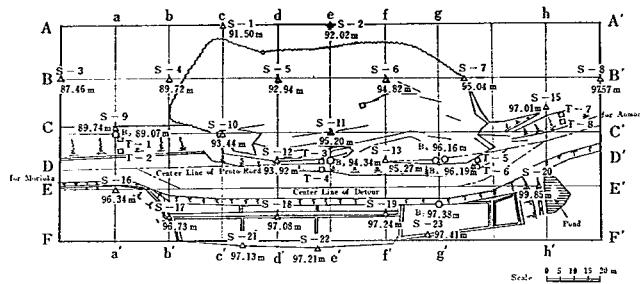


Fig. 16 Location of sounding and boring at damaged section of Route 4, Metoki, Aomori Pref.

4号線目時における被災箇所土質調査箇所平面図

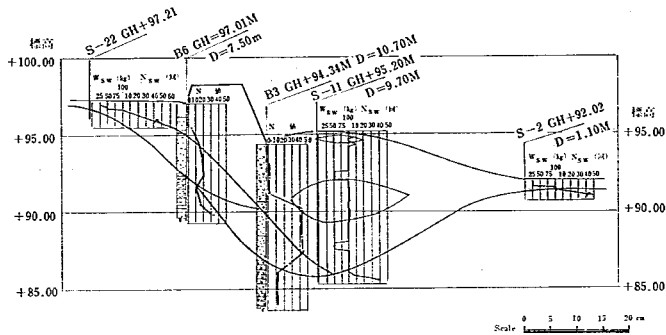


Fig. 17 e-e' section

e-e' 断面

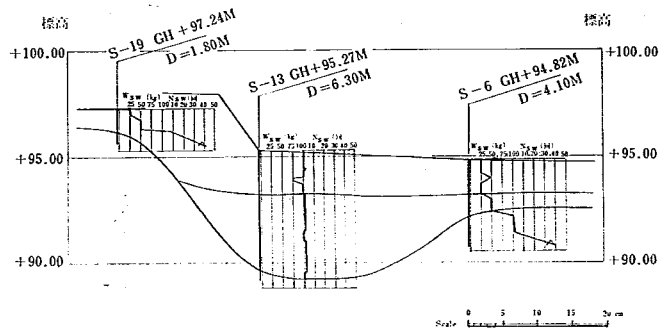


Fig. 18 f-f' section

f-f' 断面

れるところである。先に被害の特徴の項で触れたように、被災箇所の多くが谷や沢の入口付近に位置していることから、これら目時以外の被災箇所の基盤も同様な傾向を持っていたと考えられる。

軟弱層の土粒子比重は2.47~2.63で一般に小さく、有

機物の混入が予想されるが、自然含水比は60~78%で冲積粘性土としては一般的な値を示している。乱さない試料について行なった一軸圧縮試験強度は0.40~0.83 kg/cm² という値が得られており、盛土高さを考えると極端に悪い土層は無いと考えてよさそうである。得られた

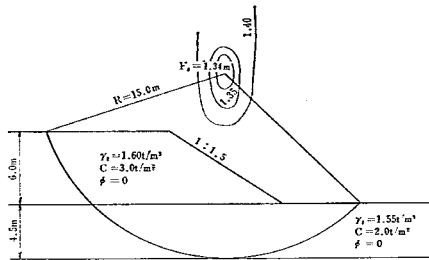


Fig. 19 Factor of safety of the embankment under static condition.

平時の安全率

一軸圧縮強度のうちで最も小さい値を用いて、盛土の静的安定性を検討してみるとFig. 19に示したように、安全率1.34を得た。計算を用いた諸数値は同図中に示したとおりである。この結果によれば、この軟弱層は盛土を十分に支持できるものであったと言え得る。

また、調査結果によれば、軟弱層の下位に一部、砂層あるいはれき、砂分が60%を越える砂質土層の広がりがあるが確認されているが、これらの層の N 値は B_6 、 B_7 を除いておおむね30~40程度あり、充分密で地震時の流動化の恐れはないと考えてよい。 B_6 、 B_7 のボーリング結果ではGL-2~7mの深さに $N=20$ 程度の中位の密度を持った砂層の存在が見られるが、比較的浅い所にあるために、新潟地震における調査結果³⁾等から判定しても流動化の恐れはないものと考えられる。

結局、軟弱層の基盤が沢の方向と一致しており、傾斜しているため、下層から伝ばした地震波動と台地から伝ばした波動との双方による強制振動が盛土の安定性に悪影響を及ぼしたのではなかろうかと考えられる。このように傾斜した基盤を持つ軟弱層上の盛土の地震時安定性を検討するためには、軟弱層中の地震波動の伝ば特性と

台地からの影響を考慮した3次元的な解析が必要であるが、今後に残された問題といえよう。

4. あとがき

以上述べたことをまとめて、盛土が破壊するまでに至った過程を推察してみると次のようなことがいえよう。

降雨によるのり面からの雨水の浸透と、地形的な特徴により沢から流出してきた水の浸透とによって盛土の含水量が増大し、盛土の強度低下が生じていた。そこへ、地震による波動が軟弱層で増幅されて伝達し、盛土は強制振動を受け、含水量の増大していた盛土材料の一部に流動化現象を生じて破壊するに至ったと考えられる。

このような被害を最小に食い止めるには、先述したように、盛土材料の締め固めを充分に行なっておけば飽和度が増加しても強度低下も少なく、たとえ良質の材料が得られない場合でも被害の規模を小さくするのに役立つであろう。

また、盛土への雨水の浸透を防ぐために、のり面の保護のみならず通常の流量の小さい沢や谷から流出してくる水の流末を盛土が横切る時には、これらの排除に十分な注意をはらうことが肝要と思われる。

最後に盛土材料の流動化、軟弱層による地震波動の増幅に関しては今後の研究に待たなければならないが、含水量増加の防止、充分な締め固めは盛土材料の流動化を防ぐうえに有効であると考えられる。

参 考 文 献

1. 山内豊聡他「繰返し荷重を受けるシラスのような砂の間ゲキ水圧について」22回土木学会講演会, 1967
2. K. L. Lee and H. B. Seed "Cycle stress conditions causing liquefaction of sand." Proc. ASCE, SM-1, 1967
3. 小泉安則「新潟地震における砂の密度の変化」土と基礎 Vol. 13, No. 2, 1965

1968年十勝沖地震災害調査報告

第7編 橋梁関係の被害

吉 田 巖*
足 立 義 雄**

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 7

Earthquake Effects on Highway Bridges

by Iwao Yoshida

Yoshio Adachi

Synopsis:

There was much interest in an effect on highway bridges by the Tokachi-oki Earthquake. A survey on damage to 79 bridges, whose length exceeds 20 meters, was carried out in the eastern parts of Aomori prefecture immediately after the Tokachi-oki Earthquake.

The kind of damage and its number are shown in the following table.

Damage		Failure	Move- ment	Deform- ation	Settle- ment	Incli- nation	Buckl- ing	Crack	Fall of protection covering of concrete
Damages to super- structures	Main girder		7	1			2	2	1
	Pavement							2	
	Handrail	2	1	1					
	Shoe and its fixed mortar	4	7					4	3
Damages to sub- structures	Abutment	6	6		4			14	4
	Pier				3	1		3	3
	Foundation								
	Ground				1			1	
Damages to approaches	Embankment in contact with abutment	2	3		2			2	
	Embankment	1	4		3			1	
	Retaining wall and revetment	3	11	1				11	

From this table, it does not seem that the earthquake brought severe damage on bridges, except on approaches to bridges.

Damages to superstructure were mainly the movement of main girder and failure of shoe inclusive of its fixed mortar. As for damages to substructures, pile piers surely suffered damage, and the abutment was

*本州四国連絡橋公団設計第3課長，前構造橋梁部基礎研究室長

**構造橋梁部基礎研究室研究員

pushed out towards the river at the Noushi Bridge. The design method of pile piers must be reconsidered concerning deformation during earthquakes, and the latter was clearly lack of lateral resistance. There was damage on approaches to 41 bridges. It was caused that the stiffness of approaches is less than that of bridges.

Key words (Highway Bridge, Survey on Earthquake Damage, Earthquake)

要 旨

十勝沖地震による橋梁の被害調査を地震直後に行なった。調査は主として青森県東部および中央部について行なわれ、橋長20m以上の永久橋79橋がその対象となった。

被害調査結果をまとめて示すと、下表のとおりである。

被害箇所	被害の種類	破壊(部分破壊を含む)	移動	変形	沈下	傾斜	座屈	亀裂	コンクリートのはく離
上部構造に関する被害	主 げ た 部 高 部 査 査 部	2 4	7 1	1 1			2	2 2	1
			7					4	3
下部構造に関する被害	橋 台 脚 礎 基 盤	6	6		4 3 1	1		14 3 1	4 3
橋梁取り付け部に関する被害	橋台取り付け部 盛土・護岸	2 1 3	3 4 11		2 3			2 1 11	

この結果より、十勝沖地震による橋梁の被害については特に顕著なものではなく、軽微な被害が認められる程度である。

上部構造の被害としては、主げたの移動と杓部の被害が認められた。下部構造については地震時に大きな変形を生じるパイルベント形式の橋梁において、また水平方向の耐力が不足して地盤破壊を生じている場合には被害をこうむっている。

橋梁取り付け部は被害を受けている個所が多く、79橋中41橋に及んでいた。これは橋梁本体との剛性の相違によると考えられる。

キーワード (橋梁, 震害調査, 地震)

目 次

- | | |
|----------------------|-------------------------|
| 1. ま え が き.....(2) | [2] 下部構造の被害.....(3) |
| 2. 橋梁の被害状況.....(3) | [3] 橋梁取り付け部の被害.....(12) |
| 3. 被害の分類と代表例.....(3) | 4. 橋梁関係の被害の傾向.....(12) |
| [1] 上部構造の被害.....(3) | |

1. ま え が き

すでに第6編までに述べられているように、1968年十勝沖地震の被害の特徴は山くずれや 道路盛土、河川堤防、アースダムなどの土質構造物に非常に大きく現われているといえる。土質構造物の被害の原因としては、火山噴出物を含んで構成されているという地質工学的理由と連続降雨に地震の影響が重複したものと考えられている。一方、地震直後より、橋梁などの道路付属構造物にはほとんど被害を生じていないとさえ報告されている。

しかし、土質構造物に大きな被害を与えた地震の規模から考えると、橋梁も当然なんらかの被害を受けているはずである。また、逆に考えると、もし本当に全く被害をこうむっていないならば、現在行なわれている橋梁の設計方針が妥当であるのか、あるいは橋梁の設計が安全すぎるのか、被害を受けなかった理由を明らかにすることも橋梁工学上の一つの興味ある問題と考えてよい。橋梁の被害調査を行なうことは、いずれの意味にせよ、橋梁の設計態度に対する反省となりうるものである。

橋梁の被害調査は、地震直後の昭和43年6月12日より

約10日間にわたり、青森県東部および中央部を主として、主要な橋梁79橋について実施した。調査には構造橋梁基礎研究室の4名が担当し、青森県のご協力を得て行なわれた。調査は基礎研究室単独で実施したため、調査の力点が下部構造に置かれているが、以下に橋梁の被害状況、2、3の代表的な被害例について報告する。

2. 橋梁の被害状況

橋梁の被害調査は、主として青森県東部を中心として行ない、その地域に架橋されている橋長20m以上の永久橋を対象とした。調査対象となった橋梁の位置図をFig. 1に示す。

調査した地域の地質は岩手県福岡町、青森県三戸町などの南部地域や下北半島の六ヶ所村などに第三紀層が分布するほかは、ほぼ全域にわたって洪積層の上はかなり厚く粘土層、砂層などよりなる沖積層が分布している。橋梁の支持層としては、府金橋、黄金橋、法師岡橋などのように河床に岩盤が露出し、これに支持されているものと、八戸市、十和田市、三沢市、むつ市、野辺地市など河口近くの地域では第2編に示されたボーリング柱状図などよりわかるように、沖積層の下にある洪積世の砂層あるいは砂れき層を支持層としているものが多い。したがって、 N 値が30以上と判断される地層に基礎を支持させていると判断してよい。

支持層の種類を含めて、橋梁諸元、橋梁形式、被害状況をまとめて6～12頁に示す。

3. 被害の分類と代表例

上記の被害調査結果を上部構造に関する被害、下部構造に関する被害および橋梁取り付け部に関する被害に分類して、それぞれの被害箇所数を示すと、Table 1のようになる。

調査期間が短く、厳密な調査を行ない得なかったうえ、調査そのものの中にも精粗があったので、この被害箇所とその数については定性的な結果を示しているに過ぎない。特に、下部構造に関する被害のうち、基礎についての部分は被害箇所数が記入されていないが、基礎の部分は地中にあるため、詳細な調査を行なわないかぎり、不明である。したがって、実際には被害を受けていると考えられるものもあるが、今回の調査の範囲内では確認できなかったことを意味している。

一橋の中で、同一被害が2箇所以上生じている場合には、その被害箇所がいくつあっても被害箇所数は1としており、また、たとえば杓と橋台天端にそれぞれ被害を生じているように同一箇所でも2箇所以上に被害が集中しているときには別個に数えている。

以下に Table 1 に従い、(1)上部構造の被害、(2)下

部構造の被害、(3)橋梁取り付け部の被害に分けて、代表的な例を説明する。

〔1〕 上部構造の被害

上部構造は一般的に耐震設計上あまり問題がないとされているが、上部構造に作用する荷重が集中する杓部に被害を多く生じていた。開明橋 (Fig. 1 の No. 24) ではパイルベント形式の橋脚が地震時に揺れ動いたため、杓が移動し、完全にけたから離れていた (Photo 1)。また、松の木橋 (Fig. 1 の No. 56) では Photo 2 に示すように沓止めモルタルが完全に砕けていた。このように、上部構造に地震力が作用した場合には、杓部で地震によるエネルギーが逸散され、この部分が破壊することにより全体としての機能の損失を最小限に留めていると思われる。また、松の木橋では高欄も変形していた (Photo 3)。

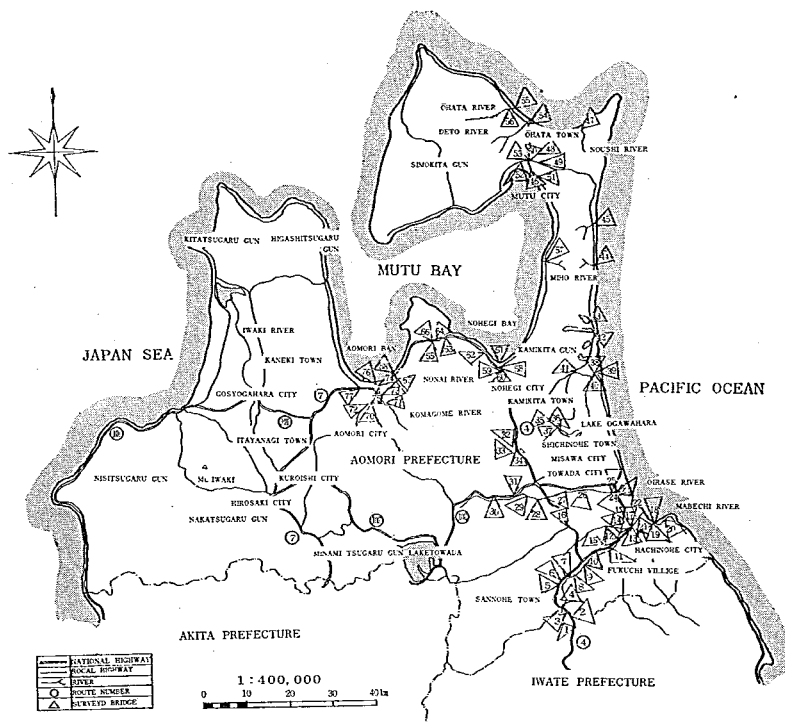
主げたの被害としては、けたの移動が目立ち、睦橋 (Fig. 1 の No. 26) では主げたが沓上で約8cm 橋軸直角方向に移動し (Photo 4)、さらに橋軸方向にも移動して左岸側で沓がはずれてけたと橋台胸壁とが衝突していた。また、むつ大橋 (Fig. 1 の No. 46)、海老川橋 (Fig. 1 の No. 52) などでもけたが橋軸方向に移動し、橋台と衝突しているのが認められた (Photo 5)。主げたの座屈は開明橋などで橋台と衝突した主げたの一部に認められたものである。

以上のように、上部構造に関しては杓部またはその付近の変状とその変状を生じる原因ともなっている主げたの移動がおもなる被害であると考えてよい。

〔2〕 下部構造の被害

橋台の被害としては主げたの衝突により沓付近および陶壁部のコンクリートの亀裂が最も多かった。たとえば、開明橋 (Fig. 1 の No. 24) では、Photo 6 よりわかるように、橋台の沓下面のコンクリートにせん断破壊を生じていた。出戸橋 (Fig. 1 の No. 54) でも橋台沓下面のコンクリートがせん断破壊していた (Photo 7)、その他にも多くの例が見られた。駒込橋 (Fig. 1 の No. 71) では橋台の張り出し部に亀裂がはいっていた (Photo 8)、地震による被害としてはあまり例のないのであった。

野牛橋 (Fig. 1 の No. 47) では、右岸側、左岸側ともに橋台が著しく変状していた。すなわち、橋台が約5cm 沈下し、かつ沓を中心として回転し、前面に15～20cm くらい押し出されていた (Photo 9)。野牛橋は径300mm、長さ12mのコンクリートぐいが8本ずつ、約10mの層厚を有するシルト質粘土層を貫入して、その下のれき混じり砂層に支持されている。しかし、設計計算時に横方向の変位を考慮に入れていないため、剛性の不足と考えられる。



List of surveyed bridge

No.	Surveyed bridge	No.	Surveyed bridge	No.	Surveyed bridge
1	The Nishitago Overbridge	27	The Miyuki Bridge	53	The Shinohhashi
2	The Hugane Bridge	28	The Kirita Bridge	54	The Deto Bridge
3	The Seigan Bridge	29	The Taisyo Bridge	55	The Ohhata Bridge
4	The Ohgon Bridge	30	The Horyo Bridge	56	The Matsunoki Bridge
5	The Sumiya Bridge	31	The Hirose Bridge	57	The Mihogawa Bridge
6	The Hurumaki Bridge	32	The Shichinohe Bridge	58	The Zyonai Bridge
7	The Akaishi Bridge	33	The Shinkawahara Bridge	59	The Nohegi Overbridge
8	The Takase Bridge	34	The Hakuyo Bridge	60	The Narusawa Bridge
9	The Nakui Bridge	35	The Akagawa Bridge	61	The Nohegi Bridge
10	The Hukuda Bridge	36	The Hutatsumori Bridge	62	The Horisashi Bridge
11	The Hohshioka Bridge	37	The Sadoro Bridge	63	The Shimizugawa Bridge
12	The Kushibiki Bridge	38	The Takase No. 1 Bridge	64	The Raiden Bridge
13	The Ohhashi	39	The Takase Bridge for Farming	65	The Kominato Bridge
14	The Shiriuchi Bridge	40	The Takase No. 2 Bridge	66	The Yamaguchi Overbridge
15	The Takitani Bridge	41	The Uchinuma Bridge	67	The Umayaziri Bridge
16	The Hakkei Bridge	42	The Takakake Bridge	68	The Nonai Bridge
17	The Naganawashiro Overbridge	43	The Osame Bridge	69	The Tsutsumi Bridge
18	The Minato Bridge	44	The Umakadogawa Bridge	70	The Myoken Bridge
19	The Shinminato Bridge	45	The Oibe Bridge	71	The Komagome Bridge
20	The Hakugin Bridge	46	The Mutsu Ohhashi	72	The Tsutsui Bridge
21	The Shinohhashi	47	The Noushi Bridge	73	The Utou Bridge
22	The Ichikawa Bridge	48	The Akasaka Bridge	74	The Asahi Bridge
23	The Koun Bridge	49	The Ohta Bridge	75	The Aoyagi Bridge
24	The Kaimei Bridge	50	The Ohhashi	76	The Ishimori Bridge
25	The Shimoda Bridge	51	The Uchida Bridge	77	The Hurukawa Overbridge
26	The Mutsumi Bridge	52	The Ebigawa Bridge	78	The Shinnagatomi Bridge
				79	The Daisyaka Overbridge

Fig. 1 Map of Surveyed Bridges

Table 1 Kind of Damage and its Number

被害調査結果

Damage		Failure	Movement	Deformation	Settlement	Inclination	Buckling	Crack	Fall of protection covering of concrete
Damages to superstructures	Main Girder		7	1			2	2	1
	Pavement							2	
	Handrail	2	1	1					
	Shoe and its Fixed Mortar	4	7					4	3
Damages to substructures	Abutment	6	6		4			14	4
	Pier				3	1		3	3
	Foundation								
	Ground				1			1	
Damages to approaches	Embankment in Contact with Abutment	2	3		2			2	
	Embankment	1	4		3			1	
	Retaining Wall and Revetment	3	11	1				11	

調査対象橋梁一覧

番号	橋梁名	橋長 (m)	幅員 (m)	上部構造形式	下部構造形式	支持地盤	被害一覧	建設年月	摘要
1	西田子跨越橋	17.16	8.5	プレストレスト コンクリート単純げた	鉄筋コンクリート くい基礎	岩盤	◦ 両側の取り付け道路部沈下およびすべり破壊 ◦ 橋台取り付け部の移動	昭和37年	
2	府金橋	72.20	6.0	4径間鋼単純げた	直接基礎	岩盤	なし	昭和11年 4月	
3	青岩橋	189.57	6.0	9径間鋼単純げた	直接基礎	砂れき層	◦ 取り付け道路部の翼壁が外側にずれ、親柱が10 cmほどずれている ◦ 取り付け道路部の一部が土砂くずれ	昭和10年 7月	
4	黄金橋	34.90	7.5	3径間ゲルバー 鉄筋コンクリートげた	直接基礎	岩盤	なし	昭和7年	
5	住谷橋	67.80	7.0	鋼単純ランガーげた	直接基礎	岩盤	◦ 左岸橋台の一部に亀裂 ◦ 露出岩盤に亀裂（橋台の亀裂に連続）	昭和32年 5月	
6	古牧橋	84.45	8.0	4径間ゲルバー 鉄筋コンクリートげた	直接基礎	岩盤	なし	昭和34年 3月	
7	赤石橋	95.60	6.0	3径間プレストレスト コンクリートげた	直接基礎	岩盤	なし	昭和43年 3月	
8	高瀬橋	86.00	5.5	4径間鋼単純げた	木ぐい基礎	岩盤	なし	昭和31年 4月	
9	名久井橋	136.15	5.5	鉄筋コンクリートゲル バーげた、単純げた	直接基礎	砂れき層	なし	昭和10年	
10	福田橋	69.84	4.0	7径間鉄筋コンクリ ートげた	直接基礎	砂れき層	なし	昭和38年	
11	法師岡橋	123.00	6.0	4径間プレストレスト コンクリートげた	ケーソン基礎	岩盤	◦ 右岸停止コンクリートに亀裂 ◦ 左岸橋台側面に亀裂 ◦ 取り付け部の盛土すべり破壊	昭和41年 1月	
12	櫛引橋	136.00	6.0	6径間ゲルバー鉄筋コ ンクリートげた	ケーソン基礎	砂れき層	◦ 右岸橋台にせん断破壊 ◦ けたに座屈2カ所 ◦ 取り付け部の沈下約10 cm	昭和29年	

13	大 橋	229.60	5.5	11径間鋼単純げた			◦ 右岸橋台のせん断破壊 ◦ けたに2箇所の座屈	昭和30年	
14	尻 内 橋	145.37	5.5	7径間ゲルバー鉄筋コンクリートげた	木 ぐ い 基 礎	砂れき層	◦ 左岸橋台とけたが衝突した形跡あり ◦ 橋脚が20 cm沈下	昭和11年	◦ 橋脚洗掘による沈下を地震前より生じており、重量制限がされていた
15	滝 谷 橋	8.50	3.0	鉄筋コンクリートげた	パイルベンド基礎	砂れき層	◦ 橋台パイルに亀裂 ◦ 取り付け部の護岸くずれ ◦ 沓部がこわれたように割れている	昭和43年1月	
16	八 景 橋	38.00	7.3	3径間単純鉄筋コンクリートげた	直 接 基 礎	岩 盤	な し	昭和26年12月	
17	長苗代跨線橋	23.15	8.7	2径間プレストレストコンクリート床版げた	鉄筋コンクリートぐい基礎	砂れき層	◦ 橋台側面に亀裂（両側とも）	昭和37年	
18	淡 橋			2径間鋼単純げた 7径間鋼単純げた			な し	昭和10年3月	
19	新 淡 橋			3径間鋼単純げた			な し	昭和8年12月	◦ 橋台に亀裂がはいっているが、地震前のものである
20	白 銀 橋	117.00	13.5	4径間プレストレストコンクリートげた、鋼単純げた	直 接 基 礎	砂れき層	◦ 翼壁にひびわれ ◦ 沓部コンクリートせん断破壊	昭和41年3月	
21	新 大 橋			13径間鋼ゲルバーげた			な し	昭和30年	
22	市 川 橋			5径間鉄筋コンクリートげた			◦ 右岸翼壁水平亀裂 ◦ 橋脚沓部コンクリートはく離	昭和28年3月	
23	幸 運 橋	220.00	6.0	14径間鋼単純げた	鉄筋コンクリートぐい基礎	砂れき層	な し	昭和28年12月	
24	開 明 橋			10径間鋼単純げた	パイルベント基礎	砂れき層	◦ パイルベント基礎の変形、亀裂 ◦ 橋台パラペット亀裂 ◦ 翼壁亀裂 ◦ 沓の移動 ◦ けたの移動 ◦ 盛土地盤沈下（約5 cm）	昭和37年9月	
25	下 田 橋	90.00	6.0	3径間鋼単純げた	ケーソン基礎	砂れき層	◦ 翼壁亀裂、すべり破壊	昭和35年12月	

調査対象橋梁一覧(つづき)

番号	橋梁名	橋長 (m)	幅員 (m)	上部構造形式	下部構造形式	支持地盤	被害一覽	建設年月	摘要
26	睦橋	129.00	6.0	5径間ゲルバー鉄筋コンクリートげた	ケーソン基礎	砂れき層	- 右岸よりの単げた部で橋軸方向に移動 - 取り付け部側面に亀裂 - 左岸の倉がずれている - けたが橋軸直角方向に約8cm移動	昭和36年7月	橋台に地震前からの亀裂がはいっていた
27	御幸橋	119.10	6.0	7径間ゲルバー鉄筋コンクリートげた	直接基礎	砂れき層	- 右岸橋台バラベットのコンクリートはく離 - 取り付け部盛土すべり	昭和13年10月	
28	切田橋	107.50	6.0	5径間プレストレストコンクリートげた	直接基礎	砂れき層	- 右岸橋台面破壊 - 右岸橋台盛土30~35cmすべり沈下 - 左岸盛土10~15cmすべり沈下 - 左岸咨モルタルはく離 - ピアのモルタルはく離	昭和36年12月	
29	大正橋	86.00	6.0	4径間鉄筋コンクリートげた	直接基礎	砂れき層	左岸橋台地盤沈下	昭和36年8月	
30	法置橋	52.00	5.5	2径間連続鉄筋コンクリートげた	直接基礎	砂れき層	なし	昭和7年10月	バイパス工事中
31	広瀬橋	48.00	7.0	鋼単純トラス	直接基礎	砂れき層	なし	昭和35年3月	
32	七戸橋	32.14	6.0	3径間鉄筋コンクリートげた	直接基礎	砂れき層	取り付け部擁壁破壊	昭和9年	橋台バラベットに古い亀裂あり
33	新川原橋	43.55	5.0	2径間鋼単純げた	鋼管くい基礎	砂れき層	- 取り付け部の袖擁壁すべり - 左岸側橋台が3cm右岸側に移動		
34	柏葉橋	38.40	8.1	2径間鋼単純げた	直接基礎	砂れき層	- 取り付け部左岸袖擁壁のはらみだし - 取り付け部右岸擁壁のくずれ	昭和43年11月	
35	赤川橋	22.50		3径間コンクリート床版げた	鉄筋コンクリートくい基礎	砂層	取り付け部袖擁壁亀裂	昭和37年3月	
36	二ツ森橋	92.95	6.0	4径間鋼単純げた	鉄筋コンクリートくい基礎	砂れき層	- 右岸橋台地盤沈下 - 左岸橋台袖擁壁沈下	昭和36年3月	橋台左岸に古い亀裂あり

37	砂土路橋	22.00	6.0	2径間鋼単純げた	鉄筋コンクリート くい基礎	砂層	◦左岸沓部モルタルはく離	昭和34年 10月	◦東北本線野辺地より が盛土くずれ ◦県道八戸野辺地線野 辺地より道路くずれ
38	高瀬橋1号橋			5径間コンクリート床 版げた			◦取り付け部袖擁壁すべり破壊 (両岸)	昭和36年	◦水門と橋梁の機能を 行っている
39	高瀬橋(農道)			6径間鉄筋コンクリ ートげた	パイルベント基礎	砂れき層	◦左岸橋脚第1橋脚はく離 右岸第1橋脚パイルに亀裂 同第3橋脚パイルに亀裂 ◦高欄根本破壊の跡あり		
40	高瀬橋2号橋	98.00	6.0	8径間プレストレスト コンクリートげた	パイルベント基礎	砂れき層	な し	昭和40年 11月	
41	内沼橋	24.40	6.0	2径間プレストレスト コンクリートげた	鉄筋コンクリート くい基礎	砂れき層	◦取り付け部両岸袖擁壁すべり破 壊	昭和32年	
42	鷹架橋	94.70	6.0	7径間プレストレスト コンクリートげた	鉄筋コンクリート くい基礎	砂れき層	◦右岸橋台前面すべり破壊 ◦取り付け護岸破壊 ◦けた水平移動	昭和38年 12月	
43	尾駁橋	91.34	6.0	8径間プレストレスト コンクリートげた	パイルベント基礎	砂れき層	◦左岸橋台護岸すべり破壊 ◦右岸橋台護岸亀裂	昭和37年 12月	
44	馬門川橋	15.00	3.5	2径間連続鉄筋コン クリートげた	直接基礎	岩盤	な し		
45	老部橋	80.00	4.7	5径間ゲルバー鉄筋コ ンクリートげた	直接基礎	砂れき層	◦橋台に亀裂	昭和11年	◦左岸橋台バラベツト に亀裂があるが、地 震前からの亀裂と思 われる
46	むつ大橋	70.00	8.0	3径間鋼単純げた	くい基礎	砂れき層	◦橋台両側とも水平亀裂 ◦橋台バラベツトにけたが衝突 ◦左岸沓回転 ◦橋脚沈下 ◦床版亀裂	昭和37年	
47	野牛橋	25.20	6.0	2径間鉄筋コンクリ ートげた	鉄筋コンクリート くい基礎	砂れき層	◦橋台両岸とも5cm沈下、15～ 20cmの前面移動 ◦護岸すべり破壊 ◦沓とけたがはすれる		
48	赤坂橋	25.00	4.5	鋼単純げた	パイルベント基礎	砂れき層	◦左岸橋台擁壁亀裂	昭和27年 8月	

調査対象橋梁一覧(つづき)

番号	橋梁名	橋長 (m)	幅員 (m)	上部構造形式	下部構造形式	支持地盤	被害一覧	建設年月	摘要
49	太田橋	19.00	6.2	鋼単純げた			◦取り付け部亀裂	昭和33年 12月	
50	大橋			鉄筋コンクリートげた			なし	昭和7年 11月	
51	内田橋			3径間鋼単純げた			◦右岸橋台查部でけたすべり10cm ◦左岸パラペットひび割れ ◦左岸護岸すべり破壊	昭和42年 3月	
52	海老川橋	70.00	7.0	3径間鋼単純げた	くい基礎	砂れき層	◦橋台とけたが衝突 ◦橋台の亀裂 ◦橋台左岸1cm移動 ◦害とけた10cm移動 ◦高欄根本一部破損	昭和39年 1月	
53	新大橋	31.80	5.5	3径間鉄筋コンクリートげた			◦橋脚上流側沈下 ◦取り付け部両岸とも破壊 ◦親柱が倒れている	昭和30年	
54	出戸橋	12.50	7.5	プレストレストコンクリートげた			◦右岸橋台查部よりせん断破壊 ◦取り付け部右岸護岸破壊	昭和41年 12月	
55	大畑橋	91.00	6.0	5径間プレストレストコンクリートげた	くい基礎	砂れき層	◦左岸営部モルタルはく離	昭和33年 11月	
56	松の木橋	100.00		5径間鋼単純げた	パイルベント基礎	砂れき層	◦橋脚パイルベントに亀裂 ◦右岸橋台パラペットはく離亀裂 ◦左岸営モルタル破壊 ◦けたがパラペットと離れている ◦高欄座屈	昭和40年 3月	
57	三保川橋	22.50	5.5	2径間鋼単純げた、5径間鉄筋コンクリートげた	直接基礎	砂れき層	なし		◦橋脚に縦、横の亀裂あり(古くからあったものと思われる)
58	城内橋	26.50	6.5	2径間プレストレストコンクリートげた	直接基礎	砂れき層	◦取り付け部左岸袖擁壁亀裂	昭和41年 11月	
59	野辺地跨線橋	23.40	9.5	鋼単純げた	鉄筋コンクリート くい基礎	砂れき層	◦取り付け翼壁が橋台と離れている	昭和41年 9月	
60	鳴沢橋			4径間鋼単純げた	直接基礎	砂れき層	なし	昭和28年 8月	

61	野 辺 地 橋	94.60	6.0	4 径間ゲルバー鉄筋コンクリートげた	ケーソン基礎	砂れき層	◦ 取り付け部袖擁壁分離 ◦ 沓部でけた浮き上がり	昭和30年 9 月	◦ スパン中央でコンクリート亀裂（以前よりあった形跡）
62	堀 込 橋	22.80	7.1	2 径間プレストレストコンクリートげた	直 接 基 礎	砂れき層	な し	昭和34年 3 月	
63	清 水 川 橋	49.40	8.0	2 径間鋼単純げた	鉄筋コンクリート くい基礎	砂 利 層	◦ 取り付け部左岸袖擁壁亀裂 ◦ 護岸亀裂 ◦ 右岸袖擁壁亀裂	昭和39年 3 月	
64	雷 電 橋	98.00	6.0	3 径間プレストレストコンクリートげた	く い 基 礎	岩 盤	な し	昭和41年 6 月	
65	小 湊 橋	44.40	8.0	2 径間鋼単純げた	鉄筋コンクリート くい基礎	砂れき層	な し	昭和38年 3 月	
66	山口跨線橋	23.50	9.5	鋼単純げた	鉄筋コンクリート くい基礎	砂れき層	◦ 取り付け部袖擁壁鉛直亀裂	昭和40年 9 月	
67	馬 屋 尻 橋	88.00	6.0	4 径間ゲルバー鉄筋コンクリートげた	ケーソン基礎	砂れき層	な し	昭和35年 11月	
68	野 内 橋	76.60	7.6	6 径間鉄筋コンクリートげた	直 接 基 礎	砂れき層	な し	昭和33年 3 月	
69	堤 橋	64.00	26.8	3 径間鋼連続げた、鋼単純げた、ゲルバー鉄筋コンクリートげた	直 接 基 礎	砂れき層	◦ 右岸橋台1.5cm沈下、地盤ひびわれ ◦ けた、舗装にひびわれ	昭和40年 9 月	◦ 高欄に以前よりあると思われる亀裂あり ◦ 昭和9年架設以来再度増設して現在に至る
70	妙 見 橋	21.30	5.5	2 径間鉄筋コンクリートげた	直 接 基 礎	岩 盤	な し		
71	駒 込 橋	70.00	6.0	鋼単純トラス	ケーソン基礎	砂れき層	◦ 左岸橋台付近地盤ひびわれ ◦ 右岸橋台ひびわれ、地盤ひびわれ、前面へすべり ◦ 取り付け部袖擁壁ひびわれ	昭和38年 12月	◦ すく横の水路橋の沓モルタルはく離
72	筒 井 橋	44.60	6.0	3 径間鉄筋コンクリートげた			な し	昭和27年 12月	◦ すく横の水路橋の護岸すべり出し
73	う と う 橋			3 径間鋼単純げた	パイルベント基礎	砂れき層	◦ 右岸沓モルタルはく離	昭和42年 3 月	
74	旭 橋			3 径間ゲルバー鉄筋コンクリートげた	ケーソン基礎	砂れき層	な し		

調査対象橋梁一覧(つづき)

番号	橋梁名	橋長 (m)	幅員 (m)	上部構造形式	下部構造形式	支持地盤	被害	一 覧	建設年月	摘 要
75	青柳橋			3径間ガールベール鉄筋コンクリート桁	ケトンコンクリート基礎	砂れき層	なし	なし		
76	石森橋			3径間ガールベール鉄筋コンクリート桁	ケトンコンクリート基礎	砂れき層	なし	なし		
77	古川路線橋	73.60	18.0	3径間鋼連続合成桁	鉄筋コンクリート基礎	砂れき層	なし	なし	昭和39年 3月	
78	新長立橋	34.80	7.0	鋼単純桁	鉄筋コンクリート基礎	砂れき層	右岸橋台バラベットとけたが衝突。真り付け部袖擁壁ひびわれ。沓の回転すれ			
79	大瀬逆勢線橋			鉄筋コンクリート桁	直 接 基 礎	砂れき層	取り付け部沈下、袖擁壁ひびわれはく離。盛土すべり、沈下		昭和38年 12月	

橋脚の被害で最も目立ったものは、パイルベント形式の橋脚の被害である。パイルベント橋脚は橋脚部の剛性が劣るため、地震時の振動が大きいと考えられる。これは新潟地震における昭和橋の落橋からも得られた教訓である。十勝沖地震においても落橋までには至らなかったが、大きな変形を受けたことが認められた。たとえば、上に述べた開明橋では Photo 10 に示すように橋脚が傾斜しており、コンクリートぐいには数多くの亀裂がはいっていた。また、地表面には残留変形が残り、ぐいと地盤との間に数 cm のすきまを生じていた (Photo 11)。その他のパイルベント形式の橋梁にも同じような被害が数多く見受けられた。この形式の橋梁は河川改修などに伴って架設されたものに限られていた点も注目しなければならない。

また、尻内橋 (Fig. 1 の No. 14) では河川中の橋脚が約 20 cm 沈下した (Photo. 12)。この橋脚は地震前より橋脚周辺が洗掘され、有効根入れ長さが小さくなっていたので、支持力が減少していたが、それが沈下の原因の一部にもなっていると思われる。

〔3〕 橋梁取り付け部の被害

橋梁取り付け部の盛土、擁壁、翼壁、護岸の被害については第 6 編に詳しく述べられているので、ここでは簡単に触れることとする。

橋梁取り付け部の被害は、橋梁そのものの被害に比べて著しく目立った存在であった。調査橋梁 79 橋中の 41 橋が取り付け部に何らかの被害を受けていた。おもな被害例を示すと次のようである。

道路盛土では沈下およびすべり破壊を起こしているもの (Photo 13)、沈下および亀裂のはいつているもの、取り付け擁壁とともにはらみ出しているものなどがある。

擁壁、翼壁の被害としては、コンクリート擁壁に水平方向に亀裂のはいつているもの (Photo 14)、石積擁壁に亀裂のはいつているもの (Photo 8)、盛土の沈下とともに亀裂を生じているもの (Photo 15) などがある。また、護岸の被害例としては湖沼または河口部に架橋されているものに生じており、Photo 16 のような例があった。

4. 橋梁関係の被害の傾向

以上のような十勝沖地震による橋梁関係の被害調査結果、次のような傾向があると考えられる。

(1) 上部構造の被害は、地震時の振動に伴って生じる主げたの移動と、その結果生じてくる沓部およびその付近の変状が認められたほかは、上部構造については被害が少なく、あまり耐震上問題となる点はなかった。

(2) 橋台の被害は主げたの衝突や沓の影響から発生するものが多く、橋台バラベットが落橋防止の役目をかね

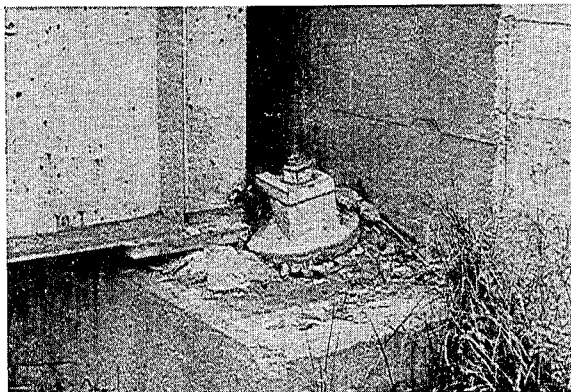


Photo 1 Dislocation of shoe at the Kaimei Bridge
杓部の破壊（明明橋）

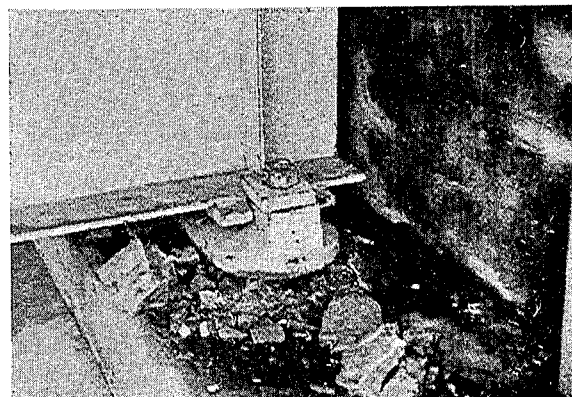


Photo 2 Crash of fixed mortar at the Matsunoki Bridge
杓止めモルタルの破壊（松の木橋）

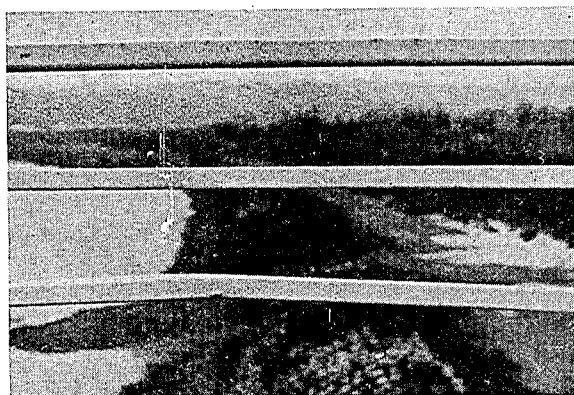


Photo 3 Deformation of handrail at the Matsuneki Bridge
高欄の変形（松の木橋）

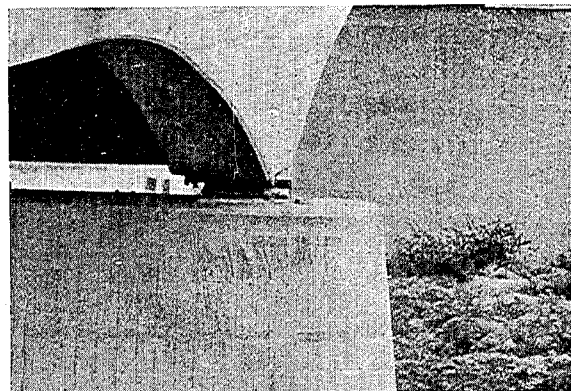


Photo 4 Movement of main girder at the Mutsumi Bridge
主げたの移動（陸橋）

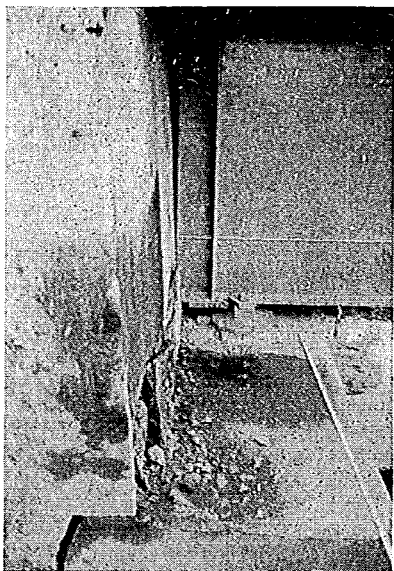


Photo 5 Clash of main girder to abutment at the Ebigawa Bridge
主げたと橋台の衝突 (海老川橋)

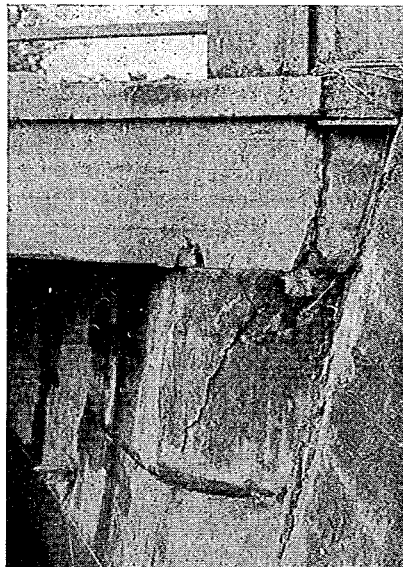


Photo 7 Shear failure of coping under shoe at the Deto Bridge
査下面コンクリートのせん断破壊 (出戸橋)

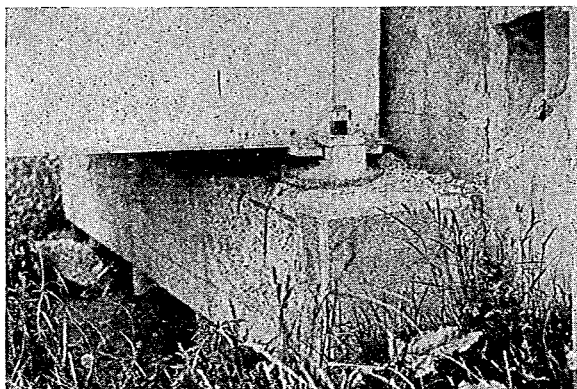


Photo 6 Shear failure of coping at the Kaimei Bridge
橋台コンクリートのせん断破壊 (開明橋)

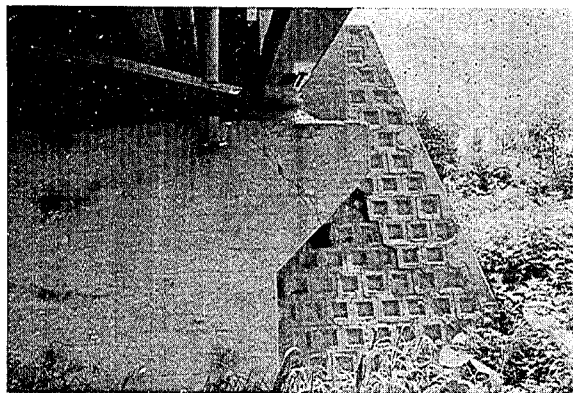


Photo 8 Crack of abutment at the Komagome Bridge
橋台張り出し部の亀裂（駒込橋）

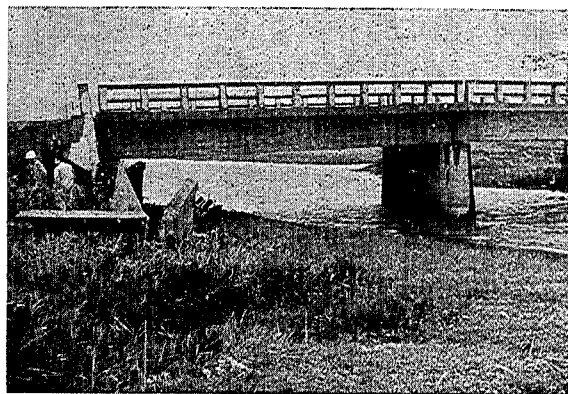


Photo 9 Inclination of abutment at the Noushi Bridge
野牛橋における橋台の被害

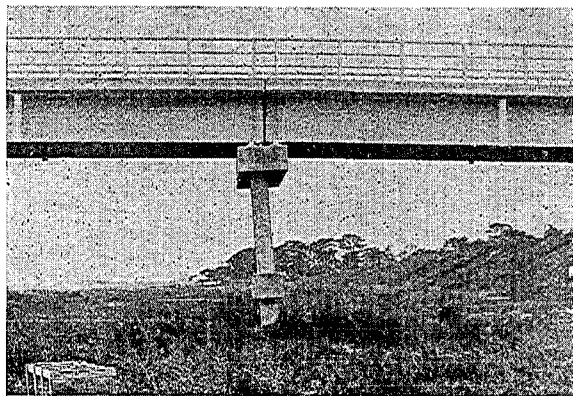


Photo 10 Tilt in pier of the Kaimei Bridge
パイルベント基礎の傾斜（開明橋）

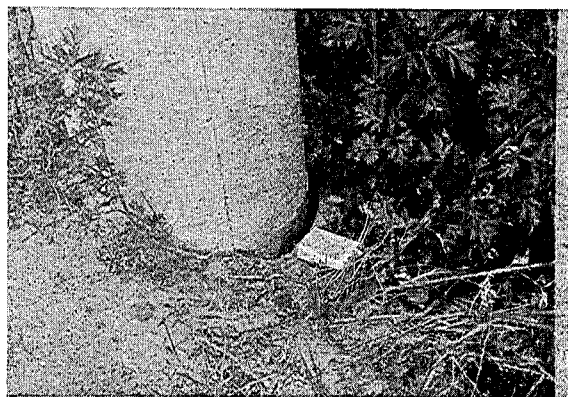


Photo 11 Gap around pile at the Kaimei Bridge
くいの亀裂と残留変形（開明橋）

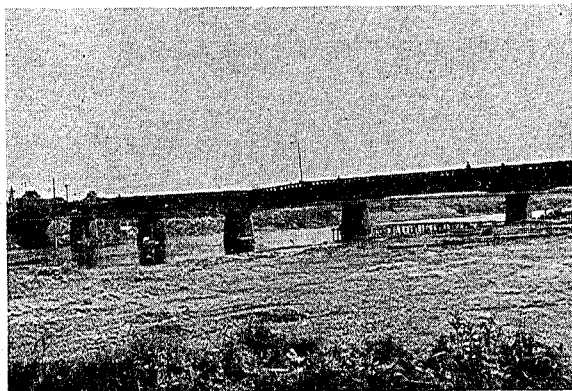


Photo 12 Settlement of pier at the Shiriuchi Bridge
橋脚の沈下（尻内橋）



Photo 14 Crack of concrete Retaining Wall
コンクリート擁壁の亀裂

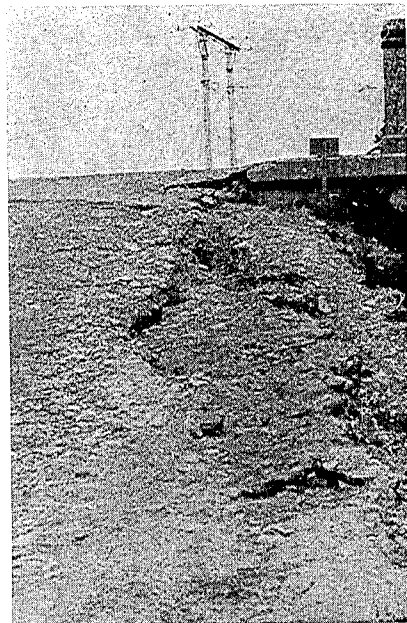


Photo 13 Damage of Embankment
盛土の被害

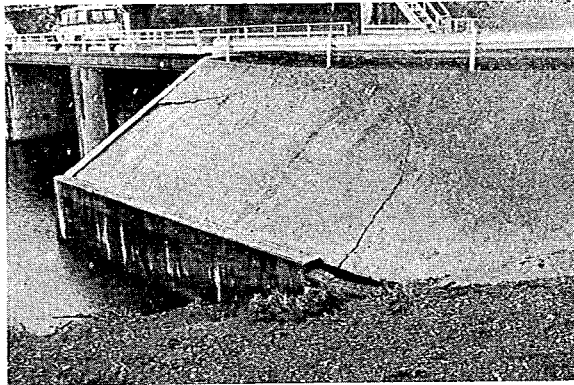


Photo 15 Crack due to settlement of Embankment
盛土の沈下に伴う亀裂

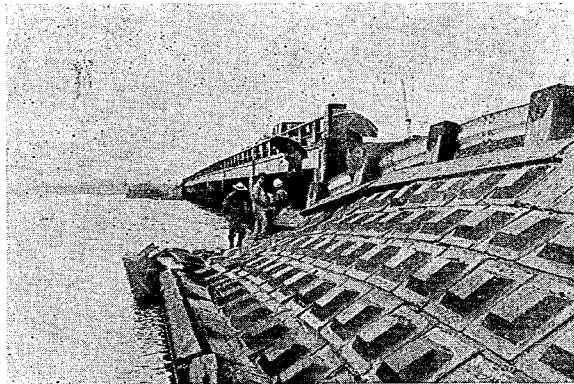


Photo 16 Damage of revetment
護岸の被害

ていると考えられる。

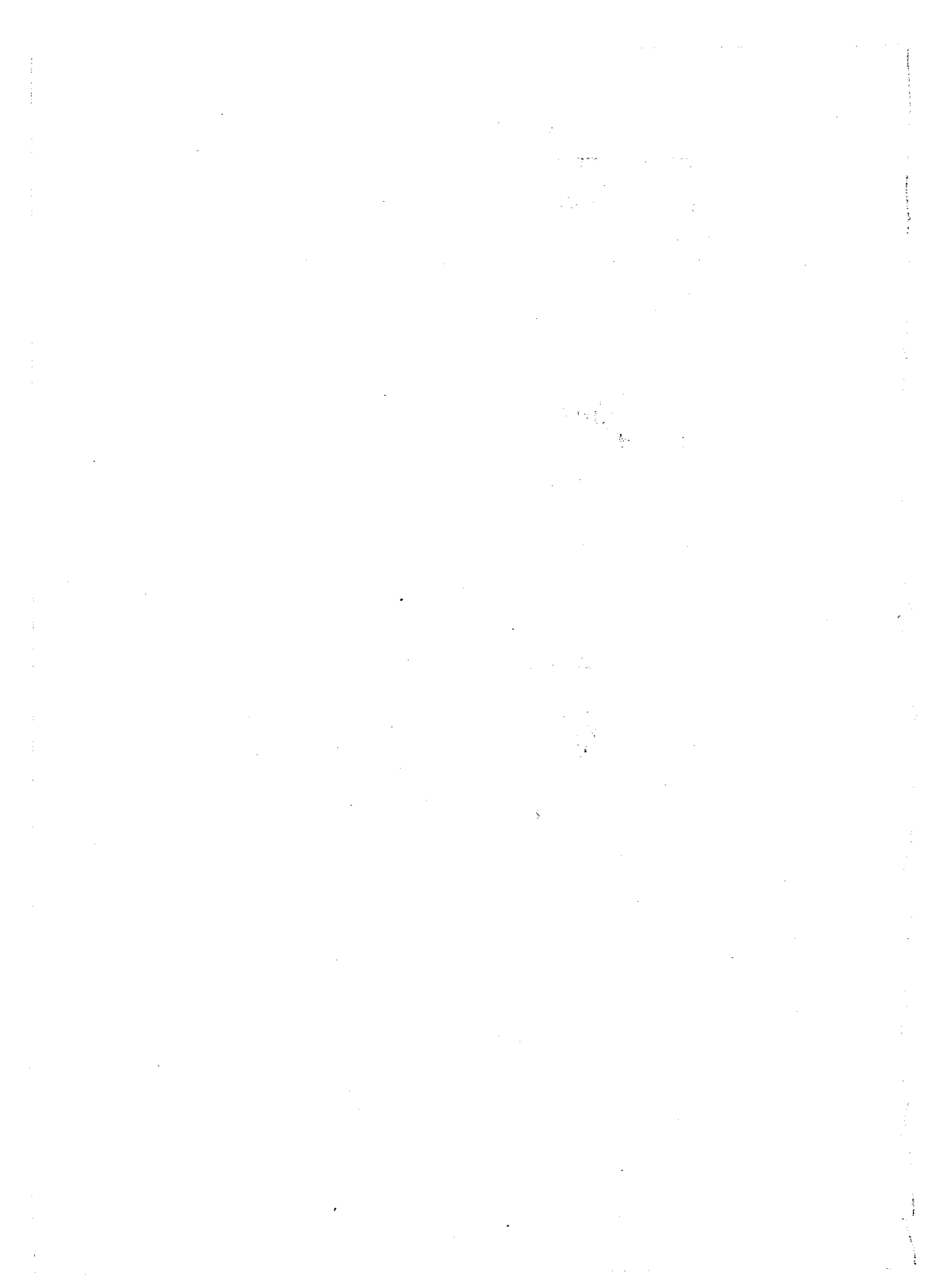
(3) パイルベント形式の橋脚は水平方向の剛性が劣るために、数多くの被害を受けていた。工費、工期の点から考えてパイルベント形式は有利であるが、耐震性に問題があることが再確認できた。

(4) 橋梁の被害は軽微なものだけで、橋梁の一部に被害を生じるに過ぎなかった。野牛橋、開明橋などの例のように多少注目すべき被害をこうむったものは、地震時に大きな変形を生じたり、地盤の破壊に伴って生じていることがわかる。

(5) したがって、良好な支持層に十分に支持されている場合には決して大きな被害を受けないことが確かめられた。

(6) それに対して、橋梁取り付け部の被害箇所は多く、目立つ存在であった。これは橋梁本体と擁壁など取り付け部の剛性の相違に基因すると考えられる。

(7) 十勝沖地震では落橋が1橋もなく、地震後の交通の確保、人心の安定などに役立ったと考えられる。落橋防止も橋梁技術上一つの重要な要素であると思われられた。



1968年十勝沖地震災害調査報告

第8編 津波および河海構造物の被害

富 永 正 照*
星 畑 国 松**
坂 本 忠 彦***

Survey on the Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 8

On the Tsunami and the Disaster of River and Coastal

Structures due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

by Masateru Tominaga

Kunimatsu Hoshihata

Tadahiko Sakamoto

Synopsis:

The Tokachi-oki Earthquake generated a fairly large tsunami. The tsunami attacked the north Pacific coast of Japan, which had been frequently attacked by large tsunamis.

At Hachinohe Port, the first tsunami motion was observed in the form of rapid ebb tide at 10:16 a.m. The tsunami completely faded away within a day after the shock. As shown in Fig. 7, the maximum heights of tsunami above the normal tidal level were more than one meter along the north Pacific coast of Japan. The maximum height recorded was five meters near Hachinohe. But the western Pacific coast of Japan was slightly affected by this tsunami.

The periods of the tsunami were from 15 to 25 minutes as shown in Table 3. These periods are rather shorter than those which were recorded to be 40-70 minutes of the tsunami causing the Chilean Earthquake 1960. And these facts accordingly indicate that the tsunami was generated in the vicinity of the north Pacific coast of Japan.

Depending on tidal observation records, the first tsunami motion took place in the form of ebb tide along the coast between Kuji, Iwate Prefecture and Cape Erimo, Hokkaido and along the other coast it took place in the form of flood tide. The phenomena suggest an interesting fact as shown in Fig. 8 that near the focus the sea bottom which faces the coast between Kuji and Cape Erimo subsided and the sea bottom which faces the other coast upheaved at the beginning of the earthquake. These were very rare and interesting records.

The damage caused by the tsunami was not so much that the scale of the tsunami was fairly large. The reason is as follows.

(1) Fortunately the tsunami in maximum height occurred during the low tidal level. If it had occurred during the high tidal level, the maximum height of tsunami would become one or two meters higher than the recorded height.

(2) The north Pacific coast of Japan was protected by sea-walls and tsunami breakwaters, which had

*河川部海岸研究室長

**近畿建設院川工事事務所調査第一課長(元河川部河川研究室研究員)

***河川部海岸研究室研究員

constructed after suffering the heavy damages by the Chilean Earthquake tsunami in 1960.

For example, on the occasion of the Chilean Earthquake tsunami, Ōfunato, Iwate Prefecture was inundated as shown in Fig. 17. To prevent the disturbance of tsunamis expected, a 738 meter long tsunami breakwater was constructed at the entrance of Ōfunato Bay. And the Tokachi-oki Earthquake tsunami was the first big tsunami since the tsunami breakwater had completed. The maximum height of the tsunamis recorded at the entrance and the recess of Ōfunato Bay are shown in Table 6 respectively. From Table 6, we can know that the recess of Ōfunato Bay effectively attenuated the violent tsunami according to the record.

Akamae district in Miyako Bay, Iwate Prefecture and Shizugawa Town, Miyagi Prefecture are typical examples protected by sea-walls as shown in Table 4.

Onagawa Town in Miyagi Prefecture and Hachinohe Port in Iwate Prefecture were partly protected by the tsunami breakwaters, which had constructed after the Chilean Earthquake tsunami. But the old breakwater in Hachinohe Port was destroyed in the length of 340 meters as shown in Photo 27.

Kamaishi Port in Iwate Prefecture, which has no protecting works, was attacked by the tsunami of 3.6 meters high above the normal tidal level (T.P. 2.9 meters) and suffered the heavy tsunami disasters as shown in Photo 3, 4 and 5. The inundated areas in Kamaishi City reached about 300,000 square meters as shown in Fig. 10.

Noda Fishing Harbour in Iwate Prefecture was also attacked by the tsunami of five meters high and very interesting successive photographs were obtained as shown in Photo 7, 8 and 9.

Coastal and river structures in Hachinohe district were damaged by the earthquake. Especially large cracks and land-slides took place at the embankments of Mabechi and Aisaka river which flow through Hachinohe City as shown in Fig. 19 and 20 and in Photo 19 and 20.

The coastal dikes in Momoishi coast located in northern part of Hachinohe were destroyed thoroughly as shown in Photo 24, 25 and 26. But there was no structural disaster in the other districts.

Key words (Tokachi-oki Earthquake, tsunami, tsunami breakwater, tidal establishment, landslide of embankment)

要 旨

1968年十勝沖地震に伴う津波および地震による河海構造物の被害調査報告である。

北海道および三陸沿岸を襲った津波は1960年のチリ地震津波に匹敵するものであり、推算潮位上の偏差は最大5mにも達したが、被害は比較的軽微であった。これは津波最強時がたまたま最干潮時と一致したこと、チリ地震津波による被災後築造された海岸堤防、防潮水門、津波防波堤が有効に働いたためと思われる。

河川および海岸構造物の被害は、青森県東部の沖積平野に集中している。これらの状況を現地調査により明らかにした。

キーワード (1968年十勝沖地震, 津波, 津波防波堤, 防潮水門, 堤防盛土の崩壊)

目 次

1. 概 要	(2)	〔4〕 防潮堤および防潮水門の効果	(18)
2. 津波について	(3)	3. 河海構造物の被害状況	(23)
〔1〕 津波の来襲状況	(3)	〔1〕 河川構造物の被害	(23)
〔2〕 津波の陸地および港湾への浸水状況	(10)	〔2〕 海岸構造物の被害	(26)
〔3〕 津波の河川への浸入状況	(15)	4. 今後の問題点	(28)

1. 概 要

昭和43年5月16日9時49分ころ北緯40.7度, 東経143.7度, 深さ20 kmに震源を有する大規模な地震が発生し, 有感区域は北日本全域に及んだ。この地震は「1968年十

勝沖地震」と命名され, マグニチュード $M=7.8$ であった。土木研究所赤羽支所では災害状況が明らかになるとともに, 特に津波および河川, 海岸関係の災害調査を目的として調査団を編成し, 5月20日~26日までの間, 青森および三陸沿岸の災害地区の調査を実施した。以下に

その結果を報告する。

津波常襲地帯である三陸沿岸に大規模な地震が発生したため、津波の来襲が心配されていたが、八戸港では本震発生後約30分たった10時16分に津波第1波（引き波）が始まり、11時32分ころには、推算潮位上の偏差（半波高）4～5mの津波が観測されたのを始めとして、三陸沿岸は偏差で1～5mの津波の来襲を受けた。この津波波高は1960年に同じく三陸地方を襲ったチリ地震津波^{11,12}に匹敵するものであったが、被害は軽微であった。これは津波の最強時が干潮と重なったためと、チリ地震津波による被災後、築造された海岸堤防（防潮堤）、防潮水門、津波防波堤が有効に働いたためと思われる。

津波の周期は15～25分程度でチリ地震津波の周期40～70分に比較するとかなり短く、近海地震による津波であることを示している。津波第一波に注目してみると、岩手県久慈および北海道襟裳岬を結ぶ海岸では、第一波は引き波の形で始まり、他の地域では押し波の形で始まった。同一の津波で、第一波の運動方向が地域的に異なることが観測されたことは珍しく、今回の津波の特徴の一つであり、津波の発生源における地表面の運動を示唆している。

河川および海岸構造物の被害は青森県東部の沖積平野に集中している。これは震源に近いという位置的關係と

沖積層という軟弱な地盤に関係するものと思われる。馬河川、相坂川および五戸川などの河川堤防においては堤体のクラック、のりくずれおよび護岸の被害が目立っているが、特に旧川および派川締め切り点のように地盤の悪い所に被害が集中している。

青森県百石海岸の海岸堤防はコンクリート三面張り堤防であったが、復旧困難を思わせるほど破損、沈下した。これも背後地は奥入瀬川の旧河道であり、地盤の不良が大きく関係しているようである。

このような地震常襲地帯で、かつ軟弱地盤の場所においては河川堤防、海岸堤防とも耐震設計の必要性が痛感される。

2. 津波について

〔1〕 津波の来襲状況

（1）各地の検潮記録

現在までに入手した検潮記録は Table 1 のとおりである。このうち北海道については、北海道大学に設置された震害調査委員会が調査²³されたものであるが、便宜上、本報告に掲載させていただいた。表中（+）は津波第一波が押し波、（-）は引き波の形で起こったことを示している。これらの検潮記録のコピーは建設省土木研究所海岸研究室に保管されている。代表的な検潮記録例

Table 1 Observation records of the Tokachi-oki Earthquake tsunami.
1968年十勝沖地震津波検潮記録一覧表

No.	Prefecture	Tide station	Authority	Recorder type	Time of first tsunami motion	Tsunami* height
1	Aomori	Nishitazawa	WO	Wave recorder	hr-min 10 : 34	
2	"	Asamushi	GSI	Kelvin	(+) 11 : 12	±20cm
3	"	Ōminato Port	SDF	Fuess	Unknown	±40
4	"	Kabu Island (Hachinohe P.)	PCB	Tsunami recorder	(-) 10 : 18	More than +265 -215
5	"	Hachinohe P.	WS	Fuess	(-) 10 : 19	+240
6	Iwate	Kuji P. (Suwashita)	PO	Eye**	Unknown	About 450
7	"	Miyako P.	WS	Fuess	(+) 10 : 19	+185
8	"	Miyako P. (10,000 ton wharf)	PO	Eye	Unknown	+360 -255
9	"	Okkirai Fishing Harbour	PO	Roll	(+) 10 : 27	+236 -286
10	"	Ryori F. H.	PO	Eye	Unknown	About 100
11	"	Hirota F. H.	PO	Eye	Unknown	About 150
12	"	Ōfunato (Nagasaki F. H.)	WS	Robot	(+) 10 : 23	+113 -115
13	"	Ōfunato P.	WS	Fuess	(+) 10 : 28	+120 -110
14	"	Hasebe F. H.	PO	Eye	Unknown	About 250
15	"	Kesennuma P.	PO	Fuess	(+) 10 : 45	+105 -120

Table 1 のつづき

No.	Prefecture	Tide station	Authority	Recorder type	Time of first tsunami motion	Tsunami* height
16	Miyagi	Shizugawa	PO		Unknown	±210
17	"	Shirahama (Otsupa Bay)	WO	Staff gauge	About (+) 10 : 30	+130
18	"	Tsukishima	WO	"	About (+) 10 : 30	+106
19	"	Fukuzi	WO	"	(+) 11 : 10	+40
20	"	Nakashima	WO	"	Unknown	+20
21	"	Onagawa P.	PO	Eye	(+) 10 : 35	±160
22	"	Onagawa P. (1,000 ton wharf)	PO		(+) 10 : 40	+175
23	"	Onagawa P.	MO	Roll	(+) 10 : 40	97
24	"	Ayukawa P.	WS	Fuess	(+) 10 : 41	+120 -135
25	"	Ishinomaki P.	PO	Eye	Unknown	+75
26	"	Ishinomaki P. (Industrial P.)	PO	"	(+) 11 : 00	±80
27	"	Kadowaki	WO	Staff gauge	About (+) 11 : 10	+57
28	"	Nobiru	WO	"	About (+) 10 : 52	+54
29	"	Muroto	WO	"	(+) 12 : 00	+100
30	"	Enoshima Island	ERI	Tsunami recorder	(+) 10 : 35	+75
31	Ibaragi	Kashima P.	PCB		(+) 11 : 00	+27
32	Iwate***	Ofunato (Nagasaki F. H.)	WS	Robot	23 : 16	+18
33	Iwate***	Ofunato	WS	Fuess	23 : 10	-22
34	Hokkaido	Esashi P.	HDB	"	12 : 10	+5
35	"	Hakodate P.	MOJ	"	(+) 10 : 51	+113 -85
36	"	Yamasetomari F. H.	HDB	"	(-) 10 : 47	MA 192.5****
37	"	Mori P.	HDB	Richard	(-) 10 : 46	MA 98
38	"	Muroran P.	HO	Fuess	(-) 10 : 30	±40
39	"	Urakawa P.	"	"	(-) 10 : 05	MA 500
40	"	Hiroo P.	HDB	"	(+) 10 : 32	MA 307
41	"	Kushiro P.	WS	"	(+) 10 : 25	MA 203
42	"	Atsukeshi P.	HDB	"	(+) 10 : 40	MA 58
43	"	Hanasaki P.	WS	"	(+) 10 : 40	MA 110
44	"	Nemuro P.	"	"	Unknown	Slightly recorded
45	"	Raosu F. H.	PO		"	Not recorded

WO : Work Office, Ministry of Construction,

GSI : Japan Geographical Survey Institute,

SDF : The Self Defence Force,

PCB : District Port Construction Bureau, Ministry of Transportation,

WS : Weather Station, Japan Meteorological Agency,

PO : Prefectural Office,

ERI : Earthquake Institute, Tokyo University,

MO : Magnetic Observatory, Tohoku University,

MOJ : Marine Observatory, Japan Meteorological Agency,

HO : Japan Hydrographic Office.

* : Tsunami height above and below the normal tidal level.

** : Measured with eyes.

*** : Tsunami caused by the Iwate-oki Earthquake on June 12, 1968.

**** : Maximum amplitude of the tsunami height.

を Fig. 1, 2, 3, 4, 5 および Fig. 6 に示した。

(2) 各地の最高潮位および痕跡高

明治29年6月19日の三陸津波¹⁾、昭和8年3月3日の三陸津波²⁾、昭和35年5月24日のチリ地震津波³⁾、昭和43年5月16日の十勝沖地震に伴う津波の各地の最高潮位および痕跡高を Table 2 に対比して示した。数値は

原則として、推算潮位上からの値(偏差、半波高)を示すが、T. P., D. L. の符号の付いたものは

T. P. 東京湾中等潮位上の値

D. L. その地点の基準潮位上の値(三陸沿岸では T. P. -0.70m 程度)

を意味する。

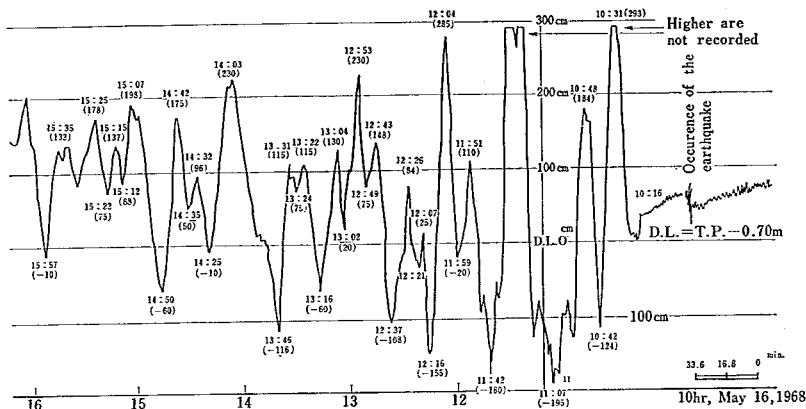
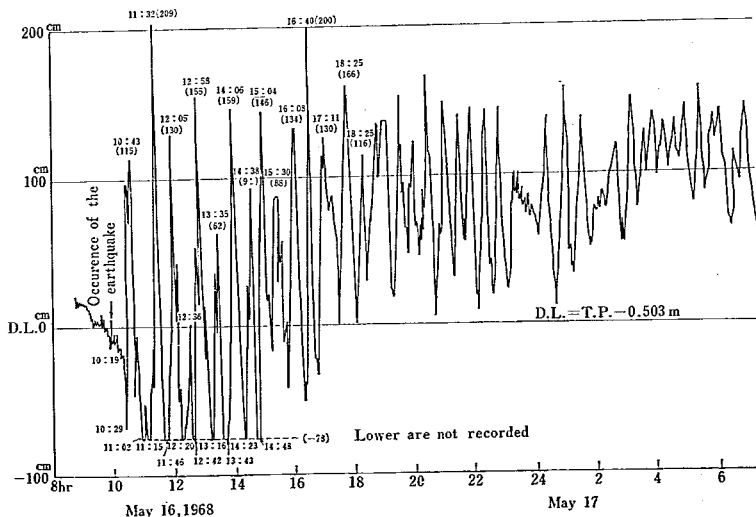


Fig. 1 Tidal observation record by a tsunami recorder at Kabu Island, outside of Hachinohe Port. (Courtesy of Ministry of Transportation)

八戸港外燕島検潮記録(運輸省八戸港工事々務所津波計)



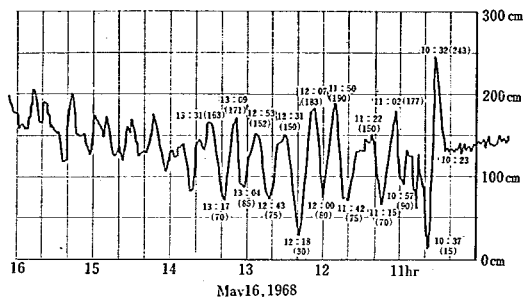


Fig. 3 Tidal observation record at Nagasaki Fishing Harbour, the entrance of Ofunato Bay. (Courtesy of Ofunato Weather Station)

大船渡湾長崎漁港検潮記録 (大船渡測候所)

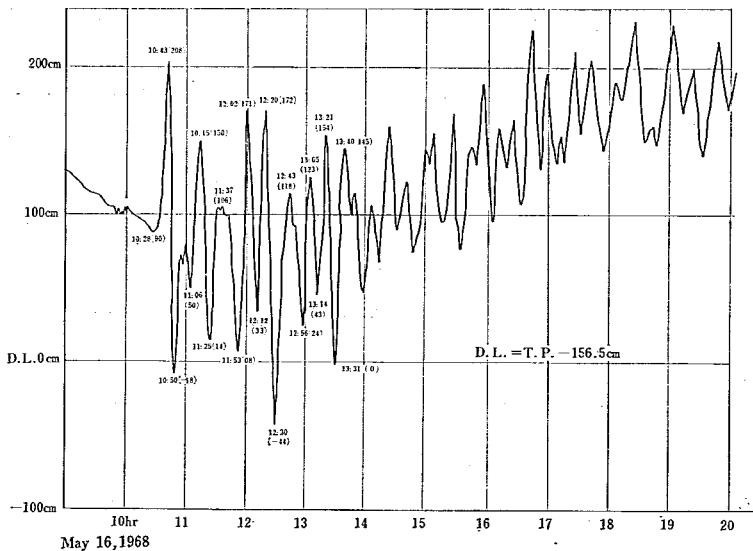


Fig. 4 Tidal observation record at the recess of Ofunato Bay. (Courtesy of Ofunato Weather Station)

大船渡湾奥部検潮記録 (大船渡測候所)

今回の十勝沖地震に伴う津波は津波の最強時が、干潮時と重なったため、D. L. および T. P. で表示した場合、津波の大きさを小さく評価するおそれがあるので注意を要する。津波来襲時の推算潮位は D. L. -20 ~ +20 cm, T. P. -90 ~ -50 cm 程度であった。各地の T. P. 上の最高潮位および痕跡高を Fig. 7 に示した。

各地の最高潮位を概説すると、震源に一番近い青森県八戸市付近に偏差 4 ~ 5 m 程度の津波が来襲して、

八戸市の臨海地帯にかなり侵入している。青森県むつ湾内は 40 cm 程度で非常に小さくなっている。岩手県北部の平内、原小内、久慈、野田付近は偏差 5 ~ 6 m, T. P. で 4 ~ 5 m 程度であり、チリー地震津波とはほぼ同じ、あるいはそれ以上の痕跡高を示している。大槌、片岸 (鶴住居川)、箱崎でも偏差 3 ~ 4 m を示し、チリー地震津波とはほぼ同一の痕跡高を示している。

釜石市では偏差 3.6 m 程度の津波により市街部が浸水

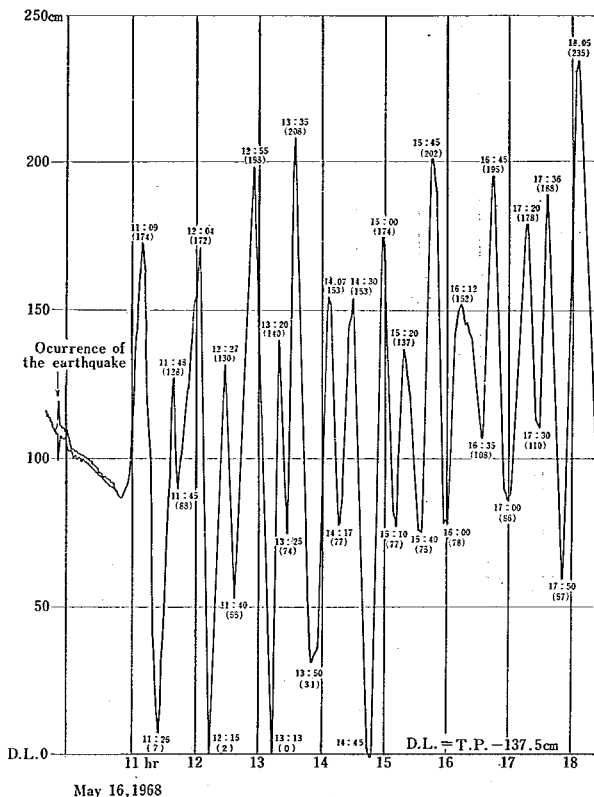


Fig. 5 Tidal observation record at Hakodate Port.
(Courtesy of Hakodate Marine Observatory)
函館港中央埠頭検潮記録 (函館海洋気象台)

し、床上浸水58軒、床下浸水81軒の被害を出した。岩手県南部の大船渡、気仙沼周辺で偏差1~2mであり、宮城県にはいと1m程度に小さくなり、仙台湾以南の地点では、ほとんど被害を生じていない。しかし、金華山付近には偏差4~5mの津波が来襲しているという特異な現象がみられる。先述の震害調査委員会の報告によれば、北海道では津波の打ち上げ高および波高は襟裳岬周辺が最も大きく、顕著な津波は襟裳岬の東西にはほぼ200kmの範囲にみられた。根室地方および日本海沿岸地方は、ほとんど津波の影響を受けていない。

(3) 津波の周期

来襲してきた津波の周期を決めることは容易ではない。津波は単一の波ではなく、いろいろの周期成分を持った波であろうし、大陸棚、海岸、湾などにより、反

射、変形を受けたものを海岸で津波として検潮しているからである。津波は特に湾の固有振動周期の影響を強く受けるようである。

各地の検潮記録より、津波の山から山への時間および谷から谷への時間を周期とみて、その平均を求めてみると Table 3 のようになる。津波の初期の周期はおよそ15~25分程度であり、チリ地震津波の40~70分に比較するとかなり短く、明治29年、昭和8年の三陸津波の周期10~20分に近く、近海地震を原因とする津波であることを物語っている。

(4) 今回の津波の特徴

津波の最強時が干潮時と重なったことは全く幸いであった。もし、満潮時と重なればさらに1~2m程度の水位の上昇があることになり、各地でさらに大きな災害を

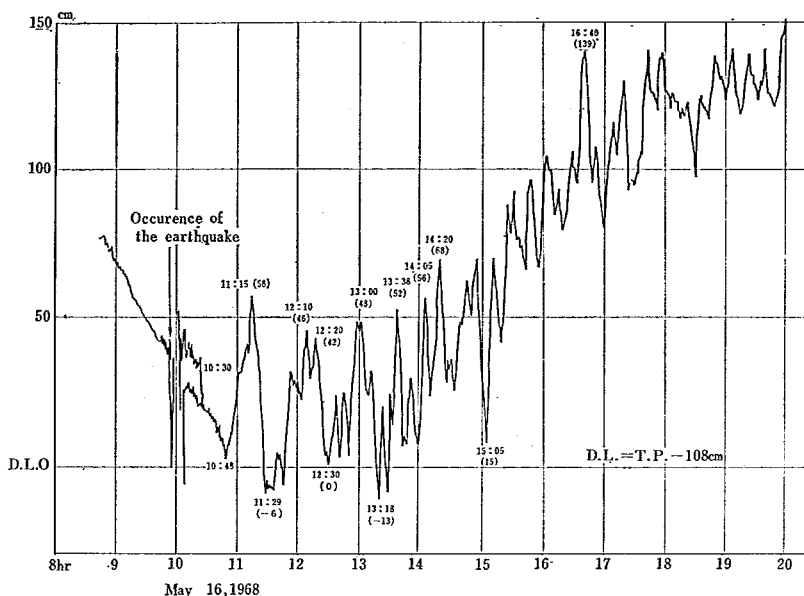


Fig. 6 Tidal observation record at Muroran Port.
(Courtesy of Japan Hydrographic Office)
室蘭港換潮記録 (海上保安庁水路部)

Table 2 Height of tsunamis.
各地の津波の最大浪路高

Prefecture	District	June 19, 1896 Sanriku E. t. (m)	Mar. 3, 1933 Sanriku E. t. (m)	May 24, 1960 Chilean E. t. (m)	May 16, 1968 Tokachi-oki E. t.		
					Height (m)	D. L. (m)	T. P. (m)
Aomori	Ōminato Port				±0.40		
"	Kabu Island (Hachinohe P.)			About 4	4.5		
"	Hachinohe P.	3.0	4.6	About 2.5	2.4	2.09	1.59
Iwate	Hiranai				About 6.5		6.0
"	Yagi	18.3	7.2	T. P. 3.2			3.82
"	Harakonai				About 5.5		5.0
"	Kuji		8.7	T. P. 4.6	4.5	4.7	4.05
"	Noda	20.0	15.6	T. P. 3.8			4.85
"	Fudai		16.9	T. P. 4.2			3.50
"	Omoto	11.8	13.4	T. P. 4.2			
"	Taro	14.6	6.4	T. P. 3.2			1.50
"	Miyako	9.1	8.2	T. P. 2.3	+1.85 -2.65	2.19 -2.82	1.18 -3.83
"	Takahama			T. P. 5.2			3.60
"	Kanahama	6.3	3.5	T. P. 5.6	5.3		4.71
"	Akamae			T. P. 5.5	About 4.0		3.52
"	Kamagasawa			About T. P. 5.5	About 4.0		3.42
"	Omoshige				M. A. 5~6		3.50
"	Ōsawa	3.9	4.4	T. P. 4.0	M. A. 2.63		0.9

Table 2 のつづき

Iwate	Yamada	5.5	4.2	T. P.	4.4	M. A. 3.7	1.6
"	Funakoshi					M. A. 6.0	2.9
"	Kirikiri	D. L. 4.0	D. L. 4.2	D. L. 4.10	About 4.0	+3.8 -4.0	About +3.1 -4.7
"	Ōzuchi	3.4	3.4	D. L. 4.80 -3.00	About 3.5	+3.0 -4.0	+2.31 -4.69
"	Unozumai River				About 4.0	+4.0 +4.2	About +3.3 -4.9
"	Hakozaki			D. L. 4.50 -5.00	About 5.0	+5.0 -5.0	4.3 5.7
"	Kuwanohama	D. L. 13.0	D. L. 10.54	D. L. 3.60	About 2.0	1.80 -2.50	1.1 -3.2
"	Ryoishi	6.0	4.4	D. L. 5.00	About 3.0	2.60 -3.50	1.9 4.2
"	Kamaishi	D. L. 7.9	D. L. 5.4			+3.60 -2.55	2.90 -3.30
"	Hirata	D. L. 7.5	D. L. 5.9	D. L. 4.0	About 3.4	3.80 -3.00	3.10 -3.70
"	Shirahama (Kamaishi Bay)	D. L. 7.4	D. L. 5.8	D. L. 4.0 -4.0	About 2.8	2.60 -3.00	1.9 -3.7
"	Sasu				About 2.6	2.5 -2.8	1.8 -3.5
"	Hanarobe	D. L. 13.8	D. L. 9.7	D. L. 4.0	About 2.8	2.5 -3.2	1.8 -3.9
"	Hongo (Tonin Bay)	D. L. 13.5	D. L. 10.93	D. L. 3.0	About 3.1	3.10 -3.20	2.6 -3.7
"	Koshirahama	D. L. 15.0	D. L. 8.0	D. L. 4.0 -3.0	About 3.1	3.00 -3.20	2.3 -3.9
"	Ōishi (Tonin Bay)			T. P. 2.50	About 2.9	2.80 -3.00	2.1 -3.7
"	Yoshihama	26.3	14.6	2.3	About 2.1		1.44
"	Okkirai	11.3	6.3			+2.36 -2.86	2.20 -3.00
"	Shirahama (Ryori Bay)	38.2	29.2				1.65 -3.55
"	Ryori			2.0	1.0		
"	Nagasaki		7.0	T. P. 1.9	1.15 -1.15		0.46
"	Ōfunato	3.10	3.80	T. P. 5.8	+1.20 -1.10	2.09 -4.4	0.53 -2.00
"	Takada			T. P. 5.5			
"	Hasebe		3.50	7.34	2.50		1.85
Miyagi	Kesennuma		1.50	2.63	1.05 -1.20		
"	Ōya	9.0	3.20				
"	Utazunakayama	11.2	10.5		2.10		
"	Shizugawa	2.2	3.8	T. P. 4.44	2.10 -2.10		
"	Shirahama (Ōtsupa Bay)			T. P. 3.60	1.30		
"	Tsukihama		2.7	T. P. 2.0	1.06		
"	Ogatsu	4.8	5.7	T. P. 3.5			
"	Onagawa	3.3	2.5	T. P. 2.7	1.60 -1.60		
"	Ayukawa	2.1	1.3	T. P. 3.0	1.20 -1.35		
"	Ishinomaki	0.6	1.0	T. P. 2.2	0.60 -0.70		

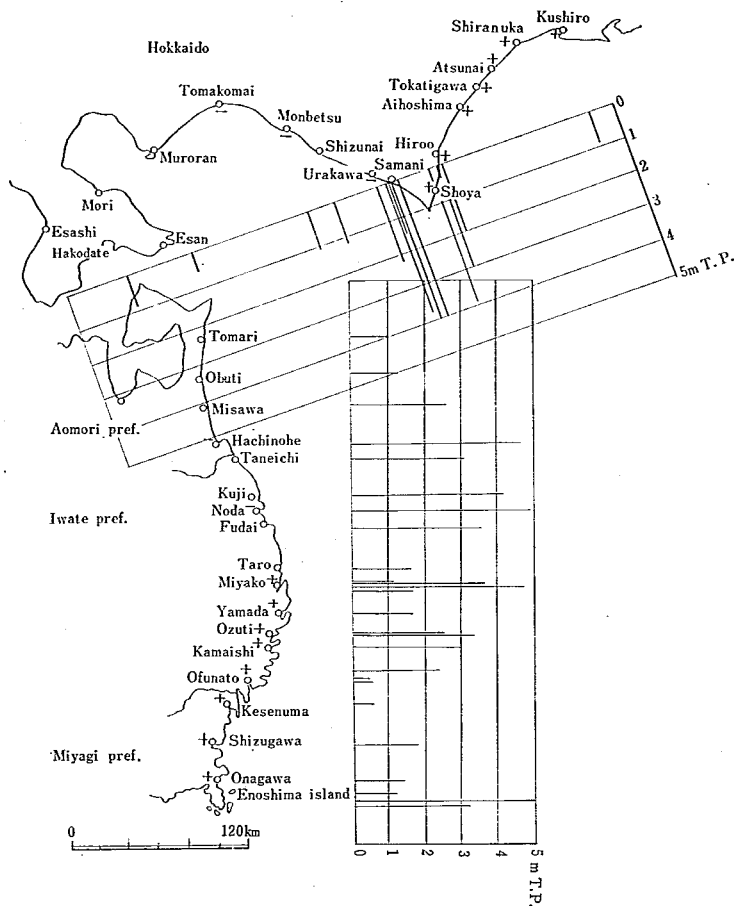


Fig. 7 Distribution of the tsunami height above T.P. (mean tidal level of Tokyo Bay) along the north Pacific coast of Japan for the case of the Tokachi-oki Earthquake tsunami on May 16, 1968. (+ denotes that the first tsunami motion took place in the form of flood tide, - vice versa)

1968年十勝沖地震津波の最大浪高 (T.P. 上) (+津波第一波押し波, -引き波)

受けたものと思われる。津波の第一波に注目してみると、岩手県久慈より北海道襟裳岬に至る海岸においては、第一波は引き波（引き潮）で始まり、その他の地域では押し波（満ち潮）で始まった。これは Table 1 および Fig. 7 を参照すれば明らかである。同一の津波で第一波の運動方向が地域的に異なることが観測されたことは珍しく、今回の津波の特徴の一つであろう。これは津波

の発生源における地表面の動き——今回の地震の発生機構——と密接な関係があると考えられる。東京大学地震研究所梶浦欣二郎教授ら⁹⁾が各地の津波の第一波の到着時間より逆伝ば図の手法により津波の発生域の大きさを推定したものを Fig. 8 に示した。

〔2〕津波の陸地および港湾への浸水状況

(1) 青森県八戸市

Table 3 Periods of the Tokachi-oki Earthquake tsunami. (min.)
十勝沖地震津波の周期

		Kabu Island (Hachinohe P.)	Miyako	Kamaishi	Okkirai	Nagasaki F. H.	Enoshima Island (Onagawa Town)
Initial stage	Eyed point	Trough	Crest	Crest	Trough	Crest	Crest
	Number of waves	7	10	4	10	10	4
	Periods	23.3 min.	23.4	24.2	16.0	22.4	9.75
Last stage	Eyed point	Trough	Crest	Crest	Crest	Crest	
	Number of waves	5	11	10	15	9	
	Periods	35.0	23.6	19.7	26.7	23.0	

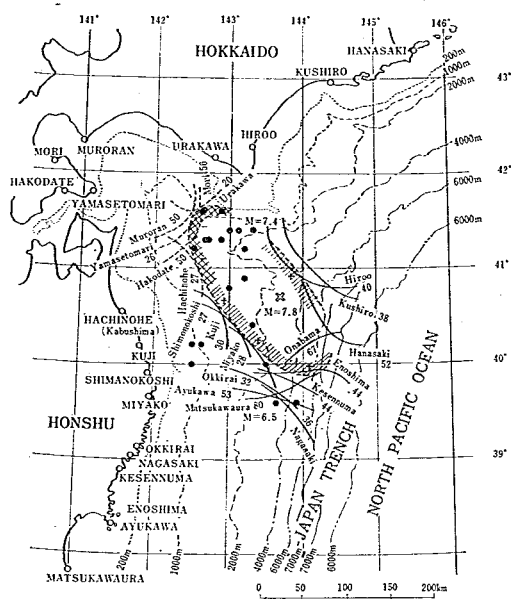


Fig. 8 Estimated generating area of the tsunami and the distribution of aftershocks. The last wave fronts are shown with the names of tide stations and travel times (min). The senses, up and down, of the initial motion of tsunami are indicated by solid and broken lines, respectively. (Courtesy of Dr. Kajiura, Earthquake Research Institute)

津波発生域の推定図

最大偏差4～5mの津波の来襲を受けた八戸市は海岸沿いの工場地帯と若干の民家が被害を受けた。被害の概要をFig. 9に示した。馬淵川河口部左岸にある八戸市衛生処理場はPhoto 1に示すようにT. P. 2.5m程度のコンクリート製海岸堤防(県所轄)およびその背後にあるT. P. 3.0m程度の盛土堤防の両者により守られていたが、津波はこれらの堤防を乗り越え、厚さ1m程度の水

脈となって処理場内に流れ込んだ。このためPhoto 2に示すように処理場の車庫、更衣室などの壁を2m程度の高さまで破壊しながら流入し、処理場内部に湛水した。盛土堤防部分が2カ所、5m程度ずつ、土砂が洗い流されて破壊している。処理場にはあとに示すFig. 12の馬淵川河口における津波痕跡高測量よりわかるように、馬淵川左岸200mおよび400m付近の河川堤防から

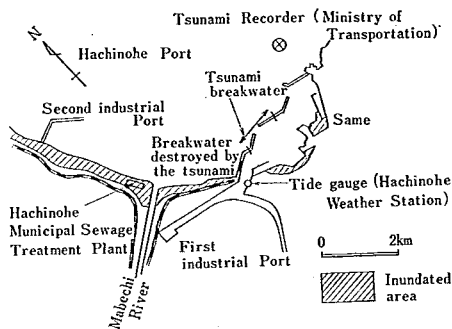


Fig. 9 Disaster map of Hachinohe City
八戸市の被害状況

もわずかに越波、浸入したが、量的には海岸堤防からの浸入量に比較すると非常に少なかったようである。この部分からの越波量が非常に少なく、馬淵川河川堤防本体の破壊に至らなかったことは幸いであった。

処理場の西側の海岸沿いは無堤であり、自然海浜より農漁民の住居地域に続いているが、津波はこの地域にも浸入遡上し、付近の民家数十戸が床上および床下浸水の被害を受けた。津波は海岸より350 m奥にある鉄道線路の盛土部分で遡上が阻止されたが、その付近で40 cm程度の湛水深があったそうである。馬淵川河口部右岸側も、河川堤防と海岸堤防の取り付け部で海岸への通路となっている若干低い場所で越波し、堤内地に浸入したが、臨港鉄道線路の盛土部分で浸入が止まり大きな被害には至らなかった。

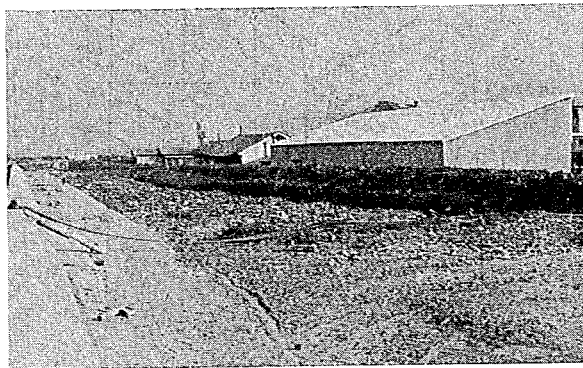


Photo 1 Aspect of the Hachinohe Municipal Sewage Treatment Plant and the sea-wall and the coastal dike which protect the Plant.
八戸市衛生処理場および海岸堤防

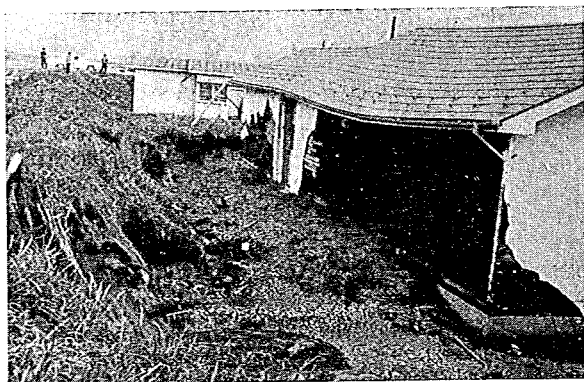


Photo 2 Damage of the Hachinohe Municipal Sewage Treatment Plant by the tsunami which overflowed the sea-wall and the coastal dike.
八戸市衛生処理場の津波による被害

八戸港はチリー地震津波後、既設の防波堤を延長し、津波防波堤とし、港内への津波の侵入を制限し被害の軽減をはかる方法を講じていた。このため、八戸港内においては津波の偏差はFig. 2に示したように最大2.4mと港外の偏差4～5m (Fig. 1参照) に比較すると小さく、埋め立て地の一部が冠水した程度で大きな被害はなかった。

(2) 岩手県釜石市

チリー地震津波で被災し、防潮堤建設の計画があったが、防潮堤の建設は著しく港湾機能をそこなうとの理由で施工されなかった。今回の最大偏差3.60m、最高水位 T. P. 2.90m の津波により Fig. 10 に示すように広範囲にわたり浸水した。浸水面積約300,000m²、床上浸水58軒、床下浸水81軒であった。Photo 3 および4は釜石市魚市場前における津波の来襲状況を示したものであり、Photo 5 は津波の市街地への侵入状況を示したものである。

(3) 岩手県大槌町鵜住居海岸

農耕地への浸水としては、最も大きい代表的な例である。チリー地震津波で被害を受けたため、Fig. 11 に示すように延長1,142.8m、T. P. 3.2mの海岸堤防が築造された。この地点にはT. P. 4.0m程度の津波が来襲したため、約1mの越流水深で堤内地に流入した。堤体の裏のりはコンクリートブロック張りである。Photo 6 に示すように堤内地側は水たたきとして2mほど保護されていて、さらに農業用水路および農耕地境界のコンクリ

ート壁を経て水田となっている。このため、津波の越流水に対して用水路がウォータークッションの役割を果たしたと考えられ、堤体は無事であった。今回の水田冠水面積はおおよそ100,000m²であった。もし堤防がなければ、少なくとも海岸線より200m奥にある鉄道線路の盛土部分まで冠水したと考えられ、被害面積はおおよそ3倍程度になったであろう。大槌町はFig. 11に示したように町の周囲をチリー地震津波による被害後、築造した防潮堤で囲っている。このため今回の津波により、沿岸部分は若干浸水したが居住地域は守られた。

(4) 岩手県九戸郡野田村野田漁港

野田漁港は最高水位 T. P. 4.85m にも及ぶ津波の来襲を受けた。Photo 7、8 および9はその来襲状況を示す貴重な連続写真である。Photo 7 は津波の引き波時の状況を示したものであり、港内には引き波によって移動した漁船が散乱しているが海岸には多数の漁船が整然と並んでいる。Photo 8 は津波の来襲時の状況を示したもので、港内の漁船は津波により翻ろうされていることがわかる。Photo 9 はその後、津波が引いた時の状況を示したもので、海岸に並んでいた漁船が港内に散乱している状況および Photo 7 の左端にあった漁具倉庫が流出しているのがわかる。

(5) 宮城県雄勝町

〔4〕(2) で述べるように隣接する宮城県女川町が津波防波堤のためか、ほとんど被害がなかったのに対して、

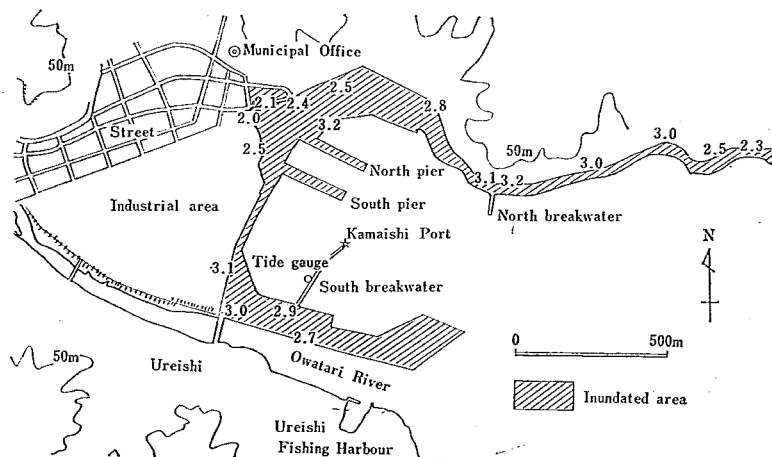


Fig. 10 Distribution of tsunami height above T. P. (m) in Kamaishi City.
(Courtesy of Kamaishi Civil Engineering Office)

釜石市における津波痕跡高分布図 (釜石土木事務所)

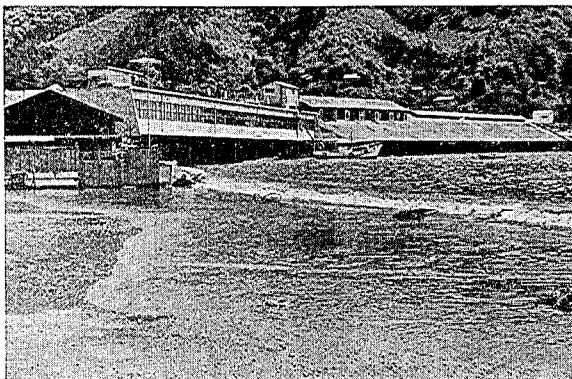


Photo 3 The fish market attacked by the fourth wave of the tsunami in Kamaishi Port. (Courtesy of Kamaishi Civil Engineering Office)
釜石港魚市場前への津波第4波来襲状況 (釜石土木事務所)



Photo 5 The inundated main street of Kamaishi City. (Courtesy of Kamaishi Civil Engineering Office)
釜石市市街部への津波浸入状況 (釜石土木事務所)

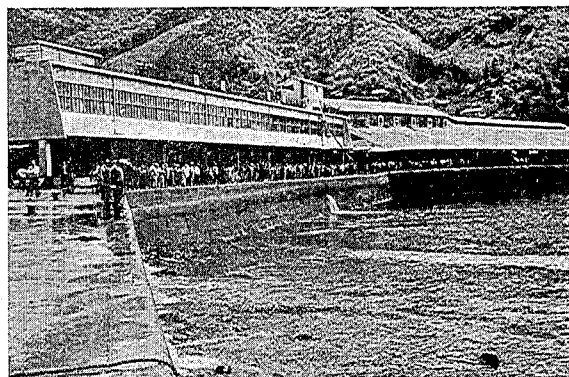


Photo 4 The fish market attacked by the tsunami in Kamaishi Port. (Courtesy of Kamaishi Civil Engineering Office)
釜石港魚市場前への津波来襲状況 (釜石土木事務所)

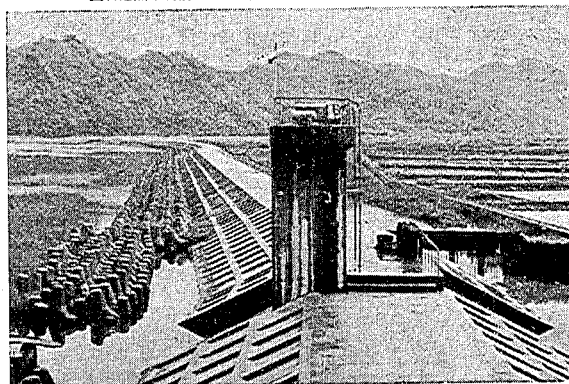


Photo 6 Aspect of the left bank of the Unozumai River which the tsunami overflowed in the depth of about 1 meter. The height of the bank is T.P. 3.2 meters.
鵜住居川左岸堤防 (T. P. 3.2m)

雄勝町はかなりの被害を受けた。津波は雄勝湾奥の低地沿いに浸水し、人家および農耕地が被害を受けた Photo 10および11に津波の来襲状況を示した。

〔3〕 津波の河川への浸入状況

津波の河川への浸入状況が記録された例は少ない。本地震津波においては、馬淵川および北上川において以下のような資料が得られたので報告する。

(1) 馬淵川

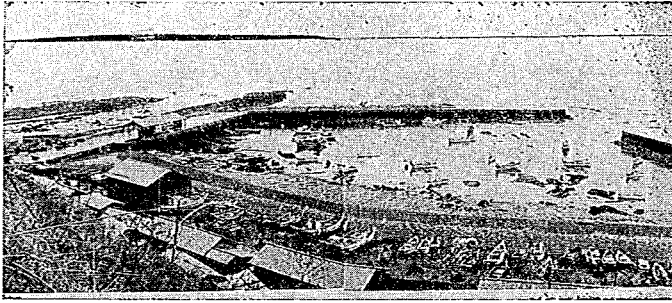


Photo 7 Noda Fishing Harbour in abnormally low water caused by the tsunami. (Courtesy of Kuji Civil Engineering Office)
野田漁港 (津波が引いた時) (久慈土木事務所)



Photo 8 Noda Fishing Harbour attacked by the tsunami of about 5 meters. (Courtesy of Kuji Civil Engineering Office)
津波来襲時の野田漁港 (久慈土木事務所)

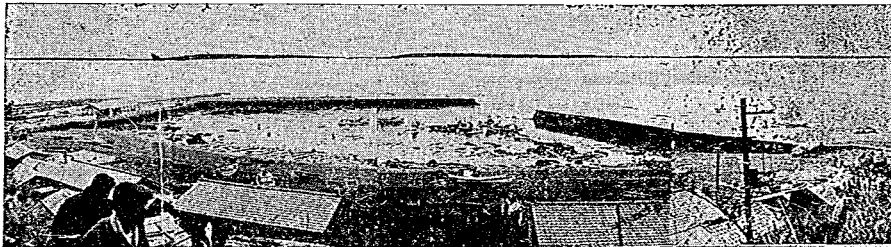


Photo 9 Noda Fishing Harbour after suffering the tsunami. Many fishing boats and fishing tool houses were washed away. (Courtesy of Kuji Civil Engineering Office)
津波が引いた時の野田漁港 (久慈土木事務所)

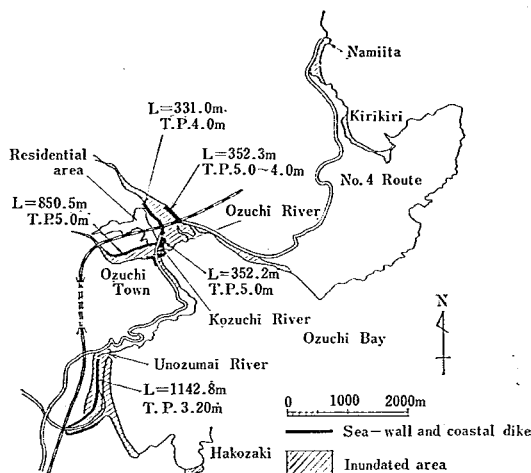


Fig. 11 Location map of sea walls and coastal dikes at Ōzuchi Town, Iwate Prefecture.

岩手県大田町防潮堤および鶴住居川防潮堤配置図

馬淵川を所轄する建設省青森工事事務所八戸出張所においては、地震直後、津波来襲にそなえて馬淵川新大橋に観測体制をしき、浸入状況の観察ならびに写真撮影を行ない、津波来襲後すばやく痕跡をとらえて痕跡高の測定を行なった。Photo 12 は馬淵川河口部における津波来襲状況を示したものである。対岸の建物は〔2〕(1)で述べた八戸市衛生処理場であり、一部で河川堤防を越波している状況がわかる。Photo 13 は津波来襲後の状況を示したもので、高水敷に並べてあった異形ブロック

の散乱状況および高水敷が泥土でおおわれている状況がわかる。

痕跡高の測定結果は Fig. 12 に示すとおりである。河口から 1.4 km の地点の自記量水標が津波のために流失し、記録が取れなかったが、目視観察によると津波の遡上の状態は段波状ではなく、水位がもりもりと上昇してくる感じのものであったという。痕跡の範囲は高水敷上の部分として 2.8 km の地点まで及んでいる。低水路の部分ではさらに上流地域まで影響が及んでいるが記録

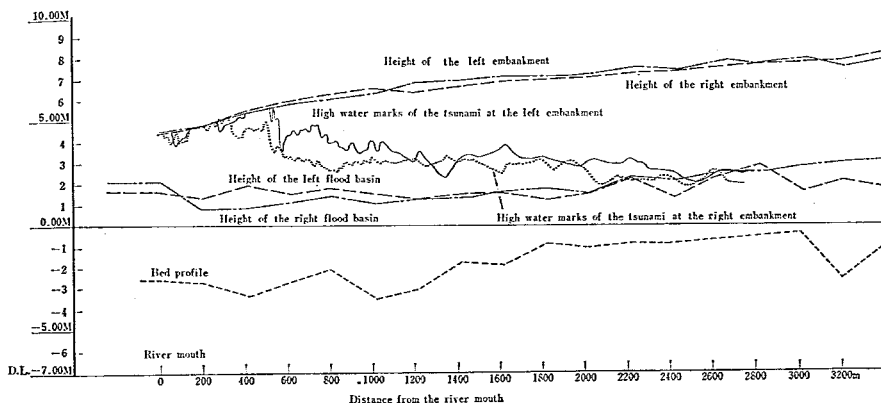


Fig. 12 High water marks at the mouth of the Mabechi River by the Tokachi-oki Earthquake tsunami. (Courtesy of Aomori Work Office)

馬淵川河口における十勝沖地震津波の痕跡高 (青森工事事務所)

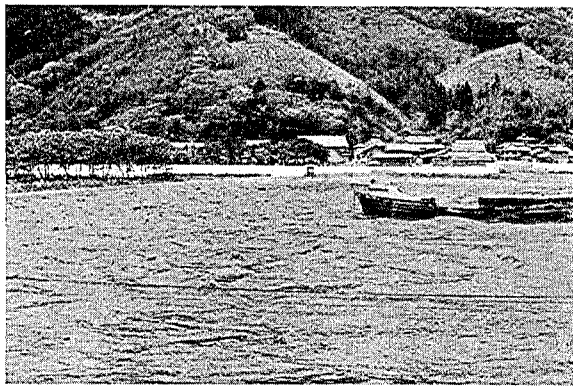


Photo 10 Surging wave of the tsunami at Funakoshi in Ogatsu Town, Miyagi Prefecture. (Courtesy of Ogatsu Town)
宮城県雄勝町船越における津波来襲状況 (雄勝町)

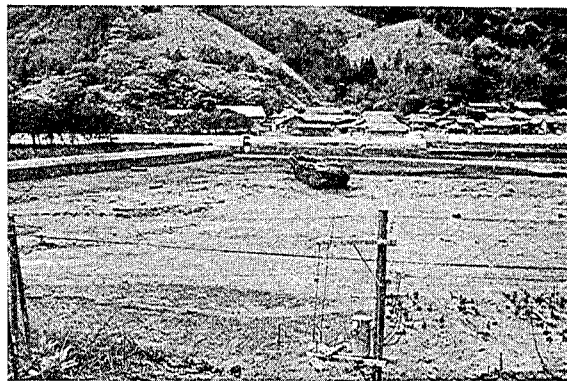


Photo 11 Abnormally low water caused by the tsunami at Funakoshi. (Courtesy of Ogatsu Town)
津波の引いた時 (雄勝町)



Photo 12 Aspect of the surging wave of the tsunami at the mouth of the Mabechi River, Aomori Prefecture. (Courtesy of Aomori Work Office, Ministry of Construction)
馬淵川河口における津波来襲状況 (青森工事事務所)



Photo 13 Aspect of the mouth of the Mabechi River after suffering the tsunami. (Courtesy of Aomori Work Office, Ministry of Construction)
馬淵川河口における津波来襲後の状況 (青森工事事務所)

は取れなかった。河口部での津波高は八戸港外蕨島の記録、および痕跡高などより推算潮位約4~5mと見ることができ、2.8kmの地点までの減衰高は約2mである。400m付近の堤防のクラックおよびずり出しは、もし津波が干潮時に一致しなければ破堤の原因となつたであろうと心配される。

(2) 北上川

北上川においては河口0kmの月浜、8.6kmの福地、13kmの中島および追波湾白浜において自記水位記録が得られていて、津波が河川を遡上していくにつれ、変形していく様子が伺える。

到着時間を調べると、白浜および月浜では10時30分ごろ、福地では11時10分ごろであり、8.6kmを遡上するのに約40分を要している。推算潮位上の最大偏差はTable 1 にみられるとおり、白浜より上流に向けて白浜1.30m、月浜1.06m、福地0.4m、中島0.2mと減衰している。

周期はいずれも約20分である。月浜および福地の量水記録をFig. 13およびFig. 14に示した。一般に海岸での検潮記録が推算潮位から、上下にほとんど同様の広がりをもって振動しているのに対して、河川での記録は水位上昇量に比較して、水位低下量が少ないことは興味深い。

月浜と福地の量水標の記録より津波の河川遡上速度について若干の検討を行なってみる。津波が河川を遡上する現象は、厳密には流れと波の共存系の問題として考えなければならないが、近似的には次の関係式が成立するはずである。

$$V = \sqrt{gH} - U \quad (1)$$

ここに、 V : 津波の河川遡上速度

g : 重力の加速度

H : 河川の平均水深

U : 河川の平均流速

$\sqrt{gH}$ は長波の伝ば速度を示していて、(1)式は遡上速度について、津波と河川の流速の重ね合わせができることを仮定している。すでに述べたように8.6kmを40分で伝ばしたことより $V = 3.59 \text{ m/sec}$ となる。また、津波来襲時の登米流量観測地点における流量は $661.3 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。これに対応する新北上川の平均流速 U は 0.35 m/sec である。したがって、 $\sqrt{gH} = V + U = 3.94 \text{ m/sec}$ となり、これより H を求めると $H = 1.61 \text{ m}$ となる。上述の流量に対する新北上川の平均水深は2.75m程度であり、若干計算値との差異があるが、河道の湾曲、河道断面の不整等は考えず、ごく平均的に求めたものであるため、この程度の誤差はやむを得ないものと考えられ、ほぼ(1)式で表わされる速度で河川を遡上したものとみられる。

〔4〕防潮堤および防潮水門の効果

(1) 岩手県宮古湾沿岸

チリ地震津波により宮古湾湾奥部はT.P. 4~5mの津波が来襲し、被災したため海岸津波対策工事として海岸堤防が築造された。今回の津波は宮古湾においては偏差ではチリ地震津波とはほぼ同じくらいであったが、最干潮時と重なったため、最大潮くらいはT.P. 3.5m程度であった。もし海岸堤防が築造されていなければ、T.P. 3.5mでもかなり被害が生じたものと思われるの

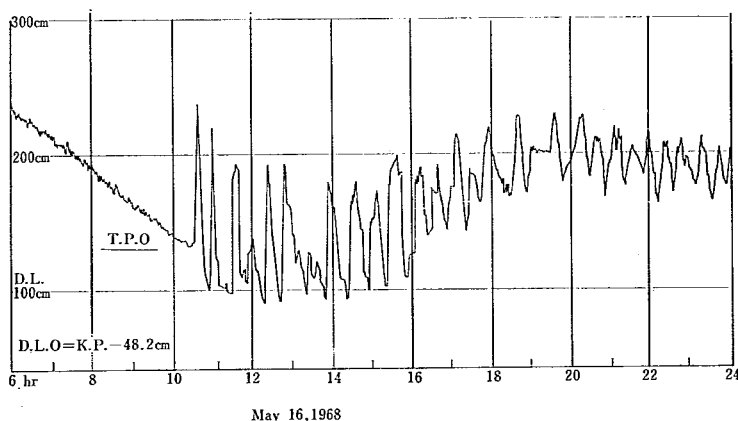


Fig. 13 Water level record by staff gauge at Tsukihama in the mouth of Kitakami River.
(Courtesy of Down Kitakami River Work Office)
月浜量水標水位記録 (北上川下流工事事務所)

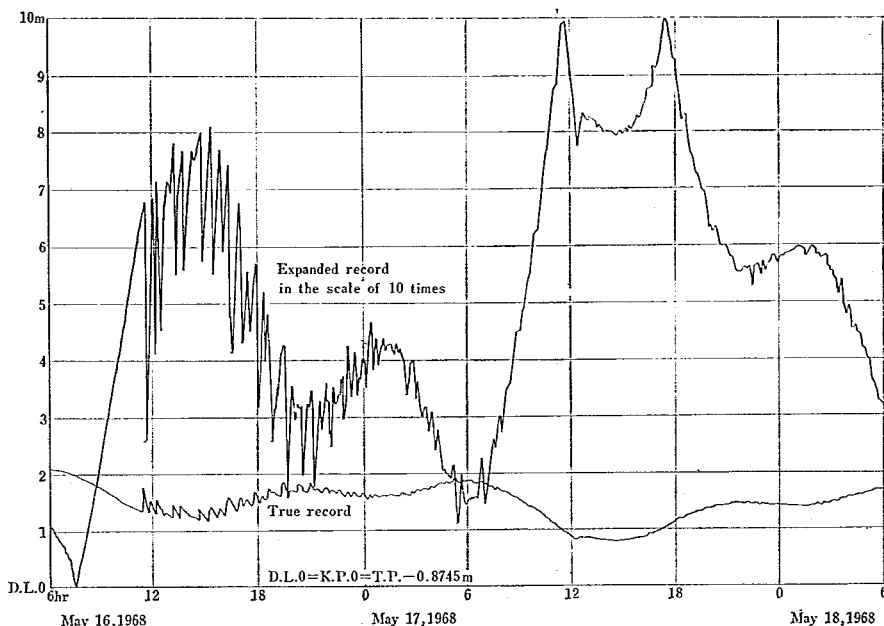


Fig. 14 Water level record by staff gauge at Fukuji in the midstream of the Kitakami River.
(Courtesy of Down Kitakami River Work Office)

福地量水標水位記録（北上川下流工事事務所）

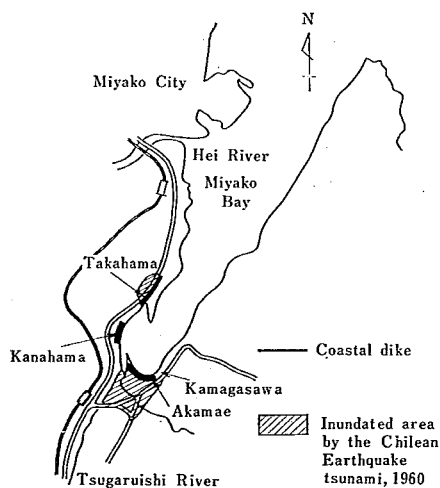


Fig. 15 Location map of sea-walls and coastal dikes along Miyako Bay, Iwate Prefecture.

岩手県宮古湾沿岸防潮堤配置図

で、その効果を調べてみると Table 4 のようになる。Photo 14に海岸堤防の一例として高浜地区の状況を示した。高浜地区と赤前地区の間にある金浜地区の海岸堤防も背後地は小さいが津波の侵入を防いで効果があったようである。

赤前地区のすぐ東にある釜ヶ沢地区は背後地が約 500 m² と非常に小さいため、海岸堤防が築造されておらず Photo 15 に示すように今回の津波で被災していたのは印象的であった。なお、これらの防潮堤（海岸堤防）には、背後地と海岸との連絡道路として門扉が設置しており、これらの門扉は人力あるいは動力で開閉するようになっている。岩手県下においてはチリ地震津波のような無感の地震による津波の場合、あるいは有感地震による津波でも、一門でも締まっていなくて大きな被害を受けることを考慮して、一定水位以上になると自動的に門扉が締まる自動装置が併用してある。これらの装置の点検、訓練は定期的に十分行なわれているようである。

(2) 宮城県志津川町

チリ地震津波では T.P. 4.2m の津波により、およそ 10,000 m² が浸水したため、防潮堤を建設することになった。しかし、Fig. 16 に示したように町内を新井田

Table 4 Effect of coastal dikes constructed after suffering the Chilean Earthquake tsunami.
チリ地震津波被災後に築造された防潮堤防の効果

Name of dike	Item	Chilean E. t.	Tokachi-oki E. t.
Takahama (Height T. P. 5.50 m)	High water marks of the tsunami Inundated area	T. P. 4.7 m About 10,000 m ²	T. P. 3.6 m Nothing (7,500 m ²)*
Akamae (Height T. P. 6.00 m)	High water marks of the tsunami Inundated area	T. P. 4.8 m About 1,200,000 m ²	T. P. 3.52 m Nothing (900,000 m ²)*

* Estimated figures without coastal dikes.

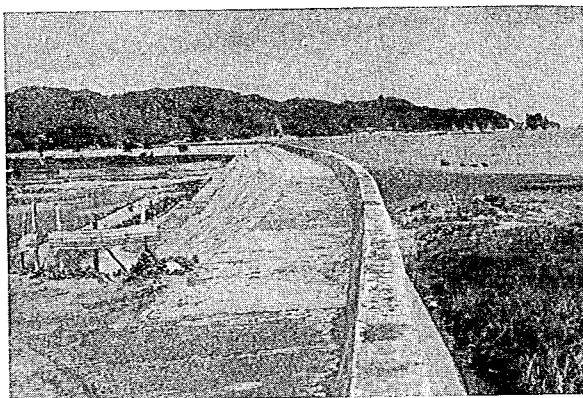


Photo 14 Aspect of the coastal dike at Takahama in Miyako Bay.
The height of the coastal dike is T. P. 5.50 meters. The enclosed area was protected by the coastal dike from the tsunami of T. P. 3.6 meters.

宮古湾沿岸高浜地区の海岸堤防 (T. P. 5.50m)

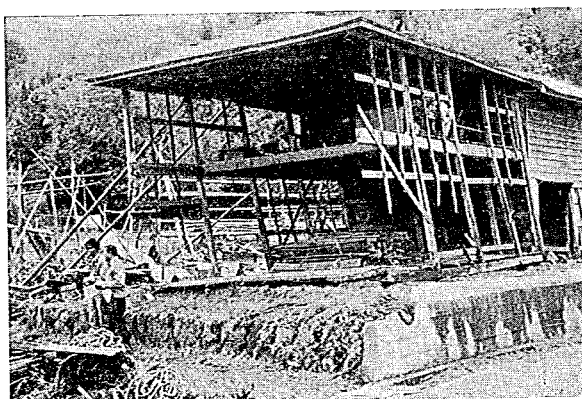


Photo 15 Damage of houses at Kamagasawa in Miyako Bay.
The district has no protecting work. The maximum height of the tsunami amounted to T.P. 3.46 meters.

宮古湾釜ヶ沢地区の津波 (最大潮位 T. P. 3.46m) による被害

川、八幡川、水尾川と三川が貫流しているため、その三川の両側も防潮堤をつくる必要があり、それをつくると町の機能をそこなうこと、工事が著しく大きくなることなどにより Photo 16 に示したように、河口部に防潮水門をつくり、海岸に面した部分を海岸堤防と防潮水門を連続させて守ることにした。今回の津波は小さく志津川町に浸水被害はなかったが、防潮水門の作動は人が操作する必要があり、自動装置は併用されていない。万一の場合を考えると岩手県下の門扉のように自動装置を併用する必要がある。町内には合計13の大小の水門があるが、最低年3回の訓練を行なっているので、今回は全部締まったそうである。

(3) 岩手県大船渡湾——大船渡津波防波堤の効果について——

チリ地震津波で大船渡湾は Fig. 17 に示したように、最大痕跡高で T.P. 5.6 m に及ぶ津波の襲撃を受け、大きな被害を受けた。このため大船渡湾口部に津波防波堤を築造し、大船渡湾奥部を津波より防御することになり、昭和38年度より、4カ年をかけて昭和42年3月に完成した。十勝沖地震津波は津波防波堤完成後来襲した最初の大規模な津波であり、この津波防波堤の効果の検討は非常に興味あるところであり、各方面の研究者の検討結果も^{91, 103, 113}すでに発表されているが、ここでは主として津波の周期と湾の固有振動周期との関係による津波の挙動について定性的な見解を述べることにする。

大船渡津波防波堤は Fig. 17 に示したように湾口部 737.6 m を混成堤方式で 200 m を残して締め切ったもので締め切り地点は水深 38 m であり、16.3 m まで捨石して、断面の減少をはかっ

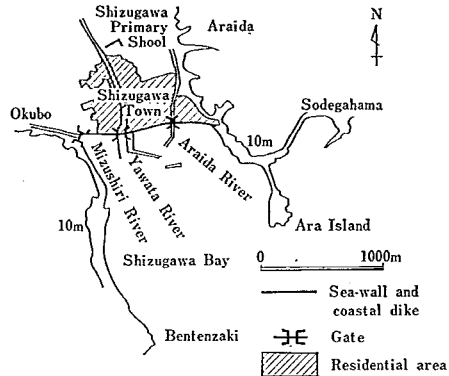


Fig. 16 Location map of sea-walls and gates at Shizugawa Town, Miyagi Prefecture.
宮城県志津川町の防潮堤および防潮水門配置図

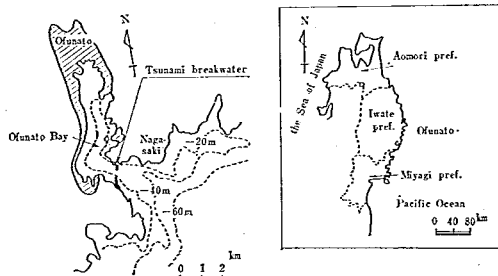


Fig. 17 Map of Ofunato Bay and the tsunami breakwater. Hatching denotes the inundated areas by the Chilean Earthquake tsunami on May 23, 1960.
大船渡湾および津波防波堤の位置

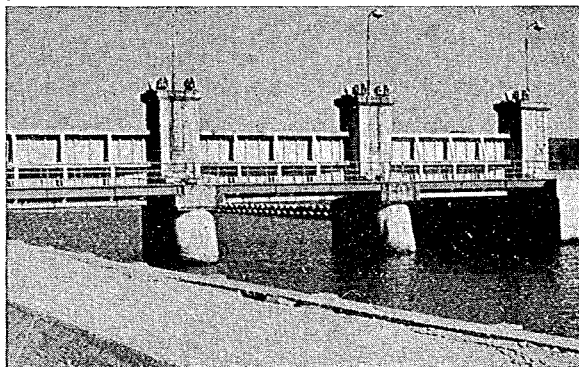


Photo 16 Gates for tsunami surging waves at Shizugawa Town, Miyagi Prefecture.
宮城県志津川町の防潮水門

ている。このため通水面積は締め切り前のおよそ1/6となつた。明治以後三陸地方を襲った有名な津波の湾の形状による変化を調べてみると Table 5 のようになる。この相反する結果は湾の固有振動周期と津波の周期の関係が湾奥での波高に非常に影響することを示している。大船渡湾の固有振動周期¹⁹⁾は潮位記録に現われる副振動の周期より39分であることがわかっている。これは Fig. 17 において湾奥を腹、湾口を節とする副振動であり、副振動の周期

$$T=4l/\sqrt{gH} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 T : 副振動の周期、

l : 湾の長さ、

H : 平均水深

において $l=8.2$ km, $H=20$ m とすると一致する。これが卓越周期であるが、潮位記録によると15.5分の周期の振動もあり、湾奥および湾の屈曲部を腹、中間の島を節とする静振と考えられ、 $l=5.5$ km, $H=14.3$ m とすれば説明できる。さらに4分周期の振動があり、これは対岸との静振と考えられるがあまり重要ではない。津波防波堤ができる前に来襲したエトロフ地震およびアラスカ地震による2つの津波では大船渡湾奥部では明らかに39分周期で振動している。これらの津波の湾口における周期(長崎漁港の検潮記録より求めた)は長く、40~50分程度であったため、湾の固有振動周期に近く、湾奥部の波高は湾口部の波高に比較して3倍程度大きくになっている。津波防波堤が完成に近づいた40年2月4日のアリユーション地震津波では湾内の振動周期の基本は30分であったが短周期のものに波高の大きいものが目立ち始めている。今回の津波では大船渡測候所により大船渡湾口の長崎漁港と湾奥の大船渡で対応する2つの検潮記録が Fig. 3 および 4 のように得られた。これらの記録より判断すると津波の初期——津波の開始より14時ころまで——の卓越周期は両者とも22分程度であり、湾口と湾奥の波形は12分程度の時間差をもって比較的良好に対応している。

この津波の周期は、三陸津波等の周期に近く、Table 6

に示したように、湾奥部の波高は湾口部の波高に比較してあまり大きくならないと予想されるが、平均して1.6倍程度大きくになっている。1968年6月12日岩手沖地震(1968年十勝沖地震の余震)による津波は湾口における周期は9.8分程度で非常に短いため、第二卓越周期15.5分で振動しているが、22分周期の振動も部分的にみられる。このような短い周期の津波でも湾口部と湾奥部の波高はほとんど変わらず、部分的には増幅している時もある。これから考えると大船渡津波防波堤を建設したことにより湾の固有振動周期を22分程度に短くし、今回の津波の周期に近づけたため、共振を起こしやすい状態にしたが、湾口をしぼってはいってくるエネルギーを制限したため、完全な共振状態にはならなかったものと考えられる。これは十勝沖地震津波において、等1波の増幅率1.10から最大の1.78までになるのに5波を要した増幅過程より見ても明らかである。過去の津波の卓越周期と増幅率との関係を Table 6 に示した。

Table 6 の増幅率 H/H_0 と津波周期と湾の固有振動周期との比 $T/39$ 分の関係を Fig. 18 に示した。

ここに、 H : 湾奥における津波波高

H_0 : 湾口における津波波高

T : 湾口における津波卓越周期(分)

大船渡津波防波堤完成前後では、増幅率に若干傾向の違いがあるように思うが、データ数が少ないこと、津波の周期がはっきりしないことなど、不確定な要素が多くはつきりしないが、この種の津波防波堤においては、共振は慎重に検討しなければならぬ問題であろう。なお堀川・首藤・西村も述べているように、津波の周期は14時ころ以後は湾口、湾奥とも40分周期の成分をかなり含むようになってきており、津波の性質に変化が生じているものと思われる。

(4) 宮城県女川湾——女川津波防波堤の効果について——

チリ地震以後、女川町を保護するため、女川津波防波堤が建設された。今回の津波に対してこの津波防波堤

Table 5 Deformation of tsunamis due to the shape of bay.

津波の変形と湾形の関係

Name of bay	Sanriku E. t. June 19, 1896	Chilean E. t. May 24, 1960	The periods of the natural oscillation of the bay
Shorter bay (Ryori and Taro Bay)	high*	low	18 min. 11
Longer bay (Ofunato, Shizugawa and Hirota Bay)	low**	high	39 41 47
Periods of the tsunami	10~20 min.	40~70 min.	

* Tsunami height at the recess of the bay was higher than that of the entrance of the bay.

** Vice versa.

Table 6 Deformation of tsunamis in Ōfunato Bay. (See Fig. 18)
大船渡湾における津波の変形

Tsunami	Tsunami height		Ratio of H to H_0 (H/H_0)	Periods	
	H_0	H		Tsunami T	Bay T_0
Mar. 3, 1933 Sanriku E. t.	780 cm	380 cm	0.54	15 min.	0.39
May 24, 1960 Chilean E. t.	190	530	2.8	Initial stage 50 Maximum stage 70	1.28 1.79
Sep. 13, 1963 Etorofuan E. t.	10	38	3.8	36	0.92
Mar. 28, 1964 Alaskan E. t.	20	65	3.2	52	1.33
Feb. 2, 1965 Aleutian E. t.	10	24	2.4	44	1.22
May 16, 1968 Tokachi-oki E. t.	1st wave 113 2nd 55 3rd 25 4th 65 5th 60 6th 30 7th 30 8th 50	120 75 35 105 105 50 50 76	1.10 1.36 1.40 1.62 1.70 1.66 1.66 1.52	mean 1.6 22	0.56
June 12, 1968 Iwate-oki E. t.	1st 18 7th } mean 15 15th }	22 12	1.22 0.80	9.8	0.25

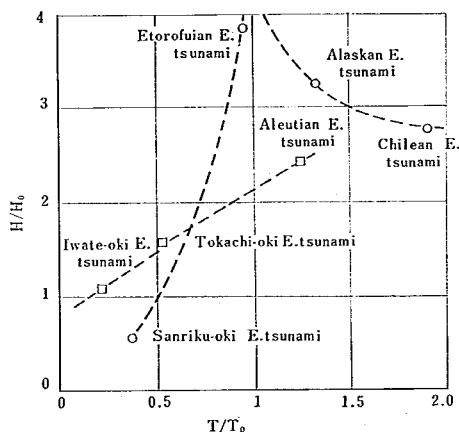


Fig. 18 Ratio of the tsunami height at the inner most part of Ōfunato Bay (H) to that at the entrance of the bay (H_0) for tsunamis. The ratio of the dominant tsunami periods (T) to the periods of the natural oscillation of the bay ($T_0=39$ minutes) is taken on the abscissa.
○Tsunami which had attacked the bay before the Ōfunato tsunami breakwater constructed.
□Tsunami which attacked the bay after the Ōfunato tsunami breakwater had constructed.
大船渡湾における津波の変形と周期の関係

がどの程度有効に働いたかは、湾口部と湾奥部との対比できる検潮記録がないため定量的には明らかでない。しかし、定性的には隣接する雄勝湾には被害が生じたのに女川町には、ほとんど被害がなかったことより判断してかなり効果があったようである。Photo 17 および 18 に津波防波堤湾口部を津波が噴流状態となって流入、流出している状態を示した。

3. 河海構造物の被害状況

(1) 河川構造物の被害

(1) 概説

十勝沖地震によって河川堤防、河川付属構造物等に相当な被害が生じた。今回の調査地域の青森県、岩手県を通じて、その被害の分布を見ると岩手県下には、ほとんど被害は発生しておらず、青森県東部の沖根平野に集中的に発生している。調査河川としては、沖根平野の最も発達している岩木川、馬淵川、相坂川および五戸川の4河川を取り上げ、現地踏査を実施した。震度階としては津軽半島の岩木川がⅣであり、他はⅤである。河川災害については、堤防にその被害が最も多く、護岸の被害も多数にのぼっているが、水門、樋管等の構造物は今回はほとんど被害を受けていない。堤防等の盛土の地震対策は現在なお明らかにされていないが、三陸沿岸のように地震発生後、すぐ津波が襲ってくる可能性の高い地点では耐震設計の必要性が痛感される。

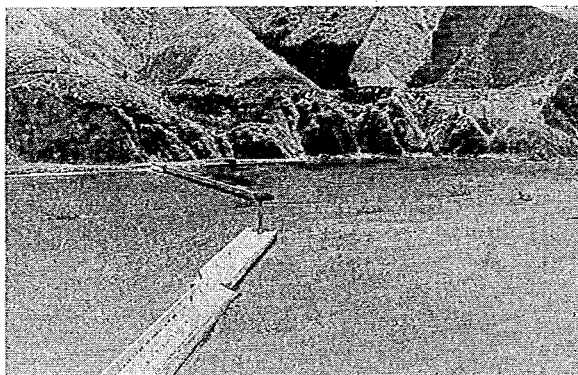


Photo 17 Aspect of the tsunami inflow into the inner part of Onagawa Bay at the Onagawa tsunami breakwater. Fishing boats are trying to escape into the outer bay. (Coutesy of Onagawa Town)
女川津波防波堤より津波が流入している状況
漁船が港口より脱出しようとしている (女川町)

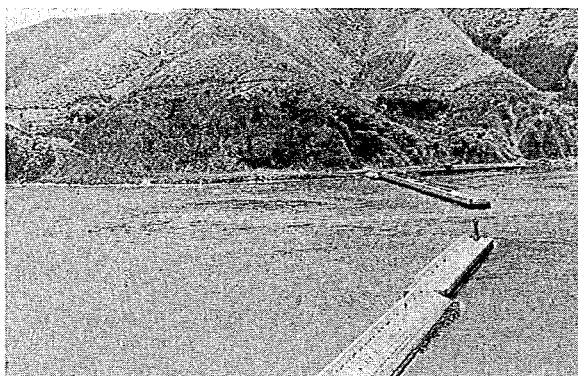


Photo 18 Aspect of the tsunami outflow from the inner part of Onagawa Bay. (Coutesy of Onagawa Town)
女川津波防波堤、津波が噴流状態となって港内より港外に流出している (女川町)

(2) 被害の分布

今回の調査河川におけるおもな被害の分布は Fig.19 および20のとおりである。被害箇所はすべて下流部の比較的新しい堆積地に集中していて、河川の特徴としては蛇行特性があげられる。基礎土質との関係は今後十分に検討していかなければならないが、堤防に関しては、相坂川の平面図に特徴的に現われているように、旧川締め切り部に被害が多い事は注目されなければならない。

(3) 堤防の被害

盛土の被害は河川堤防に限らず、道路、鉄道にも認め

られ、地盤上の特異点に応力集中が生じることが認められた。発生した被害としては、堤体のクラック、沈下、のりくずれ、堤体のはらみ出しなどを挙げられるが、被害としての印象はクラックが特に大きく、のりくずれ、はらみ出しなどはクラックから派生したもののである。

横断面で堤体のクラック発生箇所を見ると、新潟地震調査報告書^{13), 14), 15)}にも認められているように、天端およびのり肩付近に多く発生していて、方向は堤防の縦方向が多く、横方向はほとんど認められなかった。クラッ

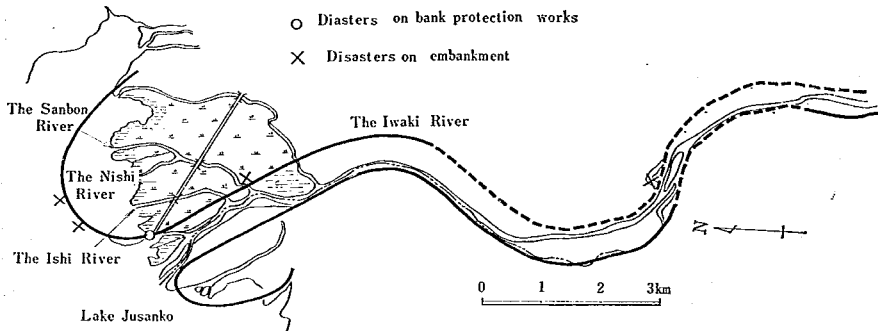


Fig. 19 Disaster map of the Iwaki River.
岩木川被害分布図

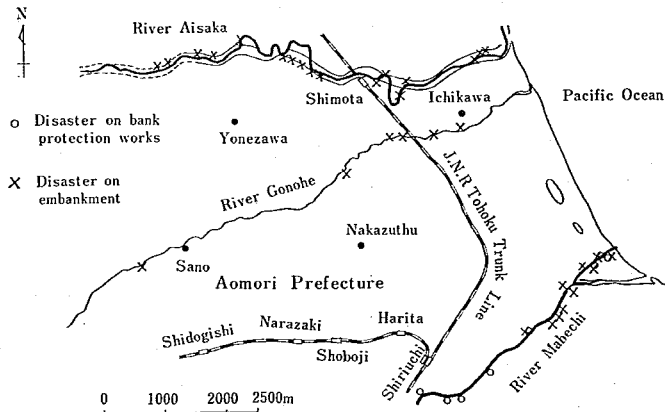


Fig. 20 Disaster map of the Matechi, Aisaka and Gonohe River.
馬渕川、相坂川および五戸川被害分布図

クの幅はひび割れ程度のもから幅数 10 cm に及び、クラック数も数本に及んでいるものまでである。岩木川三本川締め切り地点、相坂川堀切堤防のクラックおよびのりくずれは旧川締め切り点の被害の代表例であり、Photo 19 にその例を示した。Photo 20 に馬渕川河口部の状態を示した。同地点において堤体材料が一部水平方向に移動し、ずり出しおよびはらみ出しがみられた。

岩木川十三湖園堤はアスファルト舗装されていたが、幅数 cm のクラックが数 m および護岸の破損が数カ所認められた程度で被害は軽微であった。

(4) 護岸の被害

今回調査した地域の護岸の形式は練り石積み、ブロック張り、あるいは連接ブロック張りで大別され、その前面は詰ぐい打ち、粗朶沈床敷およびコンクリート矢板打

ちなどが設置されている。被害の状況はこのような構造物の相違により、また地域的な地形の相違によりかなり変化しているが、どの形式の護岸についても被害が認められた。これらの被害の発生箇所は堤体のクラック、のりくずれおよび高水敷のクラックなど堤体の変形に起因するものが多く、対策もそれだけむずかしいと思われる。

Photo 21 に馬渕川新大橋下流右岸のブロック張り護岸の被害状況を示した。Photo 22 は同じく馬渕川新大橋下流右岸の練り石積み護岸の被害状況を示したものである。練り石積みの結合がはずれ、10 cm 程度のクラックが生じている。川の中に見えるのは詰ぐい打ちである。Photo 23 は馬渕川尻内橋上流右岸の連接ブロックの被害状況である。連接ブロックが全体として河心方向

にずり落ちた。堤防上部にくいなどを打ち、接続ブロックの上端をそれに固定するなど、ずり落ちを防止する工法をとってあれば被害が減少したかもしれない。

(5) その他の構造物の被害

水門、樋管等の被害は皆無であり、水制の被害もほとんど認められない。特異な例として馬淵川の高水敷を横



Photo 19 Cracks and failure of the side slope on the embankment of the Aisaka River at Horikiri.

相坂川堀切堤防のクラックおよびのりくずれ

切るコンクリートブロック張りの排水路は地震で振動を受けたのち、津波の遡上を受け、コンクリートブロックがはがされ、散乱するという被害が生じている。

〔2〕 海岸構造物の被害

(1) 青森県青森海岸海岸堤防

青森海岸は建設省の直轄海岸であり、西田沢、内真部、後潟の3工区が施行されていたが、西田沢工区のみが被害を受けた。堤防形式は Fig. 21 に示したように、各工区ともコンクリート三面張りであり、堤防断面、施工法とも大差ないため、基礎地盤の影響かと推定して調査したが、地盤も大差なく、なぜ西田沢工区のみ被害を受けたか明らかでない。

被害は次の個所に集中している。

- 1) 裏のり保護コンクリート版と天端保護コンクリート床版との接続部分にクラックがはいりコンクリート版が下方にずり落ちる。西田沢工区の場合、このクラックの大きさは最大2cm 程度であった。
- 2) 裏のり保護コンクリート版と側溝との取り付け部分にクラックがはいり破損している。
- 3) パラペットウォール部分と天端保護コンクリート床版との接続部分にクラックがはいっている。
- 4) パラペットウォールの施工目地における上下および水平方向への移動による食い違い。
- 5) パラペットウォール部分の破壊
- 6) 不等沈下による天端高の不整。測量結果判明したもので、肉眼で判明するほど顕著なものではなかった。

なお、被害個所の裏のり保護コンクリート版を一部取りはずしてみたところ、中詰め土砂にずれが生じていることが認められた。根入れ部分も破壊している可能性があるが明らかでない。



Photo 20 Cracks on the embankment of the Mabechi River at a distance of 400 meters from the river mouth.

馬淵川河口より400m地点の堤防のクラック

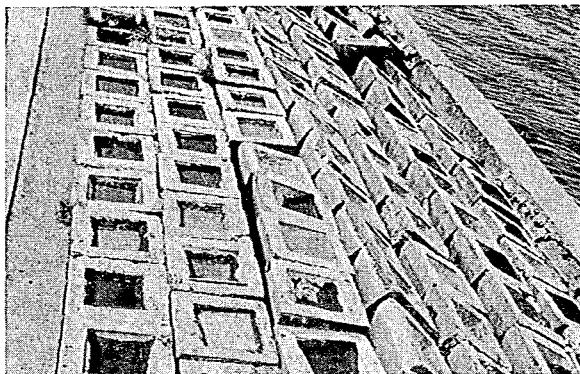


Photo 21 Failure of blocks on the right bank of the Mabechi River.
馬淵川新大橋下流右岸ブロック張り護岸の被害

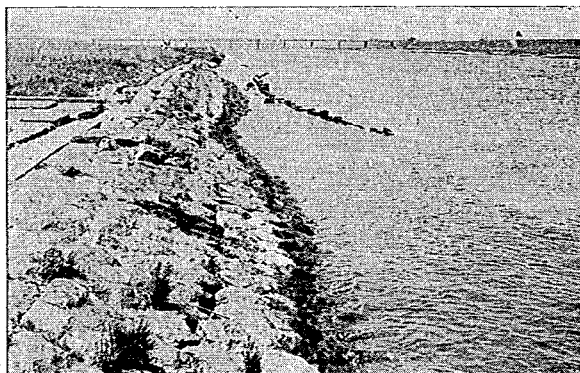


Photo 22 Failure of the mortar stone pitching on the right bank of the Mabechi River.
馬淵川新大橋下流右岸縁り石積み護岸の被害

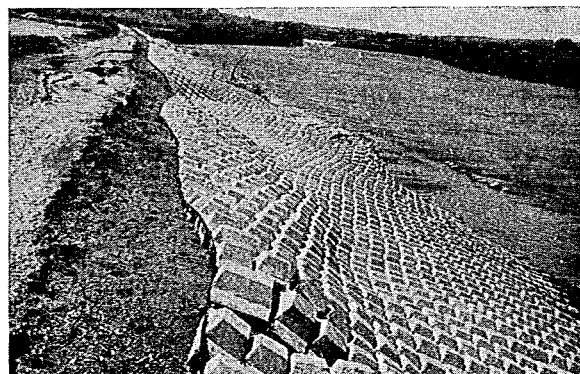


Photo 23 Slide of the connected blocks on the right bank of the Mabechi River at Shiriuchi.
馬淵川尻内橋上流右岸連接ブロック護岸の被害

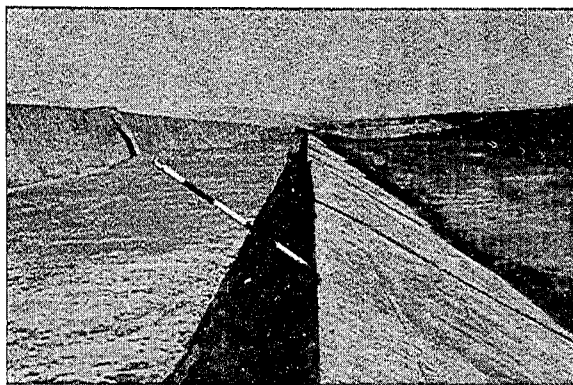


Photo 24 Fall-down of the concrete plates on the coastal dike at Momoishi, Aomori Prefecture.
百石海岸堤防のり保護コンクリート版のずり落ち



Photo 25 Cracks in the parapet wall of the coastal dike at Momoishi.
百石海岸堤防のバラベツトウォール部の被害



Photo 26 Ununiform settlement of the coastal dike at Momoishi.
百石海岸堤防の不等沈下による天端高の不整

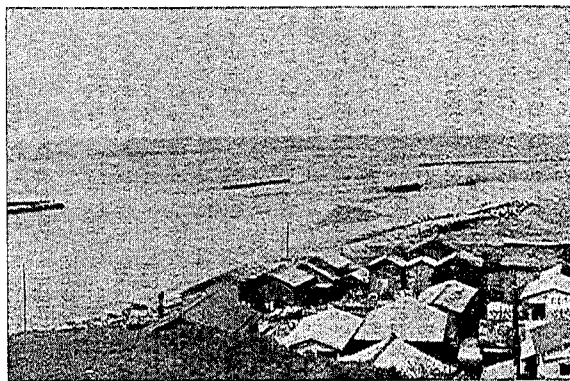


Photo 27 Damage of the river-mouth breakwater at Hachinohe Port.
八戸港河口防波堤の破壊，流出

現在では真のり、天端ともコンクリート被覆が大部分であるが、特に越波の大きい場合はともかく、通常の場合はブロック張りあるいはアスファルト張りなどを考慮すべきであろう。また、基礎矢板については調査が進んでいないが、これが相当な被害を受けているとやはり復旧が困難なので、根固め工を強化して矢板工を省略する工法などを考えることも必要となろう。

(3) 馬淵川河口部の堤防天端高は約 T. P. 4.5 m であるが、今回の津波により潮位は天端すれすれまで上昇しているようなので、もし津波と満潮が重なった場合は約 1 m の水深で越流することになり、相当の被害を受けたものと推定される。したがって少なくとも、河口部の 1 km 程度は津波を十分に考慮した高さとし、またある程度の越流に対しても耐え得る構造とすべきであろう。

終わりに今回の災害調査に当たって種々御協力いただいた元赤羽支所庶務課庶務係長伊藤健彦氏ならびに下記機関に対し、深く謝意を表する次第である。

1. 東北地方建設局河川計画課、青森工事事務所、青森海岸出張所、五所川原出張所、八戸出張所、北上川下流工事事務所
2. 青森県相坂川・五戸川工事事務所
3. 運輸省第二港湾建設局八戸工事事務所
4. 岩手県河港課、久慈土木事務所、宮古土木事務所、釜石土木事務所、大船渡土木事務所
5. 宮城県迫土木事務所、石巻土木事務所
6. 八戸測候所、宮古測候所、大船渡測候所

参 考 文 献

1. 竹内俊雄、福岡正巳、芦田和男、富永正照「チリ—地震津波による災害をみて」土木技術資料、Vol. 2, No. 6 (1960)
2. 福岡正巳、細井正延、吉川秀夫、木下武雄、首藤伸夫、馬場享「チリ—地震津波調査報告」土木技術資料、Vol. 2, No. 12 (1960)
3. 岸 力「1968年十勝沖地震調査報告 津波——北海道東北沿岸——」北海道大学工学部・東大地震研究所・東北大学合同津波調査班 (1968)
4. 松尾春雄「三陸津波調査報告」土木試験所報告、第24号 (1933)
5. 松尾春雄「三陸津波調査報告 (追加)」土木試験所報告第27号 (1933)
6. 前出の論文 4. および 5.
7. 前出の論文 1. および 2.
8. 梶浦欣二郎、羽鳥徳太郎、相田勇、小山盛男「1968年十勝沖地震にともなう津波の調査」地震研究所彙報、Vol. 46 (1968)
9. 伊藤喜行、木原力「長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第3報)」港湾技術研究所報告第9巻第4号 (1968)
10. 伊藤喜行、谷本勝利、木原力「長周期波に対する防波堤の効果に関する計算 (第4報)——1968年十勝沖地震津波に対する大船渡津波防波堤の効果——」港湾技術研究所報告、第9巻、第4号 (1968)
11. 堀川清司、首藤伸夫、西村仁嗣「十勝沖地震津波における大船渡湾内外の海面振動について」土木学会第24回年次学術講演会講演集、第2部 (1969)
12. 栗田 茂「大船渡湾における副振動と津波について」大船渡測候所
13. 寺島敦、小島圭二、渡正亮、酒井淳行「新潟地震調査報告第2編——新潟地震と地盤の特性——」土木研究所報告、第125号 (1965)
14. 吉川秀夫、山村和也、豊島修、土屋昭彦、大久保忠良「新潟地震調査報告第3編——河川関係の被害——」土木研究所報告、第125号 (1965)
15. 伊吹山四郎、市原 薫、沢田健吉、藤井治芳、島津晃臣、小川哲夫、長友成樹、今田徹「新潟地震調査報告第4編——道路およびトンネルの被害——」土木研究所報告、第125号 (1965)

1968年十勝沖地震災害調査報告

土木研究所報告 141
昭. 46. 6 (1971)

第1編 地震

寺島 敦

要 旨

昭和43年5月16日、十勝沖に大規模な地震 ($M=7.9$) および余震 ($M=7.5$) が発生し、死者約50名を含み、家屋、道路、堤防、山地、鉄道等にじんだな被害を与えた。

震度Vの地域は、北海道南部と青森県東部との広い範囲に及び、津波は三陸沿岸で最高2 m以上に達した。

これらの地震による被害の特徴は、(1)盛土の被害、(2)斜面地形の被害、(3)鉄筋コンクリート建築物の被害に大別することができる。盛土と斜面地形の被害は地震直前の集中豪雨に見舞われた地域に著しい。水を多量に含んだ土質の動的特性の研究は、今後重要な位置を占めるであろう。コンクリート建築物の被害は、地震工学の見地からなんらかの欠陥があるように思われる。

三陸沖および十勝沖は、地震活動の盛んな地域で、歴史的に見ると、70年に1回 $M \geq 7$ の地震が発生し、最近の資料からは、震度Vの地震が30~40年に1回、青森県東部および北海道南部で感じられるように推定される。

キーワード (十勝沖地震, 地震災害, 十勝沖・三陸沖の地震活動, 地震動の性質)

1968年十勝沖地震災害調査報告

土木研究所報告 141
昭. 46. 6 (1971)

第2編 地震災害の概況ならびに震害地域の地質

栗林栄一, 桑原啓三

要 旨

十勝沖地震による被害の概況と損害額の推計値を報告するとともに、地質と被害の関係を巨視的に照査した結果を報告している。

キーワード (1968十勝沖地震, 災害, 損害額, 地質)

1968年十勝沖地震災害調査報告

土木研究所報告 141
昭. 46. 6 (1971)

第3編 強震観測の記録

小山田欣裕

要 旨

建設省、北海道開発局ならびに各都道府県における主として橋梁関係の SMAC-B2 型強震計による本震での観測記録に加え、運輸省所管の港湾関係の記録も含めて観測結果を要約し、

- 1) 地盤の水平最大加速度
 - 2) 橋脚または橋台の頂部における水平最大加速度
 - 3) 地盤の水平最大加速度に対する橋脚または橋台の頂部における水平最大加速度の比
 - 4) 地盤の水平最大加速度ならびに気象庁震度の分布表
 - 5) 地盤における代表的加速度波形
- を示し、特徴のある事柄を指摘したものである。

キーワード (強震観測, 強震計, 地震記録)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 141, June 1971
Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968
Chapter 1

1968 Tokachi-oki Earthquake

Tsutomu Terashima

Synopsis:

This chapter is the reports of geophysical consideration of the earthquake (May 16, 1968; $M=7.9$) and of the general survey on the disasters caused by it.

The contents consist of: (i) intensity distribution of the earthquake, (ii) the behavior of the after shocks, (iii) the situation of the summarized disaster caused by the earthquake, (iv) the behaviors of the ground motion by the earthquake, (v) seismicity of offshore Tokachi and Sanriku areas, (vi) the characteristics of disasters caused by the earthquakes, (vii) the relation between the disasters and the violent precipitation just before the earthquake, and (viii) all inclusive consideration.

Key words (Tokachi-oki Earthquake (1968), Earthquake Damage, Seismicity in Tokachi-oki and Sanriku-oki, Characteristics of Earthquake Motion)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 141, June 1971

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968
Chapter 2

Amounts of the Earthquake Damage and Geological Feature

Eiichi Kuribayashi and Keizo Kuwahara

Synopsis:

In macro-scopic view the disaster and damages estimated are reported and some relations are analyzed between the damages and the geological conditions of the regions subjected to the Tokachi-oki Earthquake of 1968.

Key words (The Tokachi-oki Earthquake 1968, Disaster, Damage, Geology)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 141, June 1971
Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968
Chapter 3

Strong Motion Earthquake Records

Yoshihiro Oyamada

Synopsis:

Summarizing the results of observations of strong motion earthquakes in the main shock of the Tokachi-oki Earthquake on May 16, 1968, which were recorded with the SMAC-B2 strong motion accelerometers mainly in the bridges and the grounds nearby those bridges belonging to Ministry of Construction, Hokkaido Development Bureau and some prefectures as well as in the ports and harbours belonging to Ministry of Transport, the following data were shown in this part and some interesting facts obtained by the investigation of these data were pointed out.

- (1) The maximum horizontal ground accelerations,
- (2) The maximum horizontal response accelerations at the top of the piers and the abutments of the bridges,
- (3) The ratio of the maximum horizontal response accelerations at the top of the piers and the abutments at the bridges to the maximum horizontal ground accelerations,
- (4) The distribution table of the maximum horizontal ground accelerations and the seismic scales in JMA,
- (5) The representative acceleration waves at the grounds.

Key words (Observation of Strong Earthquake Motion, Strong Motion Accelerograph, Seismogram)

1968年十勝沖地震災害調査報告

第4編 河川堤防および護岸の被害

土木研究所報告 141
昭. 46. 6 (1971)

矢部正宏

要 旨

河川堤防および護岸の被害は青森県の太平洋岸に集中しているがその被害の共通的な様相と推定される原因について概略を述べ、被災後に土質調査と常時微動測定が行われた馬淵川について、地盤の土層構成、原位置試験結果と物理的力学的性質および堤体土の性質を被害箇所と無被害箇所に分けて示し、常時微動の卓越周期と震害の関係にも言及する。

キーワード (十勝沖地震, 河川堤防)

1968年十勝沖地震災害調査報告

第5編 ダムに及ぼした影響

土木研究所報告 141
昭. 46. 6 (1971)

岩崎敏男

要 旨

十勝沖地震の強震地域に近い6つのダムを被震直後に調査し、3つのダムにおいて軽微な変状が生じていることを見出した。

これらの変状を、既往の地震時におけるダムの変状と照合して、ここに報告している。

キーワード (1968十勝沖地震, ダム, 被害)

1968年十勝沖地震災害調査報告

第6編 道路の被害

土木研究所報告 141
昭. 46. 6 (1971)

佐々木康, 飯島 尚

要 旨

この報告は1968年十勝沖地震による道路施設の被害に関する調査結果をとりまとめたものである。

被害はおもに盛土部分に集中しており、被害の様相によって4つのパターンに類別できる。これら4種の被害はともに、飽和度が高くなると強度が低下するという盛土材料の特性と、地震による液状化とがおもな原因と考えられることを指摘した。

キーワード (十勝沖地震, 道路盛土の地震災害, 液状化現象)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 141, June 1971

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 4

Damage on Dikes and Revetments

Masahiro Yabe

Synopsis:

Failures of dikes and revetments which mostly occurred in the east part of Aomori Prefecture are described and presumptive causes for the failures are discussed.

Case study was performed for the river Mabechi. Soil profile, sounding results, physical and mechanical properties of the dike material and the foundation are revealed for the damaged and undamaged area. Results of micro tremor measurements are also given.

Key words (Tokachi-oki Earthquake(1968), River Embankment)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 141, June 1971

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 5

Influences on Dams

Toshio Iwasaki

Synopsis:

After the shock of the Tokachi-oki Earthquake 1968, six dams located in the adjacent area of the strong motion district were surveyed in Tohoku region. Slight damage was observed to three dams of the six.

In this report the damage is compared with a typical pattern of the damage experienced during past earthquakes.

Key words (The Tokachi-oki Earthquake 1968, Dam, Damage)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 141, June 1971

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Chapter 6

Damage to Highway Embankments and Pavements

Yasushi Sasaki and Takashi Iijima

Synopsis:

This paper presents the damage to road facilities caused by the 1968-Tokachi-oki Earthquake. Almost all the damage of the road facilities were the slip failures of road embankments. The damage due to the earthquake are classified into four types and are described respectively of their characteristic features.

The main reason of the failure of embankments is considered to be in the weakness of the embankment materials against the water and the seismic motion.

Key words (Tokachi-oki Earthquake (1968), Earthquake Damage to Highway Embankment, Liquefaction Phenomenon)

1968年十勝沖地震災害調査報告

土木研究所報告 141

昭. 46. 6 (1971)

第7編 橋梁関係の被害

吉田 巖, 足立義雄

要 旨

本文は十勝沖地震による橋梁の被害調査結果をまとめたものである。調査は地震直後に主として青森県東部および中央部について行なわれ、橋長20m以上の永久橋79橋がその対象となった。

上部構造の被害としては、主げたの移動と杓部の被害が認められた。下部構造については地震時に大きな変形を生じるパイルベント形式の橋梁と水平方向の検討結果、地盤破壊を生じている場合に被害をこうむっていると指摘することができる。橋梁取り付け部は被害を受けている個所が多い。しかし、調査結果では橋梁の被害は軽微なものにすぎなかった。

キーワード (橋梁, 震害調査, 地震)

1968年十勝沖地震災害調査報告

土木研究所報告 141

昭. 46. 6 (1971)

第8編 津波および河海構造物の被害

富永正照, 星畑国松, 坂本忠彦

要 旨

1968年十勝沖地震に伴う津波および地震による河海構造物の被害調査報告である。

北海道および三陸沿岸を襲った津波は1960年のチリー地震津波に匹敵するものであり、推算潮位上の偏差は最大5mにも達したが、被害は比較的軽微であった。これは津波最強時がたまたま最干潮時と一致したこと、チリー地震津波による被災後築造された海岸堤防、防潮水門、津波防波堤が有効に働いたためと思われる。

河川および海岸構造物の被害は、青森県東部の沖積平野に集中している。これらの状況を現地調査により明らかにした。

キーワード (1968年十勝沖地震, 津波, 津波防波堤, 防潮水門, 堤防盛土の崩壊)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 141, June 1971
Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968
Chapter 7
Earthquake Effects on Highway Bridges

Iwao Yoshida and Yoshio Adachi

Synopsis:

The present paper shows the result of a survey on damage occurred in highway bridges during the Tokachi-oki Earthquake. The survey to 79 bridges, whose length exceeds 20 meters, was carried out in the eastern parts of Aomori prefecture immediately after the earthquake.

Damages to superstructure were mainly the movement of main girder and failure of shoe inclusive of its fixed mortar. As for damages to substructure, pile piers surely suffered damage, and the abutment was pushed out towards the river at the Noushi Bridge. There was a lot of damage on approaches to bridges. However, it does not seem that the earthquake brought severe damage on bridges.

Key words(Highway Bridge, Survey on Earthquake Damage, Earthquake)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 141, June 1971
Survey on the Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968
Chapter 8

On the Tsunami and the Disaster of River and Coastal
Structures due to the Tokachi-oki Earthquake 1968

Masateru Tominaga, Kunimatsu Hoshihata and Tadahiko Sakamoto

Synopsis:

The Tokachi-oki Earthquake generated a fairly large Tsunami. The maximum heights of tsunami above the normal tidal level were from 1 to 5 meters along the north Pacific coast of Japan. The periods of tsunami were from 15 to 25 minutes. The damage caused by the tsunami was not so much that the scale of tsunami was fairly large. The reason is as follows. (1) Fortunately the tsunami occurred during the low tidal level. If it had occurred during the high tidal level, the Maximum height of the tsunami would become one or two meters higher than recorded height. (2) The north Pacific coast of Japan was protected by sea walls and tsunami breakwaters, which had constructed after suffering the heavy damages by the Chilean Earthquake tsunami in 1960.

River and coastal structures in Hachinohe district were heavily damaged by the earthquake. But there was no structural disaster in the other district.

Key words (Tokachi-oki Earthquake, tsunami, tsunami breakwater, tidal establishment, landslide of embankment)

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 141, June 1971

CONTENTS

Survey on Disaster due to the Tokachi-oki Earthquake 1968	
Introduction Mineo Nagamori.....	(1)
Chapter 1. Tsutomu Terashima	
1968 Tokachi-oki Earthquake.....	(3)
Chapter 2. Eiichi Kuribayashi and Keizo Kuwahara	
Amounts of the Earthquake Damage and Geological	
Feature	(25)
Chapter 3. Yoshihiro Oyamada	
Strong Motion Earthquake Records.....	(39)
Chapter 4. Masahiro Yabe	
Damage on Dikes and Revetments.....	(47)
Chapter 5. Toshio Iwasaki	
Influences on Dams.....	(61)
Chapter 6. Yasushi Sasaki and Takashi Iijima	
Damage to Highway Embankments and Pavements.....	(67)
Chapter 7. Iwao Yoshida and Yoshio Adachi	
Earthquake Effects on Highway Bridges.....	(79)
Chapter 8. Masateru Tominaga, Kunimatsu Hoshihata	
and Tadahiko Sakamoto	
On the Tsunami and the Disaster of River and Coastal	
Structures due to the Tokachi-oki Earthquake 1968.....	(97)